آشنایی با مفاهیم مقاوم سازی، طراحی براساس عملکرد وتحلیل غیرخطی استاتیکی بارافزون

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران سازه

مقدمه

وقوع زلزله‌های مخرب متعدد در سال‌های گذشته و تحویل خسارات جبران‌ناپذیر جانی و مالی، نهادهای مختلف مربوطه را در کشورهای مختلف بر آن داشت که با اتخاذ تمهیدات لازم سعی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه کنند. از جمله اقدامات انجام شده در این عرصه می‌توان به تحقیقات صورت گرفته در امریکا توسط انجمن مهندسین محاسب کالیفرنیا (SEAOC) اشاره کرد که پس از وقوع زلزله‌های مخرب در « لوماپریتا» و « نورتریج» صورت گرفت. ماحصل این تحقیقات تهیه مدارک و دستورالعمل‌های ارزشمندی همچون FEMA-,ATC-40 FEMA-356,273 می‌باشد.

کشور ایران نیز یکی از مناطق زلزله خیز جهان در مسیر کمربند زلزله آلپ-هیمالیا است. وجود گسل‌های فراوان در سراسر پوستهٔ ایران و رخداد زلزله‌های شدید در گذشته‌های دور و در دهه‌های اخیر در راستای گسل‌های شناخته شده و همچنین نقش‌های پهنه‌بندی موجود خطر زلزله، نشانگر این واقعیت است که اکثر مناطق کشور در معرض وقوع زلزله‌های شدید و یا نسبتاً شدید قرار دارند. تجربهٔ زلزله‌های فاجعه بار منجیل- رودبار (۱۳۶۹)، بم(۱۳۸۲) و زرند (۱۳۸۳) بیانگر ضعف‌های عدیده در طراحی و اجرای ساختمان‌های موجود بود. اگرچه تجربه زلزله منجیل باعث اعمال تغییرات عمده‌ای در استاندارد طراحی در برابر زلزله ۲۸۰۰ گردید، لیکن انجام تمام این اقدامات پاسخ مناسبی برای نحوه ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ارائه نمی کرد. چنین نیازی در سالهای اخیر منجربه تهیه « دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» گردید که راهنمایی مناسب در امر ارزیابی ساختمانهای موجود محسوب می‌گردد.

۱- مفهوم مقاوم سازی:

مقاوم‌سازی در علم مهندسی عمران به معنای بالا بردن مقاومت یک سازه در برابر نیروهای وارده می‌باشد. امروزه از این اصطلاح بیشتر در مورد نیروی زلزله استفاده می شود. از دیدگاه علمی، مقاوم‌سازی واژه کاملاً درستی برای این منظور نیست چرا که منظوراز اصطلاح مقاوم‌سازی به طور قطع بالا بردن مقاومت در برابر نیروی زلزله است. به همین دلیل اصطلاح بهسازی و در حالت خاص برای نیروی زلزله، « بهسازی لرزه‌ای» اصطلاح درست‌تری محسوب می‌شود. به هرحال برای همرنگ‌شدن، در این مقاله نیز از اصطلاح مقاوم‌سازی به همان معنای بهسازی لرزه‌ای استفاده شده است. در بحث مقاوم‌سازی آنچه که باید مورد توجه قرار بگیرد تفاوت واژه‌های «مقاومت» و « عملکرد» در طراحی سازه است. هفتاد سال پیش، دوره ای که محاسبات مربوط به مقاومت لرزه‌ای در آیین نامه‌ها الزامی شد، مفاهیم «مقاومت» و « عملکرد» مترادف یکدیگر معنی می‌شدند. اما در ۲۵ سال گذشته با علم بر این حقیقت که افزایش مقاومت لزوماً منجربه افزایش ایمنی و یا کاهش خرابی نمی‌شود، این طرز نگرش تغییر کرده است. توسعه اصول ظرفیت درنیوزلند در دههٔ ۱۹۷۰ (1976,Paulay , Park) بیان کننده این واقعیت بود که توزیع مقاومت در کل ساختمان بسیار مهمتر از مقدار کل برش پایه طراحی می باشد. همچنین مشخص شد در صورتیکه مفاصل پلاستیک به جای تشکیل شدن در ستونها، در تیرها ایجاد شوند(مکانیزم تیر ضعیف- ستون قوی) و مقاومت برشی اعضا از مقاومت خمشی بیشتر باشد(مکانیزم تسلیم خمشی) ساختمان در برابر زلزله عملکرد بهتری نشان خواهد داد. بنابراین از مطالب بیان شده نتیجه گیری می‌شود که برای ارائه یک طرح مناسب مقاوم‌سازی، نیاز به شناخت جامع و مناسبی از رفتار و عملکرد سازه است. برای این منظور ابزار مختلفی در کنار یکدیگر جمع می‌شوند تا شناخت کامل‌تری از رفتار واقعی سازه بدست‌آید که می‌توان از این بین به اهمیت مباحث تحلیل غیرخطی و روش طراحی براساس عملکرد اشاره کرد. در ادامه این مقاله اشاره‌ای مختصر به مباحث مذکور خواهد شد.

۲- موارد نیاز به مقاوم سازی:

در هر مورد که عملکرد مورد نظر از سازه در برابر زلزله برآورده نگردد، نیاز به مقاوم‌سازی محرز است. عملکرد مطلوب سازه‌های مختلف بر حسب کاربری سازه متغیر است. به عنوان مثال آنچه که از رفتار لرزه‌ای یک ساختمان مسکونی در برابر یک زلزله

مشخص انتظار می‌رود مشابه آن چیزی نیست که از رفتار لرزه‌ای یک ساختمان حساس همچون بیمارستان، ساختمان‌های مراکز هسته ای و ... انتظار می‌رود. لذا در تشخیص نیاز به مقاوم‌سازی یک سازه تشخیص و تعریف عملکرد مطلوب مورد نظر از سازه در برابر یک زلزله مشخص اهمیت به سزایی دارد. بحث جامع‌تر در این زمینه در بند ۵ همین مقاله ارائه می‌شود.

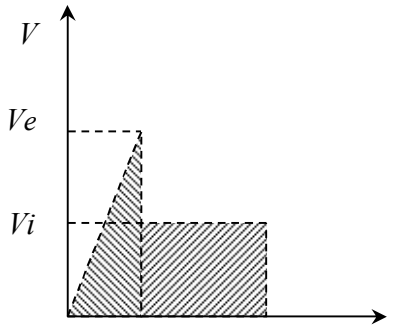
باتوجه به آنچه که گفته شد می‌توان نتیجه گرفت که هرگاه آیین‌نامه لرزه‌ای مورد استفاده در طراحی یک سازه- باتوجه به مقتضیات دانش زمان- نتوانسته است عملکرد مطلوب را برای یک سازه تعریف کند و ضواط خاصی را برای رسیدن به آن معرفی کند، سازه مورد نظر به طور حتم نیاز به ارزیابی لرزه ای و به احتمال زیاد نیاز به مقاوم سازی خواهد داشت. همچنین در مواردی که طراحی سازه مربوط به زمانی باشد که آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود دارای نقصان‌های قابل توجهی بوده‌اند، نیاز به ارزیابی لرزه‌ای و احتمالاً مقاوم‌سازی محرز است.

در حال حاضر سیاست موجود در کشور در امر ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای اولویت را به ساختمان‌های با اهمیت بالا همچون ساختمان‌های مهم دولتی، مدارس، بیمارستان‌ها و ... تخصیص داده است.

به هرحال برای تشخیص ضرورت مقاوم‌سازی هر ساختمان نیاز به ارزیابی لرزه‌ای سازه وجود دارد.

۳- ارزیابی لرزه‌ای :

هدف از ارزیابی لرزه‌ای تشخیص ارضاء یا عدم ارضاء عملکرد مورد نظر از طراحی سازه است. به منظور تشخیص این مطلب و اقتصادی بودن طرح، در ارزیابی لرزه‌ای سازه سعی می‌شود حتی‌المقدور از پتانسیل واقعی سازه بهره گرفته‌شود. آنچه که به عملکرد مناسب یک سازه در برابر زلزله کمک می‌کند، توانایی جذب و استهلاک انرژی سازه می‌باشد. استهلاک انرژی در اعضاء مستلزم ایجاد تغییر شکل پلاستیک است که ورود به مرحلهٔ غیرخطی می‌تواند به عضو در ایجاد تغییر شکل‌های بزرگتر از حالت خطی کمک کند.آنچه که در حین یک زلزله رخ می‌دهد تغییر مکان غیر یکنواخت زمین در طول زمان است که خود منجر به ایجاد شتاب می‌گردد. شتاب حاصله منجربه اعمال نیروی ناشی از شتاب به سازه و در پی آن ایجاد تغییر شکل و تغییر مکان در سازه می‌شود. وجود نیرو و تغییر شکل در کنار یکدیگر موجب انجام کار توسط سازه می‌شود. در واقع زمانی‌که صحبت از انرژی و استهلاک انرژی در یک سازه می شود، صحبت از کار حاصل از نیرو و تغییر مکان تحمیلی به سازه است. کار انجام شده در یک سازه در واقع سطح زیرمنحنی برش پایه- تغییر مکان وارد به سازه است. سازه برای انجام کار یا استهلاک انرژی ناشی از زلزله ناگزیر است در صورت رفتار خطی دارای ظرفیت تحمل نیروی بالایی (V_e) باشد که منجر به طرح غیراقتصادی سازه خواهد گردید. لیکن در صورت توانایی بروز رفتار غیرخطی و تحمل تغییر شکل‌های بزرگتر، می‌توان سازه را برای تحمل برش پایه کوچکتر (V_i) و تغییر مکان بزرگتر (δ_i) طرح کرد.



شکل (۱) منحنی برش پایه- تغییر مکان

از طرفی محدودیت‌های موجود چه در زمینه دانش مهندسی و چه در زمینه نرم افزارهای موجود تا مدت‌ها موجب گرایش آیین‌نامه‌های طراحی و مهندسین محاسب به سمت استفاده از تحلیل خطی بوده است و تنها اقدامی برای انعکاس رفتار غیرخطی

سازه اندیشیده شده، استفاده از پارامتر ضریب رفتار (R) برای تبدیل تقریبی مقدار Vi به مقدارVe می‌باشد که البته همیشه مقادیر پیشنهادی R قابل اطمینان نیست . درکنار این مسئله، آئین نامه‌ها جهت حصول اطمینان از توانایی بروز رفتار غیرخطی در سازه و رسیدن به تغییر شکل δ_i ضوابطی را به منظور تأمین شکل‌پذیری پیش‌بینی کرده‌اند.اگرچه دستورالعمل‌های ارزیابی موجود روش تحلیل خطی را تحت حفظ شرایطی برای ارزیابی مجاز به استفاده می‌دانند لیکن از مطالب بیان شده روشن است که انجام تحلیل غیرخطی با امکان نمایش رفتار واقعی‌تری از سازه، مکانیزم تسلیم به وقوع پیوسته در سازه، و نحوه باز توزیع نیروها می‌تواند مؤثرتر از تحلیل خطی، مهندس محاسب را در تشخیص نقاط ضعف سازه یاری دهد. الگوی ارزیابی لرزه‌ای در دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای من جمله دستورالعمل بهسازی ایران، استفاده از مفاهیم موجود در بحث «طراحی بر اساس عملکرد» است. طراحی براساس عملکرد روش جدیدی از طراحی است که با پیشرفت‌های حاصل شده در آن طی سال‌های اخیر، هم اکنون مبنای آیین نامه طراحی لرزه ای ژاپن را تشکیل داده است. در بخش بعدی نگاهی گذرا به این مبحث خواهیم داشت.

۴- طراحی براساس عملکرد:

طراحی براساس عملکرد روش جدیدی از طراحی است که هدف از آن طراحی سازه به گونه‌ای است که عملکرد آن طی زلزله‌ای مشخص از قبل قابل پیش‌بینی باشد. تعریفی که Vision 2000 برای طراحی براساس عملکرد ارائه کرده است به این شرح است: « طراحی عملکرد شامل کلیهٔ عملیات مهندسی می باشد که بتوان سازه‌ای با عملکرد مشخص در برابر زلزله بدست آورد، که این عملیات می‌تواند شامل تعیین اهداف طراحی، مطالعات لرزه‌خیزی، تحلیل و طراحی لرزه‌ای اعضاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای، کنترل ساخت و نگهداری سازه شود».

ساختمان‌هایی که براساس آئین‌نامه‌های سنتی طراحی شده‌اند در کل باید شرایط زیر را تامین کنند:

۱- دربرابر زلزله‌های کوچک، بدون خرابی مقاومت کنند.

۲- دربرابر زلزله‌های متوسط، بدون خرابی‌های سازه‌ای و تلفات جانی مقاومت کنند.

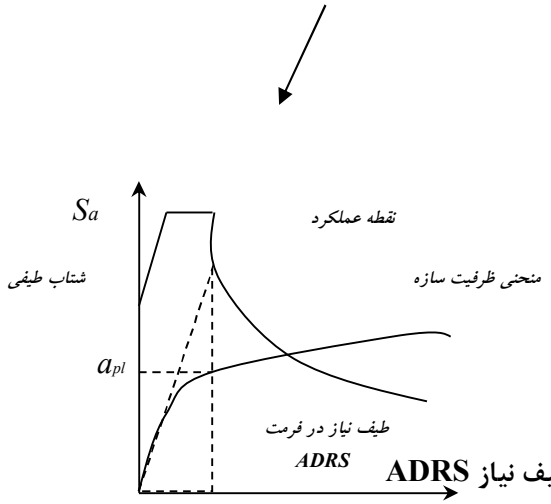
۳- دربرابر زلزله‌های بزرگ فرو نریزند؛ هرچند که ممکن است متحمل خرابی‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای شوند. آئین‌نامه‌های سنتی در مورد ساختمان‌های حساس، جز در نظر گرفتن ضریب اهمیت بالاتر، شرایط عملکردی خاص و متفاوتی را در نظر نگرفته است. علاوه بر این در آئین‌نامه‌های سنتی طراحی براساس روش نیرو مقاومت و با به‌کارگیری تنها یک پارامتر پاسخ(برش پایه طراحی)، برای یک سطح خطر لرزه‌ای (عموماً زلزله‌ای با احتمال رویداد ۱۰٪ در ۵ سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ است) و به منظور رسیدن به تنها یک سطح عملکردی(ایمنی جانی متناظر با سطح خطر مذکور) انجام می‌گیرد. اگرچه ایمنی جانی مهمترین هدف در طراحی ساختمان است، اما این هدف همیشه به تنهایی کافی نیست. ممکن است ساختمان پس از زلزله فرو ریزد اما به علت ایجاد تغییر شکل‌ها و یا خرابی‌های زیاد المان‌های غیرسازه‌ای بعد از زلزله قابل استفاده نباشد. از تجربیات گذشته آموخته‌ایم که خرابی‌های غیرسازه‌ای و یا متوقف شدن فعالیت‌های معمول تا زمان بازسازی کامل ساختمان خود هزینه‌های گزافی را به همراه داشته است. سطح خرابی بطور مستقیم با میزان تغییر شکل‌های ایجادشده در سازه ارتباط دارد، بنابراین در نظر گرفتن مفهومی همچون مقاومت تسلیم به عنوان پایه طرحی نمی‌تواند کافی و مناسب باشد.

روش طراحی براساس عملکرد خود به شاخه‌های مختلفی همچون طراحی عملکردی براساس تغییر مکان، طراحی عملکردی براساس انرژی، طراحی عملکردی مقاومت نیرویی و ... تقسیم می‌شود، که روش مورد استفاده در گزارش های FEMA و دستورالعمل بهسازی روش طراحی عملکردی براساس تغییر مکان است.

در روش طراحی عملکردی براساس تغییر مکان، ابتدا «سطوح عملکرد» براساس وضعیت کیفی خرابی مورد انتظار سازه پس از زلزله تعریف می‌شوند. سطوح عملکرد تعریف شده به دو بخش سطوح عملکرد سازه‌ای و غیرسازه‌ای تقسیم می‌شوند که سطوح عملکرد سازه‌ای تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران شامل سطوح عملکرد «قابلیت استفاده بی وقفه»، « خرابی محدود»، « ایمنی جانی»، «ایمنی جانی محدود»،«آستانه فرو ریزش» و « لحاظ نشده» می باشد. توضیح کامل این تعاریف در فصل اول دستورالعمل بهسازی ارائه گردیده است که علاقمندان می‌توانند برای آشنایی بیشتر با مفهوم مذکور به مطالعه این مرجع

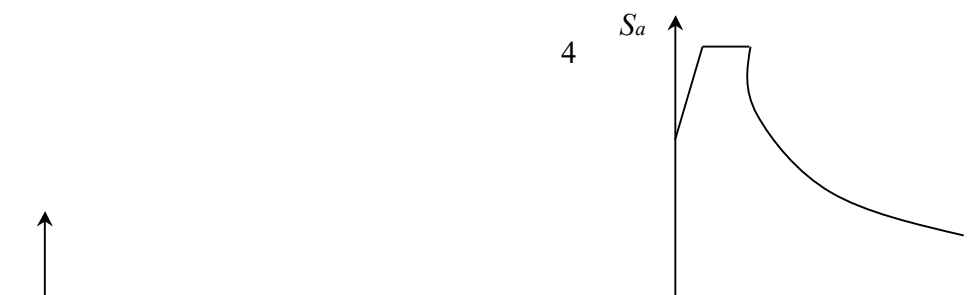
بپردازند. در اینجا تنها به عنوان نمونه به تعریف سطح عملکرد سازه‌ای «ایمنی جانی» پرداخته می شود: « سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجربه خسارت جانی گردد.» از ترکیب یک سطح عملکرد سازه‌ای و یک سطح عملکرد غیرسازه‌ای یک سطح عملکرد کلی برای سازه تعریف و انتخاب می‌شود. عموماً سطح کلی سازه بر حسب کاربری و ا همیت سازه، با راهنمایی مهندسین مشاور و باتوافق کارفرما انتخاب می گردد. تعریف یک سطح عملکرد برای سازه به تنهایی بیانگر توقع ما از رفتار سازه نیست، بلکه زمانی سطح عملکرد تعریفی می‌تواند بیان‌کنندهٔ رفتار سازه باشد که زلزلهٔ در نظر گرفته شده برای آن سطح خرابی نیز تعریف گردد. لذا در دستورالعمل بهسازی نیز جهت تعریف شدت زلزله دو سطح خطر زلزله ۱و۲ تعریف شده است که سطح خطر -۱ براساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ است تعیین می شود (زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ (DBE)) و سطح خطر -۲ بر اساس احتمال رویداد ۲٪ در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ است تعیین می‌شود و به عنوان بیشینه زلزله محتمل (MPE) نامیده می‌شود. از ترکیب یک سطح عملکرد و یک سطح خطر، یک « مقصود عملکردی» یا «هدف بهسازی» بدست می‌آید که بیانگر انتظار طراح از رفتار سازه طی زلزله مشخص است. در فصل اول دستورالعمل ۵ هدف بهسازی از ترکیب سطوح عملکرد مختلف و سطوح خطر مختلف تعریف شده است، به عنوان مثال در « بهسازی مبنا» تعریف شده در دستورالعمل انتظار می رود که تحت زلزله « سطح خطر-۱» سطح عملکرد « ایمنی جانی» تامین گردد.اگر چه تعاریف ارائه شده در دستورالعمل برای سطوح عملکردی تعاریفی کیفی هستند، لیکن به منظور قابل استفاده بودن این مفاهیم، هر سطح عملکرد توسط محدوده مجازی از تغییر شکل‌ها برای اعضا سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعریف و مشخص می‌شوند که در ارزیابی عملکرد سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند.

دو اصطلاح کلیدی در شیوه های طراحی براساس عملکرد، ظرفیت و نیاز می باشد. « نیاز » نشان‌دهندهٔ حرکات زمین لرزه و « ظرفیت » نشان دهندهٔ توانایی سازه در برابر نیازهای لرزه‌ای است. « عملکرد» نیز مربوط به حالتی‌ست که « ظرفیت » قادر به پاسخگویی « نیاز » باشد، به بیان دیگر سازه باید دارای ظرفیتی باشد که بتواند به نیاز لرزه‌ای پاسخ دهد و رفتار سازه، سازگار با اهداف طراحی آن باشد.



شکل(۲) طیف ظرفیت و طیف نیاز ADRS

آنچه که در ارزیابی عملکرد یک سازه انجام می‌گیرد ارزیابی سازه با استفاده از تحلیل‌های خطی یا غیرخطی و سپس کنترل محدودیت‌های مربوط به سطح عملکرد مورد نظر است که در دستورالعمل به عنوان « معیارهای پذیرش» معرفی شده‌اند. در دستورالعمل بهسازی، معیارهای پذیرش بر حسب نوع تحلیل (خطی یا غیرخطی)، نوع سازه (بتنی یا فولادی)، نوع سیستم باربر جانبی و نوع المان مورد بررسی(تیر، ستون، اتصال،بادبند،دیواربرشی؛ اصلی یا غیراصلی و ...) در جداول مربوطه ارائه شده‌اند.



در کنترل عملکرد سازه، علاوه بر کنترل معیارهای پذیرش اعضاء، کنترل معیارهای پذیرش کلی- که عموماً از نوع تغییر مکان هستند- بر حسب سطح عملکرد انتخابی ضروری است. پس از ارزیابی لرزه ای سازه و در صورت عدم ارضاء مقصودعملکرد مورد نظر نوبت به ارائه طرح مقاوم سازی می رسد.

۵- تحلیل غیر خطی :

اغلب سازه‌های مهندسی عمران تحت اثر بارهای سرویس بصورت ارتجاعی رفتار می‌کنند. یکی از مواردی که باعث تغییر در رفتار سازه از حالت ارتجاعی خطی به حالت غیر ارتجاعی غیرخطی می‌شود زمین‌لرزه است. به همین جهت استفاده از تحلیل غیرخطی برای بررسی اثرات زلزله بر روی سازه مناسب تر از تحلیل خطی می باشد. در حقیقت تحلیل غیرخطی کوششی است برای بهبود بخشیدن شبیه سازی تحلیلی رفتار واقعی یک سازه .

رفتار غیرخطی به دو بخش غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی تقسیم می‌شود به گونه‌ای که رویکرد رویارویی با مساله در موارد مختلف می‌تواند به گونه‌ای باشد که یا صرفاً رفتار غیرخطی هندسی دیده شود و رفتار مصالح در محدوده ارتجاعی محدود گردد، یا صرفاً اجازه داده شود که مصالح رفتار غیرخطی غیرارتجاعی از خود نشان دهند و از بررسی رتفار غیرخطی هندسی اجتناب گردد و یا در نهایت اینکه هر دو مورد (غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح) در رویکرد حل مساله لحاظ گردد.امروزه با پیشرفت نرم‌افزارهای موجود امکان انجام تحلیل غیرخطی سازه مهیا شده است. از بین نرم‌افزارهای شاخص در زمینه تحلیل غیرخطی سازه‌ها می‌توان به نرم‌افزارهای Ansys,Drain3D,Idarc,Perform-3D,Sap2000 اشاره کرد.نرم افزارهای Ansys و Drain-3D برای مدلسازی مفاصل خمیری از منحنی غیرخطی تنش- کرنش و نرم افزارهای Perform-3D و Sap2000 از منحنی غیرخطی نیرو تغییر شکل استفاده می کنند.عموماً نرم افزارهای Ansys , Drain و Idarc برای کارهای تحقیقاتی و نرم‌افزارهای Perform و Sap برای پروژه‌های موجود مهندسی استفاده می‌شوند.در دستورالعمل FEMA-440 میزان کاربرد نرم افزارهای موجود در یک جامعه آماری از پروژه های انجام شده با یکدیگر مقایسه شده است که جدول مربوطه در ذیل ارائه شده است.

جدول ۱- مقایسه کاربرد برنامه‌های کامپیوتری در FEMA-440

نام برنامه	تعداد صورت شده	درصد صورت شده
ABAQUS	1	1%
ANSYS	3	5%
CASHEW/RUAUMOKO	3	**5%**
(Custom Software)	6	**9%**
DRAIN 2D	9	**14%**
DRAIN 2DX	8	**12%**
ETABS	3	**5%**
FEM-l	2	**3%**
FEM-ll	1	**1%**
SAP90	6	**9%**

SAP 2000	24	**35%**
Other	1	**1%**
Total Listings	66	

همانطور که در جدول فوق مشاهده می شود نرم افزار SAP-2000 امروزه به عنوان رایج‌ترین نرم‌افزار مهندسی در انجام تحلیل‌های غیرخطی شناخته شده است. محیط گرافیکی قوی، سهولت مدل‌سازی و نتایج قابل قبول از جمله عوامل موفقیت این برنامه بوده است. اما در عین حال شایان ذکر است که ضعف نرم افزار SAP-2000 در آنالیز غیرخطی دیواربرشی و معرفی مفاصل خمیری سازه‌های بتنی موجب درخشیدن نرم افزار PERFORM-3D با داشتن قابلیت‌هایی همچون آنالیز غیرخطی انواع سازه‌ها با وجود انواع دیوارهای برشی پیچیده (دارای بازشو) دال‌های کف، میراگرها و جداگرها لرزه‌ای شده است. علاوه بر این، با پیوستن نرم افزار PERFORM-3D به مجموعه نرم‌افزارهای CSIمی‌توان بعد از این انتظار بهبود هرچه بیشتر جنبه‌های علمی و گرافیکی نرم افزار را نیز داشت.

۶- طرح مقاوم سازی :

پس از ارزیابی لرزه‌ای سازه و در صورت عدم ارضاء مقصود عملکردی مورد نظر، نوبت به ارائه طرح مقاوم‌سازی می‌رسد. در ارائه یک طرح مناسب مقاوم‌سازی، تشخیص نقاط ضعف سازه از اهمیت بالایی برخوردار است. تشخیص نقاط ضعف سازه گاه با انجام مطالعات تحلیلی بر روی مدل سازه (ارزیابی کمی) و گاه با ارزیابی چشمی (ارزیابی کیفی) از وضعیت ساختمان موجود امکان‌پذیر است. به همین جهت مراجع موجود در زمینه ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای در کنار پرداختن به اصول ارزیابی کمی به مهندسین، جداول مختلفی را برای ارزیابی کیفی سازه ارائه داده‌اند که از جمله این مراجع می‌توان به گزارش FEMA-154[7] و همچنین راهنماهای مشابه داخلی همچون « شناسنامه فنی ساختمان‌های فولادی» اشاره کرد.

تجربه، تبحر و آگاهی مهندس محاسب از مفاهیم طراحی مفهومی می‌تواند به وی در تشخیص سریع و موثر نقاط ضعف سازه یاری دهد. بسته به نقاط ضعف هر سازه روش‌های مختلفی برای مقاوم‌سازی قابل استفاده است. در انتخاب روش بهینه از بین گزینه‌های ممکن توجه به مسائلی همچون ملاحظات اقتصادی، عدم اختلال در کاربری ساختمان، زیبایی طرح و نوع لرزه‌خیزی منطقه ضروری است. درمیان مجموعه گزارش‌های FEMA ، گزاشFEMA-172 به معرفی روش‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌پردازد که می‌تواند دید مناسبی برای مهندس محاسب ایجاد کند.

عمده روش‌های مورد استفاده در بهسازی لرزه‌ای عبارتند از:

۱- رفع بی نظمی‌های موجود درپلان و ارتفاع

۲- تکمیل مسیر انتقال نیرو

۳- اضافه کردن سیستم‌های باربر جانبی

۴- کاهش وزن ساختمان

۵- افزایش مقاومت و یا جایگزین کردن اعضا و المانهای ضعیف سازه

۶- استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای

۷- استفاده از سیستم‌های فعال و غیرفعال اتلاف انرژی (میراگیر) و...

پس از انتخاب طرح مقاوم سازی مجدداً باید سازه مقاوم‌سازی شده مورد ارزیابی قرار گیرد و ارضاء « مقصود عملکرد» مورد نظر کنترل گردد. در صورتیکه شرایط مقصود عملکردی مورد نظر تأمین شده باشد طرح پیشنهادی از نظر مهندسی قابل قبول است، در غیراینصورت باید مرحله مقاوم سازی سازه مجدداً انجام پذیرد.

مروری بر روشهای تحلیلی و معیارهای پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی

در این فصل به مروری بر ضوابط کلی تحلیل ، روشهای تحلیل اعم از روشهای خطی استاتیکی ، خطی دینامیکی ، غیر خطی استاتیکی و غیر خطی دینامیکی و معیارهای پذیرش اعضا در هر یک از این روشها از دید دستورالعمل مقاوم سازی می پردازیم . در این بخش روشهای خطی استاتیکی و دینامیکی بصورت مشروح و روشهای غیر خطی بصورت گذرا ذکر می شود .

ضوابط کلی تحلیل

در این بخش به بررسی ضوابط کلی تحلیل شامل ضوابط خاص مدلسازی ، رفتار اجزای سازه ، پیچش ، اثرات $P-\Delta$ ، اثر همزمانی مؤلفه های زلزله ، ترکیب بارهای جانبی و واژگونی می پردازیم .

مدلسازی

فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه بعدی مدلسازی شود . در موارد ذکر شده در این بخش برای تحلیل های غیر خطی می توان از مدل دو بعدی نیز استفاده نمود . در صورتی که سازه دارای دیافراگم صلب باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بخش (۳-۱-۲) ملحوظ شده باشد از مدل دو بعدی در تحلیلهای غیر خطی می توان استفاده کرد . هنگامی که سازه در تحلیل های غیر خطی دو بعدی مدل می گردد ، باید برای محاسبه سختی و مقاومت اجزاء و اعضای سازه خواص سه بعدی آنها مد نظر قرار گیرد در تحلیل های غیر خطی ، اگر اتصالات ضعیف تر و یا دارای شکل پذیری کمتر از اعضای متصل شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با در نظر گرفتن اتصالات در مدل ، نتایج حاصل بیش از ۱۰ درصد تغییر خواهد داشت ، اثر آنها باید به نحو مناسب در مدل سازه منظور گردد .

اعضای اصلی و غیر اصلی

اعضای سازه ای که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه مؤثر بوده و یا در اثر تغییر مکان جانبی سازه تحت تأثیر نیرو قرار می گیرند به دو گروه اصلی و غیر اصلی تقسیم می شوند . اعضای اصلی اعضایی هستند که برای مقابله با فرو ریزش ساختمان در اثر زلزله در نظر گرفته شده اند . سایر اعضایی که برای تحمل بار جانبی در مقایسه با اعضای اصلی در نظر گرفته نشده اند به عنوان اعضای غیر اصلی شناخته می شوند . این اعضاء حتی ممکن است تحت تأثیر بار جانبی قرار گیرند اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییر شکلهای ناشی از زلزله در ترکیب با بارثقلی و اعضا غیر اصلی باید برای تغییر شکلهای ناشی از زلزله در ترکیب با آثار بارثقلی ارزیابی شوند .در طبقه بندی اعضای ساختمان به دو گروه اصلی و غیر اصلی نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد :

۱ ـ در تحلیل های خطی فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می گردد . چنانچه سختی اعضای غیر اصلی از ٪۲۵ جمع سختی اجزای اصلی تجاوز کند باید تعدادی از آنها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت از ٪۲۵ کمتر شود .

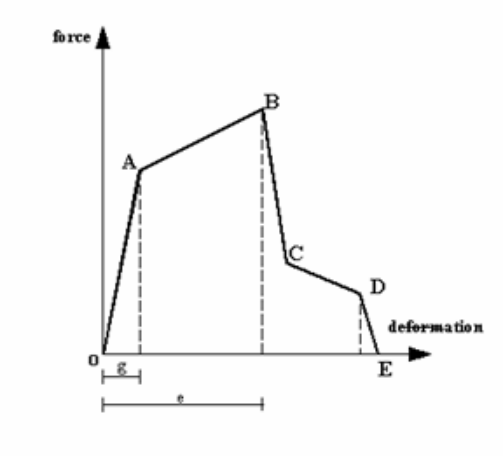
۲- دسته بندی اعضای اصلی و فرعی نباید به نحوی انجام شود که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل شود .

۳ ـ در تحلیل های غیرخطی ، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین اثرات کاهندگی باید در مدلسازی وارد شود .

رفتار اجزای سازه

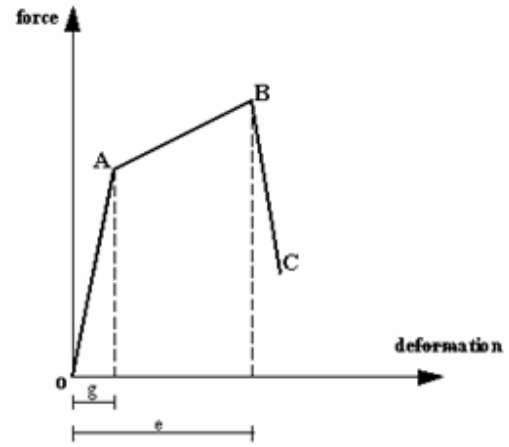
رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو ـ تغییرشکل حاصله به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل شونده توسط نیرو می باشد . منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکلهای (۳-۱) تا (۳-۳) می تواند بیانگر رفتار شکل پذیر ، نیمه شکل پذیر یا ترد باشد . در رفتار شکل پذیر ، منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکل (۳-۱) دارای چهار قسمت است . در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است . در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شوندگی است . در قسمت سوم (شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش می یابد . اما بطور کلی از بین

نمی رود و در قسمت چهارم (شاخه CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم شونده است در صورتی که نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه کاهش مقاومت به تغییر شکل حد خطی e / g شکل (۳-۱) بزرگتر از ۲ باشد اعضای اصلی کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می شود اما اعضای غیر اصلی با هر نسبت e / g کنترل شونده توسط تغییر مکان هستند .



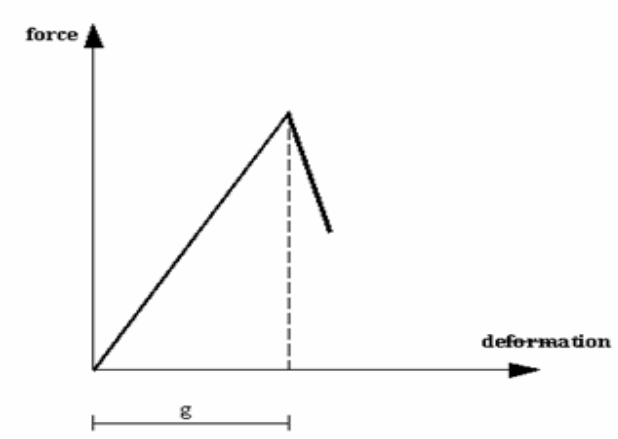
منحنی رفتار عضو شکل پذیر

در رفتار نیمه شکل پذیر منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکل (۳-۲) دارای سه قسمت است . در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شوندگی است و در قسمت سوم (شاخهBC) مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می رسد . برای آنکه اعضای اصلی یا غیر اصلی با رفتار فوق ، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید تغییر شکل نظیر آستانه کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر شکل حد خطی باشد (e / g > 2).



منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر

در رفتار ترد ، منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکل دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می رسد . اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتاری مطابق شکل کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند .



منحنی رفتار عضو ترد

طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو در سازه های فولادی و بتنی

در این بخش طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو را در هر یک از سازه های فولادی و بتن آرمه به تفکیک بیان می کنیم . طبقه بندی اجزای سازه های فولادی به اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو مطابق جدولبرای سیستمهای قاب خمشی و جدول برای سیستمهای قاب ساده با مهار بندی هم محور و جدولبرای سیستمهای قاب ساده با مهار بندی برون محور می باشد .

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل	ملاحظات
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو	
ستون	لنگرخمشی	تغییر شکل	با شرط $P_{UF}/P_{CL}<0/5$
ستون	لنگر خمشی	نیرو	با شرط $P_{UF}/P_{CL}>0/5^{2}$
ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
تیر	لنگر خمشی	تغییر شکل	
تیر و ستون	برش	تغییر شکل	
چشمه اتصال	برش	تغییر شکل	
اتصالات صلب تیر به ستون	———	تغییر شکل	

اتصالات نیمه صلب تیر به ستون اتصال صفحه کف ستون و پی	ــــــــــ	تغییر شکل	تسلیم صفحه کف ستون ، تسلیم پیچ و شکست جوش
اتصال صفحه کف ستون و پی	ــــــــــ	نیرو	مدهای شکست میل مهار حاکم به وسیله بتن

جدول طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای خمشی فولادی

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل	ملاحظات
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو	
ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
مهار بند فشاری	نیروی محوری فشاری	تغییر شکل	
مهار بند کششی	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
اتصالات مهار بندها	فشار ، کشش ، برش و خمش	نیرو	
اتصال صفحه کف ستون و پی	–	تغییر شکل	تسلیم صفحه کف ستون ، تسلیم پیچ و شکت پیچ
اتصال صفحه کف ستون و پی	-	نیرو	مدهای شکست میل مهار حاکم بوسیله بتن

جدول(۳-۲) : طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای ساده مهاربندی شده با مهاربندی هم محور

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل	ملاحظات
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو	
ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
مهار بند فشاری	نیروی محوری فشاری	تغییر شکل	
مهار بند کششی	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	

اتصالات مهار بندها	**فشار ، کشش ، برش و خمش**	**نیرو**	
تیر پیوند	**خمش**	**تغییر شکل**	
تیر پیوند	**برش**	**تغییر شکل**	
اتصال صفحه کف ستون و پی	–	**تغییر شکل**	**تسلیم صفحه کف ستون ، تسلیم پیچ و شکت پیچ**
اتصال صفحه کف ستون و پی	**-**	**نیرو**	**مدهای شکست میل مهار حاکم بوسیله بتن**

جدول طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای ساده مهاربندی شده با مهاربند برون محور

طبقه بندی اجزای ساختمانهای بتن آرمه به اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو در قابهای خمشی بتنی مطابق جدول است .

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو
ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل
ستون	برش	نیرو
ستون	خمش	تغییر شکل
تیر	خمش	تغییر شکل
تیر	برش	نیرو
تیر	پیچش	نیرو
اتصال تیر به ستون	-	نیرو

جدول طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای خمشی بتن آرمه

اثرات پیچش ، اثرات $\Delta - P$ و همزمانی مؤلفه های زلزله

ضوابط اعمال اثرات پیچش شامل پیچش واقعی و تصادفی ، اثرات $\Delta - P$ و همچنین ضوابط مربوط به اثر همزمانی مؤلفه های زلزله در دستور العمل مقاوم سازی مشابه آئین نامه طراحی می باشد.

ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی ، حد بالا و پائین اثرات بار ثقلی ، Q_Gاز روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_G = 1.1\,(Q_D + Q_L) \qquad (۱-۳)$$

$$Q_D = Q_{G\cdot,۹} \qquad (۲-۳)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_Lبار زنده مؤثر بر اساس استاندارد ۵۱۹ می باشد .

واژگونی

اعضای قائم سیستم باربر جانبی ساختمان در هر طبقه باید با در نظر گرفتن اثرات ناشی از واژگونی طراحی شوند .

روشهای خطی

در این روشها لنگر مقاوم واژگونی در هرطبقه برابر لنگرمقاوم بارهای مرده در طبقه مورد نظر می باشد . در هنگام وجود برکنش در طبقه مورد نظر ، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل جمع لنگر مقاوم بارهای مرده بعلاوه لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستونهای کششی بدست می اید . مقدار ظرفیت انتقال کشش برابر با کمترین ظرفیت کششی ستون ، ظرفیت کششی وصله ستون در صورت وجود و یا ظرفیت کششی پی یا اتصالی پی به ستون می باشدچنانچه فقط بارهای مرده در محاسبه لنگر مقاوم مد نظر باشد ، رابطه زیر باید برقرار باشد .

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C.C.C.J}$$

که در آن M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه مورد نظر و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بار مرده است . ضرایب مطابق بخش تعریف شده اند.در صورتیکه برای تأمین پایداری در برابر واژگونی علاوه بر بارهای مرده ، کشش در اعضای سازه نیز درنظرگرفته شود، آنگاه برای ارزیابی سازه درمقابل واژگونی باید رابطه دوم به جای رابطه اول مورد استفاده قرار گیرد .

$$0.9M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1C_2C_3R_{OT}}$$

در این رابطه M_{ST} لنگرمقاوم ناشی از بارهای مرده به تنهایی می باشد.که در آنR_{OT} بر حسب سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان به شرح زیر تعریف شده است.

آستانه فروریزش $R_{OT}=10$

ایمنی جانی $R_{OT}=8$

قابلیت استفاده بی وقفه $R_{OT}=4$

در صورتیکه لنگر واژگونی بر لنگر مقاوم غلبه کند ، لازم است برای تأمین پایداری سازه اتصالات اضافی به نحو مناسبی در نظر گرفته شود .

روشهای غیر خطی

در این روشها اثرات ناشی از کاسته شدن یا از بین رفتن مقاومت کششی اعضای قائم سیستم باربر جانبی سازه ناشی از برکنش ، در مدلسازی اعضای سیستم باید در نظر گرفته شود . چنانچه در یکی از طبقات ساختمان مقاومت کششی عضو قائمی تحت نیروی زلزله کاسته شده یا از بین برود ، باید سایر اعضای سازه توانایی انتقال و تقسیم بارها و تغییر مکانهای حاصله را مجددا"دارا باشند .

روشهای تحلیل سازه

به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییر شکلهای اجزای سازه در اثر زلزله سطح خطر انتخاب شده ، لازم است سازه به یکی از روشهای زیر ، تحلیل شود .

۱ ـ روش تحلیل استاتیکی خطی بر اساس بخش

۲ ـ روش تحلیل دینامیکی خطی بر اساس بخش

۳ ـ روش تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اساس بخش

۴ ـ روش تحلیل دینامیکی غیر خطی بر اساس بخش

تحلیل استاتیکی خطی

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید به محدودیت های اشاره شده دربخش توجه شود .فرضیات اساسی روش عبارتند از :

۱ ـ رفتار مصالح خطی است .

۲ ـ بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است .

۳ ـ کل نیروی وارد بر سازه برابر ضریبی از وزن ساختمان است .

در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله طوری انتخاب می شود که برش پایه حاصل از آن برابر نیروی برش پایه مطابق رابطه (۳ ـ ۶) شود . مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله سطح خطر مورد نظر پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد . چنانچه تحت اثر بار وارده ، سازه به طور خطی رفتار کند ، نیروهای بدست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهند بود ، ولی اگر سازه رفتار غیر خطی داشته باشد ، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیرجاری شدن مصالح خواهند بود. به همین جهت هنگام

بررسی معیارهای پذیرش در بخش نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند ، اصلاح می گردد .

تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

زمان تناوب اصلی نوسان باید به یکی از دو روش زیر برآورد شود :

۱ ـ استفاده از روشهای تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می باشد .

۲ ـ استفاده از روش تجربی ساده که مبتنی بر اندازه گیری های انجام شده در ساختمانهای موجود می باشد .

در روش تجربی زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه برای ساختمان با سیستم سازه ای مختلف از رابطه زیر محاسبه می شود :

$$T = \alpha H^{3/4}$$

که در آن ارتفاع ساختمان بر حسب متر و α ضریبی است که بر حسب نوع سیستم سازه ساختمان به شرح زیر انتخاب می شود:

$\alpha = 0.08$ قابهای خمشی فولادی

$\alpha = 0.07$ قابهای فولادی مهاربندی شده با مهاربندی غیر متقارب

$\alpha = 0.07$ سایر سیستمهای سازه ای

$\alpha = 0.05$ قابهای خمشی بتن آرمه

۳ ـ ۲ ـ ۱ ـ ۲ ـ برآورد نیروها و تغییر شکلها

در روش تحلیل استاتیکی خطی ، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان (W) محاسبه می شود :

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (۳۶)$$

که در آن : W : وزن کل ساختمان ، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سر بار زنده مطابق بخش استاندارد ۲۸۰۰ می باشد .

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است که بر اساس بخش (۲ ـ ۳) تعیین می گردد . C_1 : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکانهای غیر ارتجاعی سیستم است که به یکی از دو روش زیر تعیین می گردد .

۱ ـ با استفاده از روابط تعیین ضریب C_1 در آنالیز غیر خطی استاتیکی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود .

۲ ـ با استفاده از رابطه

$$C_1 = 1 + \frac{T_0 - T}{2T_0 - 0.2} \geq 1$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه و T_0 زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس بند(۲ ـ ۴ ـ ۳) استاندارد ۲۸۰۰ بدست می‌اید.در هر صورت مقدارC_1 نباید از یک کمتر و از ۱/۵ بیشتر شود .

C_2 : اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای را بر تغییر مکانها بدلیل رفتار چرخشی آنها وارد می کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می شود .

برای اعمال اثرات–ΔP با رفتار غیر خطی مصالح بر تغییر مکانها بوده و از روابطمحاسبه می شود.

$$\theta < 0.1 \Rightarrow C_3 = 1$$

$$\theta > 0.1 \Rightarrow C_3 = 1 + 5\frac{\theta - 0.1}{T}$$

در این روابط θ بزرگترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف است و با سعی و خطا تعیین می شود که θ_i ضریب پایداری هر طبقه از رابطه $\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}$ بدست می اید که در آن:

P_i : بخشی از وزن سازه شامل بارمرده و بار زنده دائم بارزنده متحرک در طبقه iام می باشد.

δ_i : تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه iام است.

V_i : برش کل طبقهi ام است.

h_i : ارتفاع طبقه i ام می باشد

C_m : ضریب اعمال اثر مودهای بالاتر می باشد و مطابق جدول(۳-۵) تعیین می شود.

جدول:مقادیر ضریب C_m

سایر سیستمهای	سازه بادیوار	قاب فولادی مهار بندی شده با	قاب خمشی فولادی	تعداد طبقات
سازه ای	برشی	محورها ی متقارب یا غیر متقارب	یا بتنی	
1	1	1	1	یک یا دو
1	8/0	9/0	9/0	سه ویا بیشتر

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر حسب نیروی برشی پایه ، ارتفاع و وزن طبقات عبارتست از:

$$F_i = \frac{W_i H_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j H_j^k} V$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه ، W_i وزن طبقه ، h_i ارتفاع طبقه از تراز پایه است و مقدار K برابر است با:

$$K = 0.5T + 0.75 \leq 2$$

برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از۰/۵ ثانیه مقدار K برابر یک و برای زمان تناوب بزرگتر از۲/۵ ثانیه مقدار K برابردوانتخاب می شود.

توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه (۳ ـ ۱۰) برآورد می گردد باید بر حسب توزیع وزن در آن طبقه و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی منظور می گردد .

تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود . فرضیات خاص این روش در محدوده رفتار خطی عبارتند از :

۱ ـ رفتار سازه را می توان بصورت ترکیبی خطی از حالت های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند محاسبه نمود .

۲ ـ زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود در طول زلزله ثابت است .

در این روش ، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی ، پاسخ سازه در زلزله سطح خطر مورد نظر در ضرایبی مطابق بخش (۳ ـ ۲ ـ ۱ ـ ۲)ضرب می شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه های شکل پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیر خطی خواهندداشت بزرگتر از نیروهای قابل تحمل درسازه برآورد می شوند . به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بخش (۳ ـ ۳ ـ ۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند ، اصلاح می گردد . محدودیتهای استفاده از این در بخش قبل آمده است .

ملاحظات خاص تحلیلی

روش تحلیل طیفی

تعداد مودهای ارتعاشی در تحلیل طیفی چنان باید انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰٪ باشد . بعلاوه در هر امتداد ، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۴٪ ثانیه هستند در نظر گرفته شوند . طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق بخش انتخاب شود .نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روشهای آماری شناخته شده مانند جذر مربعات(SRSS)[2] روش ترکیب مربعی کامل(CQC)[3] و یا روشهای دقیقتر که اندرکنش بین مودها را دقیقتر درنظر می گیرد، انجام شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد مورد نظر در صورت لزوم باید مطابق بخش در نظر گرفته شود .

روش تحلیل تاریخچه زمانی

در تحلیل تاریخچه زمانی ، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام های زمانی کوتاه محاسبه می شود . در این روش باید پاسخ سازه تحت تحریک شتاب زمین بر اساس حداقل سه شتاب نگاشت محاسبه شود . چنانچه کمتر از هفت شتابنگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکلها و نیروهای داخلی منظور شود . چنانچه از هفت شتابنگاشت یا بیشتر استفاده شود می توان مقدار متوسط اثر آنها را برای کنترل تغییر شکلها و نیروهای داخلی در نظر گرفت .

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان بر حسب میزان شتاب ، جرم و توزیع جرم هر طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی بدست می اید .

برآورد نیروها و تغییر شکلها

مقادیر نیروها و تغییر مکانهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضرایبC_1و C_2و C_3 مطابق بخش ضرب شوند.

تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این روش ، بار جانبی ناشی از زلزله ، استاتیکی و به تدریج بصورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) ، تحت اثر بار جانبی ، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فرو ریزد . با توجه به اینکه تمرکز این پایان نامه روی تحلیل های خطی می باشد ، توضیح بیشتری روی این روش داده نمی شود . برای آشنایی بیشتر می توان به دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود یا دستور العملFEMA356 یاATC40 مراجعه کرد.

تحلیل دینامیکی غیر خطی

در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی ، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و رفتار غیر خطی هندسی سازه محاسبه می شود . در این روش فرض بر این است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می تواند تغییر کند ، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روشهای عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می شود . با

توجه به اینکه تمرکز این پایان نامه روی تحلیلهای خطی می باشد ، توضیح بیشتری روی این روش داده نمی شود . برای آشنایی بیشتر می توان به دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود یا دستور العمل FEMA356 یا ATC40 مراجعه کرد.

محدوده کاربرد روشهای خطی

استفاده از روش دینامیکی خطی هنگامی مجاز است که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد .

۱-نسبت نیرو به ظرفیت $\frac{1}{}$ (DCR)در تمام اعضای بار بر جانبی کوچکتراز ۲ باشد . برای تعیین DCR ابتدا نیرو در اعضا از جمع نیروی ناشی از بارهای ثقلی و بارناشی از زلزله (Q_{UD}) مطابق بخش(۳-۳) و ظرفیت اعضا براساس مقاومت نهایی اجزای آنها(Q_{CE}) مطابق فصلهای ۵یا ۶ محاسبه می شود. سپس با استفاده از رابطه $DCR = Q_{UD}/Q_{CE}$ نسبت نیرو به ظرفیت تعیین می گردد. ۲ـ نسبت نیرو به ظرفیت فقط در تعدادی از اعضای اصلی باربر جانبی بیش از ۲ باشد اما هر سه شرط زیر برقرار باشد . ۲ـ۱ ـ انقطاع در سیستم باربر جانبی در ارتفاع و در پلان وجود نداشته باشد . ۲ـ۲ـ متوسط نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضا هر طبقه بیش از ۲۵ درصد با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین تر اختلاف نداشته باشد . متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه زیر محاسبه می شود

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{j=1}^{n} V_i}$$

در این رابطهV_i نیروی برشی در عضوi از طبقه مورد نظر و DCR_i نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی عضوi وn تعداد کل اعضای طبقه مورد نظر می باشد.

۲ـ۳ ـ نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی بر اثر پیچش سازه در یک عضو بیش از ۵۰ درصد با عضو دیگر در نقطه مقابل تفاوت نداشته باشد .

در صورتیکه علاوه بر شرایط ۱ یا ۲ تمام شرایط ۳ تا ۷ نیز برقرار باشد می توان از روش استاتیکی خطی استفاده نمود .

۳- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر$5/2\ T_0$باشد.

۴ ـ تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنا خرپشته کمتر از ۴۰ درصد باشد .

۵ ـ حداکثر تغییر مکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه باشد .

۶ ـ تغییر مکان متوسط جانبی در هر طبقه ، به استثنا خرپشته ، کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین اختلاف داشته باشد .

۷ ـ سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد .

محدوده کاربرد روشهای غیر خطی

در صورتیکه نتوان از روشهای خطی استفاده کرد باید از روشهای غیر خطی برای تحلیل سازه استفاده شود . در این روشها نیروهای داخلی اعضا با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی آنها برآورد می گردد .

هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه ای با در نظر گرفتن ۹۰ درصد جرم مؤثر ، ۳۰درصد بیش از برش حاصل از مود اول باشد ، روش تحلیل استاتیکی غیر خطی همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی بکار گرفته می شود . در این حالت معیارهای پذیرش برای هر دو روش بررسی می شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای کنترل شونده توسط

تغییر شکل ، در روش تحلیل دینامیکی خطی می توان ۳۳ درصد تخفیف قائل شد . نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل گردد .

معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش مختلف اعضای سازه بر حسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو آن به صورت زیر طبقه بندی می شود .

روشهای خطی

برآورد نیروها و تغییر شکلهای طراحی

۱- تلاشها طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط تغییر شکل است تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می شوند.

$$Q_{UD} = Q_G \mp Q_E$$

که درآن Q_G تلاشهای ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده در بخش(۳-۱-۳)، Q_E تلاشها ناشی از نیروی زلزله که براساس بخشهای(۳-۲-۱)و(۳-۲-۲) محاسبه می شوندوQ_{UD}ترکیب تلاشهای ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می باشد.

۲- تلاشهای طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود.

۲ ـ ۱ ـ حداکثر تلاشی که توسط سازه می تواند به عضو وارد گردد .

۲ ـ ۲ ـ حداکثر تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه می تواند در عضو ایجاد شود.

۲-۳-تلاشهای حاصل از ترکیب تلاشها ی Q_G، Q_E مطابق رابطه زیر :

$$Q_{UF} = 1.1(DL + LL) \mp \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J}$$

در رابطه J ضریب کاهش بار است و برابرکوچکترین مقدار اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می کنندانتخاب می شود . به عنوان یک روش دیگر می توان J را برابر ۲/۰ در مناطق با خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد ، ۱/۵ در مناطق با خطر نسبی متوسط و ۱/۰ در مناطق با خطر نسبی کم در نظر گرفت . در صورتیکه اعضایی که بار را به عضو منتقل میکنند ارتجاعی خطی باقی بمانند ، J برابر ۱/۰ انتخاب شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه J برابر ۱/۰ می باشد .

معیارهای پذیرش برای روشهای خطی

۱ـ تلاشها دراعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند بایدرابطه را ارضا نمایند.

$$Q_{UD} \le m\kappa Q_{CE}$$

در این رابطهm ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیر خطی عضو مطابق ضوابط فصل پنجم وششم است و κضریب آگاهی از جزئیات و مشخصات سازه براساس ضوابط دستور العمل مقاوم سازی وQ_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو مطابق ضوابط فصل پنجم وششم است.

۲ ـ تلاشها در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط نیرو هستند ، باید رابطه (۳ ـ ۱۶)را ارضا نمایند.

$$Q_{UF} \le \kappa Q_{CL}$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می شوند، مطابق ضوابط فصل پنجم وششم است.

روشهای غیر خطی

برآورد نیروها و تغییر شکلهای طراحی

در روشهای غیر خطی نیروها و تغییر مکانهای حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه محاسبه می شوند .

معیارهای پذیرش برای روشهای غیر خطی

۱ ـ در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند نباید تغییر شکلهای حاصل از تحلیل غیر خطی از ظرفیت آنها بیشتر باشد .

۲ ـ در اعضای اصلی و غیر اصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچکتر از کرانه پائین مقاومت اعضا با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می شوند ، باشد .

آنالیزاستاتیکی غیرخطی به روش مودال[1]

مقدمه

با افزایش ثبت زلزله‌ها وارتقاء دانش بشر درباره این پدیده، تفسیر نحوه رفتارسازه‌ها درزمان زلزله وراه‌کارهای افزایش ایمنی درمقابل این پدیده نیز به روز می‌شوند. دراین راستا تعریف مشخصی از ایمنی، عملکرد وخطرزلزله باعث ایجاد زبان مشترک بین محققان ومهندسان وامکان به‌کارگیری این تعاریف درمحاسبات سازه‌های جدیدوکنترل سازه‌های موجود می‌گردد. توسعه روش‌های طراحی براساس عملکرد مبتنی براین بینش جدید می‌باشد. باتوسعه مفاهیم طراحی لرزه‌ای، ابزارمحاسباتی نیز توسعه یافته است. دراین میان روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی باتوجه به سادگی، سرعت انجام وسادگی تفسیرنتایج درمقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی به سرعت مورد اقبال مهندسان واقع شده‌اند. به عنوان مثال روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال به عنوان پایه‌ای برای روش‌های تحلیل وکنترل سازه‌ها که می‌توان ازآن به عنوان نسل جدید روش‌های استاتیکی غیرخطی نام‌برد، کاربرد یافته است.

دراین روش دومفهوم نیاز لرزه‌ای وظرفیت سازه با ارائه مفهوم سازه تک درجه آزاد معادل با یکدیگرمقایسه شده ودرنهایت حداکثرتغییرمکان انتهای سازه موجود براثرزلزله مورد نظر با استفاده ازنگاشت آن زلزله ویا روش‌های متداول دیگرمحاسبه می‌شود.

البته واضح ومنطقی است که کاربرد روش استاتیکی غیرخطی مودال منجربه ارائه نتایج بهتری ازپاسخ سازه درمقایسه با روش-های استاتیکی غیرخطی دیگرمی‌شود. این روش مشارکت مدهای بالاتررا درپاسخ سازه منظورکرده و برآورد منطقی‌تری ازجابجایی نسبی درطبقات ارائه می‌کند. محققین بسیاری درسال‌های اخیربرای توسعه وگسترش توانایی‌های روش استاتیکی غیرخطی مودال تلاش کرده‌اندکه برخی ازاین تلاش‌ها عبارتنداز؛

- Chopra وGoel درسال ۲۰۰۱ روش اصلی انجام آنالیزاستاتیکی غیرخطی مودال را ارائه‌کردندکه برآوردی مناسب ازجابجایی وجابجایی نسبی طبقات دارد.
- Chintanapakdee وChopra درسال ۲۰۰۳ این روش را برای محاسبه جابجایی‌های نسبی قاب‌های ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵و۱۸ طبقه به‌کاربردند. آنها متوجه شدند که دقت جابجایی‌های نسبی محاسبه شده به تراز طبقه مورد نظودرجه غیرخطی شدن سازه بستگی دارد.
- Yu وهمکاران درسال ۲۰۰۱ روش اصلی آنالیزاستاتیکی غیرخطی و دوروش اصلاح شده دیگررا برای محاسبه جابجایی-های نسبی ودوران مفاصل پلاستیک یک ساختمان فولادی ۱۳ طبقه به کارگرفتند .
- Chopra وهمکاران درسال ۲۰۰۴ جابجایی‌های نسبی محاسبه شده براساس روش اصلی و روش اصلاح شده استاتیکی غیرخطی مودال را با هم مقایسه‌کردند. آنها متوجه شدندکه روش اصلاح شده یک تغییرجذاب نسبت به روش اصلی به

[1]. Modal Pushover Analysis (MPA)

حساب می‌آید، به دلیل اینکه منجربه برآورد بزرگتری ازنیازهای لرزه‌ای شده ودرنتیجه دقت روش استاتیکی غیرخطی مودال را دربسیاری ازموارد بهبود می‌بخشد.

- Goel وChopra درسال ۲۰۰۴ یک روش بهبود یافته‌ای ازروش استاتیکی غیرخطی مودال را توصیف‌کردندکه توانایی درنظرگرفتن اثرات P-Δ درکلیه مودهای محاسبه شده را داشت وهمچنین شامل یک گام محاسباتی ویژه جهت محاسبه دوران مفاصل پلاستیک برمبنای جابجایی‌های نسبی محاسبه شده ویک مکانیزم غیرخطی مفروض بود.
- Jan وهمکاران درسال ۲۰۰۴ یک تکنیک متفاوتی راپیشنهاد دادندکه مشارکت غیرخطی ازاولین آنالیزهای دوگانه استاتیکی غیرخطی مودال به کمک آن با یکدیگر جمع می‌شد. روش پیشنهادی برآورد بهتری از جابجایی‌های نسبی ودوران مفاصل پلاستیک ارائه‌کرد .
- Hernandez-Montes وهمکاران یک روش آنالیزاستاتیکی غیرخطی برمبنای انرژی توسعه دادندکه مشکلاتی‌که روش‌های قبلی درمودهای بالاترداشتند، دراین روش به راحتی برطرف می‌شد .

هدف اصلی این تحقیقات گسترش یک روش آنالیز استاتیکی غیرخطی برمبنای تئوری دینامیک سازه‌ها بودکه سادگی وجذابیت مراحل محاسباتی آن همراه با توزیع غیرمتغیر بارخارجی درحین آنالیز، باعث استفاده آسان‌ترمهندسین سازه شود. درقسمت بعدی مبانی روش آنالیز استاتیکی غیرخطی مودال که اولین بار Chopra و Goel برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها ارائه کردند، بررسی می‌شود.

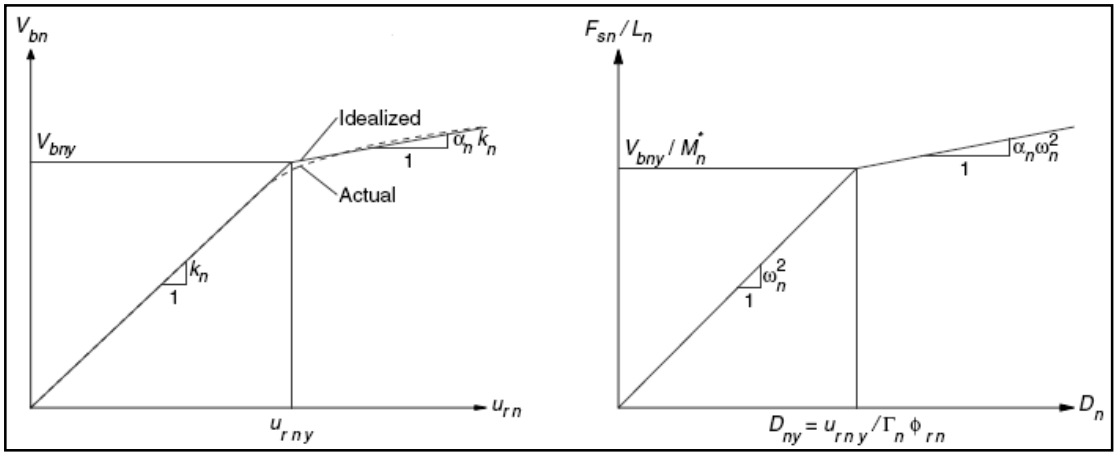
نحوه انجام آنالیز

دراولین مرحله باید فرکانس‌های طبیعی ω_n ومودهای ارتعاشی $\varnothing_n$ برای ارتعاش الاستیک سازه محاسبه شود. پس از آن منحنی ظرفیت سازه درمود مورد نظرمطابق شکل ۴-۱ تحت بارجانبی مودال $\mathbf{S}_n$ ، محاسبه می‌شود [۴۸]؛

$$S_n = m\phi_n \qquad (۱)$$

دررابطه فوق **m** ماتریس جرم سازه است.

رابطه ۱ بهترین الگوی بارگذاری جانبی است که درآنالیز استاتیکی غیرخطی می‌توان ازآن استفاده نمود. فقط دراستفاده ازرابطه ۱ باید به این نکته توجه نمودکه توزیع بارجانبی براساس مود شکل‌های الاستیک سازه بوده ودرحین آنالیزتغییرنمی‌کند.



الف) رابطه نیرو- تغییرمکان سازه یک درجه آزاد ب) منحنی ظرفیت ایده‌آل سازی شده

شکل ۱ : منحنی ظرفیت وتبدیل آن به رابطه نیرو-تغییرمکان سازه یک درجه آزاد

برای محاسبه پاسخ سازه، باید سازه را تا ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی آن دربام یا همان تغییرمکان هدف آنالیزکرد،که این تغییرمکان به صورت زیرمحاسبه می‌شود؛

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \qquad (۲)$$

که دررابطه فوق Γ_n فاکتورمشارکت مودی[2] است که درمود n ام به این صورت ارائه می‌شود؛

(۳)

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n{}^T \, \mathrm{m}\, \iota}{\phi_n{}^T \, \mathrm{m}\, \phi_n}$$

همچنین D_n ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی طیفی است و به سه روش زیرقابل محاسبه است؛

روش اول : دراین روش محورهای مختصات منحنی ظرفیت سازه که ازیک آنالیز استاتیکی غیرخطی درمود مورد نظر بدست آمده، به منحنی رفتارغیرخطی سازه یک درجه آزاد معادل تبدیل می‌شود(شکل ۱- الف). برای تعیین مقدارپاسخ این سازه باید معادله حرکت آن را تشکیل داد وسپس آن را حل‌کرد. باتوجه به منحنی‌های نشان داده شده درشکل ۱، معادله تعادل سازه یک درجه آزاد معادل به صورت زیرخواهد بود؛

(۴)

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}(D_n, \dot{D}_n)}{L_n} = -\ddot{u}_g(t)$$

با حل رابطه فوق برای شتاب نگاشت زلزله مورد نظر، می‌توان ماکزیمم پاسخ سازه یک درجه آزاد معادل(D_n) را بدست آورد[۴۸].

روش دوم : دراین روش برای بدست آوردن D_n می‌توان از طیف پاسخ غیرالاستیک زلزله موردنظر و یا طیف طرح غیرالاستیک استفاده نمود[۴۸].

روش سوم : استفاده ازروش‌های متداول FEMA-356 وATC-40 ویا روش‌های اصلاح شده FEMA-440 برمبنای استفاده از طیف طرح الاستیک وتبدیل پاسخ خطی نظیرسیستم یک درجه آزاد معادل به ماکزیمم پاسخ غیرخطی سازه. دراین پایان نامه از روش‌های اصلاح شده FEMA-440 برای محاسبه D_n وتغییرمکان هدف استفاده شده ودرقسمت ۳ جزئیات این روش‌ها ارائه می‌شود.

پس ازمشخص شدن وضعیت D_n ، تغییرمکان هدف مطابق رابطه ۲ درگره کنترلی محاسبه می‌شود و برای بدست آوردن پاسخ های موردنظر r_n سازه، آنالیزاستاتیکی غیرخطی مودال ثانویه تا تغییرمکان هدف مورد نظرانجام می‌شود. درصورت لزوم می‌توان برای مودهای بالاترنیز این‌کار را انجام داد. برای ترکیب نتایج پاسخ‌های مودهای مختلف برای سازه‌های متقارن با فرکانس‌های طبیعی کاملا مجزا وفاصله داراز روش جذرمجموع مربعات[3] استفاده می‌شود؛

(۵)

$$r \approx \sqrt{(\sum_{n=1}^{N} r_n{}^2)}$$

برای درنظرگرفتن اثربارهای ثقلی بایدآنها را قبل از انجام آنالیزاستاتیکی غیرخطی درمود اول به سازه اعمال نمود ودرهنگام ترکیب نتایج نیز رابطه ۵ با درنظرگرفتن اثربارهای ثقلی به صورت زیرخواهد بود؛

(۶)

$$r \approx \max\left[r_g \pm \sqrt{\left(\sum_{n=1}^{N} r_n{}^2 \right)} \right]$$

که دررابطه فوق r_g پاسخ مربوط به بارهای ثقلی است.

تعداد مودهای لازم برای آنالیز استاتیکی غیرخطی مودال می‌تواند با درصدی ازجرم سازه‌که درهرمود مشارکت می‌کند، تعیین شود؛

(۷)

$$\frac{\left(\phi_n{}^T \, \mathrm{m}\, \iota\right).\left(\phi_n{}^T \, \mathrm{m}\, \iota\right)}{\left(\iota^T \, \mathrm{m}\, \iota\right).\left(\phi_n{}^T \, \mathrm{m}\, \phi_n\right)}$$

که معمولا به صورت تجمعی این مقدارباید به ۹۰ درصد جرم موثرکل سازه برسد.

نحوه محاسبه ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی درمود مورد نظر

---

[2]. Modal Participation Factor

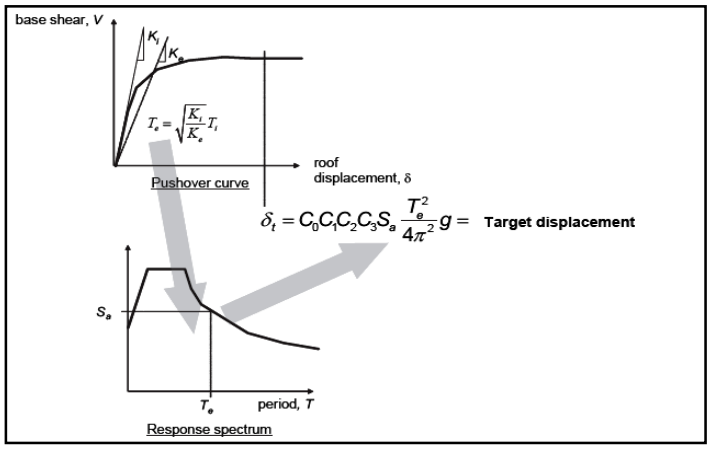
[3]. SRSS

همان طورکه درقسمت قبل توضیح داده شد، دراین پایان نامه ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی سازه درمود مورد نظردرگره-کنترلی با استفاده ازروش‌های اصلاح شده FEMA-440 محاسبه می‌شود. برای ارزیابی واصلاح روش‌های موجود در FEMA-356 وATC-40، مدل‌های تک درجه آزاد با ۵۰ زمان تناوب متفاوت (بین ۰/۰۵ تا ۳ ثانیه)، ۹ نسبت متفاوت مقاومت جانبی و ۴ حالت چرخه‌ای متفاوت توسعه داده شد. سپس چیزی درحدود ۱۰۰ شتاب نگاشت زلزله درقالب پنج‌گروه مختلف آماده‌گردید. برای بررسی پارامترهای اساسی موجود دراین روش‌ها بیش از ۱۸۰،۰۰۰ آنالیزدینامیکی غیرخطی انجام شد. نتایج این آنالیزها درفصل-های ۳ و۷ FEMA-440 ارائه شده است. درقسمت‌های بعدی درمورد دوروش اصلاح شده ضرایب وطیف ظرفیت بیشترتوضیح داده می‌شود.

الف- روش اصلاح شده ضرایب[4] مطابق با FEMA-440

روش ضرایب روش اصلی آنالیز استاتیکی غیرخطی است که در FEMA-356 ارائه شده است. این روش پاسخ الاستیک خطی یک سیستم تک درجه آزاد معادل را با ضرب مجموعه‌ای از ضرایب C_0 تا C_3 به ماکزیمم پاسخ غیرخطی یک سیستم چند درجه آزاد یا همان تغییرمکان هدف تبدیل می‌کند. همه چیز با یک نمودارایده‌آل سازی شده نیرو- تغیرمکان که برش پایه سازه را به تغییرمکان گره‌کنترلی آن مربوط می‌کند، آغاز می‌شود(شکل ۲). زمان تناوب موثر(T_e) که ازروی زمان تناوب مماسی سازه(T_i) با درنظرگرفتن کاهش سختی سیستم بدست می‌آید،

ارائه کننده پاسخ خطی سیستم تک درجه آزاد معادل است.



شکل ۲ : نمایش مراحل به کاررفته در روش ضرایب ارائه شده در FEMA-356

وقتی‌که زمان تناوب موثردریک طیف پاسخ الاستیک مورد استفاده قرارگیرد،ماکزیمم شتاب طیفی نظیرآن بدست می‌آید(S_a). درواقع زمان تناوب موثر، یک ماکزیمم پاسخ برای سیستم تک درجه آزاد الاستیک معادل ارائه می‌دهد. استهلاک درنظرگرفته شده برای طیف مورداستفاده اغلب ۵ درصد است،که بیان کننده سطح مورد انتظارعملکرد سازه درحد الاستیک می‌باشد. ماکزیمم شتاب طیفی با رابطه زیربه ماکزیمم جابجایی طیفی مربوط می‌شود؛

(۸)

$$S_d = \frac{T_e^{\,2}}{4\pi^2} S_a$$

ضریب C_0 دراین روش جابجایی سیستم تک درجه آزاد معادل(جابجایی طیفی) را به جابجایی در گره‌کنترلی(جابجایی بام) تبدیل می‌کند. این ضریب درهرمود به صورت زیر محاسبه می‌شود؛

(۹)

$$C_0 = \Gamma_n \phi_{rn}$$

درواقع این ضریب به خطی یا غیرخطی بودن پاسخ سیستم ارتباطی ندارد و به همین دلیل نیز درFEMA-440 بدون تغییر باقی مانده است.

[4]. Improved Coefficient Method

سایرضرایب C_1 تا C_3 پاسخ خطی سیستم تک درجه آزاد معادل را به پاسخ غیرخطی آن تبدیل می‌کنند، به همین دلیل در FEMA-440 این ضرایب به صورت زیراصلاح شده‌اند؛

ضریب C_1 که به صورت نسبت ماکزیمم پاسخ غیرخطی سیستم به پاسخ الاستیک آن با فرض رفتار چرخه‌ای الاستوپلاستیک معرفی می‌شود، به صورت زیراصلاح شده است؛

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^{\,2}} \qquad (۱۰)$$

R دررابطه فوق نسبت مقاوت سیستم است و به صورت زیرمحاسبه می‌شود (رابطه ۳-۱۶ در FEMA-356) ؛

$$R = \left(\frac{S_a . W}{V_y} \right) \times C_m \qquad (۱۱)$$

که دررابطه فوق W وزن موثروی V_y برش تسلیم سیستم است. همچنین ضریب C_m مطابق رابطه ۴-۷ محاسبه می‌شود. پارامتر a بستگی به نوع خاک محل دارد ومطابق FEMA-440 محاسبه می‌شود. برای زمان تناوب‌های کمتراز ۰/۲ ثانیه مقدار C_1 به ازای ۰/۲ محاسبه می‌شود و برای زمان تناوب‌های بزرگتراز۱ ثانیه می‌توان C_1 را عدد ۱ درنظرگرفت.

همچنین پیشنهاد شده است که محدودیت اعمالی روی ضریب C_1 که در FEMA-356 وجود داشت، برداشته شده و به جای آن اصلاحاتی درمورد اثرمتقابل خاک- سازه مطابق فصل هشتم FEMA-440 اعمال شود.

ضریب C_2 که به صورت نسبت ماکزیمم پاسخ غیرخطی با فرض رفتارچرخه‌ای باکاهش مقاومت، زوال سختی ویا هردو به ماکزیمم پاسخ غیرخطی با فرض رفتار چرخه‌ای الاستوپلاستیک معرفی می‌شود، به صورت زیرارائه شده است؛

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \qquad (۱۲)$$

برای زمان تناوب‌های کمتراز ۰/۲ ثانیه مقدار C_2 به ازای ۰/۲ ثانیه محاسبه می‌شود و برای زمان تناوب‌های بزرگتراز ۰/۷ ثانیه میتوان C_2 راعدد ۱ درنظرگرفت.

در FEMA-440 پیشنهاد شده است که ضریب C_3 ازروش ضرایب حذف شده و به جای آن محدودیت لازم برای جلوگیری از ناپایداری سازه اعمال گردد؛

$$R \le R_{\max} \ , \ R_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-t}}{4} \qquad (۱۳)$$

دررابطه فوق Δ_d جابجایی نهایی سیستم (تغییرمکان هدف)، Δ_y جابجایی تسلیم سیستم، α_e شیب نمودار ایده آل سازی شده برش- تغییرمکان درقسمت منفی آن است وبا توجه به اثرات پی- دلتا وکاهش مقاومت چرخه‌ای سیستم محاسبه می‌شود وهمچنین پارامتر t به صورت زیرمحاسبه می‌شود؛

$$t = 1 + 0.15 \ln T_e \qquad (۱۴)$$

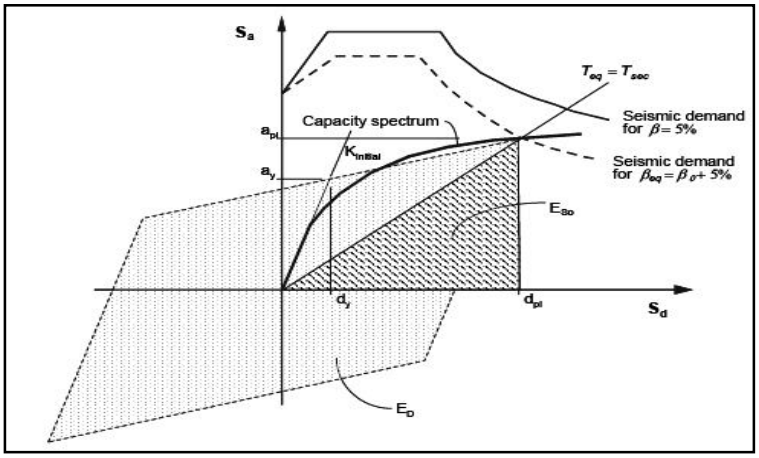
درصورتی‌که رابطه ۱۳ برقرارنباشد، بایستی احتمال ناپایداری سازه ازطریق آنالیز دینامیکی بررسی شود وآنالیز استاتیکی غیرخطی برای این‌کار ناتوان به حساب می‌آید.

ب- روش اصلاح شده طیف ظرفیت[5] مطابق با FEMA-440

روش طیف ظرفیت جزو مجموعه روش‌های معادل سازی خطی به حساب می‌آید. فرض اصلی درتکنیک‌های معادل سازی خطی این است که ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی یک سیستم تک درجه آزاد معادل می‌تواند از ماکزیمم تغییرمکان یک سیستم الاستیک تک درجه آزاد معادل‌که زمان تناوب و نسبت استهلاک بزرگتری ازمقدار اولیه برای سیستم غیرخطی دارد، تقریب زده شود. درروش طیف ظرفیت ATC-40 محاسبات با تولید یک رابطه نیرو-تغییرمکان برای سازه آغاز می‌شود. این فرآیند مشابه بدست آوردن طیف ظرفیت درروش ضرایب FEMA-356 است، با این تفاوت که نتایج درشکل طیف پاسخ

[5]. Improved Capacity Spectrum Method

شتاب- جابجایی[6] ارائه می‌شود(شکل ۳). این حالت یک تبدیل ساده ازمنحنی برش پایه- جابجایی بام است که براساس خصوصیات دینامیکی سیستم انجام می‌شود و نتیجه یک شکل جدید ازطیف ظرفیت برای سازه خواهد بود. طیف پاسخ زلزله نیز به صورت ADRS تبدیل می‌شود. این‌کارامکان رسم طیف نیاز وطیف ظرفیت را دریک نمودارایجاد می‌کند.



شکل ۳ : نمایش روش طیف ظرفیت ارائه شده در ATC- 40

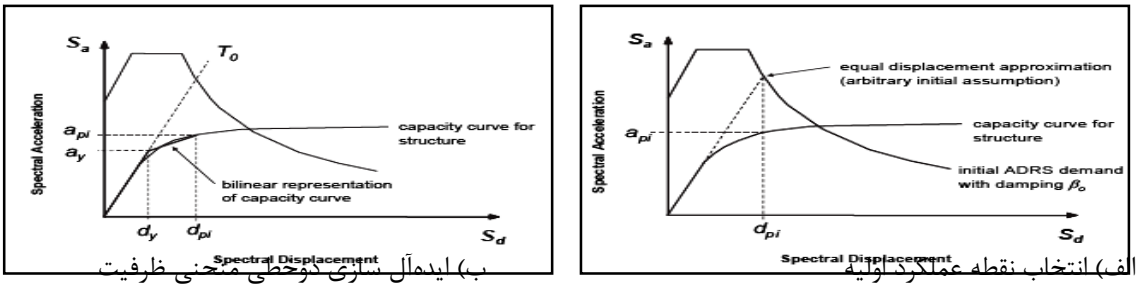
روش طیف ظرفیت فرض می‌کندکه، استهلاک معادل سیستم متناسب با مساحت محصورشده به وسیله طیف ظرفیت آن است. زمان تناوب معادل(T_{eq})، همان زمان تناوب سکانتی فرض می‌شودکه منحنی نیاز لرزه‌ای کاهش یافته متناسب با استهلاک معادل، با منحنی ظرفیت تلاقی پیدا می‌کند. ازآنجایی‌که هردو زمان تناوب واستهلاک معادل تابعی ازتغییرمکان هستند، بنابراین راه حل تعیین ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی سیستم (درنقطه عملکرد) فرآیندی تکراری است. هدف روش طیف ظرفیت تعیین ماکزیمم تغییرمکان یک سیستم غیرخطی ازطریق معادل سازی یک سیستم خطی باکاربرد زمان تناوب موثر(T_{eff}) و نسبت استهلاک موثر(β_{eff}) است. پارامترهای موثرخطی به صورت تابعی از زمان تناوب اولیه(T_0)، نسبت استهلاک اولیه (β_0)، شکل‌پذیری جابجایی نیاز(μ) ومشخصه های رفتاری چرخه‌ای سیستم معرفی می‌شوند. عمده تغیرات اصلی روش طیف ظرفیت ATC-40 نسبت به FEMA-440 درمعرفی روابطی است که پارامترهای موثرخطی را ارائه می‌دهند. همچنین درروش اصلاح شده طیف ظرفیت FEMA-440، منحنی اصلاح شده طیف پاسخ شتاب- جابجایی[7] با منحنی ظرفیت سازه تلاقی داده می‌شود. این‌کارسرعت همگرایی درحل مساله وتنوع روش‌های حل را دربردارد. ازآنجایی که زمان تناوب موثرونسبت استهلاک موثر هردو تابعی از شکل‌پذیری هستند، روش محاسبه به صورت تکراردرمجموعه‌ای ازمراحل ارائه می‌شود. دراین قسمت سه روش محاسباتی A وB وC بیان می‌شود.گام‌های محاسباتی آغازحل مساله به صورت زیراست؛

۱- طیف پاسخ الاستیک مناسب به عنوان طیف نیازانتخاب شود (معمولا نظیر نسبت استهلاک ۵ درصد)،
۲- درصورت نیازطیف مورد نظرمتناسب با توصیه‌های فصل نهم FEMA-440 برای اثرات متقابل خاک- سازه اصلاح شود۳-تبدیل طیف مورد نظردرقالب طیف شتاب- جابجایی(ADRS)،
۴- محاسبه طیف ظرفیت متناسب با آنالیزاستاتیکی غیرخطی مورداستفاده وتبدیل آن درقالب ADRS ،
۵- انتخاب یک نقطه عملکرد اولیه مطابق با شکل ۴-۴ (محاسبه شتاب اولیه(a_{pi}) وجابجایی اولیه(d_{pi}))،
۶- ایده‌آل سازی دوخطی منحنی ظرفیت مطابق با FEMA-440 (شکل ۴)،
۷- محاسبه ضرایب α وμ با استفاده ازروابط مقابل ؛

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}\ ,\ \mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad (۱۵)$$

[6]. Acceleration Displacement Response Spectrum(ADRS)
[7]. Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum (MADRS)

۸- با استفاده ازضرایب فوق وروابط ارائه شده در FEMA-440 می‌توان یک مقدار اولیه برای T_{eff} وβ_{eff} بدست آورد



ب) ایده‌آل سازی دوخطی منحنی ظرفیت الف) انتخاب نقطه عملکرد اولیه

شکل ۴ : مراحل محاسباتی اولیه روش طیف ظرفیت

بعد ازمرحله هشتم ، مراحل دیگری متناسب با نوع روش انتخابی باید انجام شود. سه روش برای ادامه کاروجود دارد؛

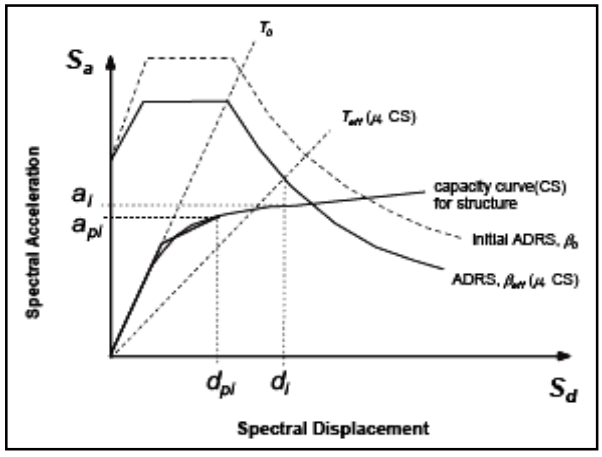
روش A (تکرار مستقیم) :

دراین روش تکرار انجام می‌شود تا همگرایی مستقیما روی یک نقطه عملکرد حاصل شود. ادامه مراحل دراین روش به صورت زیر است ؛

۹- با توجه نسبت استهلاک بدست آمده ازمرحله هشتم، طیف نیاز اولیه ADRS با ضریب کاهش طیفی ارائه شده در FEMA-440 کاهش داده می‌شود.

۱۰- سپس با استفاده از زمان تناوب موثرمحاسبه شده درمرحله هشتم d_i وa_i مطابق شکل۵ بدست می‌آید.

۱۱- مقادیر به‌دست آمده برای شتاب- جابجایی با مقادیراولیه مقایسه می‌شود ودرصورت اختلاف کم به عنوان نقطه عملکرد پذیرفته می‌شود، درغیراین صورت باید نظیرمقادیرa_i وd_i مراحل ۵ به بعد دوباره تکرارشوند، تا همگرایی برای نقطه عملکرد حاصل شود.



شکل ۵ : محاسبه ماکزیمم تغییرمکان به روش A

روش B : (تلاقی با منحنی اصلاح شده ADRS)

دراین روش نقطه عملکرد ازتلاقی طیف ظرفیت با منحنی اصلاح شده شتاب- جابجایی طیفی بدست می‌آید؛

۹- کاهش طیف نیاز اولیه برای نسبت استهلاک بدست آمده درمرحله هشتم،

۱۰- اصلاح طیف نیاز مطابق با روش ارائه شده در FEMA-440 وتبدیل آن به MADRS ،

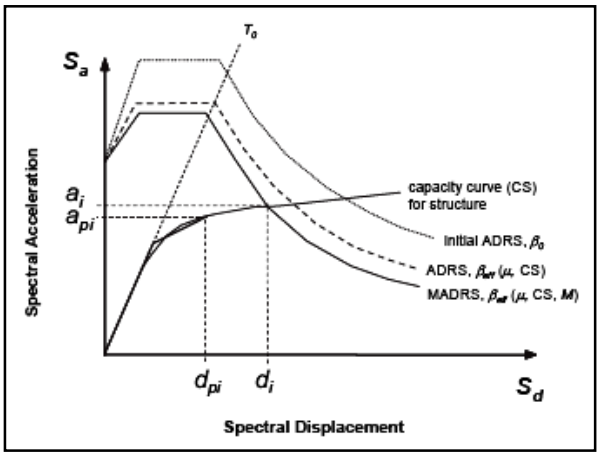
۱۱- محاسبه ماکزیمم شتاب a_i وجابجایی d_i به عنوان نقطه تلاقی طیف MADRS با طیف ظرفیت مطابق با شکل ۶،

۱۲- مقایسه مقادیر بدست آمده برای نقطه عملکرد سازه با مقادیرقبلی وتکرارمراحل از مرحله پنجم درصورت عدم قبول نتایج بدست آمده.

سرعت همگرایی دراین روش به دلیل استفاده ازمنحنی اصلاح شده برای طیف نیاز نسبت به روش‌های دیگر بیشتراست.

روش C : (محاسبه مکان هندسی نقاط عملکرد ممکن)

این روش طیف پاسخ شتاب- جابجایی اصلاح شده را برای چندین نقطه حل مختلف برای شتاب وجابجایی فرضی به‌کارمی‌برد ومکان هندسی نقاط عملکرد ممکن را محاسبه می‌کند. نقطه عملکرد واقعی برمحل تلاقی این مکان هندسی با طیف ظرفیت قراردارد.



شکل ۶ : محاسبه ماکزیمم تغییرمکان با تلاقی طیف ظرفیت وطیف نیاز MADRS درروش B

مفاصل پلاستیک درتیرهای بتنی

برای مدل‌سازی رفتارغیرخطی درقاب‌های خمشی بتنی، رفتارغیرخطی درراستای درجات آزادی مشخص با استفاده ازمفاصل پلاستیک درانتهای تیرها وستون‌ها مدل می‌شود. درواقع رفتارپس ازتسلیم برای عضو مورد نظردرانتهای آن با یک منحنی رفتاری برای درجه آزادی مربوطه بیان می‌شود. برای تیرهای بتنی چون طراحی به گونه‌ای است که تسلیم برشی تا قبل ازگسیختگی خمشی اتفاق نمی‌افتد، به همین دلیل معمولا درآنالیزهای غیرخطی فقط ازمفاصل خمشی استفاده می‌شود. این مفاصل خمشی درقالب لنگر-دوران ویا لنگر- انحنا برای نرم افزارمعرفی می‌گردد. درحالت لنگر- انحنا باید طول مفصل پلاستیک تیرنیزمعرفی گردد؛

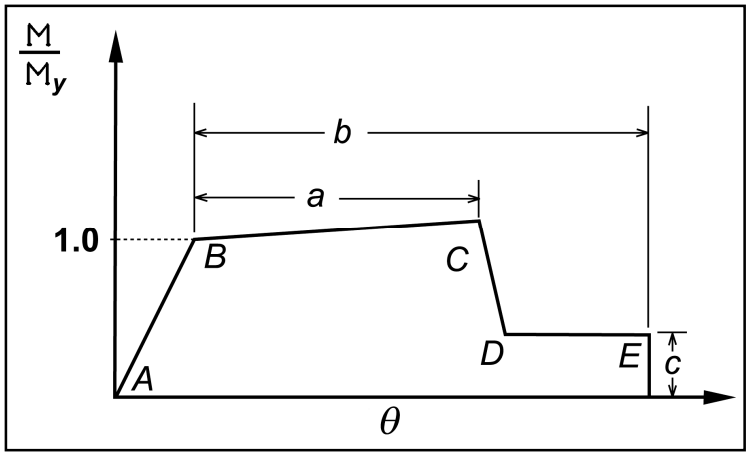
$$L_p(in) = 0.04 l_n + 0.15 d_b f_{sy} \qquad (۱۶)$$

که دررابطه فوق d_b قطرمیلگردخمشی وf_{sy} مقاومت تسلیم آن است. موقعیت مفصل پلاستیک دروسط طول آن درانتهای تیر درنظرگرفته می‌شود. نرم افزارSAP2000 ازجمله نرم‌افزارهایی است که توانایی استفاده ازمفاصل پلاستیک درآنالیزهای غیرخطی را دارد. این نرم افزار توانایی تعریف مفصل پلاستیک درهردو قالب لنگر- دوران ولنگر- انحنا به صورت پیش فرض ویا دلخواه دارد. درادامه به نحوه تعریف مفاصل پلاستیک درتیرهای یک‌پارچه بتنی وهمچنین درتیرهای پیش‌ساخته بتنی پرداخته می‌شود.

مفاصل پلاستیک درتیرهای یک‌پارچه بتنی مطابق با FEMA-356

منحنی رفتاری مفاصل پلاستیک تیرها درFEMA-356 مطابق با شکل ۷ است. همان طور که مشخص است، قسمت A-B درمنحنی رفتاری نشان دهنده رفتارالاستیک عضو بوده و براساس خصوصیات مقطع تیردرقاب محاسبه می‌شود، بنابراین تا قبل ازنقطه B هیچ‌گونه رفتارغیرخطی درعضودیده نمی‌شود. ازنقطه B به بعد تسلیم درمقطع آغازمی‌شود وتا نقطه C ادامه می‌یابد. نقطه C نظیرماکزیمم مقاومت خمشی درتیردرحالت کاملا پلاستیک است و می‌تواند براساس روش‌های ارائه شده

در ACI-318 برای لنگرخمشی محتمل[8] درتیرها محاسبه شود[۵۶]. شیب مثبت شاخه B-C مربوط به کرنش سخت شدگی درمیلگردهای خمشی مقطع تیراست ومقاومت افزون مقطع تیررا نشان می‌دهد. درقسمت C-D مقطع یک کاهش مقاومت ناشی ازپارگی یا لغزش میلگردها ویا پکیدگی بتن را تجربه می‌کند ومقاومت آن تاحد D کاهش می‌یابد(مقاومت پس‌ماند مقطع). سپس مقطع درصورت امکان مقداری شکل‌پذیری ازخود نشان می‌دهد(قسمت D-E).



شکل۷ : منحنی رفتاری مفصل پلاستیک برای تیرهای یک‌پارچه بتنی

تفاوت عمده منحنی مفاصل یک‌پارچه بتنی با مفاصل پیش‌ساخته درکوچک بودن دوران درنقطه B به دلیل صلب بودن اتصالات آنها است. دوران‌های پس ازتسلیم a وb وهمچنین نسبت مقاومت پس‌ماند مقطع c درجدول ۶-۷ فصل ششم FEMA-356 براساس نسبت آرماتورهای فشاری وکششی مقطع وکفایت برشی عضوارائه شده است.

مبانی و نحوه محاسبه ضریب رفتار سازه ها

مقدمه

با بررسی تاریخچهٔ زلزله های گذشته، مشاهده شده است که برخی روشهای طراحی لرزه ای قدیمی از ایمنی کافی برخوردار نیستند و لازم است اصلاحاتی در این روشها انجام شود. در تحقیقات انجام شده سعی گردیده است بعضی از پارامترهای طراحی، مورد بررسی مجدد قرار گیرند. در این میان یکی از پارامترهای مهم و اساسی ضریب رفتار سازه می باشد.

همانگونه که در فصل اول بیان گردید، یکی از منابع جذب انرژی در سازه ها به هنگام وقوع زلزله های شدید، تغییر شکل غیر ارتجاعی سازه می باشد. به عبارت دیگر سازه ها با عملکرد غیر ارتجاعی مقدار زیادی از انرژی حاصل از زلزله را مستهلک می نماید. تعیین میزان جذب انرژی در مرحله غیر خطی مستلزم انجام تحلیل دینامیکی غیر الاستیک است. پیچیدگی و وقت گیر بودن تحلیل فوق، سبب شده تا این تحلیل، در محدودهٔ کارهای تحقیقاتی خلاصه گردد و برای کارهای عملی مورد استفاده قرار نگیرد. محققین برای رفع این نقیصه روشی ارائه داده اند تا بتوان به کمک آن و از طریق انجام یک تحلیل الاستیک، میزان جذب انرژی ناشی از رفتار غیرارتجاعی سازه را بدست آورد. روش مذکور که امروزه در تمامی آئین نامه ها جهت طراحی لرزه ای بکار می رود، استفاده از ضریب رفتار سازه است. در این روش نیروهای لرزه ای طراحی ساختمان، از یک طیف ارتجاعی که وابسته به پریود طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل ساختمان است، بدست می آید و برای ملحوظ نمودن اثر رفتار غیر ارتجاعی اتلاف انرژی در اثر رفتار هیسترزیس و اثر اضافه مقاومت سازه، این نیروی ارتجاعی را بوسیله یک ضریب اصلاح بنام ضریب رفتار به نیروی طراحی تبدیل می کنند.

[8]. Probable Moment (M_{pr})

تاکنون یک روش مشخص جهت تعیین این ضریب در آئین نامه ها ذکر نشده است، و این خود بیانگر پیچیدگی این ضریب در رفتار سازه ها می باشد.

معرفی پارامترهای مؤثر در ضریب رفتار

بنا به تعریف، ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی در سازه ها به کمک ضریب شکل پذیری بیان می گردد، که عبارت است از تغییر شکل نهائی سازه به تغییر شکل لحظه تسلیم آن. هر چه ضریب شکل پذیری یک سازه (μ) بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه مقدار ضریب رفتار بزرگتر خواهد بود. نحوه ارتباط μ و R به عوامل مختلفی بستگی دارد. در سیستمهای یک درجه آزاد نوع مصالح، زمان تناوب سیستم، میرائی سازه، نوع بارگذاری، مدل نیرو ـ تغییر شکل، عامل Δ-P ، وضعیت خاک تکیه گاه و میزان زیان قابل قبول در سیستم، بر رابطهμ مؤثر می باشند.

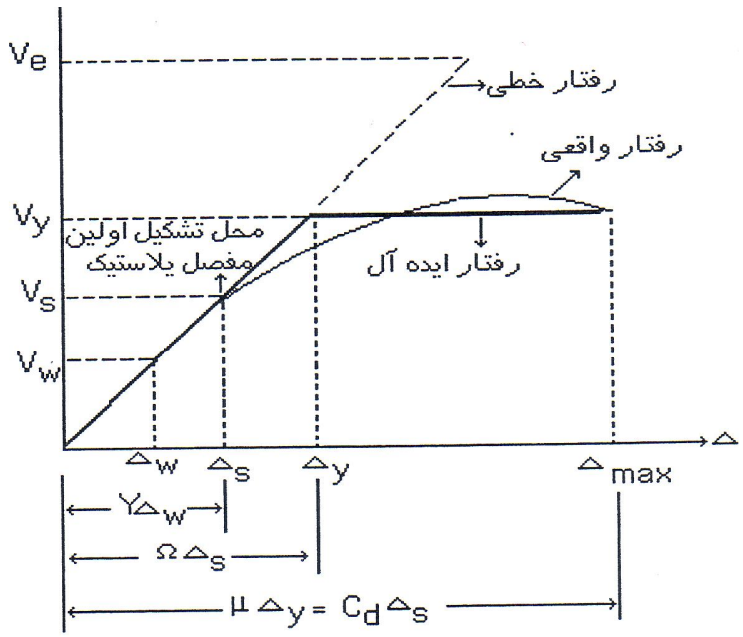
ولی در سیستمهای چند درجه آزادی علاوه بر موارد فوق، عواملی نظیر مشارکت مودهای بالا، ضریب کاهش نیرو و نوع سیستم مقاوم سازه ای نیز دخالت دارند. ضریب کاهش نیرو مهمترین عامل این حالت به شمار می آید.

تاکنون روابط متعددی برای تعیین رفتار در سیستمهای یک درجه آزادی پیشنهاد گردیده که می توان بر اساس آنها با داشتن ظرفیت شکل پذیری سیستم، ضریب رفتار آن را محاسبه کرد. ضریب رفتار سیستمهای چند درجه آزادی از سه قسمت تشکیل می گردد.

قسمت اول مربوط به عوامل دخیل در سیستمهای یک درجه آزادی است و معمولاً با R_μ نشان داده می شود. قسمت دوم آن تاثیر عوامل مخصوص سیستمهای چند درجه آزادی را در بر می گیرد و با Ω نشان داده می شود؛ این عامل که ضریب اضافه مقاومت نام دارد، عامل اصلی در جلوگیری از خرابی سازه ها با زمان تناوب کوتاه، در مقابل نیروهای حاصل از زمین لرزه است. در اینگونه سازه ها شکل پذیری تأثیر چندانی در مقابل نیروهای زمین لرزه ندارد. قسمت سوم ضریب تنش مجاز μ می باشد، که برای کاهش برش پایه به هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه از مقدار واقعی به مقدار طراحی، بر سیستم اعمال می شود.

ضریب رفتار R سیستمهای چند درجه آزادی از حاصلضربR_μ ,Ω وγ بدست می آید.

بوسیله آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی یک سازه می توان شکل پاسخ کلی آن را بدست آورد. این شکل بیانگر میزان جابجایی بالاترین تراز سازه در مقابل افزایش تدریجی نیروی برشی پایه می باشد.



شکل (۱) منحنی پاسخ کلی سازه ها

در شکل ۱ نمونه ای از منحنی پاسخ کل سازه در اثر آنالیز به روش نیروهای فزاینده استاتیکی غیر خطی، رسم شده است.

همانگونه که در شکل دیده می شود رفتار واقعی غیر خطی یک سازه را می توان با یک رابطه دو خطی مدل کرد. این مدل دو خطی بگونه ای در سیستم جایگزین می شود که مساحت محصور در زیر آن، که معرف میزان جذب انرژی می باشد با مساحت زیر منحنی پاسخ کلی سازه برابر گردد. در این مدل دو خطی، نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و تغییر مکان حد جاری شدن با Δ_y نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در آن برابر V_e خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیر خطی سازه به نیروی V_y کاهش می یابد. حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی **سازه برابر** Δ_{max} می باشد. با توجه به شکل ۲ـ۱، ضریب شکل پذیری μ از رابطه (۱) بدست می آید:

$$\mu = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \qquad (۱)$$

به دلیل شکل پذیری و رفتار غیر خطی سازه نیروی خطی سازه (V_e) می تواند به نیروی V_y کاهش یابد. بنابراین می توان ضریب کاهش نیرو [۱] را مطابق رابطه (۲) تعریف کرد:

$$R\mu = \frac{Ve}{Vy} \qquad (۲)$$

بدیهی است که مساحت زیر خط مستقیم تغییر مکان خطی سازه که مقدار آن در انتها Ve را مشخص می نماید، با انرژی کلی سازه برابر می باشد. لازم به یادآوری است که Vy متناظر با نیروی خرابی سازه می باشد و به معنای شروع تسلیم شدن سازه نیست. در عمل به دلیل پیچیده بودن محاسبهٔ Ve از روش انرژی، این پارامتر با توجه به زمان تناوب قاب مورد بررسی، بوسیلهٔ روابط گوناگون که از طرف محققین مختلف پیشنهاد شده است، محاسبه می گردد. در این حالت برای محاسبهٔ زمان تناوب قاب مورد مطالعه از یک میرایی لزج (Viscose damping) معادل پنج درصد رفتار خطی استفاده می شود.
مقاومت ذخیره شده در سازه از حد اولین مفصل ایجاد شده در سازه Vs، تا حد جاری شدن نهائی و ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه Vy، اضافه مقاومت نامیده می‌شود. نسبت این دو نیرو ضریب اضافه مقاومت می باشد که با Ω نشان داده می شود و طبق رابطه (۳) تعریف می گردد:

$$\Omega = \frac{Vy}{Vs} \qquad (۳)$$

[۱] – در برخی مراجع، این ضریب، ضریب کاهش شکل پذیری نیز نامیده می شود.

اضافه مقاومت در سازه ها به دلایل زیادی از جمله با توزیع داخلی نیروها، جاری شدن اعضاء و ایجاد لولا های متعدد پلاستیک تا حد تبدیل شدن سازه به یک مکانیزم، بزرگتر بودن مقطع اعضا نسبت به مقدار مورد نیاز و سایر عوامل، می باشد .

برای طراحی در حد تنش مجاز، آیین نامه های طراحی نیروی Vs را به نیروی طراحی Vw کاهش می دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز که طبق رابطه (۲ـ۴) تعریف می شود صورت می گیرد

$$Y = \frac{Vs}{Vw} \qquad (۴)$$

مقدار Y برای طراحی به روش مقاومت نهایی برابر یک خواهد بود؛ در حالت طراحی به روش تنش مجاز مقدار ضریب فوق برابر ۱/۴ تا ۱/۵ در نظر گرفته می شود. این ضریب در حالت تنش مجاز برای سازه های بتن مسلح برابر با ۱/۴ می باشد.
با توجه به مفاهیم و فرمولهای فوق ضریب رفتار سازه، که برای تبدیل نیروی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می رود، طبق رابطهٔ (۵) محاسبه می شود.

$$Rw = \frac{Ve}{Vw} = \frac{Ve}{Vy} \times \frac{Vy}{Vs} \times \frac{Vs}{Vw} = R\mu \times \Omega \times Y \qquad (۵)$$

همچنین ضریب افزایش تغییر مکان C_d[1] که نسبت $\Delta \max$ به Δs در روش حدی و Δw در روش تنش مجاز می باشد از روابط (۶ـ۱) و (۶ـ۲) بدست می آید.

$$Cd = \frac{\Delta \max}{\Delta s} = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \times \frac{\Delta y}{\Delta s} = \mu \times \Omega \qquad (۱ـ۶)$$

$$Cd = \frac{\Delta \max}{\Delta w} = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \times \frac{\Delta y}{\Delta s} \times \frac{\Delta s}{\Delta w} = \mu \times \Omega \times Y \qquad (۲ـ۶)$$

در روابط فوق Δw عبارتست از تغییر مکان سازه تحت اثر بارهای طراحی در حد سرویس و Δs تغییر مکان سازه در حد تشکیل اولین مفصل پلاستیک در عضو سازه ای می باشد، و بطوریکه در شکل ۱ دیده می شود رابطه های

$$\frac{\Delta s}{\Delta w} = \frac{Vs}{Vw} = Y, \frac{\Delta Y}{\Delta S} = \frac{Vy}{Vs} = \Omega \qquad (۶-۳)$$

برقرار است.

1- Deflection Amplification Factor

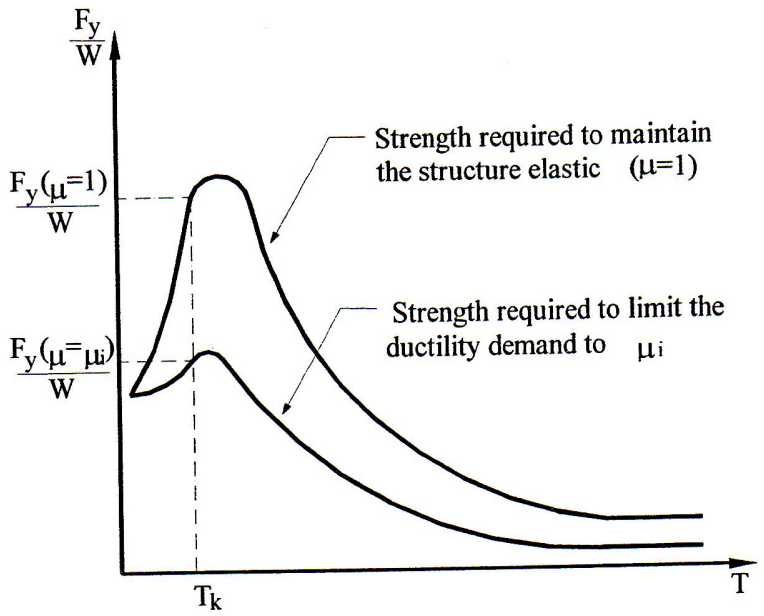
محاسبهٔ ضریب کاهش نیرو و مروری بر تحقیقات انجام شده در این موضوع

مقدمه

سازه بدلیل وجود شکل پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را بصورت هیسترزیس تلف می کنند. این اتلاف انرژی بستگی به مقدار شکل پذیری کلی سازه دارد. بطور کلی هر سازه برای مقاومت در برابر نیروی زلزله به یک شکل پذیری مشخص نیاز دارد. در شکل ۲ این شکل پذیری مشخص با عبارت μ_i بیان شده است. ضریب کاهش نیرو ، همانگونه که قبلاً بیان شد، عبارت است از نسبت حداکثر مقاومت خطی مورد انتظار به حداکثر مقاومت غیر خطی مورد نیاز و طبق رابطهٔ (۷) محاسبه می شود.

$$R\mu_i = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_{i)}} \qquad (۷)$$

$F_y(\mu = 1)$ حداکثر مقاومت جانبی مورد نیاز سیستم در حالت خطی و $F_y(\mu = \mu_i)$ حداکثر مقاومت جانبی سیستم در حالت غیر خطی است که شکل پذیری آن را به حد شکل پذیری تعیین شده μ_i، محدود نماید. تعیین مقاومت غیر خطی مورد نیاز یک سیستم، با شکل پذیری مشخص کار بسیار مشکلی است، زیرا شکل پذیری یک سیستم یک درجه آزادی، با مفروض بودن مقدار مقاومت جاری شدن آن و در یک زلزله مشخص بدست می آید. برای دستیابی به شکل پذیری مورد نیاز سازه در یک سیستم یک درجه آزادی و با یک رکورد زلزله مشخص باید یک روند تکراری آزمایش و خطا صورت گیرد، که در آن با تغییر Fy سیستم، شکل پذیری مورد نیاز سازه تعیین شود. در پایان شکل پذیری مورد نیاز سیستم در این رکورد زلزلهٔ مشخص حاصل می شود. حال با دانستن زمان تناوب اصا



شکل (۲) طیف خطی و غیر خطی با شکل پذیری ثابت I که نسبت به وزن سیستم همپایه شده است.

برای تعیین ضریب کاهش نیرو روش کار بدین صورت است که نیروی الاستیک و نیروی غیرالاستیک با شکل پذیری مشخص μi برای یک سیستم با پریود مشخص بدست می آید؛ این نیروها بوسیلهٔ وزن سیستم نرمال می شوند (در شکل ۲ـ۲ W وزن سیستم می باشد). سپس مرحلهٔ بالا برای پریودهای مختلف سازه تکرار می شود و نیروهای آنها بدست می آیند و با این روش طیف خطی و غیر خطی با شکل پذیری μi برای زلزله مورد نظر حاصل می شود. نمونه ای از این طیف ها در شکل ۲ـ۲ به نمایش در آمده است. در این شکل زمان تناوب اصلی سازه با T_k بیان شده است. ضریب بدست آمده از روش فوق برای رکوردهای مختلف متغییر است. به عبارت دیگر با تغییر رکورد زمین لرزه و شرایط خاک محل ثبت رکورد و مشخصات سیستم یک درجه آزادی مانند میرایی، درصد سخت شوندگی و مدل مورد بررسی، مقدار ضریب کاهش نیرو تغییر می کند.
برای مشخص شدن اثرات هر کدام از عوامل فوق بر این ضریب، محققین مختلف تحقیقاتی را انجام داده اند و با ارائه روابطی ضریب کاهش نیرو در سازه را تعیین نموده اند که در ادامه به آنها اشاره می شود.

مروری بر ش شده به صورت زیر خلاصه می گردند.

$$For\ 0 \le T < \frac{T_1}{10} \qquad R\mu = 1 \tag{۸}$$

$$For\ \ \frac{T_1}{10} \le T < \frac{T_1}{4} \qquad R\mu = \sqrt{2\mu - 1}\left[\frac{T_1}{4T}\right]^{2.513 \log\left[\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}\right]} \tag{۹}$$

$$For\ \ \frac{T_1}{4} \le T < T_1 \qquad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \tag{۱۰}$$

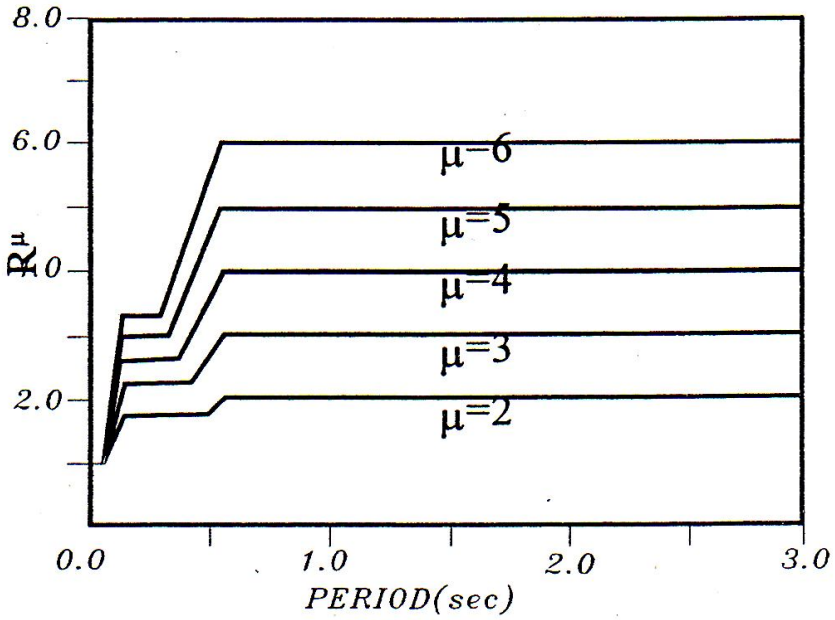
$$For \qquad T_1 \le T < T_1 \qquad R_\mu = \frac{T_\mu}{T_1} \tag{۱۱}$$

$$For \qquad T_1 \le T < 10s \qquad R_\mu = \mu \tag{۱۲}$$

در این روابط، محدوده های زمان تناوب به صورت زیر تعریف می شوند:

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \tag{۱۳}$$

$$T_1 = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{۱۴}$$



شکل (۳) ضریب کاهش نیروی پیشنهاد شده توسط هال و نیومارک

که در رابطه (۱۳)V سرعت انتشار موج زلزله و A پارامتری است که بر اساس زمان تناوب لایه های خاک منطقه محاسبه می گردد. پریود منطقه از رابطهٔ (۱۵) بدست می آید .

$$T_2 = 2\pi \frac{\varphi_{ed} D}{\varphi_{ev} V} \qquad (۱۵)$$

که در روابط بالا ϕ_{ed}، ϕ_{ev}و ϕ_{ea} ضرایب طیفهای تغییر مکان، سرعت و شتاب می باشند که بر اساس ساختار لایه های زمین برای مناطق مختلف متفاوت می باشند. همچنین D عمق موثر لایه خاک زیر سازه می باشد. شکل پیشنهاد شده توسط این دو محقق بر اساس شکل پذیری مورد نیاز در شکل ۳ ارائه شده است.

روش لای و بیگس: در این روش بر اساس محاسبهٔ مقدار متوسط طیف غیر خطی ۲۰ زلزله مصنوعی که طیف خطی آنها با طیف خطی طراحی نیومارک ـ هال مطابقت داشت، طیف غیر خطی طراحی پیشنهاد شده است. تحلیل برای ۵۰پریود طبیعی سیستم که فاصله مساوی بین ۰/۱ ثانیه تا ۱۰ ثانیه در مقیاس لگاریتمی داشته اند و برای درصدهای مختلف میرایی انجام شده است؛ در نهایت برای چهار مقدار تقاضای شکل پذیری متفاوت ضریب کاهش نیرو حاصل شده است. ضریب کاهش نیرو در این روش از رابطهٔ (۱۶) محاسبه می شود.

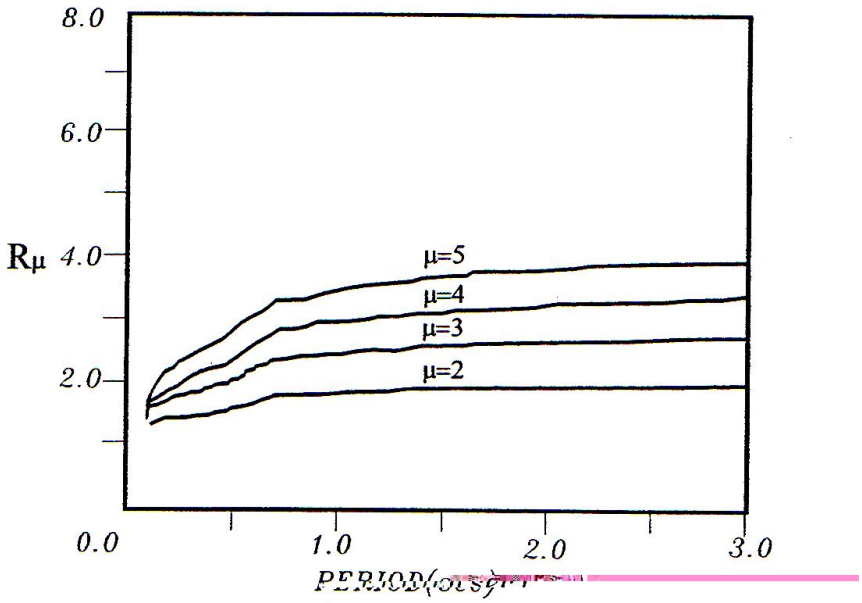
$$R\mu = \alpha + \beta (\log T) \qquad (۱۶)$$

مقادیر α و β به شکل پذیری و محدوده پریود بستگی دارد و مقادیر آن در جدول ۲ـ۱ نشان داده شده است:

جدول ـ۱ مقادیر α و β در رابطهٔ ارائه شده بوسیلهٔ لای و بیگس

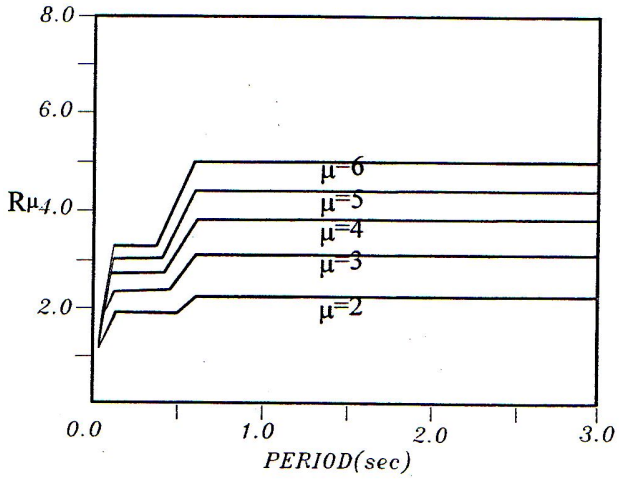
محدوده پریود ثانیه	ضرایب α, β	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
$0.1 < T < 0.5$	α	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107
	β	0.3291	0.7296	1.0585	1.4307
$0.5 < T < 0.7$	α	2.0332	2.7722	3.3700	3.8307
	β	1.5055	2.5320	3.4217	3.8323
$0.7 < T < 4.0$	α	1.8409	2.4823	2.9853	3.4180
	β	0.2645	0.6605	0.9380	1.1493

مقادیر پیشنهادی ضریب کاهش نیرو در برابر تقاضای شکل پذیری در شکل ۴ رسم شده است.



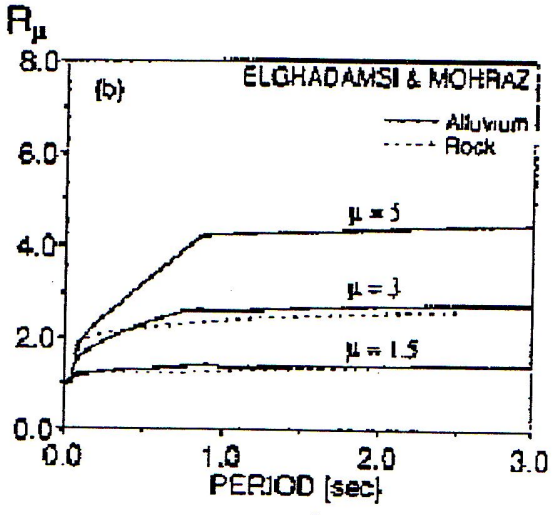
شکل (۴) مقادیر پیشنهاد شده ضریب کاهش نیرو توسط لای و بیگس

ـ روش ریدل و نیومارک: با توجه به مطالعات قبلی این محققین، در این روش بر اساس تحلیل آماری طیف های غیر خطی که برای سیستم الاستوپلاستیک با مقادیر میرایی ۲٪،۵٪،۱۰٪و برای سیستم دو خطی با سختی کاهش یافته و با میرایی ۵٪ و شکل پذیری هائی بین ۱ تا ۱۰ انجام شده، یک دسته ضرایب کاهش نیرو بدست آمده است. این مطالعه اولین مطالعه ای است که از ۱۰ نگاشت مختلف که در سنگ و آبرفت برداشت شده است، استفاده می کند. ضریب کاهش نیرو مشابه مطالعه قبلی نیومارک، بصورت تابعی از متغییرهای مستقل میرایی، شکل پذیری و پریود ارائه شده است. در شکل ۵ شکل این ضریب برای شکل پذیری های متفاوت و بر مبنای میرایی ۵٪ رسم شده اند.



شکل (۵) مقادیر پیشنهادی ریدل و نیومارک

ـ روش القادامسی و محرز: اولین روابطی که اثر خاک را روی ضریب کاهش نیرو لحاظ نموده توسط این محققین انجام شده است. در این تحقیق طیف غیر خطی، برای سیستم های یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک و تحت اثر ۵۰ مولفه افقی شتاب ثبت شده در آبرفت و ۲۶ مولفه افقی شتاب زلزله ثبت شده در سنگ محاسبه شده است. نتیجه این تحقیق بیانگر آن است که ضریب کاهش نیرو به شرایط خاک محل وابستگی شدیدی ندارد. شکل تغییرات ضریب کاهش نیرو در برابر پریود در شکل پذیری مورد نیاز برای زمین با لایه های آبرفتی و سنگی در شکل ۶ رسم شده است.



شکل (۶) ضریب کاهش نیرو در برابر تقاضای شکل پذیری پیشنهاد شده توسط محرز و القادامسی

_روش ریدل، هیدالگو و کروز: طیف غیر خطی در این مطالعه، از نگاشت ۴ گروه زلزله و برای یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک هیسترزیس و با در نظر گرفتن ۵٪ میرایی بدست آمده است. به عبارت دیگر، در این روش ضریب کاهش بدست آمده تقریبی از ضریب کاهش متوسط می باشد. بر این اساس ضریب کاهش نیرو از رابطهٔ (۱۷) حاصل می شود.

$$R\mu = \begin{cases} 1 + \dfrac{R^* - 1}{T^*} T & 0 \le T \le T^* \\ R^* & T \ge T^* \end{cases} \qquad (۱۷)$$

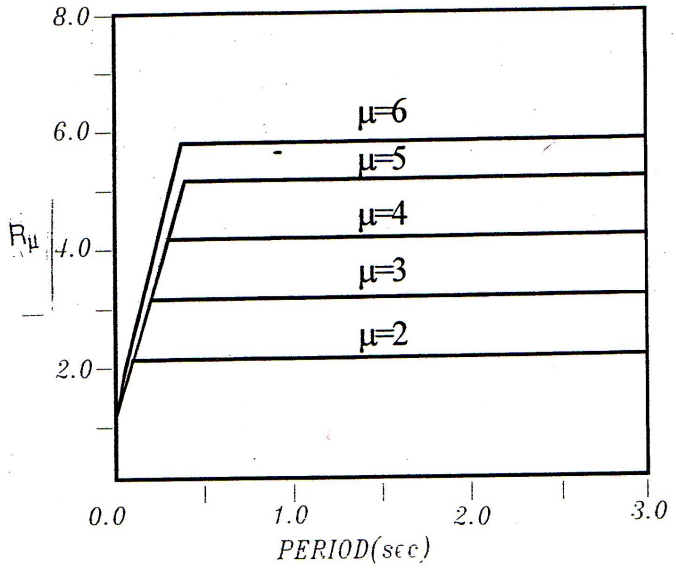
در این رابطه مقدار T^* با توجه به شکل پذیری بین ۲ تا ۸، بین ۰/۱ تا ۰/۴ متغییر می باشد. مقدار $R*$ برای شکل پذیری بین ۲ تا ۵ مساوی ضریب شکل پذیری است و برای شکل پذیری بین ۶ تا ۸ بین ۵/۶ تا ۶/۸ متغییر می باشد. این مقادیر در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول (۲) مقدار $R*$ و T^* بر حسب شکل پذیری

	$M=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$	$\mu=7$	$\mu=8$
R^*	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8

T^*	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

همچنین در شکل ۷ مقادیر پیشنهادی این محققین در برابر تقاضای شکل پذیری رسم شده است.

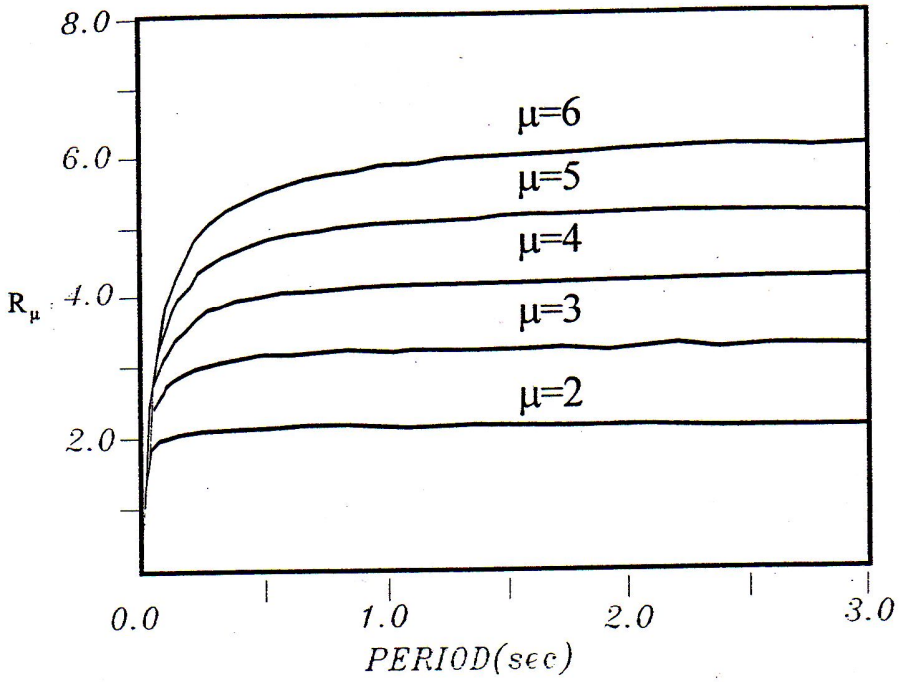


شکل (۷) مقادیر پیشنهادی توسط ریدل، هیدالگو و کروز برای محاسبه ضریب کاهش نیرو

ـ روش آرایز و هیدالگو: در این روش بر اساس ضریب کاهش نیروی متوسط بدست آمده توسط ریدل، هیدالگو و کروز، یک رابطه ریاضی برای محاسبه ضریب کاهش نیرو ارائه شده است، که در محدوده پریود مورد نظر قابل استفاده می باشد. در رابطهٔ (۱۸) رابطه پیشنهادی این دو محقق ارائه شده است.

$$R_\mu = 1 + \frac{T}{KT_0 + \frac{T}{\mu - 1}} \qquad (۱۸)$$

ضریب K یک مقدار ثابت است که برای رکوردهای مختلف زلزله به صورت مجزا ارائه شده است. T_0 نیز پریود ارتعاشی زمین می باشد که بر حسب نوع خاک منطقه محاسبه می شود. از رابطهٔ (۱۸) برای پیش نویس آئین نامه شیلی استفاده شده و در این آئین نامه مقدار K برابر واحد در نظر گرفته شده است. شکل تغییرات مقادیر این ضریب در شکل ۸ رسم شده است .



شکل (۸) مقادیر پیشنهاد شده برای ضریب کاهش نیرو توسط آرایز و هیدالگو

ـ روش نارسانا و کراوینکر: این روش بر اساس رفتار سیستم یک درجه آزادی تحت اثر ۱۵ نگاشت ثبت شده در زمینهای سنگی و آبرفتی غرب آمریکا پایه ریزی شده است. این دو محقق علاوه بر اثر خاک محل در ضریب کاهش نیرو، تأثیر عوامل مختلف دیگر شامل فاصلهٔ کنونی زلزله و پارامترهای سیستم مانند پریود، حد جاری شدن، نسبت سخت شوندگی و نوع رفتار غیر خطی مصالح بر این ضریب را در نظر گرفته اند. این دو نشان می دهد که تأثیر فاصله کنونی و کاهش سختی در ضریب کاهش بسیار ناچیز است.

بر اساس مطالعات این دو محقق، رابطه (۲۰) برای تخمین ضریب کاهش نیرو بدست آمده است.

$$R_\mu = \left[c(\mu-1)+1\right]^{\frac{1}{C}} \qquad (۲۰)$$

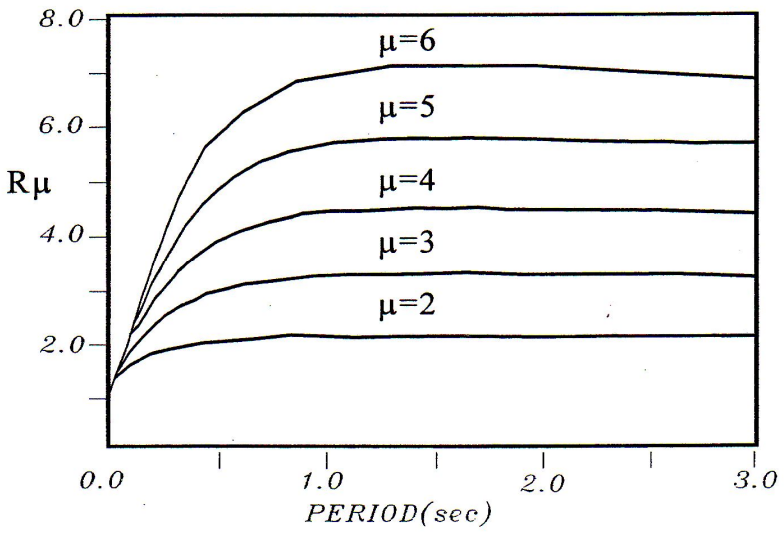
که در رابطهٔ فوق:

$$C(T,\alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \qquad (۲۱)$$

پارامترهای b,a بر حسب سخت شوندگی کرنشی آلفا در جدول ۲ـ۳ ارائه شده است. همچنین در شکل ۲ـ۹ مقدار این ضریب بر حسب نیاز شکل پذیری نشان داده شده است.

جدول (۳) مقادیر پارامتر های a و b

α-%	A	b
۰	۱	۰/۴۲
۲	۱	۰/۳۷
۱۰	۰/۸	۰/۲۹



شکل (۹) مقادیر پیشنهادی ناسار و کراویکلر برای ضریب کاهش نیرو

_روش میراندا: میراندا در تحقیقات خود، با استفاده از رکوردهای زمین لرزه های در ارتباط با یکدیگر، تأثیر پارامترهای مختلف رکوردهای زمین لرزه در تعیین ضریب کاهش نیرو را مورد ارزیابی قرار داد. برای مطالعه اثر شرایط خاک محل در ضریب کاهش نیرو، ۱۲۴ رکورد زمین لرزه که در نواحی دارای لایه های متفاوت ثبت شده بودند، مورد استفاده قرار گرفت. در این تحقیقات بر اساس شرایط خاک در محل ثبت زلزله، رکوردها به سه گروه تقسیم بندی شدند که عبارتند از: رکوردهای ثبت شده در سنگ، رکوردهای ثبت شده در آبرفت و رکوردهای ثبت شده در خاکهای بسیار نرم حاصل از رسوبات رودخانه ای. سپس ضریب کاهش نیرو، برای سیستم یک درجه آزادی با میرایی ۵٪ و با شکل پذیری ۲ تا ۶ محاسبه گردید. آنگاه مقدار متوسط ضریب کاهش نیرو برای هر گروه از خاکها حاصل شده است. علاوه بر در نظر گرفتن شرایط خاک محل، اثر پارامترهای دیگری مثل بزرگی زلزله و فاصله کانونی نیز در تعیین ضریب کاهش نیرو، مخصوصاً برای خاک خیلی نرم، در نظر گرفته شده است. این مطالعات بیانگر آن است که بزرگی و فاصله کانونی تأثیر چندانی در متوسط ضریب کاهش نیرو ندارند.

بر اساس متوسط ضریب کاهش نیرو، رابطهٔ تقریبی (۲۱) برای این ضریب پیشنهاد شده است.

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1 \qquad (۲۱)$$

ϕ تابعی از μ، T و شرایط خاک می باشد و برای لایه های مختلف خاک، به صورت رابطه های (۲۲ـ۱) تا (۲۲ـ۳) بیان می شود.

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{\left[-\frac{3}{2}\left(InT\frac{3}{5}\right)^2\right]}$$

(۲۲ـ۱) برای سنگ

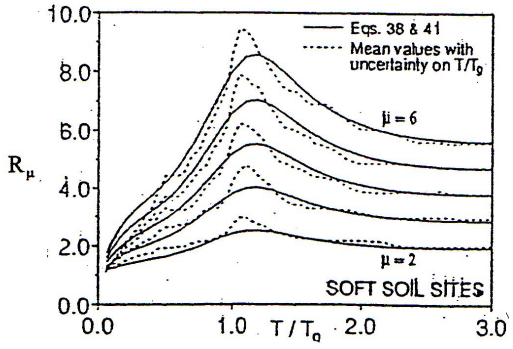
$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{\left[-2\left(InT - \frac{1}{5}\right)^2\right]}$$

(۲۲ـ۲) برای آبرفت

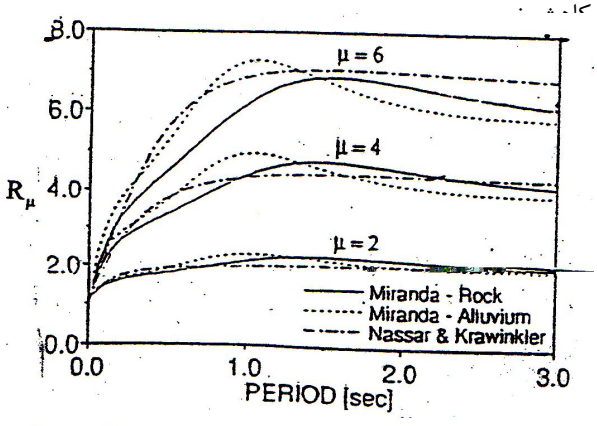
$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{\left[-3\left(In\frac{T}{T_G} - \frac{1}{4}\right)^2\right]}$$

(۲۲ـ۳) برای خاک نرم

Tg مقدار پریود زمین می باشد و برای هر نوع خاک قابل تعیین است. در شکل های ۱۰ و ۱۱، اثر تأثیر پریود سیستم و اثر خاک بر این ضریب نشان داده شده است.



شکل (۱۰) تاثیر پریود خاک بر ضریب کا...



شکل (۱۱) تاثیر پریود سازه بر ضریب کاهش نیرو

بررسی پارامترهای مؤثر در ضریب کاهش نیرو

مطالعات فوق نشانگر آن است که ضریب کاهش نیرو نه تنها به مشخصات سیستم، بلکه به مشخصات حرکات زمین بستگی دارد. برای یک حرکت زمین، $R\mu$ تابعی از پریود نوسان سازه، میرایی سیستم، نوع رفتار هیسترزیس و مقدار شکل پذیری مورد نیاز می باشد.
همچنین این مطالعات بیان کننده این است که ضریب فوق در درجه اول به پریود سازه و مقدار تقاضای شکل پذیری بستگی دارد و میرایی و نوع رفتار هیسترزیس در سیستم تأثیر محدود و کوچکی بر ضریب فوق می گذراند. بنابراین ضریب کاهش نیرو را می توان به شکل رابطهٔ (۲۲) بیان نمود.

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i) \qquad (۲۳)$$

در سیستمی که در ناحیهٔ خطی قرار دارد $\mu_i = 1$، ضریب کاهش نیرو به صورت رابطهٔ (۲۴) بیان می شود.

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i = 1) = 1 \qquad (۲۴)$$

برای سیستم های بسیار سخت و صلب، زمانیکه شکل پذیری غیر خطی به سمت صفر میل می کند رابطه (۲۵) برقرار می باشد.

$$\mu_y \to 0 \quad , \quad T \to 0 \qquad (۲۵)$$

در این حالت، سیستم در اکثر مواقع در حالت الاستیک است و به دشواری وارد محدوده غیر خطی می شود. بنابراین برای هر تحریک زمین، مقاومت لازم در این نوع سیستم ها مانند مقاومت لازم برای سیستم های خطی است و در نتیجه ضریب کاهش نیرو رابطه (۲۶) را باید ارزضاء کند.

$$R_\mu = R_\mu(T \to 0, \mu i) \to 1 \qquad (۲۶)$$

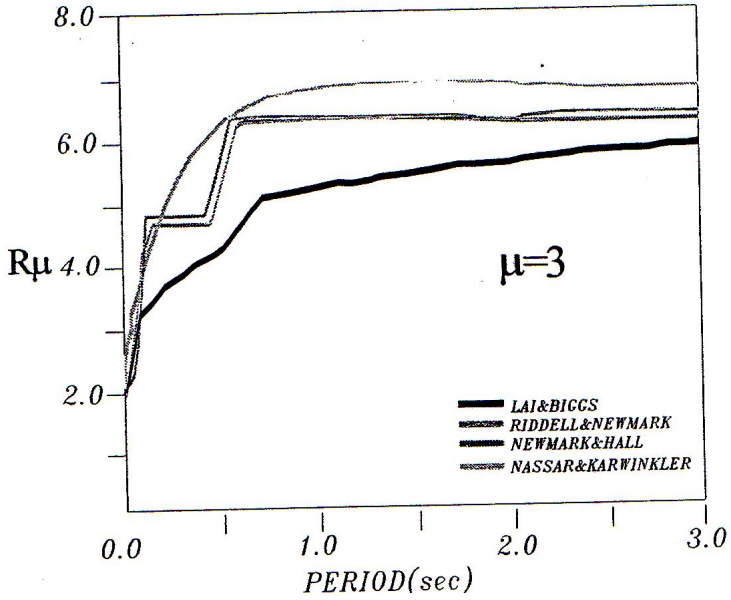
به عبارت دیگر با نزدیک شدن پریود سیستم به عدد صفر که بیانگر سختی فوق العادهٔ سیستم می باشد، ضریب کاهش نیرو به عدد یک نزدیک می شود، که این مسأله در تمامی روابط ارائه شده برای R_μ، صدق می کند برای سیستم های خیلی نرم $(T \to \infty)$، بدون توجه به مقاومت سیستم، حداکثر تغییر مکان نسبی سیستم به حداکثر تغییر مکان زمین نزدیک است. بنابراین برای هر تحریک زمین، مقدار مقاومت غیر خطی لازم مساوی مقاومت خطی لازم تقسیم بر ضریب شکل پذیری می باشد و ضریب کاهش نیروی سازه برای اینگونه سیستم ها در رابطه (۲۷) صدق می نماید.

$$R_\mu = R_\mu(T \to \infty, \mu_i) \to \mu \qquad (۲۷)$$

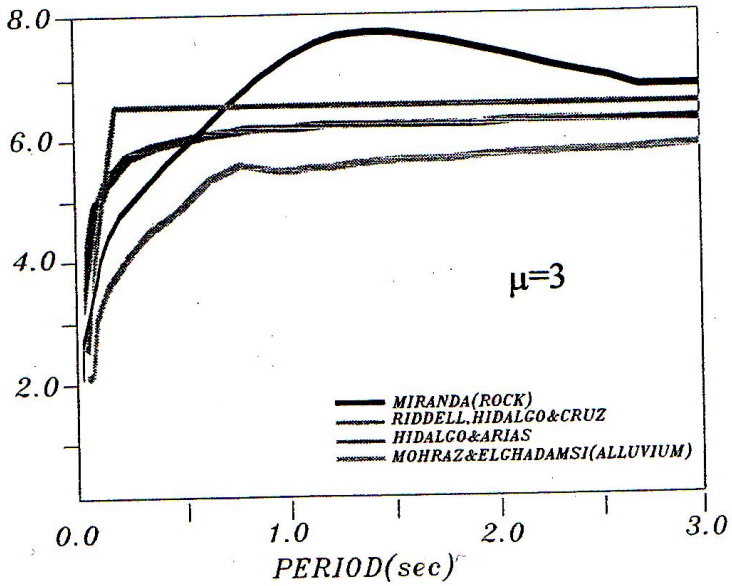
با توجه به مطالب ذکر شده در مورد ضریب کاهش نیرو R_μ، مشاهده می شود که این ضریب تابعی از دو متغییر اصلی شکل پذیری مورد نیاز μ_i و پریود است و تقریباً مساوی شکل پذیری مورد نظر می باشد و در محدوده با پریود پائین، این ضریب به

صورت خیلی زیاد به پریود وابسته است و برای سازه های خیلی صلب $(T \approx 0)$، که کاهش نیرو در اثر شکل پذیری غیر ممکن است، برابر ۱ می باشد.

حال اگر شکل های بدست آمده از روشهای گوناگون در یک شکل رسم شوند ملاحظه می شود که تقریباً تمامی روشها در عمل بسیار به هم نزدیک می باشند. در ادامه این فصل شکل های حاصل از روابط بدست آمده از محققین مختلف با یکدیگر مقایسه می شوند. شکل ۱۲روش پیشنهاد شده توسط ناسار کراوینکر را بر حسب نیاز شکل پذیری ۳، با روشهای نیومارک ـ هال، ریدل ـ نیومارک و لای ـ بیگس مقایسه می کند. همچنین در شکل ۱۲ مقادیر بدست آمده از روشهای میراندا، هیدالگو ـ آرایز، ریدل ـ هیدالگو ـ کروز و محرز ـ القادمسی در نیاز شکل پذیری ۳ با یکدیگر مقایسه می شوند.



شکل (۱۲) مقایسه مقادیر پیشنهاد شده توسط ناسار و کراویکلر با سایر مقادیر پیشنهادی برای شکل پذیری ثابت



شکل (۱۳) مقایسه مقدیر پیشنهاد شده توسط میراندا، هیدالگو ـ آرایز، ریدل-هیدالگو- کروز و محرز ـ القادمسی

تحقیقات انجام شده توسط اری و برترو نشان می دهد که روابط پیشنهاد شده توسط ناسار و کراوینکر مطابقت بهتری با ضریب رفتار سازه دارد.

همچنین محققین کشورمان با مطالعهٔ انواع روشهای محاسبهٔ ضریب کاهش نیرو به این نکته اشاره می کنند که روش ناسار و کراوینکر برای سازه های متعارف، مقدار ضریب کاهش نیروی دقیق تری را بدست می آورد.

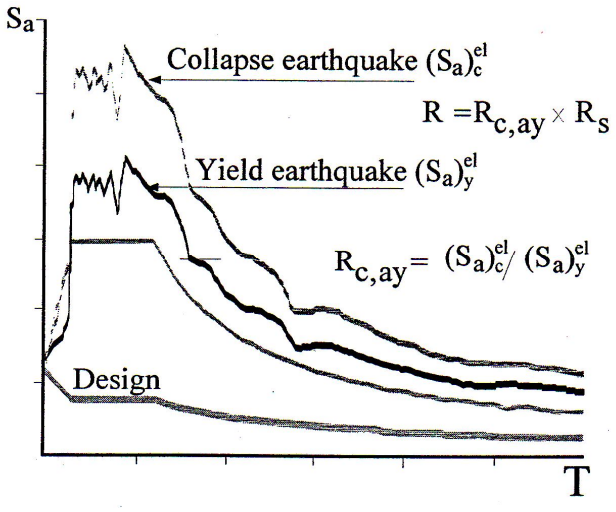
معیار گسیختگی و مقاومت نهایی سازه

همانگونه که در مطالب پیشین ذکر گردید برای بدست آوردن پاسخ سیستم در آنالیز به روش نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی، ابتدا نیروهای ثقلی بر سازه وارد می گردد، آنگاه نیروهای طراحی جانبی به صورت گام به گام بر سازه اعمال می شوند و مقدار تغییر مکان نسبی طبقات سازه به همراه برش پایه نظیر آنها ثبت می گردند. این عمل تا آنجا ادامه می یابد که اولین عضو سازه جاری شده و در آن مفصل پلاستیک تشکیل می شود. افزایش نیرو بعد از این مرحله باعث باز توزیع نیروها در بقیه اعضاء شده و قاب قادر به تحمل نیروی بیشتری می شود؛ نیروی جانبی مجدداً افزایش داده می شود تا در بقیه اعضاء مفصل پلاستیک تشکیل شود و در صورتی تحلیل متوقف می شود که یا سازه تبدیل به مکانیزم شده باشد، یا تغییر مکان جانبی بالاترین تراز آن، به تغییر مکان هدف برسد. در این حالت از حاصل تقسیم حداکثر نیروی جانبی تحمل شده توسط قاب به نیروی حد اولین مفصل پلاستیک در قاب ضریب اضافه مقاومت بدست می آید.

نحوهٔ محاسبهٔ تغییر مکان هدف در فصل دوم ارائه شد. در این پایان نامه تغییر مکان هدف بر اساس روش محدود کردن حداکثر تغییر مکان سازه در حالت غیر خطی به میزان ۱٪ ارتفاع کل سازه محاسبه گردیده است. شایان ذکر است که در آیین نامهٔ ۲۸۰۰ ایران این مقدار برابر ۱/۲٪ ارتفاع سازه می باشد (حداکثر تغییر مکان مجاز سازه در حالت غیر خطی از حاصلضرب حداکثر تغییر مکان مجاز سازه در اثر بارهای طراحی در ضریب تشدید عامل $P-\Delta$ بدست می آید.)

مقایسهٔ آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی با آنالیز دینامیکی

با وجود گذشت مدت زیادی از پیدایش نحوهٔ محاسبهٔ ضریب رفتار بوسیلهٔ شکل حاصل از آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی، هنوز برخی ابهامات در مورد توانایی این روش جهت محاسبهٔ ضریب رفتار سازه وجود دارد. منتقدان این روش، در نظر نگرفتن پارامترهای حرکت زمین به هنگام وقوع زلزله در شکل حاصل از آنالیز نیروهای فزایندهٔ غیر خطی را یکی از دلایل کاستی روش فوق بیان می کند و بر این نکته تأکید دارند که محاسبهٔ ضریب رفتار باید از طریق آنالیز دینامیکی غیر خطی سازه صورت گیرد. در مقابل گروهی دیگر، آنالیز به روش نیروهای فزایندهٔ استاتیکی را سودمندترین روش برای محاسبهٔ ضریب رفتار سازه می دانند؛ از جملهٔ این محققین می توان از بلندرا، که در مقالهٔ خود در سال ۱۹۹۹ با مقایسهٔ روشهای متفاوت بدست آوردن ضریب رفتار، روش فوق را بهترین روش برای محاسبهٔ ضریب رفتار سازه معرفی کرده است، نام برد.



در سال ۲۰۰۲ الناشای[1] و موافی[9] با ارائه تحقیقی در مجله Earthquake Engineering نکات مشترک در نحوهٔ محاسبهٔ ضریب رفتار در دو روش

1- A
9 - A

آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی و آنالیز دینامیکی را مورد ارزیابی قرار دادند که در ادامه نگاهی گذرا به این بررسی می شود.

شکل (۱۴) نحوه نمادین محاسبه ضریب رفتار سازه توسط آنالیز دینامیکی

در تمامی آیین نامه های زلزله ضریب رفتار برابر با نیروی برشی الاستیک به نیروی برشی طراحی می باشد. در آیین نامهٔ EC-8[۳] این ضریب از رابطهٔ (۲۹) حاصل می شود.

$$R_{code} = \frac{(S_a)^{el}}{(S_a)^{in}} \qquad (۲۹)$$

پارامترهای $(Sa)^{el}$ و $(Sa)^{in}$ به ترتیب بیان کنندهٔ حداکثر شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب غالب سیستم در حالت الاستیک و حالت طراحی می باشند. حال اگر طیف شتاب وارد به سازه در حالت زلزله به صورت شکل ۱۴ مفروض باشد، ضریب رفتار کلی سازه از روابط (۲ـ۲۹) و (۲ـ۳۰) حاصل می شود.

$$R_{c,dy} = (Sa)_c^{el} / (S_a)^{in} \qquad (۲۹)$$

$$R_{c,ay} = (S_a)_c^{el} / (S_a)_y^{el} \qquad (۳۰)$$

که در روابط فوق اندیس ay بیانگر حالت تسلیم کامل سیستم و اندیس dy نمایانگر مقدار مقاومت نهایی در طراحی می باشد. اندیس c و y در روابط بالا به ترتیب نشانگر حالت انهدام و تسلیم سازه می باشند. با توجه به شکل ۲ـ۱۴ و روابطه های (۲۹) و (۳۰) می توان ضریب کاهش را به صورت رابطهٔ (۲ـ۳۱) تعریف نمود.

$$R_{c,ay} = a_{g(collapse)} / a_{g(actual\ yield)} \qquad (۳۱)$$

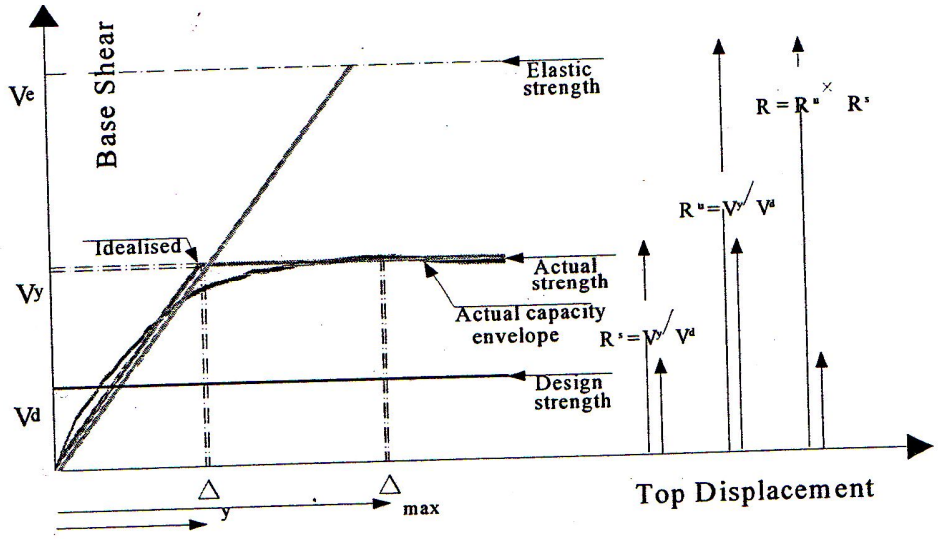
که در روابط بالا a_g شتاب وارد از طرف زمین به سازه و عبارتهای collape , actaual yield به ترتیب بیانگر مقاومت نهایی و انهدام سیستم می باشند و ضریب رفتار کلی سازه از رابطهٔ (۳۲) بدست می آید.

3- Eurocode 8

$$R = a_{g(collapse)} / a_{g(actual\ \ yield)} \times R_s \qquad (۳۲)$$

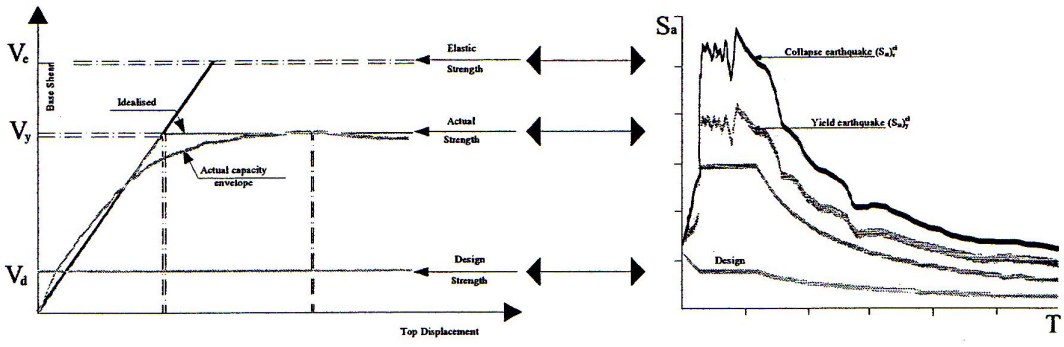
لازم به ذکر است که در رابطهٔ (۳۲) و شکل ۱۴، R_s بیانگر ضریب اضافه مقاومت یا Ω می باشد.

و در این حالت ضریب تنش مجاز برابر واحد در نظر گرفته شده است. اگر مراحل فوق را بر اساس آنالیز نیروهای فزایندهٔ غیر خطی انجام شود همانگونه که در روابط (۱) تا (۵) نشان داده شده است، ضریب رفتار برابر با ضرب دو پارامتر ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو بدست می آید. در شکل ۱۵ محاسبهٔ این ضریب به صورت نمادین نشان داده شده است.



شکل (۱۵) نحوه محاسبه نمادین ضریب رفتار از روش انالیز نیروهای فزاینده استاتیکی

حال شکل حاصل از آنالیز به روش نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی، با شکل حاصل از آنالیز دینامیکی سازه با یک رکورد زلزلهٔ مشخص مقایسه می شود. با توجه به شکل های ۱۴ و ۱۵ و قرار دادن آنها در کنار یکدیگر می توان به متناظر بودن پارامترهای مؤثر در ضریب رفتار سازه در دو روش فوق پی برد. همانگونه که در شکل ۱۶ ملاحظه می شود می توان یک تناسب نسبی میان ضریب رفتار حاصل شده از روش آنالیز دینامیکی و آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی برقرار می باشد.



شکل (۱۶) مقایسه نحوه محاسبه ضریب رفتار از دو روش انالیز دینامیکی و انالیز نیروهای فزاینده استاتیکی

با توجه به گستردگی و پیچیدگی مطلب ادامهٔ این موضوع از حوصلهٔ این پایان نامه خارج است، در اینجا به بررسی این موضوع پایان داده می شود و خوانندگان محترم برای دستیابی به اطلاعات بیشتر می توانند به مراجع موجود مراجعه نمایند.

نحوهٔ بکارگیری ضریب رفتار در آیین نامه های مختلف دنیا

همانگونه که پیش از این ذکر شد، تمامی آیین نامه ها مقدار نیروی برشی وارد بر سازه را با اعمال ضریبی بر آن به نیروی طراحی سازه تبدیل می نمایند. با وجود اینکه ضریب فوق در تمامی آیین نامه ها معنی یکسانی دارد اما در آیین نامه های مختلف علامتهای اختصاری متفاوتی برای آن در نظر گرفته می شود. به طور مثال در آیین نامهٔ Eurocode 8 این ضریب با حرف اختصاری q، در آیین نامه های ایالات متحده مانند NEHRP,UBC و FEMA ضریب فوق را با حرف R، در آیین نامهٔ NZS نیوزلند با حرف اختصاری SP، در آیین نامهٔ IAEE ژاپن با عبارت اختصاری $1/D_S$ و در آیین نامهٔ مکزیک با حرف، q نمایش داده می شود. شایان ذکر است که تاکنون هیچگونه رابطه مشخصی برای محاسبهٔ ضریب رفتار سازه، از طرف آیین نامه های لرزه ای پیشنهاد نشده است؛ آئین نامهٔ NEHRP به صورت صریح بیان می کند که مقادیر ارائه شده برای ضریب رفتار سیستمهای مختلف، مقادیری تجربی هستند و از مشاهدات عینی حاصل می شوند. به عبارت دیگر محققین در هر منطقه جغرافیایی با مطالعه بر روی خسارتهای وارده بر ساختمانها در اثر زلزله، برای سیستمهای مختلف سازه ای روابطی جهت ارزیابی ضریب رفتار پیشنهاد می نمایند.

همانند یکسان نبودن اسامی این ضریب در آیین نامه های مختلف، مقایر ذکر شده برای آن نیز در آیین نامه های متفاوت، یکسان نمی باشد. دلایل این امر را می توان به شرح زیر خلاصه نمود:

ـ مناطق مختلف در دنیای دارای شرایط خاکی متفاوت هستند و زلزله هایی با شدتهای مختلف بر آنها تأثیر می گذارد.

ـ کیفیت استانداردها، مانند استاندارد اتصالات، در آیین نامه ها با یکدیگر متفاوت است.

ـ مقدار طول عمر مفید سازه در مناطق مختلف متفاوت است.

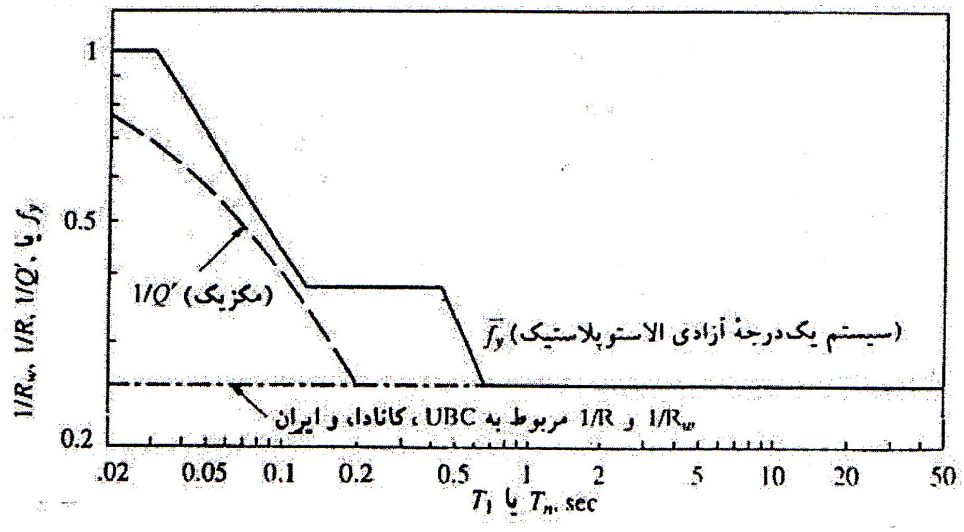
ـ با توجه به کیفیت ساخت در هر منطقه، مقادیر متفاوتی برای این ضریب از طرف هر یک از آیین نامه ها پیشنهاد می شود؛ بطور مثال مقادیر پیشنهاد شده در EC-8 در برابر آیین نامه های ایالات متحد آمریکا، دست بالا می باشد.

اما امروزه آنچه مورد توجه محققین قرار دارد این است که مقادیر ارائه شده برای ضریب رفتار علاوه بر نوع سیستم مقاوم در برابر حرکت جانبی باید پریود، ارتفاع سازه و درجهٔ نامعینی سازه را نیز به عنوان سه پارامتر در تعیین ضریب رفتار لحاظ نمود.

در میان کشورها تنها مکزیک در آیین نامهٔ لرزه ای خود نقش پریود را به عنوان یک پارامتر تأثیر گذار بر ضریب رفتار سازه مد نظر قرار داده است (این تحقیقات مربوط به سال ۱۹۹۷ می باشد).

در شکل ۲ـ۱۷ مقادیر R/۱ برای چهار آیین نامهٔ ایران، NBCC کانادا، UBC آمریکا و آیین نامهٔ MEDC مکزیک، ترسیم شده است. همانطور که ملاحظه می شود، در این میان تنها آیین نامهٔ مکزیک در منطقهٔ شتاب ثابت مقدار ضریب رفتار خود را بشدت کاهش می دهد.

در تحقیقاتی که اخیراً در مورد ضریب رفتار سازه انجام گرفته است مشخص گردیده که نسبت ارتفاع به طول سازه باید به عنوان یک پارامتر دخیل در محاسبه ضریب رفتار در نظر گرفته شود. حال آنکه تسنیمی و صاحبی بیان کرده اند که تعداد دهانه قاب بتن آرمه در ضریب رفتار آن اثر قابل ملاحظه ای ندارد . با توجه به درجه علمی نویسندگان مراجع ذکر شده و بررسی و صحت و سقم این دو مطلب در ساوت در این مورد بیان شد



شکل (۱۷) مقایسه نیروهای طراحی همپایه شده در چهار آیین نامه طراحی ایران، UBS آمریکا، NBCC کانادا و MEDC مکزیک

نکاتی در رابطه با ضریب رفتار

۱-عوامل دخیل در ضریب رفتار سازه ها به قدری زیاد می باشد که مقدار ضریب رفتار برای دو سازه هر چند مشابه به ندرت یکسان می شود. از جمله عوامل موثر در مقدار ضریب رفتار سازه ها، زمان تناوب اصلی سازه می باشد. بطور کلی با افزایش زمان تناوب سازه، شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار قابها کاهش می یابد.

۲-بطور کلی برای ساختمانهای بلند که دارای زمان تناوب زیاد می باشند مقدار ضریب رفتار کم می شود و اگر در هنگام طراحی ضریب رفتار یکسان با سازه های کوتاه برای آنها در نظر گرفته شود باعث کاهش اطمینان طراحی می شود. در واقع در آیین نامه های کنونی، در طراحی سازه های بلند که اهمیت بسیاری چه از نظر اقتصادی و چه از نظر حفظ جان افراد دارند نه تنها افزایش اطمینان مناسبی اعمال نشده بلکه کاهش اطمینان در آن موجود می باشد.

۳-نتیجه بررسی های انجام شده توسط محققین نشان داده است که بطور کلی افزایش درجه نامعینی و سختی در سازه ها، که می تواند حاصل از افزایش تعداد مهاربندی یا افزایش تعداد دهانه های قاب خمشی باشد، باعث افزایش ضریب رفتار و عامل $P-\Delta$ و هر عامل دیگری که باعث تشدید آن بشود مثل افزایش نسبت ارتفاع به عرض سازه، باعث کاهش ضریب رفتار می شود.

۴--طراحی عناصر غیر مستهلک کننده (شکل ناپذیر) مانند ستونها و پی ها باید با توجه به مقاومت حد تسلیم عناصر مستهلک کننده صورت پذیرد. این معیار در مورد طرح اتصالات نیز صادق می باشد.

۵-ضریب رفتار در آیین نامه UBC مقادیری است تجربی و بر اساس بررسی رفتار سازه ها در زلزله های مختلف حاصل شده است، بنابراین با توجه به نحوه و اجرای ساختمان ها، مصالح و کیفیت اجرا در ایران لازم است مقادیر مذکور با توجه به مطالعه رفتار سازه تعیین شود. همچنین توصیه می شود که برای ساختمانهایی نظیر اسکلت فلزی با سیستم خورجینی که قاعدتاً رفتاری متفاوت دارند و درصد زیادی از ساختمان های مسکونی را تشکیل می دهند، ضریب رفتار مشخصی تعیین گردد.

با توجه به آنکه ضریب رفتار ، ترکیب دو عامل اصلی اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه می باشد در روش موجود در آیین نامه کنونی طراحی، این نکته از نظر طراح پنهان مانده است. عدم وجود اعمال مقادیر حداقل در طراحی برای هر کدام از عوامل موثرمی تواند طرحی غیر ایمن و کاملاً آسیب پذیر و یا در بعضی موارد غیر اقتصادی ارائه دهد. اگر هر کدام از عوامل موثر به طور کاملاً واضح در نحوه تعیین نیروی طراحی و شیوه طراحی دخیل گردند، طراح می تواند با اعمال قضاوت مهندسی و محاسبه برخی از عوامل مقادیر مناسبی برای هر سازه در نظر بگیرد بطوریکه در نهایت طرح با مشخصات سازه هماهنگی داشته باشد.

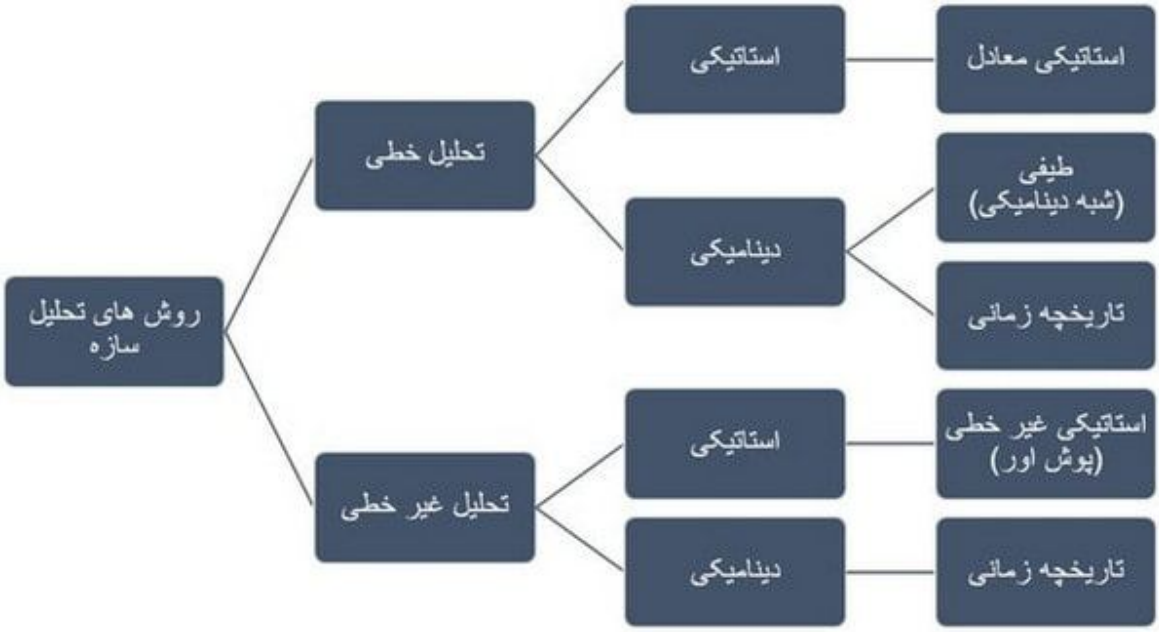
بدین منظور توصیه می شود برای تعیین ضریب رفتار در تدوین آیین نامه های جدید ایران، همانطور که اکنون در آیین نامه های مختلف جهان مرسوم است، توجه بیشتری به خصوصیات سازه و حتی موقعیت اعضاء در سازه بشود. در نهایت با توجه به نتایج بدست آمده توصیه می شود تا زمانیکه روش مناسب استفاده از ضریب رفتار در آیین نامه ها اعمال نشده است در استفاده از ضریب رفتار، مخصوصاً برای سازه های بلند، دقت بسیار زیادی شود و حتی المقدور ملاحظات رفتاری و حداقل های مورد نیاز برای شکل پذیری و اضافه مقاومت سازه ها با توجه به قضاوت مهندسی طراح، در سازه ها اعمال گردد. انجام تحلیل های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی می تواند اطمینان بخش ترین اقدام طراحی برای این نوع سازه ها باشد.

تحلیل خطی (الاستیک یا ارتجاعی)

- تحلیل استاتیکی معادل
- تحلیل دینامیکی طیفی
- تحلیل تاریخچه زمانی

تحلیل غیرخطی (غیر الاستیک یا پلاستیک یا غیر ارتجاعی)

- تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور)
- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

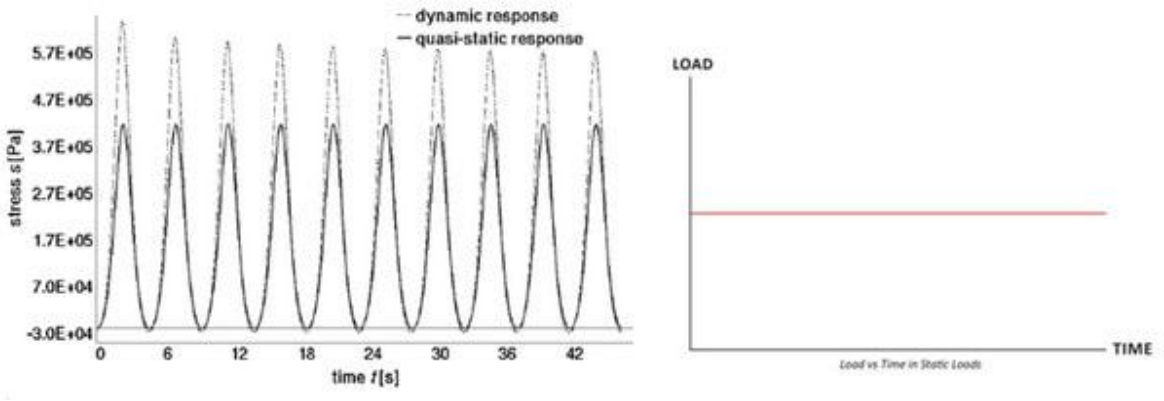


تفاوت تحلیل خطی و غیر خطی

زمانی که صحبت از خطی بودن و غیرخطی بودن در میان است واژه "سختی" مرز تفاوت آن‌ها را مشخص می‌کند. در واقع سختی یک عضو، بر اثر بارهای وارده بر آن تعیین می شود. سختی می تواند سختی خمشی، برشی و یا محوری عضو باشد. بسته به اینکه بار اعمالی به عضو، آن را به خمش، برش و یا تغییر شکل محوری وادار کند سختی آن تعیین می‌شود.

تفاوت نیروی استاتیکی و دینامیکی

تفاوت عمده این دو نوع نیرو، وابسته به زمان بودنِ نیروهای دینامیکی است. به این معنا که نیروهای دینامیکی با تغییرات زمان مقادیر مختلفی دارند و برای هر زمان یک پاسخ متفاوت از سازه دریافت می‌کند؛ در صورتی که در نیروهای استاتیکی، نیرو در یک زمان به سازه وارد می شود و تنها یک پاسخ به وجود می‌آورد، از این رو مسائل دینامیکی بسیار پیچیده تر و زمان برتر از مسائل استاتیکی هستند.



تصویر سمت چپ بارگذاری دینامیکی و تصویر سمت راست بارگذاری استاتیکی

موارد کاربرد تحلیل خطی

طبق بند ۳-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ داریم:

> روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه بـه‌کـاربرد. تنهـا، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایـه و یـا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:
>
> الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
>
> ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:
>
> - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
> - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

این بند از آیین نامه را می توان این‌گونه تفسیر کرد که آیین نامه برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی محدودیت ارتفاعی در نظر گرفته است؛ زیرا در این روش تنها اثر مود اول ارتعاشی سازه در نظر گرفته می شود و اثرات مدهای دیگر سازه در نظر گرفته نمی شود.

ردیف	نوع ساختمان	استاتیکی معادل	دینامیکی طیفی خطی	دینامیکی خطی (تاریخچه زمانی)
1	کلیه ساختمان‌ها تا سه‌طبقه	Ok	Ok	Ok
2	ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه	Ok	Ok	Ok
3	ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که نامنظمی آن‌ها در پلان از نوع "پیچشی" یا "پیچشی شدید" و نامنظمی آن‌ها در ارتفاع از نوع "نامنظمی جرمی" و "طبقه نرم" و "طبقه خیلی نرم" و	Ok	Ok	Ok

				“نامنظمی هندسی در ارتفاع” نباشد	
Ok	Ok	Not Ok	سایر ساختمان ها	4

موارد کاربرد تحلیل غیرخطی

در بند ۳-۲-۳ از آیین‌نامه ۲۸۰۰ در رابطه با کاربرد روش‌های تحلیل غیرخطی به صورت زیر بحث شده است:

> **۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی**
>
> روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان‌شده در بند (۳-۲-۲) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

از این روش برای کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقات می توان استفاده کرد. روش دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی رفتار دقیق سازه ها تحت زلزله مورد استفاده قرار می گیرد، این در حالیست که روش استاتیکی غیرخطی (روش پوش آور) بیشتر در ارزیابی آسیب پذیری سازه ها و مطالعات مقاوم سازی کاربرد دارد.

روش های تحلیل خطی سازه

روش استاتیکی معادل

روش استاتیکی معادل به عنوان یکی از فرا گیرترین روش‌های تحلیل سازه، بر پایه دو اصل زیر استوار است:

۱. رفتار خطی مصالح.
۲. اعمال نیروی زلزله به صورت استاتیکی

علیرغم اینکه نیروی ناشی از زلزله، دینامیکی است اما در این روش اثر آن بر روی سازه به صورت یک بار معادل استاتیکی برآورد می گردد و کل نیروی وارده به سازه برابر ضریبی از وزن ساختمان در نظر گرفته می‌شود.

طبق بند ۲-۳-۱ تفسیر نشریه ۳۶۰، فقط در صورتی که نسبت نیروهای ناشی از زلزله به ظرفیت باربری اجزا کمتر از ۱ باشد تحلیل به نتایج با دقت مطلوب منتهی می شود.

در این روش ابتدا باید نیروی زلزله را به دست آوریم سپس با توزیع آن در طبقات مقادیر نیروها و تغییرشکل های اعضای سازه را به دست بیاوریم که تمامی این مراحل با فرمول های مربوط به آن در متن اصلی ایبوک بیان شده است.

روش تحلیل طیفی خطی

در این روش، تحلیل دینامیکی با فرض رفتار خطی سازه و با استفاده از حداکثر پاسخ کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند، انجام می‌گیرد. حداکثر پاسخ در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح استاندارد یا طیف طرح ویژه ساختگاه به دست می آید. سپس پاسخ کلی سازه از ترکیب آماری پاسخ های حداکثر هر مد تخمین زده می‌شود. در واقع می توان گفت روش تحلیل استاتیکی معادل نوع خاصی از روش طیفی است که تنها مد اولِ سازه را بررسی می‌کند و از مشارکت مدهای دیگر صرف نظر می‌شود.

به تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل طیفی آنالیز مودال هم گفته می‌شود. این روش در واقع یک روش استاتیکی می‌باشد، با این تفاوت که تأثیر مودهای بالاتر هم در پاسخ نهایی سازه مدنظر قرار می‌گیرد؛ از این رو به این روش، شبه دینامیکی هم گفته می‌شود.

ترکیب اثر مدها و توضیحات نرم‌افزاری

طبق بند ۳-۴-۱-۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰:

۳-۴-۱-۳ ترکیب اثر مدها

حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرندهٔ اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

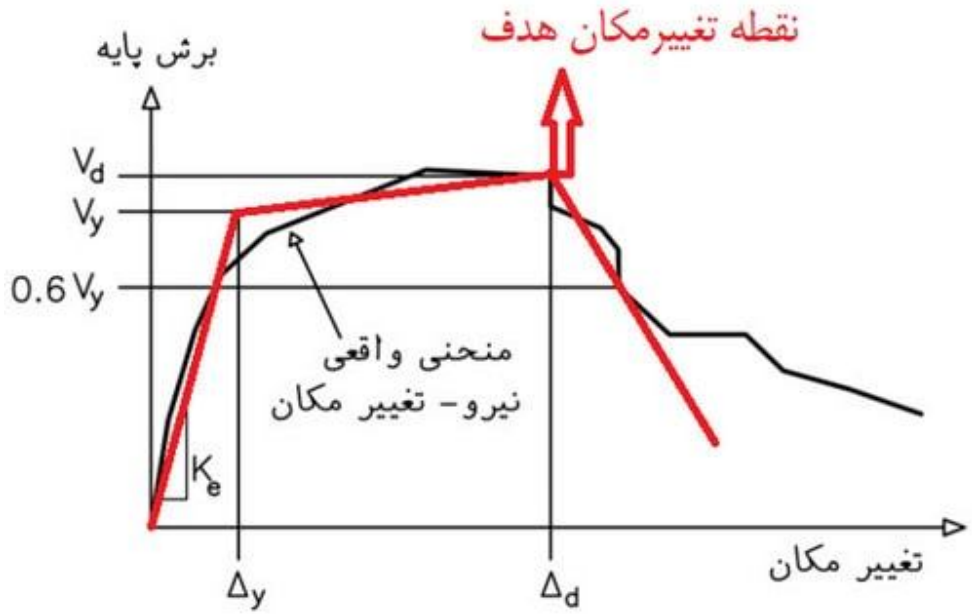
روش های تحلیل غیر خطی

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور)

تاکنون در روش‌های تحلیل خطی ما نیروی وارد بر سازه را شناسایی می کردیم تا بتوانیم جابه جایی های سازه و نیروهای وارد بر اعضا را به دست آوریم؛ و از این طریق سازه را طراحی کنیم؛ اما در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی این قضیه برعکس است به این معنا که ما سازه را برای یک تغییر مکان هدف طراحی می‌کنیم.

در این روش با اعمال یک نیروی مشخص در مرکز جرم بام، ساختمان را به تدریج جا به جا می‌کنیم تا به اندازه تغییر مکان معینی (تغییر مکان هدف) جابه جا شود، حال نیروهای ایجادشده در اعضا را محاسبه می‌کنیم. اسم این روش، Pushoverمی باشد که با توجه به همین فرض انتخاب شده است. پس ما در این روش تغییرمکان هدف را داریم و نیرو را بدست می‌آوریم. دلیل اینکه در این روش مبنا، تغییر مکان فرض شده این است که با وارد شدن به ناحیه غیرخطی این تغییرشکل ها هستند که تعیین کننده‌ی رفتار سازه می‌باشند، زیرا با ورود به ناحیه غیرخطی یعنی پس از تسلیم عضو، با افزایش نیروهای کوچک تغییرشکل های بزرگ داریم.

با کمک منحنی زیر می توانید بگویید منحنی پوش چیست؟



روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی چیست؟

طبق بند ۴ از پیوست ۲، آیین‌نامه ۲۸۰۰ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به شرح زیر است:

۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

۴-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی سازه که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است، انجام می‌شود. مدل مذکور عمدتاً باید با توجه به ضوابط بندهای ۱و ۲ پیوست حاضر تهیه شده باشد. در این مدل تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. استفاده از فرض‌های مناسب در خصوص سختی و ظرفیت باربری پی با توجه به ویژگی‌های خاک و درنظر گرفتن تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای سازه نیز مجاز است.

ساخت ترکیب بارهای استاتیکی و دینامیکی طیفی در ایتبس

برای واردکردن ترکیب بارها در etabs از هر روش یک نمونه ترکیب بار وارد می‌کنیم.

معرفی الگوهای بار وارد برسازه

اولین باری که در محاسبات سازه تعریف می‌شود مطابق بند ۳-۶-۱ مبحث ششم مقررات ملی ویرایش سال ۹۸، بار مرده می‌باشد.

توضیحات	بار مرده
بار مرده (وزن اجزای ساختمان، مصالح مصرفی، تیغه ها، دیوارها، تاسیسات و تجهیزات ثابت)	**D**

بار D در نرم‌افزار ایتبس از نوع Dead انتخاب خواهد شد.

بارهای زنده در سازه‌ها هم انواع مختلفی دارند که هر یک از آن‌ها ممکن است به بخش‌های مختلف سازه وارد شوند، این بارها عبارتند از:

توضیحات	بار زنده
بار زنده کف طبق بند ۶-۵-۷-۳ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان	L
بار زنده قابل کاهش کف طبق بند ۶-۵-۷-۲ مبحث ششم که در ترکیب بارها ضریب ۱,۰ خواهد داشت	LR1.0
بار زنده قابل کاهش کف طبق بند ۶-۵-۷-۲ مبحث ششم که در ترکیب بارها ضریب ۰,۵ خواهد داشت	LR0.5
بار زنده بام مطابق با جدول ۶-۵-۱	Lroof
بار زنده معادل تیغه‌ها مطابق با بند ۶-۵-۲-۲ مبحث ششم	Lpartition

LR0.5بار زنده قابل کاهش کف می‌باشد که در ترکیب بارها ضریب ۰,۵ خواهد داشت. این بار از مبحث ششم مقررات ملی ویرایش سال ۹۸ حذف گردیده است اما در بند ۹-۷-۳-۲ مبحث نهم مقررات ملی ویرایش سال ۹۸ به آن اشاره شده است.

۶-۵-۲-۲ ضوابط مربوط به جداکننده‌ها

در ساختمان‌های اداری یا سایر ساختمان‌هایی که درآن‌ها احتمال استفاده از جداکننده‌های داخلی با وزن هرمترمربع ۱کیلونیوتون برمترمربع، با یا بدون جابجایی موقعیت آن‌ها وجود دارد، باید وزن آن‌ها بدون توجه به اینکه در نقشه‌ها نشان داده شده یا نشده باشند، منظور گردند.

در ساختمان‌هایی که جداکننده‌های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از ۰/۴ کیلونیوتن بر مترمربع دیوار به کار برده می‌شوند، بار گسترده معادل وارد برکف را باید حداقل ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفت. درسایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده‌ها و تیغه‌ها برکف را نباید کمتر از۱ کیلونیوتن بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده‌ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می‌گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای به بارمرده اضافه شوند.

استثناء : اگر حداقل بار زنده، L_0، از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده جدا کننده‌ها نیست.

بار L در نرم‌افزار ایتبس از نوع Live می‌باشد. بارهای LR1.0 و LR0.5 هم از نوع Reducible Live خواهند بود. همچنین Lroofدر نرم‌افزار ایتبس از نوع Roof Live و Lpart هم از نوع Live می‌باشند.

بار برف هم با توجه به منطقه‌ی ساخت سازه، باید در نرم افزار تعریف شود:

توضیحات	بار برف
بار برف طبق بند ۶-۷-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان	S

بار جانبی وارد به سازه معمولاً به صورت بار زلزله می‌باشد که در دو جهت عمود بر هم تعریف می‌شوند، با توجه به آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، بار زلزله باید در هر جهت، با در نظر گرفته خروج از مرکزیت اتفاقی هم تعریف شوند:

توضیحات	بار زلزله
بدون خروج از مرکزیت طبق بند ۳-۳-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ بار زلزله در جهتx	E_x
بدون خروج از مرکزیت طبق بند ۳-۳-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ بار زلزله در جهتx	E_y
بار زلزله در جهت **x**با خروج از مرکزیت ۵ درصد در جهت منفی طبق بند ۳-۳-۷-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰	E_xN
بار زلزله در جهت **y**با خروج از مرکزیت ۵ درصد در جهت مثبت طبق بند ۳-۳-۷-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰	E_XP
بار زلزله در جهت **x**با خروج از مرکزیت ۵ درصد در جهت منفی طبق بند ۳-۳-۷-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰	E_yN

بار زلزله در جهت y با خروج از مرکزیت ۵ درصد در جهت مثبت طبق بند ۳-۳-۷-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰	E_yP
بار قائم زلزله جهت اعمال بر روی طره‌ها	E_z

تفاوت‌های عمده‌ی این روش با NEHRP 2003 به صورت زیر است:

- اعمال ۲۵٪ بار ثقلی کاهش‌نیافته
- استفاده از دو الگوی مختلف بار جانبی
- لحاظ کردن اثر P-دلتا
- لحاظ کردن اثر رفتار چرخه‌ای

معایب و فرضیات این روش:

- در نظر نگرفتن اثرات دینامیکی
- در نظر نگرفتن اثر مدت تداوم زلزله
- انتخاب الگوی بارگذاری مشخص و تحمیل آن به سازه
- در نظر نگرفتن مدهای بالاتر
- استفاده از طیف پاسخ الاستیک
- استفاده از میرایی لزج معادل
- اصلاح طیف پاسخ برای میرایی‌های بالاتر

تفاوت تحلیل استاتیکی و دینامیکی

همانطور که قول دادیم میخواهیم به سوال تفاوت تحلیل استاتیکی و دینامیکی پاسخ دهیم، اگر شما هم سوالی در این رابطه دارید در قسمت نظرات همین مقاله مطرح کنید.

استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران، کاربرد روش استاتیکی معادل را تنها در ساختمان های زیر مجاز دانسته:

۱. ساختمان های سه طبقه و کوتاه‌تر از تراز پایه.
۲. ساختمان های کاملاً منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه.
۳. ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد یا شدید پیچشی در پلان نباشد.
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد.

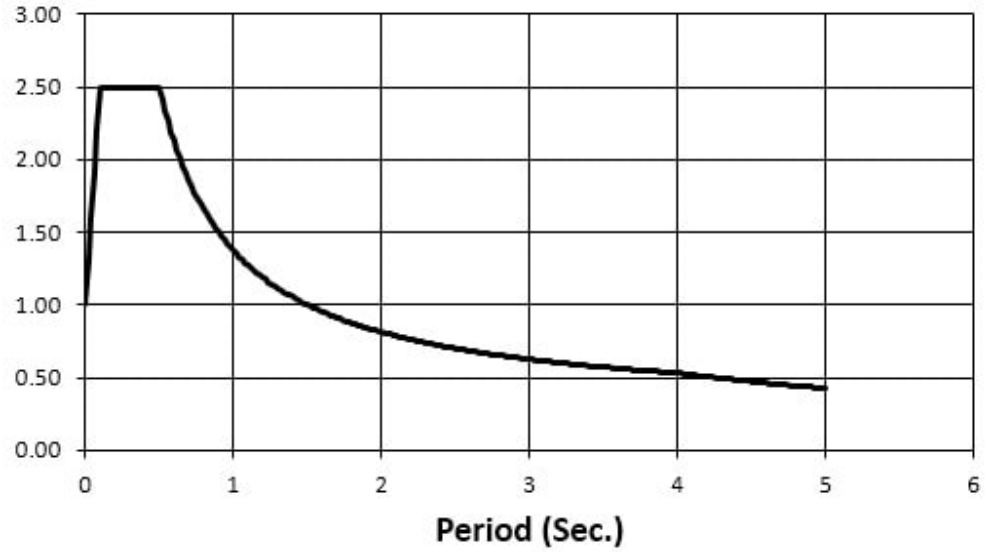
تحلیل دینامیکی طیفی چیست؟

همانطور که متوجه شدیم روش تحلیل طیفی روشی به نسبت ساده در مقایسه با سایر روش های جایگزین می باشد. اما این سادگی نسبی است و درک مفاهیم مربوط به تحلیل طیفی نیاز به دقت بسیار دارد. در یک گام بندی منسجم قصد داریم مفاهیم این روش تحلیل را بیان کنیم. پیش از ورود به بحث تفصیلی، یک بخش یادآوری مطرح می گردد تا تسلط کافی را بر روی مطالب پایه ای کسب نماییم.

تحلیل دینامیکی طیفی چیست؟

۱. از روش استاتیکی معادل به خاطر داریم که ضریب زلزلهC ، از رابطه ABI/R بدست می آید؛ در این رابطه تنها ترم Bبصورت تابعی از زمان تناوب می باشد و سایر ترم ها بسته به نوع سیستم باربرجانبی، کاربری ساختمان و منطقه لرزه خیزی عددی ثابت خواهند بود.
۲. می دانیم که ضریب زلزله در روش استاتیکی معادل، بر مبنای "دوره تناوب اصلی" محاسبه می شد. اما در *تحلیل دینامیکی طیفی* چندین مدِ مختلف در محاسبات وارد می شوند؛ که هر مد، زمان تناوب خاص خود را دارد و هر دوره تناوب،

ضریب بازتاب (B)متفاوتی خواهد داشت. بنابراین به یک تابع نیاز است که به ازای هر زمان تناوب مشخص، ضریب بازتابِ B نظیر را برای ما مشخص نماید. این تابع به صورت نمودار زیر خواهد بود که به آن نمودار طیف گفته می شود.



شکل (۱) نمودار طیف

این طیف برای میرایی ۵درصد، برای زلزله طرح آیین نامه ساخته شده است. در نمودار فوق می توان پارامتر AIg/R را ضرب نمود و طیف شتاب را برای دوره تناوب های مختلف به دست آورد. در این حالت چون یک عدد را در تابع ضرب می کنیم، شکل کلی نمودار تغییر نخواهد کرد.

نتیجه گیری

۱. دربرخی سازه ها آیین نامه استفاده از *تحلیل استاتیکی معادل* را مجاز ندانسته و طراح بایست روشی جایگزین انتخاب نماید.

۲. تحلیل دینامیکی طیفی در میان روش های جایگزین، روشی با دقت کافی و کارآمدی مناسب می باشد.

۳. مطابق آیین نامه بایست در هر مد، نیروهای داخلی اعضا، تغییرمکان ها، نیروی طبقات و عکس العمل پایه ها تعیین و سپس با استفاده از روش های آماری شناخته شده ترکیب شوند.

۴. استاندارد۲۸۰۰ تصریح می کند که اگر برش پایه ای که از روش تحلیل طیفی به دست می آید کمتر از برش پایه بدست آمده از روش استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه طیفی بایست افزایش داده شود و همپایه سازی صورت پذیرد.

بررسی دلیل همپایه سازی برش پایه در تحلیل طیفی

از آنجایی که در تحلیل دینامیکی طیفی، حالت کاملا ایده آلی برای سازه در نظر گرفته می شود که در عمل وجود ندارند؛ (مثلا عدم لحاظ کردن جداگرهای میانقابی و ...)و از طرفی برش پایه استاتیکی، به واسطه ی وزن سازه برآورد قابل اطمینان تری از برش پایه می دهد؛ لذا باید با ضرایبی این مورد را اصلاح کنیم تا در نهایت برش حاصل از تحلیل دینامیکی به برش حاصل از تحلیل استاتیکی نزدیک شود.

به عبارتی با این روش، تحلیل طیفی بر اساس نیروهای سازه مورد نظر کالیبره شده و شرایط ایده آل تحلیل طیفی، به واقعیت نزدیک می شود.لازم به ذکر است در صورتی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی بیشتر از تحلیل استاتیکی شود لازم نیست ضریبی اعمال شود. یعنی در واقع ضریب همپایگی ضریبی افزایشی است نه کاهشی!

برش پایه دینامیکی * ضریب همپایگی = برش پایه اصلاح شده

محاسبات همپایه سازی برش پایه در ایتبس

در صورتی که *برش پایه* حاصل از تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد.

- در سازه های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی ضرب شود.
- در سازه های نامنظم که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا " طبقه خیلی نرم "یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی به برش پایه دینامیکی طیفی ضرب شوند.

ولی در سازه های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد ذکر شده باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش استاتیکی به برش دینامیکی طیفی ضرب شود.

بنابراین به طور خلاصه ضریب همپایگی به این صورت محاسبه می شود:

ساختمان های منظم	$۰/۸۵\frac{V_{static}}{V_{dynamic}} \geq ۱$
ساختمان های نامنظم (سایر)	$۰/۹\frac{V_{static}}{V_{dynamic}} \geq ۱$
ساختمان های نامنظم (طبقه خیلی ضعیف، طبقه خیلی نرم، پیچشی شدید)	$\frac{V_{static}}{V_{dynamic}} \geq ۱$

نتیجه گیری

- از آنجایی که برش های به دست آمده از تحلیل استاتیکی معادل برآورد خوبی از نتایج است، بنابراین برش های حاصل از تحلیل طیفی نباید اختلاف زیادی با همین مقادیر در تحلیل استاتیکی داشته باشد.
- ضریب همپایگی بیشتر از یک است. بنابراین اگر این ضریب کمتر از ۱ به دست آمد نیازی به عملیات همپایه سازی نداریم و مقدار Scale factor تغییری نمی کند.

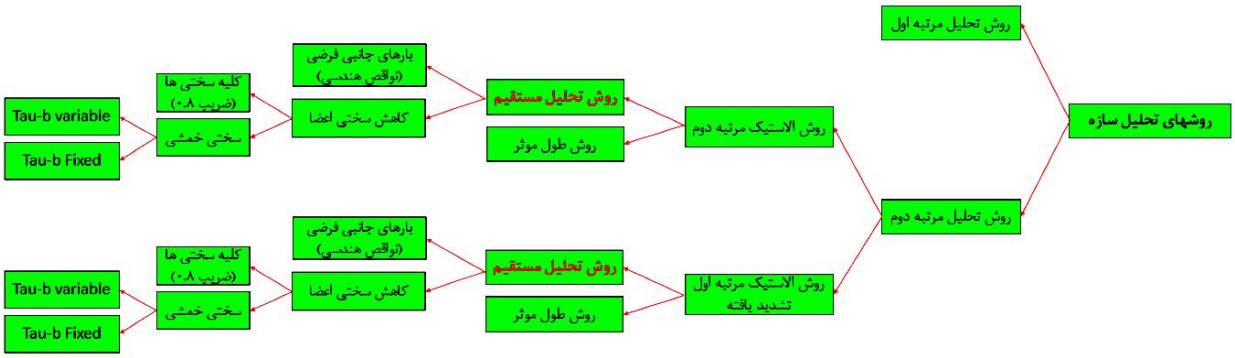
تفاوت تحلیل مرتبه اول و دوم

هدف از تحلیل و طراحی یک ساختمان، تأمین پایداری کلی سازه و تمامی اجزای آن می‌باشد. روش مناسب برای تحلیل و طراحی یک سازه، روشی است که تمامی موارد زیر را در نظر گیرد:

۱. تغییرشکل های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییر شکل های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابه جایی سازه مؤثرند.
۲. آثار مرتبه‌ی دوم (شامل آثار پی-دلتا)
۳. نواقص هندسی (شامل کجی و ناشاقولی)
۴. کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک که عمدتاً در اثر تنش های پسماند می باشند.
۵. عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت

روش‌های تحلیل سازه با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ایران به دو دسته‌ی روش های تحلیل مرتبه اول و تحلیل مرتبه دوم تقسیم می‌شوند. تفاوت روش های مذکور، در نظر گرفتن یا نگرفتن اثرات $P-\delta$ و $P-\Delta$ در آنالیز است.

دلیل استفاده از عبارت مرتبه دوم این است که برای بررسی این اثرات، احتیاج به بررسی وضعیت تغییرشکل یافته‌ی اعضا می‌باشد.نمودار درختی زیر به عنوان یک جمع بندی از روش های تحلیل سازه رسم شده است.



روش های تحلیل سازه

با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ایران، برای محاسبه‌ی مقاومت های مورد نیاز اعضا، عموماً باید از روش‌های تحلیل مرتبه دوم استفاده شود تا اثرات $P-\delta$ و $P-\Delta$ در محاسبات، در نظر گرفته شوند.

البته استفاده از روش تحلیل مرتبه اول با در نظر گرفتن محدودیت های موجود در بند ۱۰-۲-۱-۵-۳، که در شکل زیر مشاهده می‌شوند، امکان پذیر است، اما به منظور افزایش دقت آنالیزها،امروزه معمولا از روش تحلیل مرتبه دوم استفاده می شود.

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم متحمل شود.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۵ باشد.

(۳) مقاومت محوری فشاری مورد نیاز (P_u) تمامی اعضایی که سختی خمشی آنها در پایداری جانبی سازه موثرند از $0/5P_y$ تجاوز ننماید. P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

در مبحث دهم مقررات ملی ایران، **دو** *روش تحلیل مرتبه دوم* معرفی شده که می‌توان از آن ها استفاده نمود. این دو روش عبارت‌اند از:

الف- تحلیل الاستیک مرتبه دوم(General Second Order Method)

تحلیل الاستیک مرتبه دوم به تحلیل هایی گفته می‌شود که در آن ها روش تحلیل سازه ها الاستیک بوده اما در حین تحلیل، آثار مرتبه دوم) شامل آثار $P-\delta$ و $P-\Delta$) در آن لحاظ می‌گردد. بدین معنا که ابتدا تحلیل سازه با توجه به نیروهای وارده و همچنین فرض رفتار الاستیک مصالح انجام می‌شود.

در نتیجه نیرو های اعضا و همچنین جا به جایی های سازه محاسبه می‌شوند که به این حالت، تحلیل الاستیک مرتبه اول گفته می‌شود اما در صورتی که علاوه بر تأثیر نیرو های خارجی، تأثیر جا به جایی های حاصل از این نیرو ها هم در محاسبه ی نیروها و جا به جایی سازه دیده شوند) اثر $P-\delta$ و$P-\Delta$ ، به این تحلیل، *تحلیل مرتبه دوم* گفته می‌شود. همان طور که گفته شد آثار مرتبه دوم سازه در واقع ناشی از غیرخطی شدن هندسی سازه می باشند.

ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته(Amplified 1st Order Method)

در مبحث دهم استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. در این روش تأثیر لنگر های ایجاد شده در اعضا به کمک ضرایب B_1 و B_2در نظر گرفته می‌شود، این دو ضرب با توجه به توضیحات پیوست ۲ مبحث دهم قابل محاسبه خواهند بود.

این ضرایب در لنگرها و نیروهای محوری اعضا، حاصل از آنالیز مرتبه اول، اعمال می‌شوند تا اثرات غیرخطی شدن هندسی سازه)اثرات $P-\delta$ و $P-\Delta$ (شبیه سازی شود.

آیین نامه های ساختمانی معتبر مانند مبحث دهم و آیین نامه ی آمریکا، به کار بردن هر روش تحلیل و طراحی علمی و منطقی که اهداف گفته شده در ابتدای این فصل را ارضا نمایند، مجاز می دانند. روش های تحلیلی که در بند ۱۰-۲-۱-۴ از مبحث دهم برای تحلیل و طراحی سازه‌ها پیشنهاد شده اند، عبارت اند از:

- روش تحلیل مستقیم(Direct Analysis)
- روش طول مؤثر(Effective Length)
- روش تحلیل مرتبه اول(Limited 1st Order)

در ادامه‌ی این بحث به توضیح روش تحلیل مستقیم پرداخته خواهد شود.

روش تحلیل مرتبه دوم

الزامات مختلف این روش در بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ مبحث دهم مقررات ملی آورده شده است. برای استفاده از این روش هیچ محدودیتی وجود نداشته و در تمامی سازه ها می‌توان از آن استفاده نمود.

الزامات این روش عبارت اند از:

- تحلیل سازه باید از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد. انواع تحلیل های مرتبه دوم در بخش قبل معرفی شدند که شامل روش مرتبه دوم عمومی و یا روش مرتبه اول تشدید یافته می باشند.
- آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم باید منظور گردند.
- *تحلیل مرتبه دوم* بر اساس سختی کاهش یافته ی اعضا صورت می‌گیرد. این کاهش به دلیل رفتار های غیرخطی اعضا در نظر گرفته می‌شود.
- مقاومت طراحی کلیه ی اعضا محوری فشاری، برای انواع سیستم های قاب بندی شده (شامل قاب های مهاربندی شده، مهاربندی نشده و قاب های ثقلی)، با فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین می‌شود. در نظر گرفتن $K=1$ برای اعضای محوری فشاری در این روش مهم ترین تفاوت روش تحلیل مستقیم با روش طول موثر می‌باشد که تقریبا تا سال ۲۰۰۵ به عنوان تنها روش تحلیل مرتبه دوم شناخته می‌شد و در آن برای تمامی المان ها ضریب K باید جداگانه محاسبه شود.

در نظر گرفتن آثار نواقص هندسی در تحلیل مرتبه دوم

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه اعضا مانند ناشاقولی و یا کجی باید در نظر گرفته شوند تا اثرات آن‌ها در *تحلیل مرتبه دوم* دیده شود. یکی از روش ها برای در نظر گرفتن اثرات ناشاقولی سازه، مدل‌سازی واقعی این انحرافات می‌باشد که این‌کار معمولاً به دلیل دشواری امکان پذیر نخواهد بود؛ اما روش جایگزین که برای در نظر گرفتن ناشا قولی ها در سازه استفاده می‌شود، اعمال بارهای جانبی فرضی (خیالی) در طبقات ساختمان می‌باشد.

مقدار این بار برابر است با:

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_i=بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

Y_i=بار ثقلی ضریبدار در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

این بار جانبی فرضی در تراز هر طبقه به سازه وارد می‌شود. درصورتی که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا به طور تقریبی مقدار ضریب تشدید B_1 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته)، با احتساب سختی کاهش یافته اعضا در کلیه‌ی طبقات، کوچک تر یا مساوی ۱,۷ باشد بارهای جانبی فرضی، تنها در ترکیب بارگذاری‌های ثقلی اعمال شده و نیازی به در نظر گرفتن آن ها در ترکیب بارهای جانبی نخواهد بود.

$$\frac{\Delta_{Second\ Order\ Method}}{\Delta_{First\ Order\ Method}} \leq 1,7 \rightarrow \text{اعمال } N_i \text{ در ترکیب بارهای ثقلی}$$

$$\frac{\Delta_{Second\ Order\ Method}}{\Delta_{First\ Order\ Method}} > 1,7 \rightarrow \text{اعمال } N_i \text{ در تمام ترکیب بارها}$$

با توجه به بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ مبحث دهم، در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت های مورد نیاز اعضا بوده و برای سایر مقاصد نباید آن ها را در نظر گرفت؛ به عنوان مثال، احتیاجی به اعمال بارهای جانبی فرضی در هنگام کنترل دریفت سازه نمی‌باشد (همچنین در هنگام کنترل خیر تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و محاسبه‌ی زمان تناوب سازه.)

تنظیمات تحلیل مرتبه دوم سازه در ایتبس

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم، سختی اعضا باید به صورت زیر کاهش یابد:

۱. تمام سختی هایی که در پایداری سازه مؤثرند باید با ضریب ۰,۸ کاهش یابند. از آنجایی که گاهی اعمال ضریب کاهش سختی تنها به المان هایی که در پایداری مؤثرند، ممکن است سبب ایجاد مشکلاتی مانند اعوجاج (Distortion) شود، اعمال ضریب ۰,۸ در سختی تمامی اعضای مؤثر و غیر موثر در پایداری سازه، مجاز می‌باشد.

2. سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه مؤثرند به کمک رابطه‌ی زیر کاهش می یابد:

$$(EI)^* = ۰/۸\tau_b EI \qquad (۵-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۱۰-۲-۱-۶

همان طور که مشاهده می‌شود، سختی خمشی علاوه بر ضرب شدن در عدد ۰,۸، به کمک ضریب دیگری به نام τ_b نیز کاهش می‌یابد τ_b .و اثرات ناشی از آن را می‌توان به دو صورت محاسبه نمود:

الف- ضریب τ_b متغیر:

در این حالت این ضریب به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$\tau_b = \begin{cases} ۱/۰ & \frac{P_u}{P_y} \leq ۰/۵ \\ ۴\frac{P_u}{P_y}\left(۱ - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > ۰/۵ \end{cases} \qquad (۶-۱-۲-۱۰)$$

در رابطهٔ ۶-۱-۲-۱۰ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

ضریب τ_b جهت کاهش سختی در ایتبس هم عیناً به کمک فرمول فوق محاسبه شده و به سختی اعضا اعمال می‌شود. کاهش سختی به این روش در نرم افزار به نام Tau-b Variable شناخته می‌شود که در بخش بعدی نحوه‌ی اعمال آن در نرم افزار بررسی خواهد شد.

ب- ضریب τ_b ثابت:

جهت تعیین τ_b برای کاهش سختی اعضا، می‌توان از روش دیگری استفاده نمود که در آن ضریب τ_b ثابت و برابر یک فرض می‌شود، مشروط بر آن که یک بار جانبی اضافی برابر Y_i ۰,۰۰۱به کلیه طبقات وارد شود که Y_i بار ثقلی ضریب‌دار هر طبقه می‌باشد (ضریب بارهای ثقلی در هر یک از ترکیب‌بارها).

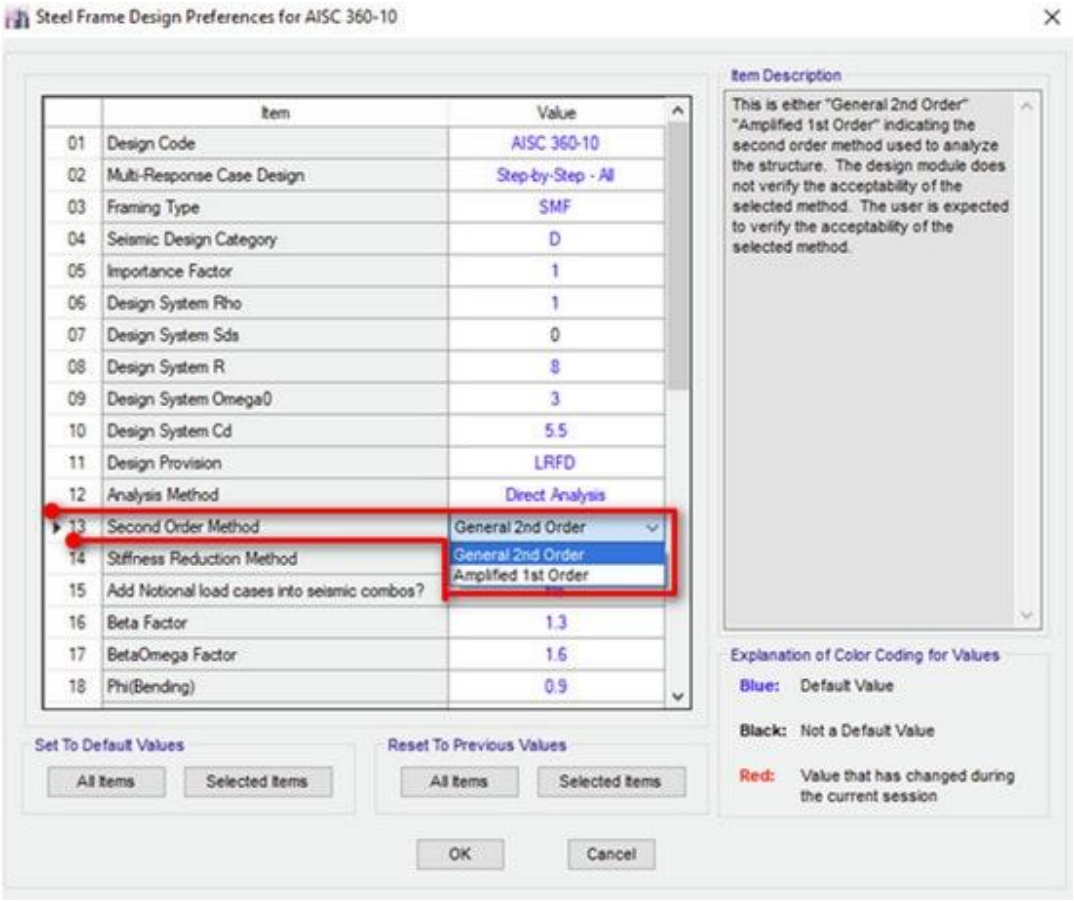
لازم به ذکر است که این بار ارتباطی با بار جانبی فرضی (Notional) نداشته و ممکن است هر دوی این بارهای جانبی، به سازه وارد شوند. بار جانبی اضافی باید در تمام ترکیب‌بارهای ثقلی و لرزه‌ای همراه با سایر بارها در نظر گرفته شود. این روش هم در نرم‌افزار به نام Tau-b Fixed موجود می‌باشد.

- زینه‌ی ۱۲:(Analysis Method)

تعیین‌کننده‌ی روش طراحی می‌باشد که برای انتخاب روش طراحی مستقیم گزینه ی Direct Analysis انتخاب می‌شود.

- گزینه‌ی ۱۳:(Second Order Method)

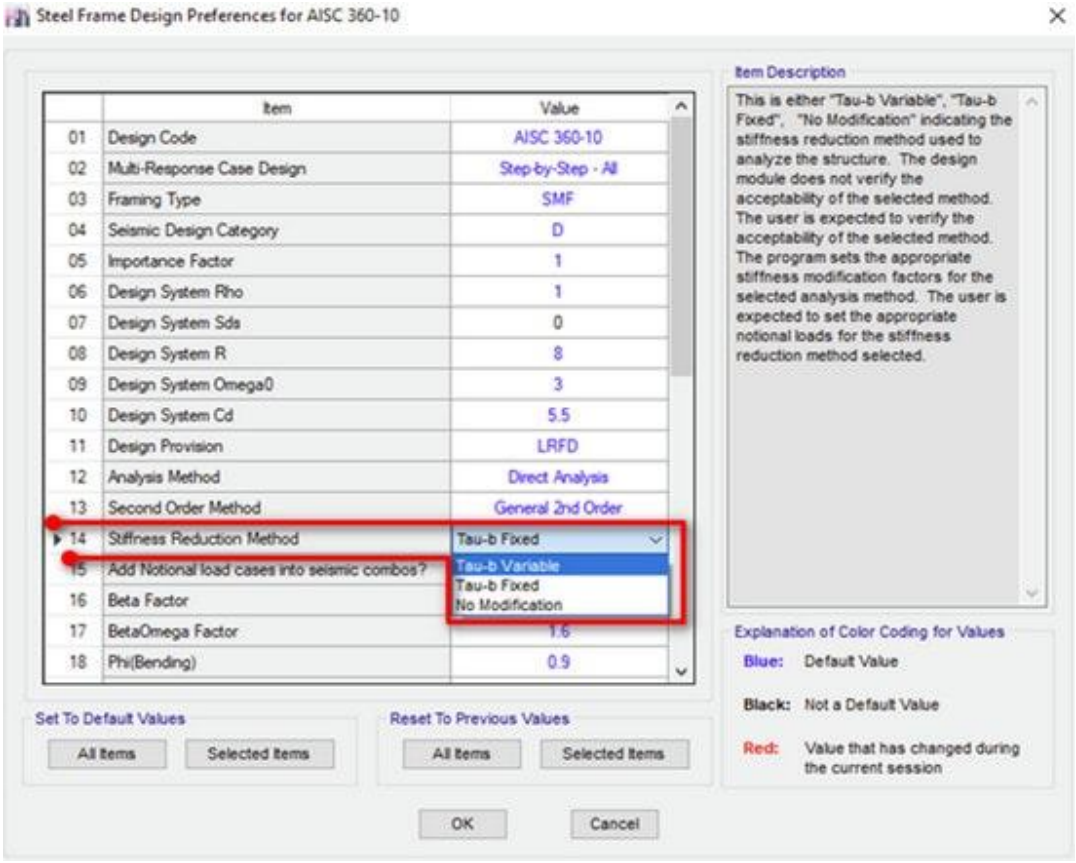
همان‌طور که گفته شد برای در نظر گرفتن اثرات مرتبه دوم، دو روش اصلی پیشنهاد شده که در شکل زیر مشاهده می‌شوند. گزینه‌ی اول، روش تحلیل الاستیک مرتبه دوم و گزینه‌ی دوم هم روش تحلیل مرتبه اول تشدید یافته می‌باشد.



در صورتی که در حین انجام هر یک از مراحل در ایتبس به خطا یا اروری برخورد کردید می توانید با مراجعه به مقاله " اورهای پر تکرار طراحی در ایتبس " خطای به وجود آمده را بر طرف کنید.

- گزینه‌ی ۱۴:(Stiffness Reduction Method)

همان طور که در بخش گذشته ذکر شد سختی اعضای سازه، برای در نظر گرفتن اثرات رفتار غیرخطی آن ها باید کاهش یابد، این گزینه نحوه ی محاسبه ی ضریب را مشخص می‌نماید. همان طور که در بخش گذشته هم ذکر شد، این ضریب را می‌توان به کمک رابطه‌ی ۱۰-۲-۱-۶ مبحث دهم برای هر عضو محاسبه نمود که گزینه ی مربوط به آن Tau-b Variable است.
بنابراین بهتر است از این گزینه در طراحی سازه استفاده نمود.
همچنین می‌توان از Tau-b Fixed استفاده نمود که در این روش ۱ τ_b =فرض شده به شرط آنکه بارهای جانبی اضافی در ترکیب بارها اعمال شوند. با انتخاب این حالت، نرم افزار به صورت خودکار بارهای جانبی اضافی را در نظر گرفته و نیازی به اعمال تنظیمات دیگری از جانب کاربر وجود ندارد. همچنین با انتخاب گزینه‌ی No Modification سختی‌های اعضا اصلاح نخواهند شد.



- گزینه‌ی ۱۵:(?Add Notional Load Cases into seismic combos)

این گزینه از ما سؤال می‌کند که آیا بارهای جانبی فرضی در ترکیب بارهای لرزه‌ای اعمال شوند یا خیر. همان طور که در بخش‌های گذشته ذکر شد، با توجه به بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ نیازی به در نظر گرفتن بارهای جانبی فرضی در ترکیب بارهای لرزه‌ای نیست، مگر آنکه نسبت زیر برقرار باشد:

$$\frac{\Delta_{Second\ Order\ Method}}{\Delta_{First\ Order\ Method}} > 1{,}7 \rightarrow \text{اعمال } N_i \text{ در تمام ترکیب بارها}$$

برای محاسبه‌ی این نسبت، ابتدا سازه به روش مرتبه اول و سپس روش مرتبه دوم آنالیز شده و نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر هر کدام به دست می‌آید تا در رابطه‌ی فوق مورد استفاده قرار گیرند.

روش تحلیل غیر خطی استاتیکی پوش‌آور (بارافزون) در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها

ایمان الیاسیان،کارشناس ارشد سازه i.elyasian@gmail.com

چکیده:

تحلیل پوش‌آور روش پایه در محاسبه منحنی ظرفیت سازه بوده و اساس روش طراحی برمبنای عملکرد می‌باشد. بنابراین هرچه این تحلیل به واقعیت نزدیکتر باشد طراحی عملکردی دقیقتر خواهد بود. در این مقاله روشهای جدید تحلیل پوش‌آور معرفی و بررسی می‌شوند. رویه ای که برای تخمین عملکرد روشهای پوش آور پیشنهاد شده، بر اساس اختلاف بین پاسخهای تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و پوش آور می باشد.

کلمات کلیدی: تحلیل پوش‌آور،تطبیقی، تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱-مقدمه:

همه روشهای مطرح شده برای انجام طراحی بر اساس عملکرد از تحلیل پوش‌آور برای یافتن منحنی ظرفیت استفاده می کنند. به این صورت که سازه تحت آهنگ ثابت افزایش یک الگوی مناسب بارگذاری جانبی قرار می گیرد و این افزایش تا رسیدن به یک تغییر مکان هدف ادامه پیدا می کند. هدف از آنالیزهای پوش آور ارزیابی عملکرد سازه با تخمین ظرفیتهای مقاومت و تغییر شکل با استفاده از روش استاتیکی و آنالیزهای غیرخطی و سپس مقایسه این ظرفیتها با تقاضاها در ترازهای عملکردی برابر می باشد. عمدتاً روش پوش آور مرسوم را با باگذاری یکنواخت یا مثلثی ثابت انجام می دهند. این روش دارای محدودیتهایی از جمله عدم توانایی در نظر گرفتن مدهای بالاتر یا افتهای شدید سختی است. با توجه به محدودیتهای روش پوش آور تلاشهای زیادی از جمله آنها می‌توان به تحلیل پوش آور تطبیقی**و** در نظر گرفتن اثر مدهای بالاترمی باشد.

مراحل تحلیل پوش آور

۱. به دست آوردن نقطه کنترل
۲. به دست آوردن جابجایی هدف
۳. بارگذاری ثقلی سازه
۴. بارگذاری جانبی سازه(الگوی بار جانبی)
۵. رفتار غیرخطی مصالح(مفاصل پلاستیک)
۶. آنالیز و تاسیر نتایج

انواع روشهای پوش آور

Improved Modal Push Over Analysis
Adaptive Modal Push Over Analysis
Energy Based Modal Push Over Analysis

مراحل تحلیل پوش آور

- ساخت مدل و انجام تحلیل خطی و طراحی سازه
- تعریف بارگذاری ثقلی
- تعریف الگوی بارگذاری جانبی
- تعریف مفاصل پلاستیک
- اختصاص مفاصل پلاستیک
- وارد کردن پارامترهای تعیین نقطه عملکردی
- انجام تحلیل پوش آور
- بررسی نقطه عملکردی، مفاصل پلاستیک و معیارهای پذیرش

کنترل های پس از تحلیل پوش آور:

۱- توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک

۲- رعایت ضوابط لرزه ای در ترتیب تشکیل مفاصل(اول لینک بعد مهاربند بعد تیر بعد ستون)

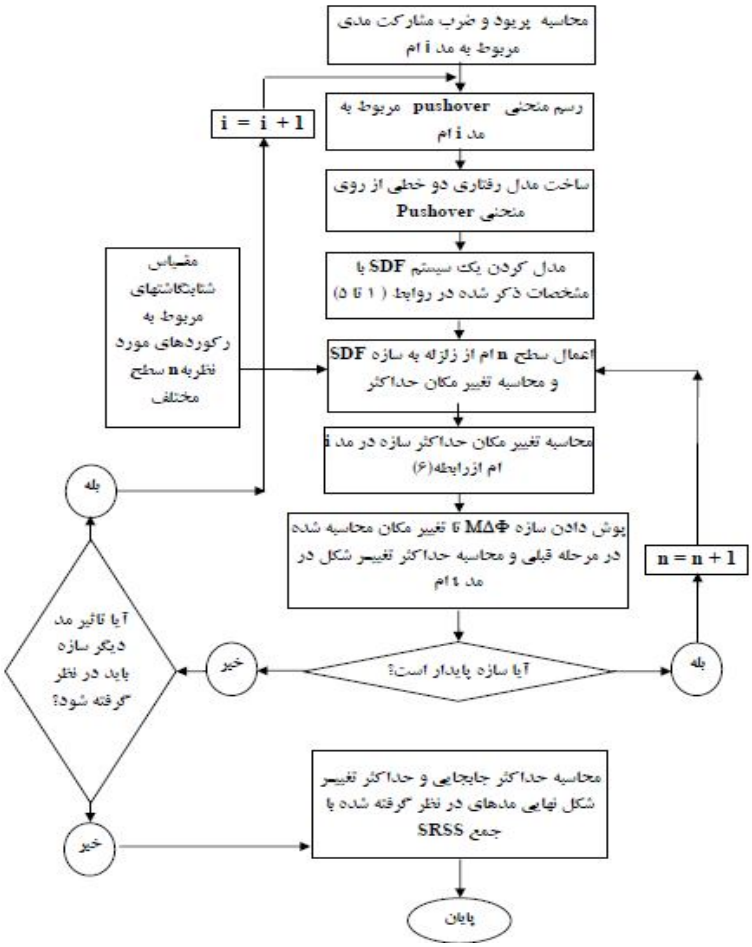
۳- عدم وجود افت ناگهانی در منحنی پوش آور

۴- تغییرشکل مفاصل در سطح عملکردی مورد نظر

۵-کنترل دریفت

کاربرد منحنی پوش آور

- ساخت منحنی ظرفیت
- ساخت منحنی تقاضا
- تخمین دمپینگ معادل سازه
- تعیین نقطه عملکردی
- بررسی معیارهای پذیرش



تحلیلهای استاتیکی غیرخطی(NSPs)

در این روش مدل چند درجه آزادی به مدل یک درجه آزادی معادل تبدیل شده و بیشینه جابه جایی کلی سازه تخمین زده شده و از روی آن برش طبقات و تلاش المانها با استفاده از منحنی پوش آور یا منحنی ظرفیت که از آن برای تهیه مدل معادل استفاده شده است، تعیین می شوند. روشهای غیر خطی ۱-روش خطی سازی معادل ۲- روش ضرایب و طیف ظرفیت

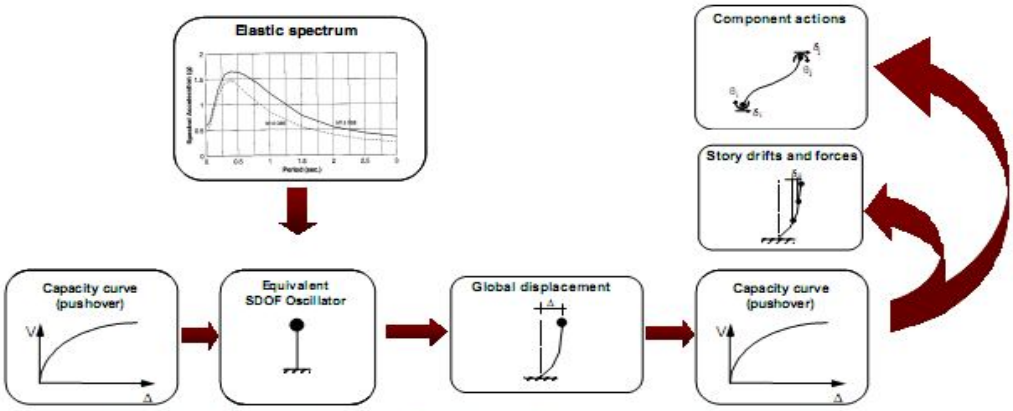
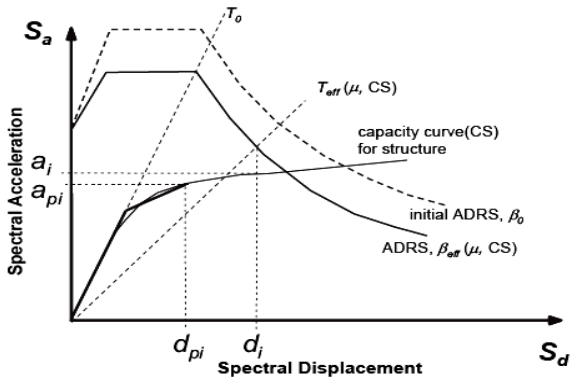
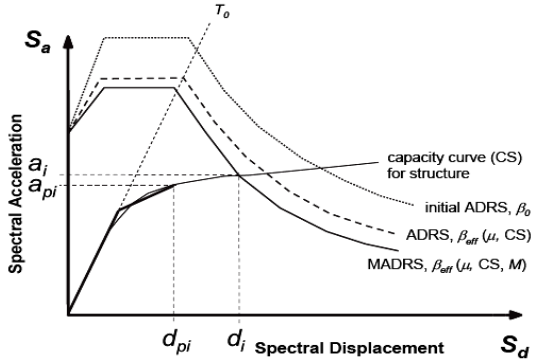


Figure 2-10 Flow chart depicting the process followed in nonlinear static procedures. Note that component actions are based on global displacement demand and a pushover/capacity curve.

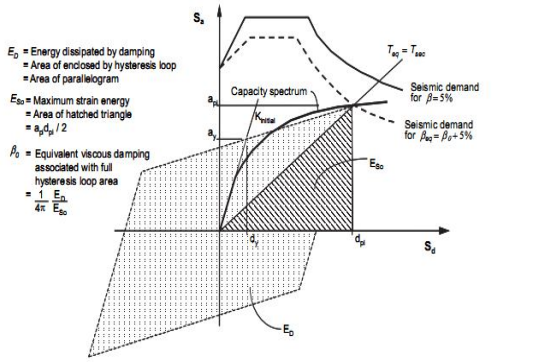
روش **A** (روش سعی و خطای مستقیم):



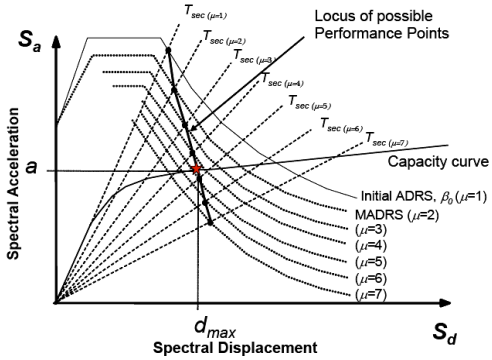
روش **B** (روش تلاقی با طیف **MADRS**):



روش **C** (مکان هندسی نقاط عملکردی احتمالی روی طیف **MADRS**):

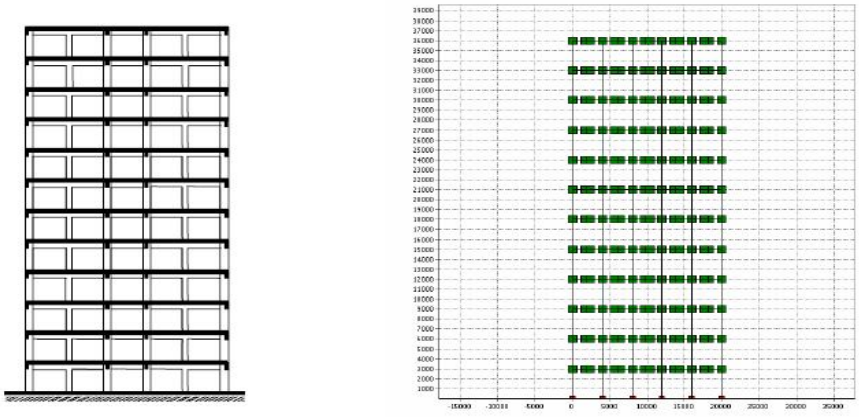


Graphical representation of the Capacity-Spectrum Method of equivalent linearization, as presented in ATC-40.



۲- قاب مورد مطالعه :

در این مقاله یک قاب ۱۲ طبقه بتنی مورد استفاده قرار گرفته است. قاب انتخاب شده از معروفترین قابهای به کار برده شده در مقالات و گزارشات علمی بوده و توسط محققین مختلف از جمله Papanikolaou،Pinho،Antoniou ، Elnashai مورد استفاده قرار گرفته است.



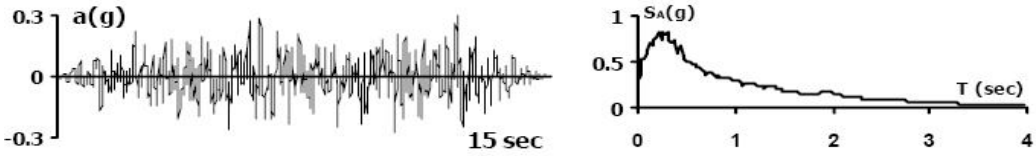
شکل۱- قاب دو بعدی بتن مسلح ۱۲ طبقه

ویژگیهای مدل:

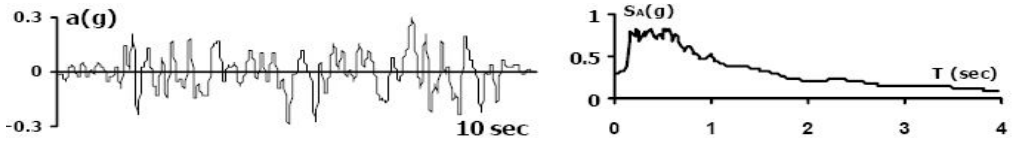
- شتاب طراحی: ۰/۱۵g
- تعداد طبقات: ۱۲ طبقه
ارتفاع سازه: ۳۶متر
-مقاومت بتن: ۳۰ مگاپاسکال
-مقاومت تسلیم فولاد: ۵۸۵ مگاپاسکال
- ارتفاع طبقات: ۳ متر

۳-شتاب نگاشتهای مورد استفاده:

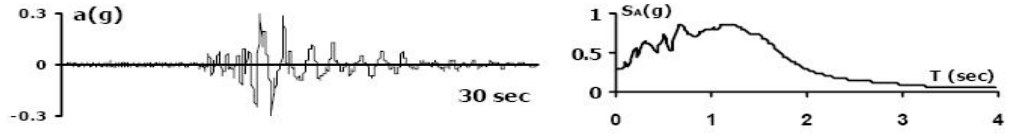
در این مقاله از ۴ شتاب نگاشت استفاده شده که شامل یک رکورد مصنوعی با دوره بازگشت ۹۷۵ سال و سه رکورد طبیعی به شرح ذیل است:



شکل ۲-شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکوردA975



شکل ۳- شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکورد Loma



شکل ۴- شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکوردEmeryville

شکل ۵- شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکوردSantamonica

۴-بررسی و ارزیابی تحلیلهای پوش‌آور:

در این قسمت روشهای مختلف تحلیل پوش‌آور از تجاری تا تطبیقی بررسی می‌گردند. همچنین عملکرد روشهای گفته شده ارزیابی خواهند شد.

۴-۱-محاسبه دقت تکنیکهای پوش آور:

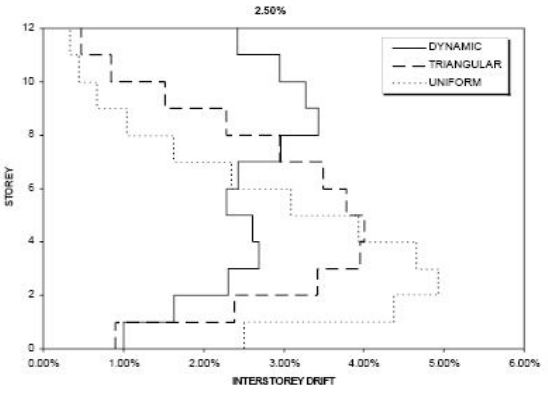
در این مقاله مقاله مقایسه تکنیکهای پوش‌آور از طریق جابجایی صورت می‌گیرد چراکه خرابی سازه مستقیما به تغییر شکل محلی ارتباط می‌یابد. بنابراین از جابجایی بین طبقه‌ای به عنوان پارامتری برای مقایسه تحلیلهای مختلف استفاده شده است.در حقیقت جابجایی بین طبقه‌ای حاصل از هر تحلیل پوش‌آور با پروفیل جابجایی حاصل ار تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی مقایسه شده سپس خطای تحلیل پوش‌آور با فرمول زیر بدست آمده است.

$$Error(\%) = 100\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left[\left[\frac{\Delta_{iD}-\Delta_{iP}}{\Delta iD}\right]\right]} \qquad (۱)$$

n =تعداد طبقات، Δ_{iD} =جابجایی بین طبقه‌ای در طبقه iام حاصل از تحلیل دینامیکی، Δ_{iP} =جابجایی بین طبقه‌ای در طبقه iام حاصل از تحلیل پوش‌آور

۴-۲-آنالیز پوش آور غیرتطبیقی غیرمدی

این روش در دستورالعملهای ATC40, [1995] SEAOC ,FEMA273, EC8 و بهسازی لرزه‌ای آمده است. در این روش الگوی بارگذاری مشخص انتخاب شده و شدت بار جانبی بطور یکنواخت افزایش می یابد. توالی ترک, مفاصل پلاستیک و خرابی اجزاء سازه با این روش مشخص می شود. بارگذاری تا زمانی که از تغییر مکان هدف تجاوز کنیم و یا سازه منهدم شود, ادامه می یابد. تغییر مکان هدف برای بیان جابه‌جایی ماکزیمم به کار می رود که مشابه با جابه‌جایی سازه در اثر زمین لرزه مورد انتظار است.آنالیز استاتیکی پوش آور پشتوانه قوی تئوری ندارد. آن بر مبنای این فرض است که پاسخ MDOF مستقیماً توسط یک SDOF مشابه با ویژگیهای هیسترتیک مناسب قابل بیان است یعنی پاسخ دینامیکی MDOF با یک مد تعیین می شود و شکل آن ثابت است.

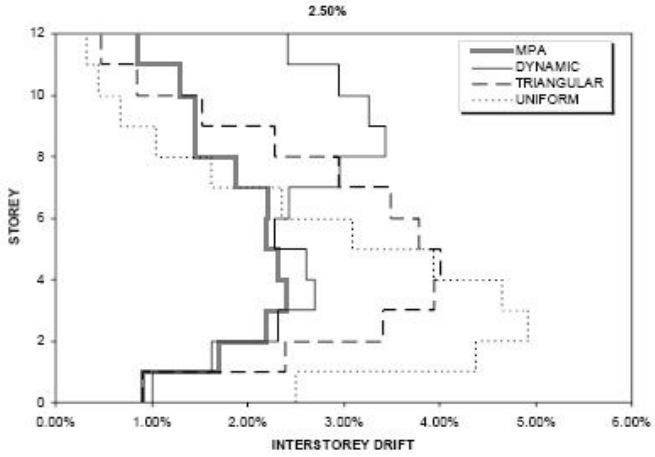


	Standard error
Uniform	51.07
Triangular	91.60

شکل ۶- مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش‌آور با الگوی بارجانبی یکنواخت و مثلثی با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه

۴-۳-آنالیز پوش آور مدال غیرتطبیقی:

مهمترین روشتحلیل پوش‌آور مدال MPA (آنالیز پوش آور مدی) نام دارد که توسط Ghopra,Goel در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد شده است. تحقیقات بیشتر در مقایسه با آنالیز دینامیکی غیرخطی نشان داد که MPA تخمین خوبی برای پارامترهای پاسخ عمومی سازه مثل جا به جایی بین طبقات و یا جا به جایی طبقات ارائه می دهد. این نتایج با نتایج آنالیز پوش آور با توزیع بار ثابت که توسط FEMA پیشنهاد شده که به شدت جا به جایی نیاز را دست پایین تخمین می زند و به خطاهای بزرگ غیرقابل قبول منجر می شود, نزدیک است. اگرچه این معضل برای همه روشهای پوش آور وجود داشته و به طور ویژه مربوط به چند مدی نمی باشد.



	Standard error
MPA	36.21
Triangular	51.07
Uniform	91.60

شکل ۷- مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش آور مدال MPA با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه

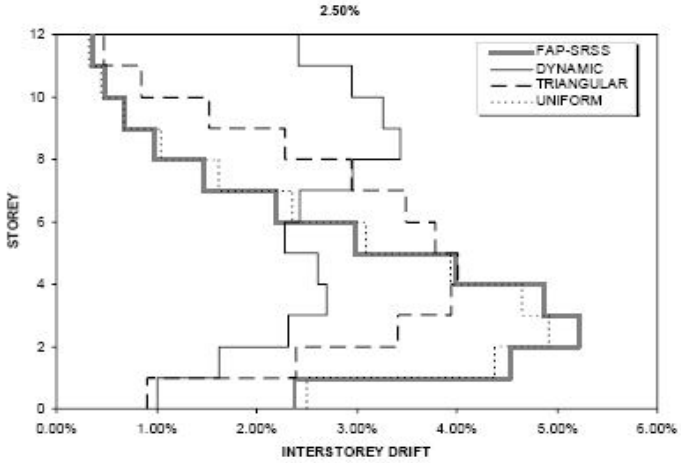
۴-۴- روش پوش آور تطبیقی نیرو - پایه: {FAP}

روش پوش آور تطبیقی چند مدی بوده و بر مبنای نرمی سازه، افزایش پریود و اصلاح نیروی داخلی تولید شده از تقویت طیفی محاسبه می شوند. دو واریانت این روش، پوش آور تطبیقی نیرو-پایه (FAP) و پوش آور تطبیقی جابجایی-پایه DAP می باشند.الگوریتم پوش آور تطبیقی نیرو پایه بر چهار مرحله، الف- تعریف بردار بار عددی و جرم اینرسی، ب- محاسبه ضریب بار ، ج- محاسبه بردار ضریب نرمال شده، د- ارتقا بردار بار استوار است.

در حالیکه مرحله اول تنها یکبار در شروع آنالیز اجرا می شود سه مرحله دیگر در هر معادله آنالیزهای استاتیکی غیرخطی پیش گفته تکرار می شوند. از طرف دیگر پوش آور تطبیقی به اینرسی جرمی سازه M برای مدل کردن سازه نیاز دارد لذا آنالیزهای مقدار ویژه برای ارتقا بردار بار بکار می رود. محاسبه بار جانبی بر اساس فرمول زیر صورت می‌پذیرد:

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} M_i S_a(j) \qquad (۲)$$

i: شماره طبقه،j: شماره مد، Γ_j :فاکتور مشارکت مدی jام، φ_{ij} :جرم شکل مدی نرمال شده طبقه i ام و و مد j ام، M_i :جرم طبقه i ام، S_a تقویت طبیعی مد j ام



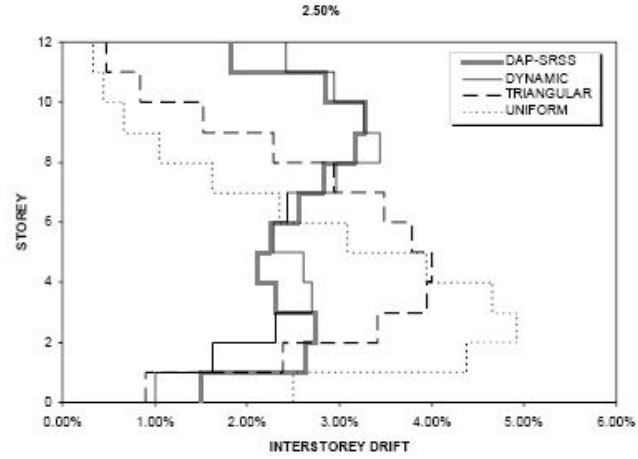
	Standard error
FAP-SRSS	93.32
Triangular	51.07
Uniform	91.60

شکل ۸ -مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش آور نیرو-پایه{ FAP }با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه

۵-۴-روش پوش آور تطبیقی جابجایی- پایه:{DAP}

الگوریتم جابجایی پایه را در چهار مرحله الف- تعریف بردار بار اسمی و اینرسی جرمی، ب- محاسبه ضریب بار، ج- محاسبه بردار اندازه نرمال شده، د- ارتقا بردار جا به جایی، صورت می‌پذیرد.

در حالیکه گام اول تنها یکبار در آثار آنالیز اجرا می شود گامهای دیگر در هر مرحله از آنالیز تکرار می شوند گامهای الف و ب مشابه با الگوریتم پوش آور تطبیقی نیرو - پایه بوده اما تنها اختلاف در کاربرد جابجایی به جای نیرو است.



	Standard error
DAP-SRSS	25.58
Triangular	51.07
Uniform	91.60

شکل ۹ - مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش آور جابجایی-پایه{ DAP }با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه

۵- نتیجه گیری:

با توجه به موارد عنوان شده و نتایج حاصل از روشهای مختلف تحلیل پوش‌آور می‌توان گفت که روش تحلیل پوش‌آور تطبیقی با پوشش دادن به ضعفهای ذاتی روش پوش‌آور سنتی و با انجام تحقیقات بیشتر می‌تواند به عنوان روشی دقیق برای تحلیل سازه‌ها بکار رود. در روشهای پوش‌آور تطبیقی مورد مطالعه، بار جانبی ثابت نبوده و در طول تحلیل بر اساس شکلهای مدی و ضریب مشارکت گام قبل، ارتقا می‌یابد. این روش چند مد را در نظر گرفته و نرمی و افزایش پریود سازه را در محاسبات اعمال می‌کند.

علاوه بر آن نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور تطبیقی و به ویژه روش جابجایی-پایه به نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی نزدیک می‌باشد.

ضعف عمده تحلیل پوش‌آور تطبیقی، روش ترکیب مدی آن می‌باشد. ترکیب نیروهای مدی به دو روش SRSS و یا CQC صورت می پذیرد. از آنجاییکه این روشها علامت برداری بار را در نظر نمی گیرند پاسخ حاصله همواره مثبت است. بنابراین روشهای دقیقتری برای محاسبه بردار بار نرمال شده مورد نیاز است چراکه ویژگیهای منحصربفرد تحلیل پوش‌آور تطبیقی برای سازه‌هایی که نقش مدهای بالاتر و مقادیر منفی در آنها مهم است، از دست می‌رود.

در نهایت بایستی با تحقیقات و مطالعات بیشتر مشکلات موجود روش پوش‌آور تطبیقی کشف و مرتفع گردد تا بتوان با اطمینان بیشتر از این روش تحلیلی استفاده نمود. هم اکنون تحلیل پوش‌آور تطبیقی در مراحل تحقیقاتی قرار داشته و در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بکار نرفته است.

مراجع:

1-Antoniou, S. and Pinho, R. [2004a]. "Advantages and Limitation of Adaptive and Non-Adaptiv e Force-Based pushover procedure." Jornal of Earthquake Engineering, vol. 8, No 4, pp.497-522.

2-Antoniou, S. and Pinho, R. [2004b]. "Divelopment and Verification of of a displacement-based pushover procedure." Jornal of Earthquake Engineering, vol. 8, No 5, pp.643-661.

3- Fajfar, P. [1999]. "seismic assessment and retrofit of RC structures." Proceeding of Eleventh E uropean Conference on Earthquake Engineering-Invited Lectures, Paris, France5-Federal Emerg ency Management Agency, FEMA273 [1997], FEMA355 [2003], FEMA440 [2005], Washingto n,D.C.

4-Ghopra, A.k. and Goel,R.K. [2001]. "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation." PEER Report 2001/03, Pacific Eart hquake Engineering center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

5- Ghopra, A.k. and Goel,R.K. [2002]. "A modal pushover analysis procedure for estimating seis mic demands for buildings." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.31,pp.561-58 2.

6-Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. [1998]. "Pros and cons of a pushover analysis of sei smic performance evaluation."Engineering Structures,20(4-6),pp452-464.

7- Moghadam, A.S. and Tso,W.K. [2002]. "A pushover procedure for tall buildings." Proceeding of the twelfth European Conference on Earthquake Engineering.

8- Mwafy,A.M. and Elnashai,S.A. [2000]. "Static pushover versus dynamic-to-collapse analysis of RC buildings." Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial Colleg e of Science. Report No.00/1.

9-SEAOC [1995],"Performance based seismic engineering of building." Version 2000 Committe e Structural Engineering Association of California, Sacramento, California.

۱۰-ایمان الیاسیان،راهکارهای مقاوم سازی لرزه ای سازه های بتن آرمه،نشریه راه و ساختمان

۱۱- سجاد جعفریان، روش انجام تحلیل پوش آور در SAP، دانشگاه آزاد اسلامی اهر

۱۲-احمد نیکنام ، احسان و شایان پاک نیت بهسازی لرزه ا ی سازه های فولادی و تحلیل بار افزون

۱۳- محمدرضا تابش پور، تحلیل غیر خطی ساز ه ها

۱۴- طراحی و بهسازی لرز ه ای سازه ها براساس عملکرد، رامین تقی نژاد

مجتبی اصغری،آشنایی با مفاهیم تحلیل غیر خطی استاتیک و دینامیکی ، دانشگاه باهنر کرمان

۱۵- پنام زرفام،مسعود مفید، روش آنالیزپوش اور مدال فزاینده در بررسی عملکرد غیرخطی سازه ها، اولین کنگره مهندس عمران،۱۳۸۲ دانشگاه صنعتی شریف

۱۶-نوید ولی زاده ، تحلیل سازه های جدید با استفاده از روشMODAL PUSHOVER بررسی مفهومی و کاربردی آن، دانشگاه باهنر کرمان، ۱۳۸۸
۱۷- عبدالرضا سروقد مقدم، آشنایی با اصول مدلسازی به منظور انجام تحلیلهای غیرخطی ، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
۱۸- مسعود مقدس پور، تحلیل استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی بر مبنای عملکرد، انتشارات جاویدان
۱۹- حمیدرضا احمدی، نویده مهدوی، مقایسه چند روش تحلیل پوش‌آور در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، کنفرانس ملی مقاوم سازی یادبود زلزله بم ،
۲۰- سالار اسحقی مهماندوستی ،طراحی سازه های جدید براساس عملکرد لرزه ای،دانشگاه باهنر کرمان

0

دانشکده فنی و مهندسی
گروه مهندسی عمران
بخش سازه

پروژه درس آسیب‌پذیری

و

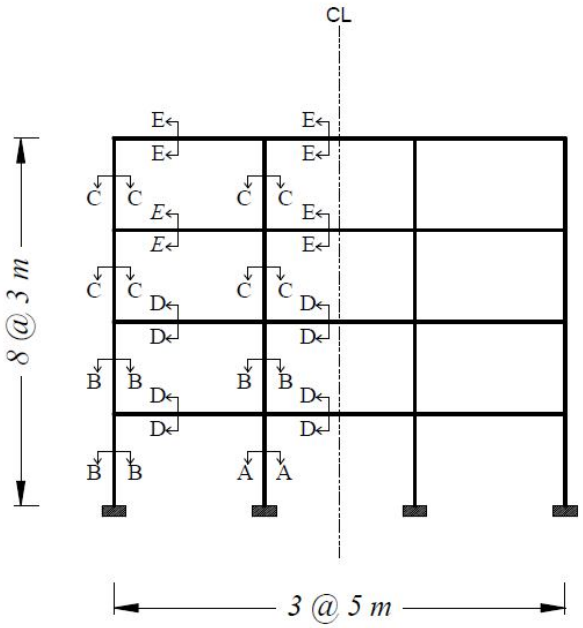
بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها

ایمان الیاسیان

تابستان ۱۳۹۸

قاب بتن‌آرمه نشان داده شده در شکل زیر، بخشی از سیستم باربر جانبی یک ساختمان مسکونی 4 طبقه واقع در شهر بم می‌باشد. بار مرده (بدون وزن سازه) و زنده به ترتیب برابر 30 و 10 کیلونیوتن بر متر طول تیر می‌باشد. ضرورت بهسازی ساختمان زیر را برای هدف بهسازی مطلوب به دو روش استاتیکی خطی و غیرخطی (پوش آور) براساس مفاصل آیین نامه $FEMA\ 356$ بررسی نمایید.

راهنمایی: ارزیابی‌های میدانی نشان می‌دهد که ساختمان مذکور برروی خاک تیپ III قرار دارد. همچنین حداکثر شتاب زلزله برای زلزله سطح خطر 1 (دوره بازگشت 475 ساله) برابر $0.3g$ و برای زلزله سطح خطر 2 (دوره بازگشت 2475 ساله) برابر $0.4g$ می‌باشد. مقاومت تسلیم آرماتورها را برابر $420\ Mpa$ و مقاومت فشاری بتن را برابر $25\ Mpa$ فرض نمایید. از اثرات پیچش و عناصر غیرسازه‌ای صرف نظر نمایید.



Section	b	h	d	d'	A_{st}	A_s	A'_s	Transverse steel spacing (mm)
A-A	500	500	440	60	12 ϕ22	-	-	140
B-B	400	400	340	60	12 ϕ18	-	-	110
C-C	400	400	340	60	12 ϕ16	-	-	110
D-D	400	400	340	60	-	4 ϕ22 + 1 ϕ25	2 ϕ22	85
E-E	400	400	340	60	-	5 ϕ20	2 ϕ20	85

شکل ۱: جزئیات آرماتورگذاری و ابعاد مقاطع تیرها و ستون ها

روش اول: تحلیل استاتیکی خطی

مطابق بند ۱-۷-۲ نشریه شماره ۲-۳۶۳:

$$F_y = 420\ Mpa$$

$$F_{yE} = 1.15 * 420 = 483\ Mpa$$

$$f'_c = 25\ Mpa$$

$$f'_{cE} = 1.25 * 25 = 31.25\ Mpa$$

ترکیبات بارگذاری:

ترکیب بار ثقلی:

$$COMBG1 = 1.1(D + L)$$

$$COMBG2 = 0.9D$$

ترکیب بارهای تغییر شکل کنترل:

$$COMBD1.1 = 1.1(D + L) + EX1$$

$$COMBD1.2 = 1.1(D + L) + EX2$$

$$COMBD1.1_ = 1.1(D + L) - EX1$$

$$COMBD1.2_ = 1.1(D + L) - EX2$$

$$COMBD2.1 = 0.9D + EX1$$

$$COMBD2.2 = 0.9D + EX2$$

$$COMBD2.1_ = 0.9D - EX1$$

$$COMBD2.2_ = 0.9D - EX2$$

ترکیب بارهای نیرو کنترل:

$$\frac{1}{C_1 C_2 C_3 J} = 0.413$$

$$COMBF1.1 = 1.1(D + L) + 0.413EX1$$

$$COMBF1.2 = 1.1(D + L) + 0.413EX2$$

$$COMBF1.1_ = 1.1(D + L) - 0.413EX1$$

$$COMBF1.2_ = 1.1(D + L) - 0.413EX2$$

$$COMBF2.1 = 0.9D + 0.413EX1$$

$$COMBF2.2 = 0.9D + 0.413EX2$$

$$COMBF2.1_ = 0.9D - 0.413EX1$$

$$COMBF2.2_ = 0.9D - 0.413EX2$$

این ساختمان در شهر بم با خطر نسبی زلزله زیاد واقع شده است. در ضمن نوع زمین تیپ III فرض شده است.

استاندارد ۲۸۰۰:

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

$$T_s = 0.7 \quad T_0 = 0.15 \quad S = 1.75 \quad S_0 = 1.1 \quad J = 2$$

بند ۳-۴-۱-نشریه شماره ۲-۳۶۳:

قاب خمشی بتنی:

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} = 0.07 * 12^{3/4} = 0.45\ sec$$

$N = 1$ $\quad T < T_s$ $\longrightarrow$

$N = 1$ $\quad 0.45 < T_s$

$B_1 = S + 1$ $\quad T_0 < T < T_s$ $\longrightarrow$

$B_1 = 1.75 + 1 = 2.75$ $\quad 0.15 < 0.45 < 0.7$

$B = 2.75 * 1 = 2.75$

محاسبه برش پایه:

بند۳-۴-۲-نشریه۲-۳۶۳:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

$$C_1 = 1 + \frac{0.7 - 0.45}{2 \times 0.7 - 0.2} = 1.21 \ ; \ 1 < 1.21 < 1.5 \qquad o.k$$

$C_2 = 1$ تحلیل خطی

$C_3 = 1$ فرض می‌شود(آیین نامه)

$C_m = 0.9$ تحلیل خطی

$S_{a_1} = AB = 0.3 * 2.75 = 0.825$ سطح خطر یک

$S_{a_2} = AB = 0.4 * 2.75 = 1.1$ سطح خطر دو

$W = 240336\ kg$

$V_1 = C_1 C_2 C_3 C_m S_{a_1} W = 198277.2\ kgf$ برش پایه سطح خطر یک

$V_2 = C_1 C_2 C_3 C_m S_{a_2} W = 264369.6\ kgf$ برش پایه سطح خطر دو

بند ۳-۴-۳-نشریه ۲-۳۶۳:

$$1 \leq K = 0.5T + 0.75 \leq 2$$

$$K = 0.5 * 0.45 + 0.75 = 0.975 < 1 \longrightarrow USE\ K = 1$$

جدول (۳-۱): مقادیر ضریب C_m

سیستم باربر جانبی / تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی‌شده همگرا یا واگرا	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش‌تر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	–
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۳۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

بررسی محدودیت‌های کاربرد روش تحلیل استاتیکی خطی:

با توجه به محاسبات دستی فوق و نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی در نرم‌افزار $SAP\ V16.0.0$ مراحل ذیل کنترل می‌گردد.

۱- **زمان تناوب:**

$$T < 3.5\ T_s$$

با توجه به زمان تناوب اولیه زمان تناوب اصلی قاب معادل $0.45\ sec$ است.

$$0.45 < 3.5 * T_s = 2.45 \quad O.K$$

۲- **بررسی نامنظمی**

ابعاد پلان، نامنظمی پیچشی، نامنظمی جرمی و نامنظمی سختی با توجه به قاب موجود کنترل شده تلقی می‌گردد.

۳-کنترل ضریب C_3

۱-۴- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع باتوجه به خروجی نرم‌افزار

طبقه	h_i	p_i	δ_i		V_i		θ_i	
			سطح خطر۱	سطح خطر۲	سطح خطر۱	سطح خطر۲	سطح خطر۱	سطح خطر۲
۱	۳۰۰۰	۲۸۷/۵۷	۶۰/۶	۸۰/۸	۲۱۱/۷	۲۸۲/۳	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷
۲	۶۰۰۰	۲۱۴/۷	۱۱۴/۴	۱۵۲/۶	۱۹۰	۲۵۳/۳	۰/۰۲۶	۰/۰۲۶
۳	۹۰۰۰	۱۴۳/۱	۱۰۲/۴	۱۳۶/۵	۱۴۷	۱۹۶	۰/۰۱۱	۰/۰۱۱
۴	۱۲۰۰۰	۷۱/۶	۶۶	۸۷/۹	۸۲/۶	۱۱۰/۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵

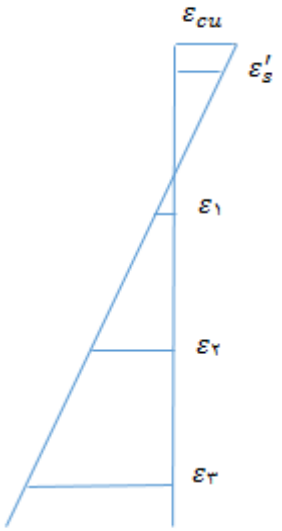
با توجه به اینکه θ_iها کمتر ۰/۱ می‌باشند، فرض $C_3 = 1$ صحیح است.

۴-کنترل DCR

۱-۳- تعیین ظرفیت مقاطع

۱-۱-۳- مقطع $A - A$

در مرحله اول فرض می‌شود بالاترین ردیف آرماتور فشاری بوده و مابقی ردیف‌ها کششی عمل کند؛ در محاسبات برای آرماتور فشاری فرض عدم تسلیم و برای آرماتورهای کششی فرض تسلیم در نظر گرفته شده است.



$$0.85 \times 25 \times 1.25 \times 0.85 \times C \times 500 + \frac{C - 60}{C} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 \times 1.15 \times 1520 = (1520 + 2 \times 760) \times 420 \times 1.15$$

$$C = 95.5\ mm$$

$$f_s' = 221 < 420 \quad O.K$$

$$f_{s2} = 572 > 420 \quad O.K$$

$$M_n = 0.85 \times 25 \times 1.25 \times 0.85 \times 95.5 \times 500 \times \left(440 - \frac{0.85 * 95.5}{2}\right) + 221 \times 1.15 \times 1520 \times (440 - 60) - 420 \times 1.15 \times 760 \times 2 \times 126.67 - 420 \times 1.15 \times 760 \times 126.67 \cong 439\ KN.m$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{25 * 1.25} * 440 * 500 \cong 205\ KN$$

$$V_s = \frac{157 * 420 * 1.15 * 440}{140} \cong 238\ KN$$

$$V_n = 443\ KN$$

$$P_n = 0.8 * (0.85 * 25 * 1.25 * (500^2 - 4560) + 420 * 1.15 * 4560) \cong 6978\ KN$$

$E-E$	$D-D$	$C-C$	$B-B$	$A-A$	SE / Capacit
233	291	181	224	439	M_n $(KN.m)$
430	430	361	361	443	V_n (KN)
———	———	3446	4515	6978	P_n (KN)

Story	Sec	تیر			ستون			
	DCR	A1-B1	B1-C1	C1-D1	A1	B1	C1	D1
1	خمشی	۳/۳۹	۳/۳۲	۳/۳۷	۴/۴۲	۵/۸	۵/۸	۴/۴۲
	برشی	۱/۱۱	۱/۰۸	۱/۰۹	۱/۰۲	۲/۳۴	۲/۳۴	۱/۰۲
	محوری				۰/۳۸	۰/۱۶	۰/۱۶	۰/۳۸

2	خمشی	۳/۸۱	۳/۵۳	۳/۸۱	۳/۸۹	۵/۲۶	۵/۲۶	**۳/۸۹**
	برشی	۱/۲۰	۱/۱۳	۱/۲۰	۱/۴۵	۲/۰۹	۲/۰۹	**۱/۴۵**
	محوری				۰/۲۷	۰/۱۸	۰/۱۸	**۰/۲۷**
3	خمشی	۳/۶۳	۳/۴۶	۳/۶۳	۳/۹۲	۵/۷۵	۵/۷۵	**۳/۹۲**
	برشی	۰/۹۶	۰/۹۳	۰/۹۶	۱/۰۳	۱/۷۰	۱/۷۰	**۱/۰۳**
	محوری				۰/۲۰	۰/۱۵	۰/۱۵	**۰/۲۰**
4	خمشی	۲/۱۵	۱/۹۱	۲/۱۵	۲/۷۷	۴/۱۵	۴/۱۵	**۲/۷۷**
	برشی	۰/۶۶	۰/۶۱	۰/۶۶	۰/۵۹	۱/۰۴	۱/۰۴	**۰/۵۹**
	محوری				۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۰۷	**۰/۰۷**

با توجه به نتایج جدول DCR بعضی از اعضا بیش‌تر از ۲ است بنابراین لازم است طبق ضوابط نشریه شماره۲-۳۶۳ سه شرط زیر کنترل گردد:

الف- انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود ندارد.

ب-

سطح خطر ۱

طبقه	عضو	V_i	DCR_i	$DCR_i V_i$	ΣV_i	$\Sigma (DCR_i V_i)$	$\overline{DCR}$	اختلاف با طبقه پایین	اختلاف با طبقه بالا
۱	تیر A1-B1	۲۶۴/۸۶۴	۳/۳۹	۱۱۵۵/۶۷۵	۲۸۶۴/۷۱۹	۱۳۲۵۸/۸۴	۴/۶۲۸	_	۰/۲۲۵
	تیر B1-C1	۲۵۸/۶۹۱	۳/۳۲	۴۵۰۴/۱۴۷					<
	تیر C1-D1	۲۶۴/۸۶۴	۳/۳۷	۳۴۳۲/۴۷					۴/۶۲۸×۰/۲۵
	ستون A1	۲۶۱/۴۸۵	۴/۴۲	۱۵۱۶/۴۹۷					=

	ستون B1	۷۷۶/۵۷۷	۵/۸	۸۹۷/۸۲۷۹					۱/۱۵۷
	ستون C1	۷۷۶/۵۷۷	۵/۸	۸۵۹/۶۹۰۸					
	ستون D1	۲۶۱/۴۸۵	۴/۴۲	۸۹۲/۵۳۱					
۲	تیر A1-B1	۲۹۶/۹۴۳	۳/۸۱	۲۹۶/۹۴۳				۰/۲۲۶	
	تیر B1-C1	۲۷۷/۱۴۴	۳/۵۳	۲۷۷/۱۴۴				<	
	تیر C1-D1	۲۹۶/۹۴۳	۳/۸۱	۲۹۶/۹۴۳				۴/۴۰۲×۰/۲۵	
	ستون A1	۳۶۶/۳۰۱	۳/۸۹	۱۴۲۴/۹۱۱	۲۷۳۴/۱۹	۱۲۰۳۷/۵۸	۴/۴۰۲	= ۱/۱	
	ستون B1	۵۶۵/۲۷۹	۵/۲۶	۲۹۷۳/۳۶۸					
	ستون C1	۵۶۵/۲۷۹	۵/۲۶	۲۹۷۳/۳۶۸					
	ستون D1	۳۶۶/۳۰۱	۳/۸۹	۱۴۲۴/۹۱۱					
3	تیر A1-B1	۲۱۹/۹۵۳	۳/۶۳	۷۹۸/۴۲۹۴					
	تیر B1-C1	۲۱۱/۰۰۱	۳/۴۶	۷۳۰/۰۶۳۵				۰/۲۱۷	۱/۳۸۷
	تیر C1-D1	۲۱۹/۹۵۳	۳/۶۳	۷۹۸/۴۲۹۴				<	>
	ستون A1	۲۵۹/۲۰۳	۳/۹۲	۱۰۱۶/۰۷۶	۲۰۹۲/۷۵۳	۹۶۶۸/۸۵۴	۴/۶۲۰	۴/۶۲۰×۰/۲۵	۴/۶۲۰×۰/۲۵
	ستون B1	۴۶۱/۷۲	۵/۷۵	۲۶۵۴/۸۹				=	=
	ستون C1	۴۶۱/۷۲	۵/۷۵	۲۶۵۴/۸۹				۱/۱۵۵	۱/۱۵۵
	ستون D1	۲۵۹/۲۰۳	۳/۹۲	۱۰۱۶/۰۷۶					
4	تیر A1-B1	۱۲۰/۱۰۶	۲/۱۵	۲۵۸/۲۲۷۹				۱/۳۸۷	
	تیر B1-C1	۱۰۸/۴۳۸	۱/۹۱	۲۰۷/۱۱۶۶				>	
	تیر C1-D1	۱۲۰/۱۰۶	۲/۱۵	۲۵۸/۲۲۷۹	۱۱۵۸/۵۲	۳۷۴۶/۳۷۵	۳/۲۳۴	=۳/۲۳۴×۰/۲۵	
	ستون A1	۱۲۲/۵۲۱	۲/۷۷	۳۳۹/۳۸۳۸				۰/۸۰۸	

ستون B1	۲۸۲/۴۱۴	۴/۱۵	۱۱۷۲/۰۱۸		
ستون C1	۲۸۲/۴۱۴	۴/۱۵	۱۱۷۲/۰۱۸		
ستون D1	۱۲۲/۵۲۱	۲/۷۷	۳۳۹/۳۸۳۸		

با توجه به اینکه شرط سوم رعایت نشده بنابراین استفاده از تحلیل استاتیکی خطی مجاز نیست.

سطح خطر ۲

طبقه	عضو	V_i	DCR_i	$DCR_i V_i$	ΣV_i	$\Sigma (DCR_i V_i)$	$\overline{DCR}$	اختلاف با طبقه پایین	اختلاف با طبقه بالا
۱	تیر A1-B1	۳۵۳/۱۶۲	۳/۳۹	۱۱۹۷/۲۱۹	۳۸۱۹/۵	۱۷۶۷۸/۲۷	۴/۶۲۸	–	۰/۲۲۵ < ۴/۶۲۸×۰/۲۵ = ۱/۱۵۷
	تیر B1-C1	۳۴۴/۹۳۴	۳/۳۲	۱۱۴۵/۱۸۱					
	تیر C1-D1	۳۵۳/۱۶۲	۳/۳۷	۱۱۹۰/۱۵۶					
	ستون A1	۳۴۸/۶۵۶	۴/۴۲	۱۵۴۱/۰۶					
	ستون B1	۱۰۳۵/۴۶۵	۵/۸	۶۰۰۵/۶۹۷					
	ستون C1	۱۰۳۵/۴۶۵	۵/۸	۴۵۷۶/۷۵۵					
	ستون D1	۳۴۸/۶۵۶	۴/۴۲	۲۰۲۲/۲۰۵					
۲	تیر A1-B1	۳۹۵/۹۳۴	۳/۸۱	۱۵۰۸/۵۰۹	۳۶۴۵/۶۸۸	۱۶۰۵۰/۵۶	۴/۴۰۳	۰/۲۲۶ < ۴/۴۰۲×۰/۲۵ = ۱/۱	
	تیر B1-C1	۳۶۹/۵۳۶	۳/۵۳	۱۳۰۴/۴۶۲					
	تیر C1-D1	۳۹۵/۹۳۴	۳/۸۱	۱۵۰۸/۵۰۹					
	ستون A1	۴۸۸/۴۱۵	۳/۸۹	۱۸۹۹/۹۳۴					
	ستون B1	۷۵۳/۷۲۷	۵/۲۶	۳۹۶۴/۶۰۴					
	ستون C1	۷۵۳/۷۲۷	۵/۲۶	۳۹۶۴/۶۰۴					
	ستون D1	۴۸۸/۴۱۵	۳/۸۹	۱۸۹۹/۹۳۴					

3	تیر A1-B1	۲۹۳/۲۷۸	۳/۶۳	۱۰۶۴/۵۹۹					
	تیر B1-C1	۲۸۱/۳۴۳	۳/۴۶	۹۷۳/۴۴۶۸				۰/۲۱۷	۱/۳۸۷
	تیر C1-D1	۲۹۳/۲۷۸	۳/۶۳	۱۰۶۴/۵۹۹				<	>
	ستون A1	۳۴۳/۶۱۳	۳/۹۲	۱۳۴۶/۹۶۳	۲۷۸۶/۴۱۳	۱۲۸۷۶/۴۸	۴/۶۲۱	۴/۶۲۰×۰/۲۵	۴/۶۲۰×۰/۲۵
	ستون B1	۶۱۵/۶۴۴	۵/۷۵	۳۵۳۹/۹۵۳				=	=
	ستون C1	۶۱۵/۶۴۴	۵/۷۵	۳۵۳۹/۹۵۳				۱/۱۵۵	۱/۱۵۵
	ستون D1	۳۴۳/۶۱۳	۳/۹۲	۱۳۴۶/۹۶۳					
4	تیر A1-B1	۱۶۰/۱۴۶	۲/۱۵	۳۴۴/۳۱۳۹					
	تیر B1-C1	۱۴۴/۵۸۸	۱/۹۱	۲۷۶/۱۶۳۱				۱/۳۸۷	
	تیر C1-D1	۱۶۰/۱۴۶	۲/۱۵	۳۴۴/۳۱۳۹				>	
	ستون A1	۱۶۳/۳۶۶	۲/۷۷	۴۵۲/۵۲۳۸	۱۵۴۴/۷۳۸	۴۹۹۵/۳۱۱	۳/۲۳۴	=۳/۲۳۴×۰/۲۵	
	ستون B1	۳۷۶/۵۶۳	۴/۱۵	۱۵۶۲/۷۳۶				۰/۸۰۸	
	ستون C1	۳۷۶/۵۶۳	۴/۱۵	۱۵۶۲/۷۳۶					
	ستون D1	۱۶۳/۳۶۶	۲/۷۷	۴۵۲/۵۲۳۸					

با توجه به اینکه شرط سوم رعایت نشده بنابراین استفاده از تحلیل استاتیکی خطی مجاز نیست.

روش دوم: تحلیل استاتیکی غیرخطی $(PUSHOVER)$

۱- تغییرمکان هدف

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^{\,2}}{4\pi^2} g$$

$C_0 = 1.35$ بدلیل عدم تشخیص نوع ساختمان (برشی یا غیربرشی)

$C_1 = 1$ بدلیل نداشتن اطلاعات کافی

$C_2 = 1$ قاب خمشی متوسط(نوع دو) و بهسازی مطلوب

$C_3 = 1$ بدلیل نداشتن اطلاعات کافی

$g = 9.806\, m/s^2$

$\delta_{t,1} = 5.6\ cm$

$\delta_{t,2} = 7.47\ cm$

۲- الگوهای توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی متناسب با زلزله سطح خطر یک **D. LS**

توزیع بار جانبی متناسب با زلزله سطح خطر دو **D. CP**

توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاشی سازه **D. *MODE***

توزیع بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) **D. *ACCEL***

با توجه به مفروضات فوق تنظیمات نرم افزار انجام شده و مطابق مراحل زیر کنترل ها و ارزیابی سازه انجام می‌گردد.

۱- کنترل شرایط کاربرد روش $PUSHOVER$

بند ۳-۳-۳- نشریه شماره ۲-۳۶۳

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در صورتی به تنهایی مجاز است که اثر مودهای بالاتر در پاسخ دینامیکی سازه قابل ملاحظه نباشد. بدین منظور باید نسبت برش هر طبقه با در نظر گرفتن همه مودهایی که

حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در محاسبات زلزله را به خود اختصاص می‌دهند، به برش طبقه حاصل از مود اول در همه طبقات از ۱/۳ کم‌تر باشد.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf
EX1	LinStatic		-211.7057
EX2	LinStatic		-282.2821
SPEC X1	LinRespSpec	Max	27.9217
SPEC X2	LinRespSpec	Max	27.9217

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless
MODAL	Mode	1	0.987063	0.8	0	0	0.8
MODAL	Mode	2	0.294306	0.12	0	0	0.92
MODAL	Mode	3	0.149698	0.05496	0	0	0.97
MODAL	Mode	4	0.099143	0.02542	0	0	1

کنترل برش طبقات

طبقه	بر	بر اساس مود اول	بر اساس ۴ مود اول	$\frac{\text{مود } 1,2,3,4}{\text{مود } 1}$	ارزیابی
۱		۲۶/۶۰۷۲	۲۷/۹۲۱۷	1/049 < 1/3	O.K
۲		۲۴/۶۹۴۳	۲۴/۹۹۵۵	**1/012 < 1/3**	O.K
۳		۱۹/۱۸۰۵	۱۹/۷۳۶۸	**1/029 < 1/3**	O.K
۴		۱۰/۴۱۴۱	۱۲/۲۷۸	**1/179 < 1/3**	O.K

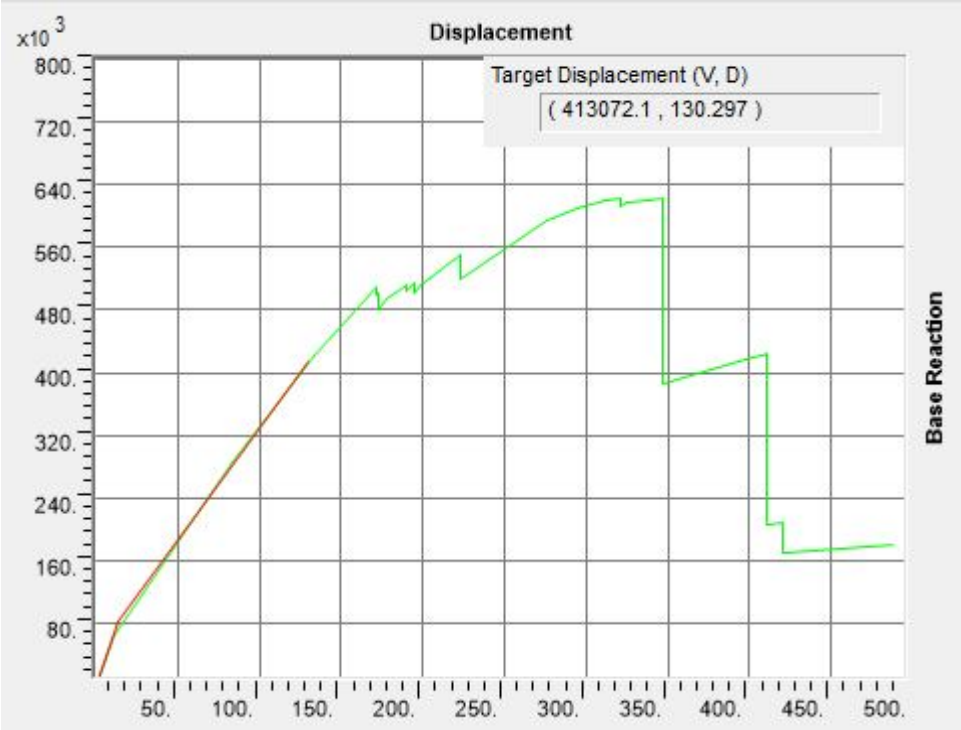
واحد اعداد جدول tonf است.

همان طور که از نتایج جدول مشخص است استفاده تحلیل استاتیکی غیرخطی بلامانع است.

۲- مطابق نشریه نتایج باید برای توزیع بارهای جانبی مذکور کنترل شود که جمع بندی نتایج نمودارها و جداول ذیل می باشد.

***تمام واحدها بر حسب نیوتن و میلی‌متر می باشند.

۲-۱- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار LS G1

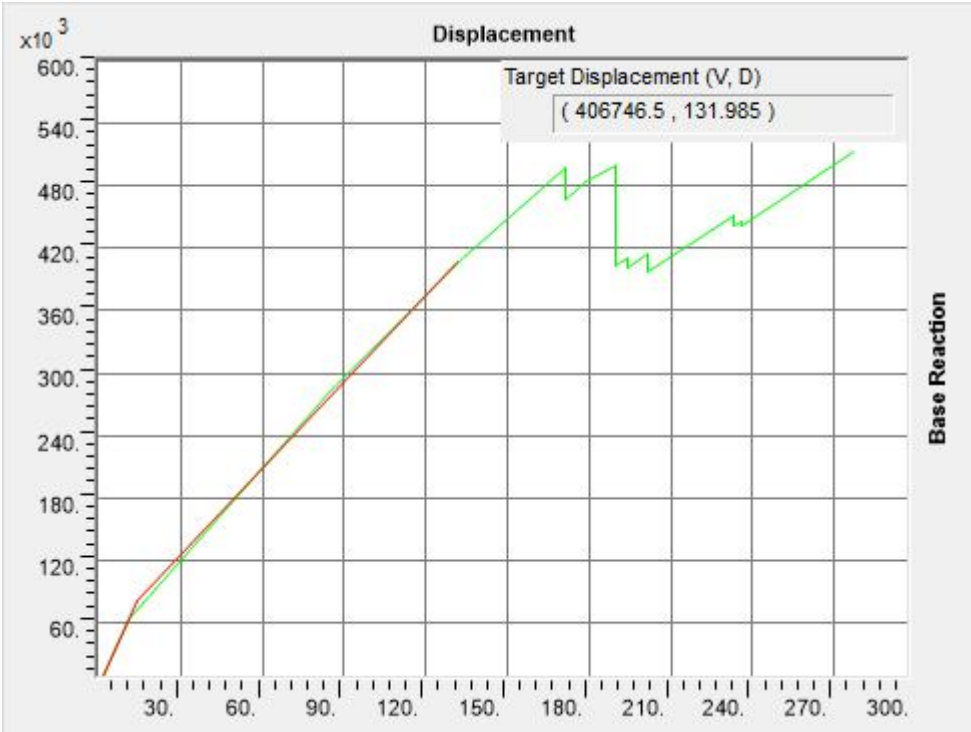


۲-2- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار LS G2

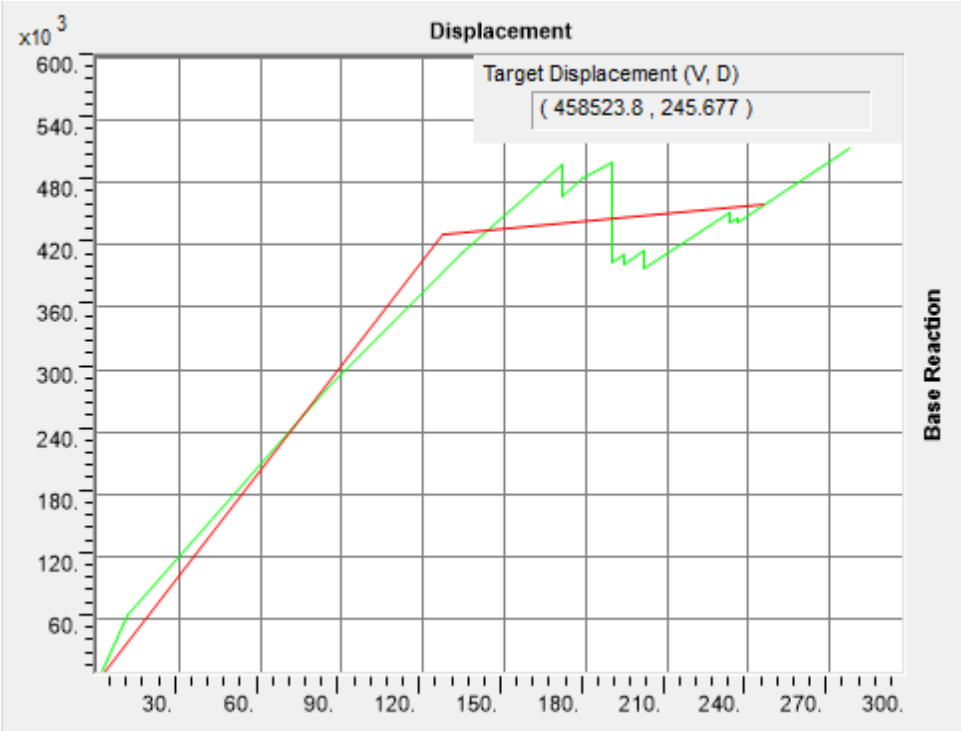
۲-3- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار CP G1

۲-4- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار CP G2

۵-۲- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار MO G1



سطح خطر ۱



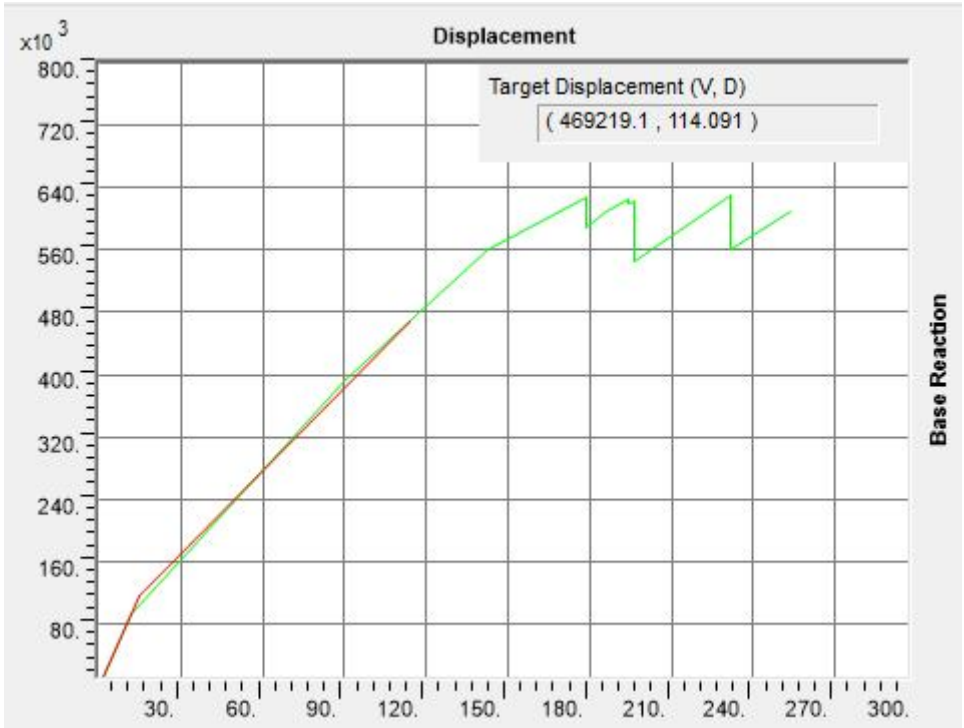
سطح خطر ۲

۶-۲- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار MO G2

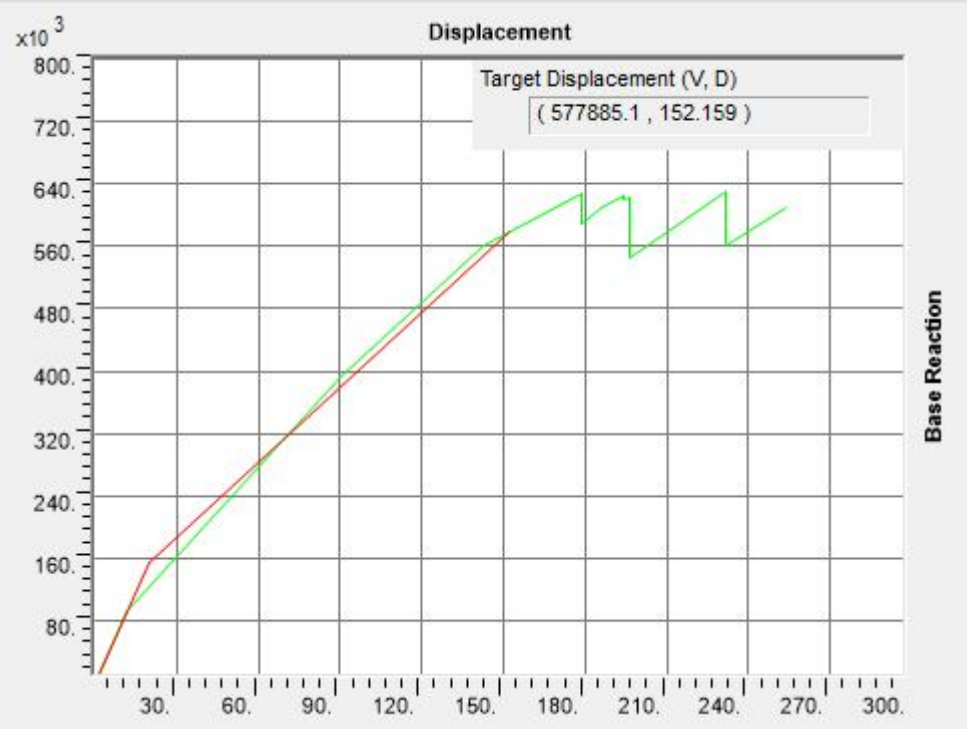
سطح خطر ۱

سطح خطر ۲

۷-۲- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار AC G1



سطح خطر ۱



سطح خطر۲

۲-8- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار AC G2

سطح خطر ۱

سطح خطر ۲

جهت کنترل رفتار سازه و نحوه تشکیل و انتشار مفاصل پلاستیک در سازه پارامترهای زیر برای تعیین تغییر مکان هدف از نرم افزار استخراج گردید.

G1

).ACCEL.CP	AC.LS	MO.CP	MO.LS	CP	LS	پارامترها
1/3023	1.3024	1.2977	1.3153	1.3119	1.3119	C_0
1	1	1	1	1	1	C_1
1	1	1	1	1	1	C_2
1	1	1	1	1	1	C_3
0/61	0/4575	0/4447	0/4169	0.4495	0/4495	S_a
0/8824	0/8824	۱/۳۰۵۵	۰/۹۸۷۱	1/2875	1/2875	$T_e(sec)$
7702/8055	7702/8055	3374/3503	5902/9806	3471/8913	3471/8913	$K_e(KN/m)$

0/4156	0/4631	0/0712	0/4669	0/2389	0/2389	α
9/1921	9/2341	2/4191	12/0953	2/3231	2/3231	R
115/2735	115/9255	430/1208	80/6566	452/7494	452/7494	$V_y(KN)$
1	1	1	1	1	1	C_m
10.12	10.12	123.61	123.61	118.99	118.99	$\delta_e(mm)$

G2

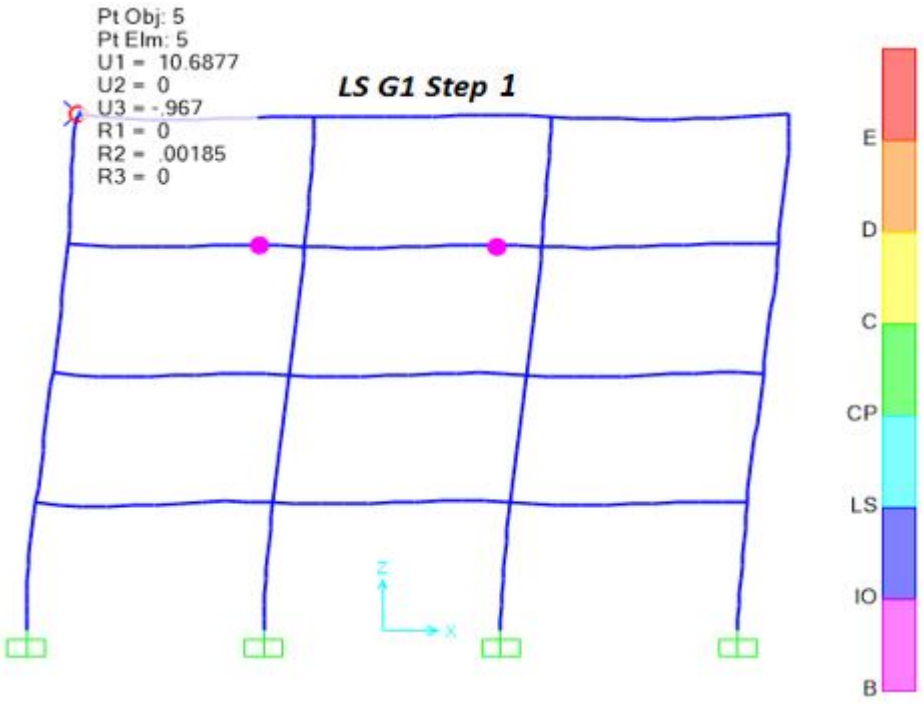
AC.CP	*AC.LS*	*MO.CP*	*MO.LS*	D.CP	LS	پارامترها
1/285	1/286	1/3053	1/3046	1/3059	1/3055	C_0
1	1	1	1	1	1	C_1
1	1	1	1	1	1	C_2
1	1	1	1	1	1	C_3
0/61	0/4575	0/5559	0/4169	0/5612	0/4209	S_a
0/8824	0/8824	0/9871	0/9871	0/9756	0/9756	$T_e(sec)$
7702/804	7702/804	5209./9802	5209./9802	6046/374:	6046/3741	$K_e(KN/m)$
0/3383	0/4335	0/3705	0/4363	0/3695	0/4393	α
4/3364	3/8747	5/5257	4/9105	5/4209	5/845	R

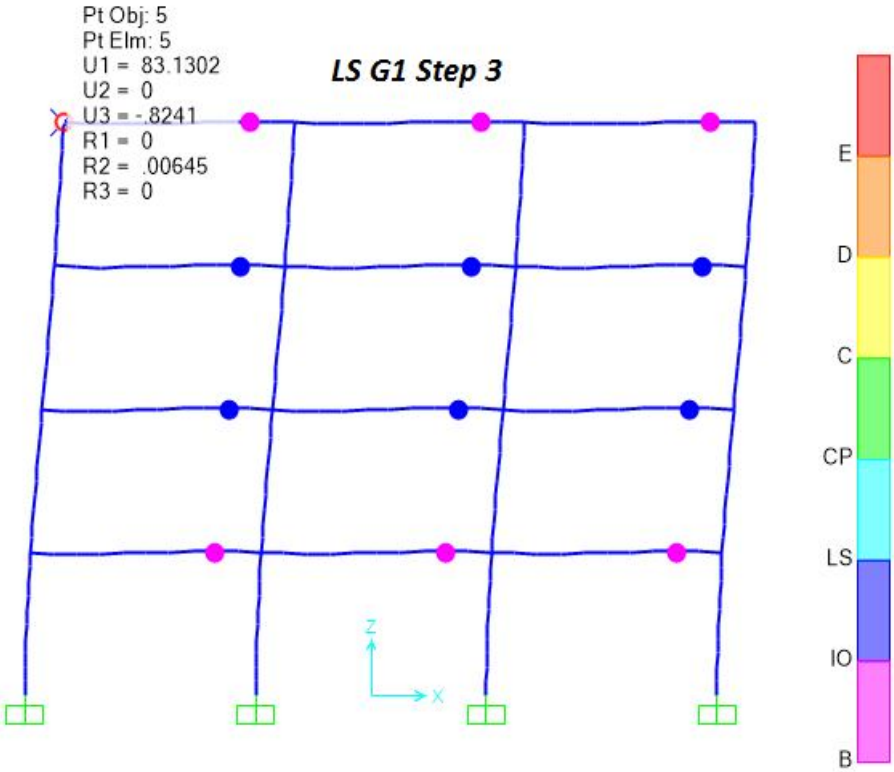
329/143	276/2714	235/4012	198/6714	242/2543	203/2894	$V_y(KN)$
1	1	1	1	1	1	C_m
8.87	8.87	12.50	12.50	12.03	12.03	$\delta_t(mm)$

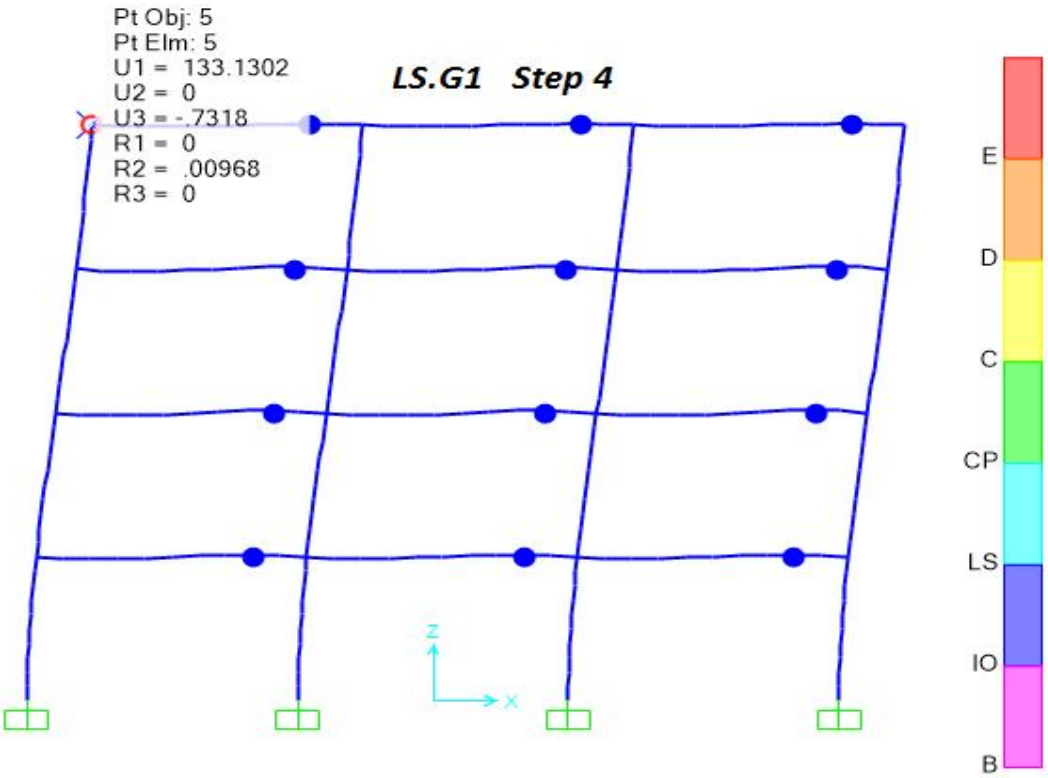
با توجه به تغییر مکان هدف در هرکدام از شرایط بالا آستانه تشکیل مفاصل برای ارزیابی سازه مطابق اشکال زیر، گام گام بررسی می گردد.

۳- ارزیابی سازه

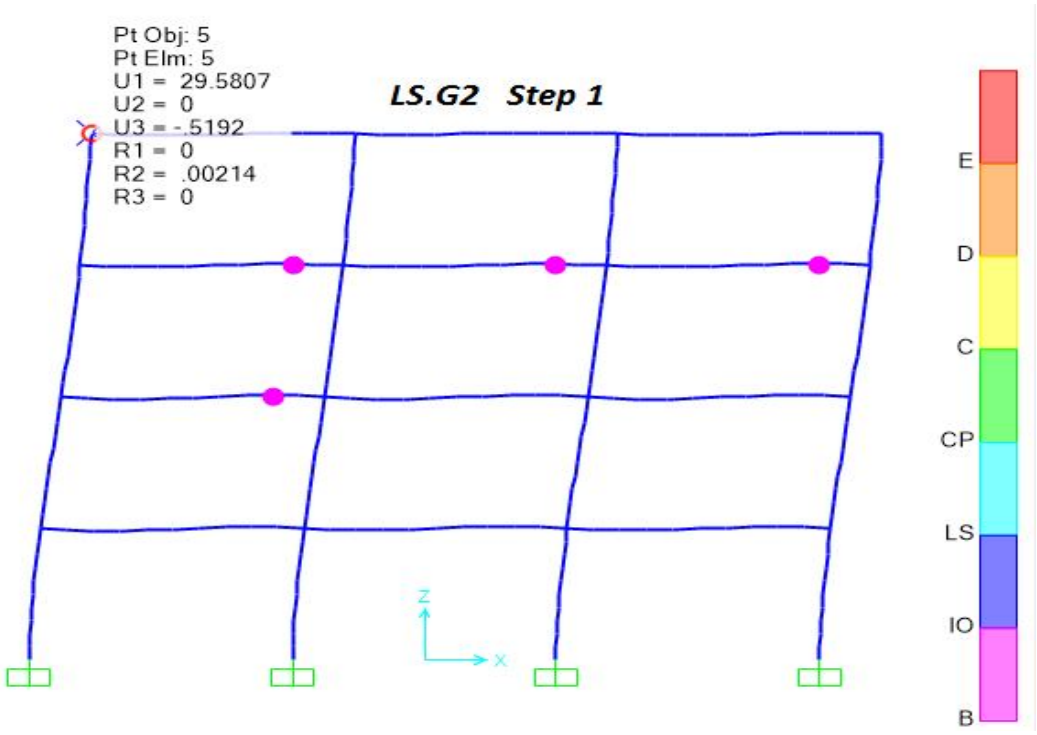
۳-۱- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G1 و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر یک

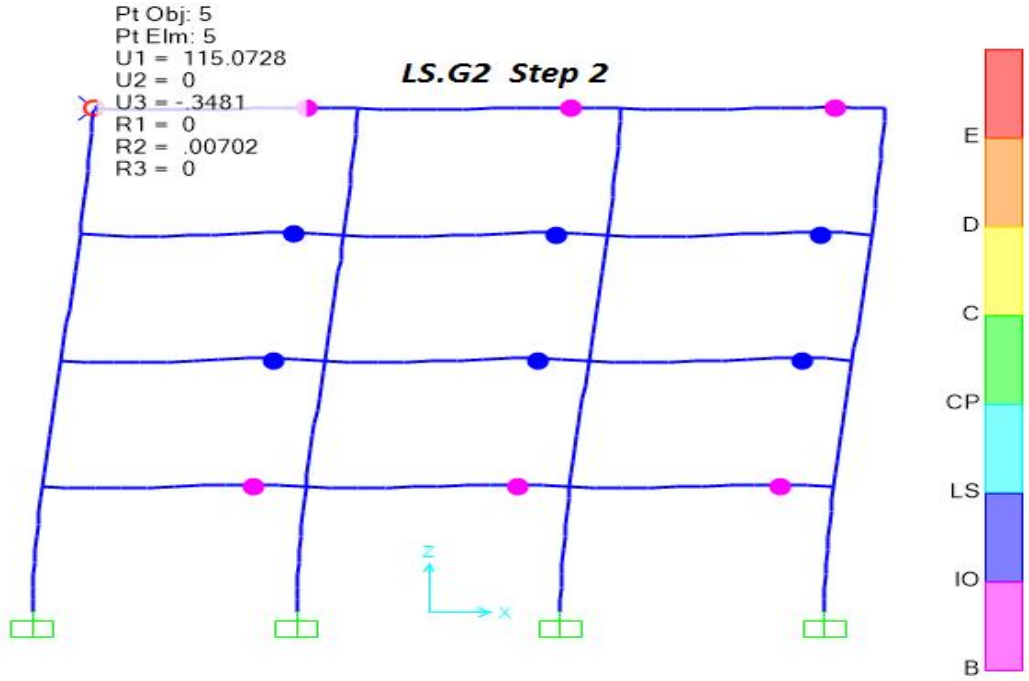


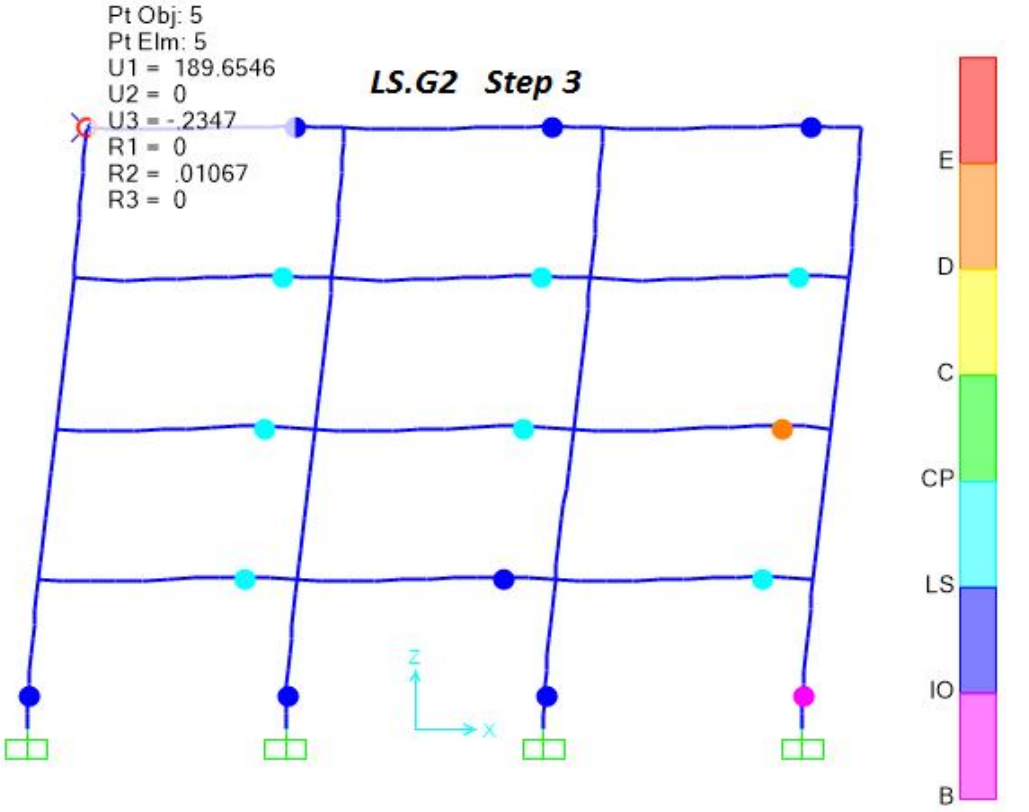

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 83.1302
U2 = 0
U3 = -.8241
R1 = 0
R2 = .00645
R3 = 0
LS G1 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 133.1302
U2 = 0
U3 = -.7318
R1 = 0
R2 = .00968
R3 = 0
LS.G1 Step 4
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

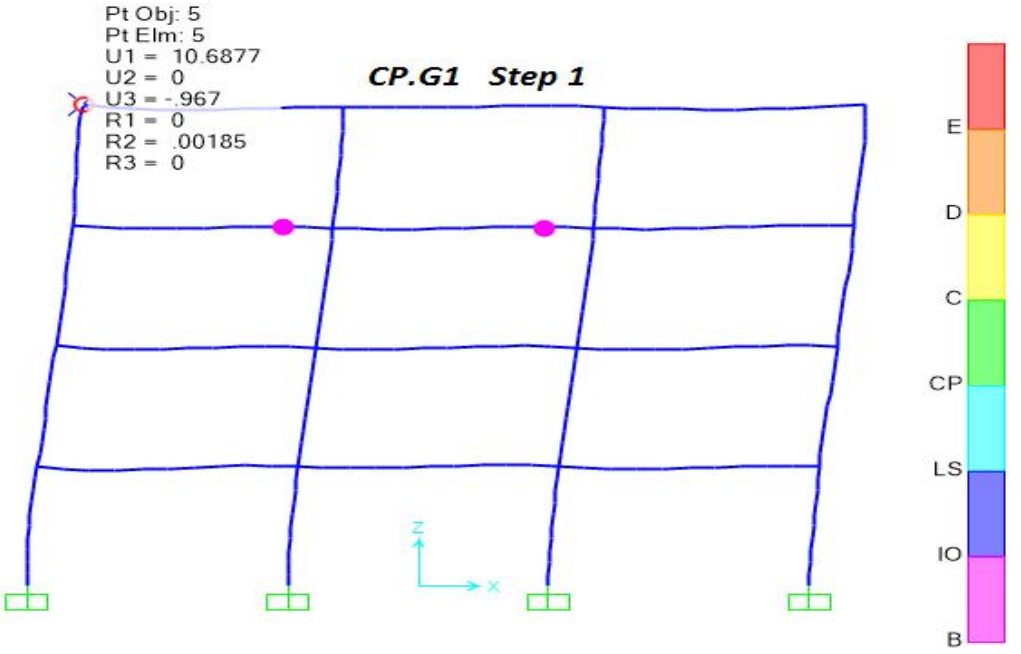
۲-۳- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G2 و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر یک

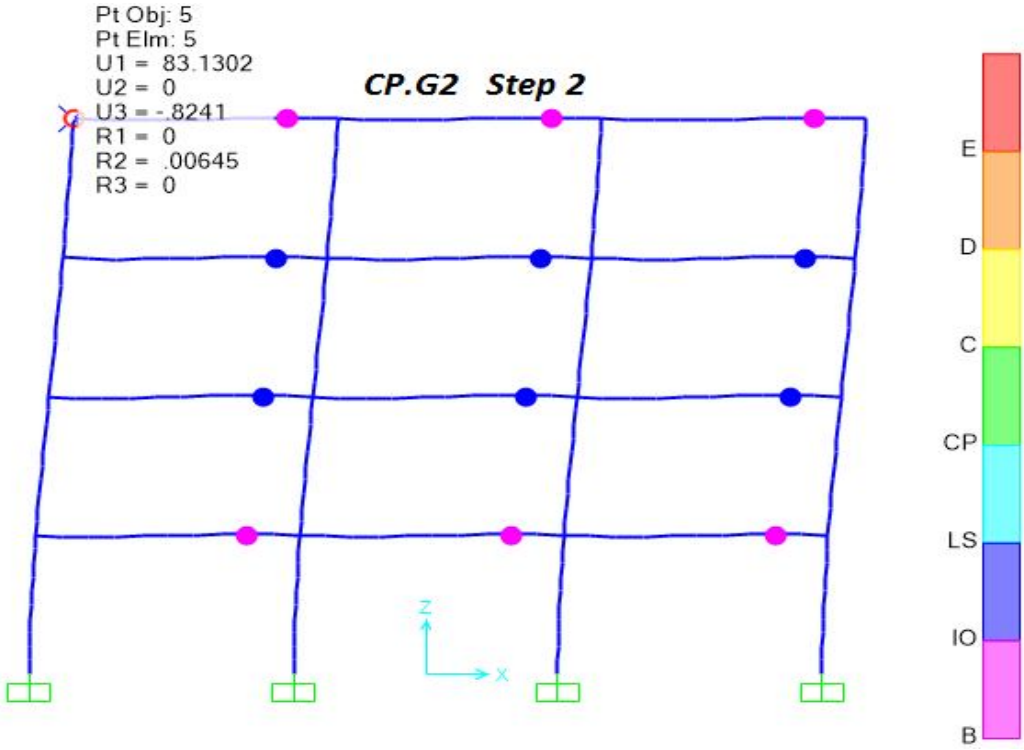


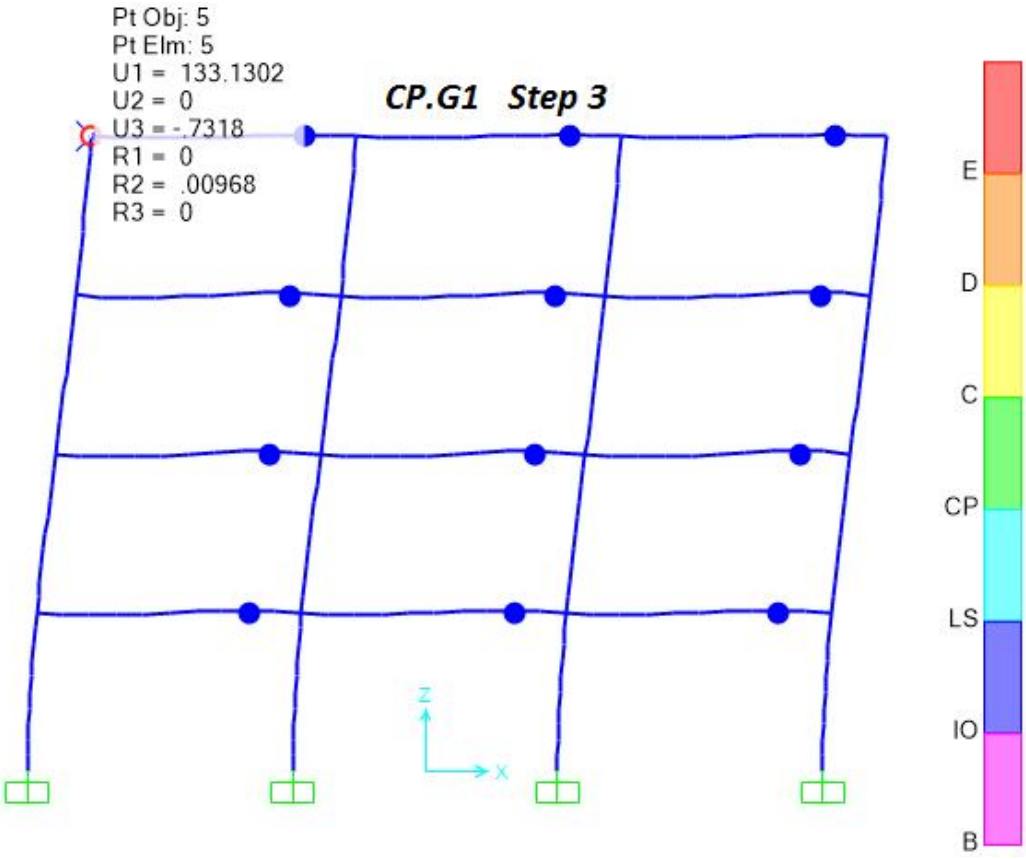


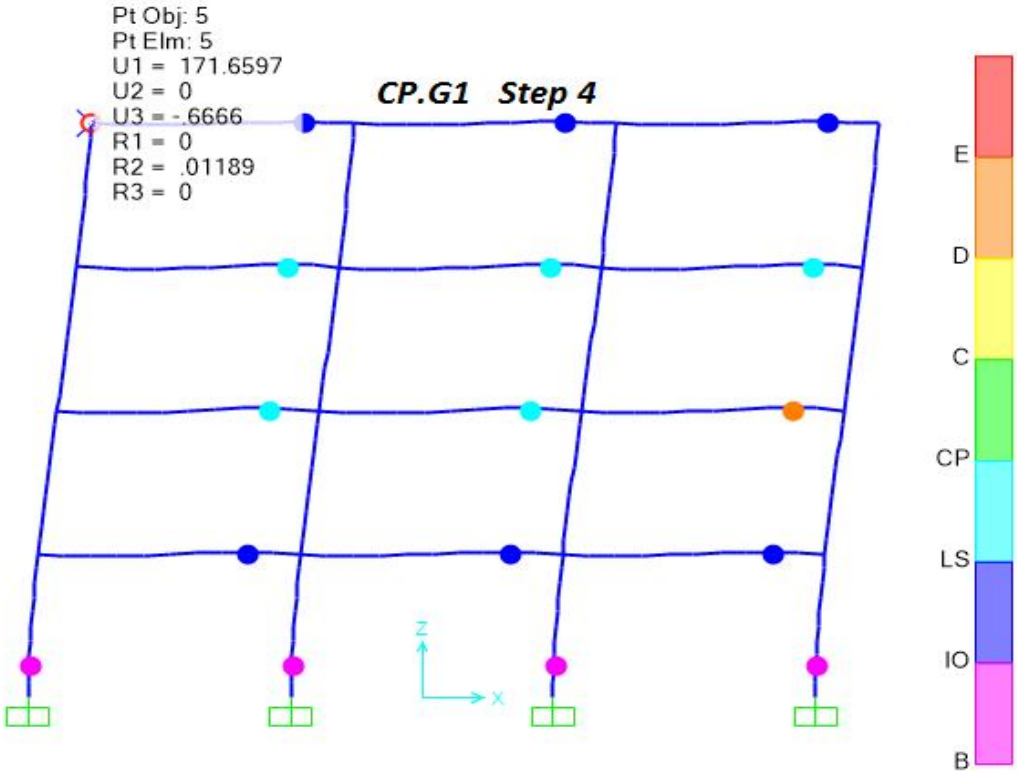


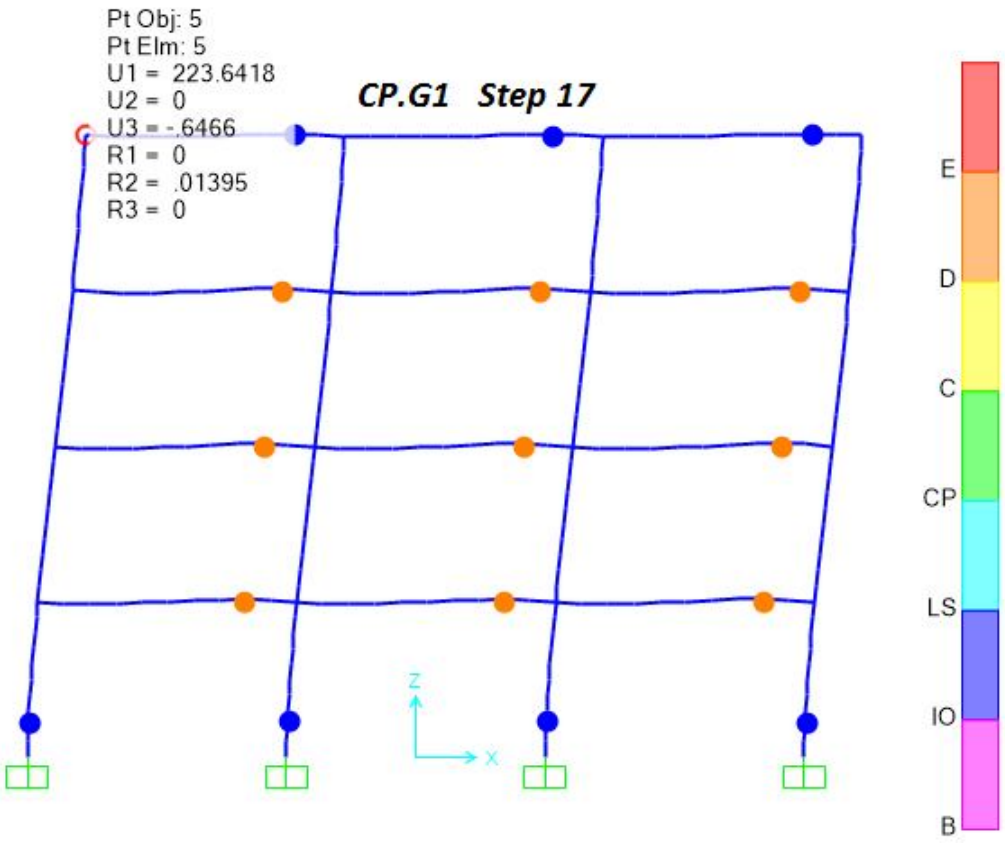
۳-۳- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G1 و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر دو


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 10.6877
U2 = 0
U3 = -.967
R1 = 0
R2 = .00185
R3 = 0
CP.G1 Step 1
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

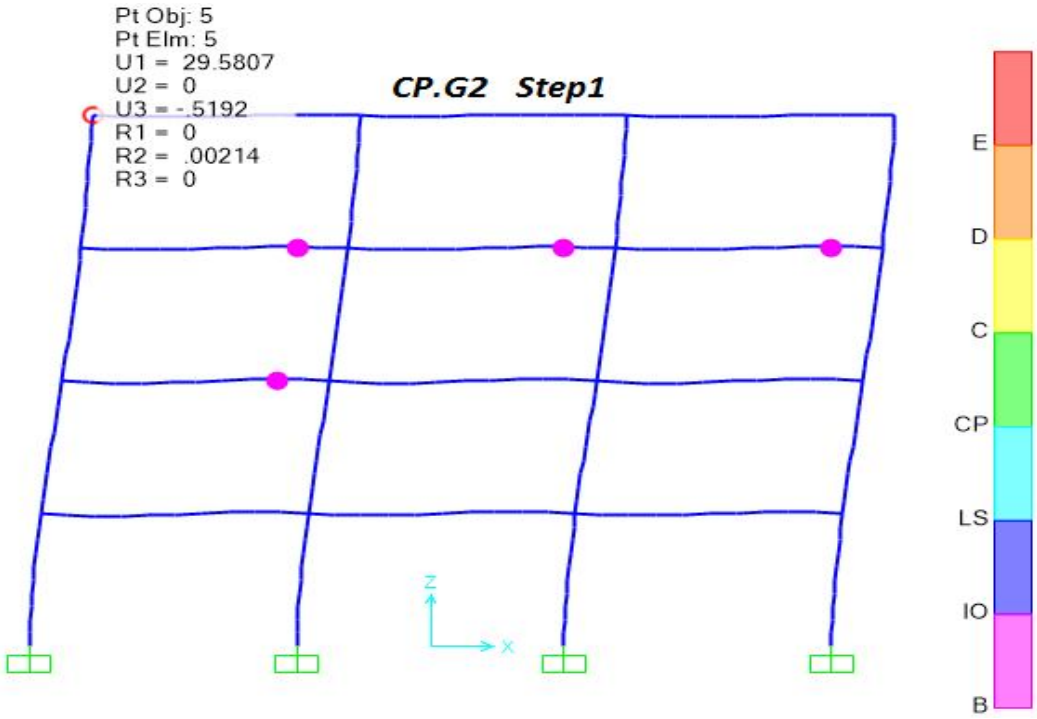

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 83.1302
U2 = 0
U3 = -.8241
R1 = 0
R2 = .00645
R3 = 0
CP.G2 Step 2
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

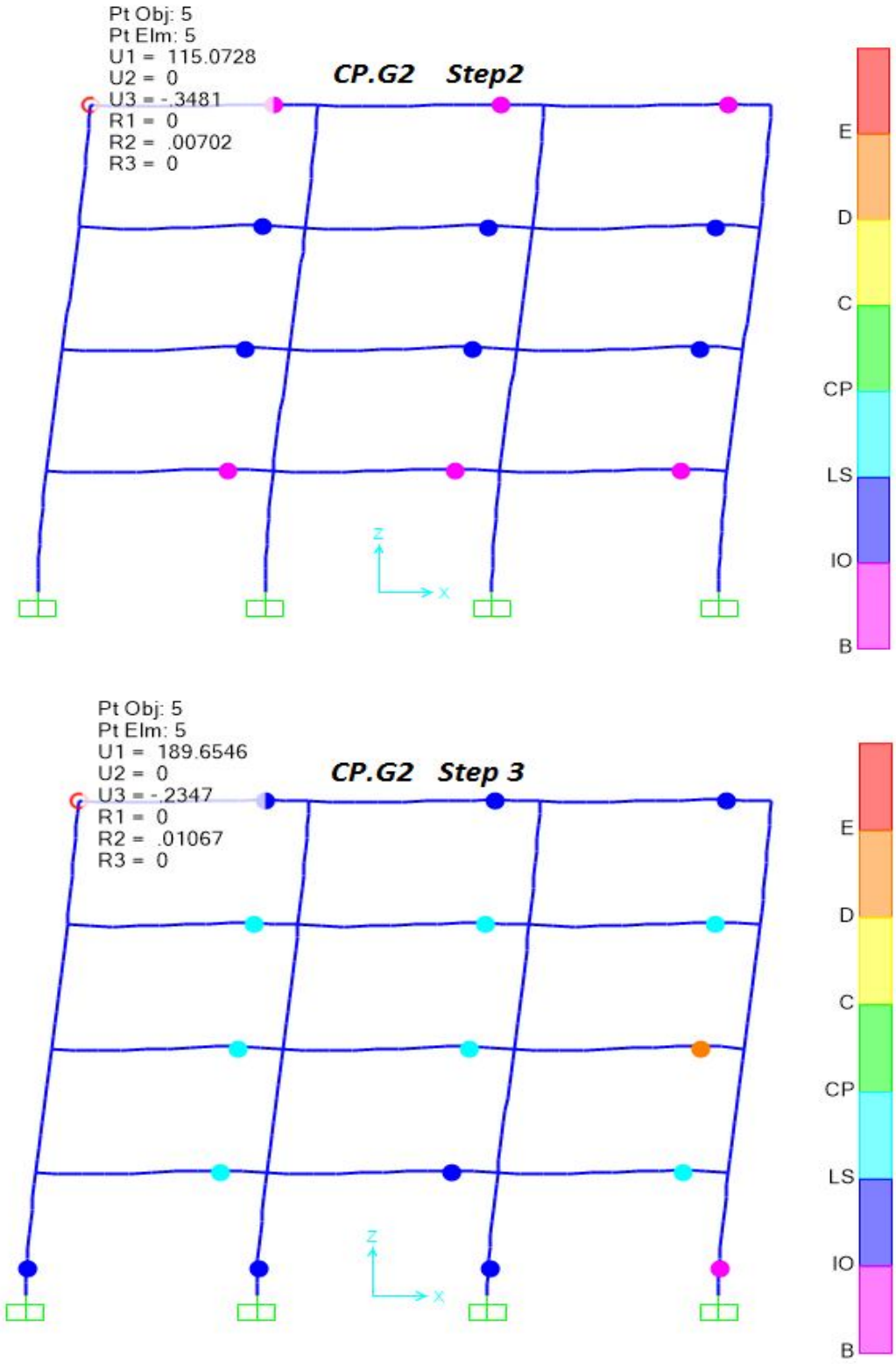

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 133.1302
U2 = 0
U3 = -.7318
R1 = 0
R2 = .00968
R3 = 0
CP.G1 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 171.6597
U2 = 0
U3 = -.6666
R1 = 0
R2 = .01189
R3 = 0
CP.G1 Step 4
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

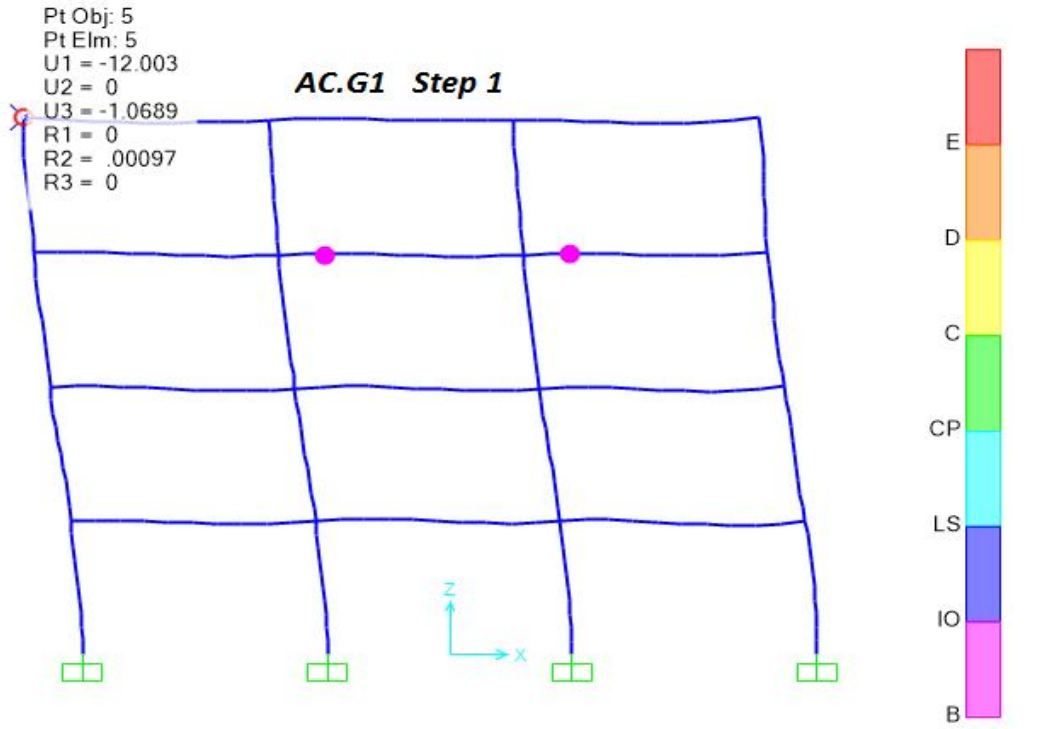


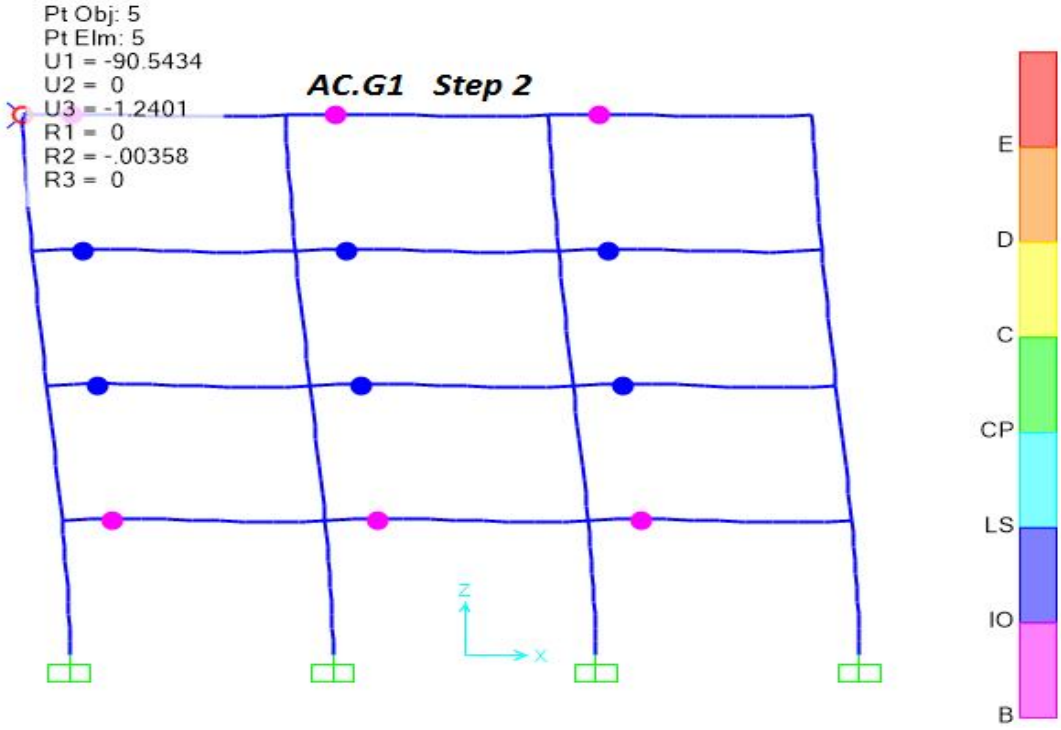
۴-۳- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G2 و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر دو

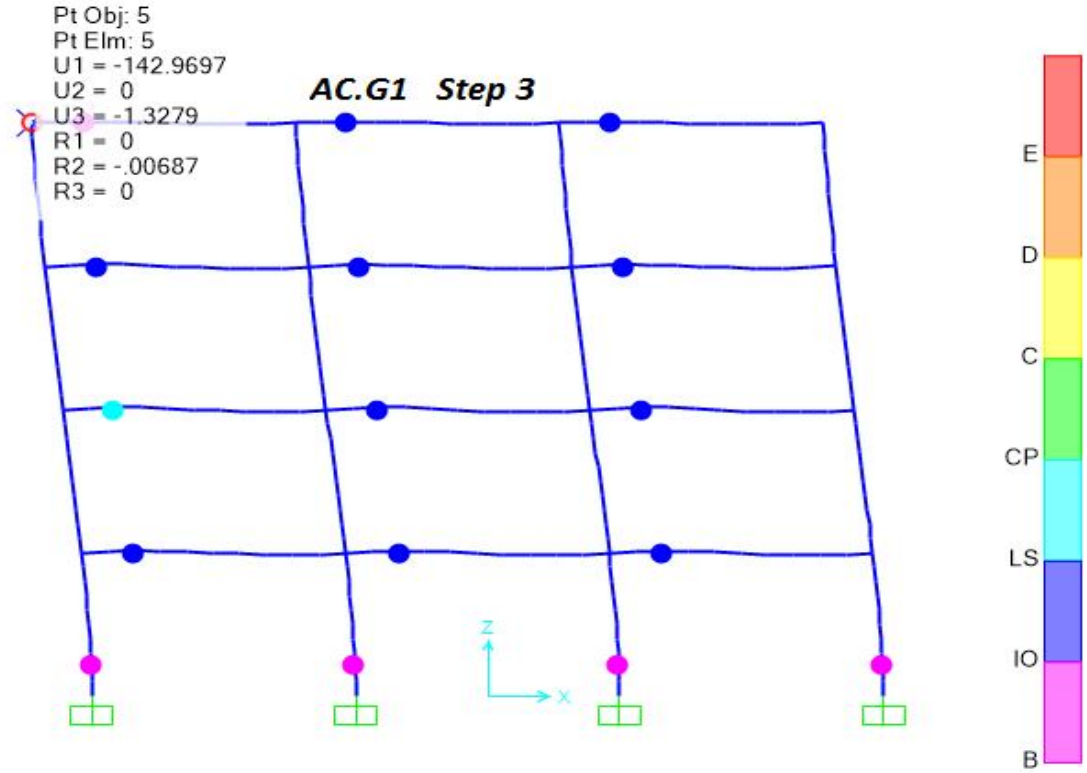




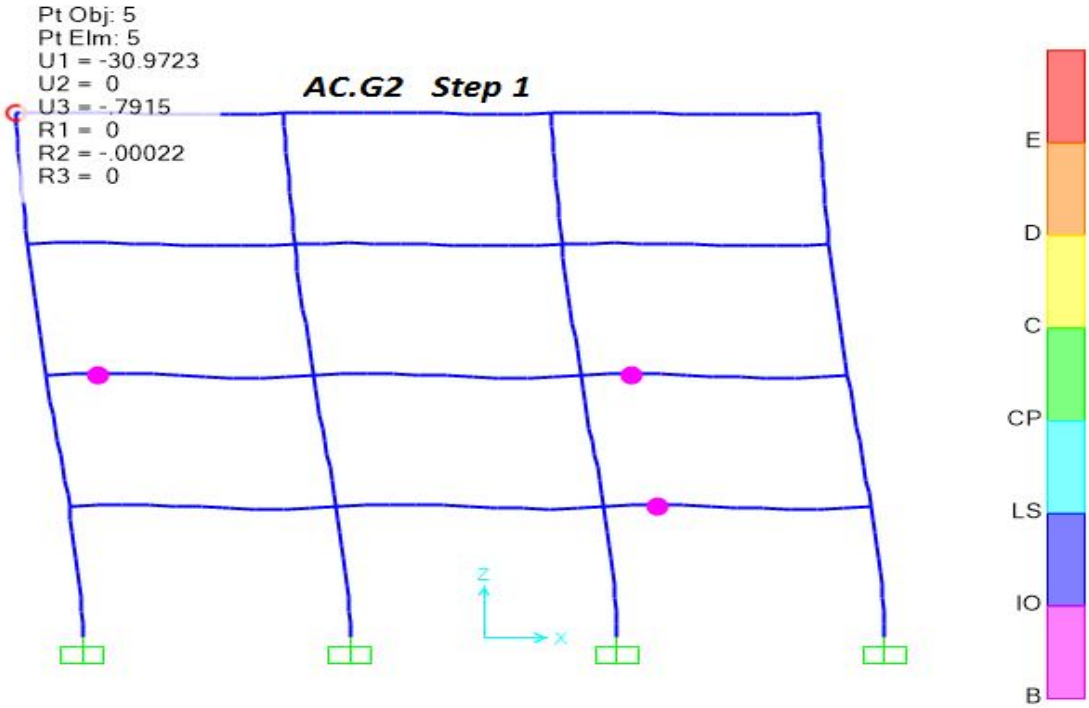
۳-5- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G1 و بار جانبی غیرخطی با توزیع متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر یک

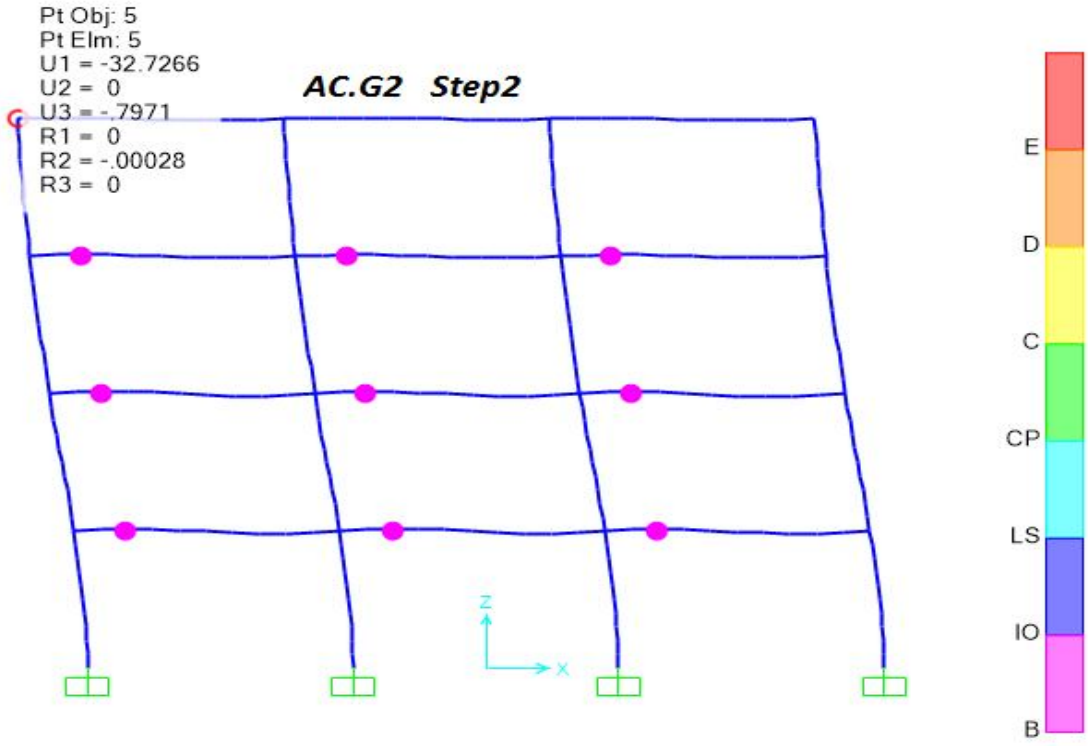

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -12.003
U2 = 0
U3 = -1.0689
R1 = 0
R2 = .00097
R3 = 0
AC.G1 Step 1
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

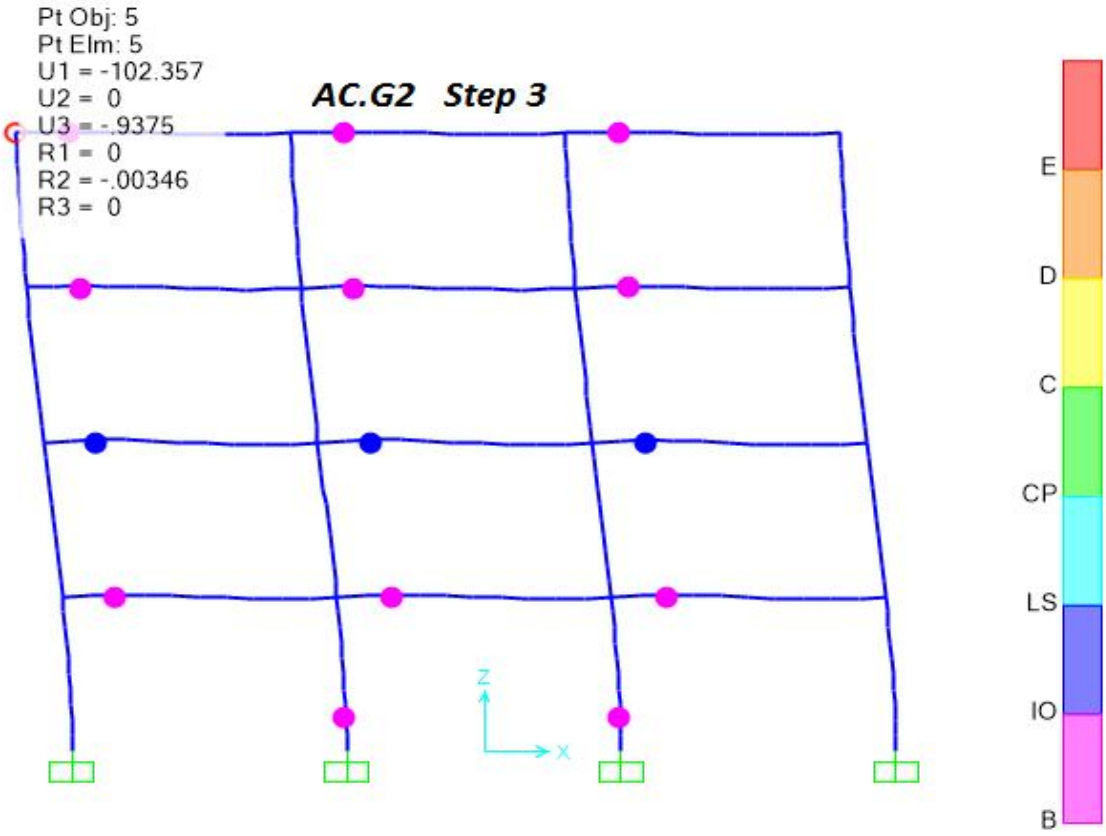

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -90.5434
U2 = 0
U3 = -1.2401
R1 = 0
R2 = -.00358
R3 = 0
AC.G1 Step 2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

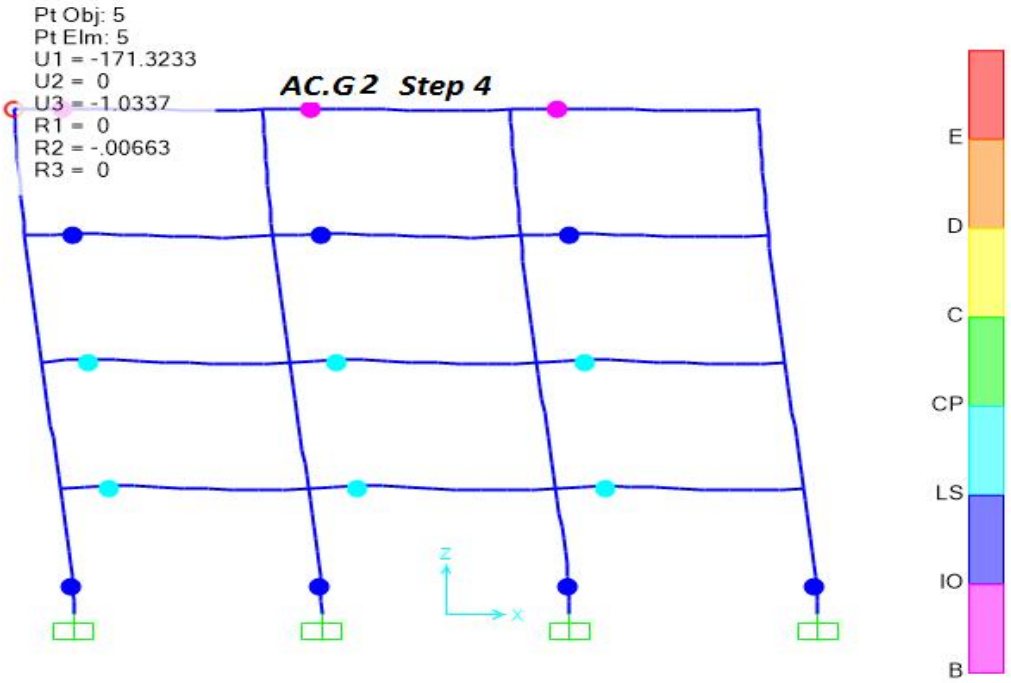


۳-6- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G2 و بار جانبی غیرخطی با توزیع متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر یک

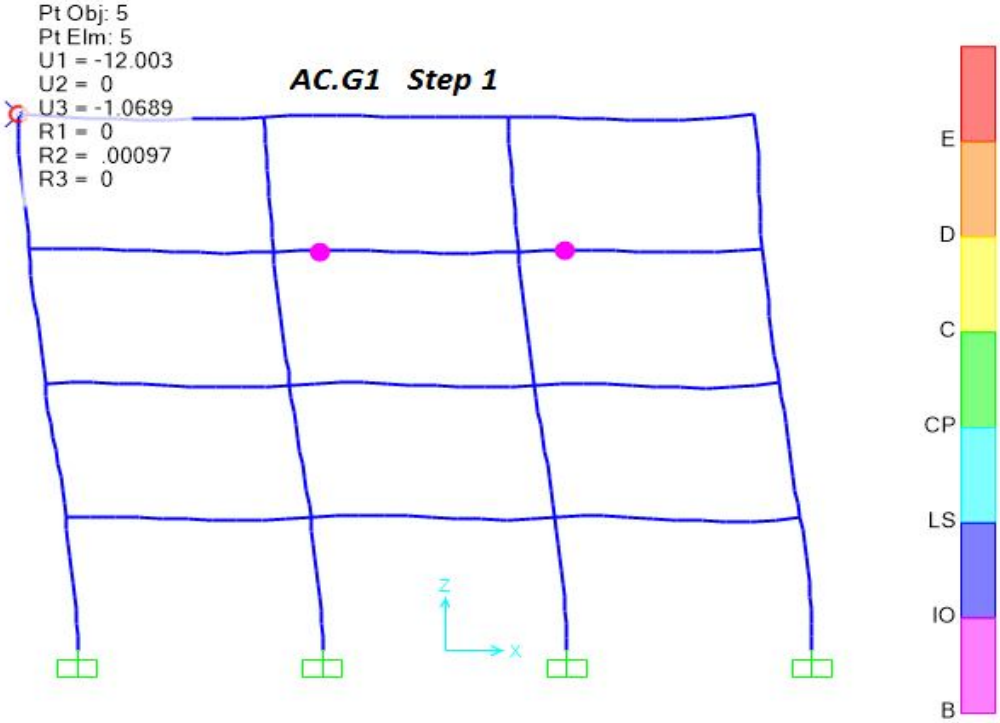


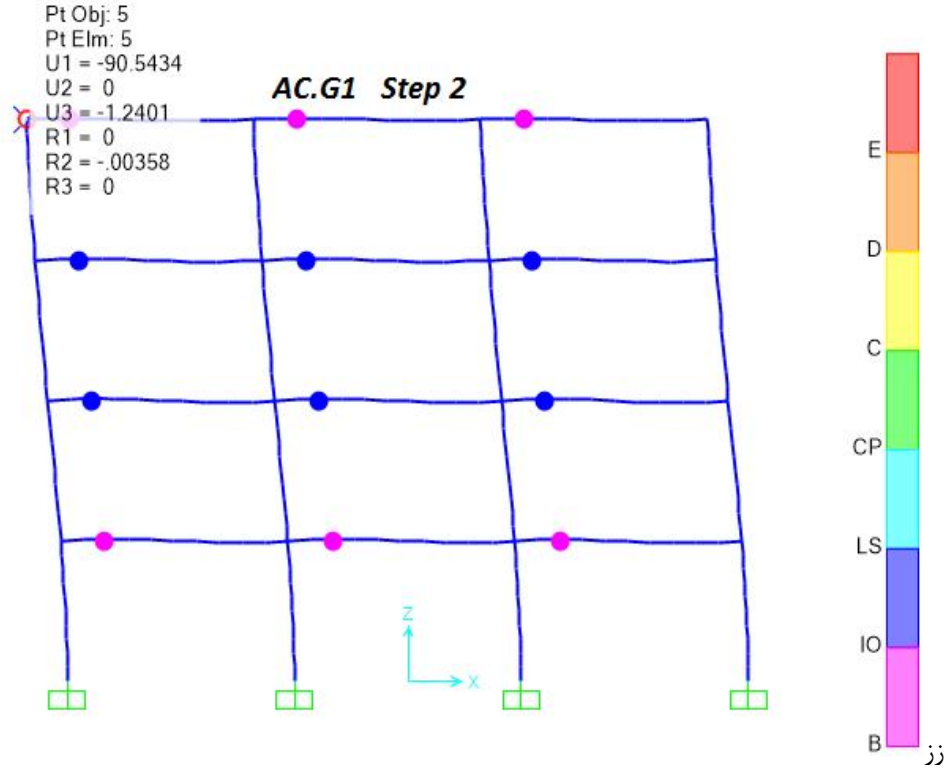

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -32.7266
U2 = 0
U3 = -.7971
R1 = 0
R2 = -.00028
R3 = 0
AC.G2 Step2
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

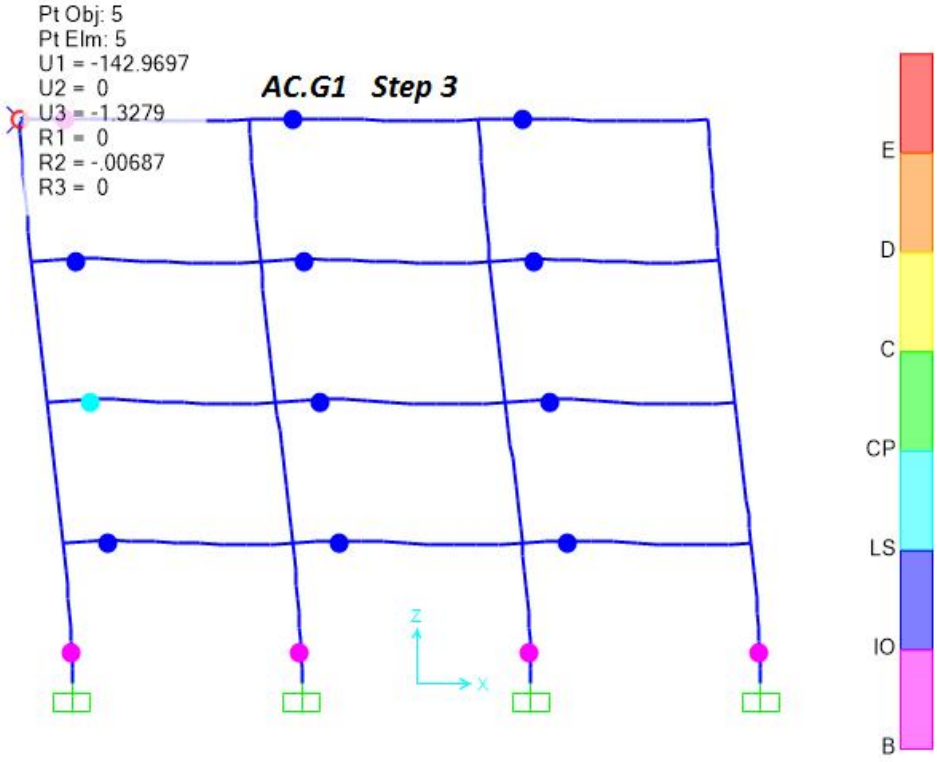

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -102.357
U2 = 0
U3 = -.9375
R1 = 0
R2 = -.00346
R3 = 0
AC.G2 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

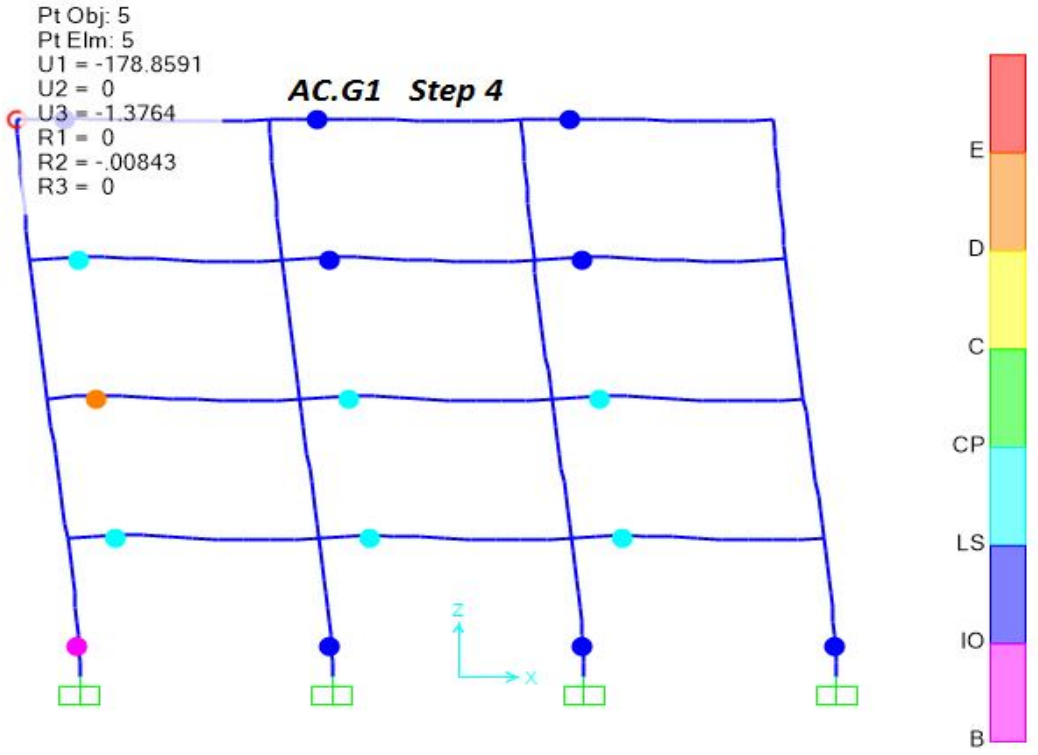


۷-۳- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G1 و بار جانبی غیرخطی با توزیع متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر دو

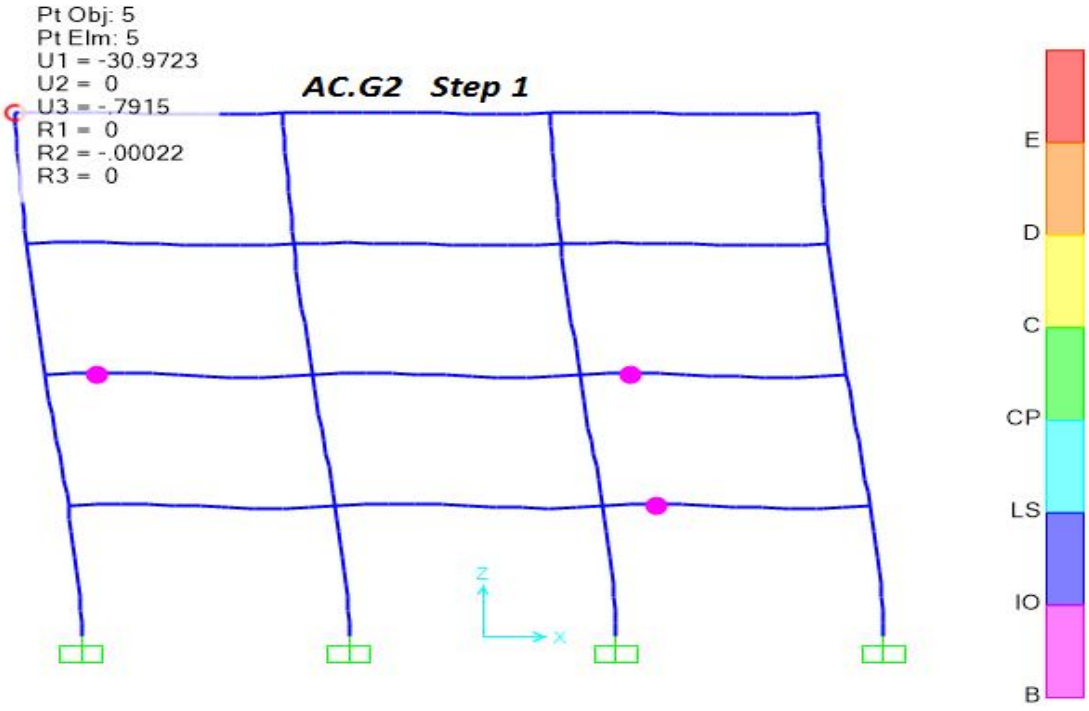


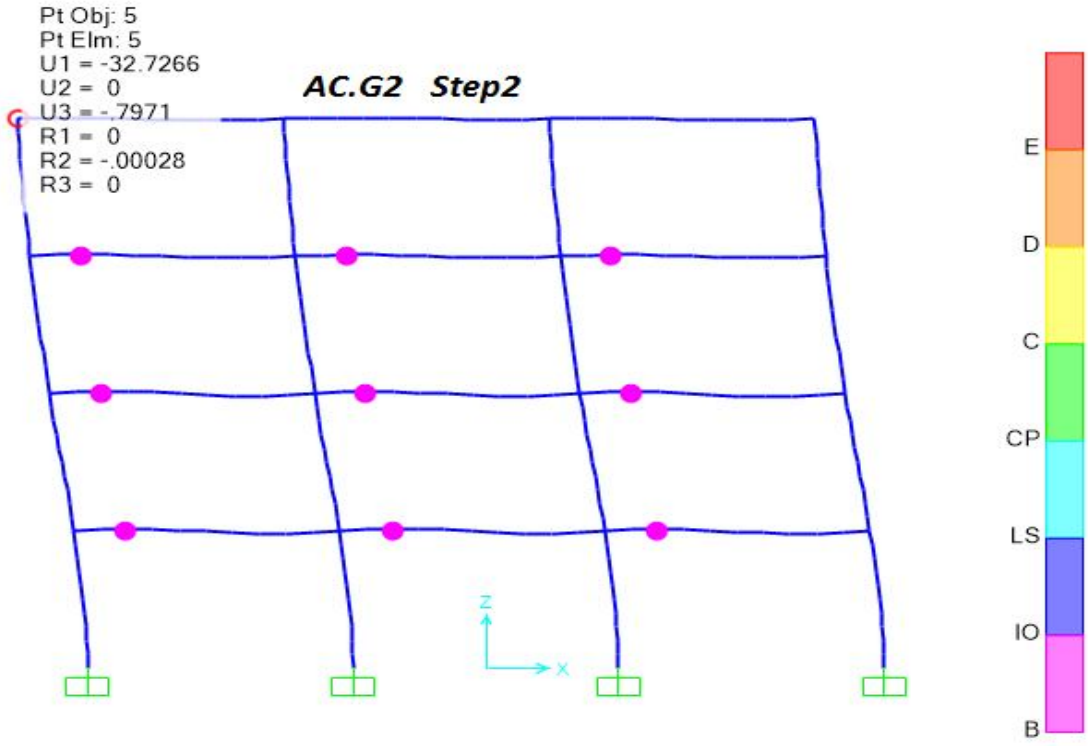

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -90.5434
U2 = 0
U3 = -1.2401
R1 = 0
R2 = -.00358
R3 = 0
AC.G1 Step 2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

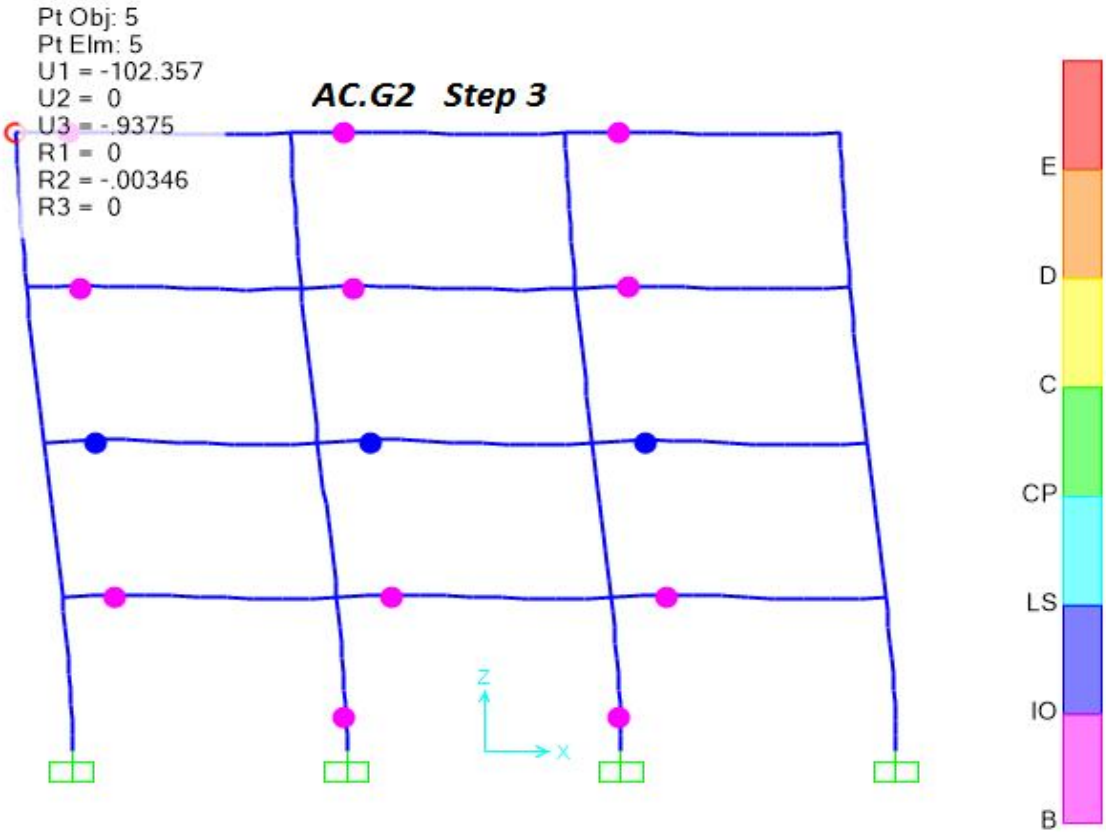

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -142.9697
U2 = 0
U3 = -1.3279
R1 = 0
R2 = -.00687
R3 = 0
AC.G1 Step 3
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

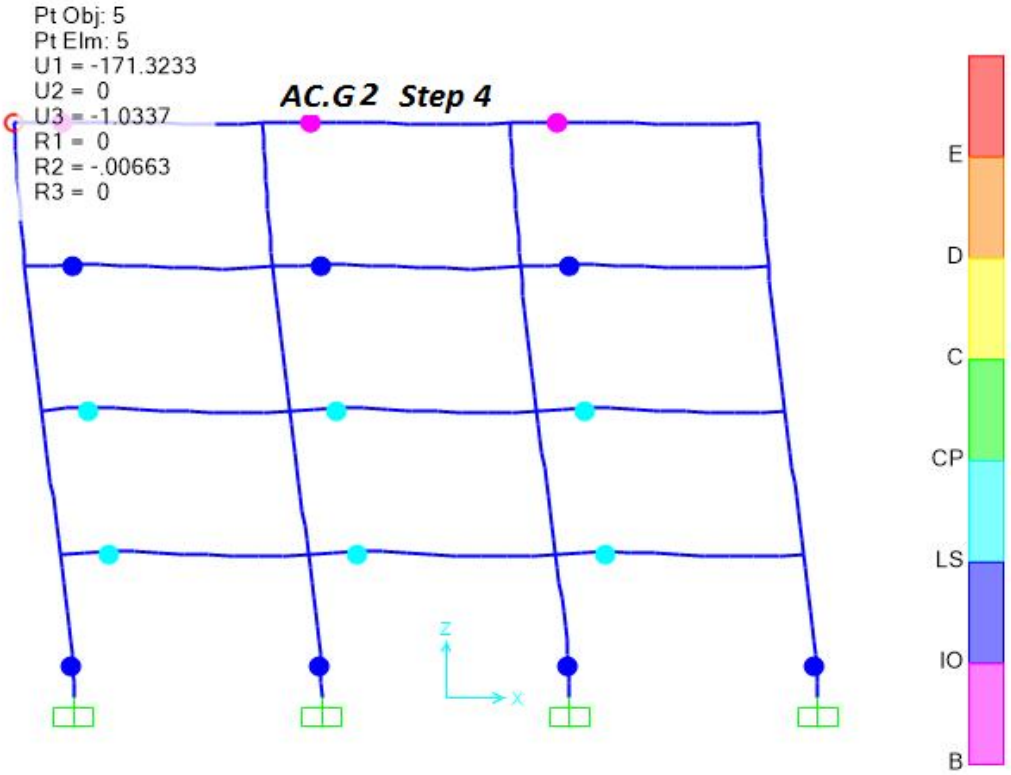


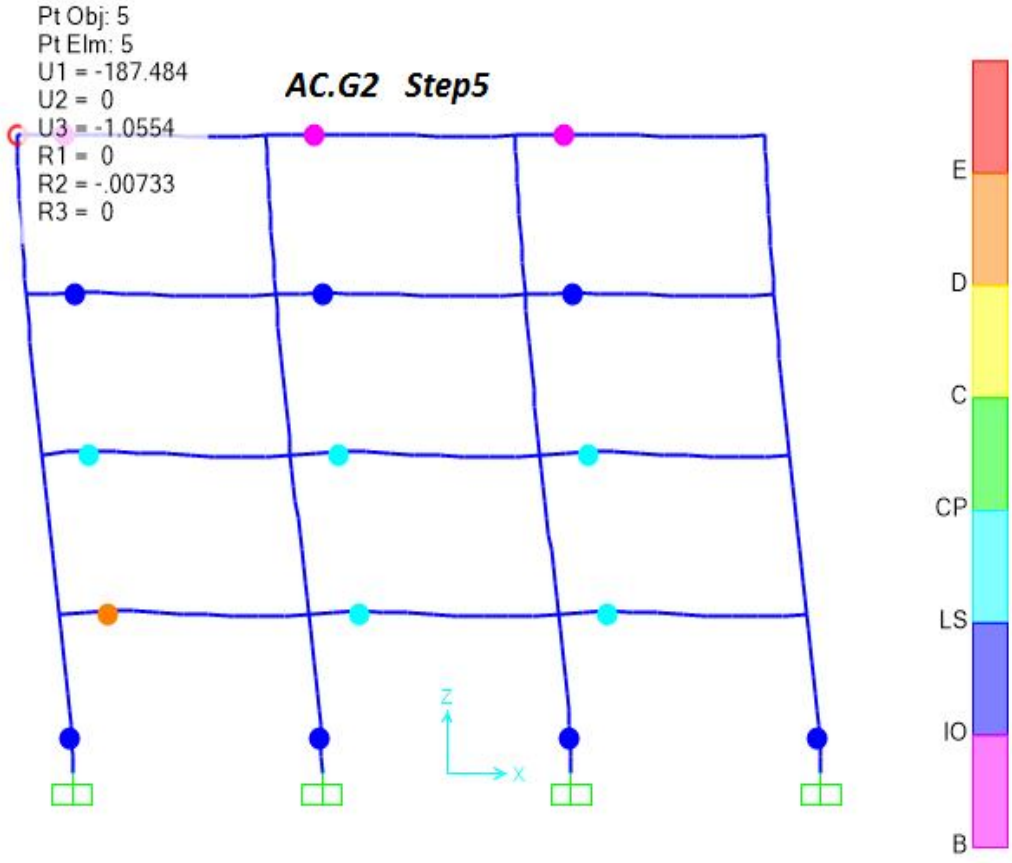
۳-8- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G2 و بار جانبی با توزیع بار متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر دو



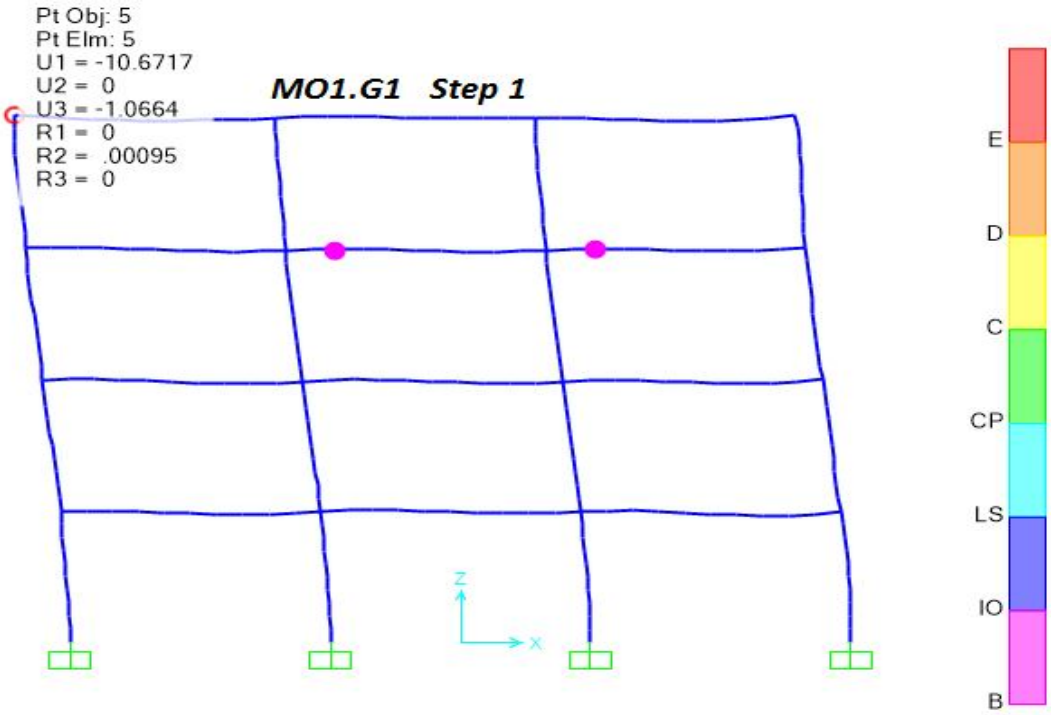

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -32.7266
U2 = 0
U3 = -.7971
R1 = 0
R2 = -.00028
R3 = 0
AC.G2 Step2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

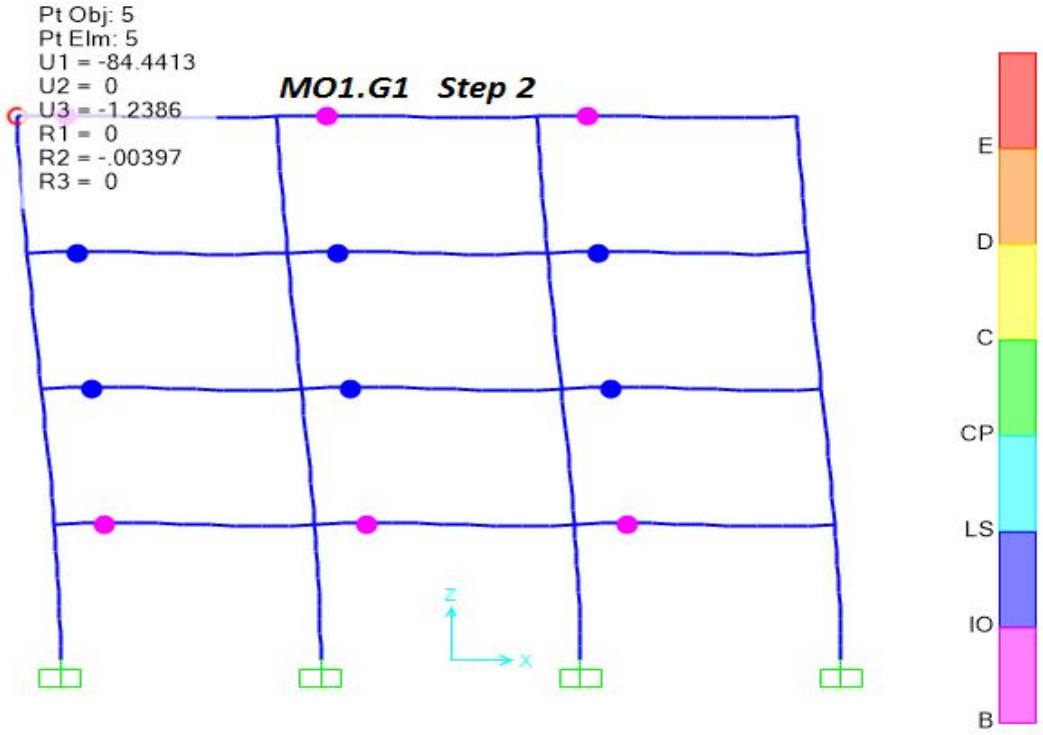

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -102.357
U2 = 0
U3 = -.9375
R1 = 0
R2 = -.00346
R3 = 0
AC.G2 Step 3
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

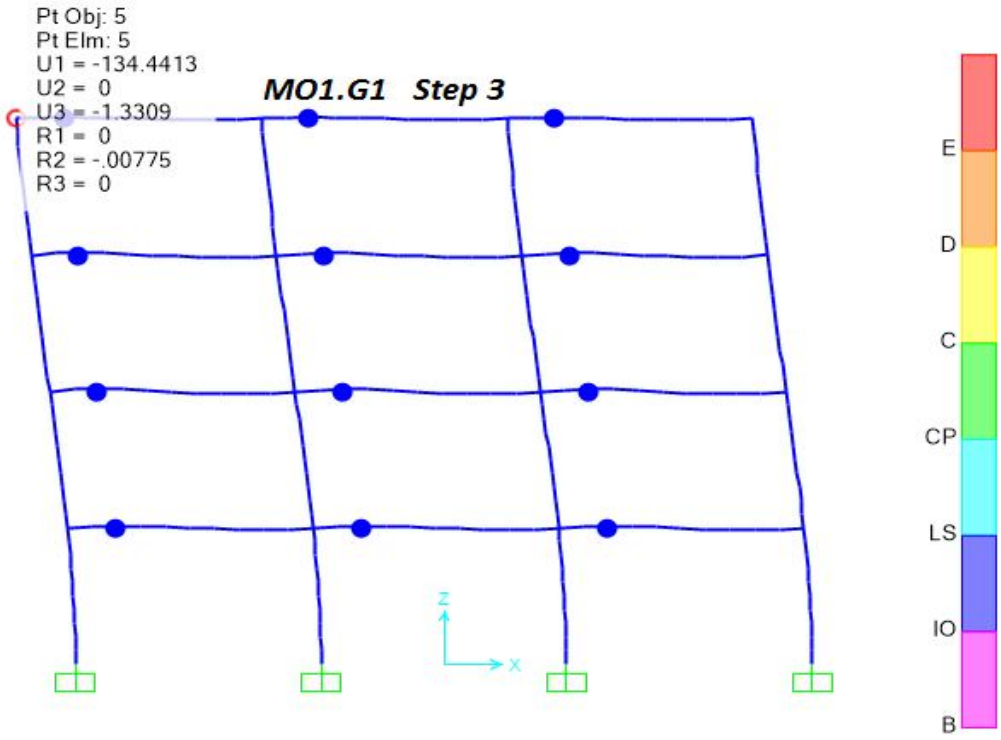




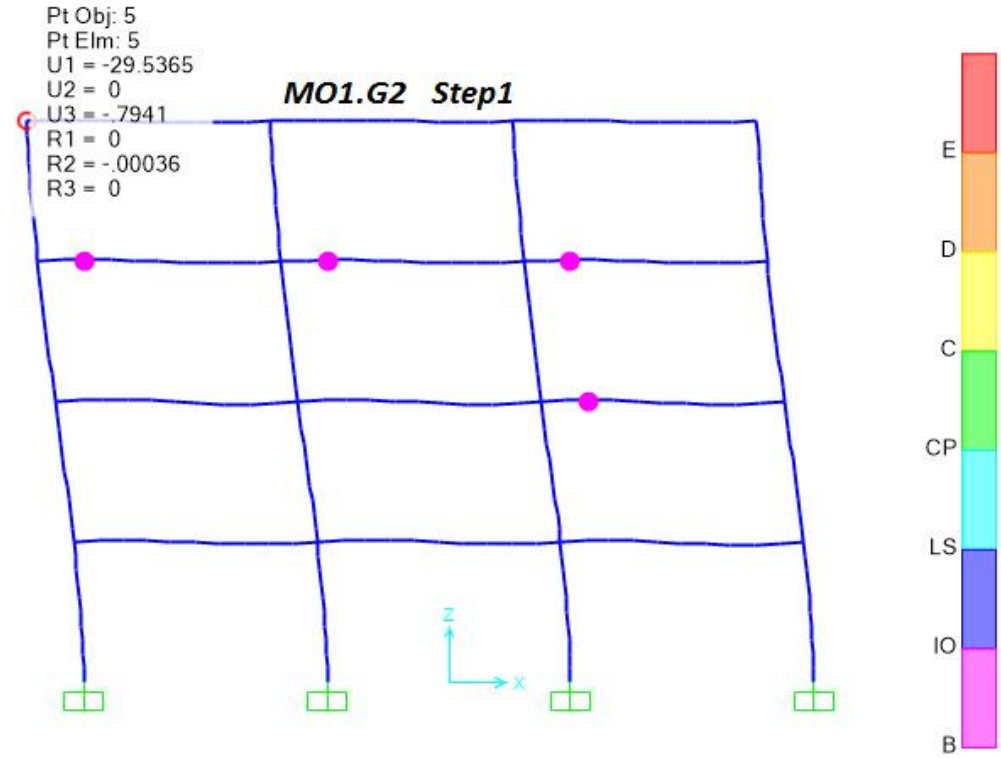
۳-9- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G1 و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر یک

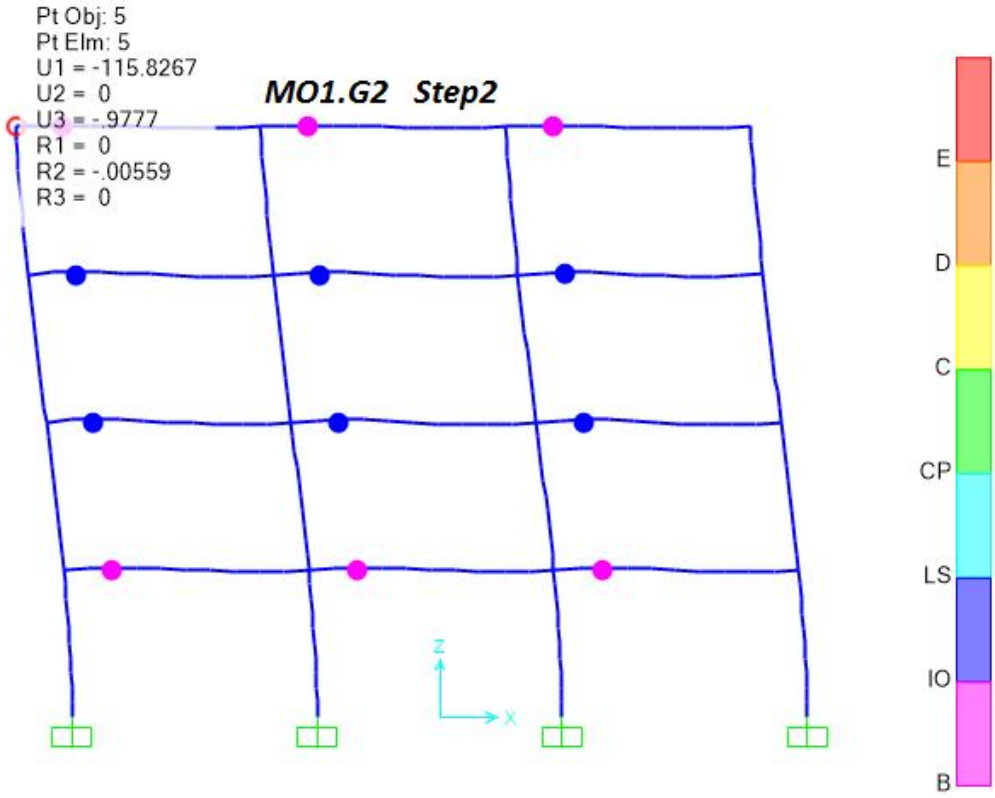

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -10.6717
U2 = 0
U3 = -1.0664
R1 = 0
R2 = .00095
R3 = 0
MO1.G1 Step 1
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

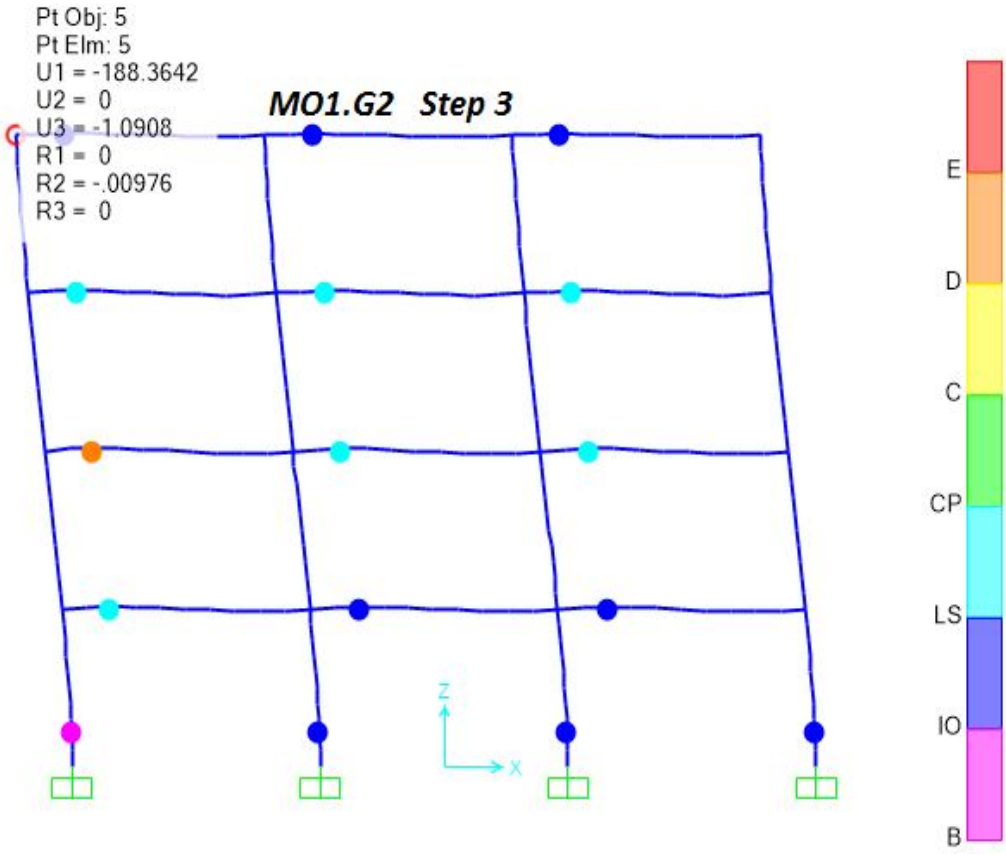

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -84.4413
U2 = 0
U3 = -1.2386
R1 = 0
R2 = -.00397
R3 = 0
MO1.G1 Step 2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B



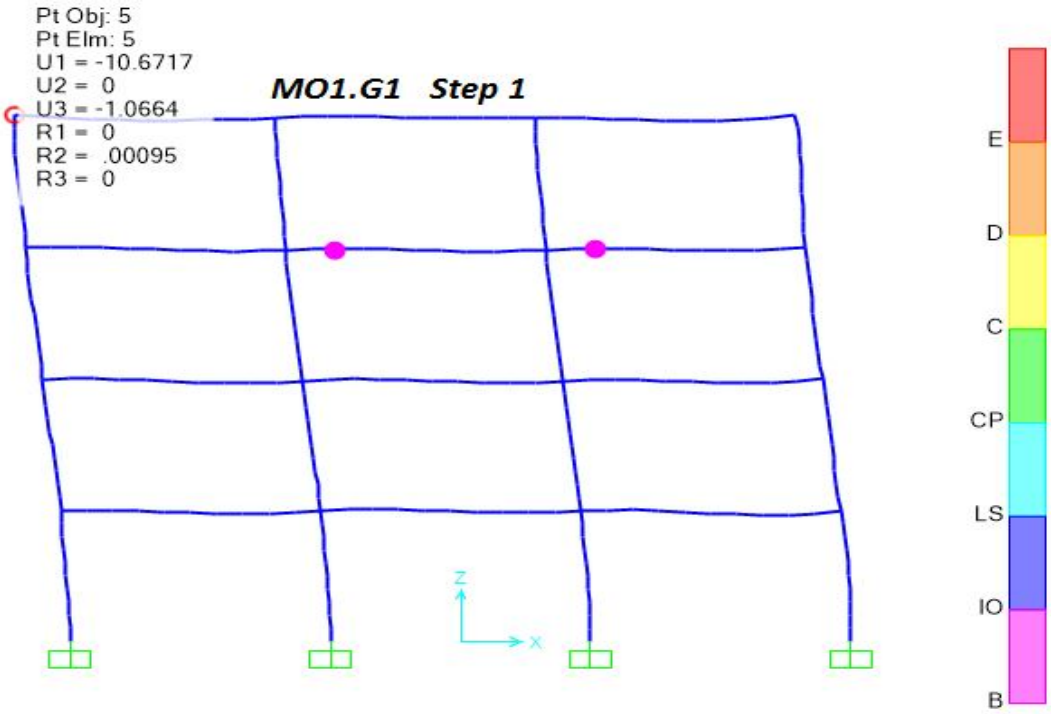
۳-10- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G2 و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر یک

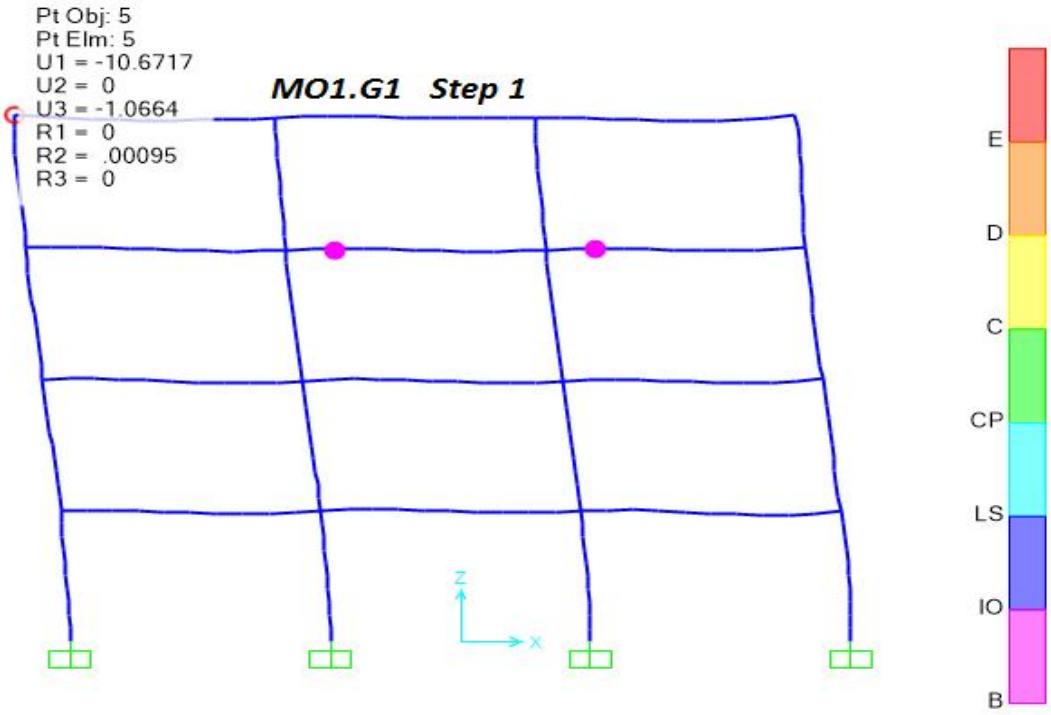


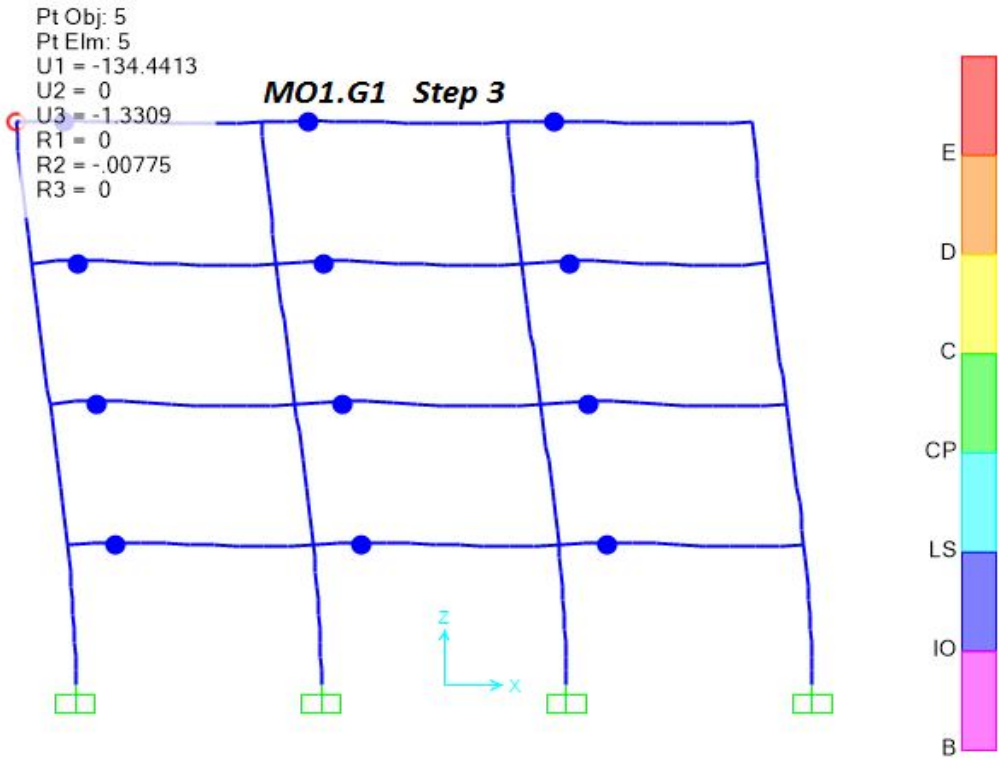

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -115.8267
U2 = 0
U3 = -.9777
R1 = 0
R2 = -.00559
R3 = 0
MO1.G2 Step2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

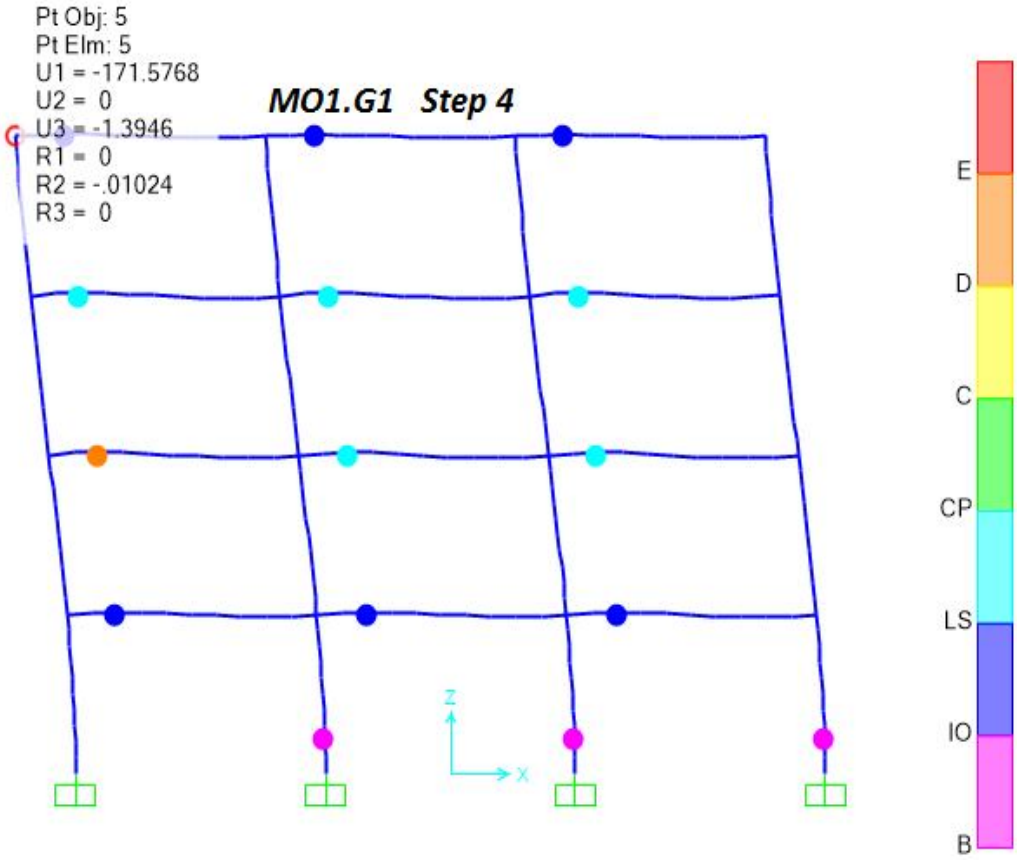

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -188.3642
U2 = 0
U3 = -1.0908
R1 = 0
R2 = -.00976
R3 = 0
MO1.G2 Step 3
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

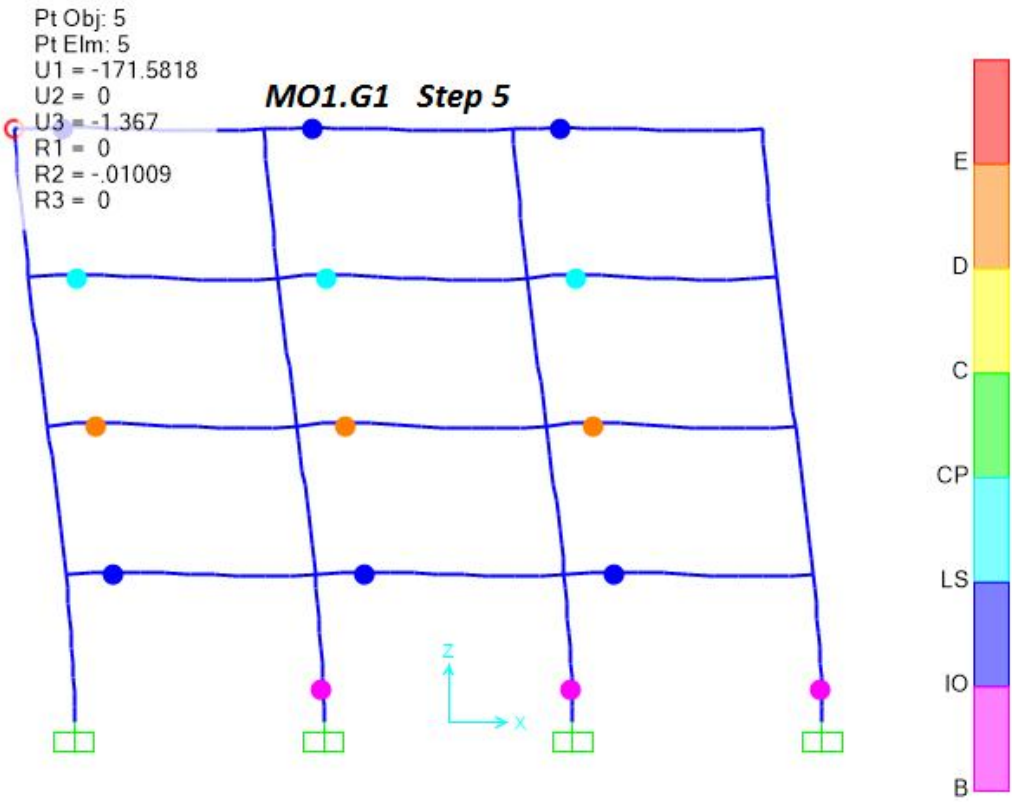
۳-11- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G1 و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر دو

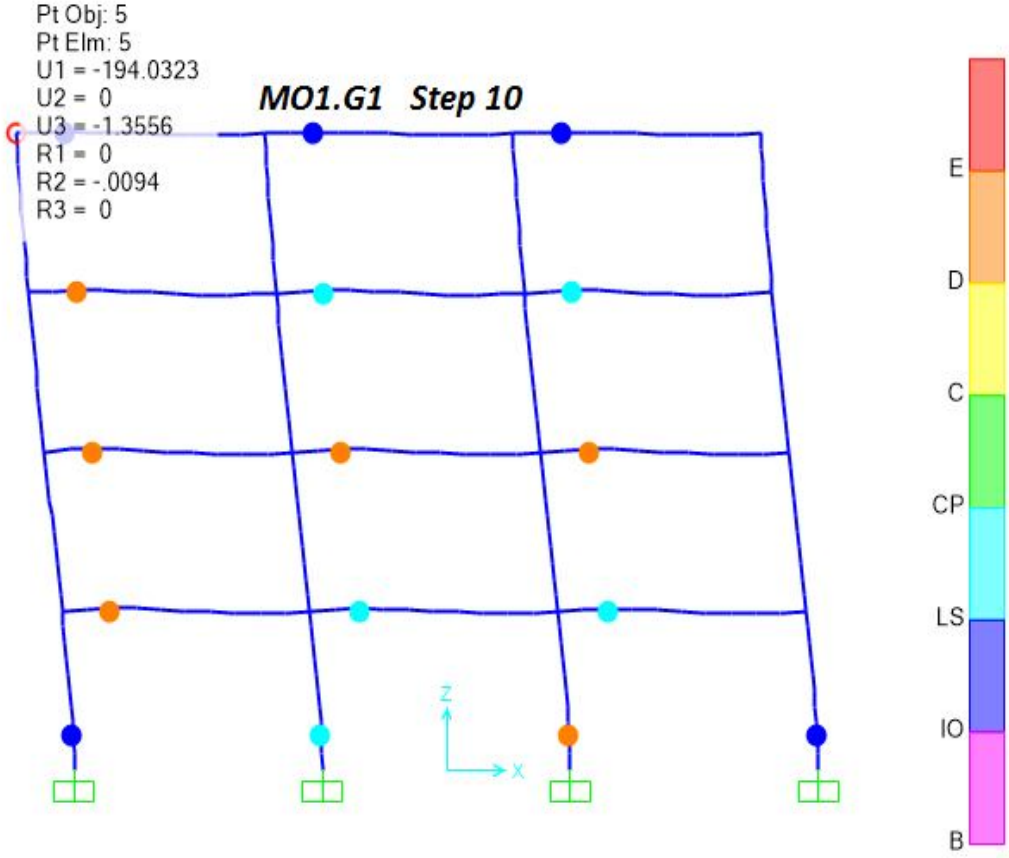


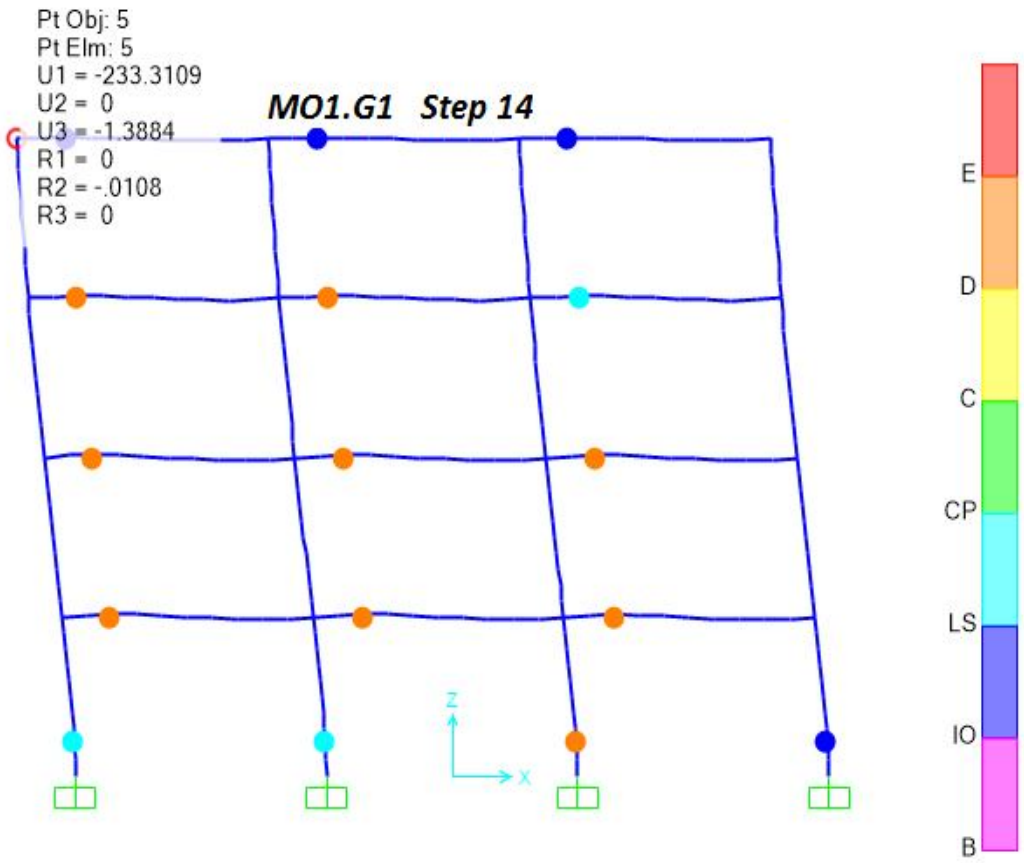


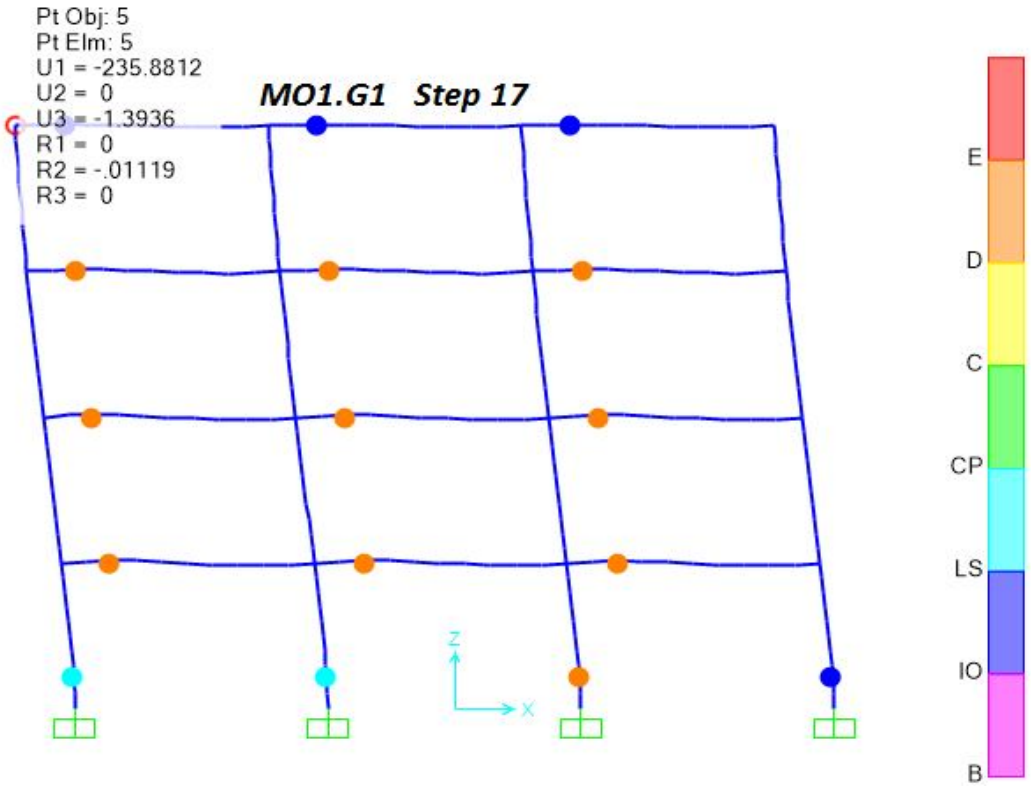

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -134.4413
U2 = 0
U3 = -1.3309
R1 = 0
R2 = -.00775
R3 = 0
MO1.G1 Step 3
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

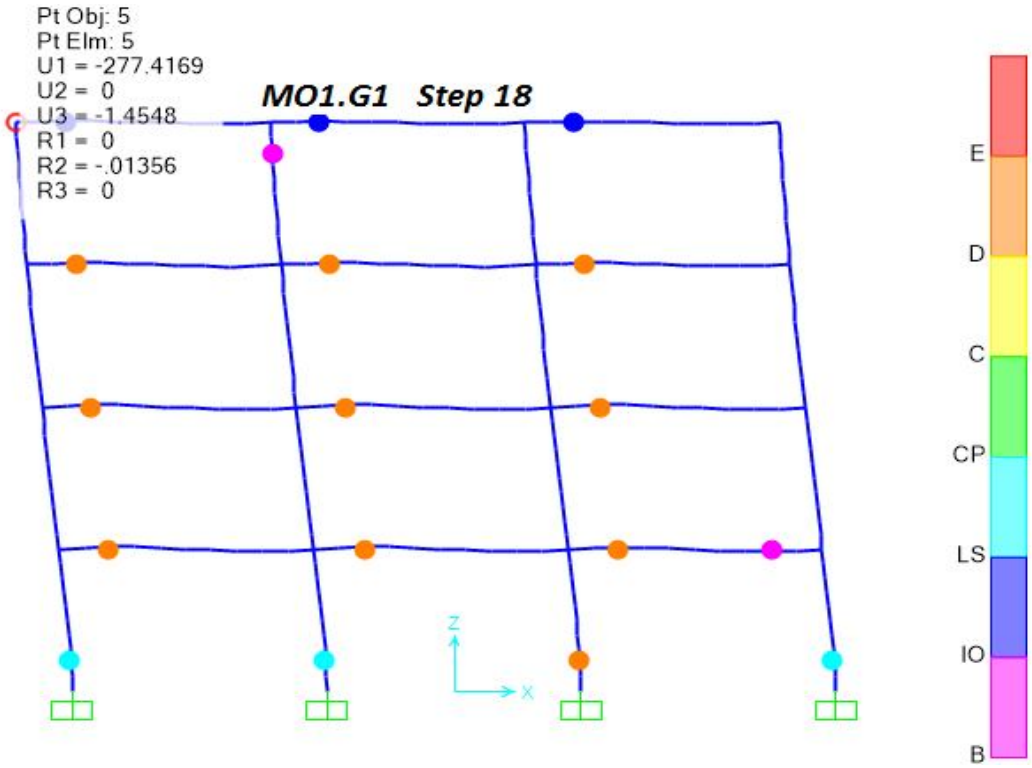

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -171.5768
U2 = 0
U3 = -1.3946
R1 = 0
R2 = -.01024
R3 = 0
MO1.G1 Step 4
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -171.5818
U2 = 0
U3 = -1.367
R1 = 0
R2 = -.01009
R3 = 0
MO1.G1 Step 5
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

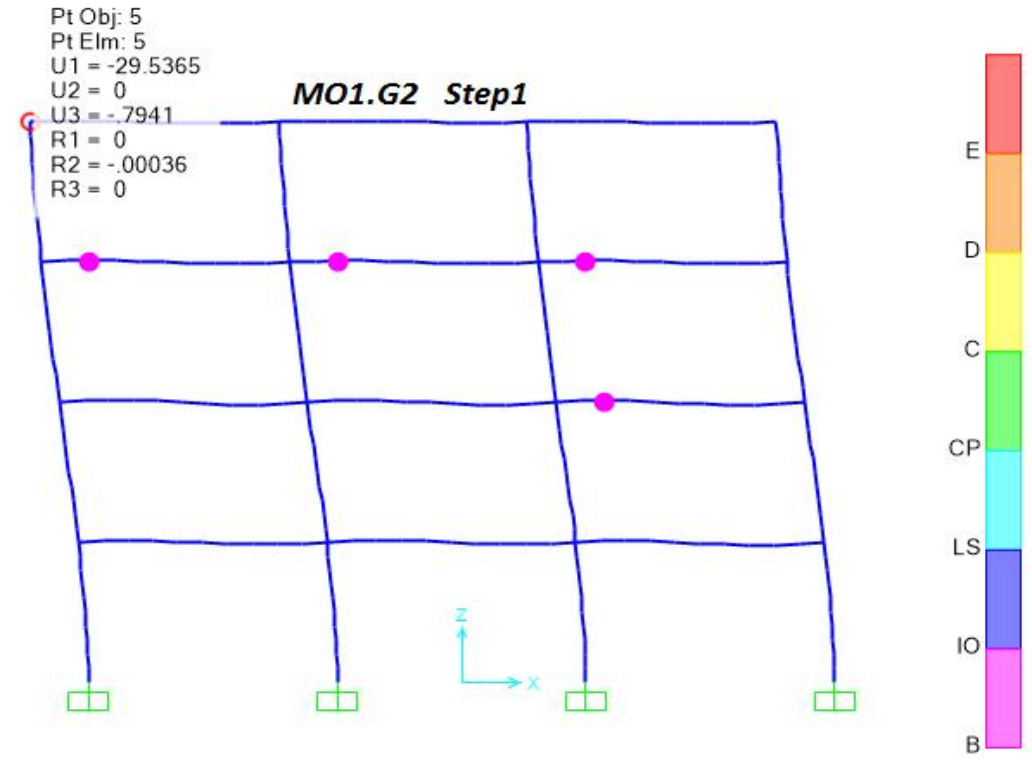

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -194.0323
U2 = 0
U3 = -1.3556
R1 = 0
R2 = -.0094
R3 = 0
MO1.G1 Step 10
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

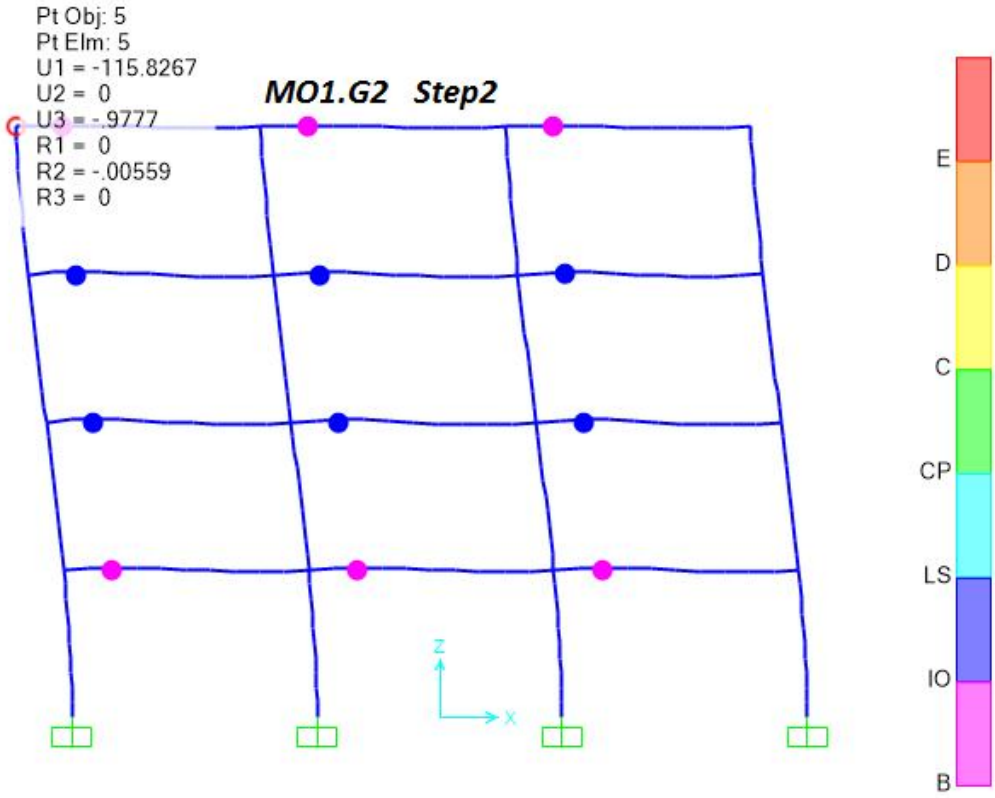

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -233.3109
U2 = 0
U3 = -1.3884
R1 = 0
R2 = -.0108
R3 = 0
MO1.G1 Step 14
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

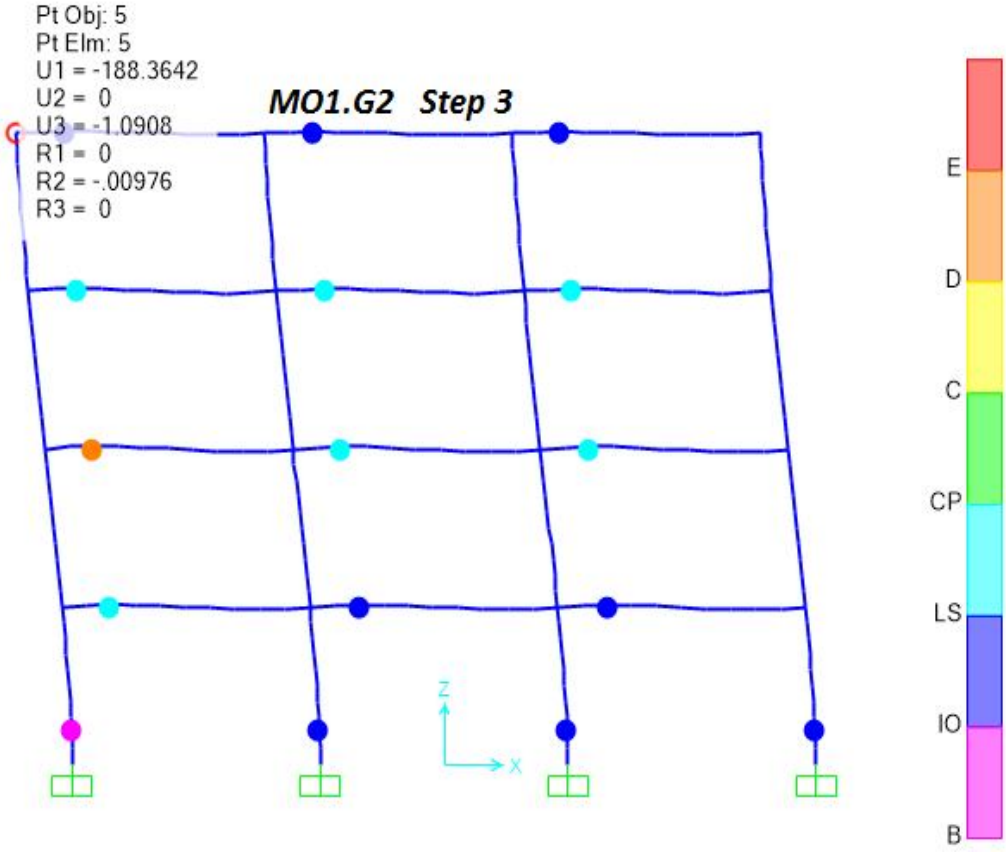

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -235.8812
U2 = 0
U3 = -1.3936
R1 = 0
R2 = -.01119
R3 = 0
MO1.G1 Step 17
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

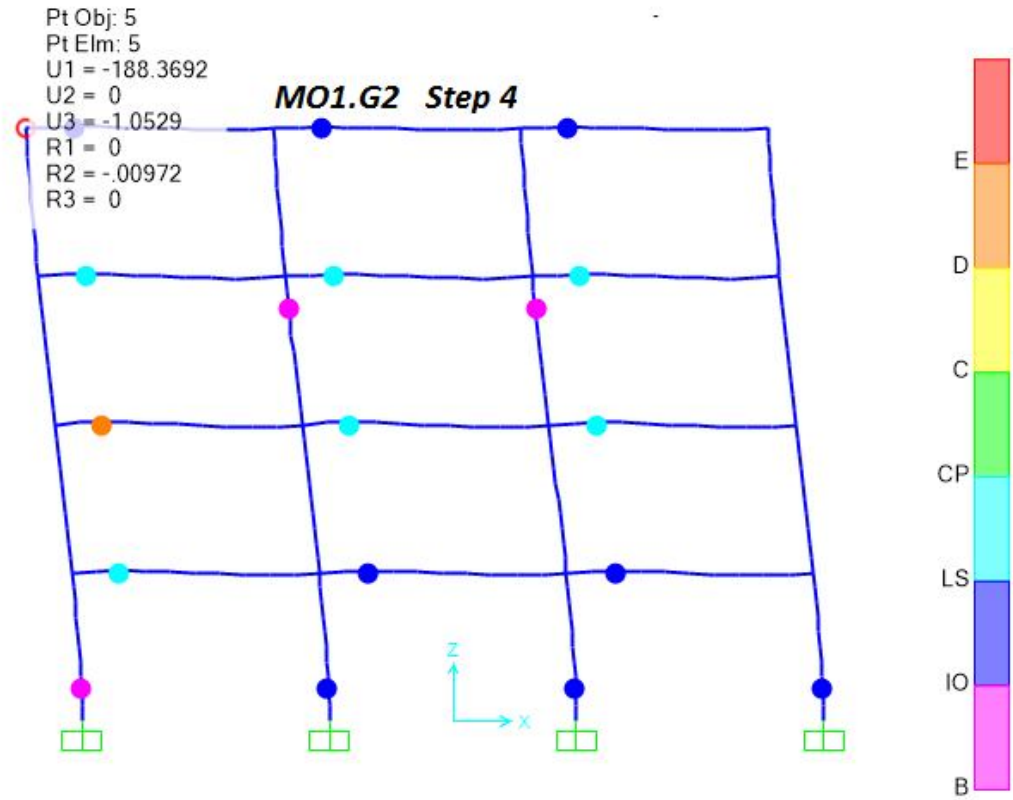


۳-12- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی G2 و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر دو




Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -115.8267
U2 = 0
U3 = -.9777
R1 = 0
R2 = -.00559
R3 = 0
MO1.G2 Step2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

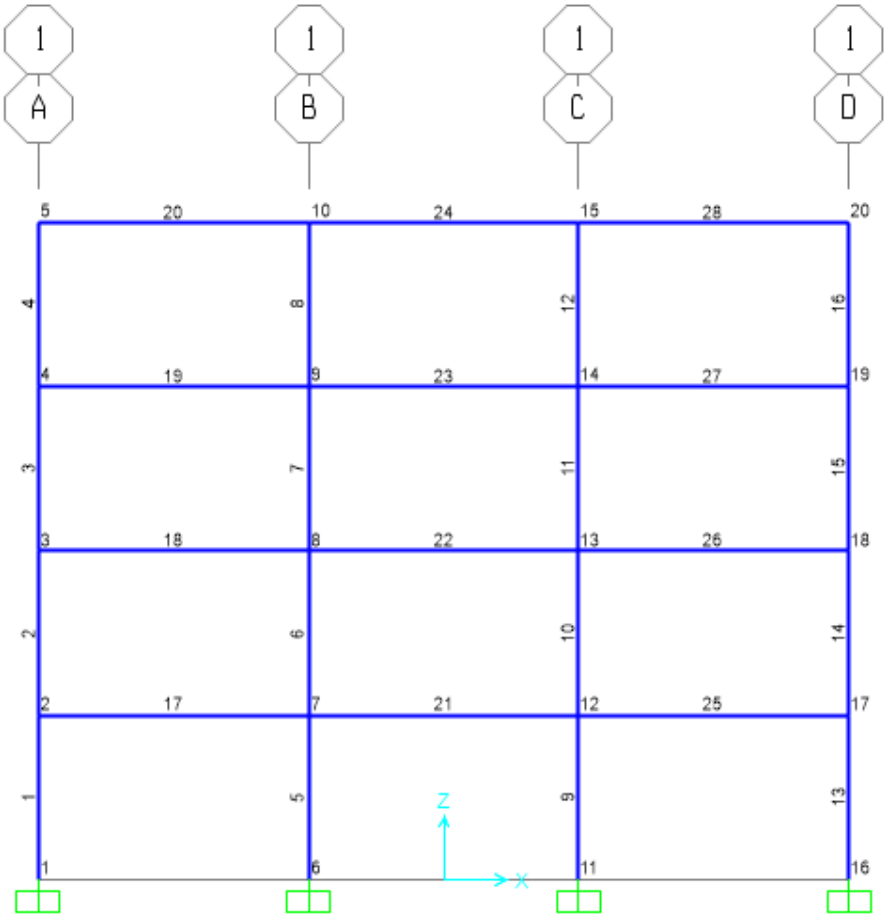

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -188.3642
U2 = 0
U3 = -1.0908
R1 = 0
R2 = -.00976
R3 = 0
MO1.G2 Step 3
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B



با توجه به تحلیل توسط نرم‌افزار همان گونه تصویر فوق مشاهده می‌شود سازه کفایت لازم را در برابر بارهای ثقلی و زلزله سطح خطر ۱ داشته و نیاز به بهسازی ندارد. در زلزله سطح خطر دو، ۱۰ عضو به شرح زیر نیاز به بهسازی دارد.

برای زلزله استاتیکی غیرخطی تحت بار ثقلی G1 با توزیع متناسب با مود اول ارتعاش در سطح خطر دو تیرهای شماره: ۱۷، ۱۸، ۱۹، ۲۱، ۲۲، ۲۳، ۲۵، ۲۶، ۲۷ و ستون شماره ۹

برای زلزله استاتیکی غیرخطی تحت بار ثقلی G1 با توزیع متناسب با توزیع زلزله استاتیکی خطی در سطح خطر دو تیر شماره ۲۶



مفاهیم عمومی در خصوص ظرفیت سازه

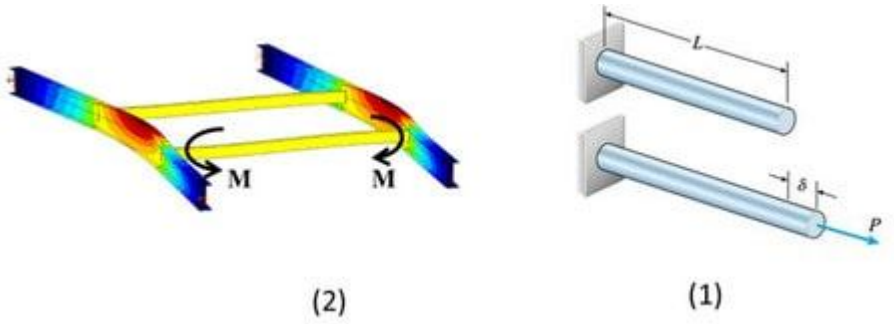
در تعریف مفهوم ظرفیت سازه می‌توان گفت که ظرفیت کلی یک سازه به مقاومت (ظرفیت نیرویی) و ظرفیت تغییرمکانی هر یک از اعضای آن وابسته می‌باشد. به‌طورکلی برای دست‌یابی به ظرفیت سازه در آن‌سوی محدوده الاستیک، روش های تحلیل غیرخطی موردنیاز می‌باشد.

ازلحاظ آیین نامه ای، ظرفیت درواقع حداکثر تلاشی است که یک المان از سازه، یا در مقیاس بزرگ‌تر خودِ سازه، می‌تواند تحمل کند؛ بدون این‌که از حدود مجازی که برای آن در نظر گرفته‌شده تجاوز نماید.

1.1.معرفی تلاش و تغییرشکل

واژه تلاش به همان نیروهای وارده و یا تنش‌های ناشی از آن نیروها به المان های سازه ای گفته می‌شود که به اصطلاح Actionهم نام‌گذاری می‌گردد. به عنوان مثال، لنگرهای وارده به یک عضو، مثل لنگر پیچشی یا لنگر خمشی و همچنین نیروهای برشی و نیروهای محوری و تنش‌های متناظر با این نیروها و لنگرها را به عنوان تلاش می‌شناسیم.

هرکدام از این تلاش‌ها تغییر شکل و یا تغییر مکانی را در المان یا سازه ی ما به وجود خواهند آورد که از آن با عنوان Deformationنام برده می‌شود. به عنوان مثال همان گونه که در اشکال زیر مشاهده می‌کنید هرکدام از این تلاش‌ها باعث تغییر شکل متناظر با آن تلاش، می‌گردند.

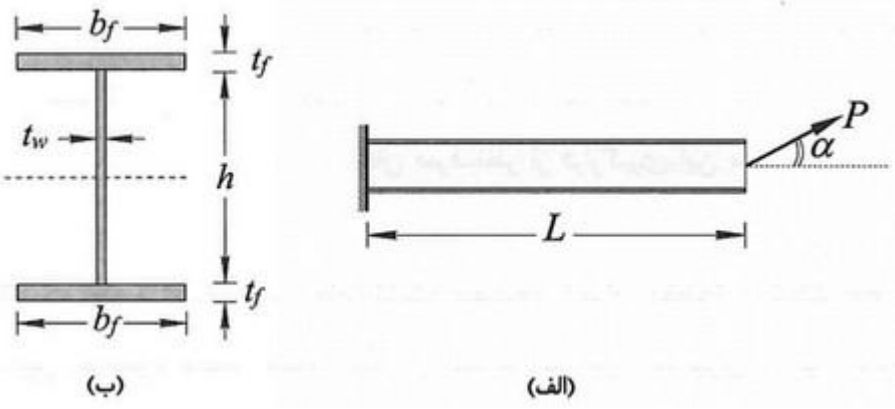


(شکل ۱) تغییرشکل متناظر با تلاش مربوط به آن

همان‌گونه که در شکل بالا می‌بینید در تصویر شماره ۱ تلاش نیروی محوری کششی باعث تغییر شکل به صورت ازدیاد طول در المان مربوطه شده است) به اندازه (δ و همچنین در تصویر شماره ۲ تلاش لنگرپیچشی ناشی از لنگرهای خمشی وارده به تیرهای فرعی، سبب ایجاد تغییرشکل به صورت اعوجاج در تیرهای اصلی شده است.

2.1.چگونگی تاثیر تلاش وارد بر ظرفیت سازه

ظرفیت یک سازه یا یک عضو را نمی‌توان بدون بررسی تلاش‌های وارد به آن، تعیین کرد. به عنوان مثال، اگر بخواهیم مطابق شکل ۲ ظرفیت تیر طره تحت بار P که با زاویه α به انتهای عضو وارد می‌شود را تعیین کنیم، مقدار زاویه‌ای که بار (تلاش) در انتهای تیر با محور افقی دارد، در تعیین ظرفیت آن بسیار مؤثر می‌باشد.



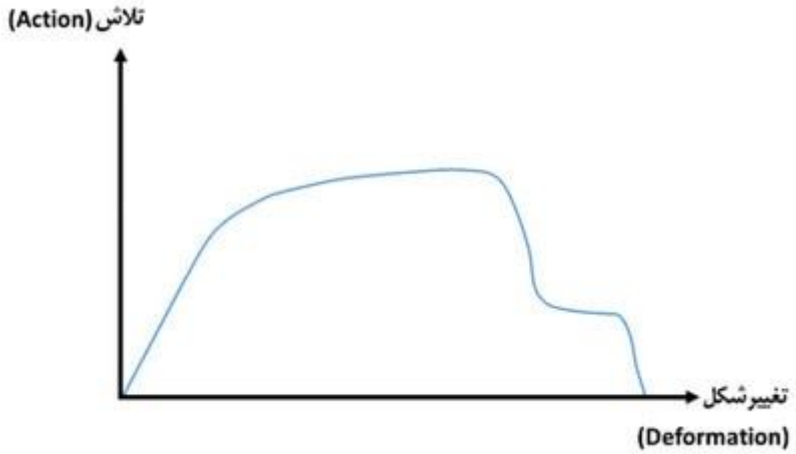
(شکل ۲) تغییرشکل متناظر با تلاش مربوط به آن

اگر ۰ α=باشد بایستی ظرفیت محوری تیر مدنظر قرار گیرد و چنان‌چه ۹۰ α=باشد ظرفیت خمشی و برشی تیر مورد نظرخواهد بود. برای حالت ۹۰ α>و ۰ α>ظرفیت بایستی بر اساس ترکیبی از خمش، برش و نیروی محوری تعیین گردد.

2.آشنایی با منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت، در واقع نشان دهنده‌ی میزان تغییر شکل‌های متناظر با تلاش مربوطه در قالب یک نمودار با دو محور می‌باشد. همان‌گونه که می‌دانیم هر نمودار شامل دو محور افقی و قائم می‌باشد. محور قائم نمودار منحنی ظرفیت نشان دهنده‌ی تلاش (Action) و محور افقی آن تغییرشکل (Deformation) می‌باشد. لذا به منحنی ترسیمی یک تلاش در مقابل تغییر شکل آن منحنی ظرفیت ناشی از آن تلاش می‌گوییم.

به عنوان نمونه منحنی ظرفیت یک المانِ سازه‌ایِ شکل‌پذیر می‌تواند مطابق با شکل زیر باشد.



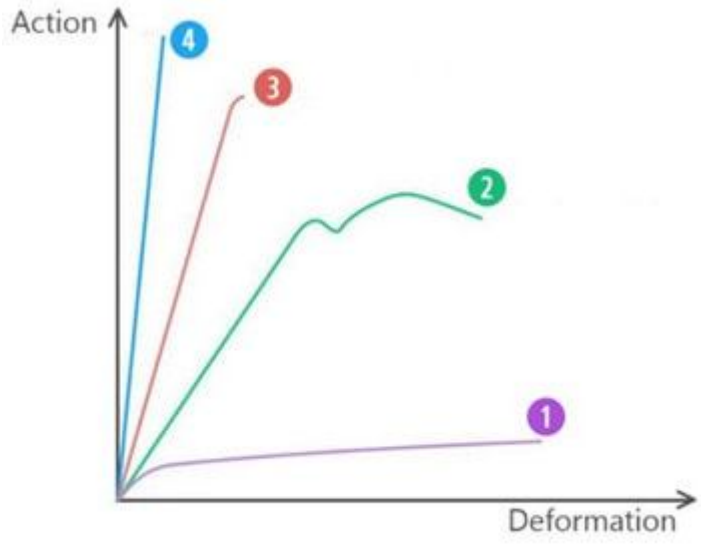
(شکل ۳) منحنی ظرفیت یک المان سازه‌ای

نمودارهای تنش-کرنش فولاد، بتن و یا هر ماده دیگر را نیز می‌توان در قالب همین نمودار (منحنی ظرفیت) با داشتن دو مؤلفه ترسیم نمود؛ این مولفه‌ها یکی از جنس تلاش و دیگری از جنس تغییرشکل می‌باشند؛ در واقع، خصوصیات منحنی ظرفیت به پارامترهای زیر وابسته است:

- نوع ماده
- شکل هندسی
- خصوصیات ذاتی ماده

1.2. مقایسه و بررسی انواع منحنی های ظرفیت

با توجه به تلاش‌هایی که به المان وارد می‌شود تغییر شکل‌های مختلفی می‌تواند داشته باشد که در ادامه با برخی از آن‌ها آشنا خواهیم شد. به عنوان نمونه، در شکل زیر نمونه‌هایی از منحنی ظرفیت مواد مختلف، تحت یک تلاشِ مشخص مشاهده می‌شوند.



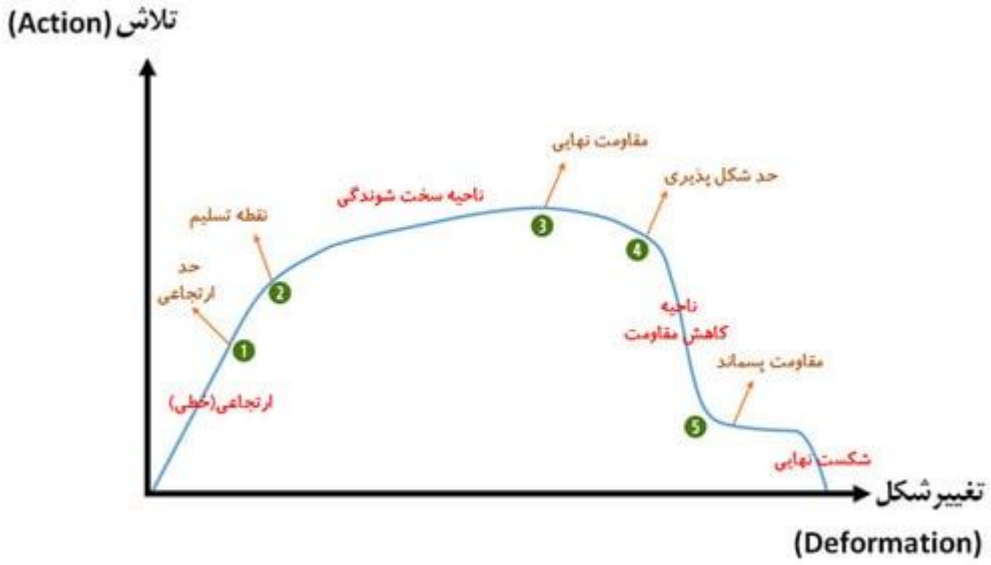
(شکل ۴) اشکال مختلف از منحنی‌های ظرفیت مواد مختلف تحت یک تلاش مشخص

- منحنی شماره ۱ مقطعی را نشان می‌دهد که عمده رفتار آن در ناحیه پلاستیک رخ می‌دهد و ناحیه خطی کوتاهی دارد. (مقطع با رفتار پلاستیک)

- منحنی شماره ۲ یک مقطع شکل‌پذیر را نمایش می‌دهد. فولاد نرمه رفتاری شبیه به این نمودار دارد.
- منحنی شماره ۳ یک مقطع با رفتار ترد را نشان می‌دهد. منحنی ظرفیت مصالح قوی که رفتار شکل‌پذیر ندارند به این صورت می‌باشد. (شبیه رفتار فولاد با مقدار کربن بالا)
- منحنی شماره ۴ یک مقطع با رفتار کاملاً خطی و مقاومت بالا را نشان می‌دهد که رفتار بسیار شکننده و تردی خواهد داشت.

2.2.بررسی نواحی مختلف منحنی ظرفیت

حال فرض می‌کنیم منحنی ظرفیت یک عضو از سازه مانند شکل زیر باشد:

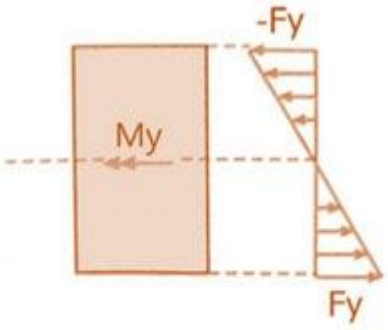


(شکل ۵) نواحی مختلف منحنی ظرفیت یکی از المان‌های سازه

همان‌گونه که در شکل ۵ مشاهده می‌کنید منحنی ظرفیت یک المان از سازه به نواحی و نقاط مختلفی تقسیم‌بندی شده است. در واقع هرکدام از نقاط ۱ تا ۵ نشان دهنده‌ی حدهای مختلف با خصوصیات متفاوت می‌باشند. در اینجا فرض ما بر این است که منحنی ظرفیت سازه بتنی ترسیم شده، مربوطه به نمودار لنگرخمشی در مقابل تغییرشکل انحناء برای یک مقطع بتنی (همانند تیر) می‌باشد. در ناحیه‌ی اول منحنی، رفتار مقطع کاملاً ارتجاعی (خطی) می‌باشد. در این قسمت ترکی در ناحیه بتن کششی ایجاد نمی‌شود و تا رسیدن به حد ارتجاعی در شکل بالا رفتار مقطع الاستیک و خطی باقی می‌ماند.

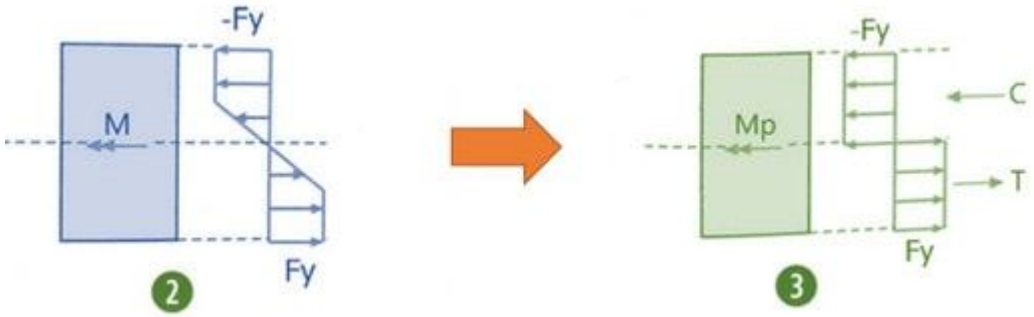
در نقطه ۱ که حد ارتجاعی نامیده شده است، تنش کششی بتن که تحت لنگرخمشی بوجود آمده است، به تنش ترک‌خوردگی بتن رسیده و ترک‌خوردگی در بتن ناحیه کششی اتفاق می‌افتد (همان‌گونه که می‌دانید لنگر متناظر با نقطه لنگر ترک‌خوردگی M_{cr} می‌باشد(.

از نقطه ۱ به بعد از ظرفیت کششی بتن به دلیل ترک‌خوردگی صرف‌نظر می‌شود و در واقع تمامی نیروهای کششی ناشی از لنگر خمشی وارده به مقطع توسط آرماتورهای مقطع تحمل خواهند شد. این تنش‌های کششی در آرماتورها با افزایش لنگر خمشی افزایش یافته تا آن جا که در نقطه تسلیم (نقطه ۲) اولین آرماتور در دورترین تار مقطع نسبت به تارخنثی به تنش حد تسلیم آرماتورها (F_y) می‌رسد. لنگر خمشی متناظر با این حالت را لنگرتسلیم M_y می‌نامند.



(شکل ۶) نقطه تسلیم مقطع تحت لنگرخمشی

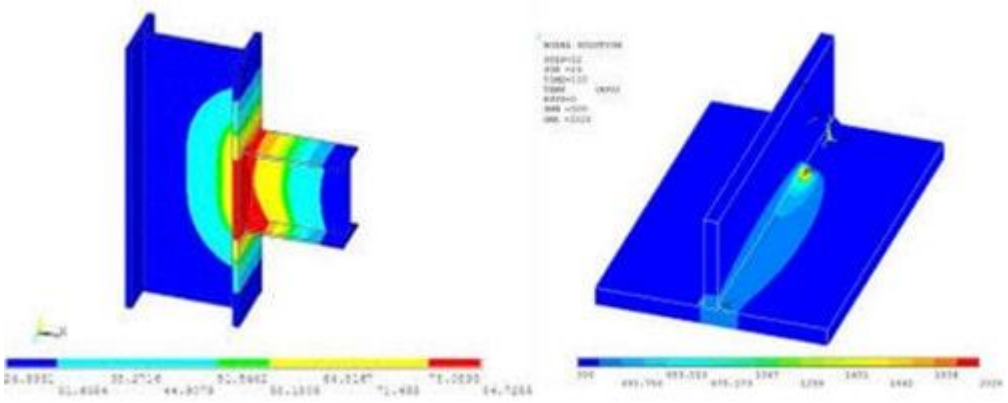
از نقطه تسلیم به بعد، با افزایش لنگر خمشی، مقطع وارد ناحیه‌ای به نام سخت‌شوندگی کرنشی می‌شود که در آن به ترتیب سایر آرماتورهای مقطع نیز جاری می‌شوند تا این‌که در نقطه حد مقاومت نهایی (نقطه ۳) همه آرماتورهای مقطع جاری شوند. لنگر خمشی متناظر با حالت مقاومت نهایی را مطابق با شکل ۷ لنگر پلاستیک مقطع M_p می‌نامند.



(شکل ۷) جاری شدن آرماتورهای مقطع در اثر افزایش لنگر خمشی

پس از حد مقاومت نهایی (نقطه ۳)، با افزایش لنگر، به دلیل کاهش مقاومت انحناء مقطع افزایش‌یافته و درنهایت کرنش بتن نیز در دورترین تار فشاری به حداکثر خود (ε_{cu}) می‌رسد (نقطه ۴ .(این نقطه را حد شکل‌پذیری مقطع می‌نامند. از نقطه ۴ به بعد با افت بسیار شدید مقاومت روبرو می‌شویم که آن را ناحیه کاهش مقاومت می‌نامیم. این کاهش مقاومت در ناحیه‌ای از نمودار که ناحیه مقاومت پسماند نام‌گذاری شده است متوقف می‌شود.

مقاومت پسماند به دلیل تنش‌های پسماندی است که در مقطع وجود دارد. مقدار تنشی را که پس از حذف عامل ایجاد تنش در یک ماده باقی می‌ماند تنش پسماند می‌نامند. علت ایجاد این تنش دلایل مختلفی می‌تواند داشته باشد که یکی از دلایل مهم آن تغییرهای پلاستیک ایجادشده می‌باشد. همچنین تغییرات دمایی ناهمسان که به‌عنوان‌مثال در جوشکاری قطعات فولادی رخ می‌دهد نیز یکی از دلایل ایجاد تنش پسماند در مقاطع می‌باشد.



(شکل ۸) نمونه‌ای از اتصال فولادی دارای تنش پسماند

پس از ناحیه مقاومت پسماند شکست نهایی مقطع رخ خواهد داد که عملاً دیگر انتظاری از ظرفیت مقطع نداریم و ظرفیت به صفر رسیده است. نمونه‌ای از این حالت که ظرفیت مقطع به حداکثر مقدار خود رسیده و عضو یا سازه در حالت شکست نهایی قرار گرفته، در شکل زیر مشاهده می‌شود.

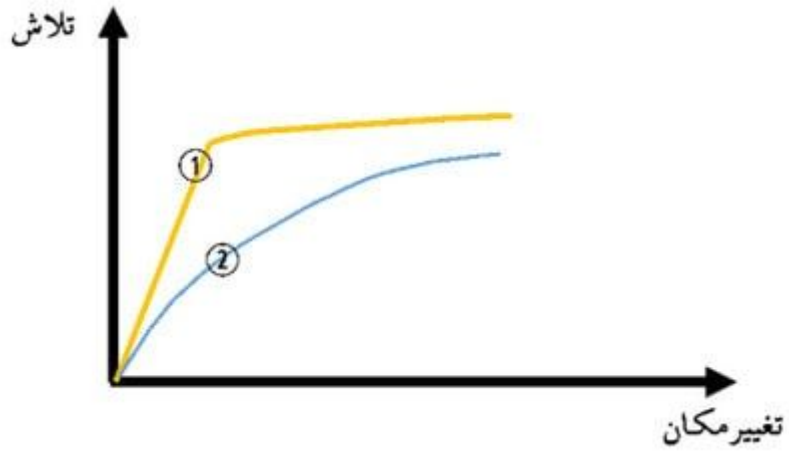
(شکل ۹) نمونه‌ای از شکست نهایی یک اتصال

3.2.اشکال مختلف منحنی ظرفیت سازه

منحنی ظرفیت با توجه به نوع ماده و رفتار آن دارای اشکال مختلفی می‌باشد که سعی شده در این قسمت به انواع مختلف آن پرداخته شود.

الف) رفتار قبل از ناحیه تسلیم:

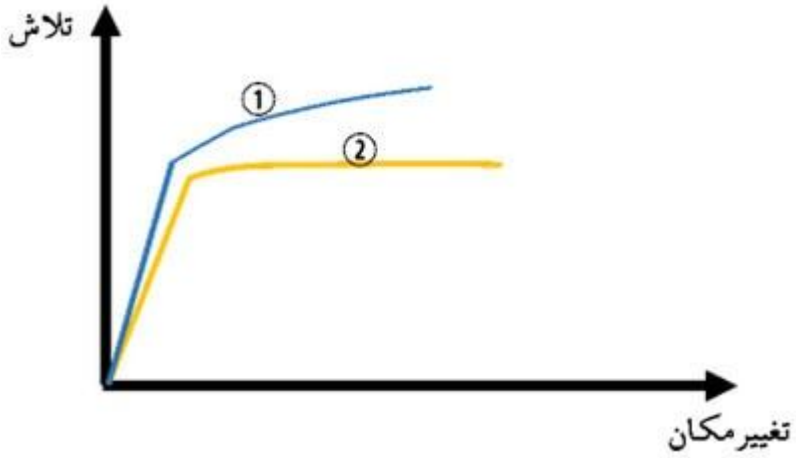
همان گونه که در شکل ۱۰ مشاهده می‌کنید دو نوع رفتار قبل از ناحیه تسلیم وجود دارد در منحنی شماره ۱ رفتار قبل از نقطه تسلیم کاملاً خطی و ارتجاعی بوده و نقطه تسلیم را کاملاً می‌توان از روی نمودار تشخیص داد ولی در منحنی ظرفیت سازه ۲ نقطه جاری شدن در منحنی واضح نبوده و با یک رفتارِ کوتاهِ خطی، نمودار حالت سهمی به خود گرفته است.



(شکل ۱۰) رفتار منحنی ظرفیت قبل از ناحیه تسلیم

ب) رفتار پس از ناحیه تسلیم (ناحیه سخت‌شوندگی:(

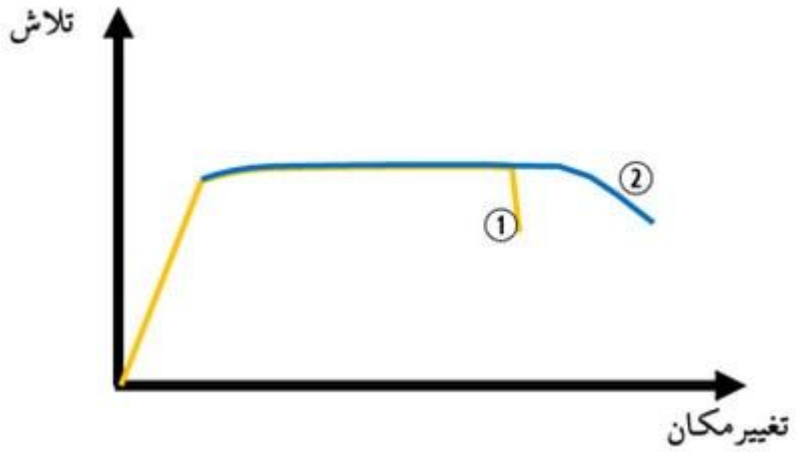
در شکل شماره ۱۱ منحنی شماره ۲ در ناحیه سخت شوندگی بدون افزایش مقاومت بوده و پس از نقطه تسلیم تقریباً به‌صورت یک خط افقی ادامه یافته است ولی در منحنی شماره ۱ (آبی رنگ) به دلیل صعودی بودن نمودار افزایش مقاومت در ناحیه سخت‌شوندگی را شاهد هستیم.



(شکل ۱۱) رفتار منحنی ظرفیت سازه در ناحیه سخت شوندگی

پ) رفتار در نقطه حد شکل‌پذیری:

مطابق شکل ۱۲ در منحنی ظرفیت سازه شماره ۱ حد شکل‌پذیری کاملاً مشخص است چراکه زوال مقاومت شدید می‌باشد اما در منحنی شماره ۲ به دلیل کاهش مقاومت تدریجی، حد شکل‌پذیری را می‌توان بر اساس قضاوت مهندسی با توجه به مقاومت مورد انتظار از مقطع تعیین کرد.



(شکل ۱۲) رفتار منحنی در حد شکل پذیری

ت) رفتار ترد و شکننده:

برخی از تلاش‌ها وجود دارند که امکان ورود به ناحیه غیرخطی را نخواهند داشت چراکه اساساً رفتار مقطع بعد از ناحیه خطی به شدت ترد و شکننده بوده و با کوچک‌ترین تغییرمکان پس از ناحیه ارتجاعی دچار زوال مقاومت بسیار شدید می‌شوند. لذا از این تلاش‌ها به هیچ عنوان نمی‌توان انتظار شکل پذیری و رفتار فرا-ارتجاعی داشت. نمونه‌ای از این نوع منحنی را در شکل ۱۳ مشاهده می‌کنیم.

به عنوان مثال نمودار تلاش نیروی برشی شرایطی مشابه با منحنی شکل ۱۳ دارد.

(شکل ۱۳) رفتار ترد و شکننده المان سازه

در شکل زیر خرابی یک تیر بتنی تحت نیروی برشی نشان داده شده است. این خرابیِ خطرناک رفتاری ترد و شکننده داشته و فاقد شکل‌پذیری می‌باشد.

(شکل ۱۴) رفتار ترد و شکننده یک تیر بتن مسلح تحت برش

3.بررسی منحنی ظرفیت از دیدگاه روش های طراحی تجویزی

در این قسمت سعی شده تا با نمایش منحنی ظرفیت سازه (نیروی جانبی در برابر تغییر شکل)، مفاهیم مربوط به روش‌های طراحی تجویزی در حوزه رفتار الاستیک و پارامترهای مؤثر در آن موردبررسی قرار گیرد. مطابق با فلسفه کنونی طراحی در برابر زلزله انرژی ورودی ناشی از تحریک پای سازه باید در بیشترین تعداد نواحی غیرخطی ممکن در سازه مستهلک شود. امروزه قاب‌های خمشی شکل‌پذیر به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که تسلیم در نواحی انتهایی تیرها شروع به گسترش کند و ستون‌های این نوع از قاب‌ها در طول پاسخ سازه به زمین‌لرزه برای جلوگیری از تشکیل یک مکانیزم فروریزش جانبی (به‌جز ستون های پای سازه)، در محدوده خطی باقی بمانند. برای آشنایی بیشتر در این مورد می‌توانید به مقاله نحوه کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی مراجعه کنید.

1.3.منحنی ظرفیت و حدود طراحی

فرض کنیم تحت نیروی جانبی ناشی از زلزله در سازه‌ای برش پایه‌ای به مقدار ۲۰۰ تن ایجاد گردد. همان‌طور که می‌دانیم این برش پایه را برش پایه الاستیک (V_e) ناشی از زلزله می‌نامند. آیین نامه با توجه به نوع سیستم باربرجانبی انتخابی برای سازه، ضریب رفتار سازه R را مشخص می‌کند تا بتوان سازه را با برش پایه کمتر طراحی کرد (ضریب رفتار سازه بار زلزله را کاهش می‌دهد).

در صورتی که از ضریب رفتار در محاسبه نیروی اعمال به سازه استفاده نشود، نیروی اعمالی به قدری بزرگ خواهد شد که هم از لحاظ اقتصادی و هم از لحاظ معماری دچار مشکل خواهیم شد. برای درک بهتر این مفهوم فرض کنید برای یک سازه‌ی بتنی با قاب خمشی متوسط (با ضریب رفتار ۵)، نیروی اعمالی به سازه را بدون در نظر گرفتن ضریب رفتار محاسبه کنیم؛ در این حالت تمامی نیروهای زلزله‌ی وارده به سازه ۵ برابر خواهند شد که طبیعتاً سبب بزرگ‌تر شدن محسوس تمامی مقاطع و سنگین‌تر شدن سازه خواهد شد که هم از نظر اقتصادی و هم از نظر مباحث معماری دچار مشکل خواهیم شد.

لذا به واسطه‌ی کاهش نیروی زلزله توسط ضریبR ، از سازه انتظار رفتار در ناحیه فرا ارتجاعی را نیز خواهیم داشت تا مقدار نیروی زلزله‌ای را که به واسطه ضریب رفتار کاهش دادیم، توسط رفتار غیر ارتجاعی سازه جبران نماییم. لذا با اعمال ضریب رفتار و کاهش نیروی زلزله به برش طراحی آیین‌نامه V_d می‌رسیم) .به عنوان مثال با فرض R=5 مقدار برش طرح آیین نامه ۴۰ تن می‌شود(.

$$V_d = Ve/R$$

مقدار V_d برش پایه معادل تسلیم اولین عضو سازه و یا به عبارتی ورود به ناحیه الاستو پلاستیک است. استاندارد ۲۸۰۰ نیز این مقدار را به عنوان برش پایه طراحی معرفی می‌کند.

آیا طراحی تمامی اعضای سازه با برش طراحی آیین‌نامه انجام می‌گردد؟

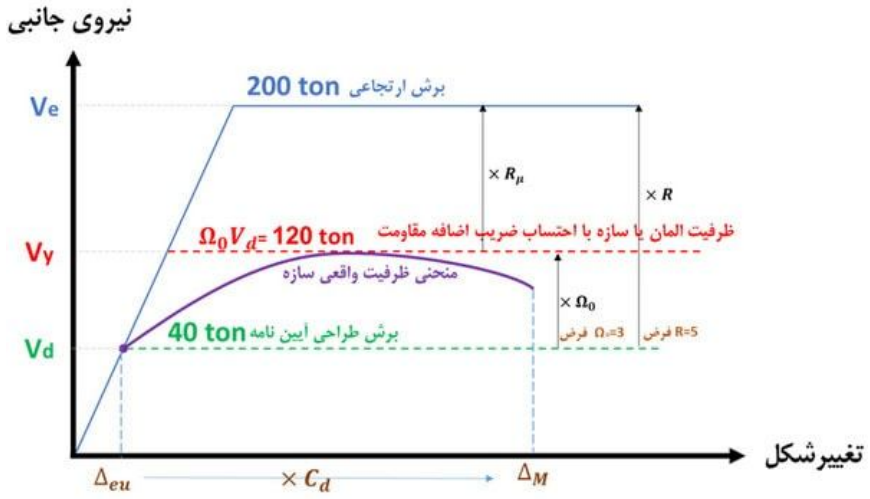
خیر، تنها اعضایی از سازه که انتظار رفتار شکل‌پذیر از آن‌ها داریم و به‌اصطلاح تغییر شکل کنترل (DC) هستند و به نوعی فیوز سازه ای محسوب می‌شوند را می‌توان برای این مقدار طراحی کرد. مانند تیرهای خمشی که در رفتار غیرخطی انتظار تشکیل مفصل پلاستیک را در دو انتهای آن‌ها داریم. برای سایر المان‌ها که رفتار ترد و شکننده دارند، بایستی احتیاط بیشتری در طراحی آن‌ها نمود تا مفصل پلاستیک در آن‌ها تشکیل نشود. لذا در این موارد آیین‌نامه محتاطانه تر برخورد کرده و ضریبی به نام اضافه مقاومت (Ω_0) را معرفی می‌نماید.

با افزودن ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) در مقدار برش طرح آیین‌نامه، در واقع تأثیر اضافه مقاومت را در طراحی لحاظ می‌کنیم. به عبارت دیگر حدی را برای حداکثر ظرفیتی که سازه یا المان در واقعیت می‌تواند داشته باشد درنظر می‌گیریم. لذا می‌توان از عدم تشکیل مفصل پلاستیک غیرقابل انتظار در اعضای ترد و یا اصطلاحاً نیرو کنترل (FC) به دلیل عوامل مختلف که در ادامه به برخی از آن‌ها اشاره می‌گردد، اطمینان یافت.

لذا با تاثیر ضریب اضافه مقاومت در مقدار برش طراحی، به برش پایه معادل تسلیم سازه یا همان V_y می رسیم. همان گونه که اشاره شد به عبارت دیگر مقدار V_y مقاومت نهایی سازه در حالت غیر ارتجاعی می‌باشد. (با فرض Ω_0 ۰=مقدار V_yبرابر ۱۲۰ تن می‌گردد(.

$$V_y = \Omega_0 \times V_d$$

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_d}$$



(شکل ۱۵) نمودار منحنی ظرفیت سازه در برابر حدهای مختلف

همانطور که در نمودار منحنی ظرفیت شکل ۱۵ مشاهده می‌شود و ضریب رفتار با عنوان R و R_μ تعریف شده است. ضریب R ضریبی کاهشی است که برش پایه حاصل از رفتار ارتجاعی سازه را به برش پایه طراحی تبدیل می‌کند. ضریب R_μضریبی کاهشی است که متناسب با شکل پذیری سازه بوده و برش پایه الاستیک سازه را به برش حدنهایی مقاومت سازه در حالت غیرخطی تبدیل می‌کند.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$$

$$R = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} = R_\mu \times \Omega_0$$

2.3.حدود تغییرشکل‌های منحنی ظرفیت

اصولاً طراحی سازه برای حد طراحی آیین‌نامه V_d انجام می‌گردد اما منحنی ظرفیت واقعی سازه با در نظرگرفتن رفتار غیرخطی، همانند خط بنفش ترسیم شده در شکل فوق می‌باشد. همان‌گونه در شکل ۱۵ هم مشاهده می‌گردد تغییرشکل سازه، ناشی از حد طراحی آیین‌نامه (V_d) را تغییرشکل خطی نامیده و با Δ_{ed} نمایش می‌دهیم و همچنین تغییرشکل واقعی ناشی از رفتار غیرخطی سازه را مطابق با منحنی ظرفیت، تغییرمکان غیرخطی (واقعی) سازه نامیده و با Δ_M نمایش می‌دهیم.

$C_d = \Delta_M / \Delta_{ed}$

استاندارد ۲۸۰۰ ضریبی را با نام ضریب بزرگنمایی تغییرمکان C_d برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف معرفی می‌کند تا تغییرمکان واقعی (غیرخطی) سازه را با توجه تغییرمکان خطی سازه محاسبه نماید.

3.3.علت استفاده از ضریب اضافه مقاومت چیست؟

پاسخ این موضوع خود به یک سؤال مهم‌تر وابسته است که آیا دقیقاً نیروی طراحی محاسبه‌شده در واقعیت همین مقدار می‌باشد؟ قطعاً خیر، چرا که در سازه اضافه مقاومت‌هایی ناشی از عوامل مختلف وجود خواهند داشت که در ادامه به برخی از آن‌ها اشاره شده است.

- اضافه مقاومت ناشی از نوع مصالح(Material Over Strength)

به‌عنوان نمونه یکی از رایج‌ترین اتفاقات در پروژه های ساختمانی می‌تواند این موضوع باشد که طبق نتایجِ آزمایش بتن، مقاومت فشاری مشخصه بتن (f_c) در اجرا بیش از مقاومت فشاری بتن در طراحی باشد. یکی دیگر از موارد افزایش تنش تسلیم فولاد مصرفی (F_y) و ورق‌های فولادی در پروژه‌ها نسبت به مقادیر در نظر گرفته شده در طراحی می‌باشد.

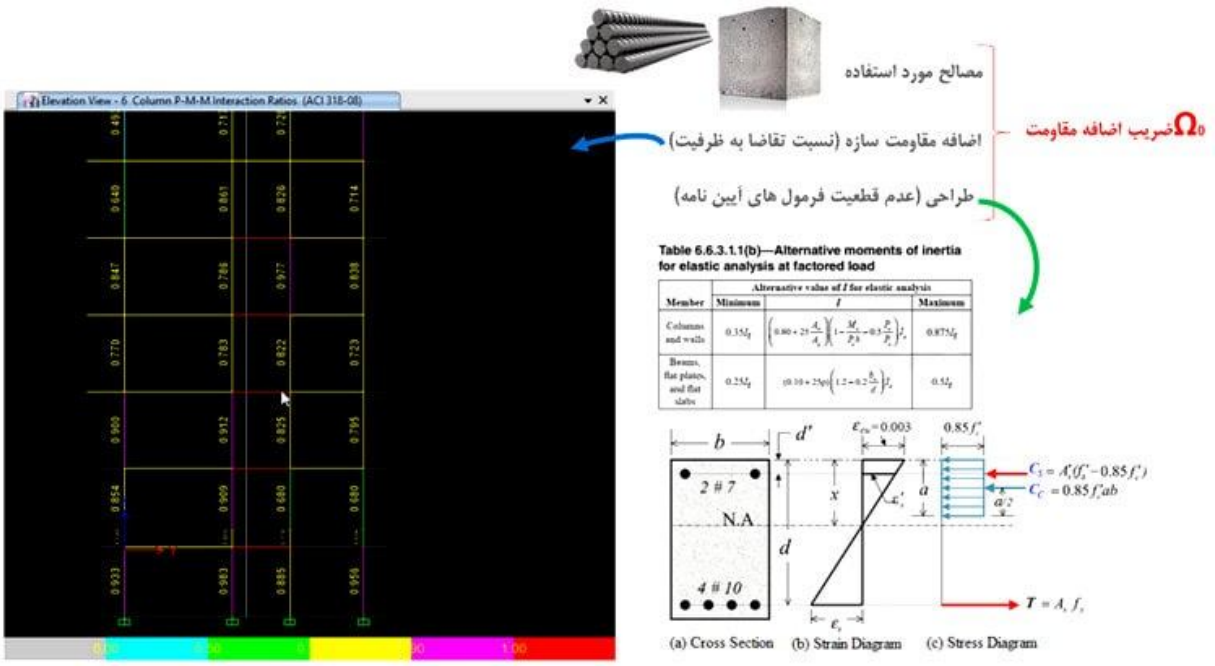
- اضافه مقاومت ناشی از طراحی(Design Over Strength)

به دلیل وجود عدم قطعیت در روابط آیین‌نامه‌ای و همچنین تخمین بارگذاری‌های سازه که خود ذاتاً موضوعی احتمالاتی هستند، اضافه مقاومت‌هایی در سازه ایجاد می‌گردد که اثر آن نیز بایستی در نظر گرفته شود.

- اضافه مقاومت سازه‌ای(Structure Over Strength)

به دلیل تیپ بندی‌هایی که پس از طراحی در نقشه‌های سازه ای انجام می‌شود طبیعتاً نسبت تقاضا به ظرفیت اعضاء (DCR)به صورت کامل رعایت نشده و در اکثر موارد در شرایط واقعی، این نسبت کمتر می‌باشد. به عبارت دیگر، در بسیاری از مواقع به جهت کاهش تعدد المان‌های مختلف در اجرا، ممکن است علیرغم اینکه مثلا برای یک طبقه تیرها با مقطع BOX40x40 مناسب است، همه‌ی این تیرها BOX50x50 اجرا شوند که این خود سبب به وجود آمدن مقاومتی مازاد بر مقدار مورد نیاز سازه می‌شود.

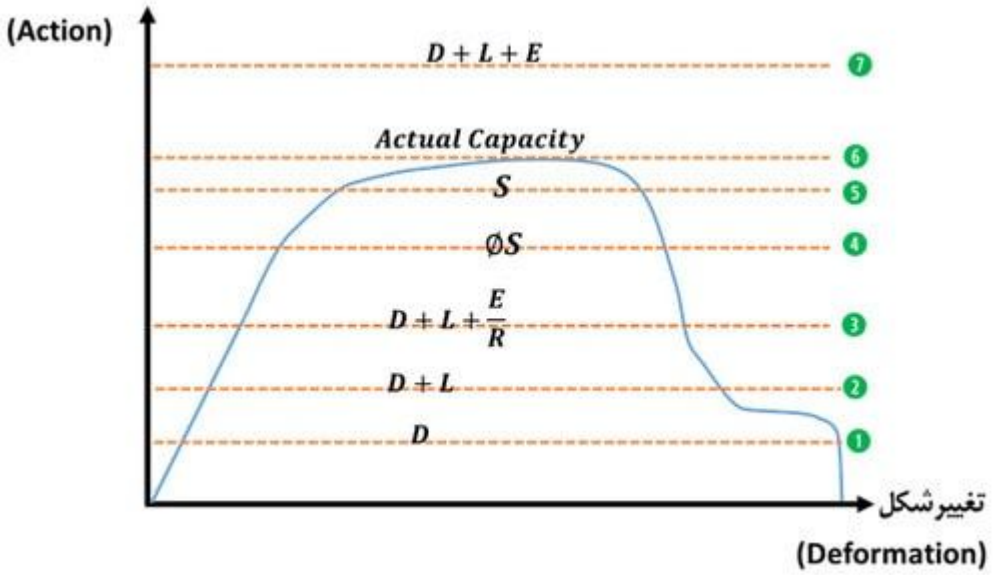
در شکل ۱۶ عوامل تاثیرگذار در افزایش مقاومت سازه نسبت به مقاومت‌های مورد نیاز نمایش داده شده‌اند.



(شکل ۱۶) برخی عوامل مؤثر در اضافه مقاومت

4.3.ارتباط بارهای وارده و منحنی ظرفیت

در این بخش، مفاهیم ارائه‌شده در قسمت‌های قبل مطابق شکل زیر و طبق بارگذاری‌هایی که عضو یا سازه برای آن‌ها طراحی می‌شود در قالب منحنی ظرفیت ترسیم شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود هرکدام از خط چین های رسم شده روی منحنی ظرفیت، نمایش دهنده مقدار تلاشی‌ست که در هر سطح بر اساس ترکیبات بارگذاری به سازه اعمال می‌شود.



(شکل ۱۷) نمایش بارهای طراحی و میزان ظرفیت عضو یا سازه در منحنی ظرفیت

در بخش زیر به ترتیب شماره در شکل، توضیحات مربوط به آن خط‌چین داده‌شده است:

- مقدار تلاش ناشی از بارثقلی مرده

- مقدار تلاش ناشی از بارهای ثقلی مرده و زنده
- مقدار تلاشی که بر اساس ترکیب بار شامل بار زلزله کاهش یافته به واسطه در نظر گرفتن ضریب رفتار R به دست می‌آید. در واقع ما در تحلیل‌های خطی، عضو یا سازه را به‌گونه‌ای طراحی می‌کنیم که ظرفیت آن مساوی و یا بیشتر از این مقدار تلاش گردد) لازم به ذکر است که نیروی زلزله در این حالت منطبق بر واقعیت نبوده و نیروی زلزله‌ی واقعی بدون در نظر گرفتن ضریب رفتار R به سازه وارد می‌شود.(
- ظرفیت کاهش یافته عضو ($S\phi$) که با ضربِ ضریب کاهش مقاومت در تلاش مربوطه لحاظ می‌شود. مطابق آیین‌نامه هرکدام از تلاش‌ها ضریب کاهش مقاومت مختص به خود را خواهند داشت. به عنوان مثال ضریب کاهش مقاومت برای تلاش نیروی برشی در آیین‌نامه ACI-318-14 برابر ۰,۶ می‌باشد.
- ظرفیت اسمی (S) عضو یا سازه بوده که توسط روابط آیین‌نامه به دست می‌آید.
- ظرفیت واقعی عضو یا سازه می‌باشد که روابط آیین‌نامه آن را نتیجه نمی‌دهد. این مقدار ظرفیت به‌واسطه مواردی مثل اضافه مقاومت و غیره از ظرفیت اسمی محاسبه‌شده توسط روابط آیین‌نامه‌ای بیشتر می‌باشد.
- ترکیب باری از بارهای ثقلی و زلزله را نمایش می‌دهد که بار زلزله در آن بدون کاهش بوده است) یعنی بار زلزله تقسیم بر ضریب رفتار Rنشده است(؛ لذا تحت این ترکیب‌بار رفتارسازه کاملاً ارتجاعی فرض می‌شود.

طبق نمودار بالا حالت بهینه طراحی زمانی است که خط ۳ و ۴ به هم نزدیک‌تر باشند. چرا؟

زیرا میزان تقاضا به ظرفیت عضو که آن را با عنوان نسبت DCR می‌شناسیم به عدد ۱ متمایل می‌شود. این موضوع در نرم‌افزار Etabs هم با رنگ بنفش نمایش داده می‌شود و حالت بهینه طراحی می‌باشد؛ یعنی از ظرفیت عضو حداکثر استفاده‌شده است.

4.منحنی ظرفیت سازه

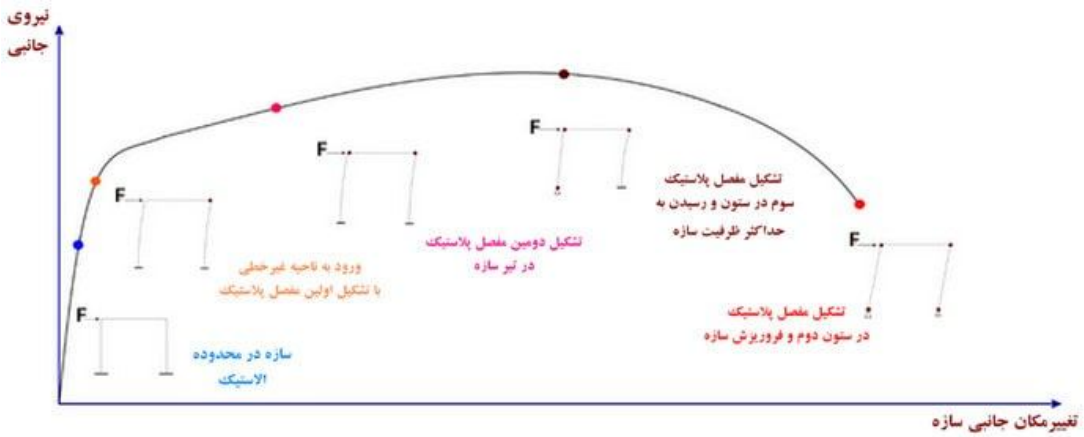
همان‌طور که در بخش ۳ همین مقاله عنوان شد، نیروهایی که به سازه در اثر زلزله های شدید وارد می‌شود بسیار بیش از آن مقداری است که در آیین نامه های زلزله توصیه‌شده است. حتی در بعضی موارد این نیروها چندین برابر مقداری هستند که از محاسبات نیروی زلزله بر اساس ضوابط آیین نامه ها به دست می آیند. در آیین نامه ها نیروی واقعی زلزله با استفاده از ضریب رفتار (R) سازه، کاهش پیدا می‌کند و سازه باید برای این نیروی کاهش‌یافته طراحی شود.

در این روش بعضی از اعضای سازه به گونه ای طراحی می‌شوند که در مقابل زلزله های شدید در محدوده رفتار غیر الاستیک و پلاستیک قرار می‌گیرند و انرژی ورودی حاصل از زلزله را می‌توانند به نحو مناسبی در سازوکار با دیگر اعضای سازه مستهلک کنند؛ بنابراین طراحی المان‌های سازه‌ای می‌تواند به گونه ای باشد که هنگام وقوع زلزله به بعضی از اعضای سازه‌ای اجازه داده شود وارد ناحیه پلاستیک شوند.

البته به علت ماهیت رفت و برگشتی نیروهای زلزله این امر یک‌طرفه و دائمی نیست و در جریان زلزله نیروهای اعمالی به اعضای سازه‌ای به‌سرعت تغییر جهت می‌دهند. با توجه به تغییر جهت سریع بارهای زلزله اعضای سازه‌ای زمان کافی پیدا نخواهند کرد که سراسر طول ناحیه پلاستیک که در نمودار ظرفیت اعضا در بخش های قبلی نشان داده شد را طی کنند و در اکثر موارد عضو به مرحله انهدام نخواهد رسید.

همچنین با توجه به این‌که انتظار می‌رود این اعضا در زلزله آسیب های جدی متحمل شوند، باید مکان یابی آن‌ها به گونه ای صورت پذیرد که پس از آسیب دیدگی ظرفیت باربری ثقلی سازه در حالت بحرانی قرار نگیرد. هرچند این اعضای خاص باید برای استهلاک انرژی زلزله وارد محدوده های غیر الاستیک و پلاستیک شوند، ولی طراحی بقیه اعضا و اتصالات سازه باید به گونه ای باشد که در محدوده الاستیک باقی بمانند.

به‌عنوان‌مثال برای بهبود عملکرد لرزه ای در قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی‌شده همگرا و قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا به ترتیب مفاصل پلاستیک باید در تیرها، بادبندها و تیرهای پیوند ایجاد شوند تا این اعضا بتوانند به نحو مناسبی انرژی زلزله را مستهلک کنند. همین قضیه در شکل زیر برای یک قاب خمشی به خوبی نشان داده‌شده است.



(شکل ۱۸) روند خرابی مناسب یک قاب خمشی تحت بارهای جانبی

با توجه به این‌که سطح زیر منحنی ظرفیت سازه، بیانگر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است، بنابراین هرچه مساحت زیر این سطح بزرگ‌تر باشد، سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. سازه به مقدارهای مختلف دارای میرایی ذاتی هستند، این امر در هنگام زلزله به کمک سازه می آید و مقداری از انرژی ورودی ناشی از زمین لرزه را مستهلک می‌کند.

با توجه به این‌که رویکرد آیین نامه ها به گونه ای است که سازه را برای یک نیروی کمتر از حالت واقعی طراحی می‌کنند، سازه در عوض باید تغییر مکان‌های بزرگ‌تری را تحمل کند. برای این‌که سازه بتواند چنین تغییر مکان‌های بزرگی را تحمل کند باید دارای جزئیات سازه‌ای مناسب باشد. داشتن تحمل تغییر مکان‌های زیاد بدون گسیختگی، مستلزم دارا بودن قابلیت شکل پذیری زیاد است.

5.ارتباط منحنی ظرفیت با سطوح عملکردی سازه

برای داشتن یک طراحی مناسب هیچوقت هدف ما در طراحی عدم ایجاد خرابی و خسارت تحت زلزله‌های شدید نبوده و نیست، چراکه این هدف با توجه به ماهیت نیروهای قدرتمند طبیعت همچون زلزله نه منطقی به نظر می‌رسد و نه ازلحاظ اقتصادی و نه جنبه‌های ظاهری و معماری ساختمان برای ما به‌صرفه خواهد بود، لذا احتمال ایجاد خسارت کنترل‌شده در برخی اعضای سازه‌ای تحت زلزله‌های مشخص وجود دارد.

1.5.توضیحاتی در رابطه با طراحی به روش عملکردی

در آیین‌نامه‌های معمول ساختمان هدف از طراحی حفظ جان افراد در حین زلزله می‌باشد که درواقع یک هدف حداقلی می‌باشد لذا در برخی سازه‌های خاص با توجه به میزان اهمیت آن با در نظر گرفتن ضرایبی مثل ضریب اهمیت، سعی می‌شود تا با افزایش نیروی زلزله، طراحی را دست بالاتر انجام داده تا اهداف کامل‌تری برای آن سازه لحاظ گردد؛ اما با توجه به عدم قطعیت بالای این‌گونه روش‌ها که به روش‌های تجویزی نامیده می‌شوند قطعاً نیازهای کامل طراحی برآورده نخواهد شد؛ لذا در طراحی عملکردی حدود قابل قبولی برای خرابی در سازه‌ها لحاظ می‌گردد.

این حدود با توجه به تعیین سطوح خطر زلزله، در نظر گرفتن رفتارهای غیرخطی سازه‌ها و غیره تعیین می‌شود. لذا پیش‌بینی ما را در مورد رفتار یک سازه بسیار بالاتر و نزدیک به واقعیت می‌نماید. این حدود از عدم خسارت تا فروریزش سازه دسته‌بندی می‌گردند، برای آشنایی بیشتر با سطوح عملکردی می‌توانید به مقاله‌ای با عنوان معرفی انواع سطح عملکرد سازه ای و سطح خطر لرزه ای در سبز سازه مراجعه نمایید.

2.5.توضیحاتی در رابطه با طراحی به روش عملکردی

در ذیل به سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای در ساختمان و توضیح مختصری از آن اشاره می‌گردد:

سطح عملکرد ۱ -قابلیت استفاده بی‌وقفه یا اشتغال فوری

در این حالت مقاومت و سختی عضو تغییر قابل‌توجهی نسبت به حالت اولیه (قبل از وقوع زلزله) نخواهد داشت و استفاده بی‌وقفه از آن ممکن می‌باشد. رفتار سازه در محدوده ابتدای منحنی تا نقطه B شامل این سطح عملکرد خواهد بود.

سطح عملکرد ۲ -خرابی محدود

این سطح بیانگر خرابی محدود اعضا در اثر زلزله می‌باشد. خسارات ناشی از زلزله در این سطح به موارد قابل مرمت محدود می‌گردد به‌گونه‌ای که پس از زلزله با انجام برخی تعمیرات ادامه بهره‌برداری از سازه امکان‌پذیر می‌باشد. محدوده رفتاری سازه از اولین نقاط تسلیم) نقطه (B تا حوالی نقطه C شامل این سطح عملکرد می‌باشد.

سطح عملکرد ۳ -ایمنی جانی

در این سطح کاهش سختی و مقاومت اعضاء در حدی است که منجر به خسارت جانی نگردد. درواقع خرابی در سازه ایجاد می‌گردد اما میزان خرابی‌ها به‌اندازه‌ای نیست که منجر به خسارت جانی شود. محدوده رفتار سازه در این سطح عملکرد اطراف نقطه C می‌باشد.

سطح عملکرد ۴ -ایمنی جانی محدود

در این سطح میزان کاهش سختی و مقاومت اعضاء در حدی است که منجر به حداقل خسارت جانی می‌گردد. میزان خرابی‌های ایجادشده به‌اندازه‌ای است که منجر به حداقل خسارت جانی شود. این سطح عملکرد در محدوده نقطه C تا D می‌باشد.

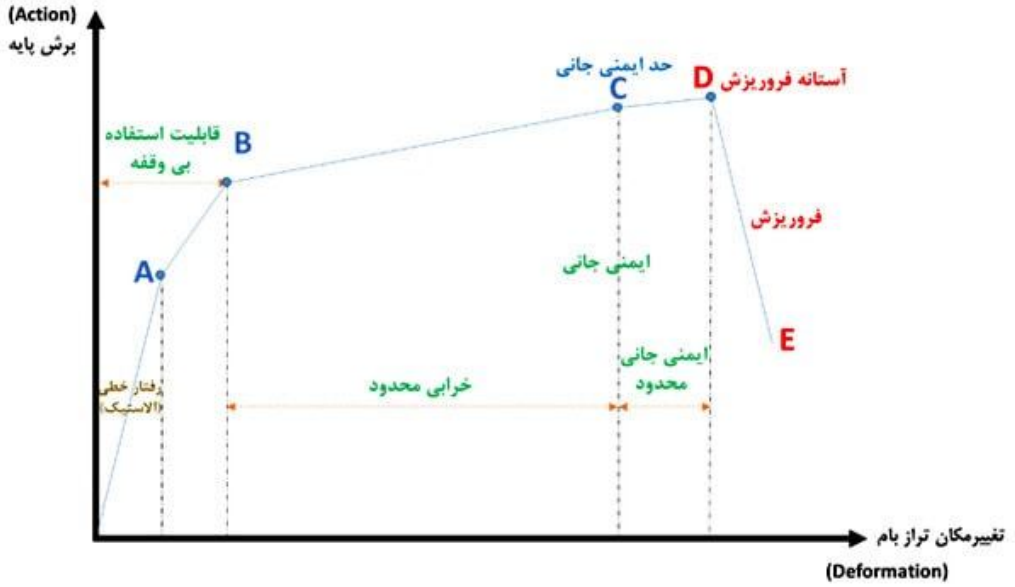
سطح عملکرد ۵ -آستانه فروریزش

در این سطح تغییرهای ماندگار زیاد بوده و سختی و مقاومت باقیمانده بسیار ناچیز می‌باشد. در اثر وقوع زلزله محتمل خرابی گسترده در سازه ایجاد شود اما ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل ممکن برسد. این سطح عملکرد به اطراف نقطه D محدود می‌گردد.

سطح عملکرد ۶ -لحاظ نشده

در این وضعیت سطح عملکرد خاصی برای اجزای سازه‌ای تعیین نشده است.

در شکل زیر سطوح عملکردی روی نمودار ظرفیت سازه (برش پایه – تغییر مکان بام) نمایش داده‌شده است.

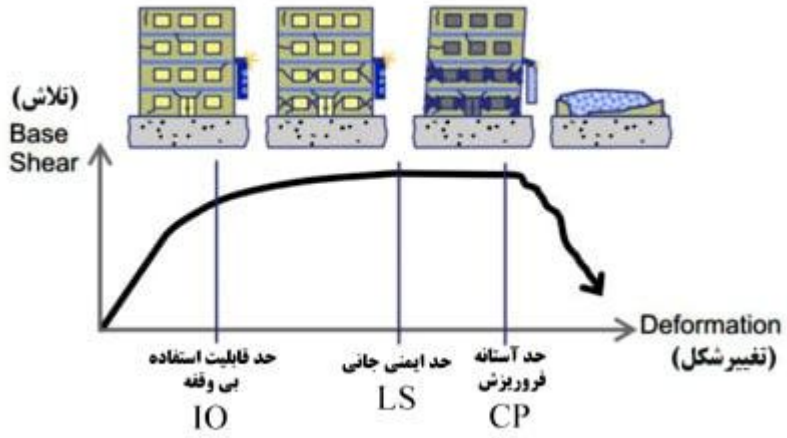


(شکل ۱۹) نمایش سطوح عملکردی در منحنی ظرفیت سازه

همان‌گونه که مشاهده می‌شود رفتار سازه تا نقطه A به‌صورت خطی بوده و نقطه B حد تسلیم سازه می‌باشد. محدوده رفتاری سازه از ابتدای نمودار تا نقطه B مربوط به سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشد. از نقطه B تا نقطه C

سطح عملکرد سازه خرابی محدود و اطراف نقطه C بیانگر سطح عملکردی ایمنی جانی می‌باشد. ایمنی جانی محدود نیز حدفاصل نقطه C تا D نمودار بوده و نقطه D حد آستانه فروریزش در سازه می‌باشد. پس از نقطه D نیز سازه دچار فروریزش می‌شود.

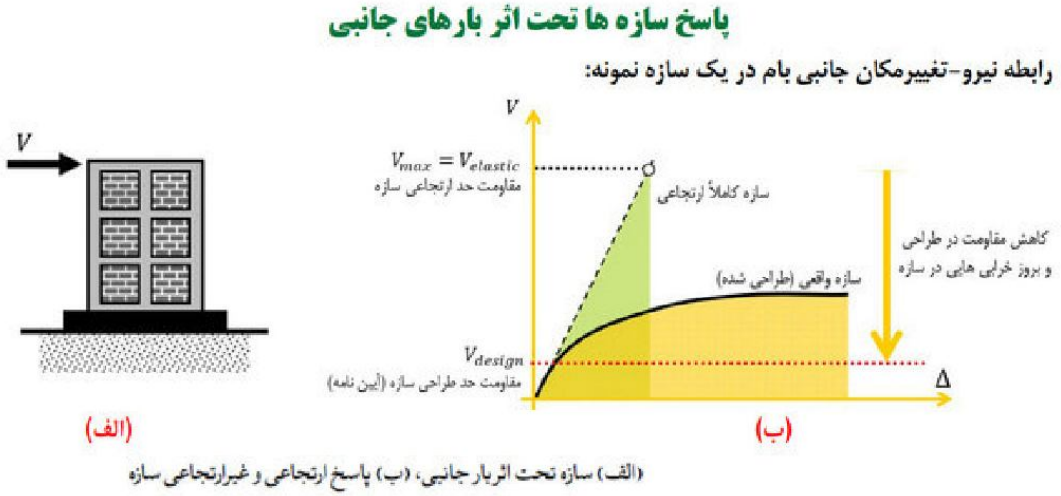
در شکل ۱۹ سطوح عملکردی ساختمان به‌صورت شماتیک روی منحنی ظرفیت سازه ترسیم‌شده است.



(شکل ۲۰) نمایش شماتیک سطوح عملکردی و منحنی ظرفیت

نتیجه گیری

- ظرفیت یک عضو یا سازه حداکثر مقداری است که می‌تواند عضو یا سازه تحمل کند بدون این‌که از حدهای مجاز تعریف‌شده تجاوز نماید. این مقدار برای تلاش‌های مختلف متفاوت می‌باشد.
- نیروها و لنگرهای وارده به اعضا را با نام تلاش (Action) و هرگونه جابه‌جایی و دوران تحت تلاش‌های متناظر را با عنوان تغییر شکل (Deformation) نام‌گذاری می‌نماییم.
- منحنی ظرفیت درواقع مکان هندسی تغییرهای یک عضو تحت تلاش‌های متناظر با آن تغییر شکل می‌باشد.
- منحنی ظرفیت اطلاعات خوبی را از رفتار عضو یا سازه از منظر مقاومت، شکل‌پذیری، میزان جذب انرژی و غیره بیان می‌کند.
- با ترسیم منحنی ظرفیت سازه با استفاده از روش‌های غیرخطی همچون روش پوش آور (استاتیکی غیرخطی) می‌توان به اطلاعات خوبی از منظر رفتار سازه در سطوح عملکردی مختلف دست‌یافت.



(الف) سازه تحت اثر بار جانبی، (ب) پاسخ ارتجاعی و غیرارتجاعی سازه

تعریف طراحی بر اساس عملکرد

رویکرد طراحی سازه‌ها به صورت سنتی این شکل می‌باشد که نیروهای ایجاد شده در هر عضو محاسبه شده و با توجه به سیستم سازه‌ای و میزان شکل‌پذیری آن، برای کل سازه یک ضریب رفتار در نظر گرفته می‌شود تا از ظرفیت شکل‌پذیری سازه استفاده شود؛ در ادامه هم اعضای سازه طوری طراحی می‌شوند تا اطمینان حاصل شود که تحت نیروهای محاسبه شده، در اعضای حیاتی مانند ستون‌ها، بجز در نقاطی که از پیش تعیین می‌شوند، رفتاری خارج از ناحیه الاستیک نداشته باشیم.

در روش‌های فعلی طراحی سازه که به اصطلاح به آن‌ها روش‌های طراحی تجویزی می گوییم، ایراداتی وجود دارد؛ به عنوان مثال برای کل یک سازه با یک سیستم باربر جانبی بخصوص یک ضریب رفتار با توجه به میزان شکل‌پذیری سیستم سازه‌ای، برای کاهش نیروهای محاسبه شده در نظر گرفته می‌شود، درحالی که هر عضو با توجه به مشخصاتش یک رفتار مجزا و یک میزان شکل‌پذیری از خود نشان می‌دهد. برای رفع این ایرادات، روش جدیدی از طراحی سازه به نام طراحی عملکردی معرفی شده که در ادامه توضیحاتی در رابطه با آن ارائه خواهد شد.

در روش طراحی عملکردی سازه، رفتار یا عملکرد یک سازه و همچنین عملکرد تک تک اعضای آن را تحت یک زلزله یا طیف پاسخ آیین‌نامه‌های موجود، بررسی می‌کنیم و اعضایی را که مطابق انتظار ما رفتار نمی‌کنند را به گونه‌ای تغییر می‌دهیم تا رفتار و خرابی‌ها یا سطح عملکرد مورد نظر ما را برآورده کنند.

آیین‌نامه‌های بهسازی موجود در دنیا، از جمله دستور العمل بهسازی لرزه ای ایران (نشریه ۳۶۰ ایران)، بر پایه تئوری‌های عملکردی تنظیم شده‌اند و از این رو مبنای طراحی عملکردی می‌باشند. در ادامه به معرفی دو عامل تأثیرگذار در طراحی عملکردی، یعنی سطوح خطر زلزله و سطوح عملکرد سازه ای پرداخته شده؛ سپس در انتها اهداف بهسازی لرزه ای معرفی شده است.

.2سطوح خطر زلزله

برای طراحی عملکردی یا بهسازی لرزه ای یک سازه، بخشی از فرضیات طراح، بر پایه‌ی زلزله‌ایست که انتظار می‌رود سازه در آینده تحت تأثیر آن قرار گیرد؛ در نتیجه، طراحیِ اعضای سازه به گونه‌ای صورت می‌گیرد که تحت زلزله‌ی مذکور، رفتار آنها مطابق خواسته‌ی ما (عملکرد مورد انتظاری که در بخش بعد در رابطه با آن صحبت خواهد شد) باشد. سطح خطر لرزه ای به معنای زلزله انتخابی می‌باشد که بر اساس نیروی ناشی از آن، سازه‌ی مورد نظر مورد تحلیل و طراحی قرار می‌گیرد.

در نشریه شماره ۳۶۰ بخش (۱-۷-۲)، روش‌های برآورد طیف طرح شتاب بر اساس سطوح خطر مورد نظر، معرفی شده است. همانطور که در این نشریه ذکر شده برای محاسبه نیروی حاصل از زمین لرزه در هر یک از سطوح خطرِ مورد نظر، می‌توان از دو فرآیند شکل طیف ثابت و یا طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده کرد که طیف شکل ثابت می‌تواند طیف استاندارد ۲۸۰۰ و یا طیف نشریه شماره ۳۶۰ باشد.

۱-۷-۲- طیف طرح شتاب

دستورالعمل عمومی این بخش می‌تواند برای تعیین طیف طرح شتاب در مورد هر یک از سطوح خطر زلزله زیر استفاده شود:

۱- سطح خطر ۱: معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت[1] از آن ۱۰٪ در ۵۰ سال باشد. این سطح خطر معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است. سطح خطر۱ در استاندارد ۲۸۰۰ «زلزله طرح» نامیده شده‌است.

۲- سطح خطر ۲: معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت از آن ۲٪ در ۵۰ سال باشد. این سطح خطر معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است.

۳- سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال): معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت از آن انتخابی است. این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه استفاده می‌شود.

طیف طرح شتاب با یکی از دو فرآیند استفاده از **"شکل طیف ثابت"** و یا **"شکل طیف حاصل از تحلیل ویژه ساختگاه"** تعیین می‌شود.

بر اساس بند (۱-۷-۲-۱-۱) در صورت استفاده از طیف شکل ثابت استاندارد ۲۸۰۰، زلزله سطح خطر ۱ توضیح داده شده در نشریه ۳۶۰، همان زلزله‌ایست که در استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه می‌کنیم (زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰، زلزله‌ای که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ده درصد و دوره بازگشت آن ۴۷۵ سال می‌باشد) و زلزله سطح خطر ۲، ۵/۱ برابر این زلزله می‌باشد. شتاب مبنای طرح زلزله سطح خطر ۲ را همچنین می‌توان از انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال بدست آورد.

۱-۷-۲-۱-۱- طیف استاندارد ۲۸۰۰

در این روش، طیف طرح ارتجاعی شتاب از حاصل‌ضرب مقادیرضریب شتاب مبنای طرح (A)، ضریب بازتاب (B) و شتاب ثقل زمین (g) بدست می‌آید. طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای میرایی ۵٪ تعیین شده است.

میزان شتاب مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر ۱ با استفاده از نقشه پهنه‌بندی خطر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود.

میزان شتاب‌مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر۲ با یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

۱. ۱/۵ برابر ضریب A استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌هایی که برای هدف بهسازی مطلوب بهسازی می‌شوند.

۲. انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقدار شتاب موثر حرکت قوی زمین درتراز پایه ساختمان برای دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال.

لازم به ذکر است که مفهوم "هدف بهسازی مطلوب" در ادامه و در بخش‌های بعدی توضیح داده خواهد شد.

از طیف نشریه ۳۶۰، طبق توضیحات بند (۱-۷-۲-۱-۲) می‌توان استفاده نمود. براساس این بند، برای استفاده از طیف این نشریه باید مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه و بلند مربوط به منطقه مورد نظر خود را یا از طریق نقشه‌هایی که به همین منظور برای منطقه مورد نظرمان آماده شده‌اند استفاده کرد و یا از طریق انجام تحلیل خطر برای آن منطقه بدست آورد.

۱-۷-۲-۱-۲- طیف این دستورالعمل

تهیه طیف در این روش مستلزم برآورد مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه ۰/۲ ثانیه (S_S) و نیز مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند ۱/۰ ثانیه (S_1) در سطح خطر مدنظر است. این مقادیر برای نسبت میرایی ۵٪ و در سنگ بستر (سطح بستر لرزه‌ای) محاسبه می‌شود. برآورد مقادیر فوق با یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

۱- نقشه‌های معتبری که مقادیر شتاب طیفی را در سنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر در اختیار قرار دهد.

۲- انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقادیر شتاب طیفی درسنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر.

نکته :باید توجه شود که در محاسبه ضریب زلزله با رویکرد طراحی بر اساس عملکرد، ضریب اهمیت و ضریب رفتار ساختمان اعمال نمی‌شود و تأثیر آن‌ها در انتخاب سطوح عملکرد دیده می‌شود. بطوریکه هرچه اهمیت سازه بیشتر باشد، سطح عملکرد بالاتر با تغییر شکل‌ها و خرابی‌های کمتری برای آن در نظر می‌گیریم و ضریب رفتار نیز با توجه به مشخصات هر عضو و تنش مربوط به آن، به صورت منحصر به فرد اعمال می‌شود، که این رویکرد با توجه به متفاوت بودن اعضا با یکدیگر منطقی‌تر از اعمال یک ضریب برای کل سازه می‌باشد.

3.سطوح عملکرد سازه ای

پس از انتخاب سطح خطر لرزه ای مورد نظر، باید میزان آسیب مطلوب درصورت وقوع زلزله سطح خطر انتخاب شود. سطح عملکرد سازه همان میزان آسیب مورد نظر است که از مجموعه‌ی تغییرشکل‌ها و خرابی‌های تک تک اعضا حاصل می‌شود؛ پس با انتخاب یک سطح عملکردسازه ای ، محدودیتی برای میزان خرابی هر عضو تحت نیروهای لرزه‌ای حاصل از زلزله سطح خطر تعیین می‌کنیم و اعضا باید بگونه ای طراحی شوند که این محدودیت‌ها را با توجه به سطح عملکرد ساختمان و سطح خطر انتخابی ما ارضا کنند.

حال قصد داریم به طور کامل در مورد انواع سطح عملکرد سازه ای بحث نماییم. عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، سطح عملکرد کلی ساختمان را تعیین می‌کنند. میزان و نوع آسیب‌های به وجود آمده در اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای مشخص کننده سطح عملکرد هر جزء است. برای درک بهتر؛ اجزای سازه‌ای به اجزایی از ساختمان که در تحمل نیروهای ثقلی و جانبی و انتقال آن‌ها به پی سازه و در نهایت زمین، نقش دارند، مانند تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی گفته می‌شود. اجزای دیگر سازه که ویژگی مذکور را ندارند مانند دیوارهای جدا کننده و سقف‌های کاذب، از اجزای غیرسازه‌ای ساختمان می‌باشند.

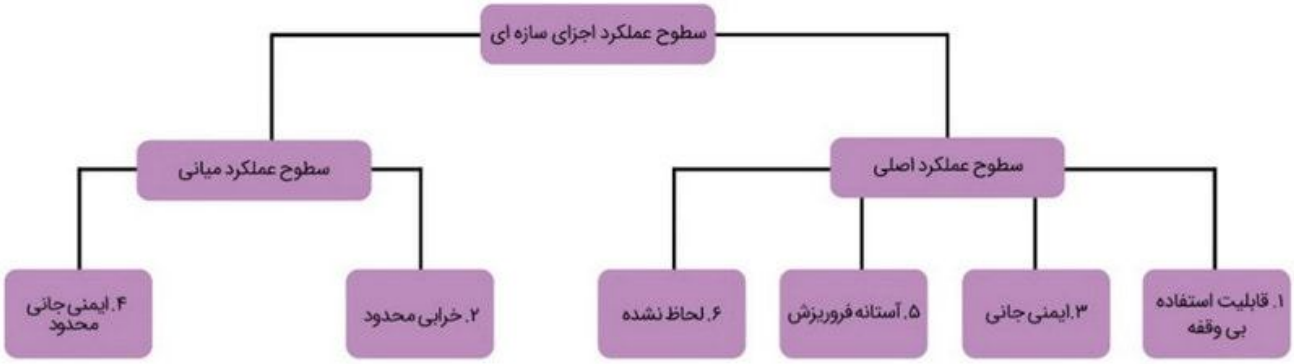
به طور کلی اجزا می‌توانند متحمل طیف وسیعی از انواع آسیب‌ها در جریان وقوع زلزله‌های مختلف شوند. سطوح عملکردی سازه به گونه‌ای تعریف شده‌اند که آسیب‌های این طیف در هر سطح کاملاً از هم مجزا و قابل تشخیص باشند.

طبق دستور العمل بهسازی ساختمانهای موجود برای تعیین سطح عملکرد سازه ای هر عضو از ساختمان و میزان مجاز تغییر شکل و خرابی آن باید به دو عامل نوع رفتار عضو از نظر میزان شکل‌پذیری و نقش داشتن یا نداشتن آن در تحمل نیروی جانبی توجه داشت که در این حالت اجزای سازه‌ای به دو دسته‌ی اصلی و غیراصلی تقسیم می‌شوند، حال می‌خواهیم کمی ریزبینانه تر به موضوع نگاه کنیم و ببینیم دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های معتبر بهسازی لرزه‌ای چه نظری در مورد میزان آسیب و خرابی مجاز در هر سطح عملکرد دارند. همانطور که گفته شد، با توجه به متفاوت بودن این الزامات برای هر عضو و هر نوع آسیب، معیارهای جداگانه‌ای از طرف دستورالعمل‌ها تعیین می‌گردد.

3. 1دستور العمل بهسازی لرزه ای سازه

در تجدید نظر اول نشریه ۳۶۰ ویرایش ۱۳۹۲ که دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در کشور ماست، برای اجزای سازه‌ای چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح عملکرد سازه ای میانی تعریف شده است. در واقع در طراحی عملکردی و بهسازی ها بیشتر سطوح عملکرد سازه ای اصلی مورد استفاده می‌باشد و سطوح عملکرد سازه ای میانی به صورت خیلی محدود و در موارد خاص که در ادامه خواهیم دید کاربرد دارند؛ همچنین برای اجزای غیرسازه‌ای پنج سطح عملکرد ارائه گردیده است. سطح عملکرد کلی ساختمان نیز که ترکیبی از سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و اجزای غیرسازه

ایست، حالت‌های متنوعی دارد که محتمل‌ترینِ آن‌ها مدنظر استانداردهای بهسازی لرزه‌ای جهت تعریف اهداف بهسازی قرار گرفته است.



(شکل ۱) دسته بندی سطوح عملکرد سازه ای

3. 1. 1 سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

همانطور که گفته شد، سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای، به دو دسته‌ی اصلی و میانی تقسیم بندی می‌شود که در ادامه خصوصیات هر یک از این سطوح توضیح داده شده است.

سطوح عملکرد سازه ای اصلی

الف) سطح عملکرد ۱، قابلیت استفاده بی وقفه: عدم تغییر مقاومت و سختی اعضا

ب) سطح عملکرد ۳، ایمنی جانی: بدون خسارت جانی

پ) سطح عملکرد ۵، آستانه فرو ریزش: خرابی گسترده، عدم فرو ریزش ساختمان، ایمنی جانی محدود

ت) سطح عملکرد ۶، لحاظ نشده: عملکرد خاصی برای اجزای سازه‌ای پیش بینی نشده

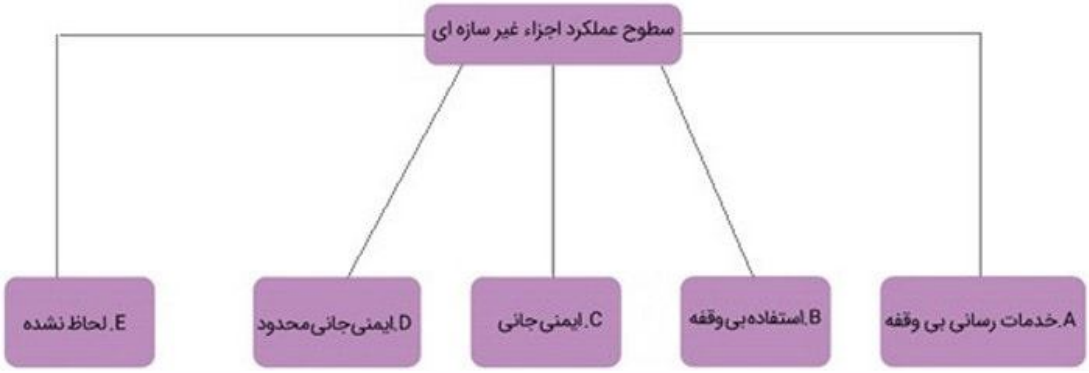
سطوح عملکرد سازه ای میانی

ث) سطح عملکرد ۲، خرابی محدود: آسیب‌های جزیی با قابلیت تعمیر آسان

ج) سطح عملکرد ۴، ایمنی جانی محدود: وقوع خرابی در حد خسارت جانی حداقل

3. 1. 2سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای

سطوح عملکرد در نظر گرفته شده برای اجزای غیرسازه‌ای هم به پنج دسته تقسیم‌بندی می‌شود که در ادامه خصوصیات هر یک از این سطوح توضیح داده شده است.

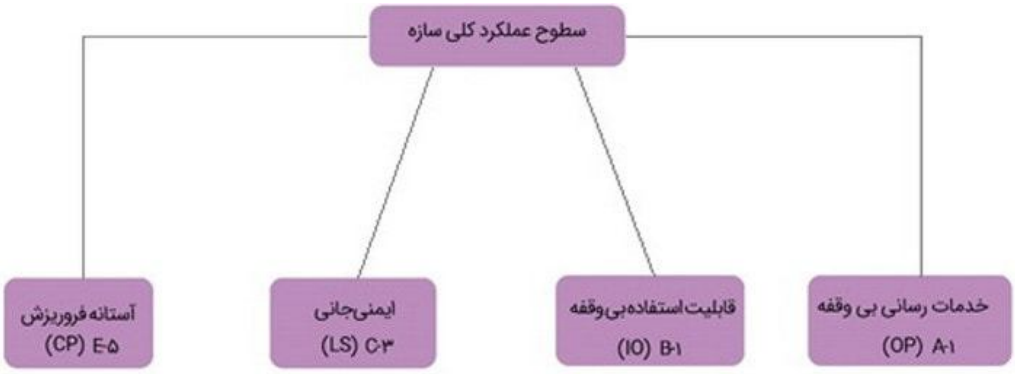


(شکل ۲) دسته‌بندی سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای

الف) سطح عملکردA ، خدمت رسانی بی وقفه: خرابی بسیار جزیی اجزای غیرسازه‌ای
ب) سطح عملکردB ، قابلیت استفاده بی وقفه: مختل نشدن راه‌های دسترسی و فرار و روشنایی
ج) سطح عملکردC ، ایمنی جانی: عدم وجود خطر جدی برای ساکنین در اثر خرابی اجزای غیرسازه‌ای
ت) سطح عملکردD ، ایمنی جانی محدود: خسارت جانی حداقل
ث) سطح عملکردE ، لحاظ نشده: عملکرد خاصی برای اجزای غیرسازه‌ای پیش بینی نشده

3. 2سطوح عملکرد کلی سازه

سطوح عملکرد کلی ساختمان متشکل از سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای است و برای معرفی آن از ترکیبی از نمادهای معرف اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای استفاده می‌شود.
سطوح عملکرد کلی ساختمان به شرح زیر است:



(شکل ۳) دسته‌بندی کلی سطوح عملکرد کل سازه

الف) سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (A-1) یا :(OPerational) اجزای سازه‌ای سطح عملکرد ۱ و اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکردA
ب) سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (B-1) یا : (Immediate Occupancy) اجزای سازه‌ای سطح عملکرد ۱ و اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکردB
پ) سطح عملکرد ایمنی جانی (C-3) یا : (Life Safety) اجزای سازه‌ای سطح عملکرد ۳ و اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکردC
ت) سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (E-5) یا : (Collapse Prevention) اجزای سازه‌ای سطح عملکرد ۵ و اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکردE

3. 3 حالات ترکیبی عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای

جدول(۱-۱): سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای	سطوح عملکرد سازه					
	قابلیت استفاده بی‌وقفه S-1	خرابی محدود S-2	ایمنی جانی S-3	ایمنی جانی محدود S-4	آستانه فروریزش S-5	لحاظ نشده S-6
خدمت‌رسانی بی‌وقفه N-A	خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1	A-2	•	•	•	•
قابلیت استفاده بی‌وقفه N-B	قابلیت استفاده بی‌وقفه B-1	B-2	B-3	•	•	•
ایمنی جانی N-C	C-1	C-2	ایمنی جانی C-3	C-4	C-5	C-6
ایمنی جانی محدود N-D	•	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6
لحاظ نشده N-E	•	•	•	E-4	آستانه فروریزش E-5	ارزش بهسازی ندارد

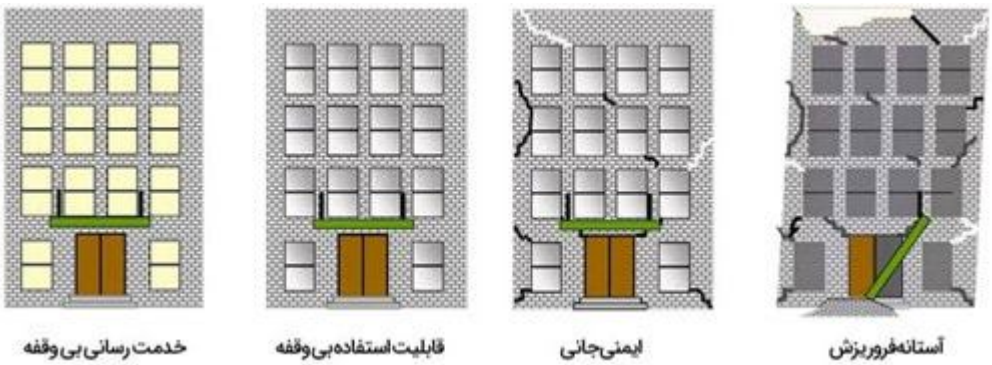
*این سطوح عملکرد به دلیل اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، توصیه نمی‌شود.

(شکل ۴) تمامی حالات ترکیبی عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای

جدول بالا که عیناً از نشریه ۳۶۰ برگرفته شده است تمامی حالات ترکیبی عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای را نمایش می دهد. خانه های ستاره دار، بیان‌گر حالات نامحتمل ترکیبی عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای است.
در جدول بالاS ، حرف اختصاری معرف اجزای سازه‌ای (structural) و N حرف اختصاری معرف اجزای غیرسازه ای است (non-structural).ضمناً هریک از سطوح عملکرد سازه ای و سطوح عملکرد غیرسازه ای از دو کاراکتر تشکیل شده‌اند که کاراکتر اول برای هر یک از اجزا ثابت است. برای مثال S-3 بیانگر سطح عملکرد ایمنی جانی برای اجزای سازه‌ایست که حرف S برای همه سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای ثابت است. همچنین حرف N کاراکتر مشترک در تمامی سطوح عملکرد مربوط به اجزای غیر سازه ایست. در جدول بالا کاراکترهای دوم سطوح عملکرد این اجزا با هم ترکیب شده و سطوح عملکرد کلی ساختمان را تشکیل می‌دهند.
به این ترتیب که کاراکتر اول از اجزای غیرسازه‌ای و کاراکتر دوم از اجزای سازه‌ای انتخاب می‌گردد. از بین تمامی عملکردهایی که احتمال پیش آمدن آنها وجود دارد، حالات منطقی که امکان دارد در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای همزمان اتفاق بیفتد در خانه‌های غیرستاره دار جدول نمایش داده شده است.

3. 4ارزیابی سطوح عملکرد سازه ای در یک نگاه

شکل پایین به خوبی سطوح عملکرد مورد کاربرد در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها را نمایش می‌دهد. مشاهده می‌شود که از چپ به راست، میزان آسیب و خرابی در کل ساختمان افزایش و کیفیت عملکرد ساختمان افت پیدا می‌کند.
میزان خسارت ایجاد شده در ساختمان از چپ به راست، به ترتیب بسیار کم، کم، متوسط و شدید برآورد می‌گردد.



(شکل ۵) سطوح عملکرد سازه ای

3. 5 ارزیابی سطح عملکرد بر اساس استاندارد بهسازی لرزه‌ای آمریکا

در این بخش، چهار حالت نمایش داده شده در بالا به تفصیل با توجه جزییات کیفی ذکر شده در استاندارد ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود آمریکا (ASCE41) توضیح داده خواهد شد

3. 5. 1خدمت رسانی بی وقفه(Operational performance)

در حالت عملکردی خدمت رسانی بی وقفه (Operational) که بالاترین سطح عملکردی یک سازه است، تغییر شکل‌ها در محدوده الاستیک بوده و پس از پایان زلزله اجزا به حالت قبلی خود بر می‌گردند. سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای اساساً تغییری نمی‌کند. ترک‌های بسیار جزیی در اعضای سازه‌ای، نما، تیغه‌ها و سقف‌ها ایجاد می‌شود. تمام سیستم‌های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می‌مانند. خرابی‌های ناچیز ایجاد شده و سیستم تاسیسات و برق رسانی فعال باقی می‌مانند.

ساختمان در این سطح عملکرد، آسیب های بسیار کمتری نسبت به ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای روش‌های تجویزی متحمل می‌شوند و احتمال وقوع تلفات انسانی نزدیک به صفر است. این سطح عملکرد، بهترین سطح عملکرد ممکن می‌باشد که مطابقِ انتظار، اجرای سازه‌ای با این سطح عملکردی هزینه زیادی نیز در بر خواهد داشت؛ بنابراین این سطح عملکرد برای سازه هایی با کاربری‌های ویژه، مانند بیمارستان ها و ایستگاه‌های آتش‌نشانی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

3. 5. 2قابلیت استفاده بی وقفه(Immidiate Occupancy performance)

در حالت قابلیت استفاده بی‌وقفه(Immediate Occupancy) ، اعضا سازه ای عملکردی همچون سطح عملکرد قابلیت خدمت رسانی بی‌وقفه دارند و خبری از تغییر شکل‌های نسبی ماندگار نخواهد بود اما در مورد اجزای غیرسازه‌ای، تاسیسات ساختمان دچار خرابی های ناچیز مکانیکی می‌شوند و ممکن است درست کار نکنند به گونه‌ای که نیاز به تعمیر جزیی خواهند داشت.

ترک‌های بسیار جزیی بر روی نما، تیغه‌ها و سقف‌ها قابل مشاهده خواهد بود. آسانسور در صورت وجود قابلیت استفاده دوباره خواهد داشت. تجهیزات اطفاء حریق نیز می‌توانند به درستی مورد استفاده قرار گیرند. سازه در این حالت عملکردی نیز از سازه‌های متعارف طراحی شده بر مبنای روش‌های تجویزی به مراتب دچار آسیب کمتری خواهد شد.

3. 5. 3ایمنی جانی(Life Safety Performance)

در حالت سوم یعنی ایمنی جانی(Life Safety) ، مقداری از سختی و مقاومت در تمام طبقات از دست خواهد رفت. گسیختگی خارج از صفحه دیوار رخ نخواهد داد اما تغییرشکل نسبی ناشی از رفتار خمیری در سازه مشاهده خواهد شد. ادامه بهره برداری از ساختمان به احتمال زیاد بدون انجام یک سری تعمیرات ممکن نخواهد بود و تعمیرات لازم هزینه‌بر خواهند بود. سقوط اشیا محتمل نخواهد بود اما بسیاری از تاسیسات مکانیکی و الکتریکی و عناصر معماری دچار آسیب خواهند شد. سازه در این سطح عملکرد آسیب بیشتری از سازه‌های طراحی شده بر مبنای روش‌های تجویزی می‌بینند و خطر تلفات جانی اندکی بیشتر خواهد بود.

3. 5. 4آستانه فروریزش(Collapse Prevention Performance)

در سطح عملکرد چهارم یعنی آستانه فرو ریزش(Collapse Prevention) ، در اعضای سازه‌ای سختی و مقاومت ناچیزی برای تحمل بارهای جانبی باقی می‌ماند اما ستون‌ها و دیوارهای باربر ثقلی عملکرد خود را حفظ می‌کنند. تغییر شکل‌های نسبی ماندگار زیاد است. برخی از خروجی‌ها مسدود خواهد شد و احتمال این که سازه در اثر پس لرزه‌ها فرو بریزد وجود دارد بنابراین تحت هر شرایطی می‌بایست از سکنه خالی شود.

دیوارهای مهار نشده گسیخته شده یا حداقل دچار شکست اولیه می‌شود. همچنین خرابی گسترده‌ای در اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. آسیب‌های به وجود آمده و خطر تلفات جانی به طور قابل توجهی بیشتر از سازه‌های طرح از ابتدا خواهد بود.

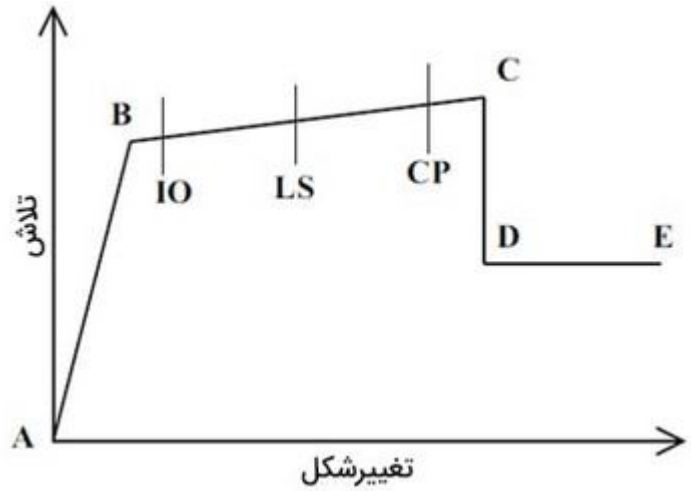
6.3تعیین سطوح عملکرد سازه ای با sap وetabs

نرم افزارهای مورد استفاده برای انجام تحلیل‌های غیرخطی به مانند Sap2000 وEtabs ، منحنی تلاش- تغییرشکل مربوط به تلاش‌های تغییرشکل-کنترل مختلف و همچنین معیارهای پذیرش آن را (با توجه به سطوح عملکرد انتخابی) از کاربر می‌گیرد و پس از انجام تحلیل آن‌ها را با هم مقایسه می‌نماید.

به صورت خلاصه اگر بخواهیم برای درک بهتر، تعریف مختصری از مفهوم تلاش‌های تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل داشته باشیم، می‌توان گفت به تلاش‌هایی که تحت اثر آن عضو مورد نظر رفتاری شکل پذیر از خود نشان دهد، تلاشِ تغییرشکل کنترل گفته می‌شود، مانند خمش در تیر که یک تلاش تغییرشکل کنترل محسوب می‌گردد.

به تلاش‌هایی هم که تحت اثر آن، عضوِ مورد نظر رفتاری ترد شکن داشته باشد، تلاش نیرو کنترل گفته می‌شود، مانند برش در ستون بتنی.

در صورتی که المان در مقاطع آسیب پذیر خود (محل تعریف مفاصل پلاستیک) از هریک از سطوح عملکرد عبور نماید، نرم افزار با تغییر رنگ مفصل پلاستیک، کاربر را از وضعیت موجود المان آگاه می‌سازد.



(شکل ۶) منحنی تلاش-تغییر شکل اعضا برای تلاش‌های تغییر شکل کنترل

در رابطه با بخش‌های مختلف شکل فوق می‌توان گفت:

- ناحیه A_B نشان دهنده رفتار خطی مقطع است و هنوز ترک خوردگی در مقطع المان به وجود نیامده است.
- نقطهB ، نقطه ایست که تارهای کششی و فشاری مقطع جاری شده‌اند.
- از B تا C شاهد یک رفتار خمیری (پلاستیک) از مقطع عضو خواهیم بود.
- از نقطه C تا D نیز افت مقاومت ناگهانی در المان اتفاق خواهد افتاد.

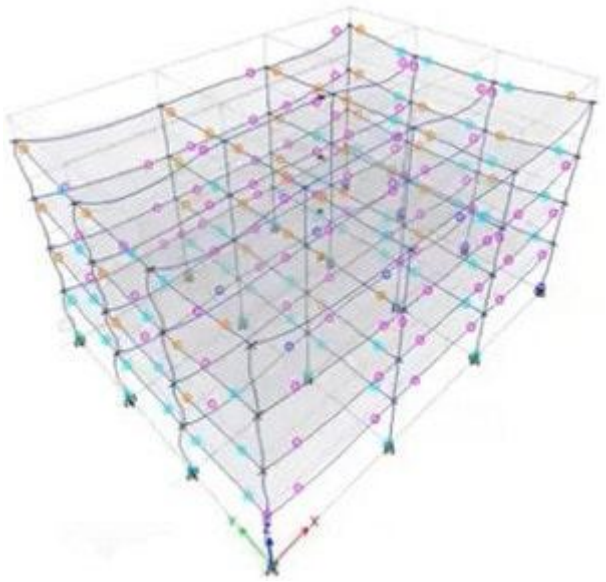
در محدوده B-C که رفتار خمیری عضو را شاهد هستیم، همان محدوده‌ایست که المان غالباً با اتلاف انرژی زلزله به کمک تغییر شکل پلاستیک با اثر زلزله مقابله می‌نماید. حدود مجاز هریک از سطوح عملکرد برای المان، عمدتاً در همین محدوده قرار گرفته و تغییر شکل‌های به وجود آمده در المان در اثر نیروی زلزله، با این حدود مجاز مقایسه می‌گردد.

نرم‌افزار نیز با انجام همین کار و با نمایش هریک از محدوده‌های عملکردی المان با یک رنگ مشخص، وضعیت مفاصل پلاستیک و میزان تغییرشکل به وجود آمده در هریک از اعضای سازه را به خوبی مشخص می‌نماید.

نرم‌افزار مفصل قرار گرفته در محدوه A تا B (محدوده‌ای که هنوز مفصل تشکیل نشده و رفتار عضو خطی است) را به صورت بی‌رنگ نمایش می‌دهد. همچنین پس از تشکیل مفصل پلاستیک و جاری شدن تارهای مقطع، یعنی از نقطه B تا سطح عملکرد IO رنگ صورتی متمایل به بنفش، از IO تا LS رنگ آبی، از LS تا CP رنگ فیروزه‌ای و از CP تا نقطه Cرنگ سبز نمایش داده خواهد شد.

همچنین ناحیه C تا D (ناحیه افت مقاومت ناگهانی) به رنگ زرد و ناحیه D تا E (ناحیه مقاومت پسماند) به رنگ نارنجی

خواهد بود. به این ترتیب این امکان در نرم‌افزارهای تحلیل غیرخطی فراهم است که با یک نمایش بصری جذاب و با رنگ‌های مختلف یک دید بسیار خوب از عملکرد کلی سازه حاصل شود.



(شکل ۷) نمایش رنگی مفاصل پلاستیک در نرم افزار Sap وEtabs

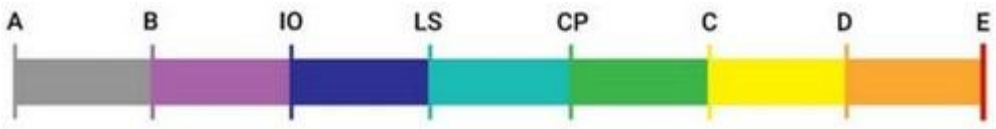
نکته :توجه شود که در نرم‌افزارهای SAP و ETABS برای انجام تحلیل پوش‌آور و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، حتماً باید این موضوع مد نظر قرار گیرد که هریک از نقاط A,B,C,D,E در نمودار تلاش-تغییرشکل و همچنین تمامیِ حدود مجاز تغییرشکل مربوط به سطوح عملکردIO) ، LSو (CP که تحت عنوان معیارهای پذیرش در استانداردها و نرم‌افزار شناخته می‌شوند(Acceptance Criteria) ، رنگ مختص به خود را دارا می‌باشند.

رنگ هریک از نقاط مربوط به معیارهای پذیرشIO ، LSو CP دقیقاً همان رنگی است که محدوده آن معیار پذیرش تا معیار پذیرش سطح عملکرد پایین‌تر از خود را مشخص می‌کند. یعنی رنگ حد مجاز تغییرشکل سطح عملکرد IO همان رنگ محدوده IO تا LS و به رنگ آبی است.

همچنین معیار پذیرشCP ، دقیقاً به رنگ سبز که معرف محدوده CP تا نقطه C است نمایش داده می‌شود. حال نکته بسیار مهم این است که نرم افزار رنگ نقاطA ، B، C، Dو E را بر رنگ معیارهای پذیرشIO ، LS، CP، ارجح می‌داند.

برای مثال اگر نقطه مربوط به معیار پذیرش CP بر روی نقطه C قرار بگیرد، نرم‌افزار رنگ زرد را به جای سبز نمایش خواهد داد که البته این ترجیح نرم افزار همیشه در جهت اطمینان است و به این معنی است که مفصل پلاستیک از سطح عملکرد موردنظر تجاوز نموده است.

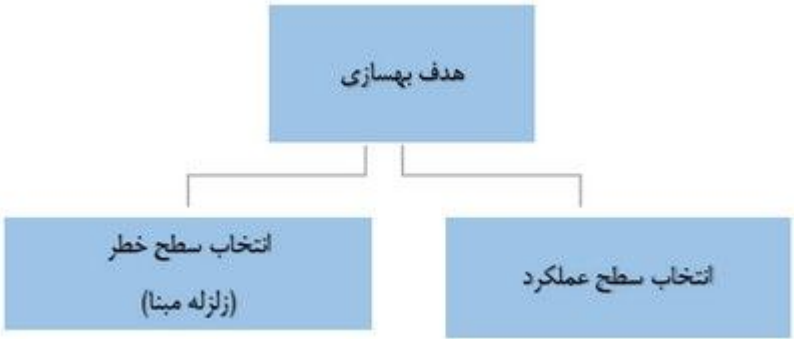
شکل زیر به خوبی رنگ بندی کلیه نقاط دیاگرام تلاش-تغییرشکل شامل نقاط شکستگی و نقاط مربوط به معیارهای پذیرش و همچنین محدوده‌های عملکردی سازه را به تصویر کشیده است.



(شکل ۸) رنگ بندی معیارهای پذیرش و محدوده‌های عملکردی سازه در Sap وEtabs

4.هدف بهسازی لرزه ای ساختمان

برای مشخص شدن نقشه‌ی راه در بهسازی یک سازه موجود و یا طراحی عملکردی سازه، نیاز به تعیین هدف از بهسازی لرزه ای ساختمان داریم. منظور از هدفِ بهسازی، رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر ما در سطح خطر انتخاب شده می‌باشد. این پیشنهاد براساس نوع ساختمان، شرایط و اهمیت آن و همچنین نظر کارفرما ارائه می‌شود.



(شکل ۹) زیرشاخه‌های انتخاب یک هدف بهسازی

در ادامه‌ی توضیحات ابتدای بحث، پس از آشنایی با مفاهیم سطوح خطر لرزه ای و سطوح عملکردسازه ای ، به تشریح و معرفی اهداف بهسازی می‌پردازیم.

۱-۳-۲- انتخاب هدف بهسازی

انتخاب هدف بهسازی از مراحل اولیه و در عین حال حائز اهمیت در فرآیند مطالعات بهسازی می‌باشد. لازم است طراح با بررسی دقیق و اخذ دیدگاه‌های بهره‌بردار و کارفرمای پروژه، توجه به میزان اهمیت و وضعیت کاربری حاضر و پس از بهسازی ساختمان، ضمن ارائه گزارش فنی لازم، هدف بهسازی را انتخاب و پیشنهاد نماید. پس از ارائه گزارش فنی مبنی بر دلایل انتخاب هدف بهسازی، موارد به تصویب کارفرما می‌رسد.

سطوح مختلفی از بهسازی با توجه به نشریه ۳۶۰ قابل انجام می‌باشد که در ادامه هر یک از آنها شرح داده خواهد شد.

4. 1اهداف بهسازی لرزه ای در نشریه ۳۶۰

بهسازی مبنا :انتظار می‌رود میزان خرابی و خسارت جانی ساختمان‌های بهسازی شده طبق این بند کمی بیشتر از ساختمان‌هایی باشد که بر اساس آیین نامه‌های زلزله جدید و با کیفیت خوب اجرا می‌شوند باشد.

۱-۴-۱- بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی "سطح خطر ۱" ایمنی جانی ساکنین ساختمان تامین شود (سطح عملکرد C-۳).

بهسازی مطلوب :در بهسازی مطلوب دو سطح عملکرد برای ساختمان در نظر گرفته می‌شود. در سطح خطر ۱ ایمنی جانی ساکنین تأمین شده و در سطح خطر ۲ ساختمان فرو نریزد.

۱-۴-۲- بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مبنا تامین شده (سطح عملکرد C-۳) و علاوه بر آن تحت زلزله‌ی "سطح خطر ۲" ساختمان فرو نریزد (سطح عملکرد E-۵).

بهسازی ویژه :در واقع در بهسازی ویژه، برای ارتقاء کیفیت ساختمان نسبت به بهسازی مطلوب، یکی از سطوح خطر و یا عملکرد را ثابت نگه داشته و دیگری را یک درجه افزایش می‌دهیم.

۱-۴-۳- بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه، نسبت به بهسازی مطلوب، عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می‌گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله‌ی مورد استفاده در بهسازی مطلوب درنظرگرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب، سطوح خطر زلزله‌ی بالاتری درنظرگرفته می‌شود.

بهسازی محدود :در صورتی که به دلیل محدودیت‌های مالی یا اجرایی امکان بهسازی مبنا میسر نباشد، ممکن است بهسازی در سطح عملکرد پایینتری در نظر گرفته شده و یا در سطح عملکرد مورد نظر زلزله ضعیف‌تری انتخاب شود.

۱-۴-۴- بهسازی محدود

در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری از بهسازی مبنا درنظرگرفته می‌شود، به گونه‌ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:

الف- تحت زلزله‌ای خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، ایمنی جانی ساکنین تامین شود (سطح عملکرد C-۳).

ب- تحت زلزله‌ای برابر یا خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، سطوح عملکرد C-۴، D-۴، E-۴، C-۵، D-۵، E-۵ یا D-۶ تامین شود.

بهسازی موضعی :بهسازی موضعی در هر مرحله ممکن است در سطح مبنا، مطلوب، ویژه و یا محدود انجام گیرد.

۱-۴-۵- بهسازی موضعی

بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی است که هدف بهسازی آن مطابق بندهای (۱-۴-۱) تا (۱-۴-۴) انتخاب شده لیکن به‌دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می‌شود. در این‌حالت، بهسازی باید به‌گونه‌ای پیش‌بینی و اجرا شود که هدف بهسازی بخش‌های دیگر در مراحل بعدی برآورده شود.

بهسازی موضعی باید با توجه به موارد زیر انجام شود:

۱- بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین‌آمدن سطح عملکرد قبلی ساختمان موجود شود.

۲- بهسازی موضعی نباید سبب افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضایی که وضعیت بحرانی دارند، شود.

۳- بهسازی موضعی نباید منجر به نامنظم‌شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.

در ادامه راهنمای تعیین هدف بهسازی پیشنهاد شده توسط نشریه ۳۶۰ برای طراحی انواع ساختمان آورده شده است.

نوع ساختمان	کاربری	هدف بهسازی	سطوح عملکردی	
			سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
استراتژیک	ساختمان‌های اصلی و استقرار برای: نهاد رهبری، نهاد ریاست جمهوری، فرماندهی کل یا فرماندهی ستاد مشترک نیروهای مسلح، فرماندهی نیروی انتظامی، وزارت‌خانه‌های کشور، نفت، امورخارجه، مخابرات و ارتباطات، صداو سیما، تاسیسات ویژه ناوبری فرودگاه و بنادر	ویژه	A-1	A-2
سیاسی	ساختمان‌های مرکزی: قوه مقننه، قوه قضاییه، استانداری‌ها، فرمانداری‌ها، وزارت‌خانه‌ها، بانک مرکزی، خزانه	ویژه	B-1	C-3
امدادی	الف- ساختمان‌های بیمارستان و درمانگاه‌های بزرگ شامل قسمت‌های اورژانس، جراحی و خدمات پزشکی وابسته به آنها، مراکز اورژانس پزشکی	ویژه	B-1	C-2
	ب- ساختمان‌های مرکزی: امداد و نجات، آتش‌نشانی، هلال‌احمر، نیروی انتظامی (پلیس) و بسیج	ویژه	B-1	C-3
ستادی	بخشداری‌ها، مراکز فرماندهی نیروهای مسلح و نیروی انتظامی در استان‌ها، مراکز مخابراتی	ویژه	B-2	C-4
شریان‌های حیاتی	ساختمان‌های اصلی و استقرار برای تأسیسات: ابرسانی، برق‌رسانی، گازرسانی، رادیو و تلویزیون، برج‌های مراقبت فرودگاه	ویژه	B-1	C-2
ساختمان‌های تراز اول میراث فرهنگی	موزه‌ها، بناهای تاریخی، کتابخانه‌های نفیس نظیر ملی، مجلس و مراکز اسناد ملی	ویژه	B-2	C-3
تاسیسات زیربنایی	ساختمان‌های اصلی و عملیاتی پالایشگاه، نیروگاه، مجتمع‌های پتروشیمی، کارخانجات تولید مواد شیمیایی	ویژه	B-1	C-3
مهم	الف- دانشگاه‌ها، حوزه‌های علمیه، مدارس، سازمان‌های مهم و موسسات تحقیقاتی	مطلوب	C-3	E-5
	ب- ادارات کل وزارتخانه‌ها و ادارات مرکزی سازمان‌های مهم در استان‌ها	مطلوب	B-2	E-5
عمومی	مساجد و مصلی‌ها، ساختمان‌های تجمعی فرهنگی شهرداری‌ها، سینما وتئاتر، استادیوم‌های ورزشی، کتابخانه‌ها، پایانه‌های مسافربری، فروشگاه‌های بزرگ و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر	مطلوب	C-3	E-5
	ساختمان‌های مسکونی، اداری-تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، ساختمان‌های صنعتی	مبنا	C-3	——
	ساختمان‌های انبارهای کشاورزی، سالن‌های مرغداری و ساختمان‌های با بهره‌برداری موقت	مبنا یا محدود	D-4	——

* در این موارد سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1 تحت زلزله با دوره بازگشت ۷۲ ساله نیز کنترل می‌شود.

(شکل ۱۰) راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم

جمع بندی

بنا بر آنچه گفته شد، برای تعیین مسیر طراحی سازه بر اساس عملکرد و یا بهسازی لرزه‌ای یک سازه موجود، در ابتدا باید سطح عملکرد مورد انتظار از سازه در زلزله‌ی مدنظر، با توجه به موارد زیر تعیین گردد:

- اهمیت سازه
- نظر کارفرما و میزان هزینه‌ای که برای هر پروژه در نظر گرفته شده،

بدیهیست که این هزینه‌ها با افزایش و بهبود سطح عملکرد مورد انتظار و یا قوی تر در نظر گرفتن زلزله محتمل، افزایش می‌یابد.

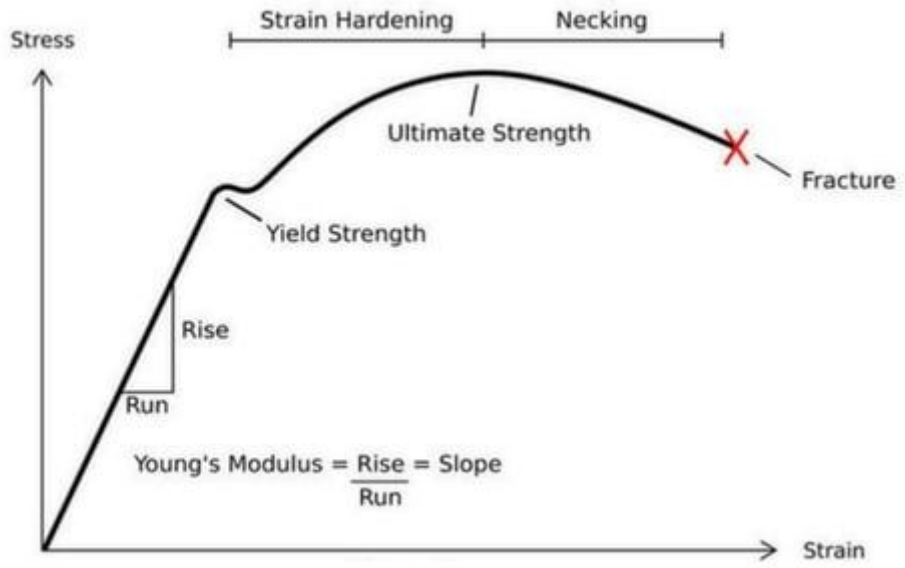
برای مثال سازه‌ای را فرض کنید که کاربری مسکونی داشته و در صورت وقوع زلزله‌ی طرح استاندارد ۲۸۰۰ (زلزله‌ای که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال، ده درصد باشد که دوره بازگشت آن ۴۷۵ سال می‌باشد) انتظار داریم فقط سقف‌ها فرو

نریزد تا کمترین تلفات جانی را داشته باشیم و ادامه کاربری ساختمان بعد از زلزله مورد اهمیت نمی‌باشد. در اینصورت سطح عملکرد مطلوب مورد نظر ما، ایمنی جانی در زلزله سطح خطر ۱ می‌باشد. بنابراین هدف بهسازی مطلوب در این ساختمان بهسازی مبنا می‌باشد.

مثال فوق برای یک بیمارستان متفاوت می‌باشد، چرا که در یک بیمارستان در صورت وقوع زلزله، نه تنها وقوع تلفات غیرقابل قبول است، بلکه باید پس از حادثه قادر باشد به فعالیت خود ادامه داده و امداد رسانی کند، بنابراین در طراحی این سازه، هم سطح عملکرد مورد نظر ما از این ساختمان سختگیرانه‌تر بوده و هم زلزله محتمل باید قوی‌تر در نظر گرفته شود.

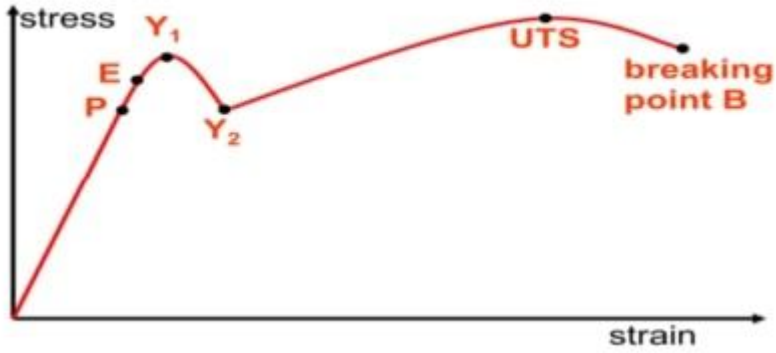
منحنی تنش-کرنش و تعریف نقاط مختلف این نمودار برای مصالح

پیش از ورود به بحث منحنی های هیسترزیس(Hysteresis Curves) ، با توجه به اینکه این منحنی به نوعی تکمیل شده ی منحنی تنش-کرنش (و یا نیرو-جابه‌جایی) می‌باشد، لازم است ابتدا اندکی در رابطه با منحنی تنش – کرنش توضیح داده شود. در واقع منحنی هیسترزیس همان منحنی تنش-کرنش می‌باشد با این تفاوت که به جای بارگذاری یکنواخت(Monotonic) ، بارگذاری به صورت سیکلی (رفت و برگشتی) انجام شده و المان به طور متناوب تحت کشش و فشار قرار می‌گیرد. منحنی تنش-کرنش برای یک المان شکل پذیر، در شکل زیر مشاهده می‌شود. این منحنی تحت بارگذاریِ یکنواختِ کششی بدست آمده است.



نمودار تنش-کرنش مصالح شکل پذیر

این منحنی از نقاط مختلفی تشکیل شده که برای مصالح شکل پذیر، شامل ۶ نقطه‌ی اصلی می‌باشد که در شکل زیر مشخص شده اند، در ادامه به توضیح هر یک از آن ها پرداخته شده است:



نقاط مختلف در نمودار تنش-کرنش مصالح

- حد خطی یا:(Proportional Limit (σ_{PL} این حد نقطه‌ی P در شکل فوق می‌باشد. این نقطه نشان دهنده‌ی حدی است که تا رسیدن به آن تنش و کرنش رابطه‌ی خطی با یکدیگر دارند. شیب این خط مدول الاستیسیته یا E نامیده می‌شود. پس از عبور از این نقطه رابطه‌ی تنش و کرنش دیگر خطی نخواهد بود.
- حد الاستیک یا:(Elastic Limit (σ_{EL} مرحله‌ی بعدی در نمودار نقطه‌ی E می‌باشد که به آن حد الاستیک گفته می‌شود. این نقطه در واقع نشان دهنده‌ی حداکثر تنشی است که می‌توان به المان وارد نمود بدون آنکه دچار تغییر شکل های دائمی شود.

در واقع تا قبل از رسیدن به این حد، اگر بار برداری انجام شود کرنش های به وجود آمده کاملاً از بین رفته و نمونه به حالت اولیه باز می‌گردد. در حد الاستیک، تنش و کرنش رابطه ی خطی ندارند. برای فولاد های ساختمانی حد خطی و حد الاستیک بسیار به یکدیگر نزدیک می باشند.

- تنش تسلیم یا:(Yield Stress (σ_Y نقطه‌ی Y_1 ، نشان دهنده‌ی حد تسلیم (یا جاری شدن) المان می‌باشد. با رسیدن به این حد با افزایش بسیار اندکِ تنش، کرنش به شدت افزایش می‌یابد و نمونه دچار تغییر شکل های دائمی می‌شود. در این حالت بدون افزایش بار، ماده شروع به تغییر شکل می‌نماید. در فولاد ساختمانی، این نقطه هم بسیار نزدیک به نقاط حد خطی و الاستیک است.

برای فولاد، دو نوع حد تسلیم تعریف می‌شود:

-حد تسلیم بالایی(Upper Yield Point)

–حد تسلیم پایینی(Lower Yield Point)

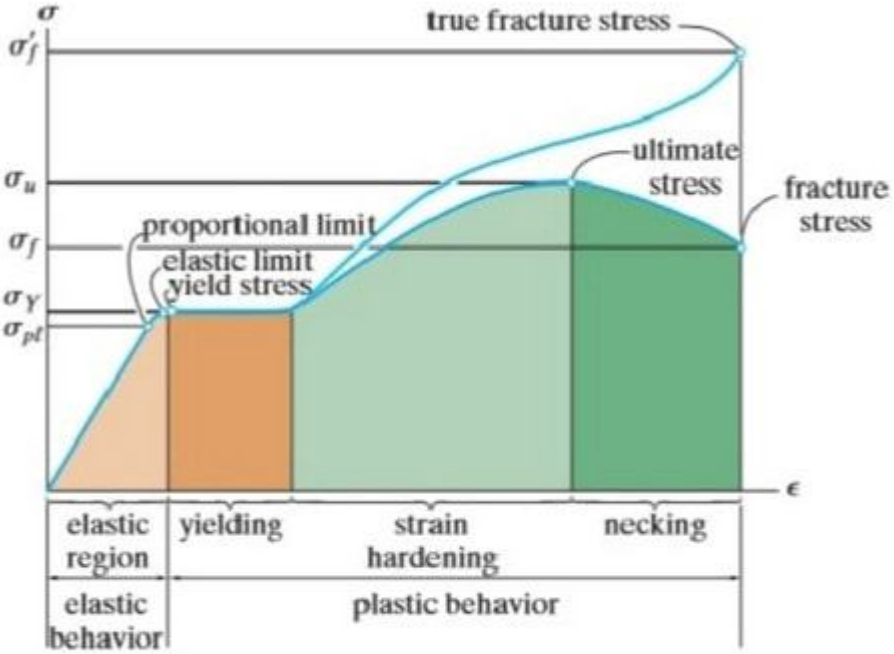
این دو حد تسلیم در شکل فوق با Y_1 و Y_2 نشان داده شده‌اند.

- تنش نهایی یا: (Ultimate Tensile Strength (UTS (σ_U)

نقطه بعدی در نمودار فوق، با نماد UTS نشان داده شده، مربوط به تنش نهایی است. این حد در واقع حداکثر تنشی است که نمونه تحمل می‌نماید، پس از آن نمودار شیب نزولی خواهد داشت.

- تنش گسیختگی یا:(Fracture Stress (σ_F آخرین مرحله ای هم که ماده به آن می‌رسد، تنش گسیختگی نام دارد. نقطه‌ی B در شکل فوق نشان دهنده‌ی این تنش است. با رسیدن به این تنش، نمونه دچار شکست (گسیختگی) می‌شود.

ویژگی ناحیه‌ی الاستیک و غیر الاستیک و مفهوم شکل پذیری



Conventional and true stress-strain diagrams
for ductile material (steel) (not to scale)

ناحیه های تشکیل شده در منحنی تنش-کرنش

علاوه بر نقاط مختلفی که در این نمودار وجود دارد و معرفی گردید، منحنی تنش-کرنش به نواحی مختلفی تقسیم می‌شود. در شکل فوق، ناحیه‌ها به دو بخش اصلی الاستیک و پلاستیک (غیر الاستیک) تقسیم شده‌اند.

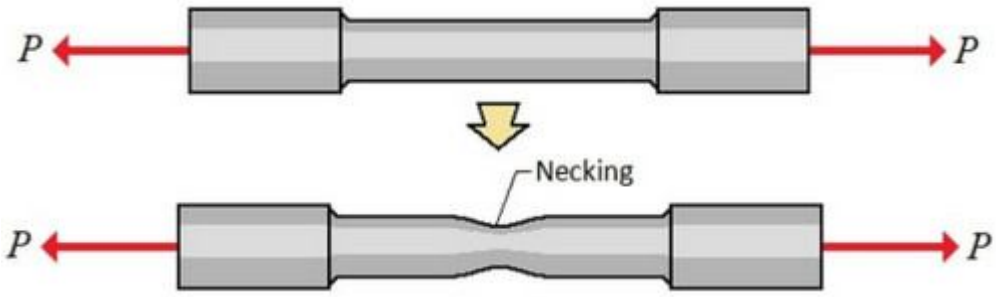
۱. ناحیه‌ی الاستیک:این ناحیه تا تنش (σ_{EL} (Elastic Limit ادامه داشته و تا قبل از رسیدن به آن، تغییر شکل های المان برگشت پذیر خواهند بود. در واقع در ناحیه‌ی الاستیک با برداشتن بار، شکل و سایز المان به حالت اولیه باز خواهند گشت.

۲. ناحیه‌ی پلاستیک:

با رسیدن به تنش الاستیک (σ_{EL} (Elastic Limit ناحیه‌ی پلاستیک شروع و تا تنش گسیختگی σ_f ادامه می‌یابد. تغییر شکل های این ناحیه قابل برگشت نخواهند بود. ناحیه‌ی پلاستیک به سه بخش اصلی تقسیم می‌شود:

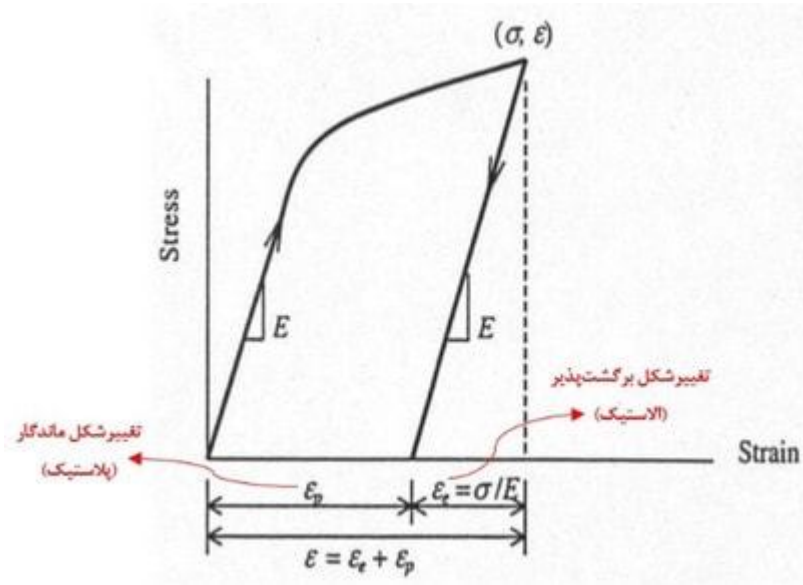
- ناحیه‌ی تسلیم :(Yielding) در این ناحیه بدون افزایش قابل ملاحظه‌ی بار، کرنش به سرعت زیاد می‌شود.
- ناحیه‌ی سخت شوندگی کرنشی :(Strain Hardening) ناحیه ای که بین تنش تسلیم بالایی و تنش نهایی قرار دارد، ناحیه ی سخت شوندگی کرنشی نامیده می شود. در این ناحیه، با زیاد شدن تنش المان افزایش طول داده تا به حد ماکسیمم تنش یعنی تنش نهایی (σ_u) برسد. در این ناحیه سطح مقطع عضو به صورت یکنواخت کاهش می‌یابد.
- ناحیه‌ی باریک شدگی :(Necking) ناحیه ی پایانی هم که بین تنش نهایی و تنش گسیختگی قرار دارد، ناحیه ی باریک شدگی یا Necking نام دارد. در این ناحیه سطح مقطع عضو در یک نقطه به صورت متمرکز کاهش یافته و توانایی مقطع در تحمل بار هم کم می‌شود.

در شکل زیر، حالت مقطع در این مرحله مشاهده می‌شود:



پدیده ی باریک شدگی (Necking) در مقطع

همان طور که گفته شد، درصورتی که با رسیدن به ناحیه‌ی پلاستیک بار برداری صورت گیرد، تنها بخشی از کرنش برگشت پذیر بوده و بخشی از تغییر شکل به وجود آمده، ماندگار می باشد و از بین نخواهد رفت. در شکل زیر این تغییرشکل ها مشاهده می‌شوند. لازم به ذکر است که شیب منحنی بار برداری با شیب منحنی اولیه برابر و مساوی با E است.



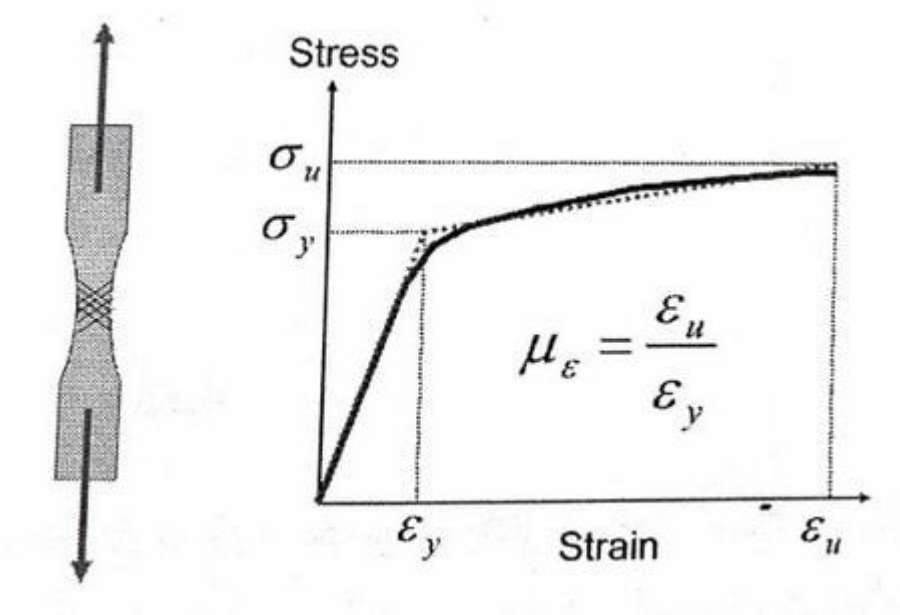
بارگذاری و بار برداری در ناحیه‌ی پلاستیک

با توجه به شکل فوق، مشخص است که بعد از ورود به ناحیه‌ی تغییرشکل‌های پلاستیک، کرنش المان برابر با ε است که این کرنش به دو بخش کرنش الاستیک (ε_e) و کرنش پلاستیک (ε_p) تقسیم می‌شود.

همان طور که در شکل مربوط به ناحیه‌های مختلف در منحنی تنش-کرنش مشاهده شد، منحنی تنش کرنش از یک نقطه به بعد به دوشاخه تبدیل شده است. یکی از این شاخه منحنی تنش-کرنش واقعی (True) و دیگری منحنی تنش-کرنش مهندسی (Engineering) نامیده می‌شود.

درصورتی‌که بخواهیم منحنی دقیق یا واقعی را محاسبه نماییم در تمام طول آزمایش باید سطح مقطع المان اندازه‌گیری شده و برای محاسبه‌ی تنش از آن استفاده شود. اما در حالت مهندسی از این تغییر مساحت المان صرف‌نظر کرده و از سطح مقطع اولیه برای محاسبه‌ی تنش در هر لحظه، استفاده می‌شود.

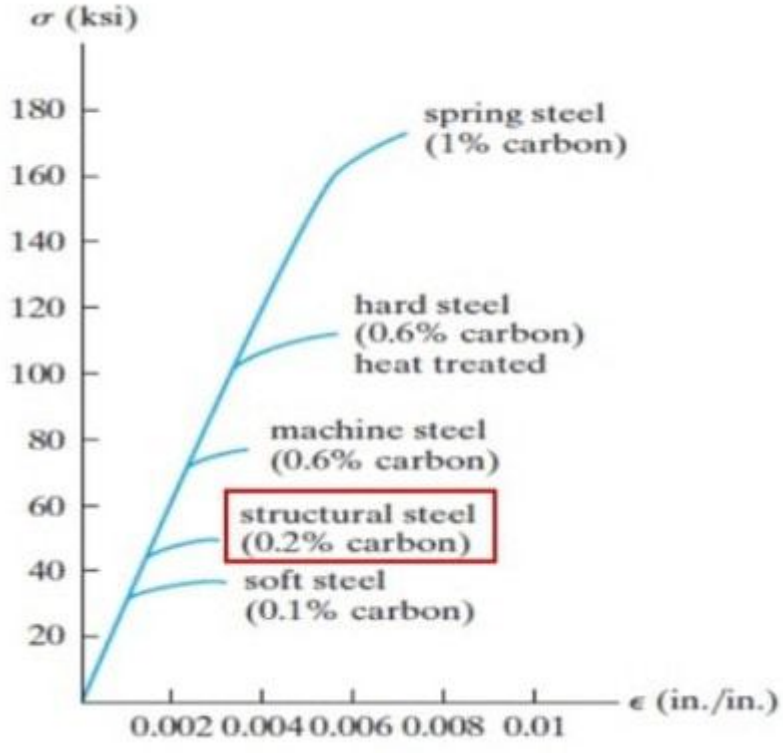
یکی از خصوصیات مصالح که پس از بدست آمدن نمودار تنش-کرنش می‌توان محاسبه نمود، شکل‌پذیری نامیده می‌شود. شکل پذیری به صورت نسبت کرنش متناظر با حد نهایی، به کرنش متناظر با حد تسلیم تعریف می‌شود. در شکل زیر تعریف این پارامتر مشاهده می‌شود. شکل پذیری نشان دهنده‌ی قابلیت جذب انرژی مواد است.



تعریف شکل پذیری مصالح

رفتار فولاد به عنوان یک آلیاژ، بسیار تابع درصد کربن موجود در ترکیبات شیمیایی اولیه می‌باشد. به طوری که با افزایش کربن، مقاومت فولاد افزایش یافته اما به موجب آن شکل پذیری کاهش می‌یابد. در شکل زیر نمودار تنش-کرنش فولاد با درصد کربن های مختلف مشاهده می شود.

فولاد ساختمانی که حدود ۰,۲٪ کربن دارد هم در این نمودار مشخص شده است. در حالت کلی فولاد مورد استفاده در ساختمان، فولاد کم کربن نامیده می‌شود زیرا رفتار مطلوب برای اعضای سازه ای، رفتاری شکل پذیر می‌باشد.

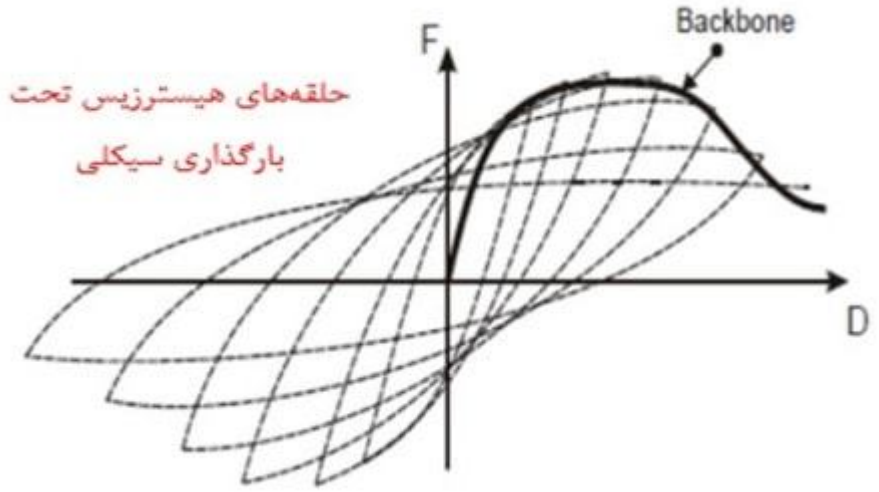


درصد کربن موجود در فولاد های مختلف و تاثیر آن در افزایش مقاومت

منحنی هیسترزیس چیست؟

در بخش قبل رفتار غیرخطی یک المان، تحت بارگذاری یکنواخت(Monotonic) ، بررسی گردید. به منحنی تنش-کرنش که ممکن است به صورت نیرو-تغییرمکان یا ممان-انحنا هم بررسی شود، Backbone Curveگفته می‌شود. این منحنی علاوه بر اینکه برای هر المان سازه ای بدست می آید، برای کل سازه هم قابل محاسبه است.

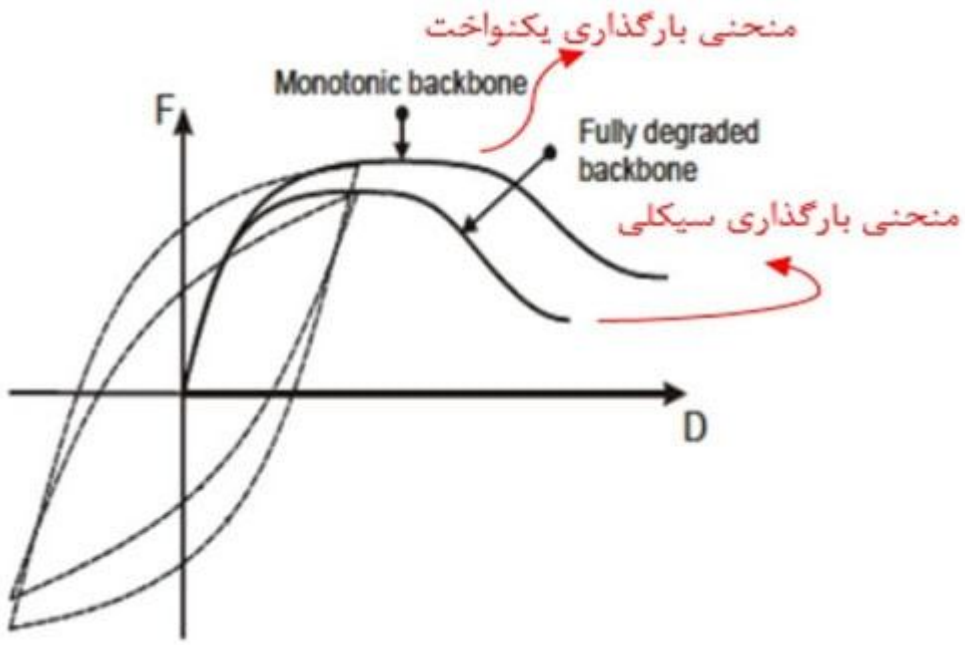
اما علاوه بر این منحنی، رفتار غیرخطی را تحت بارهای سیکلی هم می‌توان بررسی نمود که در این حالت به آن منحنی هیسترزیس (Hysteresis Curve)گفته می‌شود. یک نمونه از این منحنی در شکل زیر مشاهده می‌شود که متشکل از چندین حلقه، ناشی از سیکل‌های مختلف بارگذاری می‌باشد.



یک نمونه منحنی هیسترزیس به همراه Backbone Curve حاصل از این منحنی

نمونه‌ای از Backbone Curve که برای منحنی های هیسترزیس شکل بالا رسم شده، حاصل از پوشِ منحنی ها در هر سیکل بارگذاری می‌باشد) پوش یا Envelope در اینجا با وصل نمودن نقاط حداکثر نمودارها بدست می‌آید .(در ادامه و در شکل زیر دو نمونه Backbone Curve برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و سیکلی مشاهده می‌شوند.

ازآنجایی‌که در بارگذاری یکنواخت اثر خستگی مصالح دیده نمی‌شود، منحنی Backbone در حالت بارگذاری یکنواخت نسبت به حالت بارگذاری سیکلی متفاوت است. بدین معنا که اثر بارهای رفت و برگشتی سبب شده که مصالح تحت بارهای کوچک‌تری تسلیم شوند، در نتیجه منحنی مربوط به بارگذاری سیکلی کوچک‌تر از حالت بارگذاری یکنواخت می‌باشد.



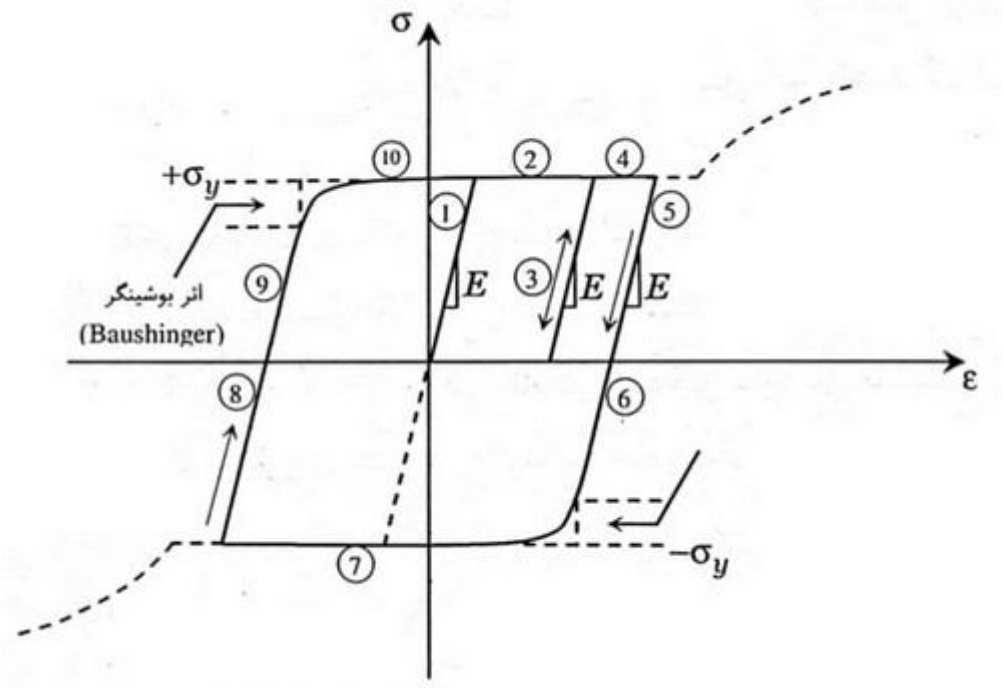
نمونه‌ای از منحنی های هیسترزیس و مقایسه‌ی backbone curve در دو حالت بارگذاری یکنواخت و سیکلی

در بارگذاری سیکلی که در اولین شکل این بخش مشاهده می‌شود، در ابتدا مقاومت به دلیل رفتار سخت‌شوندگی افزایش یافته اما در نهایت، سختی (شیب منحنی) و مقاومت در اثر رفتار نرم‌شوندگی دچار کاهش شده‌اند و به اصطلاح، منحنی‌ها نسبت به حالت اولیه اندکی خوابیده‌تر شده‌اند.تفاوت منحنی‌های backbone در بارگذاری یکنواخت و سیکلی هم ناشی از همین مورد یعنی زوال سختی و مقاومت می‌باشد.(Strength and Stiffness Degradation)

اولین بار باشینگر (Bauschinger) متوجه رفتار متفاوت مواد، تحت بار رفت و برگشتی شد. او مشاهده کرد که اگر بارگذاری بر روی یک ماده در یک جهت (کشش یا فشار) تا رسیدن به تغییرشکل های پلاستیک ادامه یابد و سپس تغییر جهت داده شود، تنش تسلیم در جهت دیگر کاهش می‌یابد. به عنوان مثال در یک ماده با رفتار یکنواخت در کشش و فشار، انتظار داریم که تسلیم هم در کشش و هم در فشار تحت تنش σ_yرخ دهد، اما درصورتی‌که این ماده تحت بار رفت و برگشتی ابتدا تحت کشش قرار گیرد مطابق انتظار، با رسیدن به تنش تسلیم σ_yتسلیم شده و وارد ناحیه ی پلاستیک می‌شود، اما با تغییر جهت بارگذاری و اعمال بار فشاری، رفتار ماده مطابق انتظار نبوده و المان در تنشی کوچک‌تر از $-\sigma_y$ تسلیم خواهد شد. این حالت در صورتی که ابتدا نمونه تحت فشار و سپس تحت کشش قرار گیرد هم صادق است.

بررسی دو بارگذاری مهم دیگر

در دو شکل زیر رفتار چرخه‌ای یک المان تحت بارگذاری متناوب مشاهده می‌شود. در شکل اول بارگذاری تا قبل از رسیدن به مرحله‌ی سخت شدگی کرنشی یا strain hardening متوقف شده و در واقع در ناحیه‌ی Yielding (که در بخش اول معرفی گردید) باقی می ماند. در این حالت اثر بوشینگر به خوبی قابل مشاهده است به طوری که پس از اعمال نیروی فشاری، در مرحله‌ی ۶ به جای اینکه تا تنش $-\sigma_y$المان در حالت الاستیک باقی بماند، در تنشی کوچک‌تر از $-\sigma_y$تسلیم شده است.



منحنی هیسترزیس برای حالتی که نمونه وارد سخت شدگی کرنشی نشده است

گام های بارگذاری منحنی هیسترزیس

در این شکل گام های بارگذاری به صورت زیر می‌باشند:

۱. بارگذاری تا رسیدن به تنش تسلیم

۲. ادامه ی بارگذاری در ناحیه‌ی تسلیم.(Yielding)

۳. بار برداری و بازگشت بخشی از جابه جایی الاستیک المان، سپس بارگذاری دوباره به صورت کششی تا رسیدن به تنش تسلیم.

۴. ادامه ی بارگذاری تا قبل از رسیدن به ناحیه‌ی سخت شوندگی کرنشی.

۵. بار برداری و برگشت بخشی از جابه جایی الاستیک المان.

۶. ادامه‌ی روند بارگذاری این بار به صورت فشاری و تسلیم شدن در تنشی کوچک تر از $-\sigma_y$.

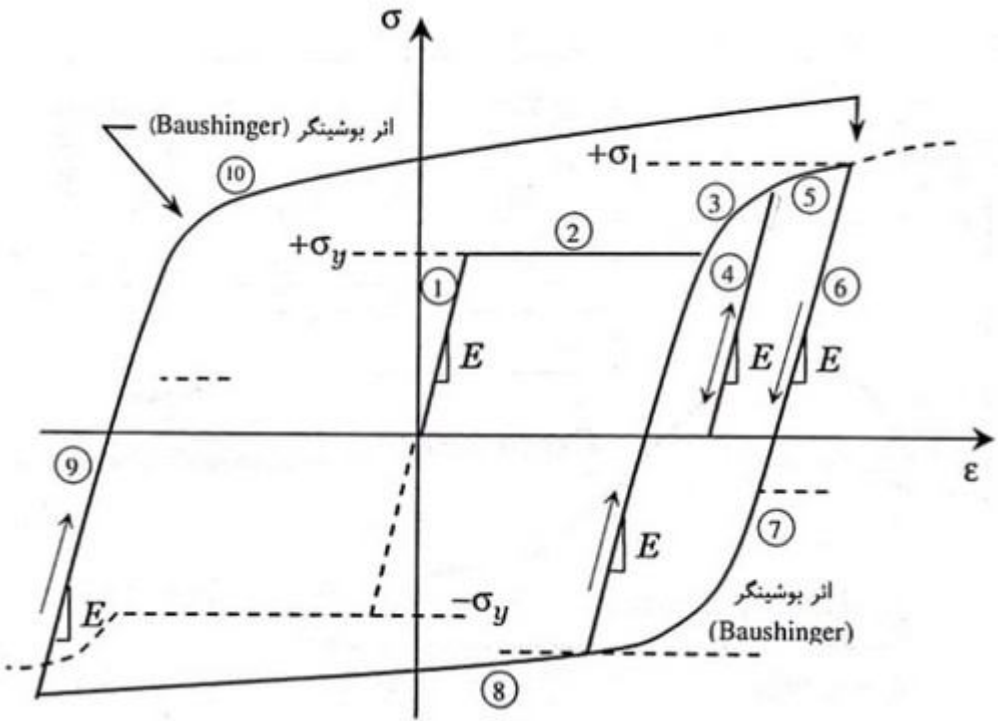
۷. ادامه ی بارگذاری فشاری و افزایش کرنش در ناحیه‌ی تسلیم (Yielding) و توقف آن قبل از رسیدن به سخت شوندگی کرنشی.

۸. بار برداری تا رسیدن به تنش صفر و کاهش اندکی از کرنش که به صورت الاستیک بوده است.

۹. بارگذاری به صورت کششی و تسلیم در تنشی کوچک تر از σ_y .

۱۰. بارگذاری کششی در ناحیه‌ی تسلیم تا قبل از رسیدن به ناحیه ی سخت شوندگی کرنشی.

در ادامه یک نمونه از بارگذاری متناوب دیگر در شکل زیر مشاهده می‌شود، با این تفاوت که این بار در ناحیه‌ی سخت شوندگی کرنشی (Strain Hardening) هم بارگذاری ادامه یافته است و سبب گشته در این حالت، سطح زیر منحنی نسبت به حالت قبل افزایش یابد.



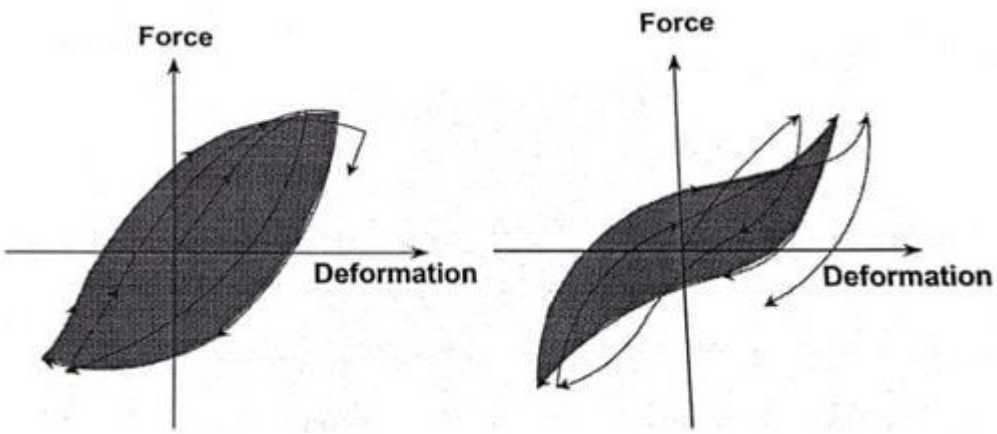
منحنی هیسترزیس برای حالتی که نمونه وارد سخت شدگی کرنشی شده است

ویژگی منحنی هیسترزیس

در هنگام وقوع زلزله با توجه به ماهیت این بار، بارگذاری سازه به صورت سیکلی (رفت و برگشتی) خواهد بود. از این رو، استفاده از نتایج آزمایش هایی که در آن بارگذاری به صورت یکنواخت (Monotonic) انجام می‌شود، برای بررسی رفتار غیرخطی سازه و المان های موجود در آن، قابل قبول نیست، زیرا پارامتر های مهمی نظیر کاهندگی سختی و زوال مقاومت در ظرفیت شکل پذیری، لحاظ نمی‌شوند.

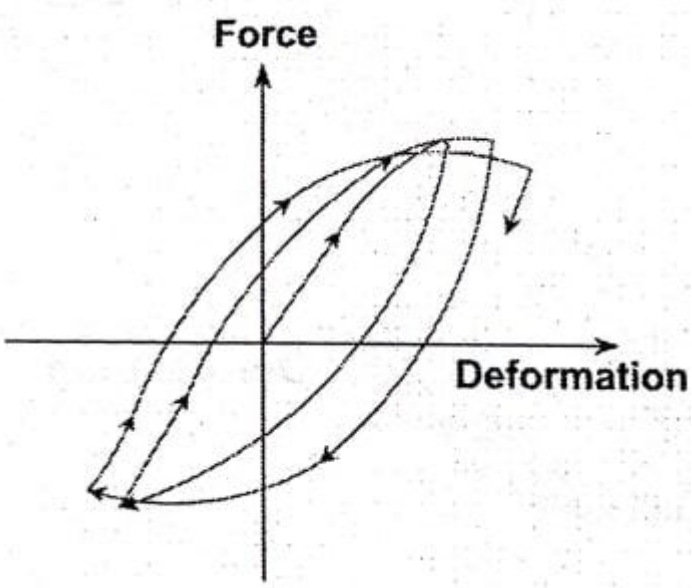
سه ویژگی اصلی منحنی های هیسترزیس که باعث می‌شود رفتار سازه و یا اعضای آن، تحت بار سیکلی مشخص شوند عبارت‌اند از:

- تقارن منحنی:هرچه تقارن منحنی تحت بارهای کششی و فشاری بیشتر باشد، نشان دهنده‌ی یکنواختی رفتار عضو تحت بارگذاری‌های متناوب می‌باشد.
- سطح زیر نمودار منحنی:سطح زیر نمودار یا به عبارتی سطح محصور شده‌ی بین نمودارهای هیسترزیس نشان دهنده‌ی انرژی مستهلک شده توسط عضو است. هرچه این سطح بزرگ‌تر باشد نشان دهنده‌ی این است که عضو شکل پذیرتر بوده و قابلیت جذب انرژی بیشتری دارد. در شکل زیر، انرژی جذب شده توسط المان مشاهده می‌شود.



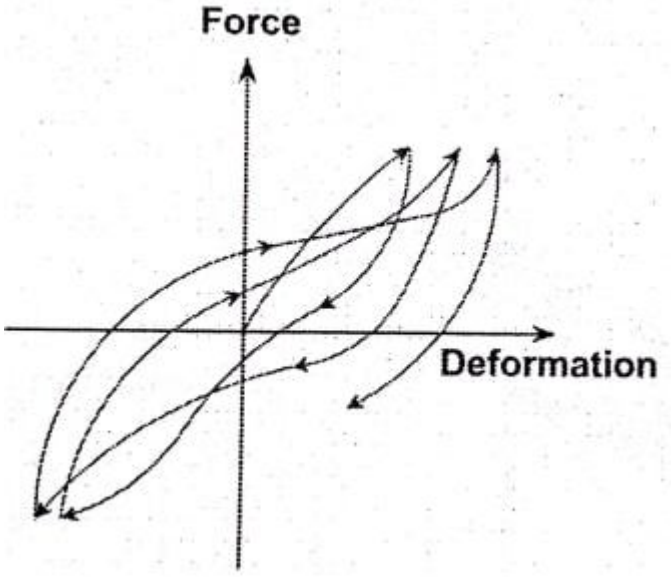
- تعداد سیکل‌ها:تعداد سیکل هایی هم که یک المان می‌توان تا قبل از گسیختگی تحمل نماید نشان دهنده‌ی قابلیت اطمینان و پایداری عضو می‌باشد.

در شکل زیر یک منحنی هیسترزیس ایده آل مشاهده می‌شود. در این نمودار، المان در طول بارگذاری دچار کاهش سختی و همچنین زوال مقاومت نشده و سطح زیر نمودار ثابت باقی مانده است.



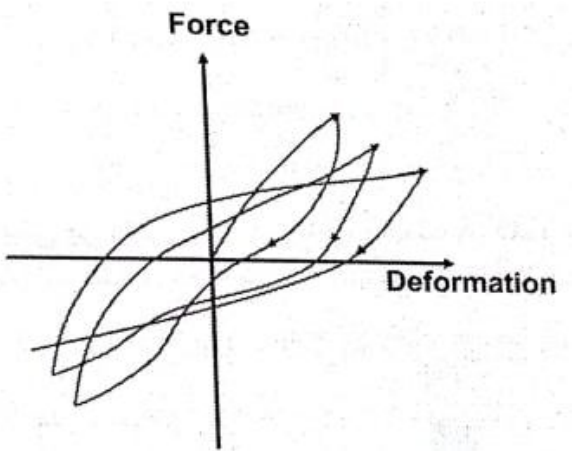
نمونه‌ای از منحنی هیسترزیس بدون کاهش سختی و زوال مقاومت

در ادامه و در شکل زیر نمونه‌ای دیگر از منحنی هیسترزیس مشاهده می‌شود که سختی و مقاومت سازه (یا المان) تقریباً ثابت مانده اما به دلیل اینکه اثرات باریک‌شدگی (Pinching) در آن وجود دارد، قابلیت جذب انرژی هم کاهش یافته است. پدیده‌ی باریک شدگی منحنی در سازه ها، گاهی اوقات به دلیل ضعف اتصالات و نرم شدن آن ها اتفاق می‌افتد.



نمونه ای از منحنی هیسترزیس با اثر باریک شدگی(Pinching)

در شکل زیر هم منحنی دچار زوال مقاومت و باریک شدگی شده است و سطح زیر نمودار در مقایسه با نمودار ایده‌آل اولیه، بسیار کمتر شده است.



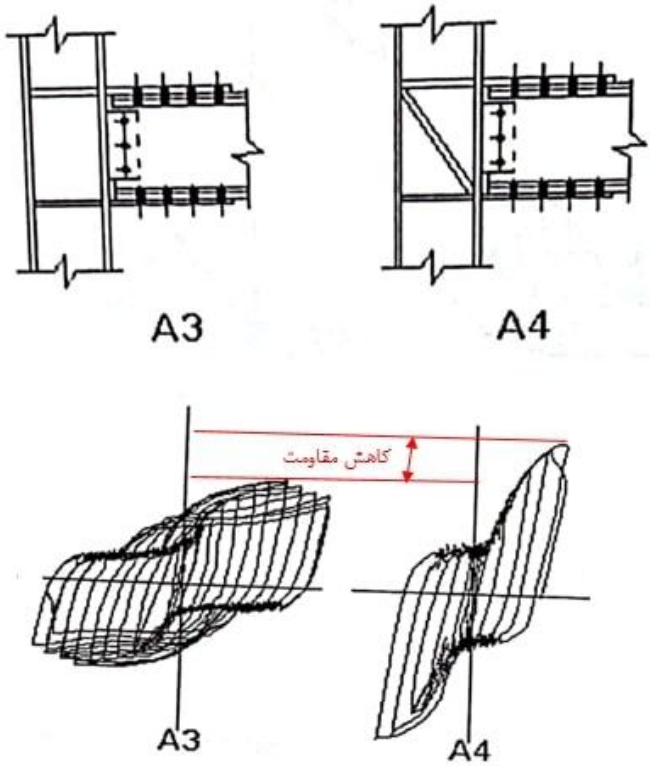
نمونه‌ای منحنی هیسترزیس که در آن پدیده‌ی باریک شدگی به همراه زوال مقاومت رخ داده است.

نمودار هیسترزیس اعضای سازه ای

در ادامه برای درک بهتر نحوه‌ی تفسیر منحنی های هیسترزیس ۲ مثال از این منحنی‌ها بررسی شده است. مثال های ذکر شده مربوط به اتصالات تیر به ستونی است که تحت بارهای سیکلی مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

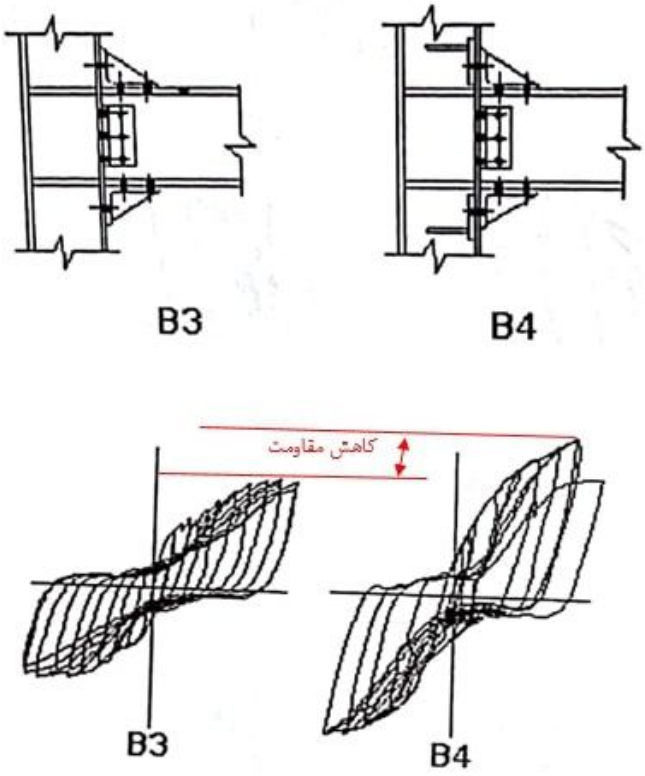
به طور مثال، در شکل زیر نمودار A3 و A4 مربوط به دو اتصال تیر به ستون هستند که اولی بدون سخت کننده‌ی قطری جان ستون ساخته شده، ولی نمونه‌ی A4 چشمه‌ی اتصال به کمک سخت کننده‌ی عرضی تقویت شده است.

مشاهده می‌شود که در مدل A4 به دلیل وجود سخت کننده قطری مقاومت اتصال افزایش یافته ولی سطح زیر منحنی و در نتیجه جذب انرژی آن کاهش یافته است. به عبارتی می‌توان گفت در این حالت اتصال ترد تر شده است.



منحنی هیسترزیس دو اتصال تیر به ستون و بررسی اثر سخت کننده‌ی عرضی در جان ستون

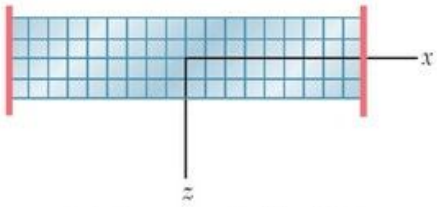
منحنی های بعدی مربوط به دو اتصال می‌باشند که اتصالات آن به ستون توسط پیچ انجام شده و هر دو دارای قطعات لچکی متصل به ستون هستند. علاوه بر این‌ها در اتصال B4 سخت کننده هایی زیر بال ستون تعبیه شده است (برای کنترل تغییرشکل ایجاد شده توسط نیروی کششی پیچ های مقطع نبشی).
مشاهده می‌شود که مقاومت در مقطع B4 که دارای سخت کننده است افزایش قابل ملاحظه‌ای داشته، همچنین سطح زیر نمودار هم بزرگ تر شده و نشان می‌دهد که جذب انرژی نمودار هم بهتر شده است.



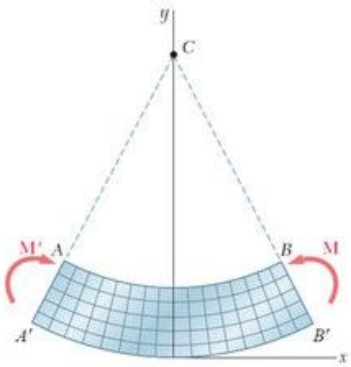
منحنی هیسترزیس دو اتصال تیر به ستون و بررسی اثر سخت کننده‌ی زیر بال ستون

مفصل پلاستیک چیست؟

تیر نشان داده شده در شکل (۱) را در نظر بگیرید که بُعد طولی آن را با استفاده از خطوط مستقیم عمود بر هم شبکه بندی کرده ایم. طبق اصل برنولی، زمانی که عضوی تحت اثر خمش خالص قرار می‌گیرد، زوایای بین این خطوط بعد از تغییر شکل های خمشی و ایجاد انحناء در مقطع، عمود بر یکدیگر باقی خواهند ماند (به شکل 2نگاه کنید(

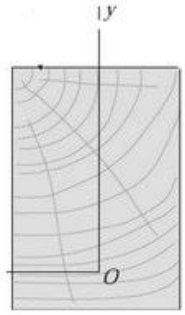


شکل(۱): تیر با بُعد طولی تقسیم شده توسط خطوط عمود بر هم



شکل(۲): تیر تحت خمش خالص و وضعیت تارهای مقطع بعد از تغییرشکل‌های خمشی

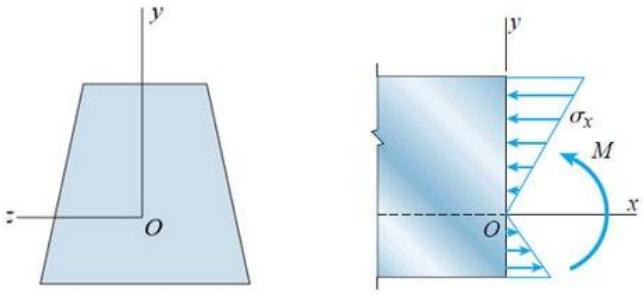
شکل(۳): قسمتی از بعد طولی تیر و وضعیت تارهای مقطع بعد از تغییرشکل خمشی



شکل(۴): شکل ساده شده وضعیت تارهای مقطع بعد از تغییرشکل خمشی

این رفتار، نشان دهنده ی خطی بودن کرنش ها در مقطع می باشد. حتی اگر مقطع، رفتاری پلاستیک از خود نشان دهد و رفتار مصالح غیرخطی باشد، اصل برنولی تا لحظه ی گسیختگی کامل مقطع نیز صادق خواهد بود.

علاوه بر این، از مقاومت مصالح می دانیم که توزیع تنش های ناشی از خمش در یک مقطع، مستقل از جنس مصالح بوده و در تارهای دور از محور خنثی مقطع، شاهد بیشترین مقدار تنش خواهیم بود و در مقابل، در نواحی نزدیک تار خنثی، مقادیر تنش ها بسیار کمتر خواهند بود (شکل ۵-ب). همان طور که می دانیم، مقادیر تنش در هر تار عرضی مقطع، از رابطه (۱) قابل‌محاسبه است:



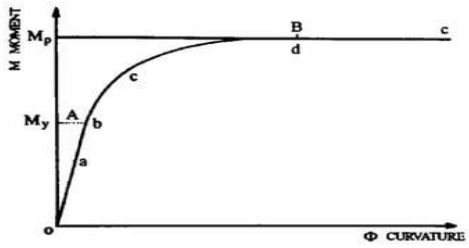
$$\sigma_x = -\frac{My}{I} \qquad (۱)$$

در رابطه‌ی (۱)، مقدار لنگر خمشی اعمالی (M) و ممان اینرسی مقطع(I) ، معلوم و مشخص است و مقادیر تنش، تنها به فاصله محور مورد نظر از تار خنثی مقطع، یعنی (Y)وابسته است. زمانی که تنش در هر تار مقطع، کوچک تر از مقدار تنش تسلیم مصالح باشد، مقطع به صورت الاستیک رفتار می‌کند.

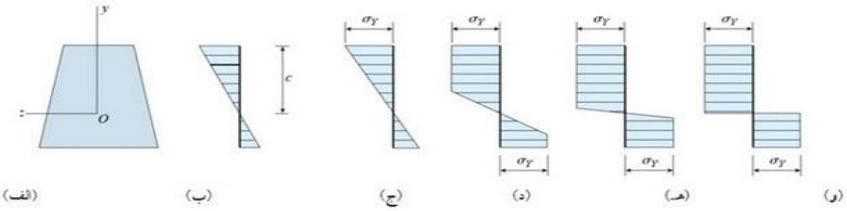
حال با در نظر گرفتن دیاگرام کرنش و زاویه ی آن با خط قائم یعنی φ و نشان دادن تغییرات این زاویه نسبت به مقدار لنگر خمشی وارده در قالب یک دستگاه مختصات دو بعدی، منحنی شکل (۶) حاصل می‌شود که به آن، منحنی لنگر- انحناء مقطع گفته می شود که محور افقی، زاویه φ و محور قائم، مقدار لنگر M وارده می باشد.

قسمت oA از منحنی لنگر-انحناء، معرف رفتار کاملاً الاستیک مقطع، تحت خمش می باشد ؛ با افزایش مقدار لنگر خمشی و رسیدن آن به یک مقدار مشخص، ابتدا کرنش و تنش در دورترین محور نسبت به محور خنثی در مقطع، به حد تنش تسلیم σ_y و کرنش متناظر با آن یعنی کرنش تسلیم ε_y می‌رسد (شکل۷-ج و ۸-ج) که ممان متناظر با این حالت، به ممان تسلیم M_y موسوم است.

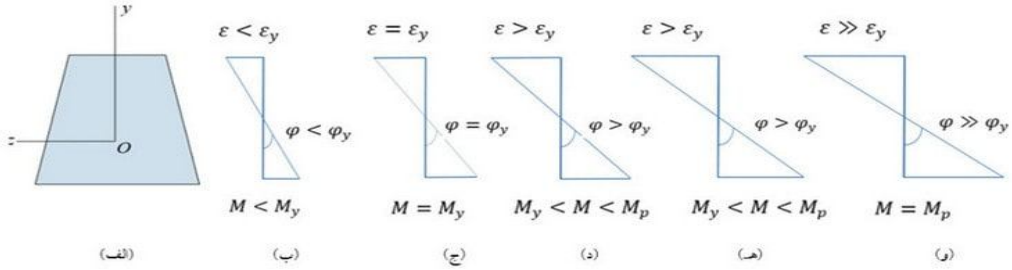
نقطه A از منحنی لنگر-انحنا، معرف این وضعیت از مقطع است. سپس با افزایش بیشتر مقدار لنگر خمشی، شاهد افزایش تنش و کرنش در المان های مجاور مقطع نیز خواهیم بود (شکل ۷-د، شکل۷-هـ ، شکل ۸-د و شکل ۸-هـ). روند افزایش تنش و کرنش در المان های مجاور تا جایی ادامه می یابد که تمامی تارهای مقطع به حد تنش تسلیم برسند (شکل ۷-و)



شکل(۶): منحنی لنگر-انحناء



شکل(7): چگونگی توزیع تنش و فرآیند افزایش تنش در تارهای عرضی مقطع تحت خمش خالص



شکل(8): چگونگی توزیع کرنش و فرآیند افزایش کرنش در تارهای عرضی مقطع تحت خمش خالص

در ادامه با افزایش بیشتر مقدار لنگر خمشی وارده، شیب نمودار لنگر- انحناء افزایش یافته و این موضوع نشان دهنده ی سرعت بیشتر تغییر انحناء نسبت به لنگر خمشی وارده و کاهش سختی مقطع می باشد. زمانی که مقطعی از عضو تحت چنین شرایطی قرار گیرد و تمامی تارهای مقطع، وارد ناحیه رفتاری پلاستیک شوند (دچار تسلیم شوند) ، چنین مقطعی از یک عضوِ تحت خمش، دیگر قادر به تحمل ممان های بیشتر نمی باشد.

نقطه ی B در منحنی لنگر-انحناء (شکل(6))، بیانگر وضعیت مقطع در این حالت است که مقدار عددی ممان متناظر با این نقطه، نشانگر ممان پلاستیک و پلاستیسیته کامل مقطع می‌باشد.

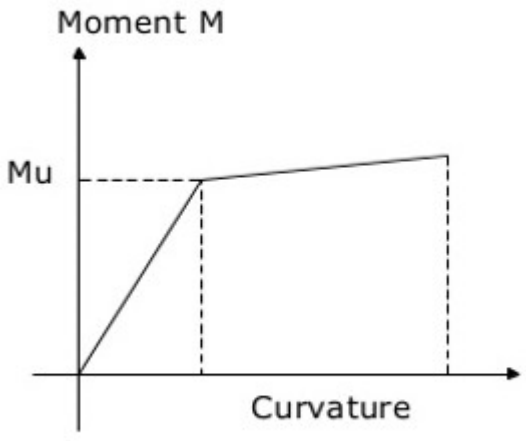
همانطور که گفته شد، در این شرایط، مقطعی که تمامی تارهای آن به تسلیم رسیده اند، در صورت افزایش نیروهای وارده، دیگر قادر به تحمل لنگرهای بزرگتر از لنگر پلاستیک نمی‌باشد اما مقطع در این حالت، قادر است تا ضمن تحمل لنگر پلاستیک خود، به ازای وارد آمدن لنگرهای بزرگتر ازMp ، با نشان دادن تغییرشکل های پلاستیک از خود، لنگرهای وارده را به مقاطعی از عضو که تحت نیروها و تنش های کوچکتری قرار دارند، انتقال نماید. انتقال نیروها توسط مفصل پلاستیک، باعث توزیع مجدد و ایجاد تغییر در مقادیر لنگر در مقاطع مختلف یک عضو می‌شود که به این فرآیند اصطلاحاً، «باز توزیع لنگر» یا «باز پخش لنگر» گفته می‌شود تشکیل مفاصل پلاستیک و انتقال نیروها به مقاطعی دیگر از عضو توسط آنها (عمل بازتوزیع)، باعث استفاده ی بیشتر و بهتر از ظرفیت خمشی اعضاء می‌باشد همانطور که گفته شد، با وارد آمدن لنگرهای وارده به مفاصل پلاستیک، شاهد افزایش دوران در چنین مقاطعی هستیم. ایجاد دوران در یک مقطع، ما را به یاد عملکرد تکیه گاه های ساده (مفصلی) می‌اندازد. می‌دانیم که تکیه گاه های مفصلی تحت لنگرهای وارده از خود دوران نشان می‌دهند. مفاصل پلاستیک نیز عملکری مشابه اعضاء با تکیه گاه های مفصلی دارند با این تفاوت که یک تکیه گاه ساده هیچگونه لنگر خمشی رو جذب نمی‌کنند و هیچ واکنشی در برابر لنگرهای وارده از خود نشان نمی‌دهند اما مفاصل پلاستیک، لنگرهای وارده را تا حد ظرفیت خمشی پلاستیک خود (رسیدن تمامی تارهای مقطع به حد تسلیم) تحمل می نمایند و همچنین، لنگرهای بزرگتر را نیز به مقاطع دیگر عضو انتقال می دهند لازم است بدانید که مفصل پلاستیک در اعضاء، تنها تحت اعمال لنگر خمشی ایجاد نمی شود بلکه، این حالت می‌تواند در اثر نیروی محوری فشاری، نیروی محوری کششی و همچنین نیروهای برشی شکل بگیرد.

ساده سازی منحنی لنگر-انحناء بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰

بر اساس بند ۲-۲ پیوست دوم از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، می‌توان دو حالت برای تبدیل منحنی لنگر-انحناء به صورت خطی در نظر گرفت:

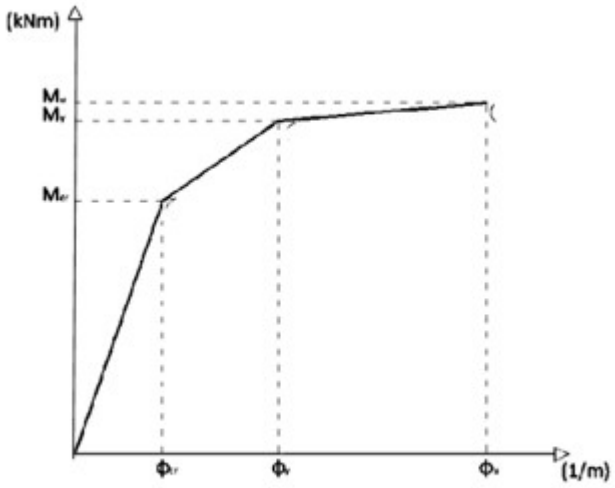
- رویکرد اول بدین شکل است که نمودار لنگر-انحناء می‌تواند به صورت دو خط در نظر گرفته شود که خط اول بیانگر ناحیه رفتار الاستیک مقطع و خط دوم که دارای سختی و به دنبال آن شیب کمتر می‌باشد، مربوط به رفتار پلاستیک مقطع است. نمونه‌ای از منحنی دوخطی لنگر-انحناء را در شکل(۹) مشاهده می‌کنید:

قابل ذکر است که می‌توان با صرف نظر از قابلیت سخت شدگی مجدد فولاد، قسمت دوم منحنی را با شیب صفر (به صورت افقی) در نظر گرفت.



شکل(9): منحنی لنگر-انحناء ساده شده به صورت دوخطی

- در رویکرد دوم، نمودار لنگر-انحناء به صورت یک منحنی سه خطی معادل سازی می‌شود. مزیت این حالت نسبت به منحنی دو خطی، دقت بالاتر و بهتر نشان دادن مراحل مختلف کاهش سختی عضو، تحت خمش می باشد. شکل (۱۰)، نمونه ای از منحنی لنگر-انحناء را که به صورت سه خطی نرمال شده است، نشان می‌دهد.



شکل(10): منحنی لنگر–انحناء ساده شده به صورت سه‌خطی

مفصل پلاستیک در سازه بتنی

با توجه به طراحی سازه های بتنی و وجود آرماتور در آنها برای جبران ضعف بتن در برابر نیرو های کششی، باعث ناهمگنی مقاطع ساخته شده از بتن مسلح می‌شود که این مورد، یکی از بارزترین وجوه تمایز مقاطع بتن مسلح و فولادی است؛ چرا که مقاطع فولادی، عموماً از نظر مصالح تشکیل دهنده، دارای خاصیت همگنی (هموژن) می باشند. رفتار آرماتورها در بتن مسلح، به طور ویژه ای در رفتار کلی این نوع از مقاطع تأثیر می گذارد. از این رو، در این مقاله، چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک و بررسی آن در اعضای بتن مسلح و اعضای فولادی به طور جداگانه مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

در اعضای خمشی بتن آرمه، زمانی که لنگر خمشی در یک نقطه از تیر به حد ظرفیت خمشی مقطع می‌رسد، تسلیم میلگرد های خمشی مقطع اتفاق می‌افتد. از این زمان به بعد این نقاط، مانند یک مفصل با خصوصیات توضیح داده شده در ابتدای مقاله عمل کرده و در ازای دوران بیشتر، لنگرهای مضاعف بر ظرفیت خود را به مقاطعی که تحت تنش‌های کمتری قرار دارند، انتقال می‌دهد.

تیر دو سر گیردار شکل (۱۱) که تحت اثر بار گسترده خطی قرار گرفته است، در نظر بگیرید. می‌دانیم که تحت این شرایط، نقاط دو انتهای تیر، بیشترین لنگر خمشی را تجربه می‌کنند. حال اگر این نقاط، دارای مقاومت خمشی کمتری باشند، طوریکه ابتدا آرماتور های این دو مقطع از تیر (دو سر تیر) جاری شوند و به دنبال آن مفاصل پلاستیک، در این مقاطع تشکیل می‌شوند و سپس، فرآیند بازتوزیع لنگرها توسط مفاصل پلاستیک تشکیل شده، آغاز می‌گردد.

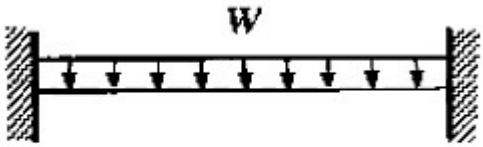
همانطور که در ابتدای مقاله شرح داده شد، این فرآیند، باز توزیع لنگر نام دارد. روند باز توزیع لنگرها تا زمانی ادامه می‌یابد که میلگردهای کششی سومین نقطه از یک عضو خمشی بتنی نیز، به حد تسلیم برسند که در چنین شرایطی گفته می‌شود، اصطلاحاً عضو به مکانیزم تبدیل شده و در آستانه‌ی ناپایداری قرار گرفته است.

منظور از مکانیزم شدن عضو چیست؟

برای پاسخ به این سوال بهتر است با اصطلاح «مکانیزم» یا «مکانیسم» بیشتر آشنا شویم. این لغت واژه ای فرانسوی است که ساده ترین و در عین حال، کاربردی ترین معادل فارسی آن به خصوص در زمینه ی علوم مهندسی، « طرز کار یا توصیف عملکرد یک دستگاه یا سیستم» می‌باشد. به طور مثال اگر بخواهیم مکانیزم «برف‌پاک‌کن» یک خودرو را تشریح کنیم، می‌توانیم بگوییم؛ برف‌پاک‌کن خودرو، قطاعی با زاویه ی مشخص از دایره را با یک سرعت ثابت و در زمان مشخصی طی کرده و سپس به موقعیت اولیه خود باز می‌گردد و در صورت نیاز این عمل تکرار می شود. حال که با مفهوم لغوی مکانیزم آشنایی پیدا کرده‌ایم، در ادامه می توانیم درک بهتری را نسبت به تبدیل یک عضوسازه‌ای (به طور مثال یک تیر)

به مکانیزم پیدا کنیم. مفاصل پلاستیک در یک عضو، دائما نیروهای بزرگتر از ظرفیت پلاستیک خودِ مقطع را به مقاطع دیگری از همان عضو انتقال می‌دهند تا زمانی که سومین مفصل پلاستیک نیز در عضو تشکیل شود. در این شرایط، به دلیل تشکیل سومین مفصل پلاستیک و معین شدن سازه، مکانیزم (عملکرد) رفتاری عضو بگونه‌ای تغییر می‌کند که با افزایش مقدار کمی در نیرو، شاهد جابجایی های بزرگ و ناپایداری در آن خواهیم بود. در مهندسی عمران به این حالت از عضو که عملکرد اولیه آن دچار تغییر جدی می شود، اصطلاحاً مکانیزم شدن عضو اطلاق می شود.

گفتنی است امکان بازتوزیع لنگر در یک عضو بتنی به آرایش میلگردهای تقویتی و شکل پذیری در مقاطع تحت لنگر حداکثر وابسته است. در اشکال (۱۱) تا (۱۳)، مراحل گفته شده تا تبدیل سازه (تیر) به مکانیزم، نشان داده شده است که بطور خلاصه، این مراحل عبارتند از:



شکل(۱۱): تیر تحت بارگذاری گسترده خطی

تشکیل مفاصل پلاستیک در نزدیک تکیه گاه ها (به دلیل حداکثر بودن لنگر در این نقاط و ضعف مقاومت خمشی)

شکل(12): تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر و شروع فرآیند بازتوزیع لنگر

بازتوزیع لنگرها توسط مفاصل پلاستیک تشکیل شده و انتقال لنگرها به مقاطع دیگر از عضو

تسلیم شدن میلگردهای سومین مقطع از عضو (در بین دو مفصل پلاستیک قبلی و در حوالی وسط دهانه تیر) و تبدیل سیستم (تیر) به مکانیزم

شکل(13): ادامه‌ی بازتوزیع لنگر و تشکیل سومین مفصل پلاستیک در وسط دهانه و ناپایداری سازه

لازم به ذکر است که اگر بخواهیم مفاصل پلاستیک، ابتدا در دو انتهای یک تیر تشکیل شود، این امر مستلزم آن است که طراحی به گونه ای صورت گیرد که مقاطع دو انتهای عضو، دارای ظرفیت خمشی کمتر و در مقابل، محل پیش‌بینی شده به منظور تشکیل سومین مفصل پلاستیک (معمولاً در وسط دهانه)، دارای ظرفیت خمشی بالاتری باشد.

مفصل پلاستیک در اتصالات فولادی

همانطور که پیش تر نیز گفته شد، آرماتورها در مقاطع بتن مسلح، تأثیر به سزایی در نحوه ی عملکرد این مقاطع دارند، بطوری که تشکیل مفاصل پلاستیک تا حد بسیار زیادی به آرایش و مقدار فولاد مقاطع وابسته است.

همین طور تصمیمات اتخاذ شده توسط مهندس طراح و همینطور اجرای درست سازه‌ها طبق نقشه های اجرایی ارائه شده، به دقت خاصی برای نزدیک کردن طرح اجرا شده به طرح محاسباتی و فرضیات آن دارد. اما در طراحی سازه های فولادی که در واقع هیچ آرماتوری در مقاطع وجود نداشته و جنس مصالح تشکیل دهنده ی مقاطع معمولاً فولاد

ساختمانی بوده و تمامی مقاطع از خاصیت همگنی از نظر مصالح تشکیل دهنده برخوردار هستند، روش های عملی برای دستیابی به فرضیات طراحی مبنی بر تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضاء و همچنین تحقق توصیه های آئین‌نامه ای مبنی بر اطمینان از تشکیل مفاصل پلاستیک در نواحی نزدیک تکیه گاه، کمی متفاوت از اعضای بتن آرمه هستند که در ادامه ی مقاله و پس از ارائه‌ی توضیحات پیش نیاز بحث، با آنها آشنا خواهیم شد. میزان جذب و استهلاک انرژی در سیستم‌های باربر جانبی لرزه ای و رفتار سیستم در تغییرشکل های فرا ارتجاعی و شکل‌پذیری آن، یکی از مهم‌ترین پارامترهایی است که باید در مناطق با لرزه خیزی مورد توجه طراحان قرار گیرد. این خصوصیات از سازه، در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، توسط ضریبی به نام ضریب رفتار سازه که با R_u نشان داده می‌شود، توصیف شده است. هرچه مقدار این ضریب بزرگتر باشد، میزان قابلیت شکل پذیری، جذب و استهلاک انرژی سازه بیشتر خواهد بود. لیکن طراحی سازه ها با قابلیت های مذکور، نیازمند رعایت اصول و ضوابط آئین نامه ای است که در این بخش از مقاله مورد بررسی قرار داده می شوند. اما قبل از آن، بهتر است مروری بر انواع حالت های سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی داشته باشیم که عبارتند از:

قاب خمشی معمولی :نوعی سیستم باربر جانبی لرزه‌ای است که اجزای تشکیل‌دهنده ی آن، به گونه‌ای طراحی می شوند که تغییر شکل های فرا ارتجاعی (پلاستیک) اندکی را در برابر زلزله ی طرح از خود نشان می‌دهند.

اتصالات تیر به ستون در قاب خمشی معمولی

طبق بند ۱۰-۳-۷-۲ مبحث دهم، اتصالات تیر به ستون در قاب های خمشی باید دارای شرایط زیر باشند:

–می‌توان محل تشکیل مفاصل پلاستیک را در موقعیت اتصال تیر به ستون در نظر گرفت.

–مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال از رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{uc} = 1.1\ R_y M_p = 1.1\ R_y Z F_y \quad (2$$

M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون که برابر با $Z F_y$ می‌باشد. در اینجا Z ، معرف اساس مقطع پلاستیک تیر می‌باشد.

R_y؛ نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده ی مصالح

مقدار عددی R_y با توجه به نوع مقطع، از طریق جدول ارائه شده توسط مبحث دهم بدست می‌آید:

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	۱/۲۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

قاب خمشی متوسط :در این نوع سیستم باربر جانبی، طراحی با در نظر گرفتن شکل پذیری و ظرفیت دورانی متوسطی در نظر گرفته می شوند. در این گونه سازه ها، مقدار R_u ۵= می‌باشد.

قاب خمشی ویژه :قابی است که تغییر شکل های پلاستیک قابل ملاحظه‌ای را نسبت به زلزله ی طرح از خود نشان می‌دهد. در این گونه قاب ها، مقدار ضریب رفتار در این قاب‌ها برابر R_u ۷٫۵= می‌باشد.

در قاب های خمشی، تامین شکل پذیری سازه بر عهده ی ظرفیت خمشی تیر هاست. اعضایی که دارای رفتار شکل پذیر بوده، می توانند تغییر شکل های پلاستیک را بدون کاهش چشمگیر در مقاومت خود تجربه کنند، اعضای تغییر مکان کنترل DC)یا (Displacement Control نام دارند. این اعضاء با رفتار شکل پذیر خود، انرژی ناشی از نیروی زلزله را جذب و باعث استهلاک آن می شوند. در این تیرها، لنگر خمشی ایجاد شده نمی‌تواند از لنگر پلاستیک M_p تجاوز نماید. در شکل(۱۴)، یک تیر نشان داده شده است که در دو انتهای آن، تحت اثر بارهای وارده، مفاصل پلاستیک تشکیل شده اند. مفاصل پلاستیک با استفاده از قابلیت انتقال نیروها در ازای چرخش های پلاستیک، به مقاطعی که تحت تنش های

کمتری قرار دارند، امکان دوام بیشتر، جذب و استهلاک انرژی را به اعضاء سازه ای در برابر بارهای دینامیکی(مثل زلزله) داده و همین موضوع نشان از شکل پذیری، جذب و استهلاک انرژی بالای اعضایی که قابلیت شکل گیری مفصل پلاستیک را در خود دارند، می باشد.

آئین نامه ۲۸۰۰ در بند« ۲-۳-۸-۱-۲-۱-پ»، توصیه می‌کند محل تشکیل مفصل پلاستیک فاصله ای بین $0.5d_b$ تا $1=d_b$از بر ستون داشته باشد. در شکل بالا، این فاصله با S_h نشان داده شده است که مقدار آن به نوع اتصالِ تیر به ستون وابسته است. به ناحیه ای که از بر ستون شروع و تا اندازه ۰,۵ dبعد از محل تشکیل مفصل پلاستیک ادامه دارد، ناحیه‌ی محافظت شده (Protected Zone) نامیده می‌شود و در طراحی و تامین رفتار مطلوب لرزه ای سازه دارای اهمیت زیادی می باشد. به دلیل موثر بودن این ناحیه در رفتار عضو، تحت نیروهای رفت و برگشتی زلزله، طبق توصیه بند ۱۰-۳-۲-۲ مبحث دهم، باید از هرگونه عملی که به طور ناخواسته رفتار این ناحیه را تحت تاثیر قرار می‌دهد، جلوگیری به عمل آید.

همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، روابطی را در جهت محاسبه ظرفیت پلاستیک مقاطع فولادی تحت لنگرهای خمشی ارائه می نماید که در ذیل به بررسی آن ها می پردازیم.طبق بند ۱۰-۳-۸-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، حداکثر لنگری که می‌تواند در محل تشکیل *مفصل پلاستیک در تیر* ایجاد شود، از رابطه‌ی (۳) محاسبه می‌شود:

$$M_{pb} = Z_b F_y \quad (3$$

طبق مطالعات صورت گرفته، این احتمال وجود دارد که بنا بر دلایلی فولاد تیر، تنش تسلیم بالاتری از خود نشان دهد. از این رو به منظور لحاظ کردن این اضافه مقاومت احتمالی، آئین نامه های طراحی، F_{ye} را جایگزین F_y می‌کنند که مقدار آن از رابطه‌ی (۴) بدست می‌آید:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (4)$$

با توجه به این مطالب، می بایست ضرایب مذکور را با توجه به نوع مقطع عضو و جدول ۱۰-۳-۲-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در رابطه محاسبه لنگر پلاستیک اعمال نمود. به مقدار حاصل از این رابطه، لنگر پلاستیک مورد انتظار گفته می شود و از طریق رابطه ی(۵) محاسبه می‌شود:

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} = R_y Z_b F_y \quad (5)$$

علاوه بر توضیحات فوق بایستی بدانید که آئین نامه، تأثیر قابلیت سخت شدگی مجدد فولاد را در محاسبه ی ظرفیت خمشی پلاستیک مقاطع فولادی نیز در نظر می‌گیرد. برای درک بهتر این ویژگی فولاد به دیاگرام ساده سازی شده ی تنش کششی-کرنش زیر که مربوط به فولاد ساختمانی است توجه فرمائید.

مقدار کرنش در عضو فولادی، تا نقطه B که پله تسلیم نام دارد، به صورت خطی و متناسب با افزایش تنش، افزایش می‌یابد. پس از تسلیم فولاد، بدون افزایش مقدار نیروی وارده به مقطع، شاهد افزایش کرنش در فولاد خواهیم بود. این افزایش کرنش (بدون افزایش نیرو) در فولاد در نقطه C متوقف شده و در این نقطه، یک افزایش مقاومت در فولاد را شاهد هستیم. از این نقطه به بعد، مجدداً با افزایش نیرو، کرنش در فولاد به صورت غیرخطی تا قله ی نمودار ادامه یافته که به این ناحیه، ناحیه سخت شدگی کرنشی (Strain Hardening)یا سخت شدگی مجدد فولاد گفته می‌شود. سرانجام سختی فولاد بعد از این نقطه کاهش یافته و با ادامه‌ی افزایش کرنش، ضمن عدم افزایش در نیرو، در نقطه‌ی D شکست اتفاق می‌افتد.

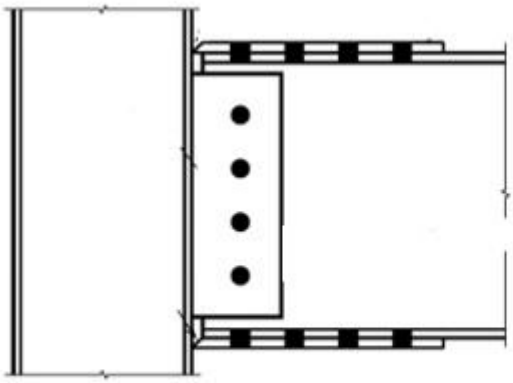
مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای در نظر گرفتن خاصیت سخت شدگی کرنشی فولاد، ضریب C_{pr} برای اعمال به مقدار لنگر پلاستیک مورد انتظار حاصله از رابطه ی قبل، پیشنهاد داده است. بنابراین لنگر مقاوم مقطع در محل تشکیل مفصل پلاستیک از رابطه $M_{exp}\ C_{pr}$ محاسبه می‌شود. مقدار عددیC_{pr} ، از رابطه‌ی (۶) بدست می‌آید:

در روابط بالاF_y ، تنش تسلیم فولاد وF_u ، تنش کششی نهایی فولاد می باشد.

آئین‌نامه های طراحی سازه های فولادی، برای حصول اطمینان از عملکرد مورد انتظار اعضاء و اتصالات در مورد قاب های خمشی متوسط و ویژه، ضوابطی را در نظر گرفته اند. در یکی از این ضوابط، برای تضمین تشکیل مفصل پلاستیک در فاصله‌ی S_h ، دو راهکار پیشنهاد می‌شود:

راهکار اول کاهش مقطع تیر در ناحیه‌ی بحرانی (به شکل (۱۷) نگاه کنید) و راهکار دوم، تقویت تیر در محل اتصال به ستون می‌باشد(شکل ۱۸).

شکل(17): تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)



شکل(18): تیر تقویت شده در محل اتصال

یکی از بهترین راهکارهایی که برای اطمینان از شکل گیری مفصل پلاستیک در تیر ها می توان بکار گرفت، استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته (RBS=Reduced Beam Section) می‌باشد. از این رو در این مقاطع، عرض بال بالا و پایین تیر را به شکل مناسبی کاهش داده تا ظرفیت خمشی مقطع تیر در این ناحیه کاهش یابد و مفصل پلاستیک به جای تشکیل شدن در بَر ستون، در ناحیه با مقطع کاهش یافته تشکیل شود.در صورت استفاده از راهکار اول، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در جدول ۱۰-۳-۱۳-۱، انواع اتصالات از پیش تأیید شده مجاز را به شرح زیر آورده است که اولین ردیف این جدول، به مقاطع RBS اختصاص داده شده است. گفتنی است که مهندسین طراح، در صورت تمایل به استفاده از هر کدام از انواع اتصالات ارائه شده در جدول، ملزم به رعایت الزامات عمومی تعیین شده توسط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می باشند. ضمناً، هر کدام از این اتصالات، علاوه بر الزامات عمومی، دارای الزاماتی خاص نیز می باشند که در جهت کسب آگاهی از این ضوابط، با توجه به نوع اتصال، می توانید به بخش های ۱۰-۱۳-۳-۲ تا ۱۰-۱۳-۳-۶ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مراجعه فرمائید.

جدول ۱۰-۳-۱۳-۱ انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۲)
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۴)
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	(۱۰-۳-۱۳-۵)
۶	اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۶)

۱۰-۳-۱۳-۱ الزامات عمومی اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

کلیهٔ اتصالات از پیش تأیید شده باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) کلیهٔ اتصالات باید به صورت صلب (گیردار کامل) در نظر گرفته شوند.

(۲) کلیهٔ جوش‌های بکار رفته در اتصالات باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک (فراصوتی) تأیید شوند.

(۳) در طراحی اتصالات از پیش تأیید شده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ باید الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۸، ۱۰-۳-۹ و ۱۰-۳-۱۳ نیز رعایت شوند.

(۴) در کلیهٔ اتصالات از پیش تأیید شده فاصلهٔ بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون با علامت S_h نمایش داده می‌شود و برای انواع مختلف اتصالات مذکور بر اساس نتایج آزمایش، محل تشکیل مفصل پلاستیک در بخش‌های مربوطه ارائه شده است.

(۵) در دو انتهای تیرهای ساخته‌شده از ورق، به فاصله (S_h+d) که در آن d عمق تیر است، اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود. در مواردی‌که در بخش‌های مربوط به اتصالات گیردار از پیش تأیید شده در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین این شرایط برای اتصال جان به بال تیر الزامی نیست.

(۶) در ستون‌های H شکل ساخته‌شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

(۷) در ستون‌های قوطی شکل ساخته‌شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوهٔ ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون، باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد.

(۸) در ستون‌های ساخته‌شده از ورق با مقطع صلیبی شکل، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌ها و جان دیگر باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

(۹) در صورت نیاز به تعبیهٔ تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های نفوذی، رعایت الزامات زیر ضروری است.

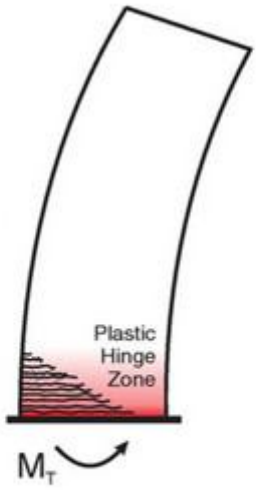
- برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصال ورق‌های پیوستگی به بال‌ها و جان (یا جان‌های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست.
- در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، پشت‌بندهای مورد استفاده در بال تحتانی تیر باید برداشته شوند و پس از برداشتن تسمه‌های پشت‌بند، ریشهٔ جوش نفوذی باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر تقویت گردد.
- در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در بال فوقانی تیر الزامی نیست. در صورتی‌که تسمه‌های پشت‌بند برداشته نشوند، این تسمه‌ها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند.
- اتصال پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، به بال‌های تیر مجاز نیست.

مفصل پلاستیک در دیوار برشی

دیوار برشی ها اغلب برای مقاومت در برابر تمام یا قسمت عمده ای از بار جانبی مورد استفاده قرار می گیرند؛ این بار جانبی اگر ناشی از زلزله باشد، ماهیت دینامیکی داشته و بنابراین، جذب انرژی عناصر مقاوم در مقابل آن، از اهمیت ویژه ای برخوردار خواهد بود. در همین راستا آئین نامه ها جهت طراحی تیر ، طراحی ستون و دیوار برشی بتنی در منا طق با لرزه خیزی بالا (و حتی متوسط)، و یا برای طراحی سازه های بتن آرمه ای که قرار است عملکرد مناسبی در مقابل زلزله از خود نشان دهند، فولاد گذاری ویژه ای تعیین می‌کنند؛ به طوریکه با این فولاد گذاری ویژه، عناصر سازه ای و نیز کل سازه ی بتن آرمه، از رفتاری شکل پذیر برخوردار شده و در مقابل بارهای دینامیکی و به طور مشخص بار زلزله، جذب و اتلاف انرژی قابل توجهی خواهند داشت. چنین فولاد گذاری ویژه ای، اساساً در قسمت های با تنش حداکثر انجام می‌گیرد تا عملکرد آن نواحی تحت بارهای بالا به مفصل نزدیک شود.

از آنجایی که معمولاً دیوارهای برشی ارتفاع زیادی دارند، ممکن است در اثر این ارتفاع زیاد، دچار تغییر شکل‌های خمشی شده و رفتار خمشی پیدا کنند که به دنبال آن، مفاصل پلاستیک در پای این دیوارها تشکیل خواهند شد. از این رو، آئین نامه در فصل دهم، نشان می‌دهد که تنها بر فرضیه ی تمرکز ناحیه ی پلاستیک در پای دیوارهای برشی استوار است.

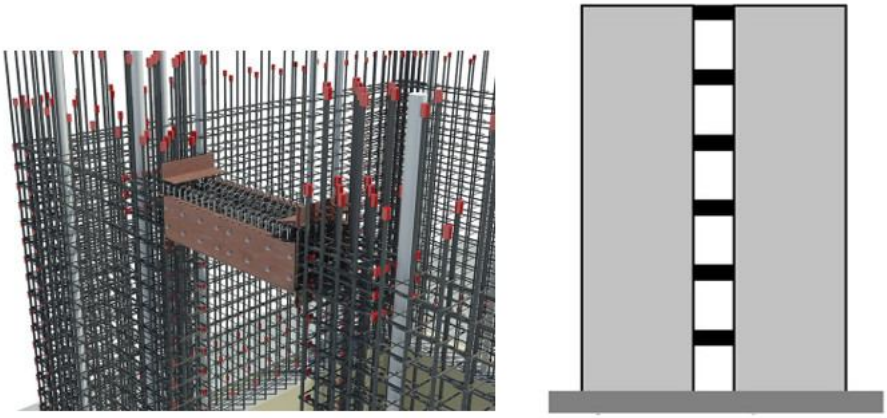
شکل(۱۹)، یک دیوار برشی با تغییرشکل های خمشی که مفاصل پلاستیک در نواحی پائینی آن تشکیل شده است را نشان می‌دهد.



شکل(19): دیوار برشی تحت خمش و تشکیل مفاصل

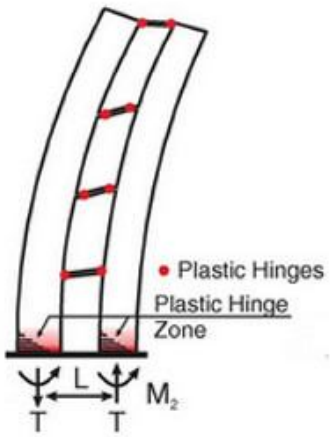
مفصل پلاستیک در دیوار برشی کوپله و تیر پیوند

دو دیوار برشی مجزا و مجاور را که به دلیل وجود بازشو های بزرگ از یک دیگر جدا شده اند، می‌توان به وسیله‌ی اعضای سازه ای مقاوم در مقابل بارهای محوری و لنگرهای خمشی، به یک دیگر متصل نمود. در این حالت دیوارهای برشی متصل شده به یک دیگر، به نام دیوارهای برشی «هم بسته» یا دیوارهای برشی «کوپله (coupled shear wall) «، و تیر رابط بین آن ها، »تیر هم بند «خوانده می شود. در شکل(۲۰)، جزئیات تیر همبند و یک شمای کلی از یک ساختمان با دیوار برشی همبسته و تیر همبند را مشاهده می‌کنید.



شکل(20): جزئیات تیر همبند و دیوار برشی همبسته که در آن تیر همبند با رنگ مشکی مشخص شده است

سختی ترکیبی دو دیوار برشی هم بسته، از جمع سختی آن دو دیوار به صورت مجزا، بیشتر است. دیوارهای برشی هم بسته تغییر شکل نسبی جانبی ساختمان، و نیز میزان لنگرهای خمشی طراحی در دیوار را کاهش می دهد. در شکل زیر، دو دیوار برشی مجاور به صورت مجزا و به صورت هم بسته نشان داده شده است. تغییر شکل دیوارهای برشی مجزا و دیوارهای برشی هم بسته کاملا با هم متفاوت است. در حقیقت دو دیوار برشی مجاور و مجزا تغییر شکل خمشی از خود نشان می‌دهند؛ در حالی که تیر هم بند با انتقال برش و لنگر خمشی بین دو دیوار، رفتار دیوارهای برشی هم بسته را، به رفتار قاب خمشی نزدیک می‌کند. سختی تیر همبند ، در رفتار دیوارهای برشی هم بسته تاثیر قابل ملاحظه ای دارد. بطوریکه اگر سختی آن کم باشد، رفتار سیستم به دو دیوار برشی مجزاء، و اگر سختی این عضو زیاد باشد، باعث نزدیک شدن رفتار سیستم به یک دیوار برشی پیوسته می شود. در شکل(۲۱)، یک سیستم دیوار برشی هم بسته را مشاهده می‌کنید که در آن، نواحی و نقاط محل تشکیل مفاصل پلاستیک در پای دیوار و تیرهای همبند نشان داده شده است.

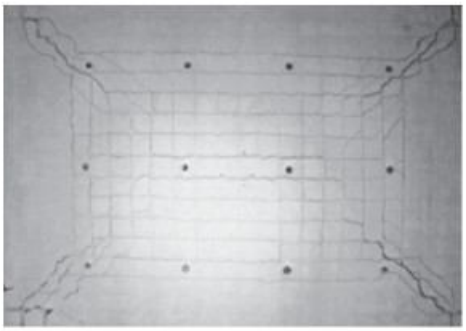


شکل(21) : دیوار برشی هم‌بسته و تشکیل مفاصل پلاستیک در دیوارها تیرهای همبند

مفصل پلاستیک در دال‌ها

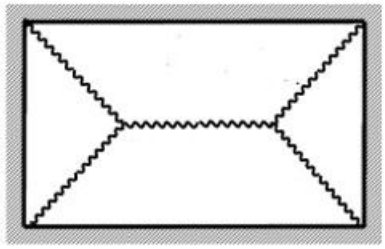
در شرایط بارگذاری بحرانی در دال ها، ابتدا میلگردهای تقویتی دال در قسمت هایی از عضو که بیشترین لنگر را تحمل می کنند، دچار تسلیم می شوند. زمانی که این اتفاق رخ می دهد، بخش‌های تسلیم شده از عضو مانند یک مفصل عمل کرده و مفصل پلاستیک در این نقاط تشکیل می‌شوند. در این شرایط، این نقاط تنها در برابر ممان مفصل یا لولاشدگی (همان لنگر پلاستیک M_p در تیرها) مقاومت می‌کنند و با افزایش بیشتر بارگذاری، مانند لولای یک درب اما با مقاومت اصطکاکی، از خود چرخش‌های پلاستیک نشان داده و لنگرهای اضافی، در مقاطع مجاور توزیع می‌شوند. مجموع نقاطی که در آن‌ها تسلیم شدگی اتفاق می افتد، خطوطی را تشکیل خواهند داد که به آنها خطوط تسلیم گفته می شود.

در اثر شکل گیری خطوط تسلیم، دال مورد نظر به قسمت های مختلفی تقسیم می شود. تئوری خط تسلیم که در سال ۱۹۲۰ مطرح بوده و در سال ۱۹۶۲، توسط جوهانسون توسعه و بطور کامل ارائه شده است، بر مبنای یک تحلیل پلاستیک استوار است. معیار گسیختگی در این نوع از تحلیل، تبدیل سیستم سازه ای(در اینجا دال) به مکانیزم می باشد که این پدیده در اثر تشکیل حداقل سه خط تسلیم در دال به وجود می آمد. تحلیل پلاستیک دال دو مزیت دارد که عبارت‌اند از؛ برآورد واقع بینانه تر از رفتار دال دو طرفه و عدم وجود محدودیت های روش هایی مانند روش مستقیم و قاب معادل.
در شکل(۲۲)، دال دو طرفه بر روی چهار تکیه گاه مفصلی قرار گرفته است (مثل دال اجرا شده روی چهار دیوار) که در اثر افزایش بارگذاری، ابتدا ترک هایی در گوشه های دال شکل گرفته و در ادامه به سمت مرکز دال گسترش پیدا می کنند.
در جهت سادگی، می توان شکل دال پس از توسعه ی کامل ترک ها را همانطور که در شکل(۲۳) مشخص است به شکل خطوط مستقیم فرض کرد.



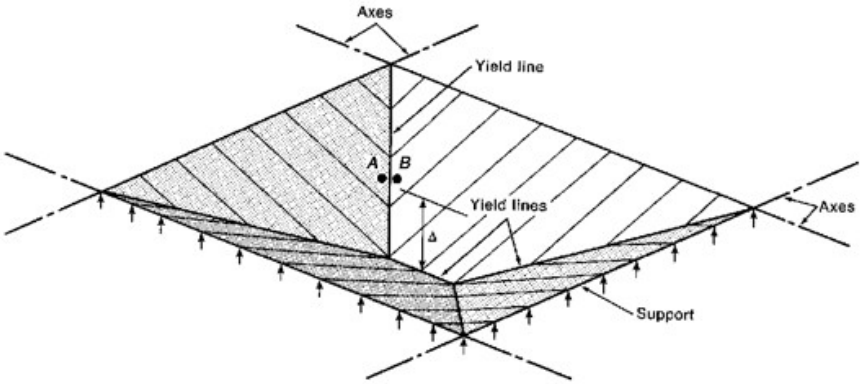
شکل(22): شکل‌گیری خطوط تسلیم در دال

تصویر تقریبی خطوط تسلیم



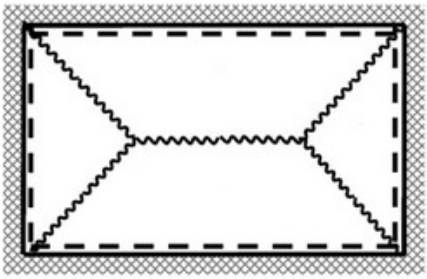
شکل(23): شکل ساده شده خطوط تسلیم در دال

پس از گسترش ترک های چشمگیر در قسمت های تسلیم شده از دال، تغییر شکل هایی ایجاد می شود که نمونه ای از آن را در شکل(۲۴) مشاهده می نمائید. از آنجایی که تغییرشکل های پلاستیک در راستای عمود بر محور خطوط تسلیم نسبت به دیگر قسمت های دال قابل توجه است، می توان فرض کرد که قطعات دال بین خطوط تسلیم به صورت صلب حرکت می‌کند. بعد از رسیدن سیستم به مکانیزم یعنی تشکیل حداقل سه خط تسلیم، قطعات دال حرکتی دورانی حول محورهایی که از تکیه گاه می گذرد، خواهند داشت که به این محورها، محورهای دوران گفته می‌شود. تشکیل خطوط تسلیم، به نوع تکیه گاه، محل قرارگیری ستون‌ها و... بستگی دارد. برای تعیین ظرفیت خمشی دال، قسمتی از دال که توسط خطوط تسلیم جدا شده است را با استفاده از اصول تعادل لنگر تحلیل می‌کنیم. رویکرد دوم برای تحلیل ظرفیت خمشی دال، قضیه ی کار مجازی است. در این روش با برابر قرار دادن مجموع کار داخلی و خارجی صورت گرفته در قطعه ی مورد نظر، می‌توان ظرفیت خمشی قطعات مختلف شکل گرفته را محاسبه و حداقل مقاومت خمشی بدست آمده از تحلیل قطعات مختلف دال را ملاک طراحی قرار داد.

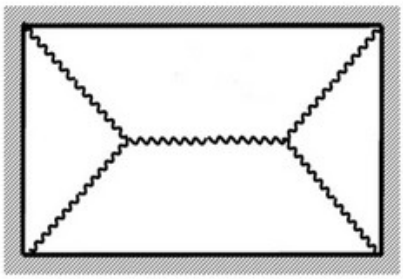


شکل(24): تغییر شکل‌های دال و دوران قطعات محصور بین خطوط تسلیم حول محورهای دوران

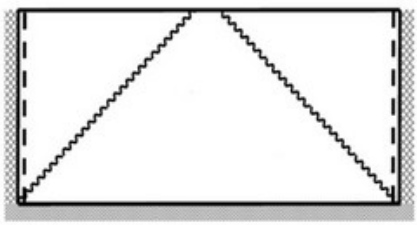
در اشکال(۲۵) تا (۲۸)، تعدادی دال با انواع شرایط تکیه‌گاهی و هندسی مختلف و به تبع این شرایط، چگونگی شکل گیری خطوط تسلیم را مشاهده می‌کنید.



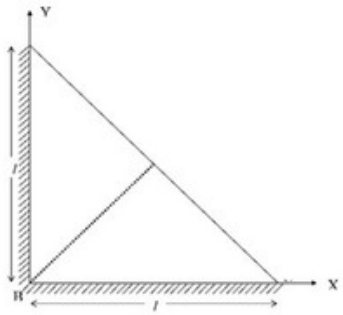
شکل(۲۵): خطوط تسلیم در دال با تکیه‌گاه گیردار



شکل(۲۶): خطوط تسلیم در دال با تکیه‌گاه ساده



شکل(۲۷): خطوط تسلیم در دال با تکیه‌گاه ساده در طرفین و تکیه‌گاه گیردار در پائین

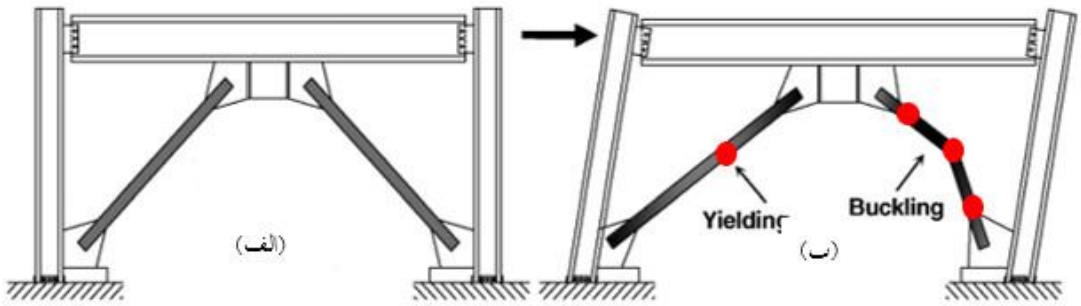


شکل(۲۸): خط تسلیم در دال مثلثی با تکیه‌گاه ساده

مفصل پلاستیک در مهاربند

قاب مهاربندی شده شکل (۲۹-الف) را در نظر بگیرید که تحت نیروی افقی در تراز طبقه قرار گرفته است. در اثر نیروی اعمال شده، قاب در راستای نیرو جابجا شده و به دنبال همین جابجایی، مهاربند سمت چپ، تحت نیروی کششی و بادبند سمت راست، تحت نیروی فشاری یا کمانش کلی قرار می‌گیرد. به دنبال افزایش مقدار نیرو، مقدار تنش در مهاربندها نیز

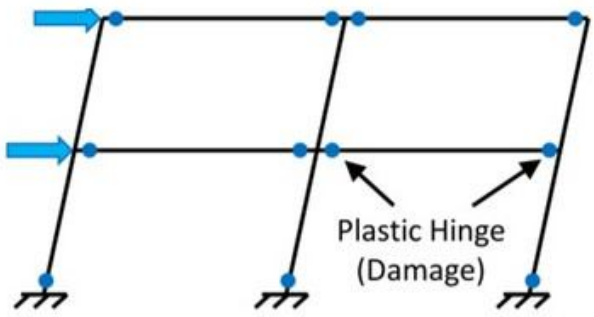
افزایش می یابد تا در نهایت، منجر به تسلیم مصالح عضو مورد نظر می‌شود مکانیزم گسیختگی در دو بادبند زیر متفاوت از یکدیگر هستند، به گونه ای که به دنبال تغییر شکل افقی قاب به سمت راست، مهاربند سمت چپ، تحت نیروی کششی قرار گرفته و سرانجام، با افزایش مقدار نیرو، مصالح عضو جاری (تسلیم) شده و با توجه به شکل اصطلاحاً مفصل محوری در اثر کشش در آن تشکیل می‌شود. در اثر همین جابجایی، دو مود(حالت) تغییرشکل برای مهاربند سمت راست محتمل است. در اثر افزایش نیرو، این مهاربند تحت نیروی فشاری خارج از مرکز قرار خواهد گرفت و دچار کمانش کلی شود. اما در صورتی که مقاومت کمانشی بادبند زیاد باشد(مانند مهاربند های کمانش‌تاب)، با افزایش تنش فشاری در عضو، مفصل محوری در اثر فشار در مهاربند تشکیل خواهد شد. لازم به ذکر است که مانند دیگر اعضای سازه ای، در مهاربندها نیز با تشکیل سومین مفصل پلاستیک، گسیختگی به وقوع می‌پیوندد. همچنین گفتنی است که رعایت ضوابط مربوط به گاست پلیت ها، تاثیر به سزایی در حصول اطمینان از عملکرد مهاربندها منطبق بر فرضیات طراحی دارد که برای کسب اطلاعات بیشتر در مورد ضوابط مربوط به اتصالات در مهاربندها، می توانید به بند ۱۰-۳-۱۱-۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان رجوع فرمائید.



شکل(29): قاب مهاربندی‌شده تحت نیروی جانبی و تغییرشکل مهاربندها و شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در آن‌ها

مفصل پلاستیک در قاب خمشی

قاب خمشی شکل(۳۶) را که تحت نیروی جانبی قرار گرفته است، در نظر بگیرید. در اثر اعمال بار جانبی، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در تیرها و ستون های سازه ایجاد می‌شود. با افزایش مقدار نیروی اعمالی به سازه و به تبع آن افزایش تنش ها، امکان شکل گیری مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و ستون ها وجود دارد. اما به طور کلی ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای مختلف سازه‌ای، دارای اهمیت فراوانی می‌باشد به طوریکه مهندسین تلاش می‌کنند سازه‌ها را به گونه‌ای طراحی کنند که مفاصل پلاستیک تحت نیرو های لرزه ای وارده، ابتدا در تیرها و سپس در ستون ها تشکیل شود؛ چرا که ایجاد مفصل پلاستیک در عضو، با خرابی همراه است و در صورتی که *مفاصل پلاستیک در ستون ها*، قبل از تیرها تشکیل شوند، مقدار خرابی های وارده به سازه بسیار شدیدتر از حالتی خواهد بود که مفاصل پلاستیک قبل از ستون ها، در تیرها شکل بگیرد. از این رو همواره سعی می شود که تیرها نسبت به ستون ها، ضعیف تر طراحی شده به شکلی که فلسفه ی کنترل تیر ضعیف-ستون قوی، که بند ۱۰-۳-۹-۲ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به این موضوع اختصاص داده شده است، از همین بحث نشأت گرفته است.علاوه بر اینکه کنترل های محاسباتی و نرم افزاری در تحقق این امر بسیار حائز اهمیت می باشند، اما در مقابل، ارائه دیتیل های اجرایی، نظارت دقیق بر اجرای سازه ها منطبق بر نظر طراحان، مصالح مورد استفاده و دیگر عوامل در دستیابی به این مهم دخیل می باشند.



شکل(30): قاب خمشی تحت نیروی جانبی و تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌ها

نتیجه گیری

یک مهندس طراح باید بتواند خصوصیات رفتاری اعضای سازه و مفصل پلاستیک را با استفاده از نرم افزار های Sap2000 و ETABS مدلسازی کند قبل ازینکه بریم سراغ مدلسازی، در این مقاله با کاربرد مفصل پلاستیک در تحلیل غیر خطی اعضای سازه آشنا شدیم؛ و برای تعریف مفصل پلاستیک در etabs، هم یک ایبوک به شما معرفی کردیم، که در این ایبوک به تمامی مباحث تئوری و آئین نامه ای پرداخته شده و همینطور به صورت تصویری و گام به گام تعریف و تخصیص مفصل پلاستیک در ایتبس شرح داده شده است.

نحوه استخراج ضریب رفتار

در هنگام وقوع زلزله‌ها سازه‌ها معمولا داری رفتار غیر خطی بوده و با تحمل تغییر شکل‌های غیرارتجاعی مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب می‌کنند. بنابراین سازه‌ها می‌توانند برای نیروی زلزله بسیار کمتر از نیروی لازم در حالت خطی طراحی گردند. اما سهولت و گستردگی روش‌های تحلیل و طراحی خطی، استفاده از آن را متداول کرده است. نیروی زلزله برای طراحی خطی سازه‌ها، از یک طیف خطی زلزله بدست می‌آید و به منظور اعمال کاهشی که در نیروی اعمالی زلزله به دلیل عواملی مانند شکل پذیری، اضافه مقاومت، میرایی و... بوجود می‌آید. نیروی خطی محاسبه شده از طیف خطی بوسیله ضریبی بنام ضریب رفتار،کاهش پیدا می‌کند. به لحاظ اصولی بایستی چیدمان عناصر باربر جانبی بگونه ای باشد که سازه دارای بیشترین شکل پذیری، کمترین جابجایی، متعادل ترین توزیع نیرو در اعضا در اثر بارهای لرزه ای بوده و از ایجاد مفصل در ستون‌ها جلوگیری شده و به عملکرد مناسب دیافراگم بیانجامد. تاکنون پژوهشگران با ملیت‌های مختلف برای محاسبه ضرایب فتار، روش‌های متفاوتی را مورداستفاده قرار داده اند با مقایسه این روش‌ها می توان آن‌ها را در دو گروه کلی تقسیم بندی کرد. یکی روش‌های پژوهشگران آمریکایی و دیگری روش‌های پژوهشگران اروپایی عموماً روش‌های آمریکایی مبانی تئوری ساده تری دارند، ولی با وجود این کاربردی تر هستند، در حالی که روش‌های اروپایی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده تری بوده و استفاده از آن‌ها در عمل دشوار است.

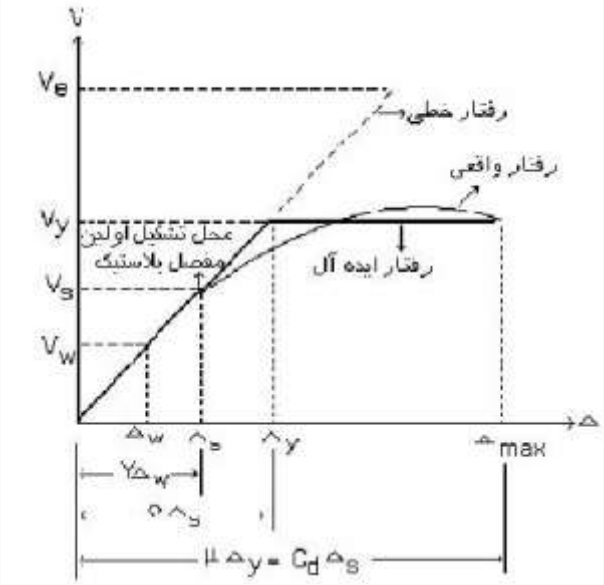
روش‌های آمریکایی:

- طیف ظرفیت فریمن
- ضریب شکل پذیری یوانگ

روش‌های اروپایی:

- تئوری شکل پذیری
- روش انرژی

که در این بین، روش یوانگ دارای مبانی ساده تر و سهولت بیشتری است.



شکل – ۱: رفتار کلی یک سازه متعارف

به این ترتیب که با معادل کردن منحنی ظرفیت بصورت یک نمودار دوخطی کلیه مشخصات مربوط به رفتار سازه از آن استخراج می‌گردد.

ضریب رفتار:

ضریب رفتار سازه ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر ارتجاعی است. به همین دلیل مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت موردنیاز در حالت کاملاً ارتجاعی برضریب فوق محاسبه می‌گردد. ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو به عنوان ضریبی که در برگیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید می‌باشد، به پارامترهایی نظیر ضریب شکل پذیری، زمان تناوب اصلی سازه، ضریب میرایی سازه، مشخصات خاک، مشخصات زلزله، رفتار بار – تغییرشکل، ضریب مقاومت افزون، مشارکت مودهای بالا و ضریب اطمینان طراحی بستگی دارد.

عوامل مؤثر بر ضریب رفتار

ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری Ru

در سازه‌ها، ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی آن‌ها به کمک ضریب شکل پذیری بیان می‌گردد، بدین ترتیب ضریب رفتار سازه مستقیماً به ضریب شکل پذیری آن بستگی پیدا می‌کند. هر چه ظرفیت شکل پذیری سازه μ بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه مقدار ضریب رفتار بزرگتر خواهد بود. نحوه ارتباط R و μ به عوامل مختلفی بستگی دارد. در سیستم‌های یک درجه آزادی، نوع مصالح، زمان تناوب سیستم، میرائی سیستم، نوع بارگذاری، مدل بار – تغییر شکل، عامل ناپایداری Δ-P وضعیت تکیه گاه نوع خاک و میزان زیان قابل قبول درسیستم بررابطه μ , R موثر می باشند. با توجه به شکل (۱) ضریب شکل پذیری کلی سازه به صورت حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی Δmax به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم Δy تعریف می‌شود:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

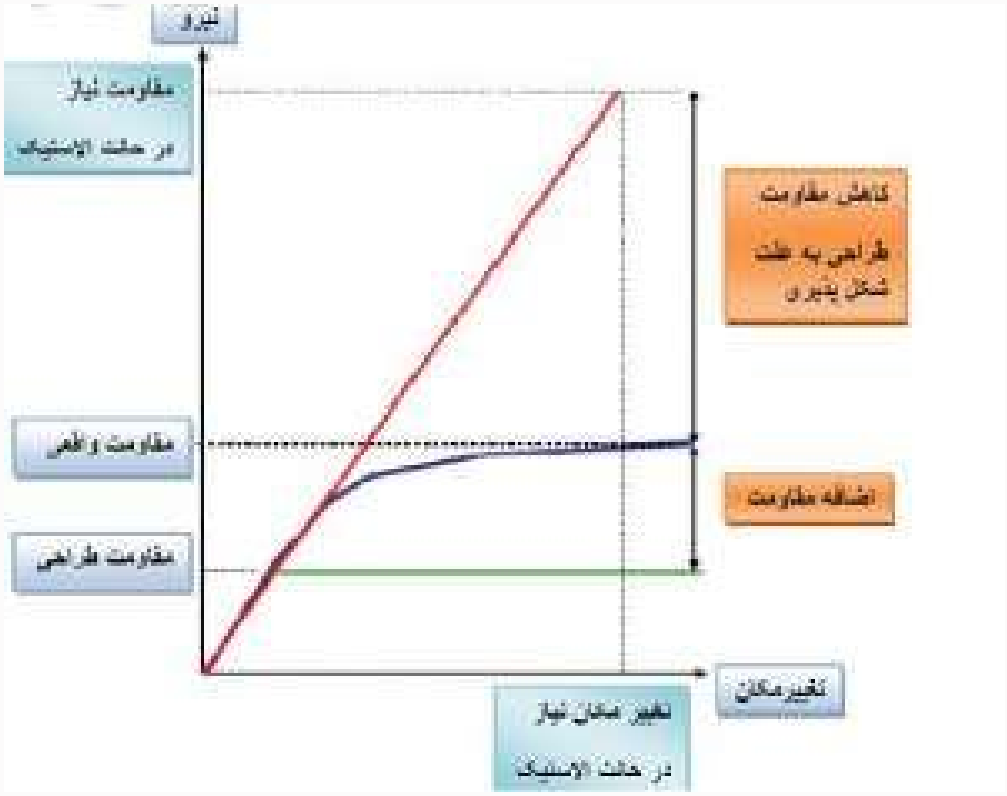
ضریب کاهش براثر شکل پذیری از روش‌های مختلفی بدست می آید بطور مثال این ضریب از روش ویدیک بصورت زیر بدست می‌آید.

برای زمین‌های (سخت) (سنگی) و نیم سخت (رسوبی)

$$R_\mu = (\mu_s - 1)\frac{T}{T_0} + 1 \qquad T \le T_0$$

$$R_\mu = \mu_s \qquad T \ge T_0$$

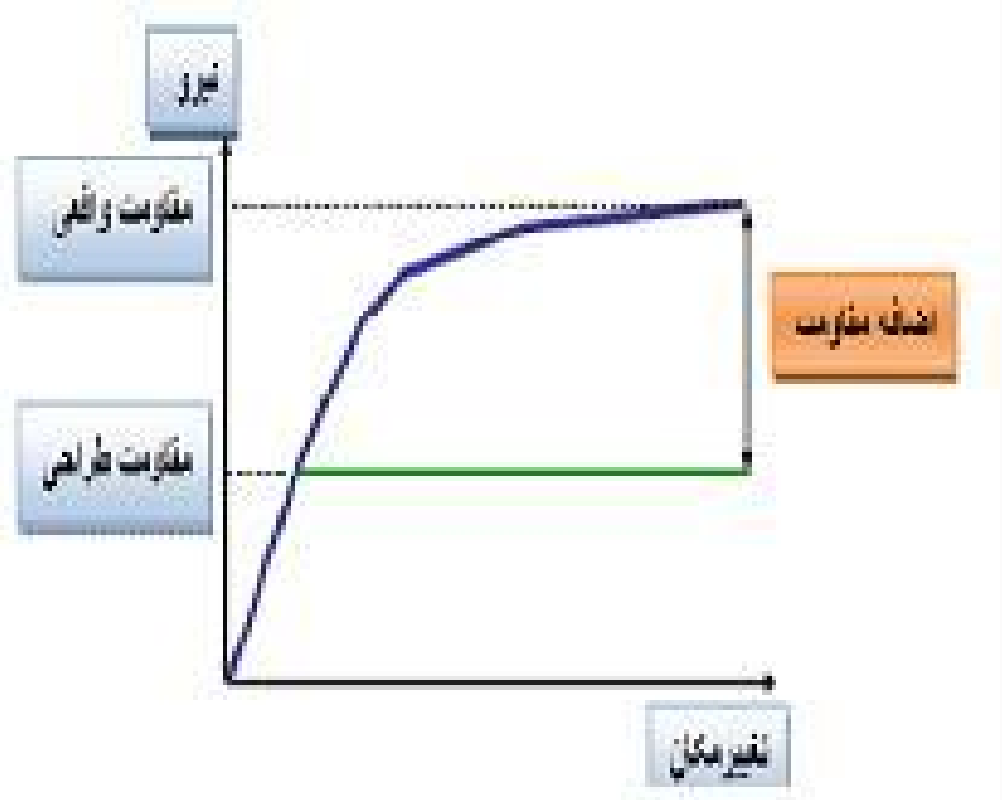
که در این رابطه T زمان تناوب سازه و T0 زمان تناوب خاک می‌باشد.



ضریب مقاومت افزون (Ω)

در آیین نامه‌های طراحی، سازه‌ها به گونه ای طراحی می‌گردند که هیچ یک از آن‌ها از مرحله ارتجاعی بالاتر نروند. درغیر این صورت در آن‌ها مفصل پلاستیک تشکیل خواهد شد در نتیجه سختی کلی سازه کاهش پیدا می‌کند ولی سازه همچنان قادر به مقاومت خواهد بود تا اینکه تشکیل مفاصل سبب ایجاد مکانیزم گردیده و سختی سازه به سمت صفر میل کند در این مرحله در صورتی که ظرفیت شکل پذیری نیز به انتها رسیده باشد سازه منهدم خواهد شد. سازه‌ها در طی این روند، مقاومت اضافه ای را تحمل خواهند کرد که در طراحی اولیه سازه به حساب نیامده و به مقاومت افزون معروف است که عبارت است از نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه Vy به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه:Vs

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s}$$



ضریب تنش مجاز:

این ضریب، بر اساس نحوه برخورد آیین نامه‌ها با تنش های طراحی (بار مجاز یا بار نهایی) تعیین می‌شود. و مقدار آن عبارت است از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین لولای خمیری (Vs)به نیرو در تنش‌های مجاز:(Vw)

$$Y = \frac{V_s}{V_w}$$

تعیین ضریب رفتار:

ضریب رفتار سازه‌ها با توجه به عوامل مؤثر بر آن از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$R = R_\mu . \Omega . Y$$

.انواع روش های تحلیل سازه در طراحی عملکردی

در نشریه ۳۶۰ و همچنین ASCE41-17 ، چهار روش اصلی برای تحلیل سازه ها در طراحی عملکردی ارائه شده است. این روش ها عبارت‌اند از:

۱. روش تحلیل استاتیکی خطی(Linear Static Procedure)
۲. روش تحلیل دینامیکی خطی(Linear Dynamic Procedure)
۳. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی(Nonlinear Static Procedure)
۴. روش تحلیل دینامیکی غیرخطی(Nonlinear Dynamic Procedure)

همچنین در آیین نامه ASCE41-17 روش دیگری نیز معرفی شده است که این روش مبتنی بر آزمایش است و مناسب حالاتی است که طراحی و کنترل عملکردی سازه موردنظر در قالب چهار روش ذکرشده در این بخش نگنجد (به عنوان مثال سازه دارای سیستم سازه ای باشد که در آیین نامه درمورد آن چیزی ذکر نشده است)، درنتیجه معیارهای پذیرش و رفتار مصالح در آزمایشگاه مشخص‌شده و پس از تأیید یک گروه از کارشناسان متخصص قابل‌استفاده خواهد بود. در ادامه این مقاله به معرفی مختصری از هر یک از این روش ها، بررسی مزایا و معایب آن‌ها، موارد استفاده هر یک از این روش ها و بیان روند گام‌به‌گام انجام آن‌ها خواهیم پرداخت.

۳-۲-۱-انتخاب روش تحلیل

به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اجزای سازه در اثر زلزله متناظر با سطح خطر مورد نظر، لازم است سازه به یکی از روش‌های زیر تحلیل شود:

۱-روش تحلیل استاتیکی خطی براساس بند (۳-۳-۳)

۲-روش تحلیل دینامیکی خطی براساس بند (۳-۳-۴)

۳-روش تحلیل استاتیکی غیرخطی براساس بند (۳-۴-۳)

۴-روش تحلیل دینامیکی غیرخطی براساس بند (۳-۴-۴)

شکل ۱- روش های تحلیل سازه ها در طراحی عملکردی در نشریه ۳۶۰

7.3 ANALYSIS PROCEDURE SELECTION

An analysis of the building, including retrofit measures, shall be conducted to determine the forces and deformations induced in components of the building by ground motion corresponding to the selected Seismic Hazard Level, or by other seismic geologic site hazards specified in Section 8.2.2.

The analysis procedure shall comply with one of the following:

1. Linear analysis subject to limitations specified in Section 7.3.1 and complying with the linear static procedure (LSP) in accordance with Section 7.4.1 or the linear dynamic procedure (LDP) in accordance with Section 7.4.2.
2. Nonlinear analysis subject to limitations specified in Section 7.3.2 and complying with the nonlinear static procedure (NSP) in accordance with Section 7.4.3 or the nonlinear dynamic procedure (NDP) in accordance with Section 7.4.4.
3. Alternative rational analysis in accordance with Section 7.3.3.

شکل ۲- روش های تحلیل سازه ها در استاندارد ASCE41-17

1. 1روش تحلیل استاتیکی خطی در طراحی عملکردی(Linear Static Procedure)

اولین روشی که در این مقاله مورد بررسی قرار می‌گیرد روش استاتیکی خطی است. این روش از نظر مبنا با روش استاتیکی خطی ذکرشده در استاندارد ۲۸۰۰ شباهت هایی دارد، اما روند آن با طراحی تجویزی ذکرشده در این استاندارد کاملاً متفاوت است.

فرضیات اساسی در این روش عبارت‌اند از:

۱. رفتار مصالح خطی است.

۲. بارهای ناشی از زلزله به صورت استاتیکی اعمال می شود.
۳. کل نیروی جانبی وارد برسازه برابر با ضریبی از وزن ساختمان است.

مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه در زلزله سطح خطر موردنظر پیش‌بینی می شود، مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار وارد شده، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای به‌دست‌آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش‌بینی‌شده هنگام زلزله خواهد بود؛ ولی اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد؛ نیروهای محاسبه‌شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهند شد. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش، نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می شود. پاسخ سازه در زلزله سطح خطر مورد نظر (مثلاً شتاب متناظر با زلزله‌ای که احتمال فراگذشت شتاب آن ۱۰٪ در ۵۰ سال باشد) که از تحلیل به دست آمده، در ضرایبی ضرب می‌شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه در زلزله پیش‌بینی می شود، مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه های شکل پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت بزرگ‌تر از نیروهای قابل تحمل در سازه برآورد می شوند؛ و در نتیجه هنگام بررسی معیارهای پذیرش، نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار خطی دارند، اصلاح می‌شود. با توجه به توضیحات فوق درمی یابیم که در روش تحلیل استاتیکی خطی که در نشریه ۳۶۰ آمده است، در روند تحلیل تکرار مراحل تحلیل (iteration) انجام داده و پاسخ‌ها را اصلاح می‌کنیم اما در روشی که در آیین‌نامه ۲ 800مطرح شده سازه تنها یک‌بار بررسی می‌شد.

یک تفاوت روش استاتیکی خطی برای طراحی عملکردی با روش استاتیکی خطی طراحی تجویزی، عدم نیاز به استفاده از ضریب رفتار (R) در فرایند طراحی و کنترل سازه است؛ بنابراین مقدار برش پایه و درنتیجه نیروهای داخلی اعضا مقادیر بزرگی خواهند داشت. در مقابل، ظرفیت مقاومتی اجزای سازه با استفاده از ضریبی به نام m نسبت به مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه افزایش می‌یابند؛ بنابراین عملاً سازه دست بالا نخواهد بود. ضریب m برای هر عضو سازه‌ای و هر نوع کنش (برش، خمش و نیروی محوری) متفاوت بوده و عدد ثابتی نیست.

یک مشکل اساسی در روش‌های طراحی تجویزی مبتنی بر R این است که تمام کنش‌های سازه با یک ضریب ثابت R در تمام طبقات صرف‌نظر از نوع جز سازه‌ای، محل قرارگیری آن و نوع رفتار آن کاهش داده می‌شود که اساساً منطقی نیست؛ بنابراین در روش استاتیکی خطی عملکردی، این ضعف بسیار بزرگ از روش‌های تجویزی برطرف شده است. در ابتدا می-خواهیم توضیح دهیم که در چه مواقعی و در چه ساختمان هایی می‌توان از این روش استفاده کرد.

۱. ۱. ۱کاربرد روش استاتیکی خطی

نکته‌ی بسیار مهم در رابطه با روش استاتیکی خطی این است که در طراحی‌های عملکردی **فقط برای ارزیابی عملکرد و بهسازی سازه های موجود** کاربرد دارد و استفاده از این روش برای طراحی سازه های جدید مجاز نمی باشد. مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای طراحی سازه‌های جدید به روش‌های غیر عملکردی (روش تجویزی)، استفاده از روش استاتیکی خطی مجاز است؛ اما درصورتی‌که بخواهیم طراحی عملکردی انجام دهیم باید حتماً روش استاتیکی یا دینامیکی به‌صورت غیرخطی انجام شود. همچنین اگر بخواهیم از این روش در ساختمان هایی که در آن‌ها از سیستم های جداساز لرزه ای یا جاذب انرژی استفاده شده است استفاده کنیم، باید محدودیت های بیشتری را منظور کنیم.

۱. ۱. ۲شرایط استفاده از روش استاتیکی خطی در تحلیل‌های عملکردی

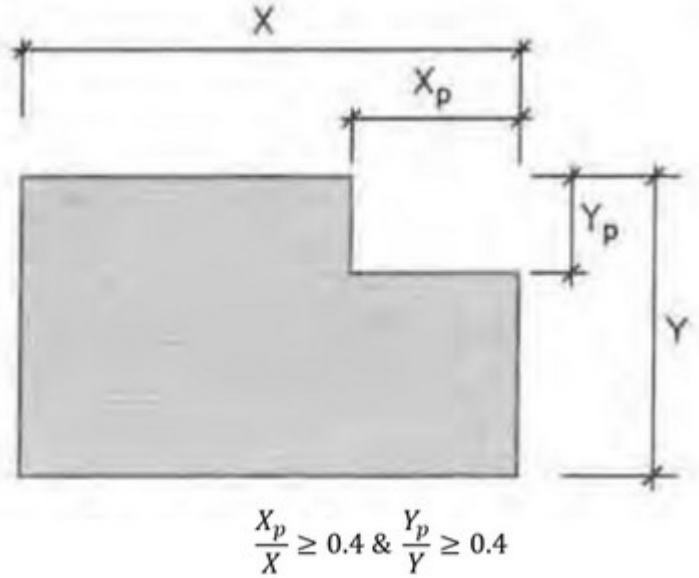
مطابق با بخش ۱,۱,۳,۷ و ۲,۱,۳,۷ استاندارد ASCE41-17 و همچنین بخش ۳-۳-۱-۱ نشریه ۳۶۰، استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی هنگامی مجاز است که ساختمان دارای شرایط زیر از نظر ارتفاع و نظم سازه ای باشد. این شرایط عبارت‌اند از:

۳-۳-۱-۱-کاربرد روش استاتیکی خطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی هنگامی مجاز است که ساختمان دارای شرایط زیر از نظر ارتفاع و نظم سازه‌ای باشد:

۱. زمان تناوب اصلی ساختمان کوچک‌تر از $T_s 3.5$ باشد و تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ تجاوز نکند T_s .زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح است و مقدار بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران به دست می آید.

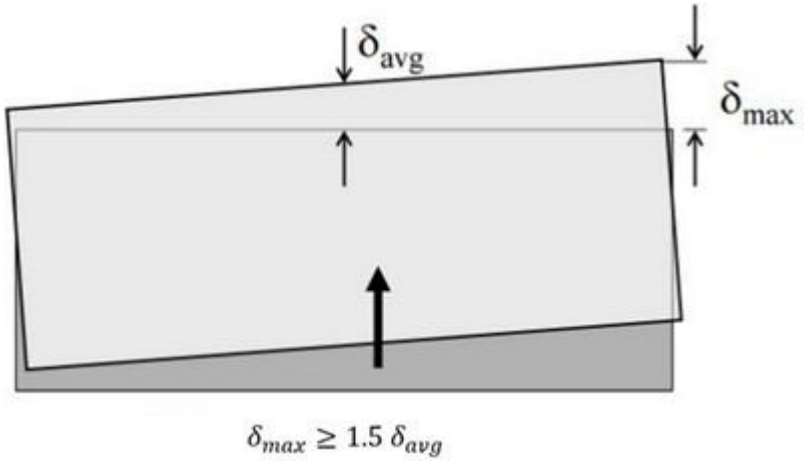
۲. تغییر ابعاد پلان در طبقات در طبقات متوالی به‌استثنای خرپشته، کمتر از ۴۰٪ باشد.



$$\frac{X_p}{X} \geq 0.4 \;\&\; \frac{Y_p}{Y} \geq 0.4$$

شکل ۳- شکل متناظر با بند ۲ بخش ۲,۱,۱

۳. حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱,۵ برابر تغییر مکان متوسط نسبی آن باشد. به‌عبارت‌دیگر مقدار Ratio در پنجره
"Diaphragm Max/Avg Drifts"در نرم افزار ایتبس باید از ۱,۵ کمتر باشد.



$$\delta_{max} \geq 1.5\, \delta_{avg}$$

شکل ۴- شکل متناظر با بند ۳ بخش ۲,۱,۱

۴. متوسط تغییر مکان جانبی نسبی در هر طبقه، به‌استثنای خرپشته، کمتر از ۱,۵ برابر همین مقدار در طبقه بالا یا پایین آن باشد.

۵. سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

۶. بزرگ‌ترین نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) برای هر تلاش تغییرشکل کنترل تحت اثر ترکیبات بار معرفی‌شده در نشریه (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) در هر عضو اصلی از ۲ کمتر باشد.

در این بخش بیان کردن تفاوت های اعضای اصلی و غیر اصلی خالی از لطف نیست. در یک دسته بندی عمومی اجزای موجود در یک ساختمان به اجزای سازه ای و غیر سازه‌ای تقسیم می شوند. اجزای سازه ای که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه مؤثرند و یا در اثر تغییر مکان جانبی سازه تحت تأثیر نیرو قرار می‌گیرند، خود به دو گروه اصلی و غیر اصلی تقسیم می‌شوند.

در آیین نامه های مختلف تعابیر گوناگون از المان ها و مؤلفه‌های اصلی و غیر اصلی ارائه شده است که تا حد زیادی مشابه به هم می باشند و صرفاً اندکی در جزئیات تفاوت دارند. تعبیر ASCE41-17 که یکی از به‌روزترین مراجع در زمینه بهسازی، مقاوم‌سازی و طراحی عملکردی می باشد در مورد ارزیابی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در طراحی عملکردی به شرح زیر توضیح داده است:

اعضای اصلی:

اجزایی که آگاهانه توسط طراح برای تحمل بارهای جانبی زلزله و تغییر شکل‌های ناشی از آن در نظر گرفته می‌شوند.

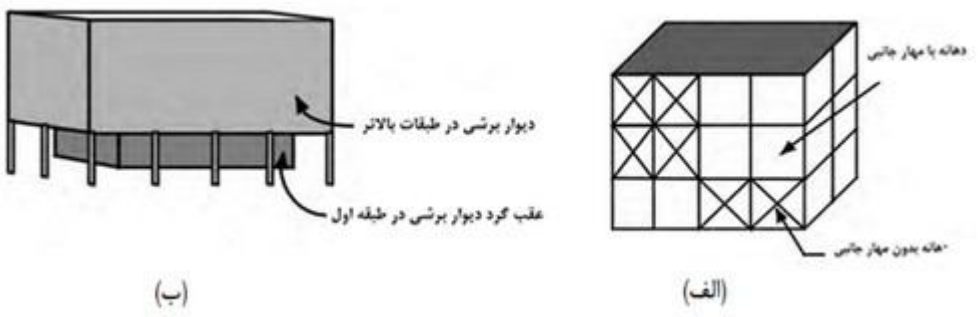
اعضای غیر اصلی:

اجزایی که بنا به هر دلیلی ازجمله عدم اعتماد به ظرفیت باربری و تغییر شکلی آن‌ها توسط طراح به‌عنوان اجزای اصلی باربر لرزه‌ای لحاظ نشده، اما به دلیل اتصال به سیستم سازه‌ای ساختمان، باید توانایی تحمل تغییرشکل های سازه را حین زلزله سطح موردنظر داشته باشند.

در صورت عدم برقراری شرط ۶، لازم است شروط ۷، ۸ و ۹ به‌طور هم‌زمان برآورده شود.

۷. قطع سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد (یا به‌عبارت‌دیگر در پلان و در ارتفاع)

استثنا: در داخل صفحه می‌توان به‌اندازه یک چشمه انقطاع در سیستم باربر جانبی داشت مشروط بر اینکه انتقال نیروی افقی به‌طور ایمن توسط یک عضو انتقال‌دهنده بار افقی تأمین گردد.



شکل ۵- الف) نمونه از قطع در سیستم جانبی در صفحه (ارتفاع) ب) نمونه از قطع در سیستم جانبی خارج از صفحه (پلان)

۸. ساختمان ازنظر پیچش یکی از شرایط زیر را دارا باشد:

الف- نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش های بحرانی در اثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۱,۵ برابر همان نسبت در عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش باشد.

ب- ساختمان با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱,۲ برابر تغییر مکان متوسط نسبی آن طبقه باشد.

۹. ساختمان ازنظر مقاومت طبقات یکی از شرایط زیر را دارا باشد:

الف- مقدار شاخص متوسط وزنی برشی طبقه برای هر طبقه بیش از ۱/۲۵ این شاخص در یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر آن نباشد. برای ساختمان‌های با دیافراگم نرم شاخص متوسط وزنی برشی طبقه برای هر محور قاب باید جداگانه بررسی شود.

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i}$$

V_i = نیروهای محاسبه‌شده در عضو i که در باربری جانبی طبقه موردنظر مشارکت دارد و از تحلیل ارتجاعی تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای به دست می‌آید.

DCR_i = نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو i تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای.

n = تعداد کل اعضای طبقه موردنظر

ب- در ساختمان های با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه، مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت موردنظر تحمل می‌کند.

1. 1. 3 مزایا و معایب استفاده از تحلیل استاتیکی خطی

معایب:

۱. این روش برای ساختمان های جدید قابل‌استفاده نیست.

۲. محدودیت‌های استفاده از این روش زیاد است و ساختمان های کمی در واقعیت پیدا می شوند که بتوان از این روش برای تحلیل عملکردی آن‌ها استفاده کرد.

۳. اثر مودهای بالاتر (همانند مودهای پیچشی) سازه در آن قابل‌بررسی نیست (به همین دلیل ضوابط سخت‌گیرانه‌ای باید کنترل شوند تا مطمئن شویم اثر مودهای بالاتر در پاسخ‌های تأثیرگذار نمی‌باشد).

۴. اثرات حوزه نزدیک یا ضربه در آن قابل‌بررسی نیست.

۵. مقدار تقریب در این روش زیاد است به‌طوری‌که ممکن است عضوی با استفاده از این روش جوابگوی تقاضای وارده نباشد اما در روش های دیگر تحلیل به‌راحتی جوابگو باشد، به‌عبارت‌دیگر می‌توان گفت که طراحی در این روش اندکی دست بالا می‌باشد.

۶. تقاضای غیرخطی زیاد در این روش قابل‌مشاهده نیست.

مزایا:

- استفاده از این روش ساده بوده و پیچیدگی کمتری را نسبت به دیگر روش های معرفی‌شده در آیین نامه دارد.
- با وجود اینکه نمی‌توان از این روش برای طراحی سازه های جدید استفاده کرد، انجام تحلیل استاتیکی خطی روی سازه دید خوبی را نسبت به عملکرد سازه به ما می‌دهد و می‌توان از اطلاعاتی که از این تحلیل به دست می آید در مدل‌سازی و بررسی سازه به روش های دیگر تحلیل عملکردی استفاده کرد.

1. 1. 4 روند گام‌به‌گام انجام تحلیل استاتیکی خطی جهت ارزیابی عملکرد سازه ها

روند انجام تحلیل استاتیکی خطی جهت ارزیابی عملکرد سازه ها در ۹ گام قابل انجام است. این گام ها عبارت‌اند از:

۱. تصمیم گیری در خصوص سطح عملکرد موردنیاز

۲. تصمیم گیری در مورد نوع مدل‌سازی

۳. تصمیم گیری در مورد مدل‌سازی اتصالات و چشمه اتصال

۴. آثار پیچش

۵. اندرکنش سازه و خاک

۶. تعیین و تفکیک اعضای سازه به اعضای اصلی و غیر اصلی

۷. مدل‌سازی الاستیک ساختمان در نرم افزار
۸. کنترل شروط استفاده از تحلیل خطی) تعریف ترکیبات بار و محاسبه DCR های تغییرشکل کنترل برای تمام اعضا(
۹. ادامه ارزیابی مطابق ضوابط دستورالعمل

2 .1روش تحلیل دینامیکی خطی در طراحی عملکردی(Linear Dynamic Procedure)

در این روش، تحلیل دینامیکی با فرض رفتار خطی سازه و با استفاده از حداکثر پاسخ کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل‌توجهی دارند، انجام می‌گیرد. حداکثر پاسخ در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح استاندارد یا طیف طرح ویژه ساختگاه به دست می‌آید. سپس پاسخ کلی سازه از ترکیب آماری پاسخ‌های حداکثر هر مد تخمین زده می‌شود. درواقع می‌توان گفت روش تحلیل استاتیکی معادل نوع خاصی از روش طیفی است که تنها مد اولِ سازه را بررسی می‌کند و از مشارکت مدهای دیگر صرف‌نظر می‌شود.

این روش بسیار مشابه روش تحلیل دینامیکی طیفی در طراحی سازه‌های جدید مطابق آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ازجمله استاندارد ۲۸۰۰ بوده، با این تفاوت مهم که طیف پاسخ از طریق ضریب R (ضریب رفتار) کاهش داده نمی‌شود و نیروهای بزرگی در سازه ایجاد خواهد شد. بااین‌وجود، ظرفیت اعضای سازه‌ای چندین برابر ظرفیت مقاومتی آن‌ها لحاظ می‌شود؛ بنابراین عملاً سازه دست بالا نخواهد شد.

به تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل طیفی آنالیز مودال هم گفته می‌شود. این روش درواقع یک روش استاتیکی می‌باشد، با این تفاوت که تأثیر مودهای بالاتر هم در پاسخ نهایی سازه مدنظر قرار می‌گیرد؛ ازاین‌رو به این روش، شبه دینامیکی هم گفته می‌شود.

1. 2. 1شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی خطی

موارد کاربرد تحلیل دینامیکی خطی همانند تحلیل استاتیکی خطی است. در بخش ۲،۱،۱ این مقاله شروط استفاده از تحلیل استاتیکی خطی بیان شد؛ بنابراین، اگر شروط ۱ تا ۵ تأمین نشد، می‌توان از روش دینامیکی خطی استفاده نمود؛ اما در هر شرایطی برای استفاده از روش استاتیکی خطی یا دینامیکی خطی (به طور کلی روش‌های خطی) الزاماً باید شرط ۶ یا به طور هم‌زمان شروط ۷، ۸ و ۹ تأمین شود.

1. 2. 2مزایا و معایب استفاده از تحلیل دینامیکی خطی

مزایا و معایب این روش همانند روش استاتیکی خطی می‌باشد اما این تحلیل نسبت به روش استاتیکی خطی نتایج واقع‌بینانه‌تری را ارائه می‌کند. این تفاوت ازآنجا ناشی می شود که در تحلیل استاتیکی خطی تنها مود اول سازه در نظر گرفته می‌شود اما در تحلیل دینامیکی خطی اثرات مودهای بالاتر نیز در نظر گرفته می‌شود که باعث افزایش دقت این تحلیل می‌شود. علاوه بر این در تحلیل دینامیکی طیفی، از جرم و سختی سازه برای محاسبه دوره تناوب و توزیع نیروها در سازه استفاده می‌شود، درحالی‌که در روش استاتیکی خطی از معادلات تجربی برای محاسبه دوره تناوب و فرمولی که تنها به وزن و ارتفاع سازه وابسته است برای توزیع نیروها استفاده می‌شود. درصورتی‌که برای تحلیل سازه‌ا از روش استاتیکی خطی استفاده کردیم و عضو یا اعضایی از آن سازه جوابگوی تلاش های وارده نبود، می‌توان سازه را به روش دینامیکی خطی هم تحلیل کرده و معمولاً در این حالت مشاهده می شود که تلاش اعضا کاهش قابل‌توجهی خواهند داشت.

1. 2. 3روند گام‌به‌گام انجام تحلیل دینامیکی خطی

روند انجام تحلیل دینامیکی خطی جهت ارزیابی عملکرد سازه ها در ۸ گام قابل انجام است. این گام ها عبارت‌اند از:

۱. تشکیل ماتریس جرم (M) و سختی(K)
۲. حل معادله اساسی ۰ =|k-wm|و به دست آوردن زمان تناوب (T) برای مُدهای مختلف
۳. به دست آوردن شکل‌های مؤدی سازه(φ)
۴. محاسبه ضریب بازتاب (β) و ضریب زلزله (c) برای هر مود
۵. محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای هر مورد(w)

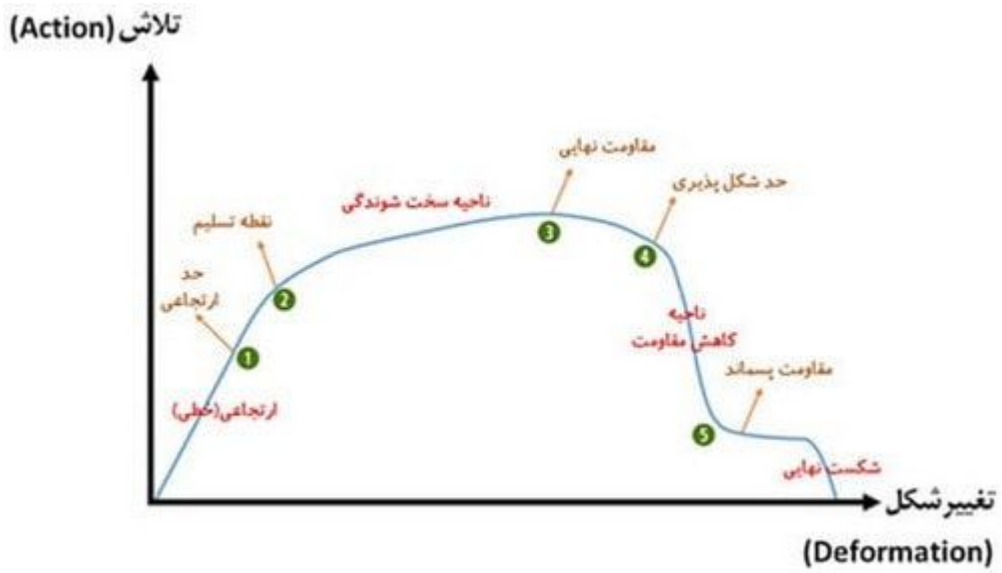
۶. به دست آوردن برش پایه در هر مود(v)

۷. توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان و به دست آوردن نیروها و جابجایی طبقات در هر مود(Δ ،F)

۸. ترکیب نتایج مودها

1. 3روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در طراحی عملکردی(Nonlinear Static Procedure)

تحلیل استاتیکی غیرخطی یا pushover یکی از پرکاربردترین روش های تحلیل در طراحی عملکردی می باشد. در این روش سازه تحت بارگذاری ثقلی و یک الگوی بار جانبی قرار می گیرد که این بار جانبی با رفتار الاستیک و غیر الاستیک اعضا، به صورت پله‌ای افزایش می یابد تا به یک حد نهایی برسد. همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می شود، اعضا تا حد تسلیم (نقطه ۲) رفتاری الاستیک دارند و پس از آن وارد محدوده تغییرشکل های غیرخطی می شوند. برخلاف دیگر تحلیل ها، در تحلیل پوش آور به‌جای اعمال نیروی ثابت، در هر مرحله‌ی بارگذاری یک جابجاییِ ثابت به سازه وارد می شود تا سازه به جابجایی موردنظر برسد، این جابجایی در آیین نامه به‌عنوان «جابجایی هدف» تعریف شده است و معمولاً این جابجایی در مرکز ثقل بام (نقطه کنترل) بررسی می شود. تغییر مکان هدف در واقع حداکثر جابجایی تخمینی نقطه کنترل سازه تحت اثر زلزله‌ای با شدتی معادل سطح زلزله مفروض در طراحی عملکردی است. مزیت اصلی این روش این است که منحنی ظرفیت کل سازه را به ما ارائه می‌کند .منحنی ظرفیت درواقع منحنی برش پایه کل در مقابل جابجایی نقطه کنترل ساختمان است. درنتیجه با داشتن این منحنی، می‌توان رفتار سازه را از مقادیر کم جابجایی جانبی و حالت ارتجاعی گرفته تا مقادیر زیاد جابجایی (در حد تغییر مکان هدف و حتی فراتر از آن) و حالت غیر ارتجاعی موردبررسی قرار داد. لازمه به دست آوردن چنین منحنی‌ای از رفتار سازه، تعریف و اختصاص مفاصل رفتار غیرخطی اجزا از طریق تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به آن‌ها است و ظرفیت و معیار پذیرش این مفاصل بر اساس آیین نامه تعیین می‌شود. این مفاصل بر اساس رابطه ی نیرو-تغییرشکل قطعات که به‌صورت روابطی غیرخطی بیان می‌شود، مدل‌سازی می‌شود.

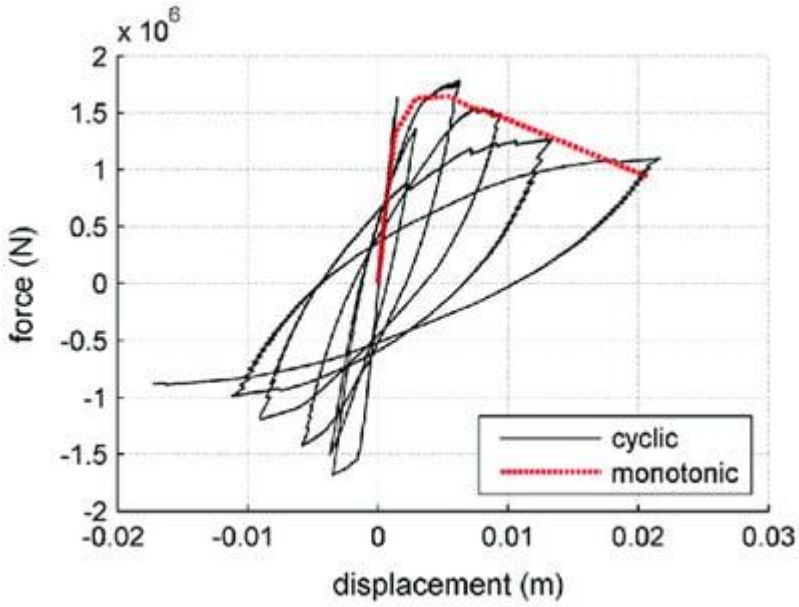


شکل ۶- نواحی مختلف منحنی ظرفیت یکی از المان‌های سازه

1. 3. 1انواع روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل پوش آور انواع مختلفی دارد اما در رایج ترین نوع آن‌که در آیین نامه ها نیز این روش به‌عنوان روش مجاز تحلیل و طراحی عملکردی معرفی‌شده است، توزیع نیرو و جابجایی هدف در سازه با مود اول سازه کنترل می شود و شکل مؤدی سازه پس از تسلیم سازه تغییری نخواهد داشت. به این نوع از تحلیل، تحلیل پوش آور مونوتونیک گفته می‌شود. می‌دانیم که در واقعیت چنین فرضی صحیح نیست و پس از تسلیم سازه و بروز رفتار غیرخطی در اعضای آن شکل مؤدی تغییر می-

کند. بدین منظور نوع دیگری از تحلیل پوش آور وجود دارد که تحلیل پوش آور سیکلیک نام دارد و پس از هر بار تحلیل، شکل مؤدی سازه بر اساس غیرخطی شدن اعضای سازه تغییر می‌کند. البته همان‌طور که گفتیم این روش هنوز وارد آیین نامه ها نشده است و کاربرد آن بیشتر در فضای آکادمیک می باشد. درنتیجه استفاده از تحلیل پوش آور مونوتونیک برای ساختمان های کوتاه و میان مرتبه مناسب است.



شکل ۷- مقایسه منحنی ظرفیت سازه در تحلیل های پوش آور مونوتونیک و سیکلیک

شکل ۸- نمونه ای از منحنی ظرفیت نهایی یک سازه پس از تحلیل پوش آور مونوتونیک در نرم افزار ایتبس

3. 2 .1انواع مدل‌سازی در تحلیل پوش آور

در تحلیل پوش آور مدل‌سازی به دو صورت قابل انجام است. روش کامل و روش ساده شده. در روش کامل، اعضای اصلی و غیر اصلی سیستم باربر جانبی در مدل‌سازی وارد می شوند، اما در روش ساده‌شده تنها اعضای اصلی مدل می‌شوند.

ازآنجایی‌که دقت مدل‌سازی در روش ساده‌شده کمتر است، معیارهای پذیرش سخت‌گیرانه‌تری نسبت به زمانی که مدل‌سازی به روش کامل انجام گرفته است، در آیین نامه برای سازه در نظر گرفته شده است.

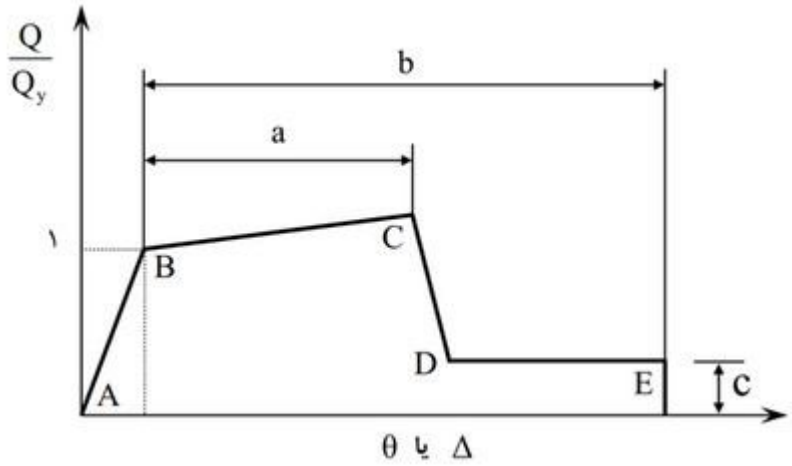
تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی سیستم باربر جانبی مطابق بند (۳-۲-۲-۲) باید در مدل‌سازی وارد شود. رفتار نیرو-تغییرشکل کلیه اعضا باید به‌صورت صریح با استفاده از نمودار چندخطی(منحنی پوش چرخه‌ای)[1] که تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می‌شود، مدل‌سازی گردد. همچنین اثرات زوال چرخه‌ای که شامل کاهش مقاومت و مقاومت باقیمانده می‌باشد، به نحوی وارد محاسبات می‌شود. تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۶-۲-۲) مورد بررسی قرار گیرد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است.

۲- در روش ساده‌شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی و از اثرات زوال صرفنظر می‌شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (۳-۶-۲-۲) درنظر گرفته می‌شود. در این روش، به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می‌توان آنها را در دسته اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

3. 3. 1. *محاسبه سختی و مقاومت در روش های غیرخطی*

برای روش استاتیکی غیرخطی، می‌توان از رابطه ی کلی نیرو-تغییرشکل که در شکل ۹ نشان داده شده است یا منحنی های دیگری که از مدارک معتبر آزمایشگاهی به‌دست آمده باشند، استفاده کرد. تمامی پارامترهای نشان داده‌شده در شکل ۹ نظیر Q_y (مقاومت مورد انتظار عضو) و یا پارامترهای c,b,a در آیین نامه تعریف‌شده‌اند.



شکل ۹- محنی نیرو-تغییرشکل کلی برای اعضا و اجزا

3. 3. 1. *چه زمان می‌توان از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده کرد؟*

هنگامی‌که استفاده از روش های خطی مجاز نباشد، می‌توان از این تحلیل استفاده کرد. ازاین‌رو، هیچ محدودیتی از نظر ارتفاع و نظم سازه ای برای ساختمان هایی که می‌خواهند با این روش تحلیل شوند وجود ندارد؛ برخلاف روش های خطی، این روش را می توان هم برای سازه های جدید و هم برای سازه های موجود استفاده کرد؛ اما در آیین نامه دو شرط ذکرشده است که پس از انجام تحلیل پوش آور اگر این دو شرط برقرار نباشد، امکان استفاده از این تحلیل وجود ندارد و باید از تحلیل های غیرخطی دینامیکی استفاده کرد. این شروط عبارت‌اند از:

- نسبت مقاومت R_u از R_{max} کمتر باشد. نسبت R_u بیانگر ضعف مقاومتی سازه و R_{max} ظرفیت کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری می‌باشد. همان‌طور که پیش‌تر نیز در این بخش ذکر کردیم، در تحلیل پوش آوری که در آیین نامه ذکرشده است، سازه در مود اول خود کنترل می شود و اگر مقدار تغییر شکل‌های غیرخطی سازه زیاد باشد، مود اول سازه تغییر زیادی می‌کند. ازاین‌رو آیین نامه این محدوده را گذاشته است تا در سازه هایی که تغییر شکل غیرخطی زیادی دارند از این روش استفاده نشود. درصورتی‌که این شرط برقرار نباشد فقط می‌توان از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای انجام تحلیل و طراحی عملکردی استفاده کرد.
- تأثیر مودهای بالاتر قابل‌ملاحظه نباشد: برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی طیفی تحلیل شود. در مرتبه اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شود و در مرتبه دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم مؤثر آن‌ها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. درصورتی‌که نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در یک طبقه ی بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل‌ملاحظه بودن اثرات مودهای بالای سازه است.

اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی خطی استفاده گردد. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی گردد با این تفاوت که برای پذیرش اعضا با رفتار تغییرشکل‌کنترل، درروش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قائل شد.

1. 3. 5 مزایا و معایب روش استاتیکی غیرخطی

مزایا:

۱. نسبت به روش تحلیل های خطی بسیار دقیق‌تر می باشد.
۲. این تحلیل منحنی ظرفیت کل سازه را به ما ارائه می کند درنتیجه می‌توان دید کلی نسبت به عملکرد سازه داشت.
۳. نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی، سرعت تحلیل بسیار بالاتری دارد به‌طوری‌که انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه های بلند با کامپیوترهای معمول قابل انجام نیست.

معایب:

۱. در این تحلیل تنها مود اول سازه بررسی می‌شود.
۲. اثر ضربه در این تحلیل قابل‌بررسی نیست.
۳. تغییر شکل های غیرخطی بزرگ در این تحلیل قابل‌بررسی نیست.
۴. همگرایی مدل پس از مدل‌سازی و تحلیل در نرم‌افزار در برخی از شرایط دشوار است. به‌عنوان‌مثال این موضوع در سازه هایی که دارای دیوار برشی یا مهاربند می باشند و یا در سازه های بتنی نسبت به سازه های فولادی، قابل‌توجه می باشد. منظور از مشکل همگرایی این است که نرم افزار نمی تواند منحنی پوش‌آور سازه را همانند منحنی ای که در شکل ۸ نشان داده شده است به دست آورد. این مشکل بدین معنی است که نرم افزار نتوانسته است سازه را به‌اندازه‌ای پوش کند که تغییرات غیرخطی در آن به وجود آید. ممکن است مشکل به خاطر این باشد که تغییرات غیرخطی سازه بسیار زیاد است (یکی از شروطی که برای استفاده از تحلیل پوش آور در بخش ۴,۳,۱ ذکر شد) یا اینکه مشکلاتی در مفاصل پلاستیک تعریف شده وجود دارد. مثلاً یکی از مشکلات نرم افزار ایتبس در این تحلیل این است که اگر مفصلی وارد مرحله زوال شود) یعنی نقطه C در شکل ۹ را رد کند(، نرم‌افزار نمی‌تواند خط بین نقطه C و D را درست رسم کند.

1. 3. 6 روند گام‌به‌گام انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی

انجام تحلیل پوش آور مونوتونیک در ۱۲ گام قابل انجام است:

۱. تصمیم گیری در خصوص سطح عملکرد موردنیاز
۲. تعیین و تفکیک اعضای سازه به اصلی و غیر اصلی

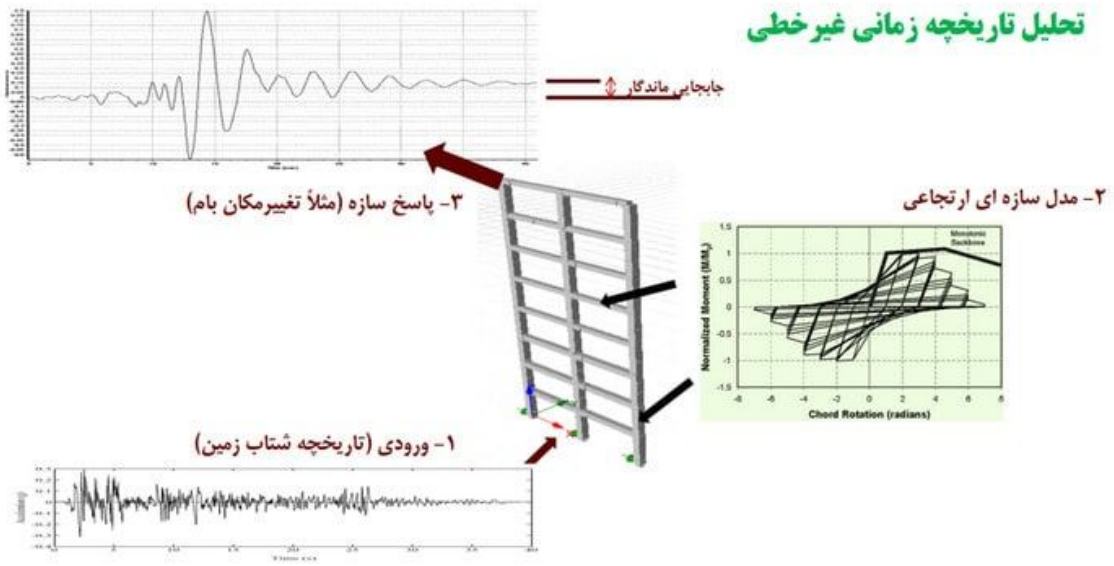
۳. تعیین نقطه کنترل و محاسبه تغییر مکان هدف
۴. تعیین روش تحلیل پوش آور
۵. کنترل شروط استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی
۶. تعیین اعضای تغییرشکل‌کنترل و نیرو کنترل
۷. تعریف مفاصل پلاستیک برای اعضای تغییرشکل‌کنترل و مفاصل نیرویی برای اعضای نیرو کنترل
۸. شناخت محل مفاصل پلاستیک و اختصاص آن‌ها به مدل سازه
۹. تعریف ترکیب بارهای ثقلی و تعریف الگوی بار جانبی برای پوش سازه
۱۰. تنظیم پارامترهای تحلیل سازه
۱۱. کنترل مجوز استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی
۱۲. بررسی معیارهای پذیرش اعضا به تفکیک برای اعضای تغییرشکل‌کنترل و نیرو کنترل در تغییر مکان هدف

1. 4روش تحلیل دینامیکی غیرخطی(Nonlinear Dynamic Procedure)

این تحلیل که تحلیل تاریخچه زمانی نیز نام دارد دقیق‌ترین و درعین‌حال پیچیده‌ترین روش تحلیل و طراحی عملکردی است و هنگامی‌که شروط ذکرشده در بخش ۳,۳,۱ برقرار نباشد باید از این روش استفاده کرد. در این روش، پاسخ سازه و اجزای آن به‌صورت گام‌به‌گام در تمامی مراحل اعمال شتاب پایه زلزله محاسبه می‌شود؛ بنابراین اساساً این روش تحت اثر یک شتاب‌نگاشت مشخص قابل انجام بوده و یک تحلیل گام‌به‌گام است. طبعاً با افزایش مدت‌زمان رکورد شتاب اعمالی یا کاهش گام‌های زمانی تحلیل در این روش، حجم عملیات محاسباتی آن نیز بسیار افزایش می‌یابد درنتیجه این روش پیچیده بوده و نیاز به تجربه بالا در تفسیر نتایج دارد. پس استفاده از این تحلیل برای سازه های خاص یا پروژه های تحقیقاتی و آزمایشگاهی توجیه دارد. ازاین‌رو نتایج حاصل از این تحلیل پس از تأیید یک گروه از کارشناسان متخصص در طراحی سازه ها قابل‌استفاده است. در این روش، پاسخ سازه با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می شود.

تفاوت اساسی مدل‌سازی سازه در این روش با روش استاتیکی غیرخطی این است که در روش دینامیکی غیرخطی باید رابطه نیرو-تغییرمکان (یا لنگر-دوران) غیرخطی تمامی اعضا در نواحی محتمل پلاستیک به‌صورت رفت و برگشتی در مدل لحاظ شود. به چنین مدلی اصطلاحاً مدل رفتاری چرخه‌ای (هیسترتیک) اطلاق می‌شود. این مدل‌ها از قبل بر اساس نتایج آزمایش‌های رفت و برگشتی بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی به دست آمده و برای استفاده در مدل‌سازی غیرخطی کالیبره شده‌اند. این تحلیل نیازمند دانش و تجربه زیادی است.

در این روش با توجه به آن‌که ماتریس سختی و میرایی در طول زمان می‌تواند تغییر کند، پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش های عددی برای گام های زمانی مختلف محاسبه می‌شود. تغییر شکل ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش ذکرشده در آیین نامه موردبررسی قرار گیرد.



شکل ۱۰- روند تحلیل تاریخچه زمانی

1. 4. 1چالش های انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی

یکی از چالش‌ها در تحلیل تاریخچه زمانی انتخاب شتاب نگاشت است. شتاب‌نگاشت باید تا آنجا که ممکن است مناسب منطقه ای باشد که سازه در آنجا واقع شده است؛ اما در بسیاری از حالات شتاب نگاشتی که مختص همان منطقه طرح باشد وجود ندارد و طراح مجبور به استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های رخداده قبلی در مناطقی با شرایط زمین‌شناسی، تکتونیک و ژئوتکنیکی مشابه با محل احداث سازه در دست بررسی و یا استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی است. اینجاست که تأیید این شتاب‌نگاشت ها توسط گروهی از کارشناسان ضروری به نظر می‌رسد چون ممکن است طراح شتاب نگاشت هایی را انتخاب کند که مناسب سازه موردنظر نباشد و روند طراحی آن سازه با خطا همراه باشد. بر اساس نشریه ۳۶۰ تحلیل سازه در هر امتداد باید حداقل برای سه شتاب‌نگاشت انجام شود. پاسخ سازه باید برای زوج شتاب نگاشت ها محاسبه شود. چنانچه کمتر از ۷ زوج شتاب‌نگاشت در نظر گرفته شود پاسخ سازه باید برابر مقدار حداکثر پاسخ ها فرض شود. چنانچه ۷ زوج شتاب نگاشت یا بیشتر در نظر گرفته شود پاسخ سازه می تواند برابر متوسط مقدار پاسخ سازه ها انتخاب شود.

یکی از مهم‌ترین مباحث در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، موضوع مقیاس رکوردها است که معمولاً از طریق مقیاس طیف پاسخ میانگین آن‌ها با طیف زلزله طرح انجام می‌شود. در کارهای تحقیقاتی، می‌توان شتاب‌نگاشت‌ها را بدون مقیاس آن‌ها)عیناً به‌صورت رکورد شده یا (As Recorded نیز مورد استفاده قرار داد که به این تحلیل، اصطلاحاً تحلیل ابری (Cloud Analysis)گفته می‌شود.

2.چالش های مدل‌سازی در طراحی عملکردی

بدون شک مدل‌سازی یکی از اصلی‌ترین بخش‌های انجام هر یک از تحلیل های ذکرشده در روند طراحی و کنترل عملکردی می باشد. درواقع اگر مدل شما درست نباشد، نتایج به‌دست‌آمده اعتباری نخواهد داشت. در این بخش می‌خواهیم درمورد مواردی صحبت کنیم که در روند مدل‌سازی سازه نیاز به دقت بیشتری دارند.

2. 1استفاده از مدل دوبعدی به جای سه بعدی

با پیشرفت نرم افزارهای حوزه مهندسی عمران، انجام تحلیل های ذکرشده آسان تر از گذشته شده است. اولین گام در انجام هر تحلیلی چه در طراحی تجویزی و چه در طراحی عملکردی مدل‌سازی سازه می باشد. مدل‌سازی یکی از مهم‌ترین

بخش های تحلیل و طراحی سازه می باشد و اشتباه در آن می‌تواند نتایج را به‌کلی دگرگون کرده و پیامدهای جبران‌ناپذیری به همراه داشته باشد.

در بخش اول گفتیم که استفاده از روش های غیرخطی دشواری هایی را در پی دارد. مثلاً گفتیم که از ضعف های تحلیل پوش آور همگرا نشدن منحنی ظرفیت سازه است و یا در تحلیل تاریخچه زمانی حجم عملیات بسیار بالا می‌باشد که این امر استفاده از این تحلیل را با استفاده از کامپیوترهای معمولی برای طیف وسیعی از سازه ها غیرممکن می‌سازد. این چالش ها در تحلیل های خطی با دشواری های کمتری روبه‌رو است و تنها نکته ای که باید برای تحلیل های خطی مدنظر قرار دهیم، در نظر گرفتن اثر هم‌زمانی مؤلفه های زلزله است.

پس هرچقدر مدل ما ساده‌تر باشد، خطاهای نرم افزاری و زمان تحلیل ما کمتر خواهد بود. یکی از راهکارها برای ساده سازیِ مدل، استفاده از مدل دوبعدی سازه به‌جای مدل سه‌بعدی آن است. این کار تأثیر به سزایی در کاهش حجم عملیات محاسبات در تحلیل های غیرخطی و به‌خصوص غیرخطی دینامیکی دارد و همچنین در آن نیازی به در نظر گرفتن هم‌زمانِ مؤلفه‌های زلزله نیست، زیرا در این روش نیروی زلزله تنها در یک راستا به سازه اعمال می‌شود. در این بخش می-خواهیم توضیح دهیم که در چه مواردی می‌توان از مدل دوبعدی بجای مدل سه‌بعدی استفاده کرد. مطابق بند ۳-۲-۲ نشریه ۳۶۰ در دو حالت می‌توان از مدل‌سازی دوبعدی بجای سه بعدی استفاده کرد:

۱. سازه دارای دیافراگم صلب باشد و اثرات پیچش در سازه لحاظ شده باشد.
۲. سازه دارای دیافراگم نرم باشد که اثر تغییر شکل دیافراگم برحسب سختی آن باید در آن در نظر گرفته شود.

درنتیجه در سازه های با دیافراگم نیمه صلب حتماً باید از مدل‌سازی سه‌بعدی استفاده کرد.

۳-۲-۲-مدل‌سازی

۳-۲-۲-۱-فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شود. در موارد ذکرشده ذیل می‌توان از مدل دوبعدی نیز استفاده نمود.

الف–در صورتی که سازه دارای دیافراگم صلب مطابق با تعریف بند (۳-۲-۴) و ضوابط فصل ۸ باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (۳-۲-۳) ملحوظ شده باشد.

ب– در صورتی‌که سازه دارای دیافراگم نرم مطابق با تعریف بند (۳-۲-۴) و ضوابط فصل ۸ باشد و ضوابط بند (۳-۲-۴) رعایت شود.

مطابق فصل ۸ نشریه ۳۶۰ دیافراگم ها ازنظر صلبیت به‌صورت زیر تعریف می‌شوند.

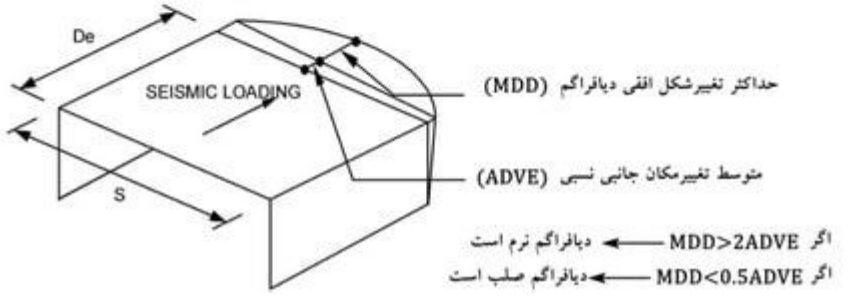
۱. اگر حداکثر تغییر شکل دیافراگم بزرگ‌تر از ۲ برابر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی آن طبقه باشد، آن دیافراگم نرم محسوب می‌شود.
۲. اگر حداکثر تغییر شکل دیافراگم کمتر از نصف متوسط تغییر مکان جانبی نسبی آن طبقه باشد، آن دیافراگم صلب محسوب می‌شود.
۳. اگر دیافراگمی نه صلب و نرم باشد، آن دیافراگم نیمه صلب محسوب می‌شود.

دیافراگم‌ها طبق ضوابط فصل ۸ به صورت صلب، نیمه‌صلب و یا نرم دسته‌بندی می‌شوند.

در مدل‌سازی سازه‌های با دیافراگم نیمه‌صلب و یا نرم باید اثر تغییرشکل دیافراگم برحسب سختی آن درنظرگرفته شود. به عنوان یک روش جایگزین در سازه‌هایی که دارای دیافراگم نرم در تمامی طبقات باشند، می‌توان قاب‌های موجود در سیستم قائم باربر جانبی سازه را به صورت مجزا و از طریق مدل‌سازی دوبعدی و با تخصیص جرم متناسب با سطح باربری قاب‌ها تحلیل نمود.

۸-۲-۳- دسته بندی دیافراگم از نظر صلبیت

دیافراگم‌ها به صورت صلب، نیمه‌صلب و یا نرم دسته‌بندی می‌شوند. چنانچه حداکثر تغییرشکل افقی دیافراگم بزرگ‌تر از ۲ برابر متوسط تغییرمکان جانبی نسبی آن طبقه باشد، آن دیافراگم نرم محسوب می‌شود. در دیافراگم صلب این نسبت باید کم‌تر از ۰/۵ باشد. دیافراگمی که نه صلب و نه نرم باشد، دیافراگم نیمه‌صلب نامیده می‌شود. منظور از تغییرمکان نسبی طبقه، تغییرمکان جانبی سیستم‌های قائم باربر جانبی آن طبقه نسبت به طبقه زیرین می‌باشد.



شکل ۱۱- معرفی انواع دیافراگم

همچنین اثرات پیچش در سازه های سه بعدی باید با استفاده از ضریبی در سازه های دوبعدی اعمال شود. این ضریب که ضریب تغییر مکان یا η نام دارد، اگر از ۱,۵ بیشتر باشد، حتماً باید از مدل‌سازی سه بعدی برای تحلیل سازه استفاده کرد. لازم به ذکر است که ضریب η دقیقاً برابر با ضریب Aj در استاندارد ۲۸۰۰ است.

در صورت استفاده از مدل دوبعدی مطابق نشریه ۳۶۰، ضریب تغییر مکان در مدل دوبعدی به‌صورت زیر اعمال می‌شود:

۱. در تحلیل های خطی، باید مقادیر نیروها و تغییر شکل ها در حداکثر مقدار η ضرب شوند.
۲. در تحلیل غیرخطی استاتیکی، تغییر مکان‌های هدف باید در حداکثر مقدار η ضرب شوند.
۳. در تحلیل غیرخطی دینامیکی، دامنه شتاب‌نگاشت‌های زلزله هدف باید در حداکثر مقدار η ضرب شوند.

2 .2مدل‌سازی خاک و در نظر اندرکنش خاک و سازه

اثر اندرکنش خاک و سازه را می‌توان در نرم‌افزار ایتبس تعریف کرد. این کار ممکن است زمان‌بر باشد و چالش‌هایی را در روند طراحی و کنترل به وجود آورد. در نظر گرفتن اثرات اندرکنشی خاک و سازه همواره لازم نیست. بر اساس نشریه ۳۶۰، در مواردی که افزایش زمان تناوب ساختمان به دلیل اندرکنش خاک سبب افزایش شتاب‌های طیفی سازه شود (مثلاً سازه‌های واقع بر روی خاک نرم و یا نزدیک به گسل) اثر اندرکنش خاک و سازه باید مدنظر قرار گیرد. در سایر موارد درنظرگرفتن این اثر اجباری نیست.

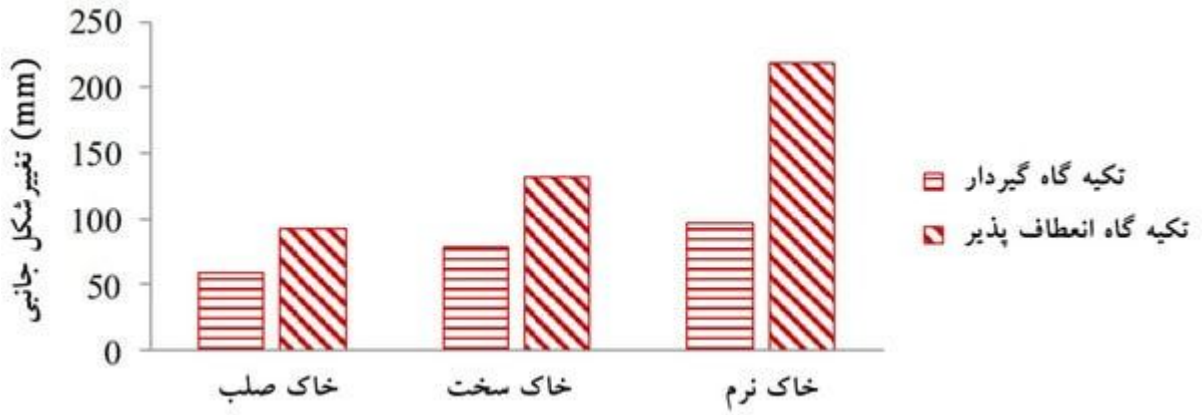
درنتیجه مطابق نشریه ۳۶۰، در اکثر سازه های معمول نیازی به در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نیست. در مواردی که مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه اجباری است، می‌توان از روش های ذکرشده از این بند برای مدل‌سازی در نرم افزار استفاده کرد.

۳-۲-۶-اندرکنش خاک و سازه

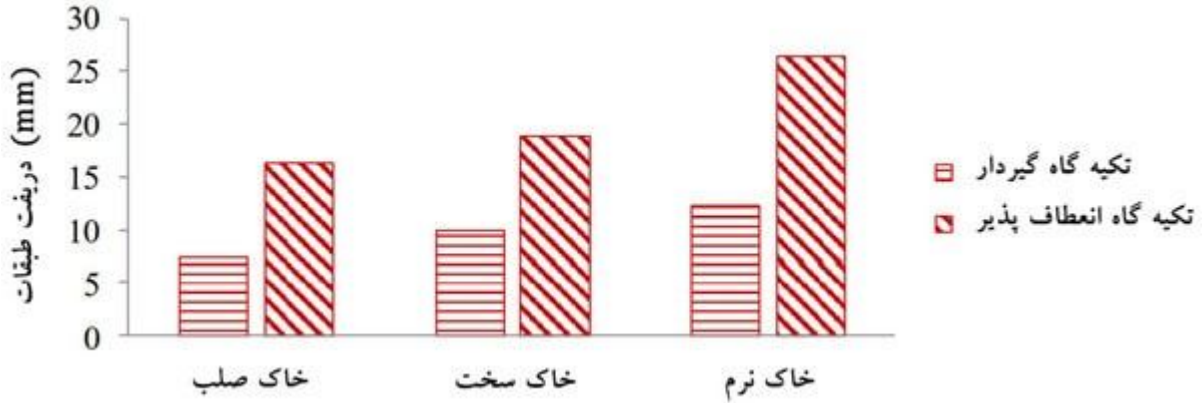
در مواردی که افزایش زمان تناوب ساختمان به دلیل اندرکنش با خاک سبب افزایش شتاب‌های طیفی سازه شود (مثلا سازه‌های واقع بر روی خاک نرم و یا نزدیک به گسل) اثرات اندرکنش خاک و سازه باید مدنظر قرار گیرد. در سایر موارد در نظر گرفتن این اثر اجباری نیست.

بستر نرم سازه هنگام زلزله باعث افزایش دوره تناوب سازه می‌شود. این افزایش موجب افزایش تقاضای شکل پذیری سازه می‌شود و ممکن است تغییر شکل های دائمی را در سازه بیشتر کند. پس در این حالت اندرکنش خاک و سازه اهمیت قابل‌توجهی خواهد داشت. به‌عنوان‌مثال کشور مکزیک را در نظر بگیرید.

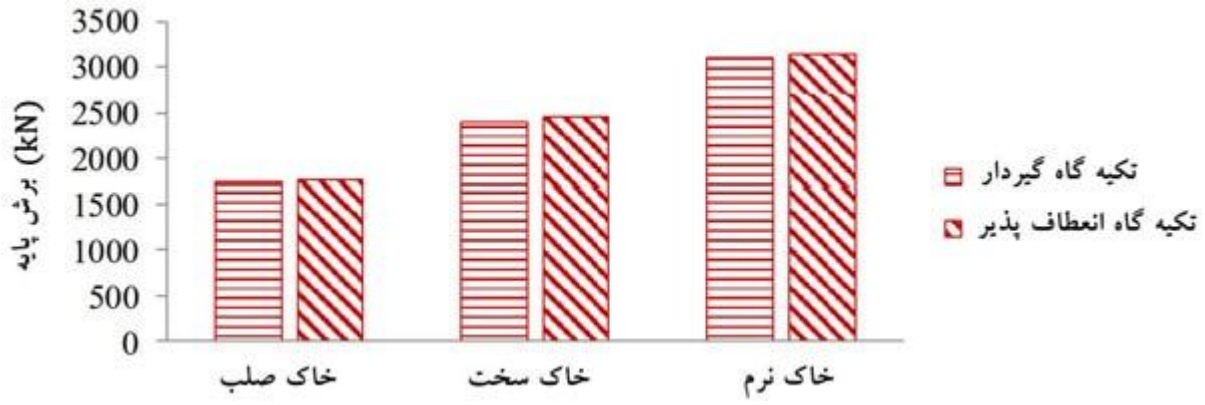
در این بخش نمونه ای از تفاوت های تغییر شکل جانبی، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، برش پایه و لنگر اعضای یک ساختمان ۱۰ طبقه در شرایطی که روی خاک صلب، سخت و نرم واقع شده باشد در قالب چهار نمودار آورده شده است.



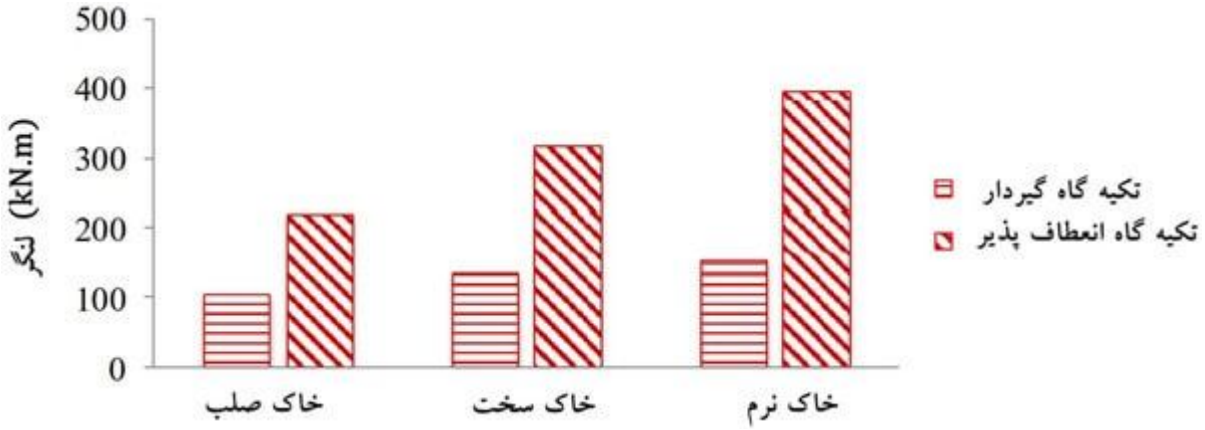
شکل ۱۳- مقایسه تغییر شکل جانبی ساختمان ها با تکیه گاه گیردار و انعطاف‌پذیر برای خاک‌ها با شرایط مختلف



شکل ۱۴-مقایسه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ساختمان ها با تکیه گاه گیردار و انعطاف‌پذیر برای خاک‌ها با شرایط مختلف



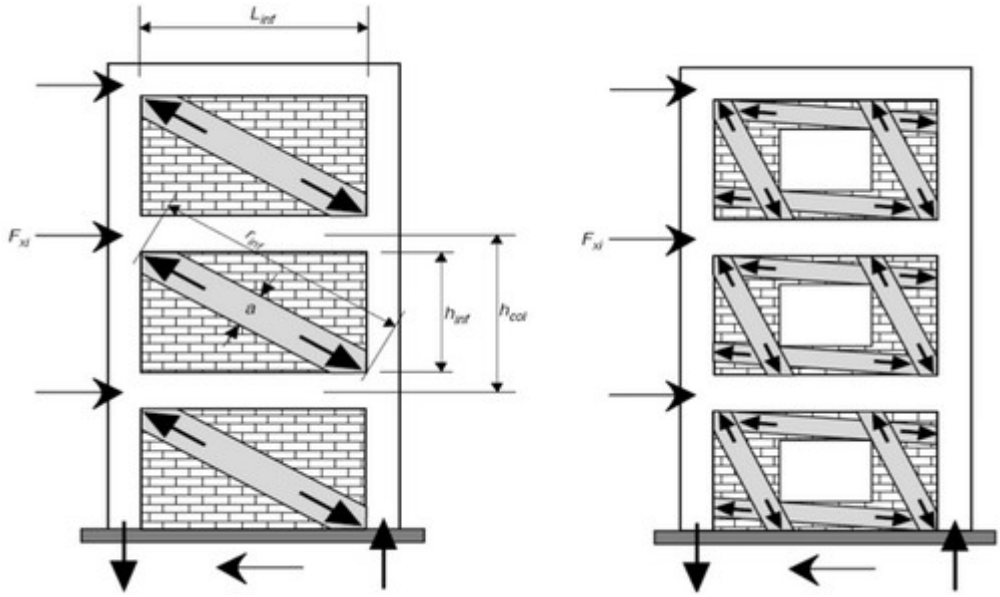
شکل ۱۵-مقایسه برش پایه ساختمان ها با تکیه گاه گیردار و انعطاف‌پذیر برای خاک‌ها با شرایط مختلف



شکل ۱۶-مقایسه لنگر ستون های ساختمان ها با تکیه گاه گیردار و انعطاف‌پذیر برای خاک‌ها با شرایط مختلف

3 .2مدل‌سازی میانقاب ها در طراحی و تحلیل عملکردی سازه ها

پس زلزله های اخیر رخداده در کشورمان، نقش میانقاب ها در عملکرد لرزه ای ساختمان را کاملاً آشکار کرده است. درنتیجه در نظر گرفتن اثرات میانقاب ها یکی از مهم‌ترین بخش های مدل‌سازی یک ساختمان در طراحی و تحلیل عملکردی آن است. اگر جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند، نیازی به در نظر گرفتن آن‌ها در مدل نیست، اما اگر این‌طور نباشد میانقاب ها تأثیر زیادی بر عملکرد لرزه ای سازه دارند و حتماً باید مدل شوند. مطابق فصل ۸ نشریه ۳۶۰، میانقاب ها در سازه می‌توانند به‌صورت دستک های فشاری مدل شوند. لازم به ذکر است که با توجه به پیوست ششم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ که در اواسط سال ۹۸ منتشرشده، جدا کردن میانقاب از قاب سازه در سازه‌های بلندتر از چهار طبقه و همچنین سازه‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد الزامی می‌باشد، درنتیجه توصیه می‌شود همواره طراحی را با فرض عدم مزاحمت میانقاب برای قاب انجام دهیم و در زمان اجرا هم از اجرای میانقاب غیر پیوسته اطمینان حاصل کنیم.



شکل ۱۷-جایگزینی میانقاب با دستک فشاری معادل

3.نتیجه‌گیری

با به‌روزرسانی آیین نامه، روند طراحی سازه ها بیشتر به سمت روش های طراحی عملکردی سوق پیدا می‌کند، درنتیجه آشنایی با روش های طراحی عملکردی بیش‌ازپیش اهمیت می یابد. برای انجام تحلیل های عملکردی می‌توان همانند طراحی تجویزی از تحلیل های استاتیکی و دینامیکی خطی (اما در قالبی متفاوت) و یا از تحلیل های غیرخطی استفاده کرد. روش های خطی مناسب ارزیابی و بهسازی لرزه ای سازه های موجود می باشند و برای طراحی سازه های جدید نمی‌توان از آن‌ها استفاده کرد. به علت تقریب بالای روش های خطی، نتایج به‌دست‌آمده از آن عموماً دست بالا می باشد. در صورتی که استفاده از تحلیل های خطی امکان‌پذیر نباشد، می‌توان از تحلیل های استاتیکی یا دینامیکی غیرخطی استفاده کرد. البته انجام یک تحلیل خطی پیش از انجام تحلیل های غیرخطی دید خوبی را نسبت به عملکرد سازه به طراح می‌دهد. تحلیل های غیرخطی از دقت بسیار بالاتری نسبت به روش های خطی برخوردار هستند، اما با افزایش دقت، طبعاً حجم محاسبات و پیچیدگی آن‌ها نیز افزایش می یابد. این موضوع برای تحلیل دینامیکی غیرخطی مشهودتر است به طوری که امکان تحلیل بسیاری از سازه ها با کامپیوترهای معمولی به روش دینامیکی غیرخطی وجود ندارد.

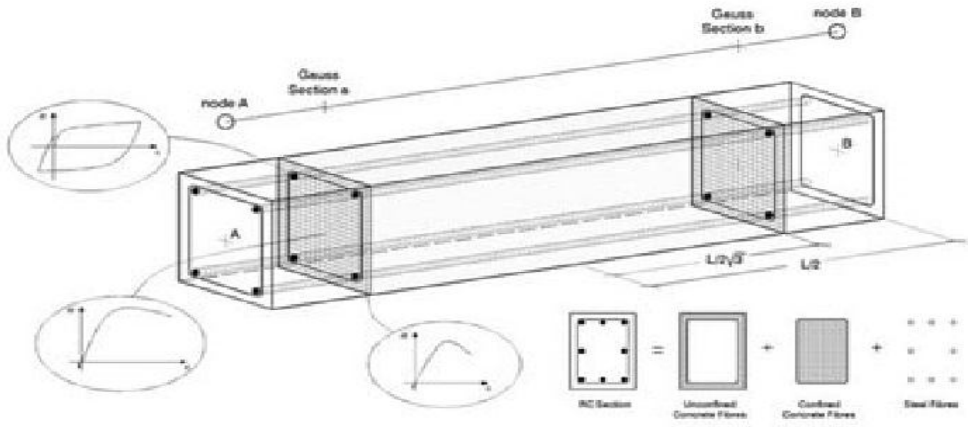
یکی از پیش‌نیازهای انجام هر تحلیلی مدل‌سازی صحیح سازه می باشد. با توجه با حجم بالای محاسبات در تحلیل های غیرخطی، هر چه مدل ما ساده‌تر باشد، با چالش های کمتری روبه‌رو خواهیم بود. در بعضی از مواقع می توان از مدل های دوبعدی بجای مدل های سه بعدی استفاده کرد و با این کار حجم محاسبات و پیچیدگی های آن کاهش چشم‌گیری خواهد داشت. علاوه بر این، هنگامی‌که افزایش زمان تناوب ساختمان سبب افزایش شتاب طیفی نشود (حالت مرسوم در طراحی)، می‌توان از اندرکنش بین سازه و خاک صرفه نظر کرد اما درصورتی‌که در نمودار طیف افزایش زمان تناوب سبب افزایش شتاب طیفی شود، مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه الزامی است.

تحلیل دینامیکی خطی ...

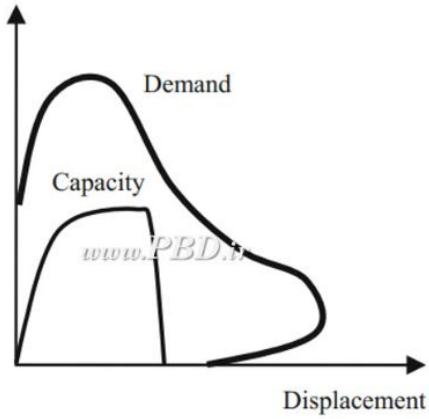
روند کلی ارزیابی عملکرد به روش دینامیکی خطی:

توجه: روش دینامیکی خطی فقط برای ارزیابی عملکرد سازه های موجود (و بهسازی) کاربرد دارد. استفاده از این روش برای طراحی سازه های جدید مجاز نمی باشد. در استاندارد ۲۸۰۰، برای طراحی سازه های جدید می توان از روش های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی استفاده نمود. با این وصف، در پروژه حاضر و با توجه به اهداف آموزشی، روش دینامیکی طیفی برای یک سازه جدید طراحی شده براساس آیین نامه های جدید آموزش داده خواهد شد.

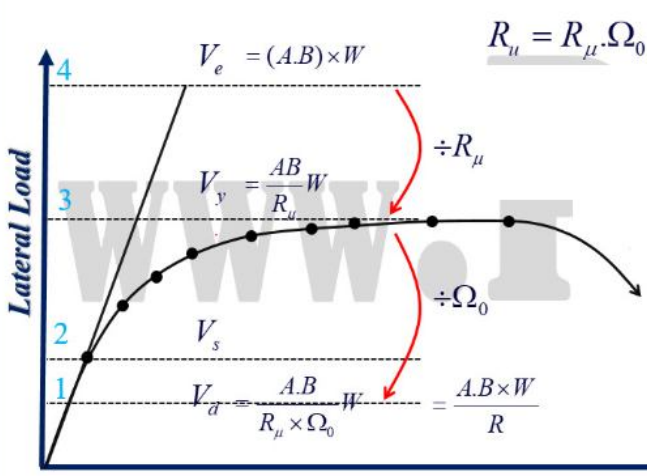
مدل سازی غیرارتجاعی به روش پلاستیسیته گسترده (اجزا فایبر)



بنابراین مدل فایبر نیازمند رفتار تنش-کرنش مصالح تشکیل دهنده مقطع است



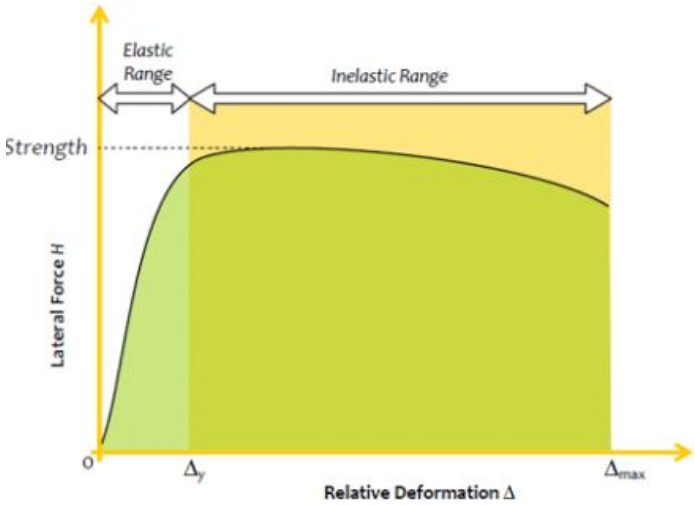
Seismic Demand versus Capacity



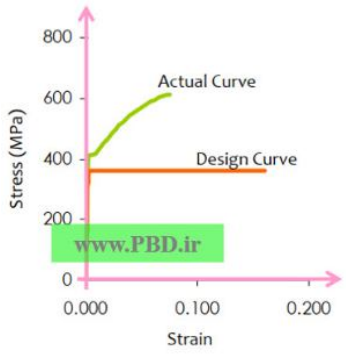
$R_u = R_\mu . \Omega_0$ $\quad R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$ $\quad \Omega_0 = \frac{V_y}{V_d}$

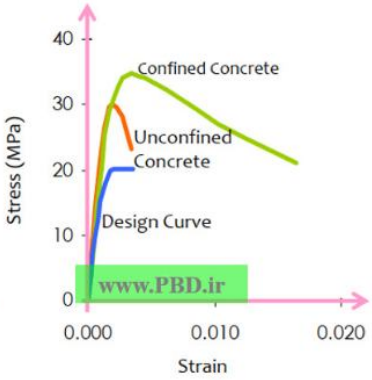
$R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$

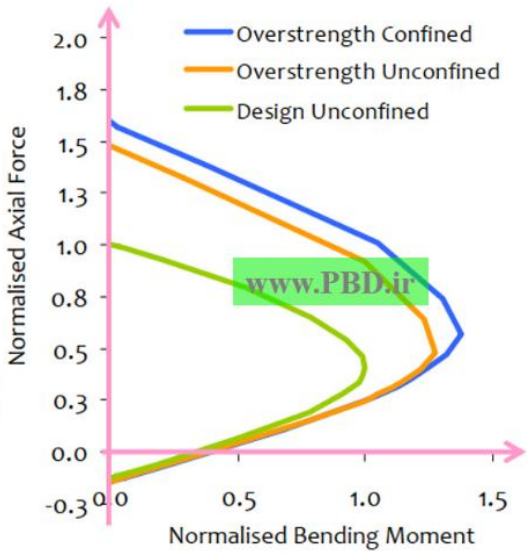
ضریب کاهش نیرو به واسطه شکل‌پذیری : (R_μ)

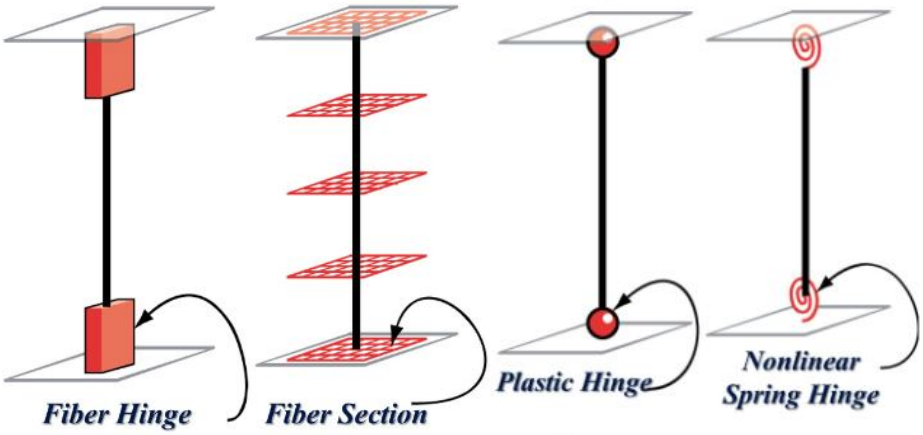


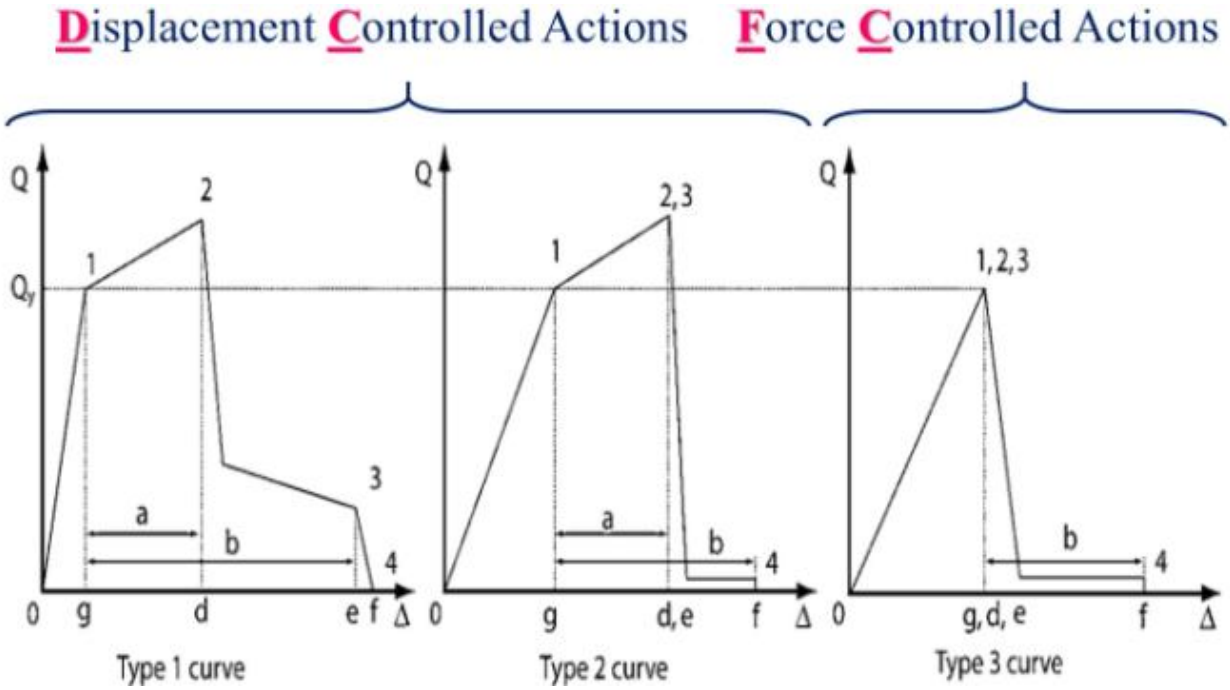
Ω_M : Material Overstrength

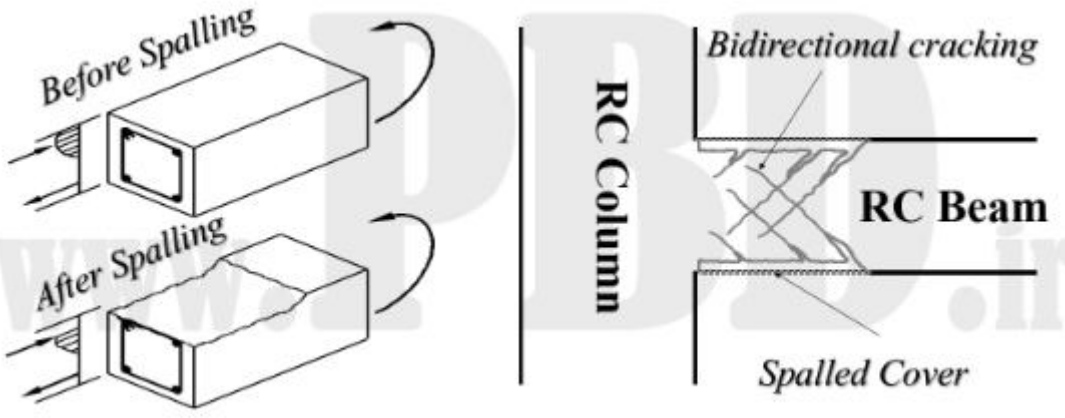


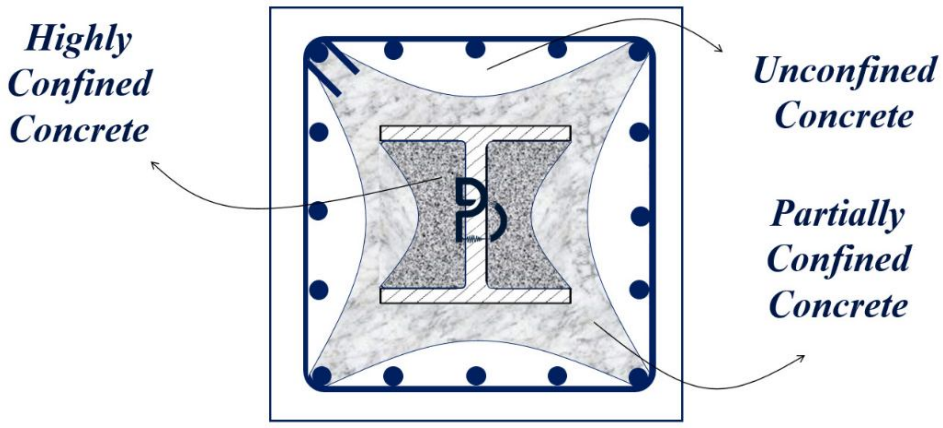





Fiber Hinge
Fiber Section
Plastic Hinge
Nonlinear
Spring Hinge


Displacement Controlled Actions
Force Controlled Actions
Q
Qy
1
2
3
4
a
b
0
g
d
e
f
Δ
Type 1 curve
2,3
d,e
Type 2 curve
1,2,3
g,d, e
Type 3 curve


Before Spalling
After Spalling
RC Column
Bidirectional cracking
RC Beam
Spalled Cover



۱-انتخاب شرایط ساختگاهی مناسب با نوع خاک مطلوب طرح لرزه‌ای
۲-اجتناب در استفاده از جرم‌های غیرضروری در پیکربندی ساختمان
۳-استفاده از پیکربندی ساده سازه‌ای و با حداقل آثار پیچشی
۴-اجتناب از تغییرات ناگهانی مقاومت و سختی در ارتفاع ساختمان
۵-جلوگیری از تشکیل طبقه نرم
۶-تامین مهارجانبی کافی برای کنترل دریفت از طریق دیوارهای برشی
۷-جلوگیری از ایجاد اختلال در رفتار جانبی سازه توسط اجزای غیر سازه‌ای

انسجام و یکپارچه‌سازی سقف‌های طاق ضربی

انسجام و یکپارچه‌سازی سقف‌های طاق ضربی
۱-برداشتن کف‌سازی و نمایان کردن تیرهای فولادی
۲-اجرای برش‌گیرها و مش‌بندی آرماتور
۳- بتن ریزی سقف

مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی با افزودن دیوار برشی

اضافه کردن دیوار برشی (روش افزایش مقاومت کلی)
۱- یکی از روش‌های مرسوم برای مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی غیرشکل‌پذیر بتنی اضافه کردن دیوار برشی می‌باشد.
۲-با مهار و اتصال مناسب ستون‌های موجو می‌توان از این المان‌ها به عنوان المان مرزی دیوار برشی استفاده کرد.
۳-المان‌های اضافه شده ترجیحا در بیرونی‌ترین قاب‌های ساختمان قرار می‌گیرند.
۱- یکی از طرح‌های مقاوم سازی برای ستون‌های بتنی استفاده از ژاکت بتنی می‌باشد.
۲-در این روش مقاوم‌سازی اساسا دو هدف ملاک عمل قرار می‌گیرد:
-افزایش مقاوم برشی مقطع
-بهبود مقاوم خمشی ستون
۳-از جمله متدهای دیگر توسعه یافته در این راستا می‌توان به گزینه‌های زیر اشاره کرد:
شکل‌پذیری تیرهای بتن‌آرمه به سه پارامتر مهم بستگی دارد :
۱- مقدار آرماتور طولی کششی و آرماتور فشاری در محل مفصل پلاستیک(نسبت بین اختلاف مقدار آرماتور کششی و فشاری با مقدار آرماتور بالانس)
۲- مقدار آرماتور عرضی مقطع در محل مفصل پلاستیک (برای رسیدن به بیشترین شکل‌پذیری، ASCE41-17 می‌دارد تا مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت‌ها حداقل به اندازه ۷۵٪ کل مقاومت برشی مقطع باشد)

۳- مقدار نیروی برشی در محل مفصل پلاستیک (نسبت بین مقدار برش نهائی در محل مفصل پلاستیک به مقاومت برشی بتن)

Moment Curvature Curve

انحنای مقطع تحت خمش را می‌توان با توجه توزیع تنش و کرنش مصالح در مقطع محاسبه کرد. البته این روند به صورت محاسبات عددی بودی و روندی مبتنی بر سعی و خطا دارد. برای نحوه محاسبه منحنی ممان - انحنا می‌توانید به مقاله "رفتار غیرخطی *مقطع* برای طراحی عملکردی و مقاوم سازی" مراجعه بفرمایید.

در این مقاله به بررسی نقاط مختلف این منحنی خواهیم پرداخت.

بخش A تا B در منحنی لنگر - انحنا:

در این بخش رفتار مصالح فولادی و بتنی در محدوده خطی می‌باشد و بتن به تنش ترک خوردگی نرسیده است. بنابراین مقطع با کل اجزای خودش سرویس سختی و مقاومتی خواهد داشت. به این قسمت، محدوده الاستیک گفته می‌شود.

ترک خوردگی :

بعد از نقطه B مقدار لنگر مقطع به حد ترک خوردگی رسیده و بخش کششی بتن دچار ترک خواهد شد. در این حالت به دلیل از دست دادن بخش کششی مقطع، مقدار ممان اینرسی مقطع کاهش قابل ملاحظه‌ای خواهد داشت. همان طور که مشاهده می‌شود بعد از نقطه B مقدار شیب این منحنی کمتر شده است و به شیب حد ترک خوردگی نزول یافته است.

بخش C تا D در منحنی لنگر - انحنا :

این ناحیه کماکان رفتار مصالح فولادی و بتنی خطی بوده و می‌توان از محاسبات مقاومت مصالح کمک گرفت. لیکن بایستی توجه داشت که بخشش کششی بتن از گردونه محاسبات خارج شده است. به این قسمت، محدوده الاستوپلاستیک گفته می‌شود. در این محدوده تنش فشاری بتن کمتر از نصف مقاومت فشاری و تنش آرماتورهای طولی کمتر از تنش تسلیم می‌باشد. عمق تارخنثی در طول این مسیر کلا ثابت می‌باشد و کم نخواهد شد.

بخش D تا E در منحنی لنگر - انحنا :

در این محدوده آرماتورهای طولی کماکان رفتار ارتجاعی داشته ولی به دلیل ازدیاد تنش فشاری در بتن (بیشتر شدن تنش فشاری بتن از نصف مقاومت فشاری بتن) شاهد ظهور رفتار غیرخطی در منحنی ممان - انحنا خواهیم بود. البته این بخش از منحنی ممان - انحنا ممکن است در یک مقطع باشد و در دیگری نباشد. وابسته شکل مقطع و توزیع آرماتورهای طولی، اگر قبل از جاری شدن آراتورهای طولی، تنش بتن فشاری از نصف مقاومت فشاری آن تجاوز کند در این صورت شاهد این بخش غیرخطی ممان - انحنا خواهیم بود در غیر این صورت این بخش از منحنی ممان - انحنا حذف خواهد شد.

نقطه E :

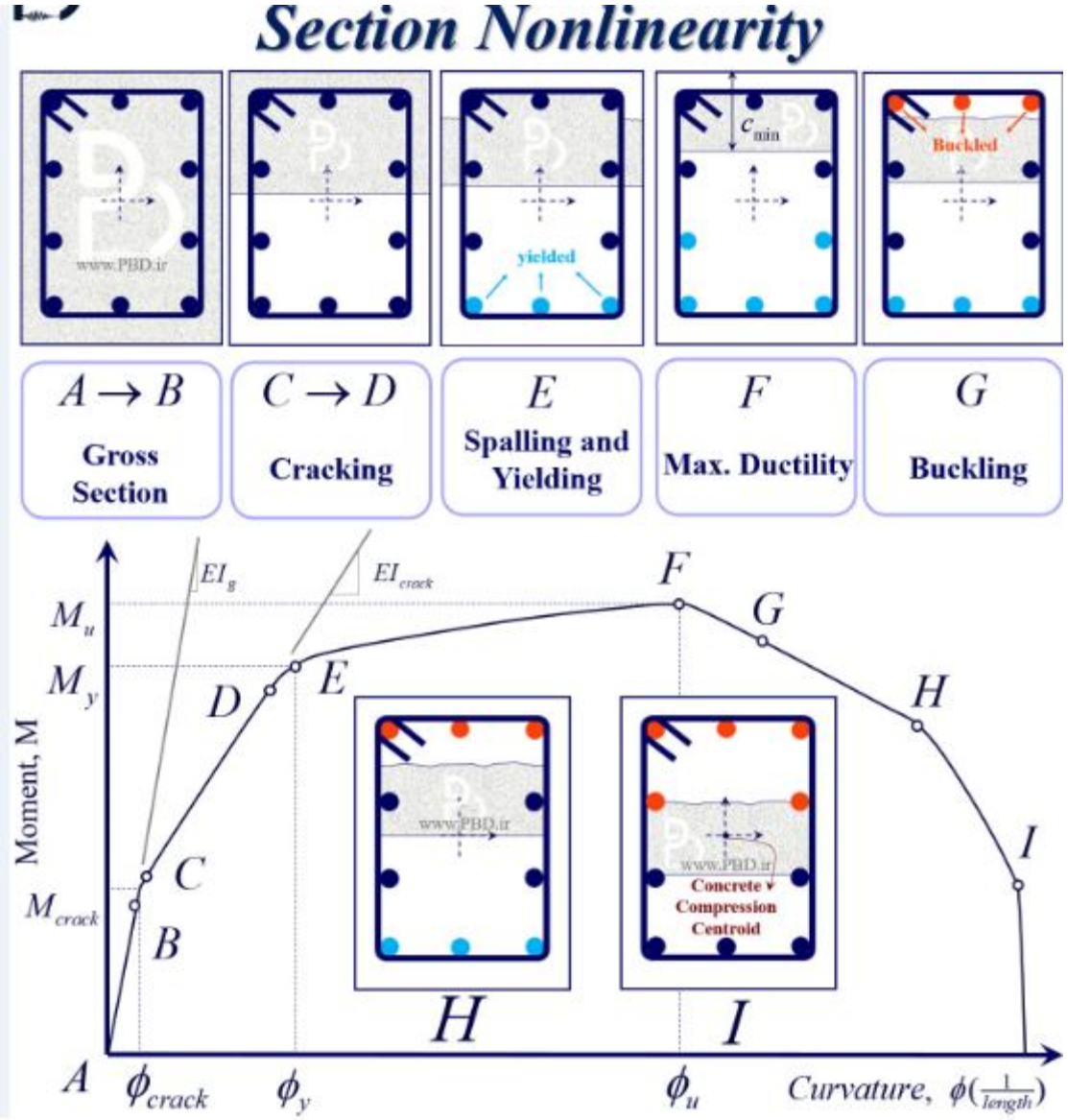
در این نقطه آرماتورهای طولی مقطع در کشش جاری شده و تسلیم مقطع اتفاق می‌افتد. شکل‌پذیری مقطع از این نقطه آغاز خواهد شد. از این نقطه به بعد به دلیل افزایش تغییرشکل‌ها در آرماتورهای طولی، عمق تار خنثی به مرور کم و کمتر خواهد شد. البته بایستی توجه داشت که به دلیل تسلیم آرماتورهای طولی از نقطه E به بعد مقدار نیروی کششی مقطع تقریبا ثابت خواهد بود (با احتساب سخت شوندگی مجدد برای آرماتورهای طولی افزایش نیروی کششی مقطع نسبت به مراحل قبل به نسبت کمتر خواهد بود) بنابراین به دلیل تعادل فشاری و کششی مقطع، مقدار نیروی فشاری وارد به مقطع فشاری بتن نیز تقریباً ثابت خواهد بود. در نتیجه هرچه از نقطه E دورتر شویم با کاهش عمق تار خنثی تنش فشاری وارد به بتن افزایش می‌یابد.

نقطه F:

این نقطه معرف بزرگترین مقدار لنگر خمشی قابل تحمل توسط مقطع بتن‌آرمه می‌باشد. در این نقطه عمق تارخنثی به کمترین مقدار خودش خواهد رسید و در صورت کاهش عمق تارخنثی به دلیل اینکه بتن مقطع قادر به تحمل تنش‌های مذکور نمی‌باشد بتن هسته شروع به خرد شدن خواهد کرد. که با خرد شدن بتن شاهد رفتار نزولی در منحنی بعد از نقطه F خواهیم بود.

بخش F تا H در منحنی لنگر - انحنا :

بعد از نقطه F و با شروع خرد شدن بتن هسته آرماتورهای طولی فشاری نیز دچار شمانش خواهند شد این دو مورد باعث ظهور شیب منفی در منحنی ممان - انحنای مقطع خواهد شد. در این قسمت مقطع به مرور مقاومت خمشی خود را از دست خواهد داد. محدوده F تا H از منحنی ممان - انحنا همان بخش عقبگرد تا خنثی می‌باشد. با خرد شدن بتن هسته از بخش بالایی مقطع نیاز به بتن جدید برای تحمل فشار وارده می‌باشد بنابراین بخشی از بتن مقطع که سابقاً در کشش بوده بایستی در فشار بیفتد و به باربری فشاری بتن کمک کند تارخنثی با عقبگرد خودش این امکان را فراهم خواهد کرد. چون این بتنی که سابقا در کشش بوده و اکنون در فشار خواهد افتاد در مقایسه با بتن خرد شده مقطع فاصله کمتری نسبت به تارخنثی دارد بنابراین مساحت بیشتری از بتن فشاری خرد شده لازم خواهد بود تا جبران مقاومت از دسته را انجام دهد که البته به دلیل کمانش آرماتورهای طولی فشاری این امکان وجود نداشته و خرد شدن بتن و عقبگرد تارخنثی در مجموع اثرات منفی در منحنی ممان - انحنا خواهند داشت.



نقطه H :

این نقطه معرف حالتی از مقطع است که در آن تارخنثی مقطع به آکس مقطع رسیدن باشد. به عبارت بهتر یعنی تار بالایی تار خنثی که تحت فشار است کمترین بازوی لنگر را داشته و عملاً این بازوی لنگر صفر می‌باشد. این قسمت از بتن

فشاری مقطع که فاصله‌ای با آکس مقطع ندارند در لنگر مقاوم مقطع سهمی نخواهند داشت. این نقطه از نمودار آستانه فروریزش مقطع می‌باشد.

بخش H تا I در منحنی لنگر - انحنا :

پس از عبور از نقطه H تارخنثی مقطع از آکس مقطع عبور خواهد کرد. این بدان معنی است که بتن فشاری که قبلاً تولید نیروی مقاوم برای مقطع می‌کرد و در بابری مقطع مشارکت داشت اکنون تولید نیروی محرک برای مقطع خواهد داشت و به نوعی برای ناپایداری جانبی مقطع کمک می‌کند. به خاطر همین پس از نقطه H شیب منحنی ممان - انحنا بیشتر شده و شدت کاهش مقاومت خمشی افزایش پیدا می‌کند. نقطه H به نقطه افت قابل ملاحظه مقطع معروف می‌باشد. در منحنی ظرفیت ستون‌های بتنی که توسط ASCE41 و نشریه ۳۶۰ ارائه می‌شود این نقطه همان نقطه انتهایی در سخت شوندگی مجدد مقطع می‌باشد و در منحنی ظرفت آئین‌نامه با نقطه C نشان داده می‌شود. در این قسمت از منحنی ممان - انحنا بخش اعظمی از بتن مقطع تحت خمش خرد شده است و با توجه به مقدار بار محوری فشاری موجود در مقطع ممکن است نقطه I در منحنی باشد یا اینکه حذف شود به این صورت که اگر بخش باقی مانده از بتن توانایی تحمل مقدار بارمحوری فشاری داشته باشد در این صورت در این قسمت مقطع به لحاظ جانبی ناپایدار بوده ولی به لحاظ ثقلی پایدار خواهد بود ولی در صورتی که مقدار بارمحوری فشاری بسیار زیاد باشد در این صورت در این بخش ناپایداری جانبی و ثقلی باهم رخ خواهد داد بنابراین در این حالت شاهد نقطه I در منحنی نخواهیم بود. در این منحنی که در تصویر ملاحظه می‌فرمایید فرض شده است که بارمحوری فشاری ستون کم بوده و مقطع در این محدوده کماکان پایداری ثقلی خودش را حفظ می‌کند.

نقطه I :

نقطه I معرف حالتی است که در آن مرکز بتن فشاری به آکس مقطع می‌رسد و کل بتن فشاری تولید نیروی محرک خواهد کرد و در این قسمت فروریزش نهائی مقطع رخ می‌دهد. در این نقطه از منحنی ممان - انحنا در این قسمت مقطع پایداری ثقلی خود را از دست داده و به صورت کامل حذف می‌شود. نقطه I از منحنی در آئین‌نامه‌ها با نقطه E از منحنی ظرفیت نشان داده می‌شود. پس از نقطه I سقوط به صفر خواهد بود و کار مقطع در همین نقطه تمام می‌شود. همانطور که در قسمت قبلی اشاره شد وجود یا عدم وجود نقطه I در ستون‌های بتن‌آرمه وابسته به مقدار بارمحوری فشاری می‌باشد برای سطوح بارمحوری فشاری کم این نقطه در منحنی ظرفیت ستون وجود خواهد داشت و در صورتی که بار محوری از حدی فرا تر رود این نقطه کم کم حذف شده و همان نقطه H پایان کار مقطع خواهد بود.

مهار آرماتورهای طولی در ستون‌های بتنی

اجرای آرماتورهای طولی در گوشه‌های داخلی مقاطع Z و T و L شکل، به دلایل زیر می‌تواند اختیاری باشد:

۱- به دلیل فاصله این آرماتورها کمتر نسبت به تارخنثی، عملا در بهبود مقاومت خمشی مقطع نقشی نخواهند داشت.

۲-به دلیل عدم مهار این آرماتورها توسط گوشه‌های خاموت‌ها و سنجاقک‌ها، در همان ابتدای بارگذاری دچار کمانش خواهند شد.

۳- به هر حال در تمامی موارد این آرماتورها بدون دخالت در مشخصات مقاومتی، در مقطع اجرا می‌شوند.

تاثیر آماتورهای عرضی در شکل‌پذیری ستون‌های بتن‌آرمه

تمامی موارد زیر باعث افزایش شکل‌پذیری ستون‌ها و تیرهای بتن‌آرمه می‌شود:

۱- کاهش فاصله خاموت‌ها

۲-افزایش قطر خاموت‌ها

۳-شکل خاموت‌ها

۴-آرایش خاموت‌ها

۵-افزایش مقاومت تسلیم خاموت‌ها

مهار آرماتورهای طولی در ستون‌های بتنی

اجرای آرماتورهای طولی در گوشه‌های داخلی مقاطع Z و T و L شکل، به دلایل زیر می‌تواند اختیاری باشد:
۱- به دلیل فاصله این آرماتورها کمتر نسبت به تارخنثی، عملا در بهبود مقاومت خمشی مقطع نقشی نخواهند داشت.
۲-به دلیل عدم مهار این آرماتورها توسط گوشه‌های خاموت‌ها و سنجاقک‌ها، در همان ابتدای بارگذاری دچار کمانش خواهند شد.
۳- به هر حال در تمامی موارد این آرماتورها بدون دخالت در مشخصات مقاومتی، در مقطع اجرا می‌شوند
۱- به دلیل عدم اجرای وال‌پست و مهار، میان قاب‌های طبقه اول و دوم تخریب کامل داشته‌اند و میان قاب‌های طبقه سوم نصفشان تخریب شده‌اند. و چون میانقاب‌ها تا بیخ ستون‌ها اجرا شده‌اند لذا سختی کاذب ایجاد شده در طبقه سوم باعث خرابی کم و بیش در ستون‌های طبقه دوم شده است شده است.
۲- اگر میان‌قاب‌ها دارای فاصله مناسب از ستون‌های قاب خمشی باشند امکان نوسان راحتتر، برای ستون‌ها ایجاد شده لذا مشکلی برای رفتار جانبی پیش نمی‌آید.
۳- ستون‌های بتن‌آرمه در بارگذاری رفت و برگشتی بخشی از بتن مقطع را به دلیل خرد شدن از دست می‌دهند، حال مساحت بتن باقی مانده وظیفه تامین باربری ثقلی را عهده‌دار خواهد بود. اگر مقدار نیروی محوری بیشتر از ظرفیت بتن باقی مانده باشد در این صورت بعد از ناپایداری جانبی ستون بتنی، انهدام ثقلی نیز رخ داده و در برخی موارد سقف را دچار بحران می‌کند. ستون شماره ۵ در این سازه نیز همین شرایط را دارا می‌باشد. در این ستون سطح بتن باقی مانده جواب‌گوی بار محوری نبوده و با انهدام محوری آن سقف کج شده و در آستانه فروریزش می‌باشد.
کمانش ستون‌های بتن‌آرمه
ستون‌های موجود در این تصاویر به دلایل زیر از سرویس‌دهی در باربری ثقلی و لرزه‌ای ساختمان بازمانده‌اند:
- کیفیت نامناسب بتن
- عدم کفایت آرماتورهای طولی در باربری فشاری ستون به دلیل تعداد کم آنها
-فواصل زیاد برای خاموت ها
- بازشدن خاموت ها به دلیل عدم کفایت قلابهای اجرا شده
-کمانش موضعی آرماتورهای طولی
-کمانش کلی ستون بتنی

1-شکست خمشی:

برخلاف سایر شکستها، خرابی خمشی دارای شکل‌پذیری اتلاف انرژی مناسبی می‌باشد. به صورتی که شروع آسیب، خسارت و خرابی با خمش آغاز شده و در نهایت فروریزش، گسیختگی و انهدام نیز با خمش خواهد بود در این مسیر که به حوزه فرا ارتجاعی معروف است هر چقدر بدون زوال مقاومتی باشد تغییرشکل‌های پلاستیک مقطع پایدار بوده و دوام عملکردی مقطع به مراتب بهتر خواهد بود. ولی درصورتی که زوال مقاومتی مقطع در این مسیر شدید باشد بعضا ممکن است قبل از رسیدن به شکست مصالح در مقطع، شاهد شکست ناپایداری المان باشیم که به هیچ وجه قابل قبول نخواهد بود.
ستون‌های بتن‌آرمه‌ای که توسط آئین‌نامه‌های روز دنیا طراحی لرزه‌ای شوند و به صورت استاندارد اجرا و نظارت گردند در این مود شکست طبقه بندی می‌شوند.

۲-شکست خمشی-برشی:

شکست دیگری که برای ستون ممکن است مطرح شود شکست خمشی-برشی خواهد بود در این شکست شروع خسارت، خرابی و آسیب با خمش بوده و انهدام، فروریزش و گسیختگی مقطع با برش خواهد بود، کنترل کنندگی برش در مقطع باعث ترد شکن بودن و ناگهانی بودن شکست شده و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی مقطع را نیز به صورت قابل ملاحظه کاهش می‌دهد.

اکثریت قریب به اتفاق ستون‌های بتن‌آرمه موجود در کشورمان که نیاز به بهسازی دارند در این مود شکست طبقه بندی می‌گردند.

۳-شکست برشی:

شکست دیگر ستون‌های بتنی شکست برشی می‌باشد، در این حالت سختی خمشی المان ستون به قدری بیشتر می‌باشد که اجازه جاری شدن خمشی به مقطع را نمی‌دهد و لذا قبل از رسیدن مقطع به مقاومت خمشی خودش، مقدار برش در مقطع به حد مقاومت برشی مقطع رسیدن و آسیب و انهدام مقطع همزمان رخ خواهد داد بنابراین رد این حالت پله پلاستیکی در رفتار ستون مشاهده نمی‌شود و هیچ خبری از اتلاف انرژی المان نیست. ستون‌های کوتاه بتنی که به دلیل ضعف‌های اجرایی تشکیل می‌شوند در این مود از شکست طبقه بندی خواهند شد.

مدل سه خطی برای رفتار نیرو-جابجایی ستون کنسولی

۱- لنگرهای خمشی محدود در حد ترک خوردگی مقطع و آرماتورهای کششی مقطع دارای تنش کمتر از حد تسلیم

۲- عرض ترک‌های بیشتر شده و آرماتورهای کششی جاری می‌شوند.

۳- ورود به حوزه فرا ارتجاعی، خرد شده بتن کاور و بتن هسته، جاری شدن آرماتورهای طولی و عرضی، گسیختگی آرماتورهای طولی و عرضی و ...

۱- اضافه کردن سخت کننده به بخشی از اتصال که تامین کننده نیاز شکل‌پذیری است باعث افزایش مقاومت و کاهش اتلاف انرژی اتصال می‌شود. (اختلال در رفتار تلاش‌های DC شکل‌پذیری را کاهش می‌دهد)

۲- اجزای اضافه شده به اتصال، در صورتی که مکانیزم تغییرشکلی را تغییر نداده و مقاومت محلی اجزای سازه‌ای را افزایش دهند در این صورت باعث افزایش توان اتلاف انرژی خواهند شد.

(تقویت تلاش‌های FC بدون اختلال در تلاش‌های DC باعث افزایش توان اتلاف انرژی خواهند شد.)

-جنس مصالح (فولاد یا بتن‌آرمه)

۲-شکل مقطع

۳-مقدار مصالح مصرفی (آرماتور طولی و عرضی و ...)

۴-تناسب ابعادی مقطع (فشردگی مقطع)

۵-تناسب ابعادی المان (لاغری عضو)

۶- مقدار نیروی برشی در المان

۷-مقدار بارمحوری فشاری

محصور شدگی را چگونه می‌توان افزایش داد؟

تمامی موارد زیر باعث افزایش محصور شدگی و در نهایت باعث افزایش شکل‌پذیری ستون‌ها و تیرهای بتن‌آرمه می‌شود:

۱- کاهش فاصله خاموت‌ها

با کاهش فاصله خاموت‌ها مقاومت بتن فشاری در ستون‌های بتن‌آرمه افزایش پیدا کرده و کمانش آرماتورهای فشاری در ستون‌ها به تاخیر می‌افتد و همچنین در صورتی که خاموت‌ها از حداکثر مقدار مجاز برای تیرهای بتنی تجاوز نکند در این صورت کمانش آرماتورهای فشاری تیرها نیز به تاخیر می‌افتد و در نهایت شکل‌پذیری ستون و تیرهای بتنی از این طریق افزوده می‌شود.

۲-افزایش قطر خاموت‌ها

این مورد خیلی اجرایی نبوده ولی به دلیل ایجاد نیروی محصورشدگی بیشتر، می‌تواند شکل‌پذیری ستون‌ها را افزایش دهد.

۳-شکل وآرایش خاموت‌ها

شکل و آرایش خاموتها تاثیر بسزایی در افزایش سطح بتن محصور شده موثر دارند که این به نوبه خود مقاومت بتن فشاری را افزایش داده و با کاهش عمق تار خنثی شکل‌پذیری را بهبود می‌بخشد.

۵-افزایش مقاومت تسلیم خاموت‌ها

با افزایش مقاومت تسلیم خاموتها نیروی محصورشدگی برای بتن فشاری ستون‌های بتن‌آرمه افزوده شده و شکل‌پذیری ستون بتنی بیشتر خواهد شد.

انواع سیستم های اتلاف انرژی

سیستم های فعال

با توجه به اینکه روش اقتصادی طراحی لرزه ای، بالا بردن مقاومت ساختمان نبوده بلکه کاهش دادن نیروهای وارد بر آن است، در این میان پیشرفته ترین و جدیدترین شیوه طراحی استفاده از وسایل فعال می‌باشد. در این گونه روش‌ها، پاسخ سازه توسط اعمال نیروهایی در نقاط مختلف آن به صورت همزمان و با توجه به شرایط لحظه ای سازه کنترل می شود. این سیستم ها همواره آماده برای شروع فعالیت و کنترل ارتعاشات می باشد که اصطلاحاً فعال نامیده می شوند. در این گونه سیستم‌ها ضمن تعیین پاسخ سازه که می تواند شامل شتاب، سرعت و یا تغییرمکان باشد در هر لحظه و با استفاده از یک الگوریتم مشخص، نیروی کنترل مورد نیاز تعیین می گردد. سپس با استفاده از یک منبع انرژی خارجی نسبت به اعمال نیروهای محاسبه شده کنترلی بر سازه اقدام شده و این کار تا زمان کاهش پاسخ سازه به حد مورد نظر ادامه می یابد. از مشکلات عمده این گونه سیستم ها هزینه زیاد اولیه مورد نیاز آن ها از یک سو و نیز عملیات تعمیر و نگهداری سنگین آنها برای ایجاد امکان استفاده در هر لحظه می‌باشد. نقص دیگر این سیستم‌ها آن است که به دلیل آنکه به سازه انرژی تزریق می نمایند، پتانسیل ناپایدار کردن سیستم را دارامی باشند .

مشخصاً در این نوع سیستم ها، چون پاسخ دایماً در حال اندازه گیری و پایش است، کارایی بیشتری نسبت به سیستم‌های غیرفعال خواهند داشت و این روش در چند سال اخیر در ژاپن و آمریکا در بسیاری از سازه‌ها به خصوص سازه‌های بلند و سازه‌هایی که بر روی زمین‌های با خاک نرم بنا شده‌اند و امکان استفاده از تکنیکی مثل جداسازی پایه در آن وجود ندارد و همچنین برای کنترل ارتعاش سازه‌ها در برابر باد استفاده شده است که عملکرد مطلوبی از خود نشان داده است و بهینه‌سازی این روش‌ها همچنان ادامه دارد.

نمونه این گونه سیستم‌ها میراگرهای جرمی فعال (AMD. Active Mass)می باشد.

سیستم‌های غیرفعال

سیستم هایی هستند که نیاز به منبع انرژی خارجی ندارند. این سیستم‌ها از نیروهایی که در پاسخ به حرکت سازه در داخل آنها ایجاد می‌شود بهره می‌گیرند. در این‌گونه روش‌ها، عامل کنترل‌کننده ارتعاش در محل مناسبی از سازه قرار می‌گیرد و عملاً تا قبل از تحریک سازه، به صورت غیرفعال است. با شروع تحریک (مثلاً زلزله)، سیستم کنترلی به کار افتاده و عملکرد کنترلی خود اعم از تغییر سختی، پریود، میرایی یا جرم را در حین تحریک انجام می دهد و پس از خاتمه تحریک مجدداً به حالت غیرفعال باز می گردد که به دلیل جذب بخشی از انرژی ورودی به سازه، احتمالاً شاهد خرابی جزئی یا کلی در آن خواهیم بود.

روش‌های کنترل غیرفعال به دو بخش عمده تقسیم می شوند:

-1سیستم‌های جاذب انرژی(میراگرها)

-2جداسازی پایه

-1سیستم‌های جاذب انرژی (میراگرها): در این روش میراگرهای انرژی در قسمت‌های معینی از سازه به کار گرفته شده و با تغیر ویژگی‌های دینامیکی سازه و همچنین تمرکز جذب انرژی در نقاط خاصی،

عملکرد کنترلی خود را بروز داده و از آسیب به سایر نقاط جلوگیری می‌شود. در واقع انرژی زلزله پس از ورود به سازه جذب می شود.

2-جداسازی پایه: در سیستم جداسازی پایه‌ای بین سازه و پی با خاک یک لایه از موادی خاص با سختی افقی ناچیز قرار گرفته و به نوعی انرژی ورودی ناشی از زمین‌لرزه را فیلتر کرده و فقط قسمت ناچیزی آن را به سازه منتقل می‌کند. این سیستم برای سازه‌های با ارتفاع کم تا متوسط مناسب بوده و برای سازه‌های بلند کارایی ندارد. همچنین فقط در محدوده‌ی فرکانسی معینی کارایی دارد.

سیستم‌های نیمه فعال

محدودیت‌های موجود در سیستم‌های کنترل غیرفعال و فعال، سبب پیدایش سیستم‌های دیگری به نام سیستم های کنترل نیمه‌فعال شده است. در سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال، با صرف انرژی بسیار کم، ضریب میرایی و یا سختی وسیله کنترلی متناسب با نیروی وارده به سازه در هر لحظه تغییر می‌کند و موجب کاهش هر چه بیشتر ارتعاشات سازه می‌شود. سازگاری با شرایط مختلف بارگذاری و مصرف انرژی پایین از مزیت های عمده این سیستم ها می‌باشد.

این گونه سیستم‌ها نسبت به سیستم های کنترل فعال نیازمند انرژی به مراتب کمتری هستند. در این سیستم ها انرژی به داخل سیستم تزریق نمی‌شود و بنابراین پایداری در تمام مراحل باقی خواهد ماند. سیستم های نیمه‌فعال از دستگاه های غیرفعال موثرتر هستند، هرچند که هزینه های اضافی برای شیرهای قابل کنترل، سیستم کنترل کامپیوتری، سنسورها و نگهداری را می طلبند. در عین حال اگرچه تاثیر آنها از سیستم های فعال کمتر است، ولی هزینه بسیار پایین اجرا و نگهداری، تعبیه این سیستم ها را بسیار قابل توجیه ساخته است.

سیستم‌های دوگانه

سیستم‌های دوگانه شامل دو سیستم کنترل فعال و غیرفعال به صورت توأم می باشند که در ابتدای تحریک، کاهش ارتعاشات توسط سیستم غیرفعال صورت گرفته و پس از دفع تأخیر زمانی، سیستم فعال نیز وارد عمل می شود. در اینجا سیستم غیرفعال ممکن است به فعالیت ادامه داده و یا در صورت عدم نیاز به آن، از دور خارج شود. این سیستم ها با جذب و استهلاک درصد بالایی از انرژی ورودی به سازه، شرایط ایمن و پایداری را نسبت به ساختمان‌های مشابه فراهم می‌کنند، و به‌جای افزایش شکل پذیری عناصر سازه ای، تکیه بر مستهلک نمودن انرژی لرزه‌ای دارند.

میراگرها از دهه ۱۹۶۰ برای حفاظت ساختمان‌ها در برابر اثرات باد و از دهه ۱۹۹۰ تا کنون برای کاهش خسارات وارد بر ساختمان‌ها، بر اثر زلزله و اصلاح رفتار لرزه‌ای آنها مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

رابطه انرژی سازه‌ها به صورت زیر است:

$$E=Ek+Es+Eh+Ed$$

که در آن Eتمام انرژی وارده به سازه به سبب حرکت زمین می باشد وEkانرژی جنبشی، Esانرژی کرنشی قابل بازگشت در محدوده‌ی الاستیک، Ehمقدار انرژی اتلاف شده به واسطه‌ی تغیرشکل‌های غیرالاستیک و Edانرژی اتلاف شده به وسیله‌ی ابزارهای الحاقی میرایی می باشد.

با توجه به رابطه بالا، بدیهی است که هرچه مقدار انرژی مستهلک شده توسط میراگرها بیشتر باشد، از مقدار انرژی تلف شده توسط اعضای سازه ای به صورت تغیرشکل‌های پلاستیک کاسته شده و در نتیجه ایمنی سازه افزایش می‌یابد.

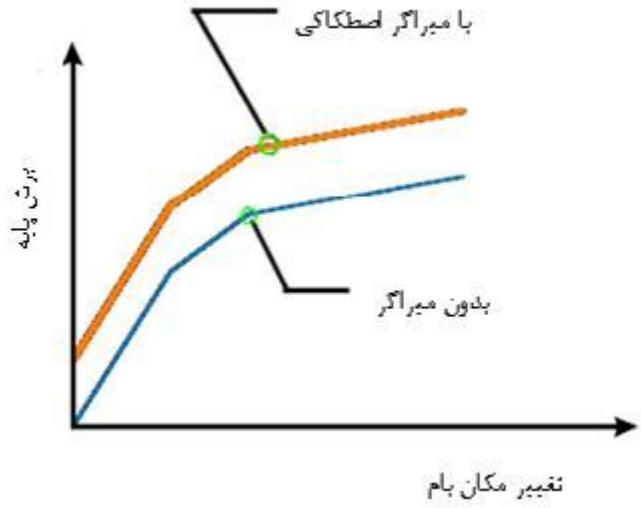
میراگر در نقاطی از سازه نصب می‌شود که هدف اولیه زلزله هستند. این نقاط بخش‌هایی از سازه را تشکیل می دهند که از جابجایی سازه در برابر ارتعاشات تحمیلی جلوگیری می کند(اتصالات قاب صلب

و بادبندها) به علاوه در ارتباط با فرایند جداسازی پی، میراگر می‌تواند بین پی و سازه و به موازات جداساز نصب شود و جابجایی بیش از اندازه و غیرقبول جداساز را کاهش دهد. با نصب میراگر در نقاط مورد تهاجم نیروی زلزله، بخشی از انرژی ورودی توسط میراگر جذب و به میزان قابل توجهی مستهلک می شود. در نتیجه نوسانات ساختمان کاهش می یابد و سایر نقاط مصون می ماند. این وسایل مشخصات سازه و به خصوص، زمان تناوب آن را تغیر می‌دهد.

به‌طور خلاصه می‌توان گفت استفاده از میراگر یعنی خارج ساختن انرژی وارده به سازه و انتقال این انرژی به وسایل مصرف شدنی (قابل تعویض) که جهت اتلاف طراحی شده اند. این نوع اتلاف سبب کاهش نوسانات سازه می‌گردد.

میراگرهای اصطکاکی

در این نوع میراگر انرژی زلزله صرف غلبه بر اصطکاک موجود در سطح تماس قطعات می شود. از ویژگی های این میراگرها می‌توان به سهولت ساخت و نصب، عملکرد قابل اطمینان و قابل تکرار، قابلیت جذب انرژی بالا و لزوم استفاده تعداد کمتر از میراگر، افزودن میرایی و سختی به سازه، عدم ایجاد خستگی در بارهای خدمت (به دلیل فعال نشدن میراگرها تحت این بارها) و وابسته نبودن عملکرد آنها به سرعت بارگذاری و دمای محیط می‌توان اشاره نمود. این میراگرها به موازات مهاربندها نصب می شوند.



تاثیر استفاده از میراگر اصطکاکی بر منحنی ظرفیت سازه

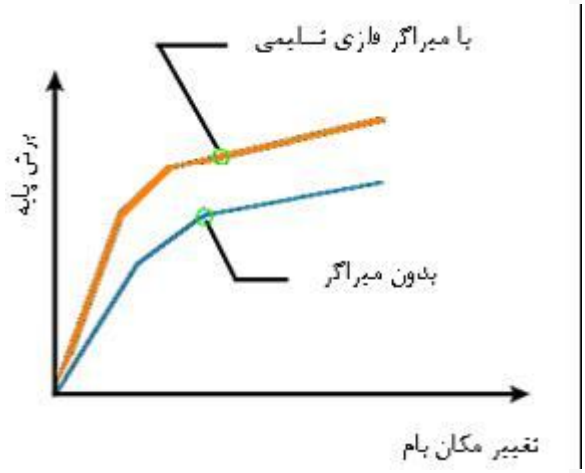
نوع دیگر میراگرهای اصطکاکی میراگر اصطکاکی پال می‌باشد. چنین میراگرهایی که در محل تقاطع بادبندهای ضربدری نصب می‌شود توسط پال پیشنهاد شده اند(۱۹۸۲-۱۹۸۷). این میراگر شامل یک بادبند و چند سری ورق فولادی به همراه پیچ‌های اصطکاکی می‌باشد. ورق‌های فولادی توسط پیچ‌های پرمقاومت به یکدیگر متصل شده که نسبت به یکدیگر تحت نیروی مشخصی لغزش می‌کنند.

میراگرهای تسلیم شونده

یکی دیگر از روش‌های افزایش میرایی در سازه، استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی (جاری شونده) می‌باشد. در این میراگرها انرژی منتقل شده به سازه صرف تسلیم و رفتار غیرخطی در قطعات بکار رفته در میراگر می‌شود. در این نوع میراگرها از تغیرشکل غیرالاستیک فلزات شکل‌پذیری مانند فولاد و سرب جهت اتلاف انرژی استفاده می شود .در تمام سازه‌های معمولی اتلاف انرژی بر شکل‌پذیری اعضای

فولادی پس از تسلیم متکی است. در بادبندها استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی متداول‌تر می - باشد .این نوع میراگرها اغلب از چند ورق فولادی موازی تشکیل می شوند و در ترکیب با یک سیستم بادبندی نقش جذب واتلاف انرژی را به عهده می‌گیرند. این قسمت از مهاربند به عنوان یک فیوز در سازه عمل نموده و با تمرکز رفتار غیرخطی در خود مانع از بروز رفتار غیر خطی و آسیب در سایر اجزا اصلی و فرعی سازه می‌گردند.

میراگرهای فلزی(تسلیم شونده)



تاثیر استفاده از میراگرهای تسلیم شونده بر منحنی ظرفیت سازه

میراگرهای جرمی

شکل زیر ساختار عمومی میراگر جرمی را نشان می‌دهد. جرم روی تکیه‌گاه که به عنوان غلتک عمل می‌نماید قرار می‌گیرد که به جرم اجازه می‌دهد به صورت انتقالی-جانبی نسبت به کف حرکت نماید. فنرها و میراگرها بین جرم و اعضای تکیه‌گاهی عمودی مجاور قرار می‌گیرند که این اعضای تکیه-گاهی نیروی جانبی "در فاز مخالف"را به سطح کف و سپس به قاب سازه ای انتقال می‌دهند.

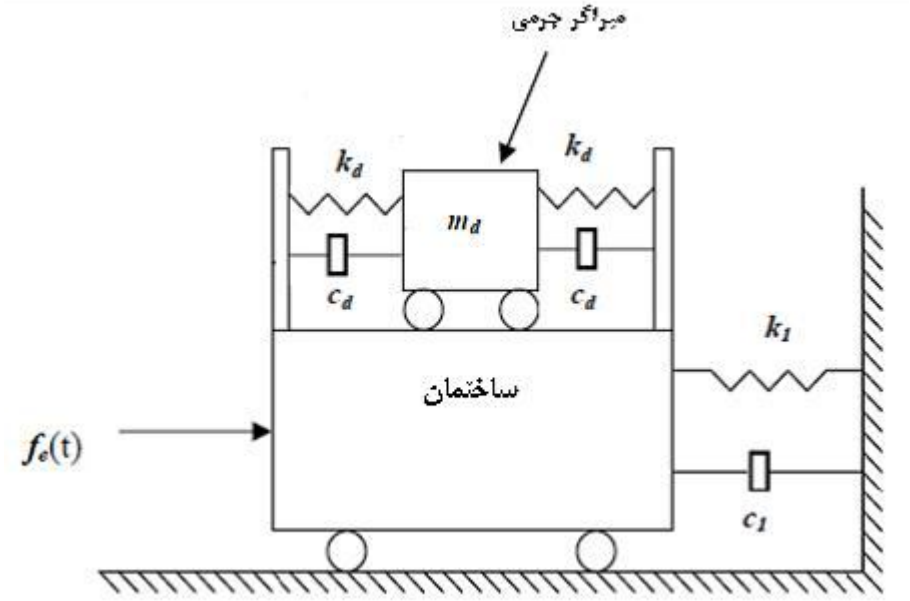
میراگرهای آلیاژی(SMA)

میراگرهای آلیاژی (SMA)از فلزاتی ساخته می‌شوند که دو خاصیت زیر را دارا باشند:

1.انعطاف پذیری آنها مشابه با انعطاف پذیری قطعه لاستیکی باشد.

2.پس از اعمال تغیرشکل‌های زیاد در آنها در اثر حرارت به حالت اولیه خود بازگردند.

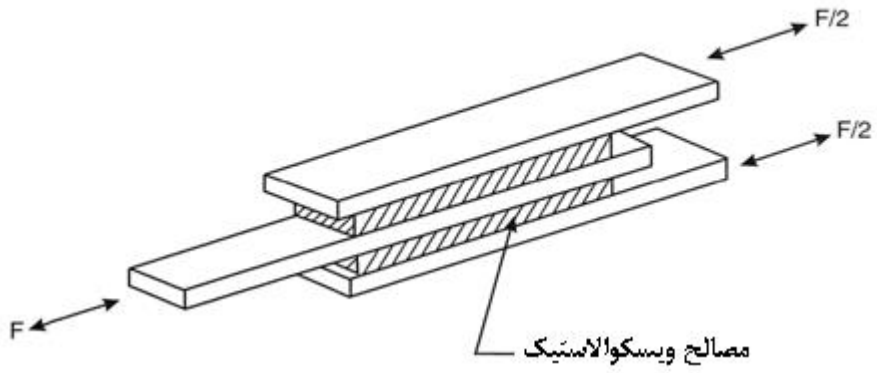
آلیاژ نیکل و تیتانیوم ضمن دارا بودن این خواص از مقاومت خوبی در برابر خوردگی نیز برخوردار است. در شکل زیر استفاده از میراگرهای آلیاژی نشان داده شده است.



استفاده از میراگرهای آلیاژی (SMA)

میراگرهای ویسکوالاستیک

در شکل نمونه‌ای از میراگر ویسکوالاستیک نشان داده شده است. این‌گونه میراگرها از نظر عاملیت میرایی دقیقا مانند میراگرهای فلزی عمل می‌کنند با این تفاوت که به دلیل ساختمان کوپولیمری یا کریستالی خود و خواص ایزوتروپیکی که دارند در بارگذاری‌های مختلف، از طریق تغییرشکل‌های برشی باعث اتلاف انرژی می‌شوند .اینگونه میراگرها را عموما طوری در سیستم نصب می‌کنند که تنش های وارد به آنها از نوع برشی باشد تا خاصیت میرایی خود را نشان بدهند. کاربرد عمومی این گونه میراگرها در سازه پل‌های بلند می باشد. این میراگرها باعث جلوگیری از ایجاد پدیده مخرب تشدید در ساختمان پل شده و مانع از تخریب پل در اثر بارهای باد می‌شود. این‌گونه میراگرها به دلیل تاثیرگذاری عوامل مختلف روی میزان میرایی، از تاریخ مصرف برخوردارند و در پایان تاریخ مصرف شان بایستی تعویض شوند. ممکن است در طول عمر یک سازه، چندین بار تعویض میراگرها صورت گیرد که بزرگترین نقطه ضعف اینگونه میراگرها همین امر می‌باشد.



میراگر ویسکوالاستیک جامد

میراگرهای ویسکوز

در این میراگرها با استفاده از حرکت مایع لزج درون یک سیلندر، انرژی مستهلک می‌شود. میراگرهای ویسکوز به دلیل سادگی در نصب، قابلیت انطباق، هماهنگی با سایر اعضا و همچنین تنوع در ابعاد و اندازه‌های آنها، کاربرد بسیاری در طراحی و مقاوم‌سازی پیدا کرده‌اند. در این تحقیق این میراگر مورد بررسی قرار می‌گیرد. لذا ابتدا به تاریخچه‌ای از کاربرد میراگرهای ویسکوز اشاره شده و سپس در مورد ساختمان و ویژگی این میراگر توضیح داده شده است.

تاریخچه

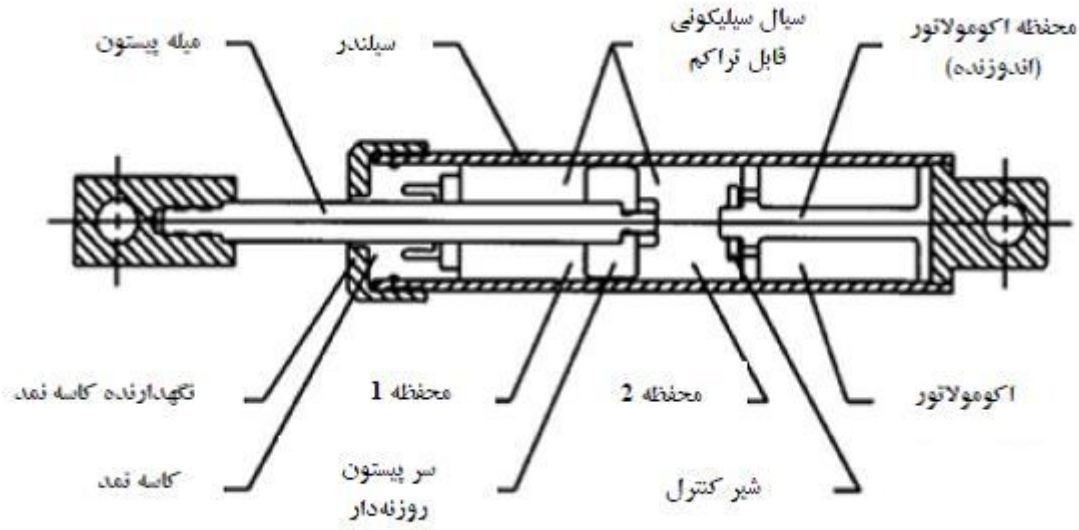
میراگرهای ویسکوز اولین بار در قرن ۱۹برای خنثی‌سازی اثرات ضربه توپ‌ها در کشتی استفاده شد. در نیمه اول قرن ۲۰ وارد کمپانی اتومبیل‌سازی شد ودر اواخر دهه‌ی ۱۹۸۰ جهت استفاده این نوع میراگرها در صنعت ساختمان، آزمایشی در مرکز ملی مهندسی زلزله در دانشگاه Buffaloدر نیویرک انجام شد.

اولین استفاده از میراگرهای ویسکوز برای هدف لرزه‌ای در سال ۱۹۹۳ در طراحی مقاوم-لرزه ای مرکز دارویی پخش BERNSDINO SANدر کالفرنیا بود. میراگرهای ویسکوز اضافه شده به سیستم کمک کرد تا تغییرمکان‌ها، زیر۲۲ اینچ باقی مانده و پریود موثر سازه را تا ۳ ثانیه بالا برد. کاربردهای لرزه‌ای دیگر، شامل ساختمان ارتباطات اضطراری ناقوس صلح، هتلWood landو اخیرا بهسازی پل‌ها را می-توان نام برد.

از آنجایی که تکنولوژی میراگرهای سیال به لحاظ قابلیت اعتماد و استحکام در طول ده‌ها سال جنگ سرد امتحان خود را پس داده بود، اجرای آن به سرعت بر روی سازه‌های تجاری آغاز شد و هم اکنون ساختمان‌ها و پل‌های زیادی به این سیستم مجهز شده اند. اگرچه مفهوم استفاده از میراگرهای ویسکوز سیال در سازه‌ها، قابل توجه به نظر می رسد اما دوره زمانی پیشرفت و گسترش طبیعی آن به منظور تست و اجرای کامل این تکنولوژی سال‌های زیادی به طول انجامید. در ایران نیز با توجه به لرزه‌خیز بودن بسیاری از مناطق کشور اخیراً این میراگرهای ویسکوز در طراحی و مقاوم سازی ساختمان‌هایی نظیر هتل بزرگ آزادی تهران و ساختمان مرکز تجارت جهانی تبریز بکار رفته است.

ساختمان میراگر ویسکوز

در شکل زیر مقطع یک میراگر ویسکوز نشان داده شده است. یک پیستون مرکزی در محفظ ه‌ای پر از سیال حرکت می‌کند. پیستون با حرکت خود سیال را به منافظ پیرامون و درونی خود وارد می‌کند. سرعت سیال در این ناحیه بسیار بالاست. لذا تقریبا تمام انرژی فشاری بالادست جریان تبدیل به انرژی جنبشی می‌شود. هنگامی که سیال بعداً در سمت دیگر سر پیستون به حجم کامل خود برمی‌گردد سرعت آن کاهش می‌یابدو انرژی جنبشی آن از دست رفته و به حالت متلاتم در می‌آید. این حرکت رفت و برگشتی سبب ایجاد اختلاف فشار زیاد و ایجاد نیرویی عظیم شده که در برابر حرکت میراگر مقاومت می‌کند.



ساختمان میراگر ویسکوز

تعیین مشخصات مکانیکی میراگر ویسکوز

میراگرهای ویسکوز نیرویی ایجاد می‌نمایند که همواره در برابر حرکت سازه مقاومت می‌کند. این نیرو با سرعت نسبی بین دو انتهای میراگر به صورت زیر نسبت مستقیم دارد.

$$f_D = C\,\mathrm{sgn}(\dot{u})\,|\dot{u}|^{\alpha}$$

که در آن fDنیروی میرایی، Cضریب میرایی، نشانگر علامت و جهت حرکت، aتوان میرایی است که در محدوده ۰/۳ تا ۲ متغیر می باشد و نیر سرعت میراگر است.

رابطه فوق به صورت ساده‌تر به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$f_D = C\dot{u}^{a}$$

مشخصات مکانیکی میراگرهای ویسکوز را می‌توان از طریق انجام آزمایش با شرایط کنترل شده تغییرمکان (Displacement Control)به دست آورد. نیروی دینامیکی جک که به صورت سینوسی است طبق رابطه زیر می‌باشد:

$$u = u_0 \sin(\omega t)$$

نیروی لازم برای ثبات نگه‌داشتن چنین حرکتی نیز برابر خواهد بود با:

$$P = P_0 \sin(\omega t + \theta)$$

یا

$$P = P_0 \sin\omega t.\cos\theta + P_0 \cos\omega t.\sin\theta$$

که P0دامنه نیرو و θ زاویه فاز می‌باشد.
انرژی تلف شده در یک سیکل با محاسبه سطح حلقه نیرو- تغییرمکان طبق رابطه زیر به دست می‌آید.

$$W_d = \pi P_0 u_0 \sin\theta$$

با معرفی مقادیر زیر:

$$K_1 = \frac{P_0}{u_0}\cos\theta \qquad K_2 = \frac{P_0}{u_0}\sin\theta$$

و جایگذاری در رابطه می‌توان نوشت.

$$P = K_1 u_0 \sin\omega t + K_2 u_0 \cos\omega t$$

یا

$$P = K_1 u + \frac{K_2}{\omega}\dot{u}$$

اولین عبارت معرف نیروی ذخیره شده (شبه فنر) میراگر است که با تغییرمکان هم فاز بوده و آن را سختی ذخیره شده می‌نامند. دومین عبارت معرف نیروی میرایی است که با سرعت هم فاز و با تغییر مکان ۹۰ درجه اختلاف فاز دارد. مقدار K2را سختی کاهش یافته می نامند. بنابراین مقدار ثابت K2را سختی کاهش یافته می‌نامند. بنابراین مقدار ثابت میرایی، C، از رابطه زیر به دست خواهد آمد.

$$C = \frac{K_2}{\omega}$$

با کمک روابط بالا می توان نوشت:

$$K_2 = \frac{W_d}{\pi u_0^2}$$

و

$$\theta = \sin^{-1}\left(\frac{K_2 u_0}{P_0}\right)$$

با کمک رابطه بالا می‌توان اختلافات فاز را به این صورت نوشت:

$$P_i = K_2 u_0$$

که Piمختصات نیرو در تغییرمکان صفر می‌باشد. همچنان که از رابطه بالا پیداست، نیرو در حداکثر تغییرمکان برابر K1u0می‌باشد که با توجه به آن می توان K1را شیب در نظر گرفت، به همین ترتیب می‌توان نشان داد:

$$W_d, P_i, P_0, u_0, \theta$$

مقادیر $W_d, P_i, P_0, u_0, \theta$ می توانند مستقیماً از طریق آزمایش اندازه‌گیری شوند و یا از اطلاعات تجربی به دست آیند .

مدل تحلیلی میراگر ویسکوز در روی سازه

در سازه‌های با چند درجه آزادی MDOFبکار رفته از مدل تحلیلی ماکسول که در آن سختی و میرایی میراگر به صورت سری با یکدیگر مدل می‌شود، استفاده شده است. که فنر نماینده سختی بوده و Kbمقدار سختی آن محاسبه شده، C dهم مقدار میرایی می‌باشد.

مدل تحلیلی میراگر ویسکوز

نحوه نصب میراگر ویسکوز در سازه

این نوع میراگرها به سه روش زیر به سازه متصل می‌گردند:

-نصب میراگرها به کف یا فنداسیون‌ها (در روش جداسازی لرزه ای)

-اتصال میراگرها در بادبندهای جناقی

-نصب میراگرها در بادبندهای قطری

تاریخچه منحنی های شکنندگی:

در مورد تاریخچه مطالعاتی درباره منحنی های شکنندگی باید اشاره کرد رسم و تولید منحنی های شکنندگی از سازه های تأسیسات هسته ای آغاز شد، چرا که این سازه ها جزء سازه های بسیار مهم و آسیب دیدگی آنها در هنگام زمین لرزه بسیار خطر ناک است. در سال ۱۹۸۰ منحنی های شکنندگی برای نیروگاه های هسته ای رسم شد]۱۶[. رسم این منحنی ها با استفاده از عوامل شکنندگی چون فشار آب، مقاومت بتن، جابجایی و تنش ایجاد شده در پوسته های مخازن براساس سطوح مختلف PGA صورت گرفت.

سپس، این منحنی ها توسط " کرچرومارتین" در سال ۱۹۹۳کمی توسعه داده شد.]۱۷[، این منحنی ها از لحاظ محاسباتی بسیار ساده تا حدی ابتدایی بودند و تنها بصورت تجربی و با کمک قضاوت مهندسی تهیه شده بودند، در این مقاله نیز محور قائم احتمال وقوع و محور افقی مقدار کیفی جنبش زمین بودند، از این منحنی ها جهت برآورد خسارت لرزه ای ساختمان ها استفاده شد.

می توان گفت که بعد از زمین لرزه ی نورثریج (۱۹۹۴) توجه بیشتری به تخمین میزان خسارت سازه ها شد، و مهندسین توجه بیشتری به پیش بینی میزان خسارت مالی سازه ها در زلزله های شدید نشان دادند.

در سال ۱۹۹۴ طی مطالعه ای بر سازه های ایالت کالیفرنیا، از ظوابط ATC-13 برای رسم منحنی های شکنندگی استفاده شد]۱۹[. در آن تحقیق، منحنی های شکنندگی برای سازه های چوبی، فولادی قاب خمشی و بتن مسلح (۴۰ سازه) رسم شد.

آنانوس و همکاران در سال ۱۹۹۵] ۲۰[، مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار مندرج در ATC انجام دادند و مدل جدیدی از منحنی شکنندگی را ارائه دادند در این مقاله تمامی محاسبات لرزه ای بر مبنای ATC-13 انجام گردید و این بار، محور افقی مقادیری از مرکالی اصلاح شده بود که حالت علمی تری برای آنالیز شکنندگی محسوب می شد و تابع توزیع احتمالاتی به صورت نرمال فرض شده بود و ایده های مناسبی برای پیشنهاد جهت استفاده از رکورد زلزله در این منحنی جهت کارهای آینده ارائه داده شد.

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای بر حسب میزان خطر زلزله می‌توان در مورد هر نوع از سازه‌ها یا اجزای غیر سازه‌ای حساس به جابجایی نسبی و اجزای غیر سازه‌ای حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر PGA ، PGV، PGDبیان کرد. تکرار

این عملیات برای مقادیر مختلف PGA یا سایر تک‌پارامترها، منجر به تولید منحنی‌های نرمال شده‌ای موسوم به منحنی شکنندگی (Fragility curve) می‌شود.

منحنی‌های شکست، خرابی را بین حالات ناچیز، متوسط، سنگین و کامل توزیع می‌کنند، این منحنی‌ها که می‌توانند به صورت نمودار نیز نشان داده شوند برای هر، حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه رسم می‌شوند و به عنوان ورودی در جریان محاسبه خسارت سازه‌ای وارد می‌شوند.

نکته مهم در تولید منحنی‌های شکست این است که مشخصات ویژه سازه‌ها در هر کشور را مد نظر بگیریم. به دلیل اینکه آیین‌نامه‌ها در کشورهای مختلف روش‌های متفاوتی را برای طراحی سازه‌ها بیان می‌دارند و از آنجا که خصوصیات طراحی بطور مستقیم در منحنی‌های شکست و بر نتایج ارزیابی خسارت تأثیر گذارند، باید روش‌های ارائه شده برای تولید منحنی‌های شکست در هر کشور کالیبره شوند.

بطور کلی برای بدست آوردن منحنی‌های شکنندگی ۴ روش وجود دارد:

۱ -روش تجربی(Empirical method)

۲ -بر اساس قضاوت مهندسی(Judgemental approach)

۳ -روش تحلیلی(Analytical method)

۴ -روش ترکیبی(Hybrid approach)

روش تجربی

این روش بر اساس مشاهدات خرابی سازه‌ها در زلزله‌های گذشته عمل می‌کند و اگر تمام جزئیات و تأثیرات اندرکنش خاک- سازه، توپوگرافی، خصوصیات چشمه لرزه‌ای و فاصله تا ساختگاه، در نظر گرفته شوند، در کارهای عملی روشی قابل اعتماد است، اما به دلیل مربوط بودن این اطلاعات به یک موقعیت و منطقه خاص و همچنین کم بودن داده‌های زلزله‌های گذشته در مناطق پرجمعیت، کاربرد منحنی‌های تولید شده به این روش محدود است.

فواید استفاده از روش تجربی:

الف- برای ساختمان‌های قدیمی که با اصول مهندسی ساخته نشده‌اند و تخمین آسیب‌پذیری آنها با مدل کردن امکان‌پذیر نیست، کاربرد دارد.

ب- خسارت واقعی وارد شده بر اجزای سازه‌ای وغیرسازه‌ای در یک منطقه را نشان می‌دهد.

ج- مودهای واقعی شکست را در نظر می‌گیرد.

د- روش استفاده از آن آسان است و فرضیات کمی دارد.

محدودیت‌های روش تجربی:

الف- به دلیل تغییر سازه‌ها در اثر بازسازی نسبت به زمانی‌که زلزله رخ داده است، تخمین شدت زمین‌لرزه دشوار است.

ب- پارامترهای بالقوه خسارت را به خوبی در نظر نمی‌گیرد.

ج- امکان مدلسازی صحیح اندرکنش خاک- سازه و جنبش زمین دشوار است.

د- اعمال این روش به سازه‌های جدید و یا اصلاح شده دشوار است.

روش قضاوت مهندسی

منحنی‌های تولید شده به این روش مثل منحنی‌های FEMA/NIBS وATC-13 ، بر اساس اطلاعات کارشناسان بدست می‌آیند. این روش تحت تأثیر محدودیت‌هایی که کمیت و کیفیت آمارهای خسارت سازه‌ای را مد نظر قرار می‌دهد، نیست. قابل اعتماد بودن این منحنی‌ها زیاد کمی نیست و بستگی به تجربه فردی کارشناس و طبیعت منطقه‌ای روابط بدست آمده دارد، واگر نتوان از روش‌های دیگر استفاده کرد، این روش انتخاب می‌شود.

روش تحلیلی

بر اساس تحلیل مدل‌های مختلف که طبق آیین‌نامه‌های لرزه‌ای طراحی شده‌اند و تحت شدت‌های افزاینده زمین‌لرزه، پایگاه داده‌های آماری برای رسم منحنی‌ها بدست می‌آید. با افزایش تعداد تحلیل‌های انجام شده، درصد خطا کاهش یافته و

منحنی‌هایی با درصد اطمینان بالاتر نسبت به دو حالت قبل بدست می‌آید، این تحلیل‌ها می‌توانند به صورت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تحلیل طیفی خطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی باشند.

فواید روش تحلیلی:

الف- نتایج وابسته به جنبش شدید زمین (ورودی) است.

ب- به سازه‌هایی اعمال می‌شود که قبلاً آسیب ندیده‌اند.

ج- اندرکنش بین سازه- خاک و جنبش شدید زمین را در بر می‌گیرد.

د- از شدت زمین‌لرزه استفاده نمی‌شود.

محدودیت‌های روش تحلیلی:

الف- ساختار ویژه و فرضیات پیچیده‌ای دارد.

ب- یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در بر می‌گیرد.

ج- بر اساس داده‌های واقعی خسارت نیست.

د- جنبه‌های دقیق معماری، دیوارهای پرکننده تأثیر زیادی بر رفتار مدل می‌گذارد که در این روش در نظر گرفته نمی‌شود.

توصیه می‌شود که منحنی‌های بدست آمده از تحلیل با نتایج زلزله‌های واقعی کالیبره شوند و برای در نظر گرفتن تعداد بیشتر سازه، اختصاص مدل‌های پاسخ ساده شده روش مناسبی است. چرا که کاربرد روش‌های تحلیلی به دلیل مراحل محاسباتی وقت‌گیر، محدود است.

روش ترکیبی

این روش برای متعادل کردن کمبود اطلاعات مشاهده‌ای (تجربی) روش دوم و کم کردن خطاهای مدل کردن در روش سوم، از طریق جمع‌آوری اطلاعات از منابع مختلف استفاده می‌شود. روش ترکیبی منحنی‌های شکنندگی قابل اعتمادی را با ترکیب ارزیابی‌های ریاضی و داده‌های خسارت مشاهده شده از سازه‌ها در زلزله‌های قبل تولید می‌کند. اساس روش، استفاده از مدل‌های تحلیلی برای تکمیل اطلاعات بدست آمده از بررسی‌های آماری است. منحنی‌هایی که از روش‌های متفاوت ذکر شده بدست می‌آیند در منابع مورد نیاز تولید ودقت نتایج با یکدیگر متفاوتند و انتخاب استفاده از هر یک از روش‌ها با در نظر گرفتن دقت در نتایج و یا حجم عملیات صورت می‌گیرد.

دقت منحنی های شکنندگی

دقت بررسی‌ها و ارزیابی‌های آسیب‌پذیری که بر مبنای منحنی‌های شکنندگی صورت می‌گیرند، مبتنی بر میزان دقت این منحنی‌ها است، به گونه‌ای که هر قدر در خلال روند تهیه منحنی آسیب‌پذیری بیشتر دقت شود نتایج تحلیل‌های آسیب‌پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردارند، این در حالی است که اطلاعات مورد نیاز برای تهیه منحنی‌های شکنندگی به طور ذاتی خاصیت رندوم دارند. رندوم بودن اطلاعات هم درمورد مشخصات تحریک ورودی و هم درمورد مشخصات مکانیکی سیستم سازه‌ای صادق است، چرا که اصولا زلزله خاصیت غیر تعیینی و رندوم دارد و از سوی دیگر مشخصات سیستم سازه‌ای نیز به دلایل گوناگون نظیر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی، تفاوت رفتار به دلیل تغییر دائمی مرکز جرم و... غیرمطمئن است. بنابراین افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی مستلزم انجام عملیات ریاضی و مطالعات آماری و احتمالاتی دقیق است.

شناخت عوامل ایجاد خطا مهم‌ترین گام در امر افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی است، عوامل موثر در ایجاد خطا در منحنی‌های شکنندگی عبارتند از:

۱ (کمبود اطلاعات موجود

۲ (وجود اطلاعات نادرست یا کم دقت

۳ (خطا در عملیات ریاضی

مسئله اساسی دیگری که در خلال روند تهیه منحنی‌های شکنندگی باید به آن دقت کرد، استفاده از یک روش ریاضی منطقی برای تلفیق داده‌های آماری با یکدیگر است. توجه لازم باید به این نکته معطوف شود که داده‌های مختلفی که از زلزله‌های گذشته و یا مطالعات عددی آزمایشگاهی بدست آمده اند از حیث دقت در یک سطح نیست، لذا باید در خلال انجام تحلیل‌های آماری به داده‌های مختلف بر حسب میزان دقت آنها وزن داده شود.

در مجموع برای تعیین منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها به منظور افزایش دقت محاسبات، بهتر است برای حالت خاص سازه از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و شرایط ساختگاهی یک منحنی شکنندگی خاص برای هر حالت تخریب بدست آید.

مبانی تهیه منحنی های شکنندگی

به منظور بیان کمی آسیب پذیری اجزای مختلف سازه ای و یا غیر سازه ای بر حسب میزان خطر زلزله می توان در مورد هر نوع از سازه ها یا اجزای غیر سازه ای حساس به جابجایی نسبی و اجزای غیر سازه ای حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فرا گذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر PGA , PGV, PGD بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف PGA یا سایر تک پارامترها، منجر به تولید منحنی های نرمال شده ای موسوم به منحنی شکنندگی (Fragility curve) میگردد.

منحنی های شکست، خرابی را بین حالات ناچیز، متوسط، سنگین و کامل توزیع می کنند، این منحنی ها که می توانند به صورت نمودار نیز نشان داده شوند برای هر، حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه رسم می شوند و به عنوان ورودی در جریان محاسبه خسارت سازه ای وارد می شوند

برای نشان دادن احتمال شرطی، تجاوز پاسخ لرزه ای سازه (R) از حالات حدی عملکردی خاصی (ترک خوردگی، تسلیم، جابجایی، شکاف، کمانش و فروریزش) که بهPerformance Limit State معروفند و با بیان می شود و وابسته به پارامتر معرف زمین لرزه ، Iمی باشد، از فرمول ۲-۱ استفاده می گردد که توسط Corvera و Barron درسال ۲۰۰۰ ارئه شده است:

$$Fragility = P\{R \geq r_{lim} | I\}$$

)پارامتر پاسخ (تغییرشکل ، نیرو، سرعت و...

r min :حد آستانه پاسخ، که با خرابی همبسته شده است

I:پارامتر معرف زمین لرزه) دوره باز گشت MMI، (PGA

این تعریف برای پارامتر های N بعدی نیز قابل تعمیم است:

$$\text{Fragility} = P\{R_1 \geq r_{lim1} \cup R_2 \geq r_{lim2} \cup ... \cup R_N \geq r_{limN} | I\} = P\left\{\bigcup_{i=1}^{N} R_i \geq r_{limi} \middle| I\right\}$$

اگر رابطه بالا را برای حالت دو بعدی ،شتاب و جابجایی تعریف کنیم، داریم:

$$\text{Fragility} = P\{\Delta \geq D_{lim} \cup Z \geq A_{lim} | I\}$$

Δ :متغیر پیشای پاسخ جابجایی

Z :متغیر پیشای پاسخ شتاب

Dlim:حد آستانه جابه جایی

Alim :حد آستانه شتاب

در این حالت پاسخ به صورت یک سطح زنگ مانند (Bell surface) در فضای شبه شتاب طیفی وجابجایی طیفی نشان داده می شود. زمانیکه تجاوز ازحالات حدی مشخص شود، با منحنی های شکست نشان داده می شود.

روشهای مختلف تولید منحنی های شکست

نکته مهم در تولید منحنی های شکست این است که مشخصات ویژه سازه ها در هر کشور را مد نظر بگیریم. به دلیل اینکه آیین نامه ها در کشورهای مختلف روشهای متفاوتی را برای طراحی سازه ها بیان میدارند و از آنجا که خصوصیات طراحی بطور مستقیم در منحنی های شکست و بر نتایج ارزیابی خسارت تأثیر گذارند، باید روشهای ارائه شده برای تولید منحنی های شکست در هر کشور کالیبره شوند.

بطور کلی برای بدست آوردن منحنی های شکنندگی ۴ روش وجود دارد:

-1روش تجربی(Empirical method)

-2بر اساس قضاوت مهندسی(Judgemental approach)

-3روش تحلیلی(Analytical method)

-4روش ترکیبی(Hybrid approach)

-1 روش تجربی

این روش بر اساس مشاهدات خرابی سازه ها در زلزله های گذشته عمل می کند و اگر تمام جزئیات و تأثیرات اندر کنش خاک- سازه، توپوگرافی، خصوصیات چشمه لرزه ای و فاصله تا ساختگاه، در نظر گرفته شوند، در کارهای عملی روشی قابل اعتماد است، اما به دلیل مربوط بودن این اطلاعات به یک موقعیت و منطقه خاص و همچنین کم بودن داده های زلزله های گذشته در مناطق پر جمعیت، کاربرد منحنی های تولید شده به این روش محدود می باشد.

-فواید استفاده از این روش

الف-برای ساختمانهای قدیمی که با اصول مهندسی ساخته نشده اند و تخمین آسیب پذیری آنها با مدل کردن امکان پذیر نیست، کاربرد دارد.

ب-خسارت واقعی وارد شده بر اجزای سازه ای وغیر سازه ای در یک منطقه را نشان می دهد.

ج-مودهای واقعی شکست را در نظر می گیرد.

د-روش استفاده ازآن آسان است و فرضیات کمی دارد.

-محدودیت های روش

الف-به دلیل تغییر سازه ها در اثر باز سازی نسبت به زمانیکه زلزله رخ داده است،تخمین شدت زمین لرزه دشوار است.

ب-پارامترهای بالقوه خسارت را به خوبی در نظر نمی گیرد.

ج-امکان مدلسازی صحیح اندر کنش خاک – سازه و جنبش زمین دشوار است.

د-اعمال این روش به سازه های جدید و یا اصلاح شده دشوار می باشد.

-2روش قضاوت مهندسی

منحنی های تولید شده به این روش مثل منحنی های FEMA/NIBSو ATC- 13 ، براساس اطلاعات کارشناسان بدست می آیند. این روش تحت تأثیر محدودیتهایی که کمیت وکیفیت آمارهای خسارت سازه ای را مد نظر قرار می دهد، نمی باشد، قابل اعتماد بودن این منحنی ها زیاد کمی نیست و بستگی به تجربه فردی کارشناس و طبیعت منطقه ای روابط بدست آمده دارد، واگر نتوان از روشهای دیگر استفاده نمود، این روش انتخاب می شود.

-3روش تحلیلی

بر اساس تحلیل مدلهای مختلف که طبق آیین نامه های لرزه ای طراحی شده اند و تحت شدتهای افزاینده زمین لرزه، پایگاه داده های آماری برای رسم منحنی ها بدست می آید. با افزایش تعداد تحلیلهای انجام شده ، درصد خطا کاهش یافته و منحنی هایی با درصد اطمینان بالاتر نسبت به دو حالت قبل بدست می آید، این تحلیل ها می توانند به صورت تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، تحلیل طیفی خطی و تحلیل استاتیکی غیر خطی باشند.

فواید روش:

الف-نتایج وابسته به جنبش شدید زمین(ورودی) می باشد

ب-به سازه هایی اعمال می گردد که قبلاً آسیب ندیده اند.

ج-اندرکنش بین سازه – خاک و جنبش شدید زمین را در بر می گیرد.

د-از شدت زمین لرزه استفاده نمی گردد.

محدودیت های روش:

الف-ساختار ویژه و فرضیات پیچیده ای دارد.

ب-یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در بر می گیرد.

ج-بر اساس داده های واقعی خسارت نیست.

د-جنبه های دقیق معماری، دیوارهای پرکننده تأثیر زیادی بر رفتار مدل می گذارد که در این روش در نظر گرفته نمی شود.

توصیه می شود که منحنی های بدست آمده از تحلیل با نتایج زلزله های واقعی کالیبره شوند، وبرای در نظر گرفتن تعداد بیشتر سازه، اختصاص مدلهای پاسخ ساده شده روش مناسبی می باشد چرا که کاربرد روشهای تحلیلی به دلیل مراحل محاسباتی وقت گیر، محدود می باشد.

-4روش ترکیبی

این روش برای متعادل کردن کمبود اطلاعات مشاهده ای (تجربی) روش دوم و کم کردن خطاهای مدل کردن در روش سوم، از طریق جمع آوری اطلاعات از منابع مختلف استفاده می شود. روش ترکیبی منحنی های شکنندگی قابل اعتمادی را با ترکیب ارزیابی های ریاضی و داده های خسارت مشاهده شده از سازه ها در زلزله های قبل تولید می کند. اساس روش، استفاده از مدلهای تحلیلی برای تکمیل اطلاعات بدست آمده از بررسیهای آماری است .منحنی هایی که از روشهای متفاوت ذکر شده بدست می آیند در منابع مورد نیاز تولید ودقت نتایج با یکدیگر متفاوتند و انتخاب استفاده از هر یک از روش ها با در نظر گرفتن دقت درنتایج و یا حجم عملیات صورت می گیرد.

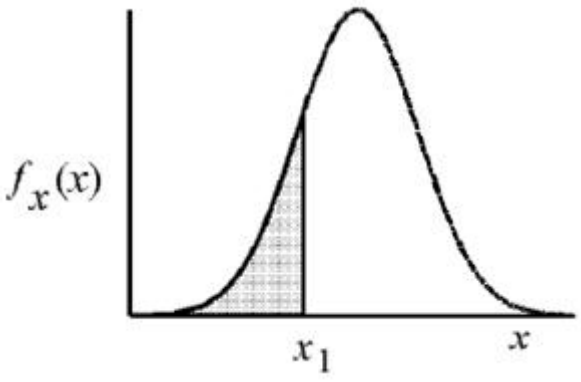
تئوری احتمال منحنی شکنندگی

برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع برای پارامتر های تقاضای مهندسی که از تحلیل های دینامیکی غیر خطی بدست می آید در نظر گرفت، که معمولا از توزیع نرمال استفاده می شود

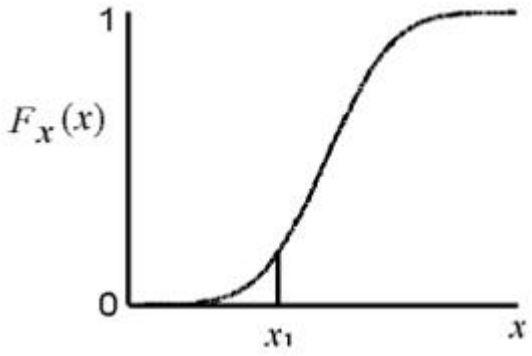
توزیع نرمال، یکی از مهمترین توزیع های آماری است.نمودار این توزیع که به منحنی نرمال معروف است، حالت زنگی شکل داشته و بیشتر وقایعی که در طبیعت و تحقیقات علمی بوقوع می پیوندد از این منحنی پیروی می کند، منحنی نرمال را منحنی گوس هم می نامند (شکل زیر منحنی تابع توزیع نرمال را نشان می دهد)

متغیر تصادفی X که منحنی توزیع آن زنگی شکل باشد را متغیر تصادفی نرمال می نامیم.

تابع چگالی این توزیع بصورت زیر می باشد.



برای بدست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از مساحت سطح زیر منحنی نرمال استفاده می کنند. که به آن تابع توزیع تجمعی نرمال می گویند(شکل زیر).



$$F_x(x) = f(x \mid \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} ax$$

$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx = \phi\left(\frac{x_1-\mu}{\sigma}\right)$$

تولید منحنی شکنندگی

در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت زیر تعریف می شود:

$$Fragility = P[EDP > AC \mid IM]$$

در رابطه بالا IMشدت زلزله است.که معمولا برابرشتاب حداکثر زمین (PGA)فرض می شود، EDPپارامتر تقاضای مهندسی است، که از خروجی تحلیل های دینامیکی غیر خطی بدست می آید و ACشرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است.

$$P = P[EDP > AC \mid IM] = 1 - P[EDP < AC] = 1 - \phi\left(\frac{AC-\mu}{\sigma}\right)$$

یک توزیع نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM)در نظر گرفته می شود.برای ارزیابی احتمال تجاوزاز یک حد مرزی خاص(AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک ازEDP ها برای اثر مجموع نگاشت های زلزله محاسبه می شود.سپس با استفاده ازتابع توزیع تجمعی توزیع نرمال، احتمال تجاوز هر یک از EDP ها از حالت حدی داده شده محاسبه می شود..