بررسی روش‌های تعیین سطوح عملکرد سازه‌های دوگانه بتن مسلح با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی لرزه‌ای

عباسعلی تسنیمی[۱] و حسین اعلائی[۲]

۱- دانشیار دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران، *Email: tasnimi@modares.ac.ir*

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشکده ساختمان و مسکن، تهران، ایران

چکیده: *تعیین سطوح عملکرد قاب‌های ساختمانی بتن مسلح دوگانه، ضمن وابسته بودن به روش‌های تحلیل غیرخطی، به عوامل مؤثر در هر یک از روش‌ها نیز بستگی دارد. این مقاله تأثیر عوامل مهمی مانند میزان چرخش پلاستیک اعضای سازه‌ای و طیف ظرفیت، تغییرمکان نسبی و میزان خسارت کل سیستم را از دو دیدگاه، یکی سطح عملکرد اعضای سازه‌ای و دیگری سطح عملکرد کل ساختمان بدون منظور داشتن اجزای غیرسازه‌ای، مورد بررسی و تحقیق قرار می‌دهد. برای دستیابی به نتایج مورد انتظار مجموعاً نود و دو تحلیل غیرخطی مشتمل بر شصت و چهار تحلیل استاتیکی غیرخطی و بیست و هشت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی قاب‌های دو بعدی با تعداد طبقات ۸، ۱۲، ۱۶ و۲۰ انجام شده است. قاب‌های دو بعدی اشاره شده، از ساختمان‌های مورد نظر که به صورت سه بعدی و با استناد به ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و آیین‌نامه بتن ایران (آبا) تحلیل و طراحی شده بودند، استخراج گردیده است. کلیه تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار IDARC-5.5 با توجه به معیارهای مختلف فوق انجام شده که نتایج به‌دست آمده حاکی از آن است که محدود کردن منحنی ظرفیت بر مبنای دامنه تغییرمکان کلی ساختمان و شکست یک عضو سازه‌ای محل تردید است.*

کلید واژه‌ها: سیستم‌های دوگانه بتن مسلح، تحلیل‌های غیرخطی، سطح عملکرد، شاخص خسارت، مقاوم‌سازی

An Investigation on the Prediction Methods of Performance Level Utilizing Nonlinear Seismic Analysis for Dual RC Structural Systems

Abstract: *Prediction of performance level of the reinforced concrete dual structural systems are not only dependent on the method of nonlinear analysis, but are also related to some effective parameters used in each method. This article studies the effect of some important parameters such as plastic rotational capacity of the structural elements, capacity spectrum, drift and the overall damage of the building, from two viewpoints, one of which is the performance level of structural elements and also the performance level of the overall structure neglecting the non-structural elements. In order to achieve the expected results, 92 nonlinear analyses including 64 nonlinear static analyses and 28 nonlinear dynamic analyses have been carried out on two dimensional frames comprising 8, 12, 16 and 20 stories. The above mentioned two dimensional frames have been selected from three dimensional buildings which were analyzed and designed according to the 3rd edition of 2800 standard and the Iranian concrete code of practice. All of the nonlinear analyses were carried out on the bases of the above mentioned parameters as a main criteria utilizing IDARC-5.5 program. The obtained results show that the performance evaluation based on overall displacement of the whole structure and the failure of an element, is a restriction of capacity curve which has provoked some doubts.*

۱- مقدمه

سیستم‌های دوگانه بتن مسلح که متشکل از قاب‌های خمشی و دیوار برشی هستند، معمولاً برای ساختمان‌های بلند به‌کار گرفته می‌شود. استفاده از دیوارهای برشی به طور چشم‌گیری موجب افـزایش مقاومت، سختـی و شکـل‌پذیری سیستم‌های دوگانه می‌گردد. از طرفی در مناطقی که زلزله‌های شدید رخ می‌دهد، احداث قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری زیاد با محدودیت‌های

قابل توجهی مواجه است. از این‌رو، یکی از راه‌حل‌های مناسب برای احداث ساختمان مقاوم در برابر زلزله استفاده از دیوارهای برشی در کنار این قبیل قاب‌ها است، زیرا در سیستم‌های دوگانه دیوارهای برشی قادرند بیشترین سهم را در تحمل نیروی برش پایه به عهده داشته باشند و این در حالی است که پس از ظهور ترک‌های قابل توجه در دیوارها یا ورود رفتار دیوارها به محدوده غیر ارتجاعی، قاب‌ها بعنوان سیستم ثانویه مقاوم در برابر زلزله رفتار می‌کنند [۱-۲]. در نتیجه عملکرد سیستم‌های دوگانه بتن مسلح با توجه به مراحل مختلف رفتاری و ورود به ناحیه غیرخطی، اهمیت قابل توجهی می‌یابد.

نکته مهم دیگر در رفتار لرزه‌ای توجه به عملکرد سازه‌ای براساس میزان استهلاک انرژی از طریق پذیرش تغییرمکان است؛ لذا روش ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای را می‌توان با توجه به عملکرد اعضای سازه‌ای و یا کل سازه و نیز تحلیل خسارت انجام داد. تاکنون تحقیقات زیادی برای بررسی و بهبود رفتار لرزه‌ای اعضای مختلف سازه‌ای از جمله دیوارهای برشی و سیستم‌های دوگانه در دو حوزه آزمایشگاهی و تحلیلی انجام گرفته است که نتایج آنها منجر به تکمیل آیین‌نامه‌های موجود و نیز تهیه و تولید آیین‌نامه‌های جدید برای ورود به قلمرو رفتار غیرخطی سازه‌ها و اجزای سازه‌ای به منظور طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد گردیده است [۲]. تحقیقات گسترده‌ای بر روی دیوارهای برشی و اجزای آنها و سیستم‌های دوگانه سازه‌ای مشتمل بر مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی به منظور تأمین شکل‌پذیری و رفتار مناسب لرزه‌ای انجام شده است [۳-۶].

ادامه این بررسی‌ها در دو دهه اخیر نشان می‌دهد که ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های دوگانه از دیدگاه سطح عملکرد نیز در کانون توجه محققین قرار داشته است. مهمترین ضوابط مربوط به تعیین سطح عملکرد و نیز طراحی بر مبنای عملکرد سازه‌ها عبارتند از *ATC*40 [۷]، *FEMA*-273 [۸]، *FEMA*-274 [۹]، *FEMA*-356 [۱۰]، *FEMA*-306 [۱۱] و *FEMA*-307 [۱۲] که در تدوین آنها از تحقیقات محققین و از آن جمله مراجع [۲۷-۴۱] استفاده شده است. تحقیق و مطالعه بر روی سطح عملکرد دیوارهای سازه‌ای مستلزم بکارگیری روش‌های تحلیلی استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی است، که با در نظر گرفتن شرایط ویژه‌ای از آنها استفاده می‌شود. به همین منظور در این مقاله، به سطح عملکرد سسیتم‌های دوگانه با در نظر گرفتن معیارهای مختلف که یکی از عوامل مهم روش طراحی بر اساس عملکرد می‌باشد، پرداخته شده است.

۲- مراحل تعیین سطوح عملکرد

سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، در چهار مرحله به شرح ذیل تعیین می‌گردد. در مرحله اول از روش طیف ظرفیت که مبتنی بر نمودار نیرو- تغییرمکان استوار است استفاده شده و پس از تعیین منحنی ظرفیت و تلاقی دادن آن با طیف نیاز، نقطه هدف سازه به‌دست آمده و بر اساس آن سطح عملکرد سازه تعیین می‌شود. شرح مبسوط این روش در آیین‌نامه *ATC*40 آورده شده است [۷]. در مرحله دوم، براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱۳]، سطوح عملکرد اعضاء مبتنی بر میزان چرخش پلاستیک لولاهای خمیری در هر یک از آنها تعیین می‌شود و سپس سطح عملکرد سازه مشخص می‌گردد. در مرحله سوم که بر مبنای تغییرمکان نسبی جانبی سازه (در واقع تغییرمکان ماندگار) پی‌ریزی شده است سطح عملکرد سازه تعیین می‌گردد. شرح این روش در فصل اول تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای آمده است [۱۴]. سرانجام در مرحله چهارم با بکارگیری شاخص خسارت اعضا و کل سازه، سطح عملکرد سازه تعیین می‌شود. برای تعیین میزان خسارت از شاخص خسارت پارک و همکاران [۱۵-۱۶] که پارامترهای مختلفی چون میزان جذب انرژی، تغییر- مکان حد جاری شدن و تغییرمکان نهایی سازه دخالت دارد و همچنین از شاخص خسارت قبارا و همکاران [۱۷] که مبتنی بر سختی اولیه و نهایی سازه استوار است، استفاده می‌شود. بر اساس این شاخص‌ها که برای سیستم‌های یک درجه آزاد مناسب است، می‌توان سطح عملکرد کل سازه را تخمین زد.

۳- شاخص‌های آسیب

برای تعیین شاخص آسیب، روش‌های مختلفی بر مبنای درجه و نوع آسیب، توسط محققان ارائه شده است. برخی از این شاخص‌ها کیفی و برخی کمّی هستند. آسیب در سازه‌های بتن مسلح ممکن است ناشی از تغییر شکل‌های زیاد و یا تجمیع آن تحت اثر بارهای رفت و برگشتی (تکراری) باشد. ساده‌ترین شاخص آسیب کمّی ارائه شده بر مبنای تغییرشکل است که اثر تجمعی چرخه‌های تغییرشکل را در نظر نمی‌گیرد. شاخص‌های آسیب دیگری نیز که اثرات تجمعی را با گنجاندن انرژی هیسترزیس مستهلک شده درعضو در نظر می‌گیرد، ارائه شده است.

۳-۱- شاخص‌های موضعی

یکی از نخستین شاخص‌های آسیب، توسط بنان و همکارانش در سال ۱۹۸۱ پیشنهاد شد که نه براساس خسارت تمام عضو

بلکه بر مبنای انحنای مقاطعی از عضو که بیشترین آسیب را دیده‌اند ارائه شده است. در این شاخص عضوهایی که تحت لنگر پاد واقع می‌شوند در نظر گرفته شده و مقدار انحناء و سختی اولیه با این شرط محاسبه می‌شوند [۱۸]. از دیگر شاخص‌های اولیه که براساس تغییرمکان عضو پیشنهاد شده است می‌توان به شاخص پارک و همکاران [۱۵-۱۶]، ساردو و همکاران [۱۹] و پِنزین [۲۰] اشاره کرد. شاخص آسیب دیگری که به دلیل سادگی و سهولت بطور گسترده مورد استفاده قرار دارد، شاخصی است که خسارت را هم به حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات و هم به تغییرمکان نسبی باقی مانده پس از زلزله مربوط می‌کند. این شاخص که هم توسط توسی و یائو [۲۱] و هم توسط استیفنز و یائو [۲۲] ارائه شده است، شکل‌پذیری و اثرات چرخه‌های تکراری را در نظر نمی‌گیرد. رافائل و می‌یر شکل تکامل یافته‌ای از نسبت آسیب خمشی را پیشنهاد کردند که مبتنی بر نسبت افزایش نرمی از حالت اولیه تا بیشترین تغییرشکل، به افـزایش نرمـی در حـالت شکست می‌باشد [۲۳-۲۴].

برخی از محققان شاخص آسیب تجمعی را به رفتار چرخه‌ای عضوهای سازه‌ای که معمولاً متأثر از کاهش سختی، زوال مقاومت و باریک شدگی (*Pinching*) منحنی این رفتار است، نسبت می‌دهند. معمولاً این شاخص آسیب تجمعی را یا با استفاده از یک فرمولاسیون خستگی با چرخهٔ کم که در آن آسیب به عنوان تابعی از تغییرشکل تجمعی پلاستیک تلقی می‌شود و یا با استفاده از یک تعریف برای انرژی هیسترزیس جذب شده در طول بارگذاری، به دست می‌آورند. برای نمونه بنان و همکاران چرخش تجمعی نرمال شده‌ای را برای تعداد زیادی از نمونه‌های آزمایشگاهی و تحت بارهای تناوبی که در آنها یا خمش و یا خمش و نیروی محوری حاکم بود به کار برد. اگرچه همبستگی خوبی بین نتایج به دست آمده بود، ولی شاخص خسارت در مراحل شکست نمونه‌ها از پراکندگی قابل توجهی حکایت داشت [۱۸]. سایر شاخص‌های خسارت تجمعی توسط استیفنز و یائو [۲۲]، ونگ و شاه [۲۵]، ونگ و ونگ [۲۶]، جئونگ و ایوان [۲۷] و چانگ و همکاران [۲۸-۳۰] ارائه شده است که شرح همه آنها در این مقاله مقدور نیست.

از دیگر شاخص‌هایی که برای تعیین آسیب وارد به سازه‌های بتن مسلح می‌توان ذکر کرد، شاخصی است که بر مبنای جذب انرژی تعریف می‌شود. این شاخص اولین بار توسط گوزاین و همکاران [۳۱] و بعدها داروین و انمای [۳۲]، سپس المز و همکاران [۳۳] و کراتزیگ و همکاران [۳۴] نیز شاخص‌هایی را بر اساس استهلاک انرژی ارائه نمودند. شناخته شده‌ترین شاخص آسیب تجمعی که بسیار مورد استفاده واقع شده است شاخص پارک و انگ می‌باشد که یک شاخص ترکیبی است [۱۵]. این شاخص ترکیب سادهٔ خطی از تغییرشکل نرمال شده و جذب انرژی است که در رابطه (۱) آمده است.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u f_y}\int dE \qquad (۱)$$

که در آن δ_u تغییرشکل نهایی تحت بارگذاری یکنواخت، f_y مقاومت جاری شدن، δ_m حداکثر تغییرشکل ناشی از بارگذاری زلزله، $\int dE$ انرژی هیسترزیس جذب شده و β مقدار ثابت ۰/۲۵ است. جملهٔ اول رابطهٔ (۱) معیاری ساده از تغییرمکان شبه استاتیکی است، در حالی که آسیب تجمعی در جملهٔ دوم (جملهٔ مربوط به انرژی) ظاهر شده است. مزیت این شاخص ساده بودن و کالیبره شدن آن توسط نمونه‌های بسیار زیاد و دارای آسیب لرزه‌ای از جمله شکست‌های برشی و چسبندگی می‌باشد. از این شاخص در نسخهٔ اصلی برنامهٔ *IDARC* استفاده شده است [۳۵]. در ویرایش جدیدتر این نرم‌افزار به جای نیرو و تغییرشکل به ترتیب لنگر و چرخش در رابطه (۲) جایگزین شده است.

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u}\int Eh \qquad (۲)$$

در این رابطه θ_m بیشترین چرخش به دست آمده در طول مدت زلزله، θ_u ظرفیت چرخش نهایی مقطع، θ_r چرخش بازیافتی (جبرانی)، M_y لنگر جاری شدن و E_h میزان جذب انرژی مقطع می‌باشد. مدل خسارت پارک و انگ بر پایه مشاهدات میزان خسارت در ۹ ساختمان بتن مسلح کالیبره شده است.

مسأله اصلی در استفاده از روابط (۱) و (۲) تعیین تغییرشکل نهایی (δ_u یا θ_u) و پارامتر زوال مقاومت β است. پارک و انگ بر حسب متغیرهای متعددی مانند نسبت برش به دهانه، بار محوری، نسبت آرماتورهای طولی و محصور کننده و مقاومت مصالح معادلاتی را با روش برازش پیشنهاد کردند. اما در این معادلات برای β سهم قابل توجهی منظور نشده و در نتیجه مشارکت استهلاک انرژی در تعیین شاخص کلی بسیار کوچک است. از این رو کانات و همکاران [۲] و استون و تیلور [۳۶] معادلات برازشی جدیدی پیشنهاد کردند که در اغلب موارد به نتایج واقعی‌تری منتج می‌شود.

لازم به یادآوری است که در نرم‌افزار *IDARC* مقدار ۰/۱ برای β به عنوان پیش فرض در نظر گرفته می‌شود که نباید از ۰/۵ تجاوز نماید. مقدار انتخاب شده باید به صورت قابل قبول نمایانگر زوال مقاومت در مدل هیسترزیس بوده باشد.

۳-۲- شاخص‌های کلی

آسیب کلی سازه به توزیع و شدت آسیب‌های موضعی بستگی داشته که از ترکیب شاخص‌های موضعی یا بر اساس مشخصات کلی سازه (رفتار در مودهای مختلف) تعیین می‌شود. شاخص آسیب کلی معمولاً بوسیله سیستم وزن‌دهی که تأثیر آسیب‌های شدید موضعی را بر روی سرویس‌دهی کل سازه در نظر دارد، تعیین می‌شود. متداول‌ترین روش وزن‌دهی توسط پارک و همکاران [۱۶]، چانگ و ایوان [۲۷]، چانگ و همکاران [۲۸-۳۰] و کانات و همکاران [۲] ارائه شده است که بر پایه متوسط‌گیری شاخص‌های آسیب موضعی که با جذب موضعی انرژی وزن‌دهی شده باشند، قرار دارد. بنابراین به همین شیوه، شاخص آسیب کلی سازه‌ای می‌تواند از شاخص طبقات محاسبه شود. از آنجایی که مقاطع با آسیب زیاد، آنهایی هستند که مقدار بیشتری انرژی جذب کرده‌اند، این روش، وزن بالاتری برای اعضای با آسیب شدید در نظر می‌گیرد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که در چنین شرایطی، شاخص آسیب کلی سازه‌ای، وضعیت اعضایی را که شدیداً آسیب دیده‌اند را به دست می‌دهد. در اغلب موارد نتایج این روش قابل قبول است؛ زیرا احتمال اینکه سازه‌ای بتواند علیرغم پذیرش آسیب شدید در شرایط سرویس‌دهی باقی بماند بسیار اندک است. به هر حال، در بعضی حالات ممکن است چنین شاخصی نتواند وضعیت کلی سازه را تبیین کند.

تعریف دیگری از شاخص آسیب طبقه ارائه شده است که وابسته به نسبت بارهای ثقلی هر عضو به کل بارهای ثقلی سازه می‌باشد. بر اساس این تعریف، وزن‌دهی به آسیب طبقات پایین یک سازه بیشتر از وزن‌دهی به آسیب طبقات فوقانی خواهد شد، زیرا احتمال شکست کامل عضوهای طبقات پایین بیشتر خواهد بود. یکی دیگر از روش‌های ارزیابی سریع آسیب، بررسی تغییرات در عوامل مؤثر بر شکل مودی است که در خلال زلزله رخ می‌دهد. این روش ممکن است فقط برپایه زمان تناوب (فرکانس) طبیعی که عموماً منجر به اطلاعاتی دربارهٔ آسیب کلی می‌گردد، و یا بر اساس شکل‌های مودی موضع آسیب را مشخص کند. به وجود آمدن آسیب در هر عضو از سازه باعث تغییراتی در مشخصات دینامیکی سازه می‌شود که این تغییرات معمولاً موجب افزایش زمان تناوب طبیعی (کاهش فرکانس) که خود ناشی از کاهش سختی است و همچنین باعث افزایش میرایی و مآلاً استهلاک بیشتر انرژی می‌شود. مطالعات نشان داده است که میرایی خاصیتی متغیر است و عوامل بسیاری بر آن تأثیر دارند. پس نمی‌تواند به عنوان یک شاخص آسیب سودمند به کار رود. از این رو مطالعات بسیاری بر روی تغییرات زمان تناوب یا تغییرات سختی متمرکز شده است.

اوتانی و سوزن [۳۷] در بررسی‌های آزمایشگاهی خود بر روی قاب‌های چند طبقه بتن مسلح، مشاهده کردند که رفتار قاب‌ها هنگامی که تحت اثر زلزلهٔ قوی قرار می‌گیرند وارد مرحلهٔ تسلیم شده و حداکثر تغییرشکل جانبی آنها، مساوی حداکثر تغییرشکل جانبی حالتی است که برای بار دوم با تحت اثر یک زلزلهٔ مشابه واقع شوند، ولی سختی سازه در آغاز مرحله دوم کمتر از سختی مرحله اول است. نتیجه این مطالعه بیانگر این واقعیت است که حداکثر تغییرشکل نسبی تابعی از خصوصیات اولیه سازه است و ربطی به سختی سازه در آغاز مرحله دوم ندارد؛ به همین دلیل تغییرشکل نسبی به تنهایی نمی‌تواند ارزیابی صحیحی از شاخص خسارت باشد بلکه باید شاخص خسارت را بر مبنای تغییرات سختی بیان کرد. ایدهٔ اولیهٔ اندیس شاخص خسارت سختی توسط قبارا و همکاران [۱۷] ارائه گردید. در این شاخص کاهش سختی متوسط طبقات به صورت رابطه (۳) تعریف می‌شود.

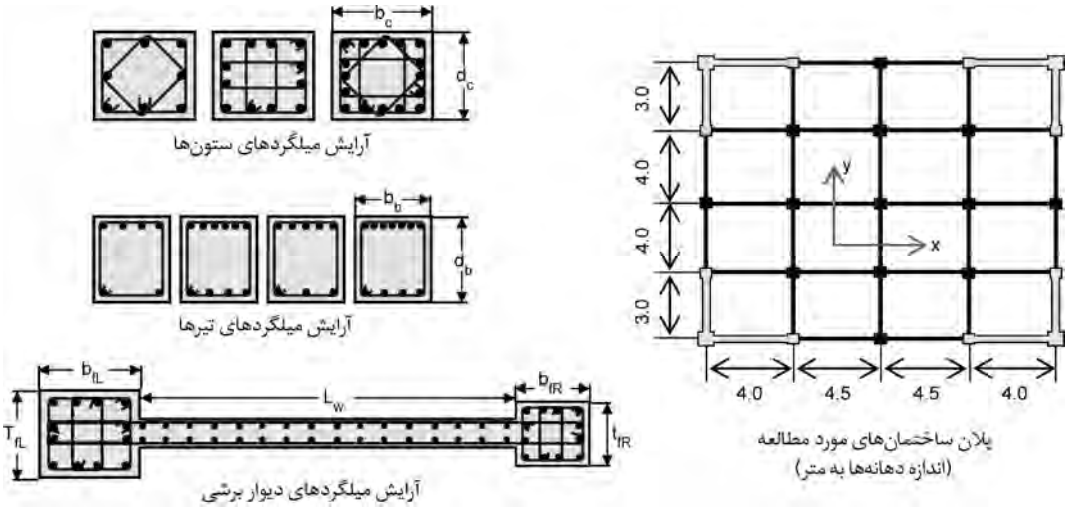
$$DI = \left(1 - \frac{K_{final}}{K_{initial}}\right) \qquad (۳)$$

که در آن، DI شاخص خسارت سختی، $k_{initial}$ سختی اولیه منحنی ظرفیت و k_{final} سختی منحنی ظرفیت بعد از تأثیر زمین‌لرزه می‌باشد. مقدار DI از صفر (عدم خسارت) تا یک (خسارت شدید) متغیر است. در این مقاله از شاخص‌های کمی که به دو دسته مهم آسیب موضعی و کلی (غیرموضعی) تقسیم می‌شوند و برای سیستم‌های یک درجه آزاد مناسب هستند، استفاده شده است.

٤- ساختمان‌های مورد مطالعه

در این تحقیق چهار نمونه ساختمان بتن مسلح دارای سیستم سازه‌ای دوگانه متشکل از قاب‌های خمشی متوسط و دیوار برشی که در پلان متقارن هستند، بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۳۸] بارگذاری و تحلیل شده سپس بر طبق آیین‌نامه بتن ایران (آبا) طراحی شدند [۳۹]. این ساختمان‌ها با پلان ثابت و تعداد طبقات ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ و کاربری مسکونی و با اهمیت متوسط (I=۱) در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=۰/۳۵g) و خاک نوع II در نظر گرفته شدند. ارتفاع در طبقه اول ۲/۸ متر و در بقیه طبقات ۳/۱ متر و سقف‌ها در همه ترازها از نوع تیرچه بلوک فرض شده است. تحلیل مربوط به طراحی همه سازه‌ها در محیط نرم‌افزار $ETABS2000$ به صورت سه بعدی و استاتیکی خطی انجام گرفت. در بارگذاری ثقلی سازه‌ها که مطابق با استاندارد ۵۱۹

ایران انجام شد [۴۰]، بار مرده و زنده به ترتیب ۶۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع برای طبقات، و ۶۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع برای بام در نظر گرفته شد. بار تیغه‌بندی داخلی در بار مرده طبقات بر آورد شده است. در طراحی مقاطع از بتن با مقاومت ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای $f_c^{'} = 25Mpa$ و فولاد با مقاومت تسلیم $f_y = 400Mpa$ استفاده شد. ابعاد پلان و برخی جزئیات عضوهای اصلی در شکل (۱) نشان داده شده است. در جدول (۱) جزئیات میلگردگزاری مربوط به مقاطع ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی در ساختمان‌های مورد مطالعه، متناسب با توزیع مناسب در ارتفاع آورده شده است. با توجه به تقارن پلان در هر یک از دو جهت x و y فقط یک محور کناری در جهت x، برای تحلیل‌های غیرخطی انتخاب گردید.



شکل ۱. پلان متقارن و نمونه‌ای از جزئیات میلگردگزاری تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی.

جدول ۱: جزئیات مقاطع ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی در ساختمان‌های مورد مطالعه.

تعداد طبقات ساختمان	طبقات مشترک اجزاء	ستون‌ها			تیرها				دیوارهای برشی								
									ستون مرزی راست			جان دیوار			ستون مرزی چپ		
		b_c (mm)	h_c (mm)	A_s (mm^2)	b_b (mm)	d_b (mm)	A_s (mm^2) Bot	A_s (mm^2) Top	b_{fR} (mm)	t_{fR} (mm)	A_s (mm^2)	l_w (mm)	t_w (mm)	A_s (mm^2)	b_{fL} (mm)	t_{fL} (mm)	A_s (mm^2)
۸	۸-۵	۲۵	۲۵	۸ϕ۱۲	۲۵	۳۵	۲ϕ۱۴	۴ϕ۱۴	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۴	۳۷۰	۲۰	۲۴ϕ۱۲	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۴
	۴-۳	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۲	۳۰	۳۵	۲ϕ۱۴	۴ϕ۱۴	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۴	۳۷۰	۲۰	۲۴ϕ۱۲	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۴
	۲-۱	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۲	۳۰	۳۵	۲ϕ۱۴	۴ϕ۱۴	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۴	۳۶۷/۵	۲۰	۲۴ϕ۱۲	۳۵	۳۵	۱۶ϕ۲۰
۱۲	۱۲-۹	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۲	۳۰	۳۵	۲ϕ۱۶	۵ϕ۱۶	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۶	۳۷۰	۱۵	۲۸ϕ۱۲	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۶
	۸-۷	۳۵	۳۵	۱۲ϕ۱۲	۳۰	۳۵	۲ϕ۱۶	۵ϕ۱۶	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶	۳۷۰	۱۵	۲۸ϕ۱۲	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶
	۶-۵	۳۵	۳۵	۱۲ϕ۱۲	۳۰	۳۵	۲ϕ۱۴	۵ϕ۱۴	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶	۳۶۵	۱۵	۲۴ϕ۱۲	۴۰	۴۰	۱۲ϕ۲۰ و ۴ϕ۱۸*
	۴-۳	۳۵	۳۵	۱۲ϕ۱۲	۳۰	۳۵	۲ϕ۱۴	۴ϕ۱۴	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶	۳۵۷/۵	۱۵	۲۲ϕ۱۲	۵۵	۵۵	۲۰ϕ۲۲ و ۴ϕ۲۰*
	۲-۱	۳۵	۳۵	۱۲ϕ۱۲	۳۰	۳۵	۲ϕ۱۴	۴ϕ۱۴	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶	۳۵۷/۵	۳۰	۲۲ϕ۱۲	۵۵	۵۵	۲۰ϕ۲۲ و ۴ϕ۲۰*
۱۶	۱۶-۱۱	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶	۳۰	۳۵	۳ϕ۱۶	۶ϕ۱۸	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۴	۳۷۰	۱۵	۲۸ϕ۱۲	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۴
	۱۰-۷	۳۵	۳۵	۱۲ϕ۱۶	۳۵	۳۵	۳ϕ۱۶	۶ϕ۱۶	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۴	۳۵۷/۵	۱۵	۲۲ϕ۱۲	۵۵	۵۵	۱۶ϕ۲۲ و ۴ϕ۲۰*
	۶-۴	۴۰	۴۰	۱۲ϕ۱۶	۴۰	۳۵	۳ϕ۱۶	۵ϕ۱۶	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۴	۳۵۵	۲۵	۲۲ϕ۱۲	۶۰	۶۰	۲۰ϕ۲۲ و ۴ϕ۲۰*
	۳-۱	۴۰	۴۰	۱۲ϕ۱۶	۴۰	۳۵	۲ϕ۱۴	۴ϕ۱۴	۴۰	۴۰	۱۸ϕ۲۰	۳۴۲/۵	۳۵	۲۲ϕ۱۲	۷۵	۷۵	۳۲ϕ۲۵ و ۴ϕ۲۰*
۲۰	۲۰-۱۶	۳۰	۳۰	۱۶ϕ۱۶	۳۰	۳۵	۳ϕ۲۰	۶ϕ۲۰	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶	۳۷۰	۱۵	۲۸ϕ۱۲	۳۰	۳۰	۸ϕ۱۴ و ۴ϕ۱۶*
	۱۵-۱۱	۳۵	۳۵	۱۶ϕ۱۶	۳۵	۳۵	۴ϕ۲۰	۷ϕ۲۰	۳۰	۳۰	۱۲ϕ۱۶	۳۶۵	۲۰	۲۸ϕ۱۲	۴۰	۴۰	۱۶ϕ۲۲
	۱۰-۷	۴۵	۴۵	۱۶ϕ۱۶	۴۰	۳۵	۴ϕ۲۰	۵ϕ۲۰	۴۰	۴۰	۱۲ϕ۲۰	۳۴۷/۵	۳۰	۲۲ϕ۱۲	۶۵	۶۵	۲۴ϕ۲۵ و ۴ϕ۲۰*
	۶-۴	۴۵	۴۵	۱۶ϕ۱۶	۴۰	۳۵	۴ϕ۱۶	۶ϕ۱۶	۵۰	۵۰	۱۶ϕ۲۰	۳۴۰	۴۰	۲۲ϕ۱۲	۷۰	۷۰	۲۴ϕ۲۵ و ۴ϕ۲۰*
	۳-۱	۴۵	۴۵	۱۶ϕ۱۶	۴۰	۳۵	۲ϕ۱۴	۴ϕ۱۴	۶۰	۶۰	۴ϕ۲۲* و ۲۸ϕ۲۰	۳۲۷/۵	۵۵	۲۲ϕ۱۲	۸۵	۸۵	۴۸ϕ۲۵ و ۴ϕ۱۶*

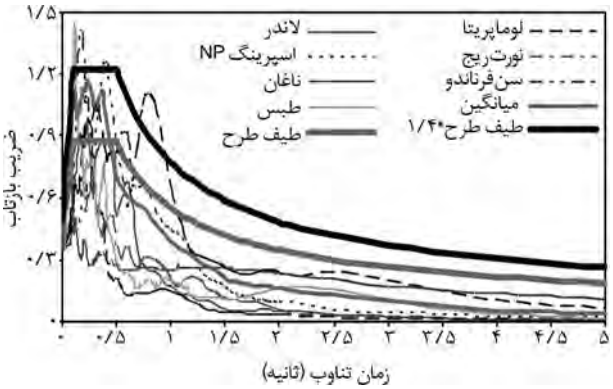
در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی (غیرخطی) از شتابنگاشت هفت زمین‌لرزه به شرح جدول (۲) استفاده گردید. خاک منطقه وقوع زلزله این شتاب‌ها همگی از نوع *II* بوده و بر پایه حداکثر شتاب زمین (معادل ۰/۳۵*g*) و طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم همپایه شدند [۳۸]. در شکل (۲) نمودار شتاب‌های استفاده شده نشان داده شده است. برای تحلیل غیرخطی از نرم‌افزار *IDARC 2D (ver*5.5) استفاده شده است [۳۹].

۵- به دست آوردن سطح عملکرد

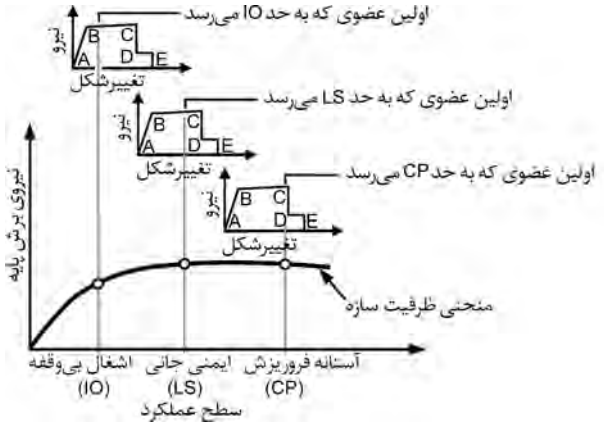
برای تعیین سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه از چهار مرحله که ذکری از کلیات آنها گذشت، استفاده شده است. شرح نسبتاً مبسوط این مراحل با توجه به نحوه تحلیل نتایج به دست آمده به همراه مقایسه بین آنها ذیلاً ارائه می‌شود.

۵-۱- مرحله اول (طیف ظرفیت)

در این مرحله ابتدا با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی نمودار نیرو- تغییرمکان یا منحنی ظرفیت سازه‌ها به دست آمد. سپس محل تلاقی طیف نیاز را با طیف ظرفیت که تغییرمکان هدف را به دست می‌دهد تعیین کرده با بازگشت به منحنی ظرفیت بر روی هر یک از آنها نقاط شاخصی که مربوط به اعضای اصلی سازه است، مشخص گردید. این نقاط عبارتند از اولین ترک- خوردگی در تیر (*FBC*)، ستون (*FCC*) و دیوار برشی (*FWC*)، اولین جاری شدن در تیر (*FBY*)، ستون (*FCY*) و دیوار برشی (*FWY*)، حد تغییرمکان (تغییرمکان هدف) بر اساس دستورالعمل بهسازی(*DT*)، یک و نیم برابر آن (۱/۵*DT*) و همچنین تغییر- مکان غیرخطی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (*D*2800). ضمناً به کمک روش *A* از آیین‌نامه *ATC*40، تغییرمکان متناظر با سطح عملکرد هر سازه محاسبه و بر روی منحنی ظرفیت نشان داده شده است (*PP*). هدف از بکارگیری پارامترهای اولین جاری شدن المان‌ها و مشخص کردن آنها روی منحنی ظرفیت، به‌دست‌آوردن سطح عملکرد ساختمان بر اساس روش *FEMA*273 می‌باشد که موقعیت آنها در شکل (۳) آمده است. در این دستورالعمل آمده است که اگر اولین المان جاری شده دارای سطح عملکرد (*IO*) باشد، عملکرد کل ساختمان به عنوان حد *IO* محسوب می‌شود،



شکل ۲. نمودار شتاب و طیف زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی.



شکل ۳. معیار سطوح عملکرد ساختمان بر اساس *FEMA* 273 [۸].

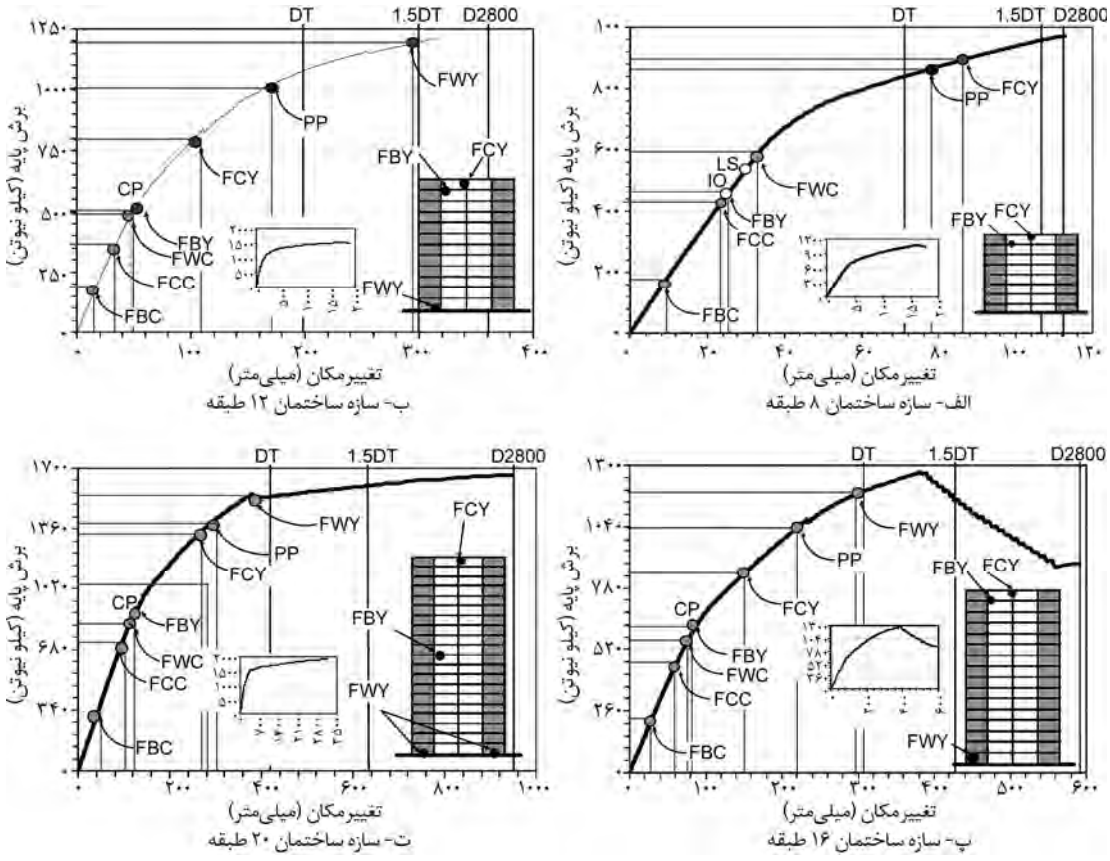
جدول ۲: مشخصات شتاب زمین‌لرزه‌های مورد استفاده.

ردیف	زلزله	سال وقوع	حداکثر شتاب زمین (*g*)	خاک منطقه ثبت زلزله	ضریب همپایه برای هر یک از ساختمان‌ها			
					۸ طبقه	۱۲ طبقه	۱۶ طبقه	۲۰ طبقه
۱	لاندر (*Lander*)	۱۹۹۲ میلادی	۰/۲۷۴	نوع *II*	۰/۶۲۲	۰/۷۱۷	۱/۲۰۸	۱/۴۶۵
۲	لوما پریتا (*Loma Prieta*)	۱۹۸۹ میلادی	۰/۳۵۷	نوع *II*	۰/۶۲۲	۰/۷۱۷	۱/۲۰۸	۱/۴۶۵
۳	پالم اسپرینگ (*N-Palm Spring*)	۱۹۸۶ میلادی	۰/۲۵	نوع *II*	۰/۶۲۲	۰/۷۱۷	۱/۲۰۸	۱/۴۶۵
۴	نورتریج (*Northridge*)	۱۹۹۴ میلادی	۰/۲۵۶	نوع *II*	۰/۶۲۲	۰/۷۱۷	۱/۲۰۸	۱/۴۶۵
۵	سان فرناندو (*Sanfernando*)	۱۹۷۱ میلادی	۰/۳۶۶	نوع *II*	۰/۶۲۲	۰/۷۱۷	۱/۲۰۸	۱/۴۶۵
۶	طبس (*Tabass*)	۱۳۵۷ شمسی	۰/۸۳۳	نوع *II*	۰/۶۲۲	۰/۷۱۷	۱/۲۰۸	۱/۴۶۵
۷	ناغان (*Naghan*)	۱۳۵۶ شمسی	۰/۷۱۴	نوع *II*	۰/۶۲۲	۰/۷۱۷	۱/۲۰۸	۱/۴۶۵

و اگر اولین المان جاری شده دارای دارای سطح عملکرد ایمنی جانی (*LS*) باشد، عملکرد کل ساختمان به عنوان حد *LS* در نظر گرفته می‌شود و چنانچه اولین المان جاری شده در ساختمان دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش (*CP*) باشد عملکرد کل ساختمان به عنوان حد *CP* منظور می‌گردد. این نتایج برای همه سازه‌های مورد مطالعه در شکل (۴) آورده شده است. در این شکل سعی شده است تا تمام قلمرو منحنی ظرفیت سازه‌ها با مقیاس کوچکتر آورده شود که دامنه رفتار غیرخطی آنها نمایان گردد. نتایج به‌دست آمده حاکی از آن است که اولین عضو ترک‌خورده پس از پذیرش تغییرشکل بیشتر به حد جاری شدن می‌رسد. بجز سازه مربوط به ساختمان ۸ طبقه، در بقیه سازه‌ها اولین عضو جاری شده در یکی از تیرها بوده و سطح عملکرد آن در حد آستانه فروریزش *(CP)* می‌باشد در حالی که سطح عملکرد سازه خیلی جلوتر از آن است، به عبارت دیگر عملکرد این سازه‌ها در تحلیل استاتیکی غیرخطی و برای سطح خطر یک، حد ایمنی جانی *(LS)* را تأمین نمی‌کنند. همچنین عملکرد کل سازه در حد فاصل بین اولین جاری شدن دیوار و اولین جاری شدن ستون قرار دارد. ترتیب تشکیل مفصل‌های پلاستیک در عضوهای اصلی که بر روی منحنی ظرفیت نشان داده شده است، حکایت از آن دارد که نقطه هدف سازه بین حد ایمنی جانی *(LS)* و حد آستانه فروریزش *(CP)* واقع است. از نتایج مهم دیگر اینکه با افزایش تعداد طبقات برآورد نقطه هدف سازه بر اساس روش دستورالعمل بهسازی بیشتر از روش *ATC40* خواهد بود.

۵-۲- مرحله دوم (میزان چرخش پلاستیک اعضاء)

در این مرحله براساس فصل ششم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای میزان تغییرشکل پلاستیک هر یک از اعضا در نمونه‌های مختلف با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی و بکارگیری مدل ریاضی منحنی رفتاری، تعیین گردیده و با توجه به آنها سطوح عملکرد اعضاء تعیین شد. لازم به ذکراست که در نرم افزار *IDARC* تغییر شکل پلاستیک هر یک از اعضاء تیر و ستون مستقیماً در خروجی ارائه می‌شود ولی در مورد دیوارهای برشی خروجی این نرم‌افزار به صورت انحناء ارائه می‌گردد که در این تحقیق برای تبدیل انحناء به چرخش پلاستیک از رابطه ساده $\theta = \phi L_p$ استفاده شد و برای طول لولای خمیری (L_p) از رابطه $L_p = 0/08L + 0/022 d_b f_y$ که توسط پائولی و پریستلی ارائه شده است استفاده گردید که در آن d_b قطر اسمی فولاد و f_y مقاومت جاری شدن فولاد بر حسب *Mpa* می‌باشد [۴۱]. بعد از تعیین سطح عملکرد اعضاء، عضو بحرانی در هر طبقه و در نهایت کل سازه، مشخص شد. سپس بر روی منحنی ظرفیت



شکل۴. منحنی ظرفیت و وضعیت رفتار لرزه‌ای در تحلیل استاتیکی غیرخطی (الگوی بارگذاری توزیع توانی).

که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده است، تغییرمکان هدف را بر اساس دستورالعمل بهسازی (*DT*)، یک و نیم برابر آن (۱/۵*DT*) و همچنین تغییرمکان غیرخطی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (*D*2800) و در نهایت تغییرمکان متناظر با حد فروریزش ساختمان مبتنی بر میزان چرخش پلاستیک هر یک از اعضای سازه‌ای، تعیین و مشخص گردید. نکته قابل توجه اینکه در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی اگر زلزله‌ای موجب فروریختن و شکست کل ساختمان می‌شد و استفاده از عوامل مورد نظر ممکن نمی‌بود، نتایج تحلیل مربوط به آن زلزله از میانگین‌گیری حذف می‌شد. این قبیل تحلیل‌ها در جدول نتایج با عنوان دینامیکی* (ستاره‌دار) مشخص شده است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی، نمونه ۸ طبقه تحت زلزله‌های لاندر (*Lander*) و نورتریج (*Northridge*)، نمونه ۱۲ طبقه تحت این زلزله‌ها و زلزله طبس، نمونه ۱۶ طبقه تحت زلـزلـه‌های لاندر، لـوما پریتا (*Loma Prieta*) و طبـس و نمـونه ۲۰ طبقه تحت زلزله‌های طبس و ناغان فرو ریخته‌اند.

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در نمونه ۸ طبقه، همه اعضا در حد تغییرمکان هدف (*DT*)، یک و نیم برابر آن (۱/۵*DT*) و حد تغییرمکان استاندارد ۲۸۰۰ ایران (*D*2800) و حد آستانه فروریزش و میانگین‌گیری دینامیکی* توانسته‌اند شرایط سطح خطر یک (ایمنی جانی) را ارضاء کنند. ولی در میانگین دینامیکی ٪۴۲/۵ اعضا (شامل ٪۵۰ تیرها و ٪۵۰ ستون‌ها و ٪۳۱/۲۵ دیوارها) نتوانسته‌اند شرایط سطح خطر یک (ایمنی جانی) را حفظ کنند. در نمونه ۱۲ طبقه، در حد تغییرمکان هدف (*DT*) ٪۸/۳۳ اعضا (شامل ٪۲۰/۸۳ تیرها) و در حد یک و نیم برابر تغییر مکان هدف (۱/۵*DT*)، ٪۱۱/۶۷ اعضا (شامل ٪۲۹/۱۷ تیرها) و در حد تغییر مکان ۲۸۰۰ (*D*2800) ٪۲۱/۶۷ اعضا (شامل ٪۵۰ تیرها و ٪۸/۳۳ ستون‌ها) و در حد آستانه فروریزش ٪۴۱/۶۷ اعضا (شامل کلیه تیرها و ٪۸/۳۳ ستون‌ها) و در میانگین دینامیکی ٪۱۵ اعضا (شامل ٪۳۷/۵ تیرها) و در میانگین‌گیری دینامیکی* ٪۶۰ اعضا (شامل کلیه تیرها و ٪۵۰ ستون‌ها و ٪۲۵ دیوارها) نتوانسته‌اند شرایط سطح خطر یک (ایمنی جانی) را تأمین کنند.

برای نمونه ۱۶ طبقه، در حد تغییرمکان هدف (*DT*) ٪۱۱/۲۵ اعضا (شامل ٪۲۸/۱۳ تیرها) و در حد یک و نیم برابر تغییرمکان هدف(۱/۵*DT*)، ٪۲۲/۵ اعضا (شامل ٪۵۳/۱۳ تیرها و ٪۶/۲۵ ستون‌ها) و در حد تغییر مکان ۲۸۰۰ (*D*2800) ٪۳۱/۲۵ اعضا (شامل ٪۷۵ تیرها و ٪۶/۲۵ ستون‌ها) و در میانگین دینامیکی ٪۶۲/۵ اعضا (شامل کلیه تیرها و ٪۷۵ ستون‌ها و ٪۱۸/۷۵ دیوارها) و در میانگین‌گیری دینامیکی* ٪۳۳/۷۵ اعضا (شامل ٪۸۱/۲۵ تیرها و ٪۶/۲۵ ستون‌ها) نتوانسته‌اند شرایط سطح خطر یک (ایمنی جانی) را حفظ کنند. اما در مورد نمونه ۲۰ طبقه، در حد تغییرمکان هدف (*DT*) ٪۱۰ اعضا (شامل ٪۲۵ تیرها) و در حد یک و نیم برابر تغییرمکان هدف (۱/۵*DT*) ٪۲۵ اعضا (شامل ٪۶۰ تیرها و ٪۵ ستون‌ها) و در حد تغییرمکان ۲۸۰۰ (*D*2800) ٪۳۸ اعضا (شامل ٪۹۲/۵ تیرها و ٪۵ ستون‌ها) و در حد آستانه فروریزش ٪۴۱ اعضا (شامل کلیه تیرها و ٪۵ ستون‌ها) و در میانگین دینامیکی ٪۴۹ اعضا (شامل کلیه تیرها و ٪۴۵ ستون‌ها) و در میانگین‌گیری دینامیکی* ٪۳۰ اعضا (شامل ٪۷۵ تیرها) نتوانسته‌اند شرایط سطح خطر یک (ایمنی جانی) را تأمین کنند.

بنابراین سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه بر اساس چرخش پلاستیک اعضاء بدین ترتیب به دست آمد که در سازه ۸ طبقه، سطح عملکرد کل سازه متناظر با حد تغییرمکان هدف، یک و نیم برابر آن، حد تغییرمکان ۲۸۰۰ و میانگین دینامیکی، آستانه فروریزش و برای میانگین دینامیکی*، ایمنی جانی تعیین شد. در حالی‌که برای سازه ۱۲ طبقه، سطح عملکرد کل سازه متناظر با تغییرمکان هدف، یک و نیم برابر آن، تغییرمکان ۲۸۰۰ و میانگین دینامیکی*، آستانه فروریزش و متناظر با میانگین دینامیکی، فروریزش تعیین شد. اما سطح عملکرد کلی سازه ۱۶ طبقه، متناظر با تغییرمکان هدف، آستانه فروریزش و متناظر با یک و نیم برابر تغییرمکان هدف، تغییرمکان ۲۸۰۰، میانگین دینامیکی و دینامیکی* فروریزش تعیین گردید. در سازه ۲۰ طبقه، سطح عملکرد کلی سازه متناظر با تغییرمکان هدف، یک و نیم برابر تغییرمکان هدف، تغییرمکان ۲۸۰۰، آستانه فروریزش، و متناظر با میانگین دینامیکی و میانگین دینامیکی* فروریزش تعیین شد. خلاصه این نتایج در جدول (۳) آورده شده است.

۵-۳- مرحله سوم (میزان تغییرمکان نسبی جانبی)

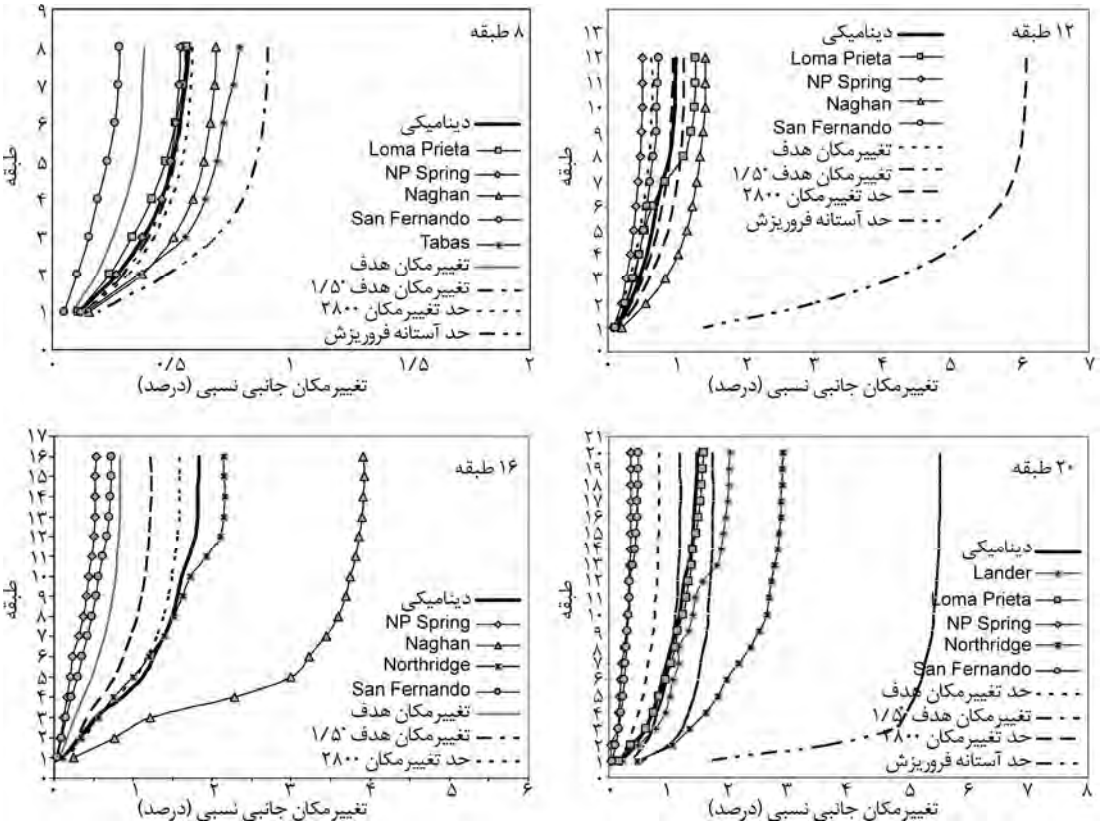
در مرحله سوم که بر مبنای تغییرمکان نسبی جانبی یا در واقع تغییرمکان ماندگار سازه استوار است، سطح عملکرد سازه‌ها تعیین می‌گردد. شرح مبسوط این روش در *FEMA*356 [۱۰] و فصل اول تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای آمده است [۱۳]. برای این کار، تغییرمکان نسبی جانبی هر طبقه با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تعیین می‌شود و سپس با استناد به معیار میزان تغییرمکان نسبی جانبی، طبقه بحرانی و در نتیجه سطح عملکرد سازه تعیین می‌گردد.

در این مرحله، میزان تغییرمکان نسبی جانبی طبقات برای هر یک از نمونه‌ها و با در نظر گرفتن تمامی الگوهای بارگذاری شامل (توزیع توانی، مثلث معکوس، یکنواخت و بارافزون انطباقی) در تحلیل استاتیکی غیرخطی و همچنین حد تغییرمکان هدف (*DT*)،

یک و نیم برابر آن ($1/5DT$) و حد تغییرمکان استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($D2800$) و در نهایت تغییرمکان متناظر با حد فروریزش محاسبه شد و برای همه نمونه‌ها نمودار تغیرمکان نسبی در تراز طبقات ترسیم شده که در این مقاله به منظور عدم تکرار فقط نتایج تحلیل استاتیکی مربوط به بارگذاری توزیع توانی در شکل (۵) نشان داده شده است.

جدول ۳: سطح عملکرد هر طبقه بر اساس چرخش پلاستیک در عضو سازه‌ای.

طبقه	سازه ساختمان ۸ طبقه						سازه ساختمان ۱۲ طبقه					
	سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس						سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس					
	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*
۱۲							*LS*	*LS*	*CP*	*>CP*	*CP*	*LS*
۱۱							*CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*CP*	*CP*
۱۰							*CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*CP*	*CP*
۹							*CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*CP*	*CP*
۸	*IO*	*IO*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*CP*
۷	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*CP*
۶	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*LS*
۵	*IO*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*LS*
۴	*IO*	*LS*	*LS*	*LS*	*>CP*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*>CP*	*>CP*	*LS*
۳	*IO*	*LS*	*LS*	*LS*	*>CP*	*IO*	*LS*	*LS*	*LS*	*>CP*	*>CP*	*LS*
۲	*IO*	*IO*	*LS*	*IO*	*>CP*	*IO*	*IO*	*LS*	*LS*	*>CP*	*>CP*	*IO*
۱	*IO*	*IO*	*IO*	*IO*	*>CP*	*IO*	*IO*	*IO*	*IO*	*>CP*	*>CP*	*IO*
طبقه	سازه ساختمان۱۶ طبقه						سازه ساختمان ۲۰ طبقه					
	سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس						سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس					
	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*
۲۰							*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*CP*
۱۹							*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۸							*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۷							*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۶	*LS*	*CP*	*>CP*		*CP*	*>CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۵	*CP*	*>CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۴	*CP*	*>CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۳	*CP*	*>CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۲	*CP*	*>CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۱	*CP*	*>CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*CP*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۱۰	*CP*	*>CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۹	*CP*	*>CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*
۸	*CP*	*CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*CP*
۷	*CP*	*CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*CP*
۶	*LS*	*CP*	*>CP*		*>CP*	*>CP*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*CP*
۵	*LS*	*CP*	*CP*		*>CP*	*>CP*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*CP*
۴	*LS*	*LS*	*CP*		*CP*	*>CP*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*>CP*	*LS*
۳	*IO*	*LS*	*LS*		*LS*	*>CP*	*LS*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*LS*
۲	*IO*	*IO*	*LS*		*IO*	*>CP*	*IO*	*LS*	*CP*	*>CP*	*>CP*	*LS*
۱	*IO*	*IO*	*IO*		*IO*	*>CP*	*IO*	*LS*	*LS*	*>CP*	*>CP*	*IO*



شکل ۵. منحنی تغییرمکان جانبی نسبی ناشی از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (الگوی بارگذاری توزیع توانی) و دینامیکی غیرخطی.

برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، نقاط مشخصی از منحنی ظرفیت را با تغییرات تغییرمکان نسبی تطبیق داده که نتیجه‌گیری کلی حاکی از آن است که در ساختمان‌های ۸ و ۱۲ طبقه میانگین تغییرمکان نسبی طبقات متناظر با ($1/5DT$) و در ساختمان ۱۶ طبقه متناظر با ($D2800$) و در ساختمان ۲۰ طبقه، در طبقات پایین‌تر متناظر با ($1/5DT$) و در طبقات بالاتر بین دو حد ($1/5DT$) و تغییرمکان متناظر با فروریزش همخوانی مناسبی دارد. همچنین با استناد به میزان تغییرمکان نسبی جانبی محاسبه شده سطح عملکرد هر طبقه به‌دست آمد که در جدول‌های (۴) و (۵) آورده شده است.

جدول ۴: سطح عملکرد هر طبقه بر اساس تغییرمکان جانبی پلاستیک در ساختمان ۸ و ۱۲ طبقه.

طبقه	سازه ساختمان ۸ طبقه					سازه ساختمان ۱۲ طبقه				
	سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس					سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس				
	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی*	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی*
۱۲						*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۱						*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۰						*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۹						*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۸	*LS*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۷	*LS*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۶	*LS*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۵	*LS*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*LS*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۴	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۳	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	>*CP*	*LS*
۲	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	>*CP*	*LS*
۱	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*LS*

جدول ۵: سطح عملکرد هر طبقه بر اساس تغییرمکان جانبی پلاستیک در ساختمان ۱۶ و ۲۰ طبقه.

طبقه	سازه ساختمان ۱۶ طبقه				سازه ساختمان ۲۰ طبقه				
	سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس				سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس				
	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	دینامیکی*	δ_t	$1/5\,\delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی*
۲۰					*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۹					*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۸					*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۷					*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۶	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۵	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۴	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۳	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۲	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۱	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۱۰	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۹	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۸	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۷	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۶	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۵	*LS*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۴	*LS*	*CP*	*CP*	*CP*	*LS*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۳	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	*LS*	*CP*	*CP*	>*CP*	*CP*
۲	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	>*CP*	*LS*
۱	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*LS*	*CP*	*CP*	*LS*

بنابراین سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه بر اساس تغییرمکان نسبی جانبی در هرطبقه بدین ترتیب بود که برای سازه ۸ طبقه، عملکرد کل سازه متناظر با حد تغییرمکان هدف در سطح ایمنی جانی، و متناظر با یک و نیم برابر تغییرمکان هدف و حد تغییرمکان۲۸۰۰ و نیز میانگین دینامیکی*، در سطح آستانه فروریزش تعیین گردید.

در مورد سازه ۱۲طبقه، عملکرد کل سازه متناظر با تغییر-مکان هدف و یک و نیم برابر آن و تغییرمکان ۲۸۰۰ و نیز میانگین دینامیکی*، در سطح آستانه فروریزش و متناظر با تغییر مکان نظیر آستانه فروریزش، در سطح فروریزش تعیین شد. اما برای سازه ۱۶ طبقه، عملکرد کلی سازه متناظر با تغییر مکان هدف و یک و نیم برابر آن و تغییرمکان ۲۸۰۰ و نیز میانگین دینامیکی* در سطح آستانه فروریزش تعیین گردید. در مورد سازه ۲۰ طبقه، عملکرد کلی سازه متناظر با تغییرمکان هدف و یک و نیم برابر آن و تغییرمکان ۲۸۰۰، و نیز میانگین دینامیکی*، در سطح آستانه فروریزش و متناظر با تغییرمکان نظیر آستانه فروریزش، درسطح عملکرد فروریزش به دست آمد.

خلاصه این نتایج که استنباط مقایسه‌ای را آسان‌تر می‌کند، در جدول (۶) آورده شده است. مقایسه بین نتایج مندرج در جدول‌های (۲) و (۳) با جدول‌های (۴) و (۵) نشان می‌دهد که به دست آوردن سطح عملکرد در روش‌های استاتیکی غیرخطی بر اساس تغییرمکان جانبی نسبی محافظه‌کارانه‌تر از به دست آوردن سطح عملکرد بر اساس چرخش پلاستیک می‌باشد. البته روش مبتنی بر تغییرمکان نسبی جانبی روشی تقریبی است و غالباً برای برآورد کلی رفتار سازه‌ها کاربرد دارد و چندان قابل مقایسه با روش مبتنی بر چرخش پلاستیک اعضاء نیست، لیکن این نتیجه گویای محافظه‌کارانه بودن نتایج حاصل از روش مبتنی بر تغییرمکان است.

۵-۴- مرحله چهارم (شاخص خسارت اعضا و کل سازه)

در این مرحله با بکارگیری شاخص خسارت اعضا و کل سازه، سطح عملکرد اعضاء و سازه تعیین می‌شود. همانطور که قبلاً اشاره شد، برای تعیین میزان خسارت از دو شاخص که یکی توسط پارک و انگ [۱۵] که در آن پارامترهای مختلفی چون

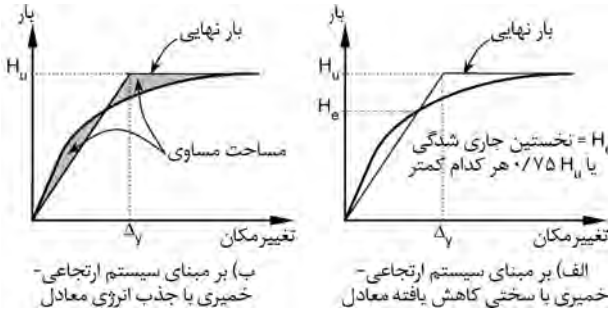
جدول ۶: سطح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه بر اساس چرخش پلاستیک، تغییرمکان نسبی جانبی و شاخص خسارت.

حد تعیین عملکرد سازه‌ها	ساختمان ۸ طبقه			ساختمان۱۲ طبقه			ساختمان ۱۶ طبقه			ساختمان ۲۰ طبقه		
	چرخش پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	شاخص خسارت	چرخش پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	شاخص خسارت	چرخش پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	شاخص خسارت	چرخش پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	شاخص خسارت
δ_t	*LS*	*LS*	*M*	*CP*	*CP*	*M*	*CP*	*CP*	*M*	*CP*	*CP*	*S*
$1/5\,\delta_t$	*LS*	*CP*	*S*	*CP*	*CP*	*S*	*CP*	*>CP*	*S*	*CP*	*CP*	*S*
۲۸۰۰	*LS*	*CP*	*S*	*>CP*	*CP*	*S*	*CP*	*>CP*	*S*	*CP*	*CP*	*S*
آستانه فروریزش	*LS*	*CP*	*S*	*>CP*	*>CP*	*S*	---	---	---	*>CP*	*>CP*	*S*
میانگین دینامیکی*	*LS*	*CP*	*S*	*CP*	*CP*	*S*	*CP*	*>CP*	*S*	*>CP*	*CP*	*S*
میانگین دینامیکی	*CP*	---	*S*	*>CP*	---	*S*	*CP*	---	*S*	*>CP*	---	*S*

S=Severe *M=Moderate*

میزان جذب انرژی، تغییرمکان حد جاری شدن و تغییرمکان نهایی سازه دخالت دارند، و دیگری که توسط قبارا و همکاران [۱۷] ارائه شده و مبتنی برتغییرات سختی است، استفاده شده است. برای به دست آوردن میزان خسارت بر اساس رابطه سختی نیاز به دوخطی کردن منحنی ظرفیت (نمودار نیرو- تغییرمکان) است که در این مقاله از دو تعریف ذیل برای تخمین تغییرمکان تسلیم یا به عبارتی ایده‌آل کردن منحنی پاسخ سازه‌ها استفاده شده است. این تعریف‌ها عبارتند از الف) تغییرمکان تسلیم در سیستم ارتجاعی- خمیری معادلی که جذب انرژی آن مشابه سیستم واقعی باشد، ب) تغییرمکان تسلیم در سیستم ارتجاعی- خمیری معادلی که در آن سختی کاهش یافته توسط سختی وتری به دست می‌آید. این سختی وتری از اولین تسلیم یا ۰/۷۵ بار جانبی نهایی *(H_u)*، هر کدام کمتر باشد، به دست می‌آید. در سازه‌های بتن مسلح رفتار ارتجاعی غیرخطی قبل از اولین تسلیم یا $0/75H_u$، ناشی از ترک‌خوردگی می‌باشد. این دو تعریف در شکل (۶) نشان داده شده‌اند. مبنای استفاده از روش (الف) به‌دلیل کاربرد آن در دستورالعمل بهسازی و مبنای استفاده از روش (ب)، به این دلیل است که برای سازه‌های بتن مسلح جواب‌های بهتری به دست داده است.

بنابراین برای تمامی الگوهای بارگذاری استاتیکی غیرخطی و همچنین حد تغییرمکان مندرج در دستورالعمل بهسازی و یک و نیم برابر آن و استاندارد ۲۸۰۰ و حد تغییرمکان متناظر با سطح فروریزش و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، شاخص خسارت تعیین شد. با بررسی‌های انجام شده در مورد هر یک از سازه‌های انتخاب شده، نتایج نسبتاً متنوعی به دست آمده است.



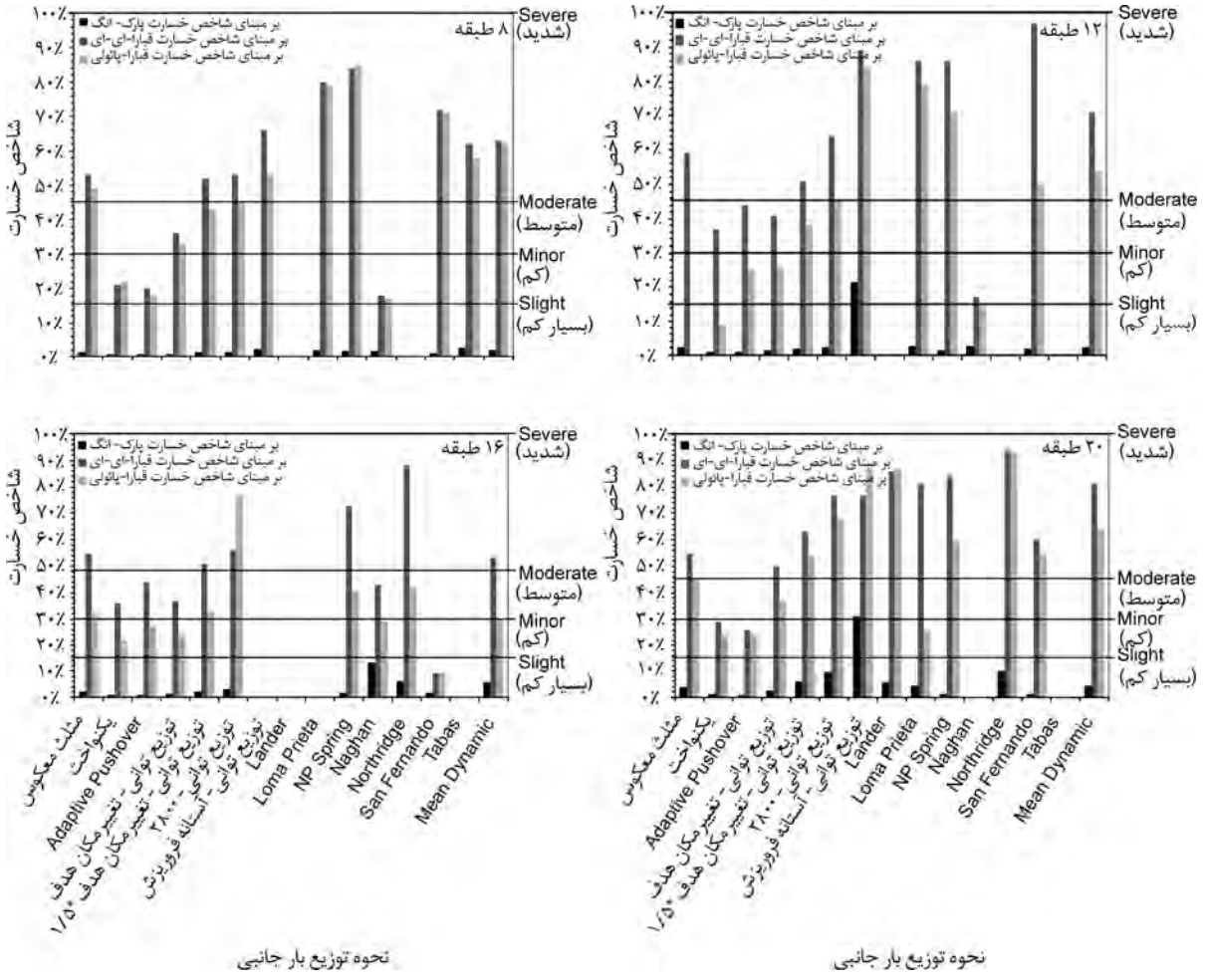
شکل ۶. روش ایده‌آل سازی برای منحنی‌های ظرفیت یا پاسخ کلی سازه‌ها [۴۱].

میزان خسارت که به روش پارک- انگ در نرم‌افزار *IDARC* به کار گرفته شده است، برای همه سازه‌های مورد مطالعه بسیار اندک به دست آمد، و این در حالی است که خسارت محاسبه شده بر اساس شاخص قبارا و استفاده از هر دو روش انرژی و کاهش سختی که برای تقریب دو خطی منحنی ظرفیت به کار برده شد در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، برای سازه ۸ طبقه تقریباً مساوی و برای سازه ۱۲ و ۱۶ طبقه در روش انرژی بیشتر از روش کاهش سختی به دست آمد. نتایج مربوط به سازه ۲۰ طبقه در تحلیل استاتیکی غیرخطی در روش انرژی بیشتر از روش کاهش سختی به دست آمد ولی در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای هر دو روش تقریب دو خطی تا حدودی مساوی بود.

میانگین شاخص خسارت از تحلیل‌های دینامیکی در سازه ۸ طبقه با خسارت محاسبه شده برمبنای حد تغییرمکان متناظر با آستانه فروریزش و در سازه‌های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه با حد تغییرمکان متناظر با استاندارد ۲۸۰۰ همخوانی مناسبی را نشان

می‌دهد. همچنین بیشترین خسارت به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی، برای سازه ۸ طبقه مربوط به زلزله *NPSpring* و برای سازه‌های ۱۶ و ۲۰ طبقه مربوط به زلزله نورتریج بوده است ولی برای سازه ۱۲ طبقه در روش تساوی انرژی مربوط به زلزله سن‌فرناندو و در روش کاهش سختی مربوط به زلزله لوماپریتا به دست آمده است.

سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه بر اساس شاخص خسارت هر عضو و طبقه و برای کلیه تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (همه الگوهای بار جانبی) و دینامیکی غیرخطی، در شکل (۷) ارائه شده است. همانطور که در این شکل ملاحظه می‌شود، سطح عملکرد کلی براساس خسارت پذیری، برای سازه ۸ طبقه در حد تغییرمکان هدف، خسارت متوسط (*Moderate*) و در حد یک و نیم برابر تغییرمکان هدف، حد تغییرمکان ۲۸۰۰، حد آستانه فروریزش و میانگین‌گیری دینامیکی*، خسارت شدید (*Severe*) می‌باشد. برای سازه ۱۲ طبقه، در تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت کم (*Minor*) و بر پایه روش تساوی انرژی خسارت متوسط و در یک و نیم برابر تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت متوسط و مبتنی بر روش تساوی انرژی، و نیز در حد تغییرمکان ۲۸۰۰، حد آستانه فروریزش و میانگین دینامیکی*، خسارت شدید می‌باشد. سطح عملکرد سازه ۱۶ طبقه، متناظر با تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت کم و بر اساس روش تساوی انرژی، خسارت متوسط و در یک و نیم برابر تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت متوسط و برپایه روش تساوی انرژی، خسارت شدید و متناظر با تغییرمکان ۲۸۰۰، آستانه فروریزش و در میانگین دینامیکی* بر پایه روش کاهش سختی، خسارت متوسط و براساس روش تساوی انرژی، خسارت شدید تعیین گردید. به همین ترتیب سطح عملکرد سازه ۲۰ طبقه، در تراز تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت متوسط و بر اساس روش تساوی انرژی، خسارت شدید و در یک و نیم برابر تغییرمکان هدف، متناظر با تغییرمکان ۲۸۰۰، حد آستانه فروریزش و در میانگین دینامیکی* خسارت شدید تعیین شد که خلاصه‌ای از این نتایج در جدول (۶) آورده شده است.



شکل ۷. میزان خسارت وارده بر سازه‌های مورد مطالعه براساس شاخص خسارت قبارا و پارک- انگ.

۶- نتیجه‌گیری

نتایج نهایی و فشرده این تحقیق برای سیستم‌های سازه‌ای و به ویژه برای سیستم‌های دوگانه که بکارگیری آنها رو به افزایش است، به قرار زیر است:

۱- میانگین تغییرمکان نسبی جانبی طبقات که از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست آمده است، با حد ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ و به ویژه با حد متناظر با یک و نیم برابر تغییر مکان هدف، همخوانی مناسبی دارد و بهتر است در مواردی که به دلیل پیچیدگی تفسیر نتایج از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی صرف‌نظر می‌شود، از حدود تغییرمکان نسبی ذکر شده برای تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی استفاده گردد.

۲- شاخص خسارت بر اساس مدل پارک- انگ در مقایسه با مدل قبارا و بکارگیری هر دو روش تساوی انرژی و روش کاهش سختی که در تقریب منحنی ظرفیت به‌کار می‌رود، خیلی کم برآورد می‌شود و شاخص خسارت در روش تساوی انرژی بیشتر از روش کاهش سختی است.

۳- با توجه به اینکه سطح عملکرد متناظر با ایمنی جانی در اکثر نمونه‌ها برآورده نشده و میزان خسارت توسط شاخص خسارت پارک و انگ بسیار پایین (در حد ترک‌های جزیی) به دست آمده است، بهتر است از روش سختی برای محاسبه شاخص خسارت که تطبیق مناسبی با نتایج حاصل از روش دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (مبتنی بر چرخش پلاستیک اعضای سازه‌ای) دارد، استفاده شود.

۴- رابطه‌ای روشن و مشخص بین شاخص خسارت و سطح عملکرد به دست آمده از روش دستورالعمل بهسازی (بر اساس چرخش پلاستیک اعضاء) به منظور تسریع در مقاوم‌سازی سازه‌های دوگانه وجود ندارد. سطح عملکرد متناظر با شاخص خسارت که متوسط است، مترادف با سطح عملکرد ایمنی جانی و سطح خسارت شدید و مترادف با آستانه فروریزش به دست آمده است.

۵- بر اساس روش دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای اگر یک عضو سازه شرایط سطح عملکردی را نقض کند، آن سازه دارای آن سطح عملکرد نمی‌باشد، در حالی که در بسیاری از موارد علیرغم اینکه تعدادی از تیرها و ستون‌ها سطح عملکرد را نقض کرده‌اند، سازه همچنان پایدار بوده و حد تغییرمکان تراز بام آن به حد متناظر با استاندارد ۲۸۰۰ و یا حد فروریزش نرسیده است. از این رو لازم است تحقیقات بیشتری برای تعیین حدود این اختلاف انجام شود تا ظرفیت و سطح عملکرد واقعی سازه‌ها، مبنای تصمیم در مقاوم‌سازی این قبیل سازه‌ها قرار گیرد.

مراجع

1. Abrams, D.P. (1980). “Experimental Study of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures Subjected to Strong Earthquake Motions”, *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, 191-198.
2. Kunnath, S.K. et al (1990). “Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of RC Structures”, *Jour. Struc. Engg*. **116**(4).
3. Liao, Wen-I. et al (2004). “Experimental Studies of High Seismic Performance Shear Walls”, *Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, Paper No. 501.
4. Maheshw, A. and Santhakumar, A.R. (2004). “Capacity Design for Tall Buildings with Mixed System”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2367.
5. Hong-Nan, L. and Bing, L. (2004). “Experimental Study on Seismic Restoring Performance of Reinforced Concrete Shear Walls”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada , Paper No. 1559.
6. Ranai, R.J.L. and Zekioglu, A. (2004). “Pushover Analysis of 19 Story Concrete Shear Wall Building,” *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 133.
7. Applied Technology Council (1996). “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Report ATC 40.
8. Federal Emergency Management Agency (1997). “Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 273.
9. Federal Emergency Management Agency (1997). “Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 274.
10. Federal Emergency Management Agency (2000). “Prestandard and Vommentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 356.
11. Federal Emergency Management Agency (2000). “Evaluation of Earthquake Damaged

Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual", FEMA 306.

12. Federal Emergency Management Agency (2000). "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources", FEMA 307.

۱۳. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۱). سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، تهران.

۱۴. تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۱). سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، تهران.

15. Park, Y.J. and Ang, A.H-S. (1985). "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **11**(ST4), 722-739.

16. Park, Y.J., Ang, A.H-S., and Wen, Y.K. (1985). "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **11**(ST4), 740-757.

17. Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., and Biddah, A. (1999). "Response-Based Damage Assessment of Structures", *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, **28**, 79-104.

18. Banon, H. et al (1981). "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **107**(ST9), 1713-1729.

19. Sordo, E., Teran, A., Geurrero, J.J., and Hglesias, J. (1989). "Ductility and Resistance Requirements Imposed on a Concrete Building", *Earthquake Spectra*, **5**(1), 41-50.

20. Penzien, J. (1993). "Seismic Design Criteria for Transportation Structures", *Structural Engineering in Natural Hazard Mitigation, Proc. ASCE Structures Congress*, Irvine, CA, **1**, 4-36.

21. Toussi, S. and Yao, J.T.P. (1982). "Hysteresis Identification of Existing Structures, *Journal Engg. Mech. ASCE*, **109**(5), 1189-1203.

22. Stephens, J.E. and Yao, J.T.P. (1987). "Damage Assessment Using Response Measurements", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **113**(4), 787-801.

23. Roufaeil, M.S.L. and Meyer, C. (1987a). "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of RC Frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **113**(3), 429-444.

24. Roufaeil, M.S.L. and Meyer, C. (1987b). "Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **113**(3), 445-457.

25. Wang, M.L. and Shah, S.P. (1987). "Reinforced Concrete Hysteresis Model Based in the Damage Concept", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**(8), 993-1003.

26. Wang, M.L. and Wang, J. (1992). "Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **11**(5), 255-268.

27. Jeong, G.D. and Iwan, W.D. (1988). "Effect of Earthquake Duration on the Damage of Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**(8), 1201-1211.

28. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1989a). "Modeling on Concrete Damage", *Struc. Jour. American Concrete Institute*, **86**(3), 259-271.

29. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1989b). "Automated Damage-Controlled Design of RC Buildings", *Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*, San Francisco, CA, **1**, 383-390.

30. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1990). "Automated Seismic Design of Reinforced Concrete Building Frames", *Structural Journal American Concrete Institute*, **87**(3), 326-340.

31. Gosain, N.K., Brown, R.H., and Jirsa, J.O. (1977). "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **103**(7), 1461-1476.

32. Darwin, D. and Nmai, C.K. (1986). "Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **112**(8), 1829-1846.

33. Elms, D., Paulay, T., and Ogawa, S. (1989). "Code-Implied Structural Safety for Earthquake

Loading", *Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*, San-Francisco, CA, **3**, 2003-2010.

34. Kratzig, W.B., Meyer, I.F., and Meskouris, K. (1989). "Damage Evolution in Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading", *Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*, San Francisco, CA, **2**, 759-802.

35. IDARC 2D Version 4.0 (1996). "A Program for the Inelastic Damage Analysis of RC Buildings", Technical Report NCEER-96-0010.

36. Stone, W.C. and Taylor, A.W. (1993). "Seismic Performance of Circular Bridge Columns Designed in Accordance with AASHTO/ CALTRANS Standards, NIST Building Science Series 170, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

37. Otani, S. and Sozen, M.A. (1972). "Behavior of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames During Earthquakes", Structural Research Series No. 392, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL.

۳۸. آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) (۱۳۸۳). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش ۳، نشریه شماره ض-۲۵۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.

۳۹. آیین‌نامه بتن ایران (آبا) (۱۳۸۰). سازمان مدیریت و برنامه-ریزی کشور، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، نشریه شماره ۱۲۰، تجدیدنظر اول، چاپ دوم.

۴۰. آیین‌نامه حداقل بارهای وارده بر ساختمان و ابنیه فنی، استاندارد شماره ۵۱۹ ایران (۱۳۵۴). مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، چاپ چهارم، تهران.

41. Paulay, T. and Priestley, M.I.N. (1992). "*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*", John Willy & Sons, New York.