یادداشت تحقیقاتی:

مجله علمی- پژوهشی
«عمـران مـــدرس»
دوره دهم، شماره ۴، زمستان ۱۳۸۹

کاوشی در ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها در تراز پی برمبنای ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

مسعود سلطانی محمدی[1*]، بهمن غیاثی[2]

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران ومحیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس تهران

۲- کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس تهران

msoltani@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۳۸٦/۱۱/۳۰ تاریخ پذیرش: ۱۳۸۹/۰۲/۰۱

چکیده- تجربه زلزله‌های گذشته، آسیب‌پذیری بسیاری از ساختمان‌های موجود در کشورمان را نشان داده است. این تجربه باعث افزایش سرعت انجام طرح‌های بهسازی و ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های موجود شده است. بدین منظور دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تهیه شده که در امر ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و بهسازی ساختمان‌ها مورد استفاده متخصصین و مهندسین است. تجربه چند ساله مقاوم‌سازی در کشورمان نشان داده است از جمله مشکلاتی که در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها با آن برخورد می‌شود، ارزیابی و بهسازی در تراز پی است. ارزیابی لرزه‌ای پی‌های ساختمان‌ها عموماً، به گونه‌ای بوده که منجر به تهیه طرح‌های مقاوم‌سازی بسیار حجیم در این تراز شده و این گمان پیش آمده است که ارزیابی و بهسازی پی‌ها با استفاده از دستورالعمل، غیراقتصادی است. در این مقاله سعی بر آن است که به علل و عوامل وقوع این مسئله پرداخته شود و هم‌چنین با کندوکاوی در ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، نشان داده شود که ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی در تراز پی، در صورت استفاده صحیح از روابط و ضوابط دستورالعمل و فهم دقیق رفتار سازه، نمی‌تواند منجر به پاسخ‌های غیر واقعی و یا غیراقتصادی شود.

کلیدواژگان: ارزیابی لرزه‌ای، دستورالعمل بهسازی، پی، شالوده

۱- مقدمه

وقوع زلزله‌های گذشته آسیب‌پذیری بسیاری از ساختمان‌های موجود در ایران و دیگر کشورهای زلزله‌خیز جهان را نشان داده و حتی گاهی تخریب کلی شهرها را به همراه داشته است. این وقایع اهمیت رعایت ضوابط ویژه لرزه‌ای در طراحی ساختمان‌های جدید و هم‌چنین ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و بهسازی ساختمان‌های موجود را به روشنی نشان داده است. به همین منظور پیش‌استانداردها و دستورالعمل‌هایی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در کشورهای مختلف تهیه شده [۱-۵] و در حال حاضر استفاده می‌شود، اما کماکان به دلیل نوپدید بودن این مباحث، کاستی‌هایی در این دستورالعمل‌ها

دیده می‌شود که نیاز به انجام تحقیقات بیش‌تر در زمینه‌های مختلف مربوط به این موضوع را یاداوری می‌کند. از جمله این دستورالعمل‌ها، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) است [۱].

دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۱] در فصول مختلف خود به ارائه روش‌هایی برای ارزیابی آسیب‌پذیری المان‌ها و بخش‌های مختلف سازه‌ای پرداخته و روش‌هایی نیز برای تقویت هر یک ارائه داده است. اصول کلی ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، طراحی بر مبنای عملکرد است. طراحی بر مبنای عملکرد از جدیدترین شیوه‌های طراحی سازه‌ها است که از آن می‌توان به پلی برای عبور از روش‌های قدیمی طراحی یاد کرد.

روش طراحی بر مبنای عملکرد، به طراح این امکان را می‌دهد که رفتار و عملکرد سازه را تحت زلزله موردنظر پیش‌بینی کند. بدین ترتیب می‌توان سازه را به گونه‌ای طراحی کرد که تحت زلزله‌ای با بزرگی مشخص، رفتار از پیش تعیین شده‌ای داشته باشد [٦]. بدین ترتیب طراح و یا کارفرما می‌تواند بر اساس مسائل اقتصادی و اهمیت سازه، در مورد رفتار مطلوب مورد نظر تصمیم‌گیری کند. بنابراین یکی دیگر از اهداف کلی روش طراحی بر مبنای عملکرد، اقتصادی بودن طرح است که این هدف با استفاده کامل از ظرفیت شکل‌پذیری اعضا و هم‌چنین انتخاب رفتار مورد نظر برای سازه، تحت زلزله‌های محتمل قابل دست‌یابی است.

با توجه به نوپا بودن روش طراحی بر اساس عملکرد و هم‌چنین روش‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، کاستی‌ها و نواقصی در دستورالعمل‌ها و پیش‌استانداردهای تهیه شده وجود دارد که باعث بروز مشکلاتی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها می‌شود. کمیته مدیریت حوادث غیرمترقبه آمریکا، بعضی از اشکال‌های دستورالعمل‌های *FEMA* را در روش‌های تحلیلی استاتیکی غیرخطی بررسی کرده و در قالب گزارش *FEMA 440* [۷] اصلاحاتی بر آن‌ها انجام داده است.

از جمله مشکلاتی که در تجربه چندساله ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها با آن برخورد شده است، ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی در تراز پی است. نیروهای بسیار بزرگ حاصل از تحلیل‌های خطی، باعث به وجود آمدن کشش بسیار زیاد در تراز شالوده شده که منجر به طرح‌های بهسازی با حجم زیاد در تراز شالوده می‌شود که باعث به وجود آمدن این تصور شده است که بهسازی در تراز پی با استفاده از دستورالعمل بهسازی، بسیار دست بالا بوده و حتی شالوده‌هایی که با استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۸] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۹] و یا آیین‌نامه بتن ایران (آبا) [۱۰] طراحی شده‌اند، در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱] نیاز به تقویت و بهسازی دارند. خوشبختانه در این زمینه تحقیقات بسیار خوبی در کشور در حال انجام شدن است و پیشنهاداتی نیز در زمینه برطرف کردن این مشکلات در سلسله سخنرانی‌های انجام شده ارائه شده است [۱۱].

در این مقاله ابتدا به بررسی اجمالی روابط و ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱] در مورد ارزیابی و بهسازی در تراز پی پرداخته شده، سپس سعی شده است به بررسی این مسئله که آیا واقعاً بهسازی و ارزیابی در تراز پی، با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، دست بالا می‌باشد یا خیر پرداخته شود. هم‌چنین نحوه ارزیابی و بهسازی شالوده و پی با توجه به ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و گزارش‌های *FEMA* ارائه شده است.

۲- مروری بر ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای در تراز پی با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

فصل چهارم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱]، مربوط به بهسازی در تراز پی‌ها است. در این فصل پس از بررسی خطرات ساختگاهی، به نحوه مدل‌سازی، محاسبه مقاومت و

ظرفیت باربری و معیارهای پذیرش پی‌ها در هر یک از تحلیل‌های خطی و غیرخطی پرداخته می‌شود. مطابق با ضوابط این فصل، برای ارزیابی لرزه‌ای ساختمان، پی و شالوده (سازه پی) می‌توان ساختمان را با رعایت ضوابط و شرایط خاص با فرض تکیه‌گاه صلب و یا انعطاف پذیر مدل‌سازی کرد. فرض تکیه‌گاه صلب برای ساختمان بدان معنی است که بدون توجه به سختی و تغییر شکل‌های شالوده و پی، ساختمان با تکیه‌گاه‌های گیردار مدل‌سازی شود و فرض تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر بدان معنی است که سازه همراه با شالوده و پی و با در نظر گرفتن سختی و تغییرشکل‌های هر یک، مدل‌سازی شود. در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، نحوه محاسبه سختی هر یک از فنرهای معرف خاک زیر شالوده، با استفاده از مشخصات ژئوتکنیکی خاک محل مورد بررسی ارائه شده است.

مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای در تحلیل‌های خطی، پی در سیستم‌های با تکیه‌گاه صلب، کنترل شونده به‌وسیله تغییرشکل است و معیار پذیرش آن مطابق رابطه زیر است:

$$\frac{Q_{UD}}{KQ_{CE}} \le 3 \qquad (1)$$

در این رابطه، Q_{UD} تلاش طراحی پی به عنوان یک عضو کنترلی به‌وسیله تغییرشکل، Q_{CE} ظرفیت باربری مورد انتظار پی برای درجه آزادی مورد بررسی، K ضریب آگاهی و ۳ ضریب اصلاح *(m)* است. ضریب آگاهی ضریب اطمینانی است که با توجه به میزان اطلاعات موجود در مورد نحوه اجرا و طراحی ساختمان تعیین می‌شود. ضریب *m* ضریبی اصلاحی است که میزان شکل‌پذیری عضو را در محاسبات وارد می‌کند.

در تحلیل‌های غیرخطی رفتار پی کنترل شونده به‌وسیله نیرو معرفی می‌شود و معیار پذیرش آن مطابق با رابطه (۲) است.

هم‌چنین استفاده از فرض تکیه‌گاه صلب در مورد ساختمان‌هایی که سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه برای آن‌ها مورد نظر است، از نظر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای مجاز نیست.

$$Q_{UF} \le KQ_{CL} \qquad (2)$$

در این رابطه، Q_{UF} تلاش طراحی پی به عنوان یک عضو کنترلی توسط نیرو و Q_{CL} ظرفیت باربری کران پایین پی است که می‌تواند برابر با حد بالای آن در نظر گرفته شود.

در پیش‌استاندارد *FEMA 273* [۲]، پی در سیستم با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر در روش‌های خطی کنترلی به‌وسیله نیرو و در پیش‌استاندارد *FEMA 356* [۳] کنترلی به‌وسیله تغییرشکل محسوب می‌شود.

در سیستم‌های با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر کنترلی روی ظرفیت پی انجام نشده و در صورتی‌که سازه سطح عملکرد مورد نظر را تأمین کند، پی موجود مورد قبول خواهد بود.

برای ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی شالوده نیز باید از ضوابط مربوط به اجزای بتنی و با فرض کنترلی به‌وسیله نیرو استفاده کرد.

۳- آیا بهسازی در تراز پی با استفاده از دستورالعمل، غیراقتصادی است؟

یکی از مهم‌ترین مشکلاتی که در طرح‌های مقاوم‌سازی و ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و بهسازی آن‌ها با آن برخورد می‌شود، آن است که در روش‌های خطی با توجه به نیروهای بسیار زیاد برشی که به سازه وارد می‌شود، نیروهای برکنش زیادی به شالوده منتقل شده و در نتیجه ابعاد شالوده به‌صورت غیرمنطقی افزایش می‌یابد. دلیل بالا بودن سطح نیروی برشی در روش استاتیکی خطی در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱]، آن است که بر خلاف استاندارد ۲۸۰۰ [۸]، که نیروی برشی

پایه قبل از تحلیل به‌وسیله‌ی ضریب شکل‌پذیری R و با مقداری ثابت برای کل سازه کاهش می‌یابد، نیروی برشی پایه کاهش پیدا نکرده و پس از انجام تحلیل، نیروهای وارد بر المان‌ها، با توجه به شکل‌پذیری هر یک و با ضرایبی جداگانه (ضریب m، ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو)، کاهش پیدا می‌کنند. در نتیجه با اعمال نیروهای کاهش نیافته زلزله به سطح پی و شالوده، طول زیادی از شالوده به کشش افتاده و به افزایش حجم عملیات بهسازی در این بخش منجر می‌شود. از جمله پیشنهاداتی که برای رفع این مشکل مطرح شده آن است که به شالوده اجازه وقوع برکنش داده شود تا حجم بهسازی در تراز شالوده کاهش یابد.

بنابراین با توجه به تجربیات مقاوم‌سازی در چند سال اخیر و طراحی شالوده‌های با ابعاد بسیار بزرگ و طرح‌های بهسازی بسیار پیچیده در تراز پی، این تفکر ایجاد شده است که بهسازی در تراز پی با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، غیراقتصادی است. اما به نظر می‌رسد عواملی هم‌چون برداشت اشتباه از ضوابط دستورالعمل و پیش‌استانداردهای *FEMA* و هم‌چنین عدم توجه به رفتار سازه و نیازهای ظرفیتی واقعی شالوده، در وقوع این مشکلات مؤثر بوده است و در حقیقت در صورت استفاده صحیح از ضوابط دستورالعمل و هم‌چنین پیش‌استانداردها و استانداردهای *FEMA* و نیز طراحی بهینه سازه و استفاده از تمامی ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت اعضا، پی و شالوده، همان‌طوری‌که از اصول طراحی بر مبنای عملکرد است، طرحی اقتصادی خواهند داشت. بررسی دقیق‌تر موارد بالا در ادامه و در دو بخش طراحی شالوده و طراحی پی انجام شده است.

۴- طراحی شالوده

همان‌طوری‌که پیش‌تر نیز توضیح داده شد، شالوده یک عضو کنترلی توسط نیرو است و بنابراین برای آن شکل‌پذیری منظور نمی‌شود و نیروهای وارد بر آن و معیارهای پذیرش آن مطابق با ضوابط این نوع اعضاء است. با توجه به تجربیات بهسازی در سال‌های اخیر، عوامل متعددی در بالا بودن حجم عملیات بهسازی در تراز شالوده مؤثر بوده‌اند که به شرح زیر قابل بیان است:

الف- برداشت اشتباه در محدودیت‌های استفاده از روش‌های خطی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها. در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و هم‌چنین پیش‌استانداردهای *FEMA 273* [۲] و *FEMA 356* [۳] عنوان شده است در صورتی‌که نسبت نیرو به ظرفیت (*DCR*) در همه اعضا کوچک‌تر از ۲ باشد، استفاده از تحلیل استاتیکی خطی در ارزیابی لرزه‌ای سازه مورد بررسی، مجاز نیست. هم‌چنین در صورتی‌که *DCR* در تمامی اعضا کوچک‌تر از ۲ نباشد اما بی‌نظمی‌هایی که در دستورالعمل ذکر شده است در سازه وجود نداشته باشد، استفاده از تحلیل استاتیکی خطی، مجاز است. آن‌چه که اغلب در طرح‌های مقاوم‌سازی مشاهده می‌شود آن است که سعی می‌شود طرح مقاوم‌سازی به گونه‌ای داده شود که *DCR* تمام اعضا به عدد ۲ محدود شود تا استفاده از روش خطی دستورالعمل که نسبت به روش‌های غیرخطی بسیار ساده‌تر است و مشابه روش تحلیل استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ [۸] است، ممکن شود. در حالی که با توجه به محدودیت‌های استفاده از روش‌های خطی که گفته شد، در صورتی‌که سازه بی‌نظمی‌های مورد نظر دستورالعمل را نداشته باشد، لزومی به محدود کردن *DCR* اعضا نیست و حتی تمامی اعضا می‌توانند دارای *DCR* بزرگ‌تر از ۲ باشند.

محدود کردن *DCR* اعضا به عدد ۲، باعث می‌شود در

تمام اعضا تحت زلزله، سطح خطر مورد بررسی، در محدوده رفتاری خود نسبتاً ارتجاعی باقی مانده و در نتیجه رفتار کل سازه نیز نسبتاً ارتجاعی باشد و از ظرفیت شکل‌پذیری آن استفاده نشود و در این صورت غیر اقتصادی بودن طرح بهسازی، منطقی است. هنگامی‌که سازه تحت زلزله سطح خطر مورد بررسی رفتاری ارتجاعی داشته باشد، برش پایه وارده به سازه بسیار بزرگ بوده و نیروهای بسیار بزرگ ناشی از آن به شالوده منتقل می‌شود و هم چنین اصلی‌ترین هدف طراحی بر اساس عملکرد که استفاده از تمامی ظرفیت شکل‌پذیری اعضا است، نقض شده می‌شود.

ب- در تعیین نیروهای اعمالی به شالوده و طراحی آن، به دلیل آن‌که شالوده عضو کنترلی به‌وسیله نیرو است، برای کنترل آن باید از معیار پذیرش اعضای کنترلی توسط نیرو استفاده کرد (رابطه ٢). تلاش‌های طراحی در این اعضا (Q_{UF}) را مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی می‌توان به سه روش محاسبه کرد: ١- بیشینه تلاشی که به‌وسیله سازه می‌تواند به عضو وارد شود، ٢- بیشینه تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی سازه می‌تواند به عضو وارد شود، و ٣- تلاش‌های حاصل از ترکیب بار زیر:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \qquad (٣)$$

که در این رابطه Q_G تلاش‌های حاصل از بار ثقلی، Q_E تلاش‌های حاصل از بار زلزله، ضرایب C_1 و C_2 و C_3 همان ضرایبی هستند که در تعیین نیروی برشی پایه در روش خطی محاسبه می‌شود (نحوه محاسبه هر یک در دستورالعمل آمده است) و ضریب J ضریب کاهش بار است که به دو روش قابل محاسبه است. روش اول آن است که این ضریب برابر با کوچک‌ترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند، اختیار شود و روش دوم آن است که مقدار J با توجه به زلزله‌خیزی منطقه در نظر گرفته شود. که این مقدار برای مناطق زلزله‌خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد برابر ٢، برای مناطق با خطر نسبی متوسط برابر ١/٥ و برای مناطق با خطر نسبی کم برابر ١ است. در حقیقت این ترکیب بار نیز قصد دارد همانند دو روش اول، نیروهای وارد به عضو را تا مقدار واقعی آن‌ها کاهش دهد.

در بین سه روش ذکر شده، معمولاً از ساده‌ترین روش که روش سوم است استفاده می‌شود و هم‌چنین برای تعیین مقدار ضریب J نیز روش ساده‌تر، تعیین مقدار آن بر اساس زلزله‌خیزی منطقه، استفاده می‌شود:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \qquad (٤)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 \times 2} \approx Q_G \pm \frac{Q_E}{2.5 \sim 3} \qquad (٥)$$

مشاهده می‌شود در این حالت نیروهای زلزله Q_E که نیروهایی غیرواقعی و در حدود ٨ تا ١٠ برابر نیروهای واقعی وارده به سازه در هنگام وقوع زلزله است (و به خاطر حصول تغییرمکان‌های واقعی در سازه تا این حد افزایش پیدا کرده‌اند) با ضرایبی در حدود ٢/٥ تا ٣ کاهش داده می‌شوند و در نتیجه، عضو باید تحت تلاش‌هایی که کماکان چند برابر مقدار واقعی است طراحی شود. در این صورت منطقی خواهد بود اگر برای این سطح نیرو، ابعاد شالوده بسیار بزرگ‌تر از ابعاد مورد انتظار به‌دست بیاید و با حجم زیاد عملیات بهسازی در این تراز مواجه باشیم.

از طرفی حتی اگر برای تعیین مقدار ضریب J از روش اول (استفاده از کوچک‌ترین DCR اعضای متصل‌شونده به شالوده) استفاده شود، به دلیل آن‌که به اشتباه برای مجاز شدن انجام تحلیل‌های خطی، مقدار DCR اعضا به عدد ٢ محدود شده است، هم‌چنان سطح نیروهای زلزله بسیار

بالاتر از سطح نیاز واقعی قرار خواهند گرفت:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 DCR_{min}} \qquad (٦)$$

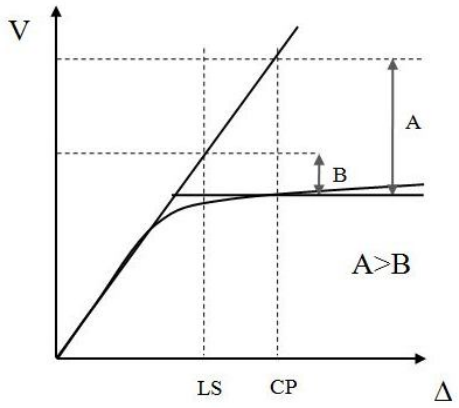
$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 \times 2} \approx Q_G \pm \frac{Q_E}{2.5 \sim 3} \qquad (٧)$$

نکته‌ای که در این بین توجه به آن مهم است آن است که اصولاً تعیین مقدار ضریب J بر اساس زلزله‌خیزی منطقه، همان‌طوری‌که در پیش‌استانداردهای *FEMA* هم به آن اشاره شده است، روشی تقریبی بوده و مقادیر کمی برای آن به‌دست می‌دهد. از دلایل تقریبی بودن این روش می‌توان به وابسته نبودن آن به نوع و میزان شکل‌پذیری سیستم سازه‌ای مورد بررسی اشاره کرد. در حقیقت همان‌طوری‌که در روش‌های دیگر تعیین تلاش‌های طراحی اعضای کنترلی به‌وسیله نیرو نیز مشاهده می‌شود، سطح نیروهای وارد به این اعضا کاملاً به شکل‌پذیری سازه و اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند وابسته است و در نتیجه وابسته نبودن این ضریب به شکل‌پذیری، که مهم‌ترین عامل تعیین‌کننده نیروی منتقل شونده به عضو مورد بررسی است، نمی‌تواند صحیح باشد. از طرف دیگر مقدار ضریب J در این روش به سطوح عملکردی سازه نیز بستگی ندارد. همان‌طوری‌که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، مقدار نیروی برشی پایه واقعی ایجاد شده در سازه (منحنی رفتار غیرخطی) در دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش، بسیار به یک‌دیگر نزدیک است و این در حالی است که در روش خطی (منحنی خطی شکل ۱) مقدار برش پایه برای این دو سطح عملکردی با یک‌دیگر متفاوت است. بنابراین برای رساندن سطح نیروهای حاصل از تحلیل خطی به سطح نیروهای واقعی، در هر یک از سطوح عملکردی، اعمال ضریب متفاوتی لازم خواهد بود در حالی که در صورت استفاده از روش دوم تعیین ضریب J (با توجه به زلزله‌خیزی منطقه) این مقدار برای تمامی سطوح عملکردی ثابت بوده (روابط ۸ و۹) و در نتیجه طراحی به میزان زیادی غیراقتصادی خواهد بود.

$$LS: Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 \times 2} \approx Q_G \pm \frac{Q_E}{2.5 \sim 3} \qquad (٨)$$

$$CP: Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 \times 2} \approx Q_G \pm \frac{Q_E}{2.5 \sim 3} \qquad (٩)$$

همان‌طوری‌که در این روابط مشاهده می‌شود، زمانی‌که از ضریب J استفاده می‌شود سطح نیروی زلزله طراحی در هر دو سطح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش به میزان ثابتی کاهش پیدا می‌کند و در نتیجه سطح نیروی طراحی عضو در هر یک از این دو سطح عملکردی با یک‌دیگر تفاوت زیادی خواهد داشت.



شکل (۱) منحنی نیرو تغییر مکان سازه

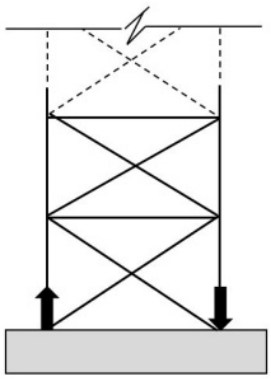
برای رفع این مشکلات به نظر می‌رسد استفاده از روش اول برای تعیین ضریب J، (استفاده از کوچک‌ترین *DCR* اعضایی که بار را به شالوده منتقل می‌کنند)، در صورتی‌که طراحی اعضا به‌صورت بهینه انجام شده باشد و از تمام ظرفیت شکل‌پذیری اعضای شکل‌پذیر استفاده شده باشد و یا به عبارت دیگر *DCR* اعضا تا حدی که دستورالعمل اجازه می‌دهد بزرگ اختیار شود (در حدود ضریب m عضو مورد بررسی)، سطح نیروهای زلزله به میزان مناسبی کاهش

پیدا کرده و در نتیجه حجم عملیات بهسازی در تراز شالوده کاهش می‌یابد. از نظر فیزیکی و علمی نیروهای وارده به شالوده نمی‌توانند بیش‌تر از بیشینه نیروهایی باشند که در اعضای شکل‌پذیر متصل به آن ممکن است ایجاد شود. بنابراین در صورتی‌که *DCR* اعضای شکل‌پذیر متصل‌شونده به شالوده، تا حدی که دستورالعمل اجازه می‌دهد، بزرگ انتخاب شوند، بدان معنی است که این اعضا تحت نیروهای برشی کم‌تری وارد ناحیه غیرخطی شده و در نتیجه نیروهای برشی کم‌تری به شالوده منتقل خواهند شد و نیاز ظرفیتی شالوده نیز کم‌تر خواهد بود. در حالی که در صورت انتخاب مقادیر کوچک برای *DCR*، اعضای شکل‌پذیر متصل به شالوده (همان‌طوری‌که معمولاً این کار انجام می‌شود)، تحت نیروهای برشی بزرگ‌تری وارد ناحیه غیر خطی شده و در نتیجه قابلیت انتقال نیروهای برشی بزرگ‌تری را خواهند داشت و منطقی خواهد بود که نیاز ظرفیتی شالوده هم بالا برود و در طراحی، ابعاد بزرگ‌تری برای شالوده به‌دست بیاید.

به عنوان مثال در صورتی‌که سازه مورد بررسی (شکل ٢)، یک سازه مهاربندی شده باشد، ستون‌ها و بادبندی‌های طبقه اول، اعضایی خواهند بود که نیرو را به شالوده منتقل می‌کنند. اما نکته‌ای که باید به آن توجه شود آن است که ستون‌ها، خود اعضای کنترلی توسط نیرو است و سطح نیروی وارد به آن‌ها به‌وسیله اعضای شکل‌پذیر (بادبندی‌ها) کنترل می‌شود، بنابراین کوچک‌ترین *DCR* باید از بین *DCR* مهاربندی‌ها انتخاب شود. البته ممکن است این مسئله نیز مطرح شود که ستون‌های طبقه اول که به شالوده متصل هستند نیروهای خود را از مهاربندی‌های تمامی طبقات دریافت می‌کنند و بنابراین کوچک‌ترین *DCR* باید از بین *DCR* مهاربندی‌های تمامی طبقات انتخاب شود و در نتیجه در صورتی‌که *DCR* مهاربندی‌های طبقه اول بزرگ باشند ولی در طبقات دیگر مقادیر کوچکی داشته باشند، باز هم مقادیر نیروهای زلزله تا حد مناسبی کاهش پیدا نخواهند کرد. نکته‌ای که در این‌جا باید به آن توجه شود آن است که در حقیقت مهاربندی‌های طبقه اول هستند که بیشینه نیروی وارد به شالوده را کنترل می‌کنند و نه مهاربندی‌های طبقات دیگر. زیرا هنگامی‌که مهاربندی‌های طبقه اول وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند، در واقعیت مقدار برش پایه تغییر کرده و به میزان ظرفیت مهاربندی‌های متصل به شالوده کاهش پیدا خواهد کرد و در نتیجه توزیع آن در طبقات تغییر خواهد کرد که این رفتار در تحلیل‌های خطی قابل مشاهده نیست. بنابراین اعضای تعیین‌کننده نیروی وارده به شالوده، مهاربندی‌های متصل به آن بوده و کوچک‌ترین *DCR* باید از بین این اعضا انتخاب شود.

در نتیجه می‌توان با بالا بردن *DCR* اعضای شکل‌پذیر متصل‌شونده به شالوده، نیروهای طراحی شالوده را به میزان مناسبی کاهش داد و طراحی را بهینه کرد. برای مثال دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای برای مهاربند فشاری زوج نبشی برای کمانش داخل صفحه برای سطح عملکردی ایمنی جانبی، ضریب *m* را برابر ٦ و برای سطح عملکرد آستانه فروریزش مقدار m را برابر ٨ پیشنهاد می‌کند. این مقادیر بزرگ *m* نشان دهنده ظرفیت شکل‌پذیری این اعضا است و این‌که می‌توان این اعضاء را به گونه‌ای طراحی کرد که *DCR* آن‌ها تا مقادیر ٦ و ٨ برای سطوح عملکرد مربوطه افزایش پیدا کنند. در این‌صورت تلاش‌های وارده به عضو کنترلی توسط نیرو (شالوده)، مطابق رابطه (١٠) محاسبه خواهد شد که باعث کاهش قابل ملاحظه نیروهای زلزله و رساندن سطح آن به مقدار واقعی می‌شود؛ و در نتیجه طراحی شالوده بهینه خواهد بود.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 (6 \sim 8)} \qquad (١٠)$$



شکل (۲) سازه مهاربندی شده فرضی

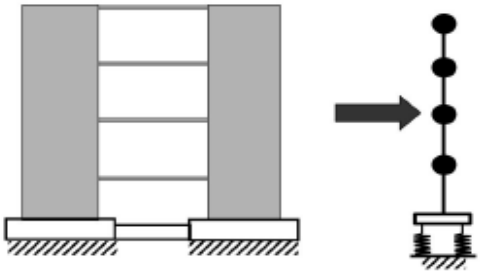
همان‌طوری‌که پیش‌تر نیز به آن اشاره شد، تعیین تلاش‌های طراحی اعضای کنترلی به‌وسیله نیرو به سه روش قابل انجام است که استفاده از ترکیب بار بالا یکی از آن سه روش است. استفاده از روش‌های دیگر مانند تعیین بیشینه تلاشی که به‌وسیله سازه می‌تواند به عضو وارد شود و یا بیشینه تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود نیز به شکل دقیقی میزان نیاز ظرفیتی شالوده را پیش‌بینی می‌کنند. در واقع استفاده صحیح از این دو روش، بسیار مناسب‌تر از تحلیل‌های خطی بوده و رفتار سازه را با دقت بیش‌تر بیان می‌کنند و طراحی اعضا نیز با نیازهای ظرفیتی واقعی‌تری انجام خواهد شد.

۵- طراحی پی (ابعاد شالوده)

طراحی ابعاد شالوده با کنترل تنشهای وارده به خاک صورت می‌گیرد. پیشتر ذکر شد که دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، پی را همانند پیش‌استاندارد *FEMA 356* [۳] یک عضو کنترلی توسط تغییر شکل در نظر می‌گیرد، اما پیش‌استاندارد *FEMA 273* [۲] پی را کنترلی توسط نیرو معرفی می‌کند. سؤالی که در این‌جا مطرح می‌شود آن است که آیا نیروهایی که به خاک منتقل می‌شود ناشی از همان برش پایه بزرگ روش استاتیکی خطی است و یا این‌که برای کنترل پی می‌توان از نیروهای کاهش یافته‌ای که در طراحی شالوده استفاده شد، استفاده کرد و اگر می‌توان از نیروهای کاهش‌یافته استفاده کرد آیا می‌توان این نیروها را دوباره به دلیل شکل‌پذیری خاک کاهش داد یا خیر؟

استفاده از نیروهای حاصل از برش پایه تحلیل استاتیکی خطی در کنترل پی و انتقال آن‌ها به سطح پی و سپس کاهش آن‌ها با ضریب ۳ (ضریب m خاک) با فرض کنترلی به‌وسیله تغییرشکل بودن پی، به دلیل آن‌که این ضریب در بارهای ثقلی و لرزه‌ای به طور هم‌زمان اعمال می‌شود نمی‌تواند کمک چندانی به حل مسئله کند و هم‌زمان با کاهش بارهای ثقلی، میزان برکنش در شالوده زیاد شده و رفتار سازه به شکل صحیحی پیش‌بینی نخواهد شد و ابعاد پی نیز بسیار بزرگ به‌دست می‌آید.

به دلیل آن‌که نیروهای واقعی که به سطح پی منتقل می‌شوند برابر همان نیروهای کاهش یافته‌ای است که در طراحی شالوده استفاده شدند، می‌توان برای کنترل پی از همین نیروهای کاهش‌یافته استفاده کرد. کاهش مجدد این نیروهای یافته به دلیل شکل‌پذیری خاک با ضریب ۳ (ضریب m خاک) نیز در صورتی‌که برای استفاده از ظرفیت نهایی خاک پس از تسلیم و هم‌چنین شکل‌پذیری خاک باشد، نمی‌تواند صحیح باشد؛ زیرا در صورتی‌که نیروهای مذکور دوباره کاهش یابند، خاک زیر شالوده (شکل ۳) مقاومتی کم‌تر از سازه خواهد داشت و رفتار و شکل‌پذیری آن حاکم بر طرح خواهد شد.



شکل (۳) معادل‌سازی سیستم سازه و پی

می‌توان نیروهای کاهش‌یافته بالا را به خاطر وقوع برکنش محدود در شالوده، دوباره با ضریب ۳ کاهش داد. در حقیقت ضریب m که در روش‌های خطی در پیش‌استاندارد *FEMA 356* [۳] برای خاک برابر ۳ در نظر گرفته می‌شود، معرف مجاز دانستن وقوع برکنش محدود است. توجیه این مطلب را می‌توان در استاندارد *FEMA 310* [۵] جست. در استاندارد *FEMA 310* [۵] عنوان می‌شود نیروهای وارد به تراز پی کنترلی به‌وسیله نیرو است و مطابق با روابط و روش‌های مربوط به این اعضا محاسبه می‌شوند. هم‌چنین در ادامه عنوان می‌شود در محاسبه نیروهای طراحی می‌توان دوباره نیروهای کاهش‌یافته زلزله را برای سطح عملکردی استفاده بی‌وقفه در ۲/۳ و برای سطح عملکردی ایمنی جانی در ۱/۳ ضرب کرد. در ادامه در تفسیر این مطلب آمده است که این معیار (کاهش مجدد نیروهای زلزله) برای وقوع برکنش محدود در شالوده اعمال می‌شود.

با توجه به موارد بالا برای کنترل پی و طراحی ابعاد شالوده می‌توان به دو روش عمل کرد. روش اول آن است که نیروهای زلزله کاهش‌یافته‌ای‌که در طراحی شالوده استفاده می‌شود را یک‌بار دیگر با ضریب ۳ کاهش داده و نیروهای حاصل برای طراحی پی استفاده شوند ولی در زمان طراحی اجازه وقوع برکنش به شالوده داده نشود. روش دوم آن است که از نیروهای زلزله کاهش یافته‌ای‌که در طراحی شالوده استفاده می‌شود بدون کاهش مجدد برای طراحی پی استفاده شود اما در زمان طراحی مقدار محدودی به شالوده اجازه وقوع برکنش داده شود. تعیین میزان محدود برکنش مجاز در شالوده نیاز به تحقیقات بیش‌تری دارد که به نظر می‌رسد تا دست‌یابی به نتایج تحقیقاتی، استفاده از مقادیر برکنش مجاز مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۲۵ درصد طول شالوده) مناسب باشد.

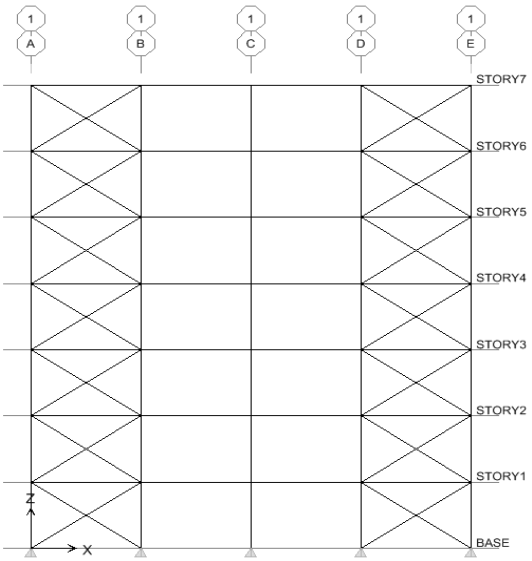
۶- حل یک مثال نمونه

در ادامه یک قاب ۷ طبقه مهاربندی شده که جرم لرزه‌ای آن ٤ برابر جرم معادل بار ثقلی اعمالی به آن است انتخاب شده و سپس با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۸] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۲] (آیین‌نامه طراحی ساختمان‌های فولادی) و نیز مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۹] (برای طراحی شالوده) طراحی شده است. سپس این سازه با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و با استفاده از روش‌های استاتیکی خطی و استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی آسیب‌پذیری قرار گرفته و شالوده آن طراحی شده است و در نهایت شالوده حاصل از طراحی با استاندارد ۲۸۰۰ [۸]و مبحث نهم [۹] با شالوده طراحی شده با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای مقایسه شده و صحت مباحث بالا بررسی می‌شود.

مشخصات قاب مورد مطالعه به این شکل است: ارتفاع طبقات برابر ۳ متر، طول هر دهانه برابر ٤/٥ متر و خاک منطقه از نوع ۳ و منطقه با خطر زلزله بالا. نمایی از قاب مذکور در شکل ٤ و مقاطع مورد استفاده در آن در جدول ۱ نمایش داده شده است. میل‌گرد مورد استفاده در شالوده از نوع A3 و با تنش تسلیم ٤۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و مقاومت فشاری بتن برابر ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع انتخاب شده است.

در مرحله اول پس از طراحی سازه، شالوده سازه با استفاده از ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۹] و استاندارد ۲۸۰۰ [۸] طراحی شده و مقطع آن در شکل شماره ٥ نمایش داده شده است. سپس سازه تحت آنالیز استاتیکی خطی و غیرخطی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱] قرار گرفته و شالوده آن با ضوابط دستورالعمل طراحی شده است. در جدول ۲ مقدار محاسبه شده تغییرمکان هدف روش خطی و غیرخطی دستورالعمل و نیز تغییرمکان واقعی طرح

استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۸] نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که تغییر مکان‌های واقعی حاصل از هر سه تحلیل به یک‌دیگر نزدیک است.

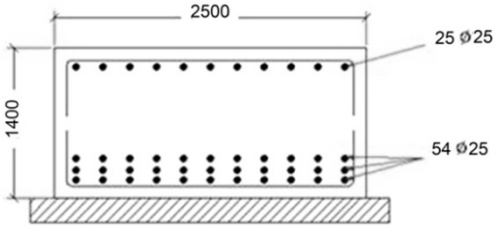


شکل (٤) قاب ۷ طبقه مورد مطالعه

جدول (۱) مقاطع مورد استفاده در قاب مورد مطالعه

طبقه	مهاربندی ها	ستونهای روی محور A-1,B-1,D-1,E-1
اول	BOX 100X100X14.2	BOX 220X220X22.8
دوم	BOX 100x100x12.5	BOX 220X220X22.2
سوم	BOX 100x100x12.5	BOX 200X200X17.5
چهارم	BOX 100X100X10	BOX 180X180X14.2
پنجم	BOX 100X100X8	BOX 140X140X12
ششم	BOX 80X80X12.5	BOX 140X140X10
هفتم	BOX 80X80X5	BOX 140X140X10

طبقه	ستونهای روی محور C-1	تیرها
اول	BOX 140X140X10	IPE 240
دوم	BOX 140X140X10	IPE 240
سوم	BOX 140X140X10	IPE 240
چهارم	BOX 120X120X10	IPE 240
پنجم	BOX 120X120X10	IPE 240
ششم	BOX 100X100X10	IPE 240
هفتم	BOX 100X100X10	IPE 220



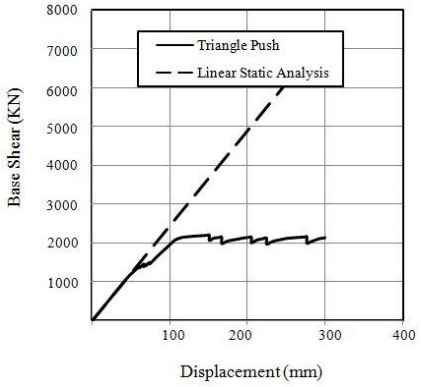
شکل (۵) مقطع شالوده طراحی شده با مبحث نهم

جدول (۲) مقایسه بین تغییر مکان‌های واقعی هر یک از روش‌ها

Analysis Type	Target Displacement (mm)
Nonlinear Static Analysis	228
Linear Static Analysis	234.8
Code 2800	217.5

منحنی پوش سازه که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌دست آمده است در شکل ٦ نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود در تغییرمکان هدف، نسبت نیروی برشی خطی به غیرخطی در حدود ۳/۵ است. در ادامه شالوده سازه مذکور با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و به سه روش مختلف تحلیل و طراحی شده است.

روش اول: طراحی شالوده با استفاده از بیشینه تلاش‌هایی که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در سازه ایجاد می‌شود. در این روش پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، نیروهای وارد به شالوده در نقطه تغییرمکان هدف استخراج شده و شالوده تحت نیروهای بالا تحلیل و طراحی شده است.



شکل (٦) منحنی پوش قاب فولادی ۷ طبقه

روش دوم: طراحی شالوده با استفاده از ترکیب بار پیشنهادی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای[۱]. در این روش همان‌طوری‌که بیش‌تر اوقات عمل می‌شود ضریب J به عدد ۲ محدود شده است. بنابراین ترکیب بارهای طراحی مطابق زیر خواهد بود. حاصل‌ضرب ضرایب C_1 و C_2 و C_3 برابر ۰/۹ است:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J}$$

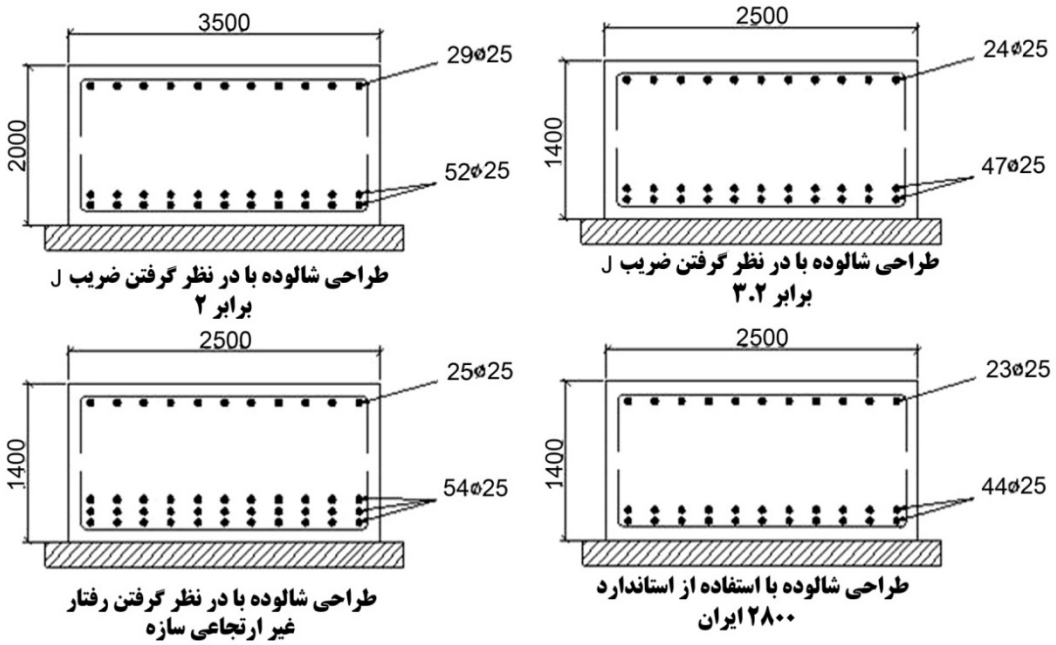
$$Q_{UF} = 1.1Q_D + 0.22Q_L \pm \frac{Q_E}{0.9 \times 2}$$

$$Q_{UF} = 0.9Q_D \pm \frac{Q_E}{0.9 \times 2}$$

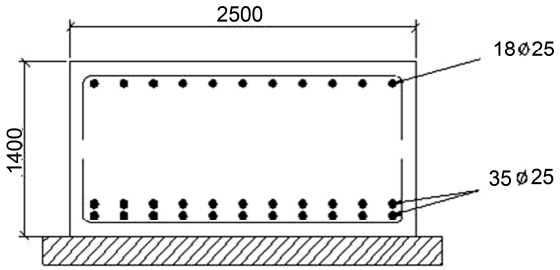
روش سوم: طراحی شالوده با استفاده از ترکیب بار پیشنهادی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای. در این روش به جای استفاده از ضریب J از کوچک‌ترین DCR اعضای متصل‌شونده به شالوده استفاده شده است. کوچک‌ترین DCR اعضای متصل‌شونده به شالوده در سازه مورد بررسی برابر ۳/۲ است. بنابراین ترکیب بارهای طراحی مطابق زیر خواهد بود:

$$Q_{UF1} = 1.1Q_D + 0.22Q_L \pm \frac{Q_E}{0.9 \times 3.2}$$

$$Q_{UF2} = 0.9Q_D \pm \frac{Q_E}{0.9 \times 3.2}$$



شکل (۷) ابعاد و مقدار میل‌گرد طراحی شده شالوده با روش‌های مختلف



شکل (۸) مقطع شالوده طراحی شده برای سطح عملکردی ایمنی جانی

ابعاد و مقدار میل‌گردهای طراحی شده برای شالوده در هر یک از حالات بالا در شکل ۷ نمایش داده شده است.

همان‌طوری‌که مشاهده می‌شود، ابعاد و هم چنین تعداد میل‌گردهای مورد نیاز شالوده در سه حالت طراحی با استاندارد ۲۸۰۰ ایران، طراحی با در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی سازه و طراحی با استفاده از ترکیب بار دستورالعمل بهسازی و استفاده از کوچک‌ترین *DCR* اعضای متصل‌شونده به شالوده، مشابه یک‌دیگر است اما ابعاد و تعداد میل‌گردهای شالوده با در نظر گرفتن ضریب *J* برابر ۲ بسیار متفاوت از سه حالت دیگر طراحی است و نشان‌دهنده آن است که نیاز ظرفیتی شالوده در این حالت به میزان زیادی بیش‌تر از نیاز ظرفیتی واقعی شالوده است. هم‌چنین یک‌بار سازه بالا برای سطح عملکردی ایمنی جانی و به شکل بهینه و سپس شالوده آن به دو روش طراحی شده است. همان‌طوری‌که می‌دانیم سطح طراحی استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۸] از سطح عملکردی ایمنی جانی بالاتر است و در نتیجه انتظار داریم با طراحی سازه برای سطح عملکرد ایمنی جانی ابعاد سازه و شالوده کاهش یابند. روش اول با اجازه وقوع برکنش ۳۰ درصدی در طول شالوده و تعیین ابعاد شالوده با نیروهای کاهش‌یافته اعضای کنترلی به‌وسیله نیرو و روش دوم بدون اجازه وقوع برکنش در شالوده ولی با کاهش مجدد نیروهای زلزله اعضای کنترلی به‌وسیله نیرو، با ضریب ۳ است (مطابق با *FEMA 310*). مقطع شالوده طراحی شده با هر یک از دو روش بالا که کاملاً مشابه یک‌دیگر است، در شکل ۸ نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود همان‌طوری‌که انتظار می‌رفت ابعاد شالوده در این حالت کم‌تر از ابعاد شالوده طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ به‌دست آمده است.

۷- نتیجه‌گیری

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای در تراز پی در صورت استفاده صحیح از ضوابط و روابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و هم‌چنین پیش‌استانداردهای *FEMA* و نیز درک صحیح رفتار سازه نمی‌تواند منجر به طرح بهسازی حجیم در شالوده شود. بدین منظور پیشنهاد می‌شود در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها در تراز پی به نکات زیر توجه شود:

الف- در طرح بهسازی، طراحی المان‌های باربر جانبی بهینه باشد به گونه‌ای که تا حدی که دستورالعمل اجازه می‌دهد از تمام ظرفیت شکل‌پذیری اعضا استفاده شود.

ب- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱] برای تعیین نیروهای طراحی شالوده (اعضای کنترلی به‌وسیله نیرو) سه روش معرفی می‌کند. در این بین تعیین نیروهای طراحی شالوده با توجه به رفتار غیرخطی سازه و بیشینه نیرویی که ممکن است به شالوده منتقل شود، بهترین گزینه است و رفتار واقعی سازه را به شکلی روشن بیان می‌کند. اما در صورت استفاده از ترکیب بار پیشنهادی دستورالعمل، مناسب‌تر است به جای استفاده از ضریب J، از کوچک‌ترین DCR اعضای متصل به شالوده استفاده شود.

ج- برای تعیین ابعاد شالوده و کنترل تنشهای خاک می‌توان از ترکیب بار بالا استفاده کرد زیرا در هر صورت بیش‌تر از این مقدار به تراز پی نیرو وارد نمی‌شود. میزان برکنش محدود نیز تا انجام تحقیقات بیش‌تر می‌تواند مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران در نظر گرفته شود.

۸- منابع

[۱] نشریه ۳۶۰، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۸۵.

[2] FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic

rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, 1997

[3] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, 2000

[4] Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes, New Zealand, 2006

[5] FEMA 310, Handbook for the Seismic evaluation of buildings, Federal Emergency Management Agency, 2002.

[6] FEMA 349, Action plan for performance based seismic design, Federal Emergency Management Agency, 2000

[7] FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, 2005

[٨] استاندارد ٢٨٠٠ ایران، ویرایش سوم، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ١٣٨٤

[٩] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، ١٣٨٥

[١٠] نشریه ١٢٠، آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور ١٣٨٢

[١١] مجموعه سخنرانی‌های انجام شده در سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی <http://www.retrofit.ir/learn.php>

[١٢] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ١٣٨٤