



Energy-Based Progressive Collapse Assessment of Steel Frame Buildings for Planning Multi-Stage Explosive Demolition

Hamid Moharrami* and Alireza Farhudi

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract: This study proposes a practical method for planning multi-stage explosive demolition of multi-story steel structures using nonlinear dynamic analysis and energy-based performance measures in SAP2000. A ten-story steel moment-resisting frame with composite floors is modelled by considering inelastic behaviour through concentrated plastic hinges, second-order effects, and direct time integration with viscous damping. Critical columns at one of the intermediate stories and at the ground story are divided into three blasting groups at each level and removed sequentially with a fixed short interval. At the same time, the delay between the two story-level sequences is treated as the main demolishing variable and examined across multiple scenarios. Performance is assessed using three dimensionless indicators representing collapse efficiency, kinetic response severity with residual motion, and energy-balance consistency. A hierarchical selection rule is applied first, excluding scenarios that fail the energy-consistency requirement and then, ranking the remaining cases primarily by collapse efficiency and secondly by the kinetic indicator. Results show that an intermediate inter-story delay produces a decisive gravity-driven collapse with strong but controlled motion, while very small or very large delays tend to cause incomplete collapse or persistent oscillations. Additional analyses on eight- and five-story steel structures indicate that the proposed assessment logic remains robust with changes in structural height and can support engineers in selecting effective blasting schedules.

Keywords: Progressive collapse, Multi-stage explosive demolition, Multi-story steel frame, Nonlinear dynamic analysis, Energy-based performance indices.

Received: Jan. 24, 2026; Revised: Apr. 11, 2026; Accepted: Apr. 29, 2026; Published Online: Jun. 14, 2026.

* Corresponding Author: hamid@modares.ac.ir

How to Cite: Moharrami Hamid, Farhudi Alireza, Energy-based progressive collapse assessment of steel frame buildings for planning multi-stage explosive demolition, Journal of Computational Methods in Engineering; 2025, 45(1), 73-90; doi.org/10.47176/jcme.45.1.1075.





مقاله پژوهشی

ارزیابی انرژی - محور فروریزش پیشرونده قاب‌های فولادی برای

برنامه‌ریزی تخریب انفجاری چندمرحله‌ای

حمید محرمی*^{ID} و علیرضا فرهودی

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

چکیده - در این پژوهش، یک روش عملی برای برنامه‌ریزی تخریب انفجاری چندمرحله‌ای سازه‌های فولادی چندطبقه با تکیه بر تحلیل دینامیکی غیرخطی و معیارهای عملکرد انرژی‌محور در نرم‌افزار SAP2000 ارائه می‌شود. سازه مرجع، یک قاب خمشی فولادی ده طبقه با کف‌های مرکب است که با در نظر گرفتن رفتار غیرالاستیک از طریق مفاصل پلاستیک متمرکز، اثرات مرتبه دوم و انگرال‌گیری مستقیم زمانی همراه با میرایی ویسکوز مدل‌سازی شده است. ستون‌های بحرانی در یک طبقه میانی و در طبقه اول، در هر تراز به سه گروه انفجاری تقسیم شده و با فاصله زمانی کوتاه و ثابت به صورت متوالی حذف می‌شوند. در حالی که تأخیر زمانی بین توالی حذف در دو تراز به عنوان متغیر اصلی طرح در چندین سناریو بررسی می‌گردد. ارزیابی سناریوها با استفاده از سه شاخص بی‌بعد انجام می‌شود که به ترتیب بیانگر کارایی فروریزش، شدت پاسخ جنبشی همراه با حرکت باقیمانده و سازگاری موازنه انرژی هستند. برای انتخاب سناریوی مناسب، یک قاعده‌روش انتخاب سلسله‌مراتبی به کار گرفته شده است. در این روش ابتدا سناریوهای فاقد سازگاری انرژی حذف شده و سپس سناریوهای باقی‌مانده اغلب بر اساس شاخص کارایی فروریزش و در صورت نیاز با بهره‌گیری از شاخص جنبشی رتبه‌بندی می‌شوند. نتایج نشان می‌دهد یک مقدار میانی از تأخیر بین‌ترازی، فروریزش گرانشی قاطع همراه با پاسخ حرکتی شدید اما کنترل‌شده ایجاد می‌کند، در حالی که تأخیرهای بسیار کوچک یا بسیار بزرگ معمولاً به فروریزش ناقص یا نوسانات ماندگار منجر می‌شوند. همچنین تحلیل‌های تکمیلی روی سازه‌های فولادی هشت و پنج طبقه نشان می‌دهد منطق ارزیابی و روش انتخاب پیشنهادی نسبت به تغییر ارتفاع سازه پایدار بوده و می‌تواند به عنوان ابزاری کمی برای مجریان تخریب انفجاری در انتخاب زمان‌بندی مؤثر انفجار مورد استفاده قرار گیرد.

واژه‌های کلیدی: فروریزش پیشرونده، تخریب انفجاری چندمرحله‌ای، قاب فولادی چندطبقه، تحلیل دینامیکی غیرخطی، شاخص‌های عملکرد انرژی‌محور.

دریافت مقاله: ۱۴۰۴/۱۱/۰۴، بازنگری: ۱۴۰۵/۰۱/۲۲، پذیرش: ۱۴۰۵/۰۲/۰۹، اولین انتشار: ۱۴۰۵/۰۳/۲۴

* نویسنده مسئول، رایانامه: hamid@modares.ac.ir

حق انتشار این مستند، متعلق به دانشگاه صنعتی اصفهان است. © ۱۴۰۳

این مقاله تحت گواهی زیر منتشر شده و هر نوع استفاده غیرتجاری از آن مشروط بر استناد صحیح به مقاله و با رعایت شرایط مندرج در آدرس زیر مجاز است:



فهرست علائم

انرژی جنبشی بیشینه	E_{kin}^{max}	تأخیر بین طبقاتی	Δt
انرژی جنبشی در انتهای تحلیل	E_{kin}^{end}	گروه ستون‌ها در طبقه i و گروه j ام	G_{ij}
انرژی ورودی در انتهای تحلیل	E_{in}^{end}	شاخص کارایی فروریزش	J_1
شدت پالس انرژی جنبشی بیشینه	η_{max}	شاخص ترکیبی انرژی جنبشی	J_2
شدت پالس انرژی جنبشی باقیمانده	η_{res}	شاخص سازگاری انرژی	ε_{end}
خطای انرژی در انتهای بازه تحلیل	$E_{err}(t_{end})$	خطای انرژی	$E_{err}(t)$
ضریب جریمه	λ	انرژی ورودی (کار خارجی)	$E_{in}(t)$
تأخیر بین طبقاتی مؤثر	Δt^*	انرژی جنبشی	$E_{kin}(t)$

۱- مقدمه

می‌شود. این فاصله میان ابزارهای پژوهشی پیشرفته و نیازهای مهندسی روزمره، ضرورت توسعه چارچوب‌هایی را نشان می‌دهد که هم از نظر مفهومی با مبانی فروریزش پیشرونده سازگار باشند و هم بتوان آن‌ها را در محیط نرم‌افزارهای رایج مانند SAP2000 به کار گرفت. در این پژوهش، یک چارچوب محاسباتی برای شبیه‌سازی فروریزش پیشرونده دینامیکی غیرخطی قاب فولادی تحت سناریوهای حذف مرحله‌ای ستون‌ها ارائه می‌شود و با تعریف شاخص‌های عملکرد مبتنی بر تغییر مکان قائم بام و توزیع انرژی، کارایی الگوهای مختلف زمان‌بندی انفجار را ارزیابی می‌کند. هدف نهایی، فراهم کردن مبنایی کمی و قابل استفاده برای مهندسان طراح است تا بتوانند توالی انفجار را به گونه‌ای انتخاب کنند که ضمن دستیابی به فروریزش کلی مطلوب، احتمال باقی ماندن بخش‌های ناپایدار و پخش نامطلوب آوار به اطراف، به حداقل برسد.

۲- مروری بر پیشینه پژوهش

ادبیات موجود در حوزه فروپاشی پیشرونده و تخریب انفجاری سازه‌ها را می‌توان در چهار محور اصلی؛ الف-مدل‌سازی عددی فروپاشی پیشرونده قاب‌ها، ب- تحلیل تخریب انفجاری و نقش خطاهای طراحی و اجرایی، پ- روش‌های عددی پیشرفته برای شبیه‌سازی امواج، شکست و تماس آوار، ت- چارچوب‌های برنامه‌ریزی تخریب مبتنی بر شاخص‌های کمی دسته‌بندی کرد.

رشد شتابان شهرنشینی و فرسودگی بخش قابل توجهی از ساختمان‌ها، موضوع خروج ایمن، سریع و اقتصادی این سازه‌ها از چرخه بهره‌برداری را به یکی از مسائل مهم مهندسی سازه و مدیریت شهری تبدیل کرده است. در بافت‌های متراکم شهری، تخریب کنترل‌شده با مواد منفجره، به‌ویژه برای ساختمان‌های بلند، به دلیل کاهش زمان عملیات، کاهش حضور نیروی انسانی در محیط پرخطر و صرفه‌جویی اقتصادی نسبت به روش‌های مکانیکی سنتی، به‌طور گسترده مورد توجه قرار گرفته است. با این حال، خطر تخریب ناقص، باقی ماندن بخش‌های ناپایدار و خطر آسیب به سازه‌های مجاور نشان می‌دهد که موفقیت عملیات به کیفیت «طرح تخریب انفجاری» وابسته است. طرحی که در آن انتخاب ستون‌های هدف، میزان خرج انفجاری و مهم‌تر از همه، توالی و فاصله زمانی انفجارها باید بر پایه شناخت دقیق رفتار دینامیکی سازه صورت گیرد. از این منظر، تخریب انفجاری کنترل‌شده و فروریزش پیشرونده، همراه با حذف ناگهانی ستونها و بازتوزیع سریع بارهای ثقلی می‌تواند سازه را به سمت یک مکانیزم فروریزش کلی هدایت کند.

با وجود پیشرفت‌های قابل توجه در حوزه تحلیل عددی، در عمل هنوز بخش بزرگی از طرح‌های تخریب انفجاری بر قواعد و تجربیات اجرایی متکی است و کمتر از ظرفیت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزارهای متعارف طراحی استفاده

تحلیل‌های عددی سازگار با شرایط واقعی سازه، به جای اتکای صرف بر تجربیات اجرایی در طرح تخریب، تأکید دارد. مطالعه پارک و همکاران [۲] نیز، که رابطه متغیرهای طرح انفجار با ظرفیت مقاومت در برابر فروپاشی را کمی‌سازی می‌کند، این محور را تکمیل کرده و نشان می‌دهد که انتخاب نامناسب ستون‌های هدف یا ترتیب انفجار می‌تواند منجر به تخریب ناقص یا فروپاشی ناخواسته بخش‌هایی از سازه شود.

در محور سوم، روش‌های عددی پیشرفته برای شبیه‌سازی امواج، شکست و تماس آوار مورد توجه قرار گرفته است. یونیشی و همکاران [۴] با توسعه یک برنامه کامپیوتری سه‌بعدی مبتنی بر روش تفاضل محدود، انتشار موج انفجار و گسیختگی اعضای بتن‌آرمه را مدل‌سازی کرده و نتایج را با آزمایش‌های میدانی بر روی اعضای واقعی مقایسه کرده‌اند. در این مطالعه، معیار شکست کششی ساده‌ای به کار گرفته شده است، به گونه‌ای که هرگاه تنش اصلی بیشینه در کشش در یک نقطه شبکه به مقاومت کششی متعارف بتن (حدود پنج مگاپاسکال) برسد، آن نقطه از محاسبات دینامیکی حذف می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که این معیار ساده -در صورت کالیبراسیون مناسب- می‌تواند الگوی ترک‌خوردگی مشاهده‌شده و نواحی سالم گوه‌ای شکل را با دقت قابل قبول بازتولید کند [۴]. میکالودیس و همکاران [۵] با استفاده از LS-DYNA فروپاشی سراسری سازه در تخریب کنترل‌شده را شبیه‌سازی کرده و نشان داده‌اند که کیفیت پیش‌بینی مکانیزم فروریزش تابع سه مؤلفه؛ الف- معیار شکست و نحوه اعمال آن در مدل (به‌ویژه انتخاب و کالیبراسیون آستانه‌های کرنش و تنش برای شکست یا گسیختگی)، ب- مدل تماس آوار (تعریف تماس سطح-به-سطح، اصطکاک و جلوگیری از نفوذ عددی)، و پ- پایش موازنه انرژی در طول تحلیل است. آن‌ها تأکید می‌کنند که انتخاب معیار شکست نامناسب یا تنظیمات ضعیف تماس می‌تواند با ایجاد حذف غیرواقعی المان‌ها، موجب اعوجاج در مسیر سقوط، ترتیب گسیختگی اعضا و پراکنش آوار شود. بنابراین، کنترل انرژی و اعتبارسنجی نتایج با شواهد واقعی مانند ثبت تصاویر ویدیویی، برای دستیابی به شبیه‌سازی قابل اتکا

در محور نخست، تمرکز بر مدل‌سازی عددی فروپاشی پیش‌رونده قاب‌ها و حساسیت نتایج به انتخاب‌های کلیدی مدل‌سازی است. پترون و همکاران [۱] با تکیه بر رویکرد مسیر جایگزین و سناریوهای حذف ستون، یک چارچوب منسجم برای شبیه‌سازی قاب‌های چندطبقه ارائه می‌کنند که در آن، به صورت نظام‌مند نشان داده می‌شود چگونه تعریف نواحی مفصل پلاستیک و پارامترهای پس‌الاستیک، سطح گسسته‌سازی اعضا و انتگرال‌گیری مقطع و همچنین نحوه اعمال و بازتوزیع بارهای ثقلی پس از حذف عضو، پاسخ دینامیکی و روند آسیب را تغییر می‌دهد. همچنین این مطالعه نقش دال‌های کف را به عنوان مؤلفه‌ای تعیین‌کننده در فعال‌سازی مسیرهای جایگزین انتقال بار (به‌ویژه شکل‌گیری عملکرد زنجیری و تغییر الگوی نیروهای محوری و تغییر مکان‌های بزرگ) برجسته کرده و نشان می‌دهد ساده‌سازی نامناسب دال یا تبدیل آن به مدل‌های معادل می‌تواند منجر به خطای قابل توجه در پیش‌بینی مکانیزم فروپاشی و ظرفیت باقی‌مانده شود. نتایج آن‌ها تأکید می‌کند که «سطح جزئیات مدل عددی» مستقیماً بر قابلیت بازتولید رفتار واقعی در محدوده تغییر شکل‌های بزرگ و در نتیجه بر ارزیابی مقاومت سازه در برابر فروپاشی نامتناسب اثرگذار است [۱]. از سوی دیگر، پارک و همکاران [۲] با استفاده از یک مدل عددی سه‌بعدی، ارتباط بین متغیرهای طرح تخریب انفجاری (نظیر محل و تعداد ستون‌های منفجرشونده و ویژگی‌های هندسی قاب) و ظرفیت سازه در برابر فروپاشی پیش‌رونده را بررسی کرده‌اند و پلی میان تحلیل فروپاشی پیش‌رونده و شرایط واقعی تخریب انفجاری برقرار کرده‌اند.

در محور دوم، یعنی تحلیل تخریب انفجاری و نقش خطاهای طراحی و اجرایی، اوزمن و همکاران [۳] رفتار سازه‌های بتن‌آرمه با سناریوهای مختلف خطا در طراحی و اجرا را تحت تخریب مبتنی بر انفجار مطالعه کرده‌اند. آن‌ها نشان داده‌اند که خطاهایی مانند ضعف مقاومت بتن، کمبود آرماتور یا نامنظمی‌های هندسی، نه تنها ظرفیت نهایی سازه را کاهش می‌دهد، بلکه مسیر و الگوی فروپاشی، میزان باقی‌ماندن بخش‌های ناپایدار و حوزه پخش آوار را به طور چشمگیری تغییر می‌دهد [۳]. این نتایج بر لزوم تکیه بر

ثقلی کل سازه پیشنهاد کرده است. در این رویکرد، ستون‌هایی که حذف آن‌ها بیشترین کارایی را در ایجاد فروپاشی کلی به همراه کمترین هزینه انفجار دارند، به صورت نظام‌مند شناسایی می‌شوند [۸]. در ادامه، ایزوبه و جیانگ [۹] این مفهوم را در قالب یک روش کامل برای برنامه‌ریزی تخریب چندمرحله‌ای ساختمان‌های بلند توسعه و نشان داده‌اند که انتخاب توالی نامناسب حذف ستون‌ها می‌تواند منجر به باقی‌ماندن بخش‌های ناپایدار یا تخریب ناقص سازه شود. این دو پژوهش، مبنای نظری مهمی برای انتقال تحلیل فروپاشی پیشرونده به سطح تصمیم‌گیری عملی در طرح تخریب هستند و نشان می‌دهند که استفاده از شاخص‌های ساده و کمی می‌تواند فرآیند انتخاب سناریوهای انفجار را شفاف و تکرارپذیر کند [۸ و ۹].

پیشینه پژوهش نشان می‌دهد اگرچه طیف گسترده‌ای از روش‌ها و برنامه‌های اختصاصی برای شبیه‌سازی امواج، شکست و فروپاشی سازه‌ها تحت انفجار توسعه یافته است [۷-۱]، و چارچوب‌هایی برای برنامه‌ریزی مبتنی بر شاخص‌های کمی پیشنهاد شده‌اند [۸ و ۹]، اما ادغام این رویکردها در نرم‌افزارهای متعارف طراحی مانند SAP2000 همچنان محدود است. پژوهش حاضر در امتداد این خلأ قرار دارد و تلاش می‌کند با استفاده از یک مدل دینامیکی غیرخطی در محیط SAP2000 و تعریف شاخص‌های عملکرد ساده اما معنادار، ابزاری عملی برای ارزیابی تأثیر فاصله زمانی بین انفجارهای مرحله‌ای و انتخاب طرح‌های مؤثرتر تخریب، در اختیار مهندسان سازه قرار دهد.

۳- روش تحقیق و توسعه مدل عددی

۳-۱- چارچوب کلی تحلیل دینامیکی غیرخطی و موازنه

انرژی

برای شبیه‌سازی فروریزش پیشرونده ناشی از حذف ناگهانی ستون‌ها، از تحلیل دینامیکی غیرخطی در حوزه زمان استفاده شده است. پاسخ سازه در این حالت با معادله حرکت کلی زیر بیان می‌شود:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{R}_{\text{int}}(\mathbf{u}(t)) = \mathbf{R}_{\text{ext}}(t) \quad (1)$$

ضروری است [۵]. لو و همکاران [۶] رویکرد متفاوتی را با بهره‌گیری از روش اجزای گسسته پیشنهاد کرده‌اند. آن‌ها با اعتبارسنجی مدل اجزای گسسته در برابر نتایج آزمایشگاهی، نشان داده‌اند که این روش، ابزار قدرتمندی برای رهگیری حرکت آزاد قطعات جدا شده، برخوردها و انباشت آوار پس از فروپاشی است [۶].

در ادامه این خط پژوهشی، یوزباشی [۷] فروریزش کنترل‌شده‌ی یک ساختمان بتن‌آرمه‌ی ۶۳ متری را از لحظه‌ی انفجار تا اتمام تخریب، به صورت میدانی و عددی بررسی کرده است. در این پژوهش، الگوی «حذف پی‌درپی ستون‌ها» هم با تحلیل غیرخطی زمانی در SAP2000 و هم با تحلیل صریح در LS-DYNA اجرا شد. در روش دوم، سه رویکرد بارگذاری انفجاری تقویت‌شده، فرمول‌بندی اختیاری لاگرانژی-اولیری و یک روش ترکیبی برای مدل‌سازی موج انفجار و اندرکنش سازه-سیال به کار رفته است. برای اعتبارسنجی، از دوربین‌های ثابت خارج از محدوده‌ی خطر و نرم‌افزار Tracker جهت ردیابی جابه‌جایی نقاط شاخص در ویدئو استفاده شد و منحنی‌های جابه‌جایی ثبت‌شده با نتایج شبیه‌سازی مقایسه گردید. یافته‌ها نشان می‌دهد تطابق تحلیل صریح LS-DYNA با داده‌های واقعی بیشتر است، هرچند SAP2000 از نظر زمان آماده‌سازی و اجرا سریع‌تر است. این مطالعه همچنین سناریوهایی را با تغییر فاصله‌ی زمانی میان انفجار گروه‌های ستون در بازه‌های کوتاه ۱۰۰ تا ۹۰۰ میلی‌ثانیه بررسی می‌کند و گزارش می‌دهد که کاهش این فاصله هم میزان جابه‌جایی را افزایش می‌دهد و هم باعث همگرایی نتایج SAP2000 به سمت الگوی صریح می‌شود که نکته‌ای کاربردی برای برنامه‌ریزی تخریب ایمن در محیط‌های شهری است.

در محور چهارم، پژوهش‌ها به سمت چارچوب‌های برنامه‌ریزی تخریب مبتنی بر شاخص‌های کمی حرکت کرده‌اند. ایزوبه [۸] با توسعه یک برنامه تحلیلی مبتنی بر راهکار انتگرال‌گیری گاوسی با جابه‌جایی تطبیقی و معرفی شاخص عضو کلیدی، روشی برای سنجش سهم هر ستون در ظرفیت باربری

روش‌های عددی در مهندسی، سال ۴۵، شماره ۱، تابستان ۱۴۰۵

دینامیک سازه و راهنمای تحلیل زمان‌تاریخی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است [۱۳ و ۱۵].

۳-۲- سازه مرجع و فرضیات طراحی

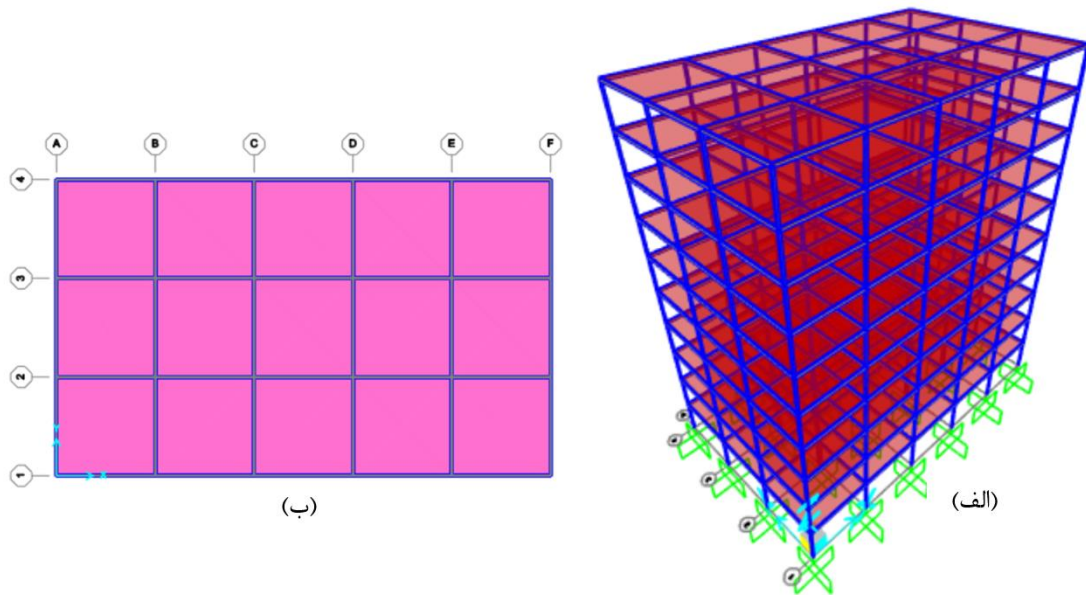
سازه مرجع این پژوهش یک قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه با دال‌های مرکب فولاد-بتن است که به صورت سه‌بعدی و بر پایه رویکرد شیء‌مبنا در نرم‌افزار SAP2000 نسخه ۲۶، مطابق شکل ۱ مدل‌سازی شده است. در این رویکرد هر تیر، ستون و دال به‌عنوان یک «شیء» با طول، مقطع و قیود مرزی مشخص تعریف شده و نرم‌افزار در مرحله تحلیل، آن را به اجزای محدود تبدیل می‌کند. هندسه سازه در دو راستای x و y منظم و متقارن بوده و فاصله دهانه‌ها در هر دو جهت برابر هفت متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات چهار متر و در نتیجه ارتفاع کل ساختمان ۴۰ متر است. برای تعمیم‌پذیری نتایج، دو مدل اضافی هشت و پنج طبقه نیز با همان هندسه پلان، نوع مقاطع و فرضیات مدل‌سازی ایجاد شده‌اند و تنها تعداد طبقات یا ارتفاع کلی سازه تغییر کرده است. به این ترتیب مقایسه مستقیم اثر ارتفاع سازه و برنامه زمان‌بندی انفجار بر شاخص‌های فروریزش و سازگاری انرژی ممکن می‌شود. جدول ۱ خلاصه‌ای از پارامترهای ورودی مربوط به فولاد S240 در SAP2000 را ارائه می‌دهد [۱۵].

در مدل‌سازی غیرخطی، رفتار خمشی اعضای فولادی و مرکب با استفاده از مفاصل پلاستیک متمرکز در انتهای تیرها، ستون‌ها و المان‌های مرکب شبیه‌سازی شده است. برای هر مقطع نامزد مفصل (نیرو-جابجایی یا لنگر-چرخش)، رفتار پس از تسلیم با یک منحنی اصلی A-B-C-D-E تعریف گردید که نقطه B متناظر با تسلیم و نقاط بعدی بیانگر سخت‌شوندگی یا نرم‌شوندگی و افت ظرفیت هستند. همچنین در گزارش‌گیری می‌توان حدود عملکرد IO/LS/CP را به‌عنوان حد حالت‌های کنترلی مشخص کرد. این حدود تنها برای پایش وضعیت مفصل گزارش می‌شوند و همیشه پاسخ سازه را تغییر نمی‌دهند [۱۵ و ۱۶].

در این رابطه، M ماتریس جرم، C ماتریس میرایی، $R_{int}(u)$ بردار نیروهای داخلی ناشی از سختی و غیرخطی‌های هندسی و مصالح و $R_{ext}(u)$ بردار نیروهای خارجی - بارهای ثقلی و اثر معادل حذف ستون‌ها- است. پارامتر $u(t)$ بردار تغییر مکان‌های تعمیم‌یافته سازه یعنی درجات آزادی گره‌ها، شامل جابجایی‌های انتقالی و دورانی در زمان t است. در این پژوهش رفتار غیرخطی اعضای فولادی با استفاده از مفاصل پلاستیک و در نظر گرفتن اثرات مرتبه دوم ($P-\Delta$) مدل‌سازی شده و بدین ترتیب $R_{int}(u)$ تابعی غیرخطی از تغییر مکان‌ها و دوران‌ها به‌شمار می‌آید. انتخاب تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی، مطابق با مبانی دینامیک سازه‌ها و تحلیل اجزای محدود غیرخطی، امکان لحاظ کردن اینرسی، میرایی و توالی زمانی حذف ستون‌ها را در یک چارچوب منسجم فراهم می‌کند [۱۳-۱۰]. برای ارزیابی دقت و پایداری عددی، حل معادله حرکت با کنترل انرژی خطا همراه شده است. در هر گام زمانی، انرژی جنبشی $K(t)$ ، انرژی کرنشی ذخیره‌شده در اعضا $U(t)$ ، انرژی تلف‌شده در میرایی $D(t)$ و کار انجام‌شده توسط نیروهای خارجی $W_{ext}(t)$ محاسبه شده و انرژی خطا به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$E_{err}(t) = W_{ext}(t) - D(t) + U(t) + K(t) \quad (2)$$

در یک انتگرال‌گیری زمانی مناسب، مقدار $E_{err}(t)$ باید در حوالی صفر و در محدوده یک خطای عددی کوچک نوسان کند و افزایش یکنواخت یا ناپایدار آن می‌تواند نشانه‌ای از انتخاب نامناسب گام زمانی و پارامترهای روش انتگرال‌گیری یا همگرایی ناکافی در حل غیرخطی باشد. برای انتگرال‌گیری مستقیم معادله (۱)، از الگوریتم HHT- α به‌عنوان تعمیمی از روش نیومارک استفاده شده است که با معرفی یک پارامتر میرایی عددی، امکان استهلاک کنترل‌شده فرکانس‌های بالا و نامطلوب را فراهم می‌کند، در حالی که دقت مرتبه دوم در بازه فرکانس‌های مورد نظر حفظ می‌شود [۱۴]. تنظیم پارامترهای HHT- α ، انتخاب گام زمانی و حدود مجاز $E_{err}(t)$ بر اساس توصیه‌های مراجع کلاسیک



شکل ۱. مدل‌سازی ساختمان ۱۰ طبقه فولادی: (الف) نمای سه‌بعدی، (ب) نمای پلان

جدول ۱. مشخصات مصالح فولادی

پارامتر	مقدار وارد شده	محل ورود در نرم‌افزار
مدول یانگ E	۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال	Modulus of Elasticity
ضریب پواسون ν	۰٫۳	Poisson's ratio
وزن واحد حجم γ	۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب	Weight per Unit Volume
حداقل تنش تسلیم F_y	۲۴۰ مگاپاسکال	Minimum Yield Stress
تنش تسلیم مورد انتظار F_{ye}	۲۸۸ مگاپاسکال	Expected Yield Stress
تنش نهایی مورد انتظار F_{ue}	۴۰۷ مگاپاسکال	Expected Tensile Stress

بدین ترتیب، تغییرات ظرفیت خمشی ستون تحت اثر نیروی محوری و نیز شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در مسیر فروریزش پیشرونده، به صورت واقع‌بینانه‌تری در تحلیل غیرخطی سازه منعکس می‌شود [۱۵ و ۱۶].

در مدل غیرخطی توسعه‌یافته در SAP2000، به منظور بهبود پایداری و همگرایی عددی در مراحل پس از تسلیم، تعریف مفاصل پلاستیک به گونه‌ای انجام شد که از افت مقاومت شدید در منحنی ظرفیت مفصل اجتناب شود. همچنین از محدودیت پیش‌فرض نرم‌افزار بر شیب منفی منحنی مفصل برای جلوگیری از ناپایداری عددی بهره گرفته شد. افزون بر این، در نواحی

در این پژوهش، برای مدل‌سازی غیرخطی ستون‌ها در SAP2000 از مفصل‌های پلاستیک متمرکز نوع $P-M_2-M_3$ استفاده شد تا اندرکنش نیروی محوری و خمش حول دو محور اصلی مقطع به صورت همزمان در رفتار غیرالاستیک ستون‌ها لحاظ شود. در این رویکرد، رفتار غیرخطی ستون در نواحی بحرانی -معمولاً در دو انتهای عضو- متمرکز شده و پاسخ پس از تسلیم بر اساس منحنی ظرفیت مفصل تعریف می‌گردد. انتخاب مفصل $P-M_2-M_3$ با توجه به نوع سیستم سازه‌ای قاب و نیاز به لحاظ کردن اثر همزمان P ، M_2 و M_3 در بازتوزیع نیروها پس از حذف عضو یا کاهش سختی انجام شده است.

بحرانی اطراف مفاصل پلاستیک، اعضا به المان‌های کوچک‌تر تقسیم شدند تا محل تشکیل مفصل و توزیع تغییرشکل‌های غیرالاستیک با دقت بیشتری بازنمایی شود. هم‌زمان، غیرخطی هندسی نیز در تحلیل فعال شد و اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ در قالب تحلیل روی پیکربندی تغییرشکل یافته تحت بارهای ثقلی لحاظ گردید. برای افزایش دقت مؤلفه موضعی $P-\delta$ ، به‌ویژه در اعضای لاغر و اعضای مستعد ناپایداری، تقسیم عضو به چند المان در مدل اعمال شد [۱۶ و ۱۷].

مقادیر دوران پلاستیک نهایی برای انواع اعضا بر اساس حدود عملکردی توصیه‌شده در FEMA 356 و ASCE 41-17 انتخاب شده است تا منحنی‌های پوش مفاصل پلاستیک با ظرفیت‌های پذیرفته‌شده در ادبیات به‌سازی لرزه‌ای و فروریزش پیشرونده سازگار باشد [۱۸ و ۱۹].

بارگذاری ثقلی اولیه شامل وزن مرده اعضا و بارهای مرده الحاقی، به‌همراه ۲۵٪ بار زنده طراحی به‌عنوان میانگین آماری بار زنده در لحظه وقوع انفجار، مطابق دستورالعمل UFC 4-023-03 در قالب الگوهای بار ثقلی در SAP2000 اعمال شده است [۲۰].

۳-۳- مدل‌سازی قاب فولادی در SAP2000 (المان‌ها، جرم و میرایی)

مدل عددی قاب فولادی به‌صورت سه‌بعدی و با المان‌های فریم شش درجه آزادی برای تیرها و ستون‌ها در SAP2000 توسعه داده شده است. خواص مصالح فولاد سازه‌ای و بتن دال مرکب (مدول الاستیسیته، نسبت پواسون و وزن مخصوص) بر اساس مقادیر متعارف در بانک مصالح نرم‌افزار تعریف شده‌اند [۱۵].

دال‌های مرکب به‌صورت دیافراگم صلب در تراز هر طبقه مدل شده‌اند تا انتقال سختی درون‌صفحه‌ای و توزیع نیرو بین قاب‌ها به‌طور مناسب بازنمایی شود، در حالی که سختی خمشی خارج از صفحه دال در رفتار کلی فروریزش نقش فرعی دارد.

جرم مؤثر مدل از ترکیب سه بخش شامل جرم ذاتی اعضا بر اساس چگالی مصالح، جرم معادل الگوهای بار ثقلی مطابق

۴-۳- تنظیمات تحلیل تاریخچه‌زمانی و الگوریتم HHT- α انتگرال‌گیری

حل معادله حرکت غیرخطی قاب فولادی تحت تخریب انفجاری مرحله‌ای با استفاده از روش انتگرال‌گیری مستقیم (الگوریتم HHT- α) در محیط SAP2000 انجام شده است [۱۱]. این الگوریتم تعمیمی از روش نیومارک است که با وارد کردن پارامتر α امکان ایجاد میرایی عددی کنترل‌شده در فرکانس‌های بالا را فراهم می‌کند، بدون آن‌که دقت مرتبه دوم در بازه فرکانس‌های غالب سازه به‌طور محسوس کاهش یابد [۱۴]. در این پژوهش مقدار $\alpha = -0.1$ انتخاب شده است تا ضمن میرا کردن نوسانات عددی با فرکانس بالا، پایداری عددی در مراحل شدید فروریزش حفظ گردد. سایر پارامترهای طرح (β و γ) مطابق روابط استاندارد الگوریتم HHT- α بر اساس توصیه‌های هاگز در SAP2000 پیاده‌سازی شده‌اند [۱۴ و ۲۱].

تحلیل تاریخچه‌زمانی از وضعیت تعادل نهایی تحلیل استاتیکی غیرخطی آغاز می‌شود و با گام زمانی ثابت $\Delta t = 0.005$ ثانیه و تعداد ۶۰۰ گام خروجی انجام شده است. بنابراین طول رکورد تحلیل برابر با سه ثانیه است که برای ثبت هم‌زمان اوج گذرا و ارتعاشات آزاد پس از آن کفایت می‌کند [۱۲ و ۱۵]. این تنظیمات با معیار پایداری کورانت و کنترل خطای موازنه انرژی سازگار بوده و امکان ردیابی دقیق تغییرات

جنبشی J_2 تغییر داده شد [۲۶-۲۲]. پس از هر تحلیل، علاوه بر تاریخچه جابه‌جایی و سرعت، تاریخچه انرژی‌های کرنشی و جنبشی و نیز خطای انرژی $E_{err}(t)$ استخراج گردید تا اطمینان حاصل شود که نتایج ناشی از رفتار واقعی مدل بوده و هیچ سناریویی به ناپایداری عددی منجر نشده است [۱۰، ۱۲ و ۱۵].

۴- تحلیل رفتار سازه‌های فولادی نمونه تحت تخریب انفجاری مرحله‌ای

۴-۱- سناریوهای حذف مرحله‌ای ستون‌ها در سازه فولادی ۱۰ طبقه

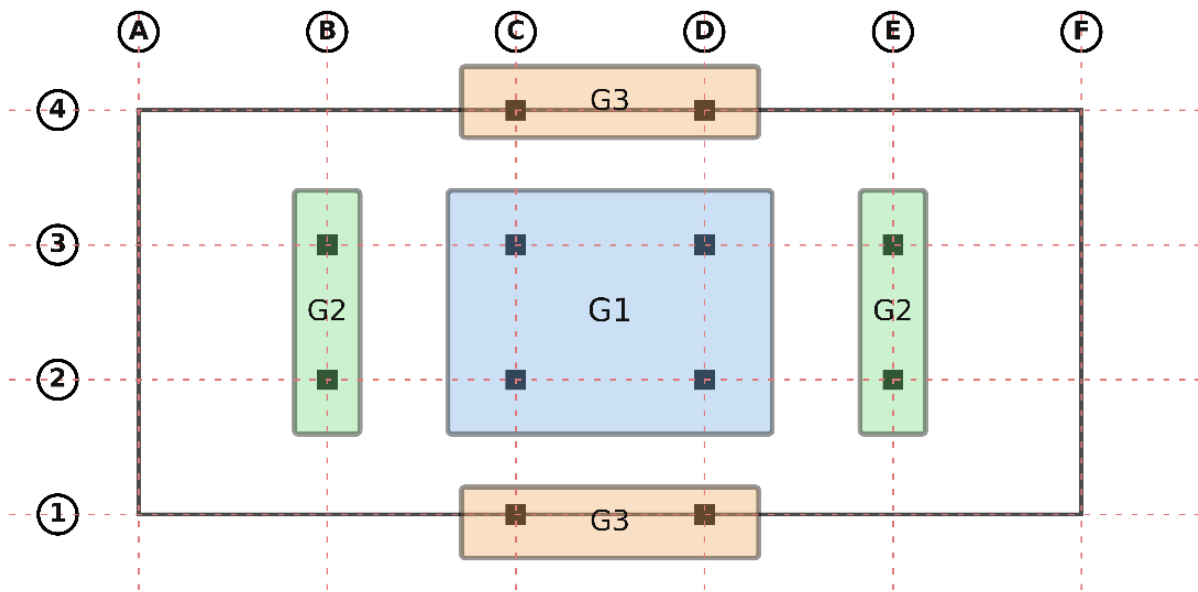
در مدل سازه فولادی ده طبقه، ستون‌های هدف در دو تراز طبقه ششم و طبقه اول انتخاب شد. در هر تراز، سه گروه انفجاری با برچسب‌های G_{61} ، G_{62} ، G_{63} برای طبقه ششم و G_{11} ، G_{12} و G_{13} برای طبقه اول دسته‌بندی شده‌اند. در شکل ۲ گروه‌های انفجاری سه‌گانه برای طبقه فرضی نشان داده شده است. در هر طبقه، ترتیب حذف درون‌طبقه‌ای ثابت و یکنواخت است به طوری که در تمام ۱۵ مدل عددی، ستون‌های گروه G_{61} در زمان $t = 0.1s$ ، گروه G_{62} در زمان $t = 0.2s$ و گروه G_{63} در زمان $t = 0.3s$ حذف می‌شوند. حذف هر گروه با یک «تابع کاهش تدریجی» در بازه زمانی کوتاه ۰/۰۱ ثانیه اعمال شده است. بدین ترتیب، قطع ناگهانی ظرفیت باربر ستون‌ها چنان شبیه‌سازی می‌شود که پاسخ دینامیکی در مقیاس زمانی تحلیل، به‌خوبی قابل ردیابی باقی بماند. زمان‌بندی حذف سه گروه ستون طبقه اول نیز مشابه است اما با یک تأخیر بین‌طبقه‌ای Δt نسبت به پایان توالی طبقه ششم شروع می‌شود یعنی؛ گروه‌های G_{11} ، G_{12} و G_{13} به ترتیب در زمان‌های $\Delta t + 0.3$ ، $\Delta t + 0.4$ و $\Delta t + 0.5$ حذف می‌گردند. زمان دقیق حذف هر گروه ستونی برای هر یک از ۱۵ مدل در جدول ۲ گزارش شده است.

ناگهانی سختی ناشی از حذف ستون‌ها در طول فرآیند تخریب را فراهم می‌کند [۱۲، ۱۳ و ۱۵].

۳-۵- مدل‌سازی حذف ستون و حفظ جرم در سناریوهای تخریب مرحله‌ای

برای شبیه‌سازی تخریب انفجاری مرحله‌ای، به‌جای حذف کامل المان ستون که موجب حذف جرم المان و ایجاد ناپوستگی در موازنه انرژی می‌شود، حذف ستون‌ها در مدل عددی به صورت کاهش ناگهانی سختی و ظرفیت باربری آنها در زمان‌های از پیش تعیین شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل شده است. در لحظه انفجار، سختی خمشی و محوری ستون‌های هدف تا مرتبه‌ای بسیار کوچک مثلاً حدود 10^{-8} برابر سختی اولیه کاهش می‌یابد، در حالی که جرم و گره‌های انتهایی عضو در سیستم باقی می‌مانند [۱۵]. این کار از طریق تغییر ناگهانی ضرایب سختی مقطع در قسمت «ضرایب اصلاح مشخصات مقطع» و فعال نگه داشتن گزینه «حفظ جرم» در SAP2000 انجام شده است [۱۵]. به این ترتیب، ستون از نظر انتقال بار و تشکیل مکانیزم فروپاشی عملاً حذف می‌شود، اما از نظر جرم و درجات آزادی، جهش غیرواقعی در پاسخ سازه رخ نمی‌دهد و موازنه کار-انرژی حفظ می‌گردد.

سناریوهای مختلف تخریب با تعریف گروه‌های انفجاری در طبقات پایین و تعیین برنامه زمانی حذف هر گروه پیاده‌سازی شد. حذف هر گروه با یک تابع تاریخچه زمانی از نوع «تابع کاهش تدریجی» اعمال گردید تا ظرفیت باربری ستون‌های آن گروه طی ۰/۰۱ ثانیه به صفر برسد و اثر «برش انفجاری» ستون‌ها به صورت عددی بازنمایی شود. در هر سناریو، فاصله زمانی بین انفجار گروه‌ها (Δt) پارامتر اصلی طرح بود و برای بررسی اثر آن بر شکل‌گیری مکانیزم فروریزش، تمرکز پاسخ دینامیکی و شاخص‌های انرژی‌محور مانند شاخص نشست نرمال‌شده بام J_1 و شاخص انرژی



شکل ۲. گروه بندی ۱۲ ستون غیر گوشه‌ای در سه گروه G_1 تا G_3 برای طبقه فرضی

جدول ۲. زمان بندی حذف ستون‌ها (برحسب ثانیه)

G_{13}	G_{12}	G_{11}	Δt	G_{63}	G_{62}	G_{61}	نام مدل	ردیف
0.6	0.5	0.4	0.1	0.3	0.2	0.1	Model 1	۱
0.7	0.6	0.5	0.2	0.3	0.2	0.1	Model 2	۲
0.8	0.7	0.6	0.3	0.3	0.2	0.1	Model 3	۳
0.9	0.8	0.7	0.4	0.3	0.2	0.1	Model 4	۴
1.0	0.9	0.8	0.5	0.3	0.2	0.1	Model 5	۵
1.1	1.0	0.9	0.6	0.3	0.2	0.1	Model 6	۶
1.2	1.1	1.0	0.7	0.3	0.2	0.1	Model 7	۷
1.3	1.2	1.1	0.8	0.3	0.2	0.1	Model 8	۸
1.4	1.3	1.2	0.9	0.3	0.2	0.1	Model 9	۹
1.5	1.4	1.3	1.0	0.3	0.2	0.1	Model 10	۱۰
1.6	1.5	1.4	1.1	0.3	0.2	0.1	Model 11	۱۱
1.7	1.6	1.5	1.2	0.3	0.2	0.1	Model 12	۱۲
1.8	1.7	1.6	1.3	0.3	0.2	0.1	Model 13	۱۳
1.9	1.8	1.7	1.4	0.3	0.2	0.1	Model 14	۱۴
2.0	1.9	1.8	1.5	0.3	0.2	0.1	Model 15	۱۵

جدول ۳. جابه‌جایی قائم در مرکز جرم بام بر حسب تأخیر Δt بین گروه‌های انفجاری در سازه ۱۰ طبقه

ردیف	نام مدل	Δt (s)	t_{peak} (s)	$u_{z,CM,peak}$ (m)	t_{end} (s)	$u_{z,CM,end}$ (m)	J_1 (-)	J_1 (%)
۱	Model 1	0.1	0.975	-0.580	3.0	-0.465	0.01163	1.163%
۲	Model 2	0.2	0.535	-0.482	3.0	-0.452	0.01129	1.129%
۳	Model 3	0.3	0.535	-0.482	3.0	-0.453	0.01133	1.133%
۴	Model 4	0.4	0.700	-0.509	3.0	-0.451	0.01127	1.127%
۵	Model 5	0.5	0.980	-0.519	3.0	-0.417	0.01042	1.042%
۶	Model 6	0.6	2.325	-0.540	3.0	-0.462	0.01154	1.154%
۷	Model 7	0.7	1.955	-0.554	3.0	-0.514	0.01284	1.284%
۸	Model 8	0.8	2.960	-0.525	3.0	-0.489	0.01221	1.221%
۹	Model 9	0.9	0.975	-0.517	3.0	-0.456	0.01139	1.139%
۱۰	Model 10	1.0	0.975	-0.517	3.0	-0.452	0.01131	1.131%
۱۱	Model 11	1.1	0.975	-0.517	3.0	-0.458	0.01145	1.145%
۱۲	Model 12	1.2	2.920	-0.547	3.0	-0.514	0.01285	1.285%
۱۳	Model 13	1.3	0.980	-0.519	3.0	-0.469	0.01172	1.172%
۱۴	Model 14	1.4	0.975	-0.516	3.0	-0.451	0.01127	1.127%
۱۵	Model 15	1.5	0.975	-0.517	3.0	-0.454	0.01135	1.135%

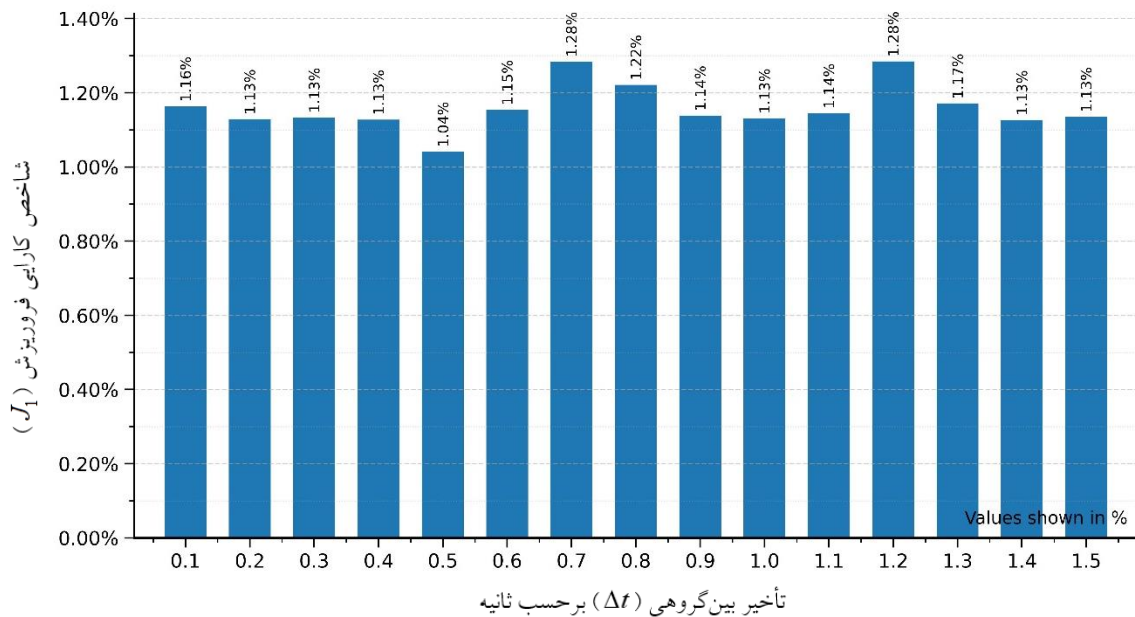
۴-۲- شاخص‌های عملکرد J_1 ، J_2 ، ε_{end} و روش قانون انتخاب سلسله‌مراتبی

برای ارزیابی کمی سناریوهای مختلف تأخیر بین‌گروهی و انتخاب Δt مؤثر، سه شاخص بی‌بعد J_1 ، J_2 و ε_{end} در این پژوهش تعریف و برای هر یک از ۱۵ مدل سازه فولادی ۱۰ طبقه محاسبه شده است. شاخص J_1 «کارایی فروریزش» را نشان می‌دهد و بر اساس نشست قائم مرکز جرم بام در انتهای تحلیل تاریخیچه‌زمانی، نرمال شده با ارتفاع کل سازه تعریف شده است. بنابراین J_1 معیار کامل بودن فروریزش گرانشی تحت توالی حذف ستون‌ها است و مقادیر بزرگ‌تر آن به معنای افت بیشتر بام و تشکیل مکانیزم فروریزش قاطع‌تر است. مقادیر عددی J_1 همراه با جابه‌جایی‌های اوج و نهایی بام برای Δt ‌های مختلف در جدول ۳ ارائه شده و تغییرات آن نسبت به تأخیر بین‌گروهی در

پارامتر طراحی اصلی در این مجموعه سناریوها، تأخیر بین‌طبقه‌ای Δt است که در بازه ۰/۱ تا ۱/۵ ثانیه با گام ۰/۱ ثانیه تغییر داده شده و به صورت رابطه (۳) تعریف شده است:

$$\Delta t_i = 0.1i \text{ sec} \quad , \quad i = 1, 2, 3 \dots, 15 \quad (3)$$

بنابراین در همه مدل‌ها، هندسه، سختی، جرم، میرایی، الگوی بارگذاری و زمان‌بندی درون‌طبقه‌ای با فواصل ۰/۱ ثانیه بین گروه‌های هر طبقه ثابت بوده و تنها تفاوت، فاصله زمانی بین پایان حذف ستون‌های طبقه ششم ($t = 0.3s$) و شروع حذف ستون‌های طبقه اول ($t = 0.3 + \Delta t$) است. این مجموعه شامل ۱۵ سناریوی زمان‌بندی، مبنای مقایسه کمی اثر Δt بر شاخص‌های عملکردی J_1 ، J_2 و ε_{end} در زیربخش‌های بعدی محسوب می‌شود.



شکل ۳. تغییرات شاخص کارایی فروریزش J_1 بر حسب تأخیر بین گروهی Δt در سازه ۱۰ طبقه

$$E_{in}^{end} = E_{in}(t_{end})$$

$$E_{kin}^{max} = \max E_{kin}(t) \quad , \quad 0 \leq t \leq 3 \text{ sec}$$

$$E_{kin}^{end} = E_{kin}(t_{end})$$

سپس شاخص‌های بی‌بعد زیر محاسبه می‌شوند:

$$\eta_{max} = \frac{E_{kin}^{max}}{E_{in}^{end}}$$

$$\eta_{res} = \frac{E_{kin}^{end}}{E_{in}^{end}}$$

که در آن η_{max} نمایانگر شدت پالس انرژی جنبشی و η_{res} نمایانگر میزان حرکت باقیمانده است. ضریب جریمه λ در بازه‌ی ۰/۲ تا ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود. در این پژوهش مقدار $\lambda = 0.3$ انتخاب شده است مگر خلاف آن ذکر شود. این ضریب میزان حساسیت شاخص J_2 را نسبت به حرکت باقی‌مانده تعیین می‌کند، شاخص نهایی به صورت رابطه (۵) تعریف می‌شود:

$$J_2 = \eta_{max} - \lambda \eta_{res} \quad (5)$$

شکل ۳ نشان داده شده است. این شاخص به صورت رابطه (۴) محاسبه می‌شود:

$$J_1 = \frac{|u_{z,CM,end}|}{H} \quad (4)$$

که در آن $u_{z,CM,end}$ بیانگر جابه‌جایی قائم مرکز جرم بام در انتهای رکورد زمانی و H ارتفاع کل ساختمان است.

شاخص J_2 یک شاخص ترکیبی انرژی جنبشی است که هم‌زمان شدت «پالس دینامیکی» و کوچکی «حرکت باقیمانده» را در نظر می‌گیرد. در این شاخص، انرژی جنبشی بیشینه E_{kin}^{max} و انرژی جنبشی در انتهای تحلیل E_{kin}^{end} ، با انرژی ورودی نهایی E_{in}^{end} نرمال می‌شوند. سپس با یک پارامتر جریمه λ با مقدار کوچک ثابت تلفیق می‌گردند تا مدلهایی که ضمن تجربه پالس قوی، در انتهای بازه تحلیل، نوسانات باقی‌مانده کوچکی دارند، امتیاز بیشتری کسب کنند.

فرض کنید $E_{in}(t)$ انرژی ورودی (کار خارجی) و $E_{kin}(t)$ انرژی جنبشی گزارش شده توسط SAP2000 باشد. برای بازه زمانی تحلیل تا لحظه $t_{end} = 3 \text{ sec}$ ، پارامترهای زیر استخراج می‌شوند:

گرانشی کامل تر (J_1 بزرگ)، «مکانیزم جنبشی قاطع (J_2 بزرگ)» و «سازگاری انرژی قابل قبول (ε_{end} کوچک)» را برآورده سازد.

۳-۴- تعیین تأخیر انفجاری مؤثر Δt^* برای سازه فولادی ۱۰ طبقه

۱۵ سناریوی عددی در سازه فولادی ده طبقه، با مقادیر مختلف تأخیر بین گروهی Δt در بازه ۰/۱ تا ۱/۵ ثانیه و با گام ۰/۱ ثانیه تحلیل شد. در هر سناریو، ابتدا شرط سازگاری انرژی بر اساس رابطه $\varepsilon_{end} \leq 10\%$ اعمال گردید تا تنها مدل‌هایی در فرایند مقایسه باقی بمانند که موازنه کار-انرژی آنها در انتهای رکورد زمانی به‌طور قابل قبول، بسته شده باشد. پس از این غربالگری، تعداد ۱۰ مدل معتبر انتخاب شد و برای هر یک، مقادیر شاخص کارایی فروریزش J_1 (نشست قائم نهایی بام نرمال شده به ارتفاع سازه) و شاخص انرژی جنبشی J_2 محاسبه شد.

بر اساس روش انتخاب سلسله‌مراتبی تعریف شده در بخش ۲-۴، ابتدا مدل‌های معتبر بر حسب مقدار نزولی J_1 مرتب شدند. بیشترین مقدار J_1 برای $\Delta t = 1.2s$ (مدل شماره ۱۲) و با مقدار ۱/۲۸۵٪ به دست آمد. دو مقدار بعدی به $\Delta t = 0.7s$ (مدل شماره هفت) معادل ۱/۲۸۴٪ و $\Delta t = 0.8s$ (مدل شماره هشت) معادل ۱/۲۲۱٪ تعلق دارند. اختلاف J_1 بین انتخاب اول و دوم بسیار ناچیز است (حدود ۰/۰۷۸٪)، درحالی‌که اختلاف بین انتخاب دوم و سوم بیش از ۰/۵٪ است. بنابراین برای تمایز بین دو انتخاب اول، از شاخص انرژی جنبشی J_2 به‌عنوان معیار تکمیلی استفاده شد. مقدار J_2 برای مدل ۱۲ حدود ۱۹/۷۴٪ و برای مدل هفت حدود ۱۸/۶۲٪ است، در حالی که شرط $\varepsilon_{end} \leq 10\%$ نیز برای هر دو مدل برقرار است. در نتیجه، سناریوی با $\Delta t^* = 1.2s$ به‌عنوان تأخیر بین گروهی مؤثر برای سازه فولادی ۱۰ طبقه پیشنهاد می‌گردد. روند تغییرات شاخص‌های J_1 ، J_2 و ε_{end} بر حسب Δt و موقعیت Δt^* در نمودار شکل ۶ نشان داده شده است.

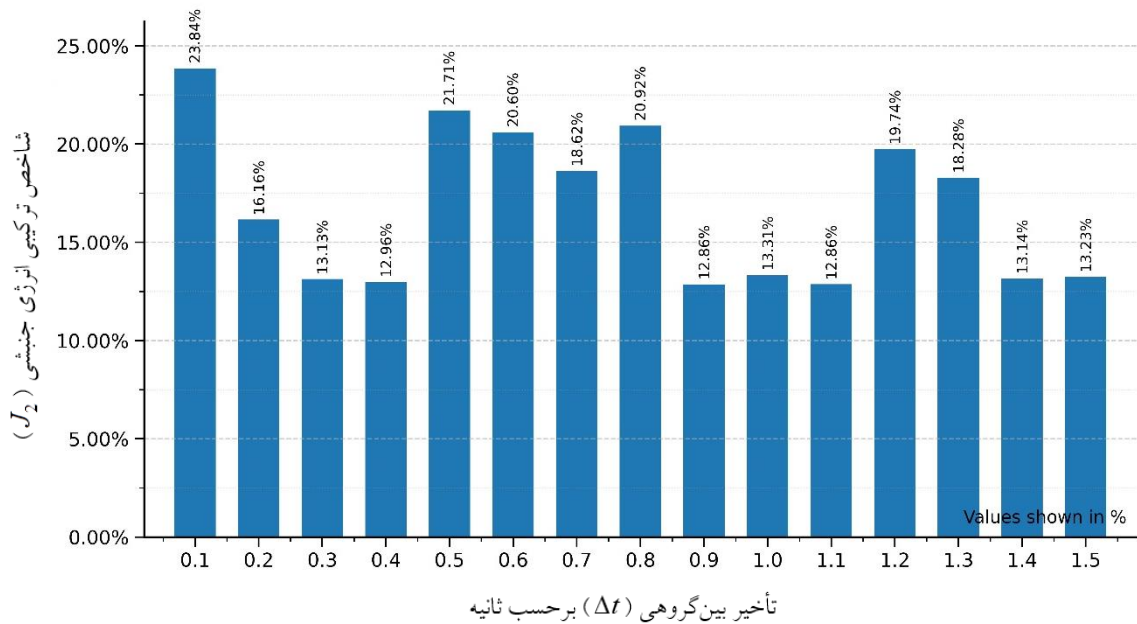
شکل ۴ نمودار تغییرات J_2 بر حسب تأخیر بین گروهی Δt را نشان می‌دهد و جدول ۴ مقادیر J_2 و مؤلفه‌های مختلف انرژی را برای تمام سناریوهای Δt گزارش کرده است.

سومین شاخص، ε_{end} یا «شاخص سازگاری انرژی» است که به صورت نسبت قدر مطلق خطای انرژی در انتهای بازه تحلیل $E_{err}(t)$ به انرژی ورودی متناظر $E_{in}(t)$ تعریف می‌شود و معیار کنترل کیفیت عددی و صحت موازنه انرژی در تحلیل غیرخطی ضمنی است:

$$\varepsilon_{end} = \frac{|E_{err}(t_{end})|}{E_{in}(t_{end})}, \quad t_{end} = 3sec \quad (6)$$

شکل ۵ تغییرات شاخص سازگاری انرژی یا خطای انرژی نرمال شده ε_{end} را بر حسب تأخیر بین گروهی Δt برای تمامی سناریوهای تخریب نشان می‌دهد. برای هر تحلیل، ε_{end} در انتهای بازه‌ی صفر تا سه ثانیه محاسبه شده است. بدین صورت که قدر مطلق مقدار خطای انرژی در انتها بر کار ورودی تجمعی همان تحلیل تقسیم شده است. یک خط‌چین افقی نیز آستانه‌ی پذیرش معیار ۱۰ درصد را نشان می‌دهد.

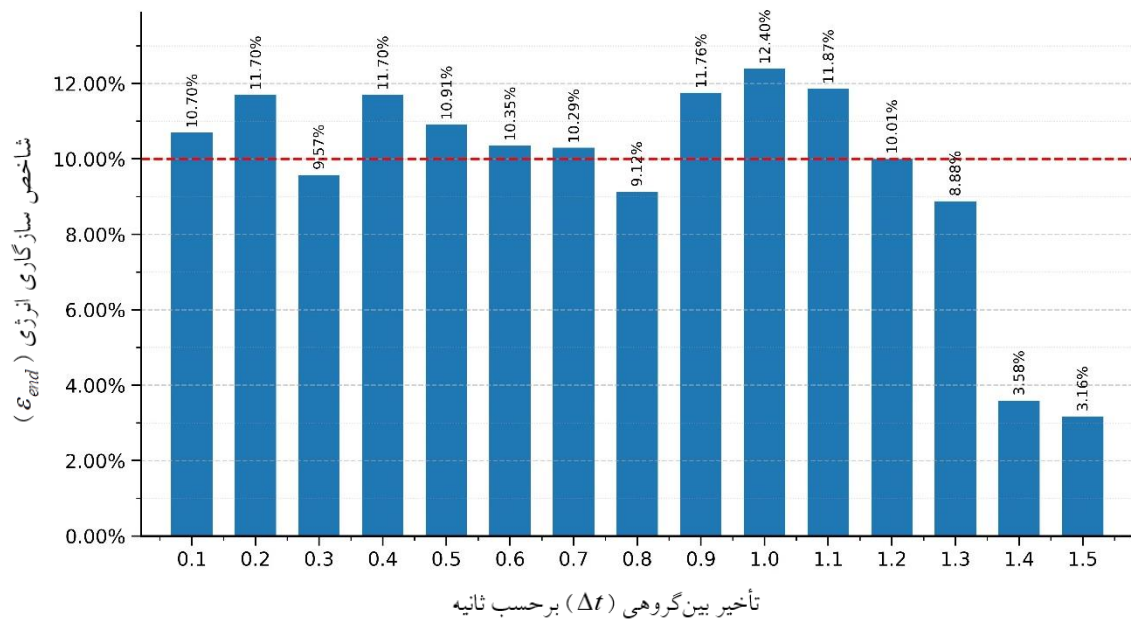
روش انتخاب Δt در این پژوهش به صورت یک روش «ترکیبی سلسله‌مراتبی» اجرا شده است. در گام نخست، غربالگری عددی انجام می‌شود و تنها مدل‌هایی وارد فرایند تصمیم‌گیری می‌شوند که مقدار ε_{end} آنها در انتهای تحلیل در محدوده قابل قبول (حدود حداکثر ۱۰ درصد) قرار داشته باشد. به عبارت دیگر، فقط سناریوهایی پذیرفته می‌شوند که موازنه کار-انرژی آنها از نظر عددی معتبر باشد. در گام دوم، مدل‌های باقی‌مانده بر اساس مقدار نزولی J_1 رتبه‌بندی می‌شوند، زیرا هدف اصلی، بیشینه‌کردن نشست قائم نهایی بام و تشکیل مکانیزم فروریزش گرانشی کامل‌تر است. در گام سوم، در صورت نزدیکی مقادیر J_1 بین چند سناریو، شاخص J_2 به‌عنوان معیار ثانویه وارد می‌شود و مدلی انتخاب می‌گردد که مقدار J_2 بزرگ‌تری دارد. یعنی پالس انرژی جنبشی قوی‌تری تولید کرده و حرکت باقیمانده کمتری در انتهای تحلیل باقی گذاشته است. بدین ترتیب، Δt مؤثر مقداری انتخاب می‌شود که هم‌زمان سه شرط «فروریزش



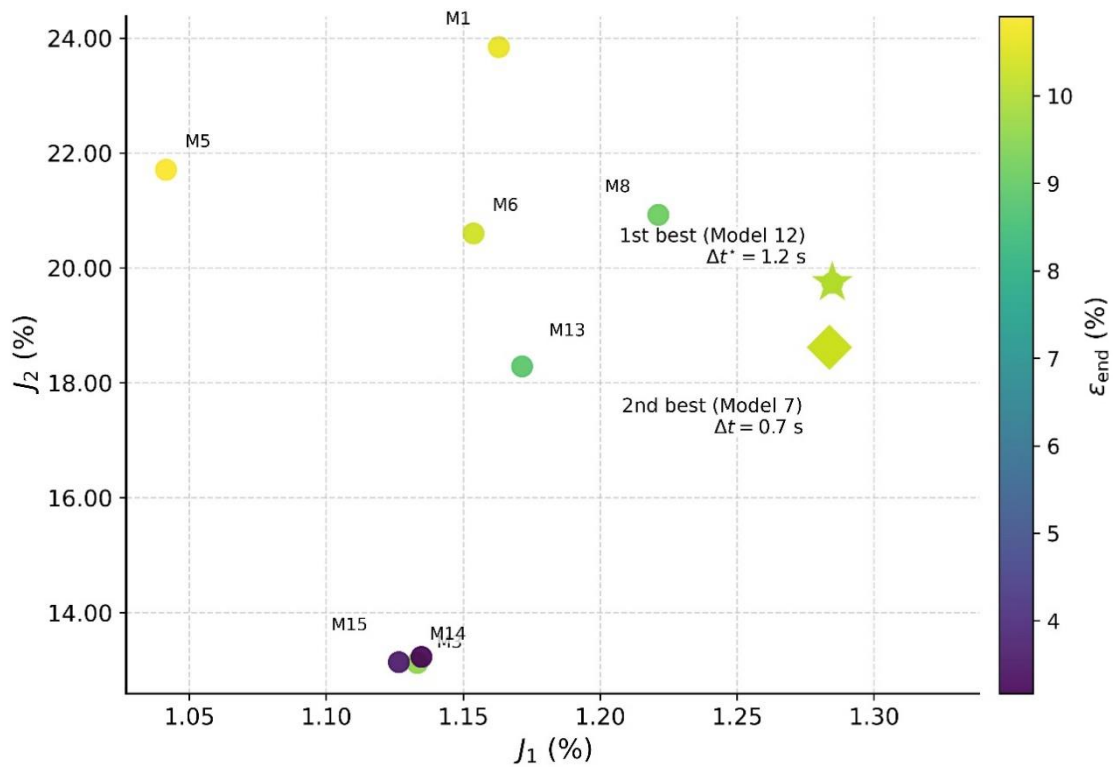
شکل ۴. تغییرات شاخص انرژی جنبشی J_2 با تأخیر بین گروهی Δt در سازه ۱۰ طبقه

جدول ۴. مقادیر شاخص انرژی جنبشی J_2 و مؤلفه‌های انرژی متناظر برای مدل‌های مختلف تحت تأخیر انفجاری Δt

J_2 (-)	η_{res} (-)	η_{max} (-)	E_{in}^{end} (kJ)	E_{kin}^{end} (kJ)	t_{end} (s)	E_{kin}^{max} (kJ)	t_{peak} (s)	Δt (s)	نام مدل	ردیف
0.2384	0.0269	0.2465	11684.0	314.5	3.0	2880	0.665	0.1	Model 1	۱
0.1616	0.0000	0.1616	11102.9	0.1	3.0	1794	0.695	0.2	Model 2	۲
0.1313	0.0000	0.1313	11001.3	0.1	3.0	1444	0.360	0.3	Model 3	۳
0.1296	0.0000	0.1296	11138.5	0.1	3.0	1444	0.360	0.4	Model 4	۴
0.2171	0.0422	0.2297	10817.9	456.2	3.0	2485	1.060	0.5	Model 5	۵
0.2060	0.0149	0.2105	10729.0	159.9	3.0	2258	1.170	0.6	Model 6	۶
0.1862	0.0420	0.1988	10589.9	444.9	3.0	2105	1.260	0.7	Model 7	۷
0.2092	0.0240	0.2164	11217.9	269.8	3.0	2428	1.360	0.8	Model 8	۸
0.1286	0.0000	0.1286	11231.8	0.1	3.0	1444	0.360	0.9	Model 9	۹
0.1331	0.0000	0.1331	10845.1	0.1	3.0	1444	0.360	1.0	Model 10	۱۰
0.1286	0.0000	0.1287	11224.2	0.1	3.0	1444	0.360	1.1	Model 11	۱۱
0.1974	0.0351	0.2079	10401.9	365.1	3.0	2163	1.765	1.2	Model 12	۱۲
0.1828	0.0555	0.1995	11484.6	636.9	3.0	2291	1.860	1.3	Model 13	۱۳
0.1314	0.0000	0.1314	10990.0	0.1	3.0	1444	0.360	1.4	Model 14	۱۴
0.1323	0.0000	0.1323	10914.1	0.1	3.0	1444	0.360	1.5	Model 15	۱۵



شکل ۵. تغییرات شاخص سازگاری انرژی بر حسب تأخیر بین گروهی Δt در سازه ۱۰ طبقه



شکل ۶. تغییرات شاخص های J_1 ، J_2 و ϵ_{end} بر حسب تأخیر بین گروهی Δt و تعیین تأخیر زمانی موثر Δt^*

۴-۴- بررسی سازه‌های فولادی هشت و پنج طبقه و نقش

آن‌ها در اعتبارسنجی راهبرد زمان‌بندی

در گام بعد، برای ارزیابی پایداری راهبرد زمان‌بندی انفجار نسبت به تغییر ارتفاع سازه، همان رویکرد تحلیل فروریزش پیش‌رونده روی دو سازه فولادی هشت و پنج طبقه نیز اعمال شد. این دو سازه از نظر هندسه پلان، ویژگی‌های مقاطع، شرایط بارگذاری ثقلی و فرضیات مدل‌سازی با سازه ۱۰ طبقه یکسان هستند و تنها تفاوت آن‌ها در تعداد طبقات و ترازهای هدف برای حذف ستون‌هاست. در سازه هشت طبقه، ستون‌های هدف در طبقه پنجم به صورت سه گروه G_{51} ، G_{52} ، G_{53} و در طبقه اول G_{11} ، G_{12} ، G_{13} تعریف شده‌اند. در هر طبقه، گروه‌ها با فاصله زمانی ثابت ۰/۱ ثانیه پشت سر هم حذف می‌شوند. در سازه پنج طبقه نیز ستون‌های هدف در طبقه دوم و اول در قالب گروه‌های G_{21} ، G_{22} ، G_{23} ، G_{11} ، G_{12} ، G_{13} با همین فاصله زمانی درون‌طبقه‌ای ۰/۱ ثانیه حذف می‌گردند. در هر دو سازه، ۱۵ مدل عددی ساخته شده است که تنها در مقدار تأخیر بین طبقه‌ای Δt (فاصله بین پایان توالی حذف طبقه بالاتر و آغاز توالی حذف طبقه اول) با یکدیگر تفاوت دارند. به این ترتیب، مجموعه‌ای هم‌ارز با سناریوهای سازه ۱۰ طبقه برای تحلیل مقایسه‌ای فراهم گردید.

نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در این دو سازه نشان می‌دهد که جایگزینی ارتفاع ۱۰ طبقه با هشت و پنج طبقه، ساختار کیفی وابستگی شاخص‌های عملکردی J_1 ، J_2 و ε_{end} نسبت به Δt را تغییر نمی‌دهد. در سازه هشت طبقه، پس از اعمال قید سازگاری انرژی، منحنی‌های $J_1(\Delta t)$ و $J_2(\Delta t)$ وجود یک Δt^* مشخص در حوالی ۱/۲ ثانیه را نشان می‌دهند که مشابه مقدار مؤثر به‌دست‌آمده برای سازه ۱۰ طبقه است و بیانگر شکل‌گیری یک مکانیزم فروریزش قاطع همراه با نشست قائم‌نهایی بزرگ و نوسانات باقیمانده محدود است. در سازه پنج طبقه نیز فرآیند غربالگری بر اساس ε_{end} و رتبه‌بندی بر مبنای J_1 و سپس J_2 ، یک مقدار بهینه $\Delta t^* = 0.1$ ثانیه را پیشنهاد می‌کند، در حالی که $\Delta t = 1.2$ ثانیه نیز به عنوان دومین گزینه مناسب شناخته می‌شود. این رفتار نشان می‌دهد که اگرچه کاهش

ارتفاع و تغییر محتوای مودی می‌تواند موقعیت عددی Δt^* را در سازه‌های کوتاه‌تر اندکی جابه‌جا کند، اما منطق سلسله‌مراتبی انتخاب (ترکیب قیود انرژی، قله بزرگ J_1 و پالس قاطع J_2) در هر سه سازه ۱۰، هشت و پنج طبقه پایدار بوده و توانسته است در همه موارد یک سناریوی زمان‌بندی فیزیکی معنادار و نزدیک به هم را شناسایی کند.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، وابستگی رفتار فروریزش و پایداری دینامیکی سازه به تأخیر بین‌گروهی انفجارها (Δt) به‌صورت کمی بررسی شد و نشان داده شد که تغییر Δt می‌تواند نه تنها «وقوع یا عدم وقوع» فروریزش کلی، بلکه کیفیت فروریزش (یکنواختی، سرعت، و میزان نوسانات باقیمانده) را نیز تعیین کند. همچنین مقایسه نتایج در ارتفاع‌های مختلف یعنی؛ پنج، هشت و ۱۰ طبقه روشن ساخت که بخشی از الگوهای رفتاری نسبت به تغییر ارتفاع پایدار است، هرچند در سازه‌های کوتاه‌تر جابه‌جایی در Δt مؤثر مشاهده می‌شود. در ادامه مهمترین نتایج این پژوهش بیان می‌شود:

۱. پاسخ فروریزش به تأخیر بین‌گروهی انفجارها (Δt) بسیار حساس است. به‌طوری‌که انفجار هم‌زمان یا Δt ‌های بسیار کوچک و یا بسیار بزرگ می‌تواند به‌ترتیب به فروریزش ناقص یا نوسانات ماندگار و ناایمن منجر شود.

۲. در سازه ۱۰ طبقه، تنها در یک بازه مؤثر از Δt ، فروریزش کلی سازه نسبتاً یکنواخت و در زمان کوتاه رخ می‌دهد و هم‌زمان پالس حرکتی شدید اما محدود ایجاد می‌شود، به‌طوری‌که سازگاری انرژی نیز در محدوده قابل قبول باقی می‌ماند.

۳. در میان سناریوهای معتبر سازه ۱۰ طبقه، بهترین تأخیر برابر $\Delta t^* = 1.2s$ (Model 12) به‌دست آمد که با $J_1 \approx 1.285\%$ و $J_2 \approx 19.74\%$ همراه است. گزینه بسیار نزدیک دوم برابر $\Delta t = 0.7s$ (Model 7) با $J_1 \approx 1.284\%$ و $J_2 \approx 18.62\%$ است. اختلاف J_1 بین دو انتخاب اول حدود ۰/۰۷۸٪ گزارش

۸. در همه مدل‌ها، ارزیابی هم‌زمان معیارهای عملکردی مانند J_1 و J_2 همراه با کنترل سازگاری انرژی \mathcal{E}_{end} نشان داد که این ترکیب، تصویر شفاف‌تری از تفاوت عملکرد توالی‌های انفجار ارائه می‌دهد و به‌طور مشخص، اتکا به یک شاخص منفرد مثلاً فقط نشست مرکز جرم بام می‌تواند به نتیجه‌گیری گمراه‌کننده منجر شود.

نتایج این تحقیق نشان داد به‌کارگیری تحلیل دینامیکی غیرخطی مبتنی بر موازنه‌ی انرژی، همراه با تعریف شاخص‌های عملکرد مناسب و استفاده از گزینه‌های پیشرفته‌ی حفظ جرم در نرم‌افزارهای متعارف مانند SAP2000، می‌تواند به عنوان ابزاری برای طراحی علمی طرح‌های تخریب انفجاری مرحله‌ای مورد استفاده قرار گیرد. چارچوب ارائه‌شده این امکان را فراهم می‌کند که پیش از اجرا، اثر سناریوهای مختلف توالی انفجار و مقادیر متفاوت Δt بر میزان کارایی فروریزش، شدت پالس حرکتی و سازگاری عددی تحلیل به‌صورت کمی ارزیابی شود و Δt مؤثر با استناد به معیارهای صریح مهندسی انتخاب گردد. با وجود محدودیت‌هایی نظیر ایده‌آل‌سازی رفتار مصالح، منظم‌بودن هندسه‌ی سازه و مدل‌سازی معادل اثر انفجار، نتایج این پژوهش می‌تواند مبنایی برای مطالعات بعدی بر روی سازه‌های نامنظم، در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها و به‌کارگیری روش‌های بهینه‌سازی پیشرفته در کنار ضوابط تخریب انفجاری ایمن باشد.

شد که نشان می‌دهد برای تفکیک علمی گزینه‌های نزدیک، اتکا به یک معیار منفرد کافی نیست.

۴. تنها در بازه‌های محدودی از Δt ، پاسخ دینامیکی سازه به صورت یک پالس اولیه زود هنگام، با دامنه بالا و با میرایی سریع ظاهر می‌شود. به‌گونه‌ای که پس از وقوع این پالس، دامنه نوسانات باقی‌مانده کاهش یافته و جابجایی نهایی در انتهای تاریخچه زمانی کوچک‌تر می‌گردد.

۵. بررسی تعمیم‌پذیری نشان داد با جایگزینی ارتفاع ۱۰ طبقه با هشت و پنج طبقه، ساختار کلی وابستگی شاخص‌ها به Δt تغییر نمی‌کند. به‌طور مشخص، در سازه هشت طبقه نیز پس از اعمال قیود اعتبار، Δt^* در حوالی ۱/۲ ثانیه مشاهده شد (هم‌راستا با سازه ۱۰ طبقه) که بیانگر شکل‌گیری فروریزش قاطع همراه با نشست نهایی بزرگ و نوسانات باقیمانده محدود است.

۶. همسانی Δt^* در سازه‌های هشت و ۱۰ طبقه به‌عنوان یک یافته علمی مهم نشان می‌دهد که این مقدار، بیش از آن‌که تابع ارتفاع مطلق باشد، از هم‌فازی پالس‌های حذف ستون با پاسخ غالب سازه تبعیت می‌کند. بنابراین در برابر تغییرات ملایم جرم و سختی ناشی از کاهش ارتفاع مثلاً دو طبقه، حساسیت محدودی مشاهده می‌شود.

۷. در سازه پنج طبقه، بهترین گزینه به $\Delta t^* = 0.1s$ منتقل شد و در عین حال $\Delta t = 1.2s$ به‌عنوان گزینه دوم مناسب شناسایی گردید. یعنی در سازه‌های کوتاه‌تر، مقادیر قابل قبول Δt در یک دامنه محدودتر متمرکز می‌شود و حساسیت به انتخاب نادرست Δt کمتر از سازه ۱۰ طبقه گزارش شد.

مراجع

- [1] Petrone, F., Shan, L., and Kunnath, S. K. Modeling of RC Frame Buildings for Progressive Collapse Analysis. *International Journal of Concrete Structures and Materials* 2016; 10(1): 1–13. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0126-y>.
- [2] Park, S. Y., Choi, H., Baek, S. C., Kim, H. J., Yoon, S. J. Design of Pre-Weakening and Evaluation of Structural Safety for Explosive Demolition of Concrete Silo. *Materials Science Forum* 2014; 654–656: 2548–2551. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.654-656.2548>.
- [3] Özmen, H., Soyuluk, K., and Anil, Ö. Analysis of RC Structures with Different Design Mistakes Under Explosive-Based Demolition. *Structural Concrete* 2021; 22 (3): 1464-4177. <https://doi.org/10.1002/suco.201900367>.
- [4] Uenishi, K., Hiroshi, T., Hiroshi, Y., and Shunsuke S. PC-Based Simulations of Blasting Demolition of RC Structures. *Construction and Building Materials*. 2010; 24(12): 2401-2410. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.03.002>.
- [5] Michaloudis, G., Blankenhorn, G., Mattern, S., and Schweizerhof, K. Modelling Structural Failure with

- Finite Element Analysis of Controlled Demolition of Buildings by Explosives Using LS-DYNA. In *High Performance Computing in Science and Engineering*, 2010, 539-551. Springer, Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-04665-0_37.
- [6] Lu, Z., He, X., and Zhou, Y. Discrete Element Method-Based Collapse Simulation, Validation and Application to Frame Structures. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2018; 14(5): 538-549. <https://doi.org/10.1080/15732479.2017.1373133>.
- [7] Yüzbaşı, J. Controlled Demolition: Novel Monitoring and Experimental Validation of Blast-Induced Full-Scale Existing High-Rise Building Implosion Using Numerical Finite Element Simulations. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. 2025; 15: 891-914. <https://doi.org/10.1007/s13349-024-00849-y>.
- [8] Isobe, D. An Analysis Code and a Planning Tool Based on a Key Element Index for Controlled Explosive Demolition. *International Journal of High-Rise Buildings*. 2014; 3(4): 243-254. <https://doi.org/10.21022/IJHRB.2014.3.4.243>.
- [9] Isobe, D., and Ranmeng J. Explosive Demolition Planning of Building Structures Using Key Element Index. *Journal of Building Engineering*. 2022; 59: 104935. <https://doi.org/10.1016/j.jobee.2022.104935>.
- [10] Biggs, J. M. Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill, New York, 1964.
- [11] Newmark, N. M. A method of computation for structural dynamics. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1959; 85: 67-94. <https://www.scirp.org/reference/referencespapers?referenceid=838420>
- [12] Clough, R. W., and Penzien, J. Dynamics of Structures, 4th ed., Computers & Structures Inc 2019, McGraw-Hill, New York, 2019.
- [13] Chopra, A. K. Dynamics of Structures, 6th ed., Pearson, 2022.
- [14] Hilber, H. M., T. J. R. Hughes, and R. L. Taylor. Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 1977; 5(3): 283-292. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290050306>
- [15] CSI Analysis Reference Manual: For SAP2000, ETABS, SAFE, and CSiBridge. Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc., 2016.
- [16] Ondrej. Time-history output-acceleration accuracy. CSI Knowledge Base. Last modified October 18, 2022. <https://web.wiki.csiamerica.com/wiki/spaces/kb/pages/2003330/Time-history+output-acceleration+accuracy>.
- [17] Abell, M. Direct-integration Time-History Analysis. CSI Knowledge Base. Last modified October 23, 2022. <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Direct-integration%2Btime-history%2Banalysis>.
- [18] Federal Emergency Management Agency (FEMA). 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356). Washington, DC: FEMA.
- [19] American Society of Civil Engineers (ASCE). 2017. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17). Reston, VA: ASCE.
- [20] U.S. Department of Defense. Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. 2009. https://www.wbdg.org/FFC/DOD/UFC/ufc_4_023_03_2009_c4.pdf
- [21] Hughes, T. J. R. The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis. Prentice Hall, Mineola, NY, Dover. 2005.
- [22] Shi, Y., Li, Z. Y., and Hao, H. A New Method for Progressive Collapse Analysis of RC Frames under Blast Loading. *Engineering Structures*. 2010; 32 (6): 1691-1703. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.02.017>.
- [23] Izzuddin, B. A., Elghazouli, A. Y., and D. A. Nethercot. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column Loss—Part I: Simplified Assessment Framework. *Engineering Structures*. 2008; 30(5): 1308-1318. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011>
- [24] Kwasniewski, L. Non-linear Dynamic Simulations of Progressive Collapse for a Multi-Storey Building. *Engineering Structures*. 2010; 32 (5): 1223-1235. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.12.048>.
- [25] Feng, F. Progressive Collapse Analysis of High-Rise Building with 3-D Finite Element Modeling Method. *Journal of Constructional Steel Research*. 2009; 65(6): 1269-1278. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.02.001>.
- [26] Bagheri P. M., Mohammadi, Y., and Gholizad, A. A Proposed Procedure for Progressive Collapse Analysis of Common Steel Building Structures to Blast Loading. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2017; 21(6): 2186-2194. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-0559-0>.