

بررسی شاخص پایداری دینامیکی سازه های فولادی

محمد رضا غلامی^۱، محمدرضا شکرزاده^۲، مهدی شریفی^{۳*}

- ۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.
- ۲- استاد مدعو گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.
- ۳- نویسنده مسئول، دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

پست الکترونیکی نویسندگان:

۱- MR.Gholami@stu.qom.ac.ir

۲- MR.Shokrzadeh@srbiau.ac.ir

۳- M.Sharifi@qom.ac.ir

چکیده:

شاخص پایداری، نسبت لنگرهای ناشی از اثرات ثانویه P-Delta به لنگرهای ناشی از برش طراحی طبقه است. در سازه‌هایی که سطوح بالایی از غیرخطی بودن را تجربه می‌کنند، بایستی اثرات P-Delta در نظر گرفته شود. روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ها شاخص پایداری را به صورت استاتیکی و برای بار جانبی باد ارائه داده اند. این مطالعه به محاسبه شاخص پایداری دینامیکی و غیرخطی استاتیکی پرداخته است. برای این منظور، این پارامتر در سه سازه مرجع شامل ۳، ۹ و ۲۰ طبقه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) و غیرخطی استاتیکی محاسبه و مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد، مقادیر شاخص پایداری استاتیکی با در نظر گرفتن تغییر شکل غیرارتجاعی در ساختمان‌ها کوتاه به مقادیر شاخص پایداری دینامیکی نزدیک و در ساختمان متوسط و بلند تفاوت دارد. شاخص پایداری به روش دینامیکی به جز در شتاب‌های پایین تا 0.2g فراتر از حد پوشش اور است. مقادیر شاخص پایداری دینامیکی سازه نسبت به مقادیر آیین‌نامه‌ای تفاوت معناداری دارد و از طرفی مقادیر حدی 0/1 و 0/25 در آیین‌نامه نیاز به بازنگری دارد.

واژگان کلیدی:

شاخص پایداری، اثرات P-Delta، دینامیکی غیرخطی افزایشی، قاب‌های خمشی.

* مهدی شریفی، دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم. ایمیل: m.sharifi@qom.ac.ir (نویسنده مسئول مقاله)

Investigating the Dynamic Stability Index of Steel Structures

Mohammadreza Gholami¹, Mohammadreza Shokrzadeh², Mahdi Sharifi³

1- Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran. E-mail: MR.Gholami@stu.qom.ac.ir

2- Visiting Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran. E-mail: mr.shokrzadeh@srbiau.ac.ir

3- Corresponding author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran. E-mail: m.sharifi@qom.ac.ir

Abstract:

The stability index, defined as the ratio of moments caused by secondary P-Delta effects to those resulting from design story shear forces, serves as a critical parameter in assessing structural behavior. These P-Delta effects, arising from the interaction between axial loads and lateral displacements, can significantly influence the overall structural response. While current design codes primarily provide static relationships for calculating the stability index - typically developed for lateral loads such as wind - this study adopts an innovative approach by investigating the stability index from both dynamic and nonlinear static perspectives. To obtain reliable results, three reference structures with varying heights (3-, 9-, and 20-story buildings) were analyzed using two advanced analytical methods: Incremental Dynamic Analysis (IDA) and Nonlinear Static Analysis. The research findings reveal that for low-rise buildings, when inelastic deformations are considered, static stability index values closely approximate their dynamic counterparts. However, for medium- and high-rise structures, significant discrepancies emerge between results obtained from the two methods. A key finding demonstrates that the dynamically computed stability index exceeds code-specified threshold values (0.1 and 0.25) for all cases except those with low acceleration levels (below 0.2g). The study further establishes that dynamic stability index values differ substantially from those recommended in current design codes. These results suggest that traditional stability assessment methods may prove non-conservative for tall structures subjected to severe dynamic effects. Significant influence of building height on the relationship between static and dynamic stability indices. Critical importance of considering nonlinear effects in stability calculations for tall structures. Necessity for developing new relationships that properly incorporate dynamic effects in stability index computation. These findings provide a solid foundation for updating structural design codes and developing more precise analytical methods. Future studies should investigate a broader range of structures with various lateral load-resisting systems to establish more comprehensive relationships for stability index calculation. Implementation of height-dependent correction factors in stability evaluation. Development of dynamic amplification coefficients for P-Delta effects. Inclusion of higher-mode effects in stability assessments for tall buildings. Consideration of material nonlinearity and geometric imperfections in analytical models. The study's outcomes emphasize the need for code revisions to address stability concerns in modern tall building designs, particularly in seismic-prone regions. The proposed methodology offers a more realistic assessment of structural stability under extreme loading conditions.

Keywords: Stability index, P-Delta effects, Nonlinear Incremental Dynamic, Moment frames.

۱. مقدمه

در مهندسی زلزله، مکانیزم‌های خرابی سازه‌ای به دو دسته کلی تقسیم می‌شوند شامل خرابی موضعی که محدود به المان‌های خاص تحت بارهای ثقلی یا جانبی است و خرابی پیشرونده که باعث گسترش تدریجی آسیب از المان اولیه به کل سیستم سازه‌ای می‌شود. مطالعات تجربی و تحلیلی تأثیر بسزای اثرات (PΔ) را در تسریع ناپایداری سازه‌ها نشان داده‌اند. این پدیده از سه مسیر اصلی بر رفتار سازه تأثیر می‌گذارد شامل کاهش مقاومت جانبی، افزایش تغییرشکل‌های طبقات و تسریع در تخلیه ظرفیت باربری کل سیستم می‌شود. توسعه شاخص‌های پایداری جهت ارزیابی اثرات (PΔ) از جمله مباحث کلیدی در مهندسی زلزله محسوب می‌شود.^[۷-۱]

پایه‌گذار این مطالعات، روزنبلوث^۲ (۱۹۶۵) با معرفی رابطه‌ای به عنوان ضریب پایداری می‌باشد.^[۸]

آیین‌نامه SEAOC (1973) نخستین سند معتبری بود که به صورت نظام‌مند به تحلیل اثرات (PΔ) پرداخت و دو الزام کلیدی را مطرح کرد که شامل محاسبه تغییرمکان‌های جانبی بر مبنای اصول مهندسی و ارزیابی نقش اعضای غیرسازه‌ای در ایجاد این تغییرمکان‌ها می‌باشد.^[۹]

در سال ۱۹۷۸ آیین‌نامه ATC نگرانی خود در مورد اثر (PΔ) را با محدود کردن گریز جانبی بیان کرد، اگر گریز جانبی طبقه را به ۱/۰ تا ۱/۵ درصد ارتفاع طبقه محدود گردد، دیگر نگرانی خاصی در این مورد وجود ندارد.^[۱۰]

آیین‌نامه ACI318-77 دستورالعمل مشخصی ارائه کرد. اگر در هر قاب، لنگر حاصل از (PΔ) که توسط بار نهایی ستون (P) ایجاد می‌شود فراتر از پنج درصد ظرفیت لنگر پلاستیک تیرهایی که به داخل ستون وارد شده‌اند باشد، آن گاه باید مقاومت ستون برای تحمل لنگر حاصل از (PΔ) باید افزایش یابد.^[۱۱]

آندریوس^۳ مشاهده کرد که در صورت فراهم کردن ضوابط آیین‌نامه نیوزیلند برای همیشه می‌توان اثر (PΔ) را نادیده گرفت.^[۱۲]

شاخص پایداری در آیین‌نامه‌های ASCE و استاندارد ۲۸۰۰ مطابق با تحقیقات مگ گریور^۴ و هج^۵ در سال ۱۹۷۷ برای بار جانبی باد تعریف شده است.^[۱۳] این شاخص بر اساس تحقیقات آقای دایک^۶ می‌باشد که در ادبیات فنی اطلاعات بیشتری از این تحقیق وجود ندارد. در آیین‌نامه‌ها پارامتری به نام (Q) به‌عنوان شاخص پایداری معرفی شده است.

مطالعات دال ماسو^۷ (۱۹۹۹) نشان داد که اثرات (PΔ) می‌تواند منجر به افزایش ۴۰ درصدی در جابجایی جانبی سازه شود، به ویژه در حالتی که پاسخ غیرالاستیک قابل توجهی در سازه رخ داده باشد.^[۱۴]

عمدتاً مطالعات انجام شده بر روی سازه‌های با یک درجه آزادی و تأثیر اثرات (PΔ) بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها آن‌ها توسط یک میله صلب که از طریق یک اتصال مفصلی و یک فنر چرخشی به پایه متصل می‌شود انجام شده است. در این سیستم، فنر چرخشی با رفتار کاملاً الاستیک-پلاستیک مشخص می‌شود و حساسیت به اثرات مرتبه دوم با ضریب حساسیت گریز جانبی الاستیک اندازه‌گیری می‌شود.^[۱۵-۲۲]

ایبارا^۸ و کراوینکلر^۹ در سال ۲۰۰۵، با مطالعه بر روی سازه‌های یک درجه آزادی و چند درجه آزادی به این نتیجه رسیدند که شاخص پایداری ارائه‌شده برای سازه‌های یک درجه آزادی در حالت الاستیک و غیرالاستیک نیز معتبر است ولی در سازه‌های چند درجه آزادی فقط در حالت الاستیک معتبر بوده و در حالت غیرالاستیک و به‌خصوص برای سازه‌هایی با دوره تناوب بالا معتبر نبوده و شاخص مناسبی نخواهد بود.^[۲۳]

بلاک^{۱۰} در سال ۲۰۱۱، تحلیل غیرخطی استاتیکی بر روی قاب دوبعدی ۱۰ طبقه منظم فولادی انجام داد. در این مطالعه یک‌بار سازه را بدون اثر (PΔ) و بار دیگر تحت اثر (PΔ) مورد بررسی قرار داد. او شاخص پایداری را به دو قسمت تقسیم نمود که شامل شاخص پایداری در حالت الاستیک و غیرالاستیک است. نتایج نشان داد که مقاومت و سختی کاهش یافته در قاب فولادی با وجود اثر (PΔ) و

^۴- Macgregor, J. G

^۵- Hage, S. E

^۶- Dicke

^۷- Dal Maso *et al*

^۸- Ibarra

^۹- Krawinkler

^{۱۰}- Black, E. F

^۲- Rosenbluth, E

^۳- Andrews, A.L

هم‌چنین شاخص پایداری در حالت الاستیک یا در حالت غیر الاستیک ناچیز را می‌توان با شاخص پایداری الاستیک به دست آورد. اما زمانی که سازه کاملاً وارد ناحیه غیر الاستیک می‌شود باید از هر دو رابطه شاخص پایداری الاستیک و غیر الاستیک استفاده کرد^[۲۴].

حیدر پور در سال ۲۰۱۸، برای سازه‌های پل با ستون‌های بتن آرمه نشان داد با توجه به ماهیت پیچیده مطالعه اثرات ($P\Delta$) تحت بارگذاری زلزله و عدم قطعیت‌های مرتبط با گرفتن دقیق مدل سازه و ماهیت تصادفی حرکات زمین، به دست آوردن یک حالت حدی قابل اعتماد برای نادیده گرفتن اثرات ($P\Delta$) برای ستون‌های پل RC نیاز به مقدار زیادی تجزیه و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای گرفتن صحیح همه منابع عدم قطعیت دارد^[۲۵].

کاپتا^{۱۱} در سال ۲۰۲۰، دیوارهای برشی و میراگرها به دو صورت تجربی و تحلیلی مورد بررسی قرار دادند. هر ساختاری که در معرض تغییر شکل جانبی باشد، اثر ($P\Delta$) یک پدیده مرتبه دوم را تجربه می‌کند. دستیابی به توزیع بار عمودی کاملاً متقارن در کاربردهای دنیای واقعی، اگر نگوئیم غیرممکن، دشوار است. این مطالعه جایجایی‌های جانبی سازه را با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی اجزا محدود ارزیابی کرده و آن را با روش تحلیل خطی استاندارد مقایسه می‌کند. نیروهای جانبی و گرانشی داخل سازه را می‌توان با استفاده از دیوار برشی و دمپر کاهش داد^[۲۶].

حسینی و همکاران در سال ۲۰۲۱، نشان دادند شاخص پایداری دینامیکی^{۱۲} به عنوان یک معیار حساس و نوین برای تشخیص تغییرات ساختاری معرفی شده است. این شاخص از طریق تحلیل رفتار ارتعاشی سازه (مثلاً ارتعاشات ناشی از بارهای محیطی یا عملکرد نیروها) امکان تشخیص آثار آسیب را فراهم می‌کند. شاخص پایداری دینامیکی به تغییرات کوچک در پاسخ ارتعاشی سازه حساس است و می‌تواند حتی در مراحل اولیه آسیب را شناسایی کند. این روش برخلاف برخی روش‌های سنتی که به پارامترهای پیچیده یا تجهیزات گران‌قیمت نیاز دارند، با داده‌های ارتعاشی پایه و تحلیل‌های ریاضی قابل پیاده‌سازی است. هم‌چنین شاخص پایداری

دینامیکی می‌تواند به‌خوبی تفاوت بین وضعیت سالم و آسیب‌دیده سازه را نمایان کند و با استفاده از داده‌های ارتعاشی گرفته‌شده در آزمایش‌های میدانی یا شبیه‌سازی شده، پایش سلامت سازه‌ها را بهبود دهد^[۲۷].

گونوان و همکاران^{۱۳} در سال ۲۰۲۱، به بررسی روشی نوین برای شناسایی آسیب در سازه‌ها با استفاده از تحلیل پایداری دینامیکی می‌پردازد. در این مقاله فرض می‌شود که هرگونه آسیب در سازه، باعث تغییر رفتار دینامیکی آن و کاهش پایداری سیستم می‌شود. سازه‌ها در شرایط نوسانی و برانگیختگی‌های مختلف، رفتار پایداری متفاوتی از خود نشان می‌دهند. آسیب ساختاری باعث می‌شود پایداری دینامیکی کاهش یافته و رفتار سیستم از حالت ثبات خارج شود یا تغییر کند. با تحلیل تغییرات پارامترهای پایداری مانند فرکانس‌ها، ضریب دمپینگ و پاسخ به تحریک‌های دینامیکی، می‌توان به وجود و محل آسیب پی برد^[۲۸].

اناستازیو^{۱۴} و مارکی^{۱۵} در سال ۲۰۲۳، روشی دینامیکی برای تشخیص آسیب در سازه‌ها با استفاده از تحلیل پایداری سیستم‌های غیرخطی و تحلیل رفتار دینامیکی سازه‌ها تحت تحریک‌های مختلف و شناسایی تغییرات در پایداری که ناشی از وجود آسیب در سازه را با استفاده از شاخص‌های پایداری دینامیکی برای تعیین محل و میزان آسیب نشان دادند. آن‌ها نشان دادند که تحلیل پایداری دینامیکی یک رویکرد موثر و کارآمد برای پایش سلامت سازه است که می‌تواند جایگزین یا مکمل روش‌های فعلی باشد. این روش باعث کاهش هزینه‌ها و افزایش ایمنی سازه‌ها می‌شود و قابلیت کاربرد در پایش سازه‌های پیچیده و حساس را دارد^[۲۹].

دی فرانچسکو^{۱۶} و سالیوان^{۱۷} در سال ۲۰۲۳، برای سیستم‌های دوخطی با نسبت سختی پس از تسلیم برابر با $\alpha = 0.05$ نشان داده‌اند که پیش‌بینی دقیق‌تر ضریب تقویت جایجایی در حضور ($P\Delta$)، نیاز به اثر ترکیبی ضریب پایداری ($\alpha\Delta$)، سطح شکل‌پذیری (μ) و دوره تناوب T_0 ، باید در نظر گرفته شود. هم‌چنین مقادیر حدی ضرایب پایداری الاستیک و غیرالاستیک برای

^{۱۳}- Gunawan *et al*

^{۱۴}- Anastasio, D

^{۱۵}- Marchesiello, S

^{۱۶}- De Francesco G

^{۱۷}- Sullivan TJ

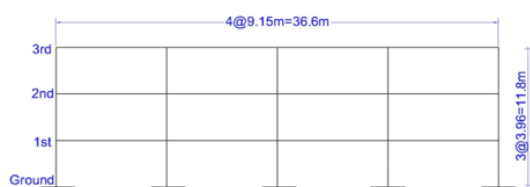
^{۱۱}- Gupta

^{۱۲}- Dynamic Stability Index

سیستم‌های ژئوتکنیکی است که توسط دانشگاه برکلی توسعه یافته و قابلیت بالایی در تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی دارد.

در تمامی تحلیل‌ها، اتصال ستون‌ها به فونداسیون گیردار فرض شده است. مدل ساخته شده دربرگیرنده رفتار غیر الاستیک مصالح می باشد. غیر الاستیک بودن مصالح به‌طور صریح و به‌وسیله روش المان فایبری که امکان تخمین دقیقی از توزیع غیر الاستیک بودن مصالح در مقطع و در طول عضو را فراهم می‌کند، صورت گرفته است. قاب ساختمانی این سازه‌ها به ترتیب در شکل‌های ۱ تا ۳، نشان داده شده است.

برای در نظر گرفتن اثر ثانویه یا اثر (PA) در تحلیل غیرخطی قاب فولادی، از روش ستون‌های لاغر لین کالمن^{۱۸} استفاده شده است. این روش از طریق افزودن المان‌هایی عمودی با سختی خمشی ناچیز، ولی دارای ظرفیت محوری، امکان شبیه‌سازی جابجایی‌های ثانویه ناشی از نیروی ثقلی را فراهم می‌سازد. در این مدل، ستون‌های لین کالمن به‌صورت المان‌های قائم، نزدیک به ستون‌های اصلی قاب قرار داده شده‌اند و بار ثقلی معادل وزن طبقات بر آن‌ها اعمال شده است. از آنجایی که این ستون‌ها در برابر خمش ضعیف بوده و تنها به‌صورت محوری رفتار می‌کنند، هنگام جابجایی افقی سازه، پدیده پی-دلتا به‌صورت واقعی در تحلیل لحاظ می‌شود. این روش یکی از راهکارهای توصیه‌شده در دستورالعمل‌هایی نظیر FEMA-356 و ATC-72 برای لحاظ نمودن اثرات هندسی مرتبه دوم در تحلیل غیرخطی سازه‌ها به‌شمار می‌آید و ضمن دقت بالا، سبب اجتناب از نیاز به فعال‌سازی تحلیل هندسی غیرخطی کامل در مدل می‌شود.



شکل ۱. قاب ساختمانی مدل ۳ طبقه [۳۴]

سیستم‌هایی با مدل‌های هیستریک مختلف با اعمال محدودیت‌های مستقیم بر تقویت جابجایی ناشی از (PA) بدست می‌آیند [۳۰].

با توجه به مطالعات گذشته به نظر می‌رسد محاسبه‌ی شاخص پایداری تحت بارگذاری دینامیکی نیاز است و لذا در این مطالعه شاخص پایداری دینامیکی برای سه سازه مرجع کمیته (SAC) با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) انجام شده است و با شاخص پایداری بیان شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه شده است. این مطالعه بر روی سازه‌های قاب خمشی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به منظور پوشش دادن سازه‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه تحت شتاب نگاشت‌های مختلف و با استفاده از تحلیل (IDA) انجام شده است و در نهایت شاخص پایداری دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته شده است.

۲. مواد و روش‌ها

۲.۱. روش انجام کار

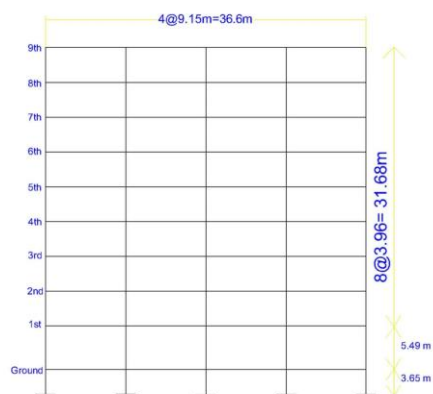
در این مطالعه، سه سازه قاب خمشی فولادی منظم به منظور ارزیابی و بررسی شاخص پایداری دینامیکی انتخاب شده است. به منظور بررسی رفتار غیرخطی سازه تحت بارگذاری لرزه‌ای، از دو نوع تحلیل عددی شامل تحلیل پوش‌اور و تحلیل (IDA) استفاده شده است. این تحلیل‌ها با هدف ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و تعیین شاخص پایداری انجام شده‌اند. مدل‌های بررسی شده شامل قاب‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه منظم است که برای فاز II پروژه SAC طراحی شده است [۳۱]. ارتفاع کلی سازه‌ها به ترتیب برابر ۱۱/۸۸، ۳۵/۶۴ و ۷۹/۲۰ متر هست. سیستم سازه‌ای این سازه‌ها از قاب خمشی پیرامونی به منظور تحمل بارهای لرزه‌ای و قاب‌های ساده میانی برای تحمل بارهای ثقلی تشکیل شده است. از آن جایی که این سازه‌ها در پلان و ارتفاع منظم هستند، تحلیل‌ها بصورت دوبعدی بر روی یک قاب خمشی در جهت شمالی-جنوبی از هر سازه صورت گرفته است که در ادامه برای هر یک از این سازه‌ها نشان داده شده است. در سالیان اخیر این سازه‌ها در اغلب تحقیقات به‌عنوان سازه مبنا مورد استفاده قرار گرفته است [۳۲]. تحلیل‌های غیرخطی این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است [۳۳]. OpenSees یک محیط متن‌باز (Open-Source) برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌ها و

ستون‌ها (P) و نیروهای برشی افقی در هر طبقه (V) از نتایج تحلیل، مقادیر لازم برای محاسبه شاخص پایداری طبقه (Stability Index) به دست آمد. این شاخص به عنوان معیاری برای سنجش حساسیت سازه نسبت به اثرات هندسی مرتبه دوم (PΔ)، برای هر طبقه و در حالت‌های بحرانی محاسبه شده و مبنای ارزیابی پایداری کلی سازه قرار گرفت.

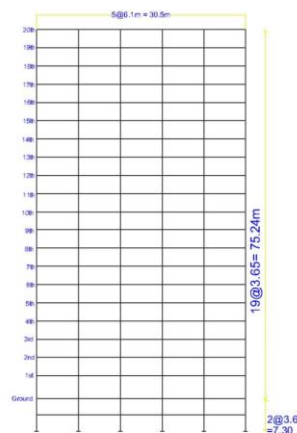
۲.۲. تحلیل IDA

نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) پارامترهای تقاضای مهندسی در برابر شدت لرزه ای زلزله است. مفهوم IDA توسط کرنل^{۱۹} و همکاران معرفی شده است. این تحلیل شامل انجام تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی در یک مدل سازه‌ای، تحت مجموعه‌ای از رکوردهای شتاب نگاشت حرکت زمین است، که در سطوح مختلف لرزهای مقیاس می‌شود. سطوح مقیاس شده به طور مناسب انتخاب می‌گردند تا سازه طیف وسیعی از رفتار الاستیک تا غیر الاستیک و در نهایت ناپایداری دینامیکی کلی در جایی که سازه به طور کلی دچار فروریزش می‌شود را شامل شود^[۳۵]. در روش IDA رکوردهای مناسب لرزه‌خیزی منطقه، به منظور تعیین منحنی احتمالی برای حالت حدی خاص، انتخاب می‌گردد. پس از انتخاب پارامتر شدت لرزه ای مناسب مطابق با هدف مورد نظر، رکوردهای انتخابی بر اساس ضرایب مقیاس فزاینده، مقیاس می‌شوند. با استفاده از تحلیل دینامیکی مدل سازه‌ی مورد نظر تحت اثر رکوردهای مقیاس شده، پارامتر مورد نیاز مهندسی مانند (گریز جانبی، دوران مفاصل پلاستیک، برش پایه و غیره) تحت رکوردهای مختلف و با ضرایب متعدد به دست می‌آید. منحنی‌های رسم شده در نمودار (IM-EDP) نشان‌دهنده تغییرات پاسخ سازه در شدت های لرزه ای مختلف است^[۳۶].

برای انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی، مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با شتاب‌نگاشت‌های FEMA-P695 انتخاب شده است^[۳۷]. این مجموعه شامل ۱۰ رکورد زلزله است که زلزله‌های استفاده شده دور از گسل می‌باشند.



شکل ۲. قاب ساختمانی مدل ۹ طبقه [۳۴]



شکل ۳. قاب ساختمانی مدل ۲۰ طبقه [۳۴]

در این تحقیق، تحلیل استاتیکی غیرخطی به منظور ارزیابی عملکرد غیرخطی قاب فولادی تحت اثر بار جانبی انجام شده است. الگوی بارگذاری جانبی مطابق با شکل‌پذیری مود اول نوسان قاب در نظر گرفته شده و توزیع نیروها به صورت الگوی مثلثی (اولین مود شکل‌پذیری سازه) اعمال گردیده است.

پس از اعمال تدریجی بار جانبی و دستیابی به جابجایی هدف، منحنی ظرفیت سازه به صورت نمودار نیروی پایه- تغییر مکان بام (BaseShear- Roof Displacement) استخراج گردید. بر اساس ضوابط ارائه شده در استاندارد ATC-40، ابتدا طیف پاسخ متناظر با هر شتاب‌نگاشت در مقیاس 1.0g محاسبه شده و در ادامه، تغییر مکان هدف برای مقادیر مختلف PGA تعیین گردید. سپس با استخراج نیروهای محوری

صورت گرفته این مجموعه شامل حرکات انتخاب شده قوی زمین است که می تواند باعث فروپاشی سازه ها شود [۳۸].

جزئیات در جدول ۲، ارائه شده است. برای هر رکورد، تحلیل با ضرایب مقیاس مختلف (0.1 تا 0.2g با گام 0/1) انجام شده است. طبق مطالعات جدول ۱. زمین لرزه های گسل دور در مطالعه حاضر

Erthquake	Station	Magnitude	R(km)	PGA(g)	PGV(cm/s)
Northridge	Canyon Country-WLC	6.7	12.4	0.48	45
Duzce, Turkey	Bolu	7.1	12.0	0.82	62
Kobe, Japan	Nishi-Akashi	6.9	7.1	0.51	37
Kobe, Japan	Shin-Osaka	6.9	19.2	0.24	38
Landers	Yermo Fire Statio	7.3	23.6	0.24	52
Hector Mine	Hector	7.1	11.7	0.34	42
Imperial Vally	Delta	6.5	22.0	0.35	33
SanFernando	LA-Hollywood Sto	6.6	22.8	0.21	19
Landers	Cool water	7.3	19.7	0.42	42
Kocaeli, Turkey	Arcelik	7.5	15.4	0.36	59

اختلاف به کمتر از ده درصد می رسد. در قاب ۹ طبقه، اختلاف مدها در مدهای اول و دوم، کمتر از پنج درصد می باشد و در مد بالاتر این اختلاف به کمتر از هشت درصد افزایش می باید. در قاب ۲۰ طبقه، اختلاف در سه مد اول کمتر از پنج درصد می باشد که این نشان دهنده مدل سازی صحیح و تطبیق مناسبی با سازه های مرجع انتخاب شده دارد. در شکل ۴، با استفاده از تحلیل پوش اور به بررسی و صحت سنجی نمودارهای پوش اور برای قاب های ۳ تا ۲۰ طبقه ارائه شده است. با توجه به نمودارهای پوش اور می توان از صحت و درستی مدل سازی اطمینان یافت. در ادامه فلوچارت مراحل کار در شکل ۵ نشان داده شده است.

جدول ۳. دوره تناوب سازه های مورد بررسی

Frames	3St	9St	20St
Ta(1) _{study}	1.01	2.26	3.86
Ta(1) _{Reference}	1.03	2.34	3.98
Ta(2) _{study}	0.33	0.84	1.30
Ta(2) _{Reference}	0.36	0.87	1.35
Ta(3) _{study}	0.17	0.49	0.78
Ta(3) _{Reference}	0.19	0.53	0.81

جدول ۲. ویژگی های زمین لرزه ها

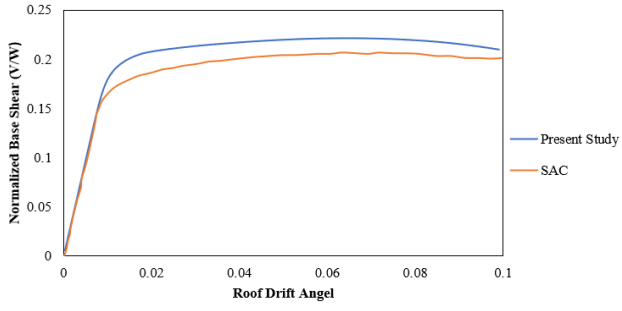
Distance R	R>10km
Large Magnitude Events	M>6.5
Strong Ground Shaking	PGA > 0.2g /PGV > 15 cm/sec
Site Conditions	Rock or Stiff Soil Sites, Vs > 180 m/s
Record Quality	Lowest Useable Frequency < 0.25 Hz

۳. یافته ها و بحث

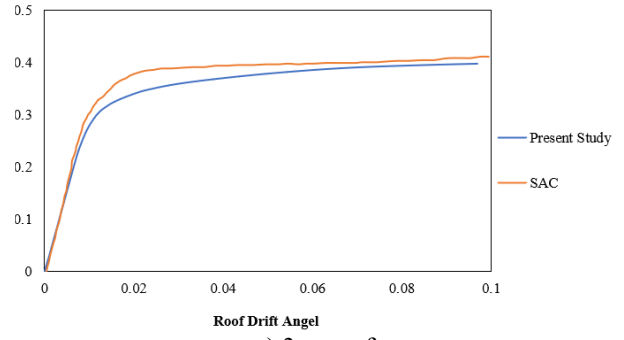
۳.۱. صحت سنجی

سه قاب خمشی فولادی مرجع انتخاب شده [۳۴] با استفاده از نرم افزار اپنسیس مدل سازی شدند. صحت سنجی مدل ها با مقایسه مقدار دوره ی تناوب و منحنی پوش آنها با مرجع اصلی صورت گرفته است. سپس تحت ۱۰ شتاب نگاشت مختلف تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است و شاخص پایداری در حالت دینامیکی و استاتیکی غیرخطی (پوش اور) با یکدیگر مقایسه شده است.

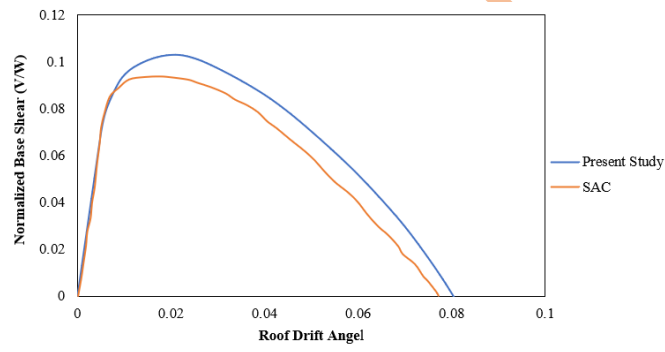
در جدول شماره ۳، نتایج دوره تناوب سازه ۳ مود اول برای قاب های مختلف نشان داده شده است. در قاب ۳ طبقه، در مد اول اختلاف کمتر از پنج درصد نشان می دهد و در مدهای بالاتر این



b) 9-story frame



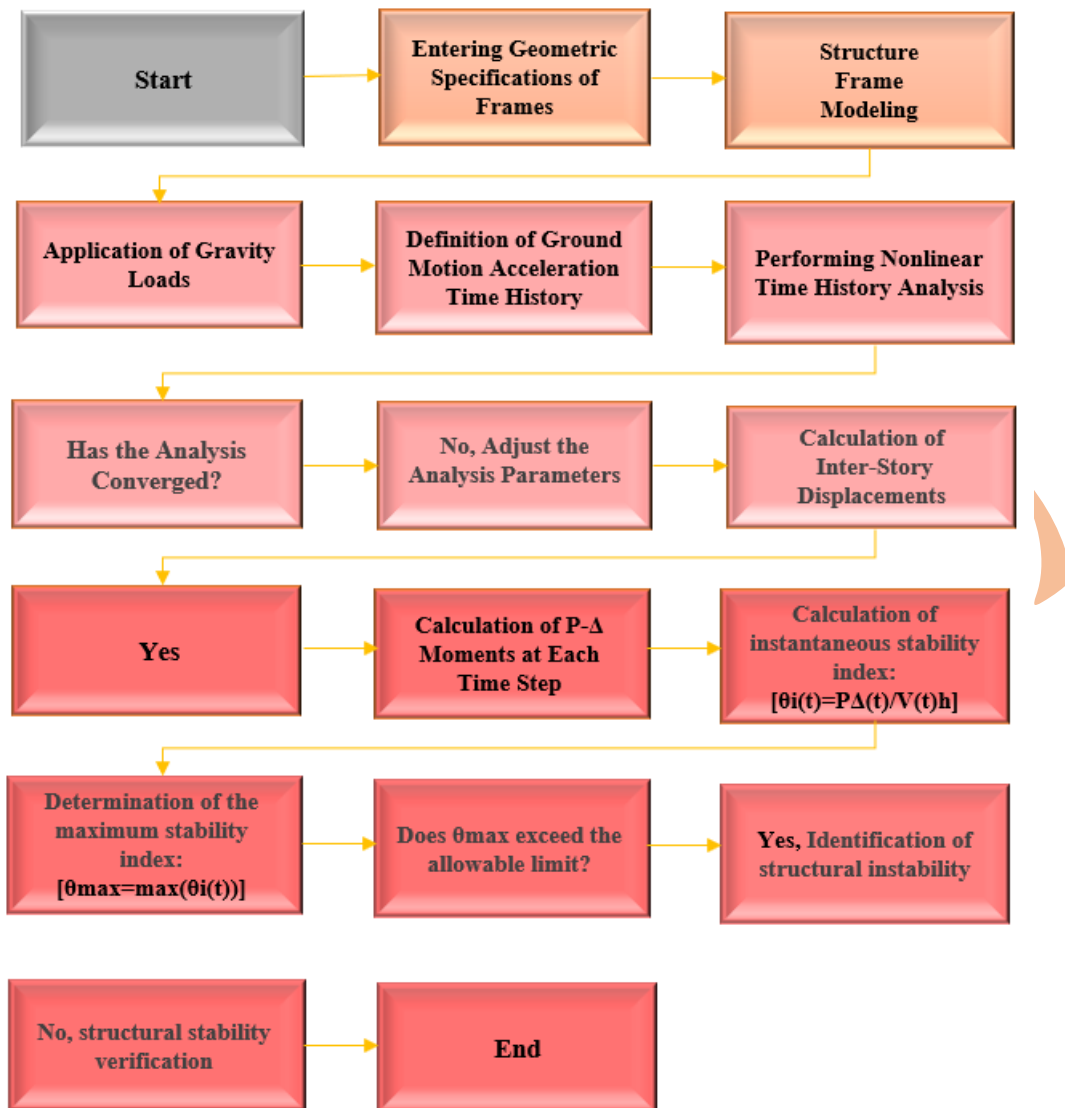
a) 3-story frame



c) 20-story frame

شکل ۴: اعتبار سنجی پوش اور

نشد



شکل ۵: فلوچارت پیشنهادی

۲.۳. تحلیل نتایج

در این بخش نتایج مدل سازی و تحلیل قاب های مورد بررسی در برابر شتاب نگاشت ها نشان داده شده است. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ بیان می کند در کلیه سازه ها بارمحوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آن ها، برش ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان جانبی طبقات تاثیر می گذارد. این افزایش به اثر ثانویه $P\Delta$ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری (θ_i) در رابطه (۱) کمتر از ۱۰ درصد باشد ناچیز بوده و می تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ۱۰ درصد باشد، این باید در محاسبات منظور شود:

$$\theta_i = \left[\frac{P_{ui} \Delta_{eu}}{V_{ui} h_i} \right] \quad (1)$$

P_{ui} = مجموع بارهای مرده وزنده در طبقه i
 Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی
 V_{ui} = مجموع نیروهای برشی وارد بر طبقه i
 h_i = ارتفاع طبقه i

نتایج نشان داده شده شامل شاخص پایداری محاسبه شده در تحلیل پوش آور و تحلیل های تاریخچه زمانی می باشد. برای محاسبه شاخص پایداری دینامیکی ناشی از تحلیل های IDA، شتاب نگاشت ها در PGA مختلف

همپایه سازی شده و مقادیر شاخص دینامیکی در نقاط بیشینه منحنی چرخه ای سازه محاسبه شده است. لازم به توضیح است که در بسیاری از مطالعات پیشین، از جمله دستورالعمل‌های FEMA و PEER، شاخص‌هایی نظیر Sa(T1) به‌عنوان شاخص شدت (IM) با پراکندگی کمتر در نتایج تحلیل IDA معرفی شده‌اند. با این حال، در این پژوهش به دلایل زیر از PGA به‌عنوان شاخص شدت استفاده شده است:

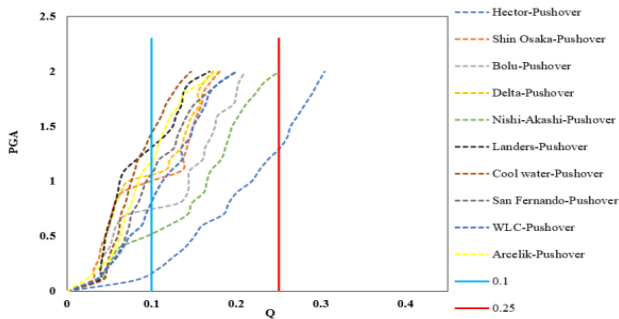
- ۱- سادگی و در دسترس بودن: شاخص PGA یکی از پارامترهای اولیه و ثبت‌شده در اغلب شتاب‌نگاشت‌ها بوده و استخراج آن مستقل از خصوصیات سازه می‌باشد.
- ۲- هدف مقایسه‌ای تحقیق: از آنجا که هدف اصلی تحقیق، بررسی روند کلی پایداری سازه در برابر شدت‌های مختلف زلزله بوده و نه محاسبه دقیق پارامترهای آسیب‌پذیری یا تابع خسارت، استفاده از PGA به‌عنوان IM قابل توجیه است.
- ۳- کاهش پیچیدگی مدل‌سازی: در این پژوهش تلاش شده تا با کاهش پیچیدگی‌های مرتبط با تخمین Sa و وابستگی آن به دوره تناوب سازه‌ای در هر مرحله از رفتار غیرخطی، تمرکز بر روی تحلیل پایداری باقی بماند.

برای مقایسه بهتر بین شاخص پایداری‌های محاسبه شده با مقادیر آیین نامه ای، در دو حالت مختلف شامل، تغییر مکان ناشی از نیروهای جانبی مطابق با آیین نامه، تغییر مکان واقعی با استفاده از ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان، شاخص پایداری آیین نامه در سطوح مختلف طراحی لرزه ای محاسبه و در نمودارها ارائه شده است. نتایج شاخص پایداری در حالت استاتیکی بر اساس تغییر شکل ارتجاعی و غیرارتجاعی برای سازه‌های ۳ تا ۲۰ طبقه به ترتیب در جدول ۴، نشان داده شده است. در این جداول شاخص پایداری استاتیکی در ۴ ناحیه (Zone) بر اساس استاندارد UBC-1997 و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم محاسبه شده است. مقادیر بدست آمده با احتساب تغییر شکل‌های ارتجاعی نزدیک به حد پایین آیین نامه می‌باشد و تنها در ساختمان ۲۰ طبقه

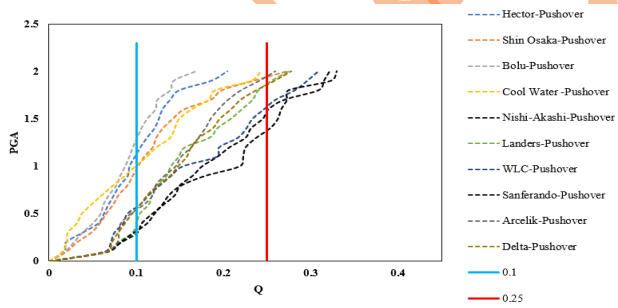
در نزدیکی مقدار ۰/۱ می‌باشد. از طرف دیگر مقدار شاخص پایداری با احتساب تغییر شکل‌های واقعی (تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی) مقادیر قابل توجهی به دست می‌آید. برای بدست آوردن شاخص پایداری تحلیل غیرخطی باید از تغییر مکان غیرخطی استفاده شود. طبق رابطه (۳-۱۱) استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان تغییر مکان غیرخطی (Δ_M) را از ضرب، ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d) در تغییر مکان خطی (Δ_{eu}) حاصل می‌شود پس برای شاخص پایداری در حالت غیرخطی می‌توان از این تغییر مکان غیرخطی استفاده کرد. نتایج شاخص پایداری بر اساس تحلیل پوش اور برای سازه‌های ۳ تا ۲۰ طبقه در شکل ۶ نشان داده شده است. شاخص پایداری محاسبه شده با تحلیل IDA، در شکل ۷ برای سازه‌های ۳ تا ۲۰ طبقه نشان داده شده است. شکل ۸ هم پوشانی و اختلاف مقادیر شاخص پایداری تحت تحلیل‌های پوش اور، IDA و استاتیکی را به ترتیب برای سازه‌های ۳ تا ۲۰ طبقه نشان داده است. همان‌گونه که در شکل‌های ۶ تا ۸ مشاهده می‌شود، در شتاب‌های کمتر از 1.0g شاخص‌های محاسبه شده در تحلیل پوش اور و دینامیکی کمتر از حد پایین استاندارد ۲۸۰۰ است و در تقریباً تا شتاب‌های 1.5g شاخص‌های دینامیکی بین حدود مجاز آیین نامه ای است. در واقع در این میزان سطح شتاب است که طبق آیین نامه نیاز است اثرات P-Delta در آن دیده شود. در سطوح بالای شتاب 1.0g مقادیر شاخص پایداری مقدار از مقدار بیشینه ی آیین نامه که ۰/۲۵ می‌باشد، فراتر می‌رود، اما تحلیل‌ها حالت پایداری خود را حفظ نموده‌اند. این پایداری در تحلیل‌ها و کسب شاخص‌های بالاتر از ۰/۲۵ با یکدیگر مغایرت دارند. در حالت کلی مقادیر حاصل از تحلیل پوش اور نسبت به تحلیل IDA کمتر است. البته در حدود شتاب کمتر از 0.5g این دو تحلیل با یکدیگر نسبتاً تطبیق دارند و در مقادیر بیشتر شتاب اختلاف بین نتایج تحلیل IDA و پوش اور بیشتر می‌گردد.

جدول ۴. شاخص پایداری استاتیکی قاب ها

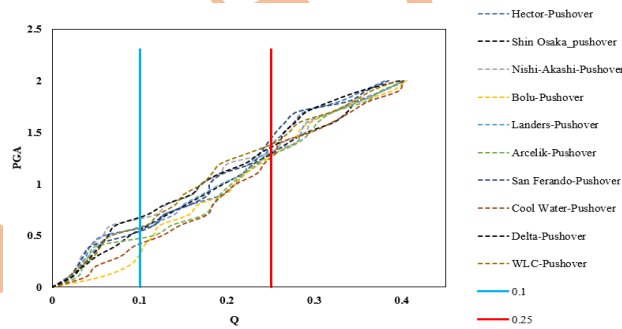
Zone	1	2A	2B	3	4	2800
PGA	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4	0.3
Elastic deformation(3st)	0.021	0.022	0.030	0.039	0.035	0.033
Inelastic deformation(3st)	0.080	0.086	0.116	0.127	0.136	0.135
Elastic deformation(9st)	0.042	0.034	0.056	0.059	0.060	0.046
Inelastic deformation(9st)	0.13	0.15	0.21	0.23	0.24	0.19
Elastic deformation(20st)	0.034	0.049	0.055	0.059	0.078	0.064
Inelastic deformation(20st)	0.13	0.19	0.21	0.23	0.30	0.26



b) 9-story frame

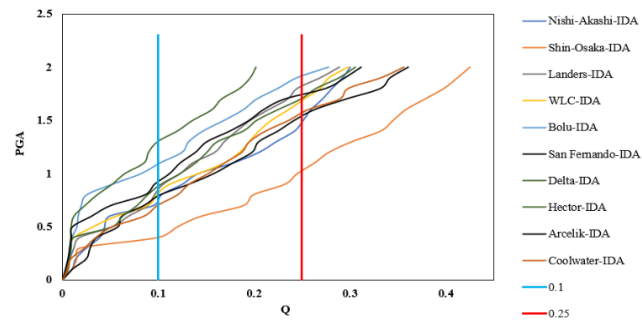


a) 3-story frame

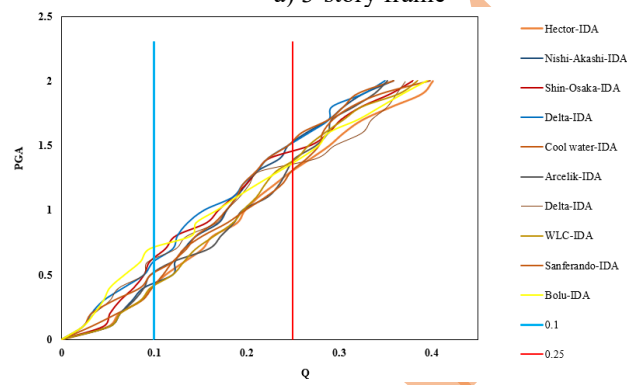


c) 20-story frame

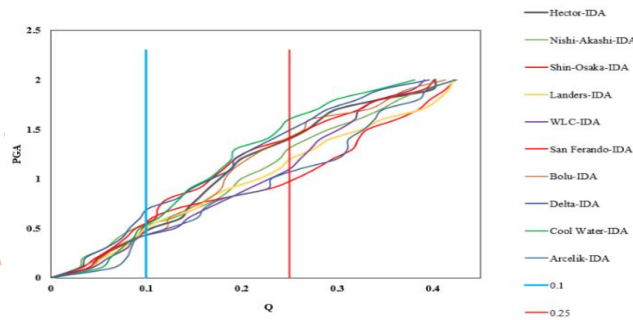
شکل ۶. شاخص پایداری حاصل از تحلیل پوش اور



a) 3-story frame

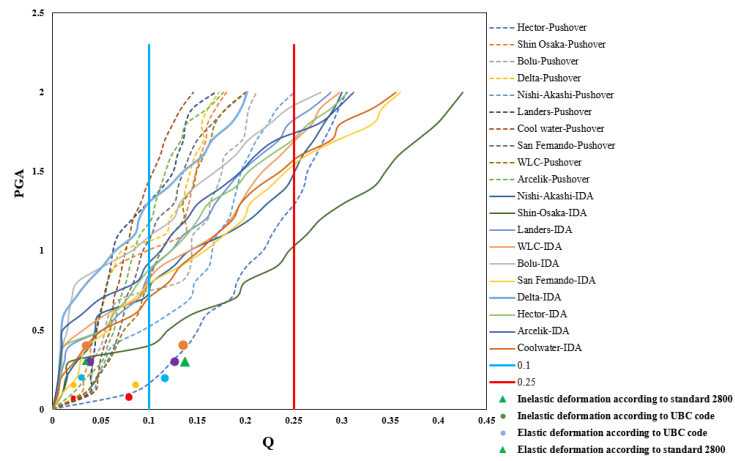


b) 9-story frame

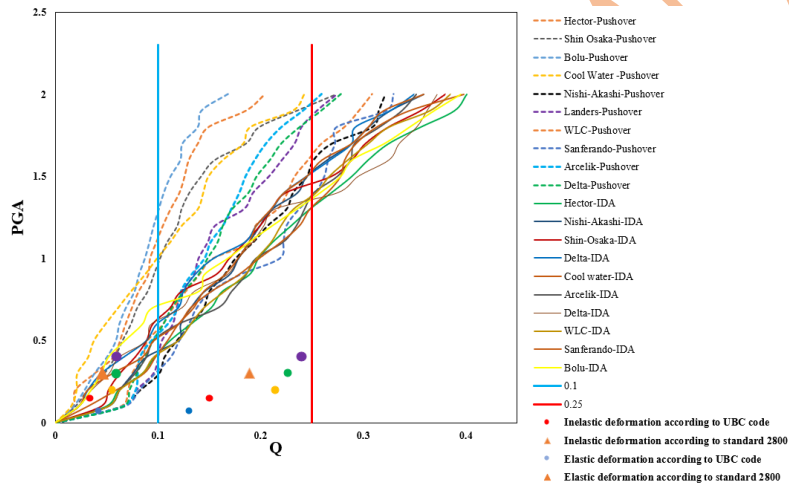


c) 20-story frame

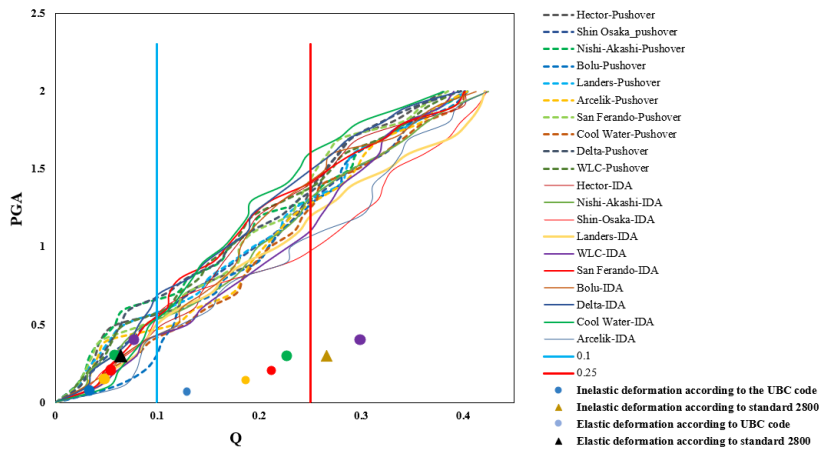
شکل ۷. شاخص پایداری حاصل از تحلیل IDA



a) 3-story frame



b) 9-story frame



c) 3-story frame

شکل ۸. مقایسه ماکزیمم شاخص پایداری شتاب نگاشت ها تحت تحلیل IDA، پوش اور و استاتیکی

در شکل ۹، نتایج بین شاخص پایداری حداکثر و میانگین، تحت تحلیل‌های متفاوت ارائه شده است. میزان این اختلاف در جدول ۵، ارائه شده است. قدر مطلق اختلاف اعداد جدول ۵، به ترتیب در شکل ۱۰، نشان داده شده است. تفاوت در شتاب‌های بالاتر و مخصوصاً در سازه‌های بلندتر می‌تواند ناشی از اثرات موده‌های مرتبه دوم را نشان دهد. این نتایج نشان می‌دهد شاخص‌های پایداری محاسبه شده در آیین‌نامه که براساس تحلیل‌های ارتجاعی محاسبه می‌گردد، نمی‌تواند بیانگر میزان و برآورد حدود آیین‌نامه ای باشد. همچنین مقایسه بین نتایج شاخص دینامیکی و شاخص استاتیکی نیز نشان از افتراق روابط با شرایط واقعی است.

اگرچه تحلیل پوش‌اور یکی از روش‌های رایج و مؤثر برای ارزیابی عملکرد غیرخطی سازه‌هاست، اما در محاسبه‌ی شاخص پایداری (θ) محدودیت‌هایی دارد که می‌تواند دقت نتایج را تحت تأثیر قرار دهد. مهم‌ترین این محدودیت‌ها عبارتند از:

۱- ماهیت استاتیکی تحلیل:

تحلیل پوش‌اور یک روش استاتیکی است که اثرات دینامیکی ناشی از زلزله واقعی را به‌طور مستقیم لحاظ نمی‌کند. در نتیجه، تغییرمکان‌های نسبی بین طبقات و پاسخ‌های غیرخطی که در یک زلزله واقعی رخ می‌دهد، ممکن است به‌صورت کامل شبیه‌سازی نشود و این می‌تواند بر دقت محاسبه‌ی شاخص پایداری تأثیر بگذارد.

۲- وابستگی به الگوی بارگذاری:

نتایج تحلیل پوش‌اور به‌شدت به نوع الگوی بار جانبی اعمال‌شده (مثلاً مثلثی یا یکنواخت) وابسته است. این وابستگی ممکن است موجب خطا در برآورد تغییرمکان‌های نسبی بین طبقات (story drift) شود که مستقیماً در محاسبه‌ی (θ) دخیل است.

۳- عدم لحاظ تغییر مشخصات دینامیکی:

در طول پاسخ غیرخطی، مشخصات دینامیکی سازه (از جمله فرکانس و موده‌های ارتعاشی)

تغییر می‌کند، اما تحلیل پوش‌اور عموماً از مود اول نوسان برای تعیین بارگذاری استفاده می‌کند. این ساده‌سازی ممکن است منجر به دقت کمتر در محاسبه‌ی اثرات ($P\Delta$) گردد.

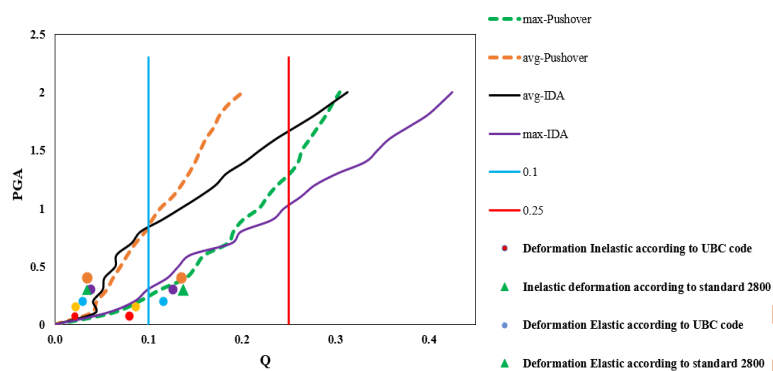
۴- تقریب در مدل‌سازی اثرات مرتبه دوم:

در بسیاری از مدل‌های پوش‌اور، اثرات هندسی مرتبه دوم مانند ($P\Delta$) به‌صورت تقریبی مدل می‌شود یا از طریق افزودن المان‌های جانبی مانند ستون‌های (Lean) شبیه‌سازی می‌گردد. این روش‌ها ممکن است نتوانند تغییرات پیچیده در توزیع نیروی محوری در طول تحلیل را به‌درستی نشان دهند.

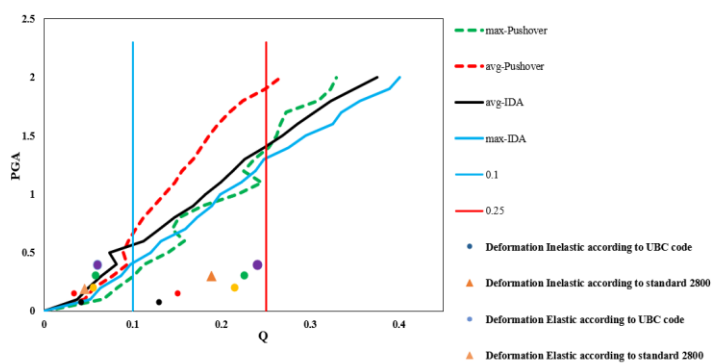
۵- محدودیت در ارزیابی پایداری در سازه‌های بلند یا با نامنظمی زیاد:

در سازه‌های بلندمرتبه یا با رفتار پیچیده، وابستگی به موده‌های بالاتر اهمیت می‌یابد و تحلیل پوش‌اور مبتنی بر مود اول ممکن است نتواند رفتار واقعی پایداری جانبی را به‌درستی شبیه‌سازی کند.

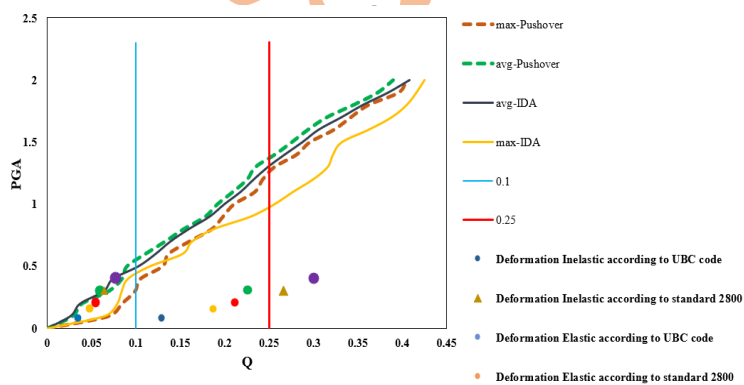
در حالت کلی می‌توان گفت برای محاسبه شاخص پایداری ساختمان نیاز است در مطالعاتی دیگر رابطه آیین‌نامه و همچنین حدود مجاز مورد بررسی و تدقیق بیشتر قرار گیرد. همان‌گونه که در مقدمه اشاره گردید، این رابطه بیشتر برای بحث بار جانبی باد ارائه شده است و نیاز است با انجام مطالعات بیشتر در خصوص انواع ساختمان‌ها و شرایط مختلف برای شرایط لرزه‌ای بررسی و در صورت نیاز مورد بازنگری قرار گیرد. بررسی نتایج حاصل از جدول ۵ و شکل ۱۰، نشان می‌دهد. مقادیر اختلاف بین شاخص پایداری پوش‌اور دینامیکی در حدود اولیه‌ی شتاب $0.5g$ اختلافی کمتر از ۱۵ درصد دارند، و این اختلاف در شتاب‌های بالاتر مقادیر بیشتری را به خود اختصاص می‌دهند. به نظر می‌رسد در روابط موجود نیاز است، تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی وارد شوند و در خصوص حدود مجاز آیین‌نامه ای نیز بررسی‌های بیشتری صورت گیرد.



a) 3-story frame



b) 9-story frame

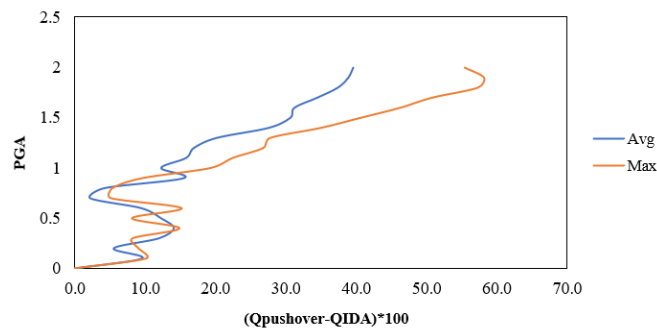


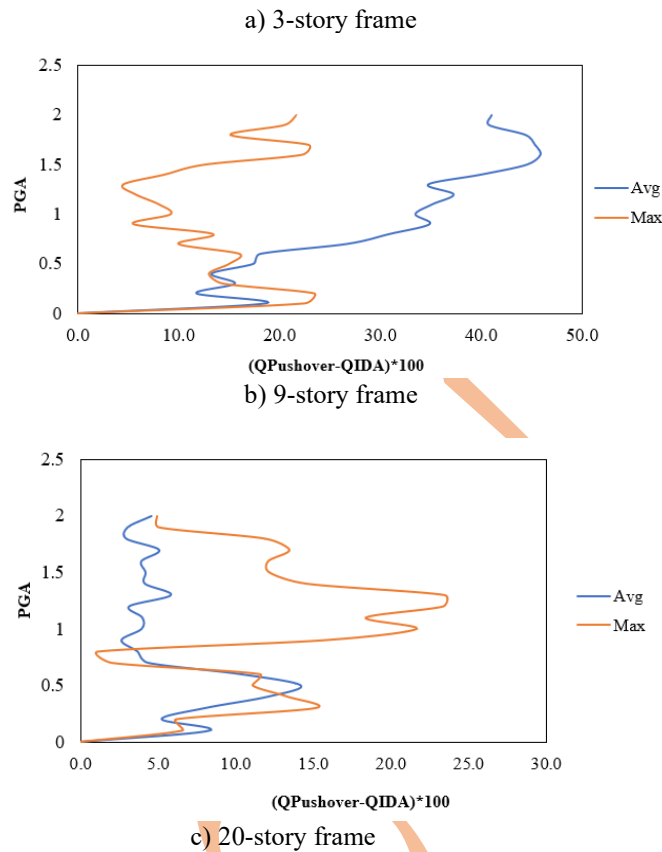
c) 20-story frame

شکل ۹. ماکزیمم و میانگین شاخص پایداری تحلیل IDA و پوش آور و مقایسه با شاخص پایداری استاتیکی

جدول ۵. تفاضل شاخص پایداری غیرخطی استاتیکی و دینامیکی

PGA	Difference between Pushover Average Stability Index and IDA (3st)	Difference between Pushover maximum Stability Index and IDA(3st)	Difference between Pushover Average Stability Index and IDA (9st)	Difference between Pushover maximum Stability Index and IDA(9st)	Difference between Pushover Average Stability Index and IDA (20st)	Difference between Pushover maximum Stability Index and IDA(20st)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	10.20	9.60	18.50	22.50	8.30	6.55
0.2	9.10	5.60	11.70	23.50	5.00	6.20
0.3	8.25	11.90	15.50	14.50	8.00	15.15
0.4	14.90	14.10	13.20	13.00	12.00	13.30
0.5	8.20	12.30	17.00	15.00	15.00	11.00
0.6	15.20	9.50	-18.00	-16.00	-10.30	-11.50
0.7	5.20	-2.20	-26.60	-10.00	-5.00	-2.00
0.8	5.40	-4.30	-30.80	-13.50	-3.70	-1.00
0.9	-9.70	-15.50	-34.80	-5.50	-2.70	-15.65
1.0	-19.30	-12.30	-33.50	9.20	-4.00	-21.60
1.1	-22.50	-15.80	-35.10	8.00	-4.00	-18.50
1.2	-26.80	-17.00	-37.20	-5.70	-3.20	-23.40
1.3	-27.80	-20.20	-34.70	-4.50	-5.80	-23.50
1.4	-35.0	-27.60	-40.00	-8.60	-4.00	-14.60
1.5	-40.70	-30.60	-44.60	-12.50	-3.00	-12.50
1.6	-46.30	-31.00	-45.80	-22.30	-4.00	-12.00
1.7	-50.80	-34.50	-45.30	-22.10	-5.00	-13.50
1.8	-57.30	-37.50	-44.40	-15.15	-3.00	-12.00
1.9	-58.20	-39.00	-40.70	-20.50	-3.00	-5.00
2.0	-55.50	-39.60	-41.00	-21.70	-4.5	-5.00





شکل ۱۰. اختلاف شاخص پایداری غیرخطی استاتیکی و دینامیکی بر حسب درصد

۲- مقادیر شاخص پایداری بر اساس تحلیل پوش اور در مقایسه با تحلیل دینامیکی کمتر می شود.

۳- شاخص پایداری استاتیکی را اگر بر اساس تغییر مکان های واقعی به دست آوریم طبق جدول ۴، به ترتیب برای سازه ۳ تا ۲۰ طبقه، آن گاه در شتاب های کم مقادیر شاخص پایداری متفاوتی رو نشان می دهد و نتایج نشان می دهد که در این حالت شاخص پایداری دینامیکی و استاتیکی غیرخطی از مقادیر شاخص پایداری استاتیکی کمتر است و طبق رابطه استاندارد ۲۸۰۰، به شاخص پایداری های بزرگ تری دست می یابیم و این رابطه محافظه کارانه است.

۴. نتیجه گیری:

در مطالعه حاضر به منظور بررسی شاخص پایداری در حالت دینامیکی در سازه های فولادی سه سازه مرجع مورد مطالعه قرار

۳.۳. تفسیر یافته ها

با توجه به نمودارهای شاخص پایداری در سازه های مرجع که تحلیل شده اند نتایج زیر حاصل می شود:

۱- در نمودارهای شاخص پایداری دینامیکی و استاتیکی غیرخطی به سه ناحیه تقسیم شده اند که ناحیه اول بر طبق استاندارد ۲۸۰۰، اگر شاخص پایداری کمتر از ۱۰ درصد باشد می توان اثرات (PΔ) را نادیده گرفت و ناحیه دوم بین ۱۰ تا ۲۵ درصد است که باید اثرات (PΔ) در نظر گرفت و وقتی شاخص پایداری بیشتر از ۲۵ درصد باشد احتمال ناپایداری سازه وجود دارد. با توجه به نتایج شاخص پایداری دینامیکی (این شاخص بر اساس فرمول استاندارد ۲۸۰۰ در نقاط حداکثر پوش اور بدست آمده است) از مقدار ۲۵ درصد بیشتر می شود.

شاخص‌هایی مانند $Sa(T1)$ یا IM های مشتق‌شده از پاسخ مودال برای کاهش پراکندگی نتایج بهره‌گیری شود.

References

1. Gupta, A. and Krawinkler, H., 2000. Dynamic p-delta effects for flexible inelastic steel structures. *Journal of Structural Engineering*, 126(1), pp.145-154. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:1\(145\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(145)).
2. Adam, C. and Jäger, C., 2012. Simplified collapse capacity assessment of earthquake excited regular frame structures vulnerable to p-delta. *Engineering Structures*, 44, pp.159-173. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.036>.
3. Adam, C. and Ibarra, L.F., 2015. Seismic collapse assessment. *Earthquake Engineering Encyclopedia*, 3, pp. 2729–2752. https://doi.org/10.1007/978-3-642-35344-4_248.
4. López, S.E., Ayala, A.G. and Adam, C., 2015. A novel displacement-based seismic design method for framed structures considering p-delta induced dynamic instability. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, pp.1227-1247. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9688-8>.
5. Hoseini Vaez, S.R., Karimi, F., 2019. Optimal design of steel flexural frames based on performance levels with roof target displacement criterion. *Sharif Civil Engineering Journal*, 35(3.2), pp.71-82. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/J30.2018.5196.2212>.
6. Asadi, P., Abbasi, H., 2024. Fragility curves production for steel structures by seismic improvement of the high-dimensional model representation method.

گرفت. برای این منظور یک سازه ۳ طبقه به عنوان کم‌مرتبه و یک ساختمان ۹ طبقه به عنوان میان مرتبه و سازه ۲۰ طبقه به عنوان بلند مرتبه و مورد مطالعه قرار گرفته است. این سازه‌ها در پلان و ارتفاع منظم بودند. سازه‌ها تحت زلزله‌های دور گسل و با استفاده از تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی (IDA) تحلیل شدند و سپس شاخص پایداری بر اساس تحلیل غیرخطی استاتیکی (Pushover) نیز محاسبه شده و نتایج آن‌ها با یکدیگر مقایسه شد. نتایج حاصله نشان می‌دهد:

- ۱- شاخص پایداری به روش دینامیکی نسبت مقادیر آیین‌نامه مقدار بیشتر و قابل توجهی در ساختمان‌های کوتاه مرتبه نشان می‌دهد. این مقادیر برای ساختمان‌های متوسط و بلند با مقادیر شاخص حاصله از پوش‌آور نزدیک است.
- ۲- شاخص پایداری به دست‌آمده به روش پوش‌آور نسبتاً با آیین‌نامه تطابق دارد.
- ۳- شاخص پایداری به روش دینامیکی به جز در شتاب‌های پایین تا $0.2g$ فراتر از حد پوش‌آور است.
- ۴- مقادیر حاصل از شاخص پایداری استاتیکی با در نظر گرفتن تغییر شکل غیرارتجاعی در ساختمان‌ها کوتاه به مقادیر شاخص پایداری دینامیکی نزدیک و ساختمان متوسط و بلند تفاوت دارد.
- ۵- به نظر می‌رسد مقادیر حدی 0.1 و 0.25 در آیین‌نامه نیاز به بازنگری دارد.

برای مطالعات آینده می‌توان شاخص پایداری برای سازه‌های بتنی محاسبه کرد. شاخص پایداری دینامیکی تنها بر روی سازه‌های منظم در ارتفاع و پلان ارزیابی شده است، مطالعه سازه‌های دارای بی‌نظمی در پلان‌ها به دلیل ناهمترایی مرکز جرم و مرکز سختی و عدم تقارن هندسی توصیه می‌شود. هم‌چنین می‌توان برای زلزله‌های نزدیک گسل نیز شاخص پایداری دینامیکی را بررسی کرد. به منظور افزایش دقت در مقایسه پاسخ‌های تحلیلی، استفاده از روش‌های پوش‌آور اصلاح‌شده نظیر روش MMC یا بارگذاری تطبیقی در مقالات آتی می‌تواند به بهبود تطابق نتایج استاتیکی و دینامیکی کمک نماید. هم‌چنین پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آینده از

- data. *Annali Della Scuola Normale Superiore di Pisa-Classe di Scienze*, 28(4), pp.741-808.
15. Bernal, D., 1987. Amplification factors for inelastic dynamic $p-\Delta$ effects in earthquake analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(5), pp.635-651.
<https://doi.org/10.1002/eqe.4290150508>.
 16. Barbagallo, F., Bosco, M., Florida, A., Marino, E.M. and Rossi, P.P., 2023. Effectiveness of design procedures in counteracting second order effects in steel moment resisting frames. *Metals*, 13(2), p.321.
<https://doi.org/10.3390/met13020321>.
 17. Fenwick, R.C., Davidson, B.J. and Chung, B.T., 1992. P-delta actions in seismic resistant structures. *Bulletin of the Newzealand Society for Earthquake Engineering*, 25(1), pp.56-69.
<https://doi.org/10.5459/bnzsee.25.1.56-69>.
 18. MacRae, G.A., 1994. P- Δ effects on single-degree-of-freedom structures in earthquakes. *Earthquake spectra*, 10(3), pp.539-568.
<https://doi.org/10.1193/1.1585788>.
 19. Tremblay, R., Duval, C. and Léger, P., 1998. Effects of viscous damping models, hysteretic models and ground motion characteristics on seismic p-delta strength amplification factors. *In Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS'97)* pp. 103-118.
<https://doi.org/10.1016/B978-008043320-2/50011-3>.
 20. Williamson, E.B., 2003. Evaluation of damage and p-delta effects for systems under earthquake excitation. *Journal of Structural Engineering*, 129(8), pp.1036-1046.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:8\(1036\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:8(1036)).
 21. Amara, F., Bosco, M., Marino, E.M. and Rossi, P.P., 2014. Accurate strength *Sharif Civil Engineering Journal*, 40(1), pp.65-76. [In Persian].
<https://doi.org/10.24200/J30.2023.62038.3203>.
 7. Pachideh, G., Gholhaki, M. and Daryan, A.S., 2019. Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis. *In Structures*, 20, pp.437-451.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.05.005>
 8. Rosenblueth, E., 1965. Slenderness effects in buildings. *J. of the Structural Division*, 91(1), pp.229-252.
<https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001207>.
 9. Sun, C.K., Berg, G.V. and Hanson, R.D., 1973. Gravity effect on single-degree inelastic system. *J. of the Engineering Mechanics Division*, 99(1), pp.183-200.
<https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001720>.
 10. Applied technology council and structural engineers association of california, 1978. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings: *A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests, and the Research Community* 3 (6).
 11. ACI committee, 1977. Commentary on building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-77). *American Concrete Institute*.
 12. Andrews, A.L., 1977. Slenderness effects in earthquake resisting frames. *Bulletin of the Newzealand Society for Earthquake Engineering*, 10(3), pp.154-158.
<https://doi.org/10.5459/bnzsee.10.3.154-158>.
 13. MacGregor, J.G. and Hage, S.E., 1977. Stability analysis and design of concrete frames. *J. of the Structural Division*, 103(10), pp.1953-1970.
<https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004745>.
 14. Dal Maso, G., Murat, F., Orsina, L. and Prignet, A., 1999. Renormalized solutions of elliptic equations with general measure

- Nonlinear frequency response curves estimation and stability analysis of randomly excited systems in the subspace framework. *Nonlinear Dynamics*, 111(9), pp.8115-8133.
<https://doi.org/10.1007/s11071-023-08280-6>.
30. De Francesco, G. and Sullivan, T.J., 2023. Accounting for hysteretic characteristics in p-delta analysis of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 52(15), pp.4919-4938.
<https://doi.org/10.1002/eqe.3994>.
 31. Khorasani, N.E., Garlock, M.E. and Quiel, S.E., 2015. Modeling steel structures in OpenSees: Enhancements for fire and multi-hazard probabilistic analyses. *Computers & Structures*, 157, pp.218-231.
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.05.025>.
 32. Rooshenas, A., 2020. Comparing pushover methods for irregular high-rise structures, partially infilled with masonry panels. *In Structures*, 28, pp.337-353.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.08.073>
 33. McKenna, F., 2011. A framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), pp.58-66.
<https://doi.org/10.1109/MCSE.2011.66>.
 34. Gupta, A., 1999. Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures.
 35. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp.491-514.
<https://doi.org/10.1002/eqe.141>.
 36. Chopra, A.K., 2012. Dynamics of structures ,pp. 174-196.
 37. Zareian, F., Lignos, D.G. and Krawinkler, H., 2010. Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment amplification factor for the design of SDOF systems with p-delta effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(4), pp.589-611.
<https://doi.org/10.1002/eqe.2361>.
 22. De Francesco, G. and Sullivan, T.J., 2022. P-delta effects on short-period systems subjected to earthquake excitation. *Engineering Structures*, 254, p.113642.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113642>.
 23. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), pp.1489-1511.
<https://doi.org/10.1002/eqe.495>.
 24. Black, E.F., 2011. Use of stability coefficients for evaluating the p-delta effect in regular steel moment resisting frames. *Engineering Structures*, 33(4), pp.1205-1216.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.042>.
 25. Heydarpour, P., Silva, P.F. and Burgueño, R., 2018. Investigation on ignoring p-delta effects based on stability index. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 7(2).
 26. Gupta, K., 2020. P-delta analysis of flat slab and RC framed buildings.
 27. Hassani, S., Mousavi, M. and Gandomi, A.H., 2021. Structural health monitoring in composite structures: A comprehensive review. *Sensors*, 22(1), p.153.
<https://doi.org/10.3390/s22010153>.
 28. Gunawan, F.E., Nhan, T.H., Asrol, M., Kanto, Y. and Kamil, I., 2021. A new damage index for structural health monitoring: a comparison of time and frequency domains. *Procedia Computer Science*, 179, pp.930-935.
<https://doi.org/10.1016/j.procs.2021.01.082>
 29. Anastasio, D. and Marchesiello, S., 2023.

resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology. *In Structures Congress 2010*, pp.1275-1286.

[https://doi.org/10.1061/41130\(369\)116](https://doi.org/10.1061/41130(369)116).

38. Iervolino, I. and Cornell, C.A., 2005. Record selection for nonlinear seismic analysis of structures. *Earthquake Spectra*, 21(3),pp.685-713.

<https://doi.org/10.1193/1.1990199>.

پایگاه استنادی
نشریه