

بررسی ضوابط طراحی سازه های فولادی بلند باسیستم دوگانه قاب-دیوار در حوزه نزدیک به گسل به روش

طراحی بر اساس عملکرد

محسن تهرانی زاده^۱؛ احمد پهلوان یلی^{۲*}

چکیده

در این مقاله، عملکرد سازه های فولادی بلند با سیستم دوگانه قاب - دیوار (شامل قاب خمشی فولادی و دیواربرشی بتن آرمه) در حوزه نزدیک به گسل لرزه زا با توجه به معیارهای پذیرش آیین نامه های FEMA356 و ATC40 و دستورالعمل بهسازی لرزه ای، مورد بررسی قرار می‌گیرد. به منظور بررسی عملکرد سازه در حوزه نزدیک و مقایسه با عملکرد آن در حوزه دور از گسل و همچنین بررسی کفایت تحلیل های استاتیکی غیرخطی در بیان عملکرد سازه، تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت رکوردهای حوزه نزدیک و دور و تحلیل استاتیکی غیرخطی صورت گرفته و عملکرد سازه براساس معیارهای پذیرش آیین نامه های یادشده، کنترل شده است. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که برخلاف عملکرد مناسب سیستم دوگانه قاب - دیوار در حوزه دور از گسل، عملکرد آن در حوزه نزدیک به گسل، به علت فراتر بودن تغییرمکان های جانبی نسبی بین طبقه ای از حدود مجاز، قابل پذیرش نمی باشد. از نتایج مهم دیگر می‌توان به ضعف آیین نامه ۲۸۰۰ در بیان ترکیب بار بحرانی ستون ها و همچنین ضعف روش های استاتیکی غیرخطی در بیان عملکرد سازه های بلند اشاره نمود.

کلمات کلیدی

سیستم دوگانه، حوزه نزدیک، طراحی براساس عملکرد، تحلیل های غیرخطی

Evaluation of Tall Steel Structures with Dual System (SMRF&RC Shear Wall) in Near-Field Ground Motions by Performance Based Design Method

M. Tehranizadeh; A. Pahlavan Y.

ABSTRACT

This paper discusses performance of tall steel structures with dual system (comprised of SMRFs and Intermediate RC shear walls) in near-fault ground motions according to acceptance criteria introduced in FEMA356 and ATC40. Achieving this purpose and in comparison with far-fault ground motions and evaluating acceptability of push-over analyses in performance based design method, some nonlinear time history analyses under near-field and far-field records and some nonlinear static analyses are performed. Thereafter acceptance criteria of structures is checked. The results show that despite of appropriate performance of dual system under far-fault excitations, structural performance is not acceptable under near-fault ground motions because of inadmissible story drifts. Deficiency of Iranian code (Standard No.2800) in exhibition of critical load combination for column's seismic design and inadequacy of push-over analysis in demonstrating tall buildings performance are other results of this study.

KEYWORDS

Dual System, Near Field, Performance Based Design, Nonlinear Analyses

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۸۵/۱۰/۲۳

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۸۸/۲/۱۶

۱ استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر، E mail: tehz@gov.ir

۲ نویسنده مسئول و کارشناس ارشدسازه دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر،

Email: yali578@gmail.com

طراحی براساس عملکرد، عملکرد غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد و تغییرمکان به جای نیرو به عنوان مناسب ترین شاخص رفتار مطرح می‌شود [۵]. در مطالعاتی که Anderson و Bertero بر روی زلزله Imperial valley 79 انجام دادند، نشان داده شد که تغییر شکل های سازه شامل تغییرمکان جانبی، تغییرمکان نسبی بین طبقه ای و دوران پلاستیک، در سازه های فولادی با ارتفاع متوسط در حوزه نزدیک به گسل لرزه زا به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد [۸].

به منظور بررسی اثر حرکت پالس گونه روی سازه های بلند با سیستم دوگانه، Anderson و Bertero سازه ۳۰ طبقه ای با سیستم قاب خمشی را با استفاده از دیوار برشی بتن آرمه تقویت نموده و عملکرد سازه را تحت مولفه افقی زلزله Loma Prieta 89 با توجه به مفاهیمی نظیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات و چرخش پلاستیک تیرها و ستون ها مورد بررسی قرار دادند. نتایج بدست آمده نشانگر این موضوع بوده است که در حوزه نزدیک به گسل، موضع ماکزیمم تقاضای تغییرشکل و خرابی در سازه های بلند، به تغییرات در سختی و مقاومت تسلیم بسیار حساس است. با سخت تر کردن سازه موضع ماکزیمم تقاضای تغییر شکل از طبقات بالاتر به طبقات پایین تر و با افزایش استحکام سازه، موضع ماکزیمم تقاضا از طبقات پایین تر به طبقات بالاتر منتقل می‌گردد. با سخت تر نمودن سازه های بلند، اگرچه ممکن است میزان تغییرمکان جانبی آنها کاهش یابد ولی از طرف دیگر با کاهش دوره تناوب سازه به سمت محدوده شتاب طیفی بیشتر جابجا می‌شود و در نتیجه نیروهای جانبی وارد بر آن افزایش پیدا کرده و ارائه یک طراحی مقاوم تر، اجتناب ناپذیر می‌گردد. بنابراین به نظر می‌رسد سخت تر نمودن یک سازه هنگامی موثر است که تمهیداتی برای افزایش میرایی نیز مورد توجه قرار گیرد [۸].

در مطالعات دیگری که Alavi و Krawinkler بر روی سازه‌های مختلف انجام دادند مشخص شد که در اثر تحریک زلزله در حوزه نزدیک، در سازه های مقاوم با دوره تناوب بالا، طبقات بالاتر سریع تر تسلیم می‌شوند در حالی که در سازه‌های ضعیف، شکل پذیری های بیشتر، در طبقات پایین تر رخ می‌دهد. همچنین دیده شد که افزایش استحکام سازه به تنهایی نمی‌تواند در همه موارد سبب بهبود عملکرد لرزه ای سازه در حوزه نزدیک شود. افزایش مقاومت طبقات پایین تر، شکل پذیری یکنواخت تری را در سازه ایجاد می‌کند و تقاضای شکل پذیری زیاد را در سازه های بلند کنترل می‌کند [۷]. بر اساس مطالعات Morrow, MacRae و Roeder، در

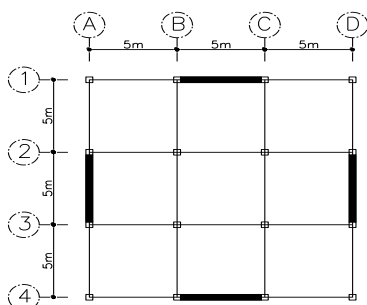
بیشتر خرابی های ناشی از زلزله های بزرگ گذشته همانند Northridge 94 و Kobe 95 ناشی از جنبش های زمین در حوزه نزدیک به گسل لرزه زا بوده است. از ویژگیهای اینگونه زلزله ها، وجود حرکات ضربه ای با دوره تناوب کوتاه در ابتدای رکورد زلزله می باشد که انرژی عظیمی را در همان ابتدای وقوع زلزله بر سازه تحمیل می‌کند. این حرکات پالس گونه بویژه در مسیر پیش رونده گسل (Forward directivity) و با سرعتی برابر با سرعت موج برشی نمایان می‌شوند. الگوی شعاعی توزیع برشی گسل باعث می‌گردد که حرکات پالس گونه بیشتر در راستای عمود بر امتداد گسل دیده شوند و در نتیجه مولفه رکورد زلزله در جهت عمود بر امتداد گسل بسیار نیرومندتر از مولفه موازی گسل باشد. نیاز به در نظر گرفتن این آثار ویژه در مراحل طراحی آیین نامه های سازه ای به طور کامل روشن است. ضرایب حوزه نزدیک که در برخی از آیین نامه های طراحی مطرح شده است، کارآیی موثری ندارد زیرا که در آنها ویژگیهای فرکانسی ویژه جنبش زمین در حوزه نزدیک به گسل نادیده گرفته شده است. علاوه بر این مفاهیم طراحی براساس عملکرد نیز نیازمند یک درک کمی از پاسخ سازه به انواع مختلف جنبش زمین در سطوح مختلف عملکرد، در محدوده الاستیک نسبی تا محدوده پلاستیک کامل می‌باشد [۴].

پالس‌های بلند مدت تغییر مکان، سرعت و شتاب دیده شده در رکورد زلزله‌های بزرگ، انرژی زیادی را در قالب حرکات ضربه ای زمین به سازه‌ها القا می‌نماید. مطالعات نشان می‌دهند که این پالس‌های بزرگ و بلند مدت می‌توانند تاثیر بسیار خطرناکی در تغییر ویژگی های رفتاری سازه‌های بلند با زمان تناوب ارتعاش پایه بزرگتر از 0.8 ثانیه داشته باشند [۴].

تحقیقات صورت گرفته روی رفتار ساختمان ها در برابر زلزله های گذشته نشان داد که مقاومت نمی تواند معیار مناسبی برای طراحی باشد و در آیین نامه های جدید به جای معیار مقاومت از معیار رفتار برای طراحی سازه استفاده می‌شود [۵].

بر اثر وقوع زلزله های شدید، خسارت های قابل ملاحظه ای به علت رفتار غیرارتجاعی سازه ها به آنها وارد می شود زیرا با توجه به منحنی نیرو- تغییرمکان، سازه بر اثر وقوع زلزله های شدید، پس از گذر از محدوده ارتجاعی، وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شود و در این ناحیه تغییرات مقاومت ناچیز می باشد و تغییرشکل های خمیری که ارتباط نزدیک تری با خسارت دارند، ایجاد می‌شود. به همین دلیل، در روش

ملی ساختمان برای سازه‌های بتنی و فولادی) هستند. پلان هر دو سازه یکسان و مطابق شکل (۱) است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و کف‌ها دال بتن آرمه دو طرفه می‌باشد. مقاطع ستون‌ها Box و مقاطع تیرها IPE همراه با ورق تقویتی در نظر گرفته شده است. سازه در منطقه با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد واقع شده است. نوع خاک منطقه نوع II و سازه از نظر اهمیت، سازه با اهمیت زیاد محسوب می‌گردد. بار مرده طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار دیوارهای جانبی به صورت خطی ۳۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است.



شکل (۱): پلان طبقات سازه های مدل شده

رخدادهای حوزه نزدیک که اثر شکست پیش رونده گسل در آن ها دیده شده است، سازه های با دوره تناوب در محدوده ۱ تا ۳ ثانیه، با افزایش فاصله از مرکز زلزله در راستای گسل، پاسخ های شدید تری را نشان داده اند. برای سازه های با دوره تناوب کوچک چنین شدتی در پاسخ سازه ها دیده نشده است [۱۵].

در این مقاله، سازه های فولادی ۱۰ و ۲۰ طبقه با سیستم دوگانه شامل قاب خمشی ویژه و دیوار برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط بر اساس ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ طراحی سپس تحت تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت رکوردهای حوزه نزدیک و حوزه دور و همچنین تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و در سطح خطر ۱ (مطابق با سطوح خطر تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه ای) معیارهای پذیرش سازه ها در سطح عملکرد ایمنی جانی مقایسه و کنترل شدند.

۲- مشخصات مدل های بررسی شده

سازه‌های مورد بررسی، سازه‌های فولادی ۱۰ و ۲۰ طبقه با سیستم دو گانه شامل قاب های خمشی فولادی ویژه و دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل‌پذیری متوسط (مطابق با ضوابط شکل‌پذیری گفته شده در مباحث نهم و دهم مقررات

جدول (۱): مشخصات مقاطع اعضای سازه ۱۰ طبقه

طبقه	مقاطع ستونها		مقاطع تیرها	مقاطع دیوار برشی
	ستونهای گوشه	سایرستونها		
9,10	BOX150*8	BOX200*8	IPE270	500*20 cm*cm Ø14@35 cm
7,8	BOX150*8	BOX200*12	IPE270	500*20 cm*cm Ø14@35 cm
4,5,6	BOX200*8	BOX250*15	IPE300	500*25 cm*cm Ø14@30 cm
1,2,3	BOX200*12	BOX350*12	IPE300	500*25 cm*cm Ø14@25 cm

جدول (۲): مشخصات مقاطع اعضای سازه ۲۰ طبقه

طبقه	مقاطع ستونها		مقاطع تیرها	مقاطع دیوار برشی
	ستونهای گوشه	سایر ستونها		
19,20	BOX200*8	BOX200*10	IPE300	500*20 cm*cm Ø14@35cm
16,17,18	BOX250*12	BOX250*15	IPE3002PL130*15 WEB2PL220*6	500*25 cm*cm Ø14@35cm
13,14,15	BOX250*15	BOX300*15	IPE3002PL130*15 WEB2PL220*6	500*25 cm*cm Ø14@35cm
10,11,12	BOX250*15	BOX350*15	IPE3002PL130*15 WEB2PL220*6	500*30 cm*cm Ø14@35cm
7,8,9	BOX300*12	BOX400*15	IPE3002PL130*10	500*30 cm*cm Ø14@25cm
4,5,6	BOX300*12	BOX400*20	IPE3002PL120*5	500*35 cm*cm Ø28@25cm
1,2,3	BOX300*15	BOX450*25	IPE300	500*45cm*cm Ø28@12.5cm

به منظور انجام تحلیل های غیرخطی و بررسی عملکرد سازه از نرم افزار PERFORM3D استفاده شده است. PERFORM نرم افزاری قدرتمند برای انجام تحلیلهای استاتیکی غیر خطی و تاریخچه زمانی غیر خطی تحت رکورد زلزله می باشد و با توجه به اینکه ضوابط و معیارهای FEMA356 در این نرم افزار گنجانده شده است، کاربرد وسیعی در محدوده روش های طراحی بر اساس عملکرد دارد.

۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

کنترل عملکرد سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش طیف ظرفیت صورت گرفته است. در این روش پس از به دست آوردن منحنی تقاضای زلزله، از برخورد آن با منحنی ظرفیت، در واقع یک نقطه عملکرد (Performance point) بدست می آید. این نقطه عملکرد، تخمینی از جابجایی واقعی سازه ها برای یک زمین لرزه مشخص می باشد.

۳-۱- منحنی تقاضای زلزله

منحنی تقاضای زلزله با توجه به سطوح مختلف خطر تعیین می گردد. مطابق ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه ای، منحنی تقاضای زلزله در سطح خطر ۱، همان طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ می باشد که از حاصلضرب شتاب مبنای طرح (A) در طیف بازتاب سازه (B) حاصل می شود [۶].

۳-۲- توزیع بار جانبی

مطابق ضوابط FEMA356، حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به سازه اعمال می گردد. به عنوان توزیع نوع اول، از توزیع متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی و برای توزیع نوع دوم، از توزیع یکنواخت استفاده می گردد [۶]. در ترکیب بارگذاری ثقیل و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقیل مطابق بخش ۲-۲-۸ دستورالعمل بهسازی در نظر گرفته شده است.

۳-۳- اثر همزمان مولفه های زلزله

اثر مولفه های مختلف زلزله از جمع آثار ناشی از تغییر شکل سازه به اندازه تغییرمکان هدف در یک امتداد با آثار ناشی از تغییرشکل سازه به اندازه ۳۰ درصد تغییرمکان هدف در امتداد عمود بر آن حاصل می شود [۶] [۱۰]. با توجه به امکان اعمال همزمان بار جانبی در دو جهت مختلف در نرم افزار PERFORM، ضریب اعمال بار در جهت عمود بر جهت غالب اعمال بار، با انجام سعی و خطا و تحلیل چند باره سازه به گونه ای انتخاب شد که تغییرمکان نقطه کنترل (مرکز جرم بام) در جهت عمود، به میزان ۳۰ درصد تغییرمکان این نقطه در جهت غالب اعمال بار باشد.

۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

یکی از دقیق ترین روش ها در برآورد پاسخ سازه به زلزله در محدوده رفتار غیر خطی، روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی می باشد. دست یابی به نتایج صحیح و دقیق در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، نیازمند استفاده از شتابنگاشت هایی است که به گونه ای مناسب انتخاب و مقیاس شده اند [۲].

تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در PERFORM به روش شتاب میانگین ثابت انجام می شود [۱۳].

۴-۱- انتخاب شتابنگاشت ها

برای تحلیل تاریخچه زمانی باید حداقل سه جفت شتابنگاشت متعلق به مؤلفه های افقی سه زلزله مختلف مورد استفاده قرار گیرد. پاسخ سازه باید برای هر یک از شتابنگاشت ها محاسبه شود. چنانچه در هر امتداد کمتر از هفت شتابنگاشت در نظر گرفته شود پاسخ سازه باید برابر مقدار حداکثر پاسخ ها فرض شود [۶] [۱۰].

۴-۲- انتخاب گام زمانی

انتخاب فاصله زمانی مناسب از نکات مهمی است که می باید به آن توجه کافی نمود، زیرا دقت روش های تحلیل تاریخچه زمانی، به مقدار فاصله زمانی بستگی مستقیم دارد. پارامترهای زیادی در تعیین و انتخاب مقادیر گام زمانی تأثیرگذار هستند که مهمترین آنها عبارتند از: [۲]

- زمان تناوب طبیعی سازه مورد بررسی

- میزان تغییرات تابع بارگذاری

- چگونگی تغییرات توابع غیر خطی سختی و میرایی سازه

تجربه نشان داده است که با انتخاب فاصله زمانی برابر و یا کمتر از یک دهم زمان تناوب طبیعی سازه، دقت مناسبی در نتایج حاصل می گردد. همچنین فاصله زمانی باید به گونه ای اختیار گردد که بتواند تغییرات بارگذاری را به طور مناسبی نشان دهد. بدین ترتیب اگر در لحظاتی شدت تغییرات بارگذاری قابل توجه باشد، باید در آن لحظات فاصله زمانی را آنقدر کوچک اختیار نمود تا معرف واقعی بارگذاری در محاسبات باشد. گام های زمانی مناسب در این روش به منظور دستیابی به جواب دقیق، نباید از $T/12$ (T دوره تناوب مودی که بیشترین سهم را در پاسخ سازه دارد) بیشتر باشد. همچنین گام زمانی انتخاب شده نباید از گام های زمانی که نگاشت زلزله ثبت شده است بیشتر باشد [۲]. با توجه به بزرگ بودن دوره تناوب سازه های مورد بررسی، گزینه دوم حاکم می باشد و طول هر گام زمانی 0.005 ثانیه منظور می گردد.

۴-۳- مقیاس نمودن شتابنگاشت ها

روند معمول اصلاح شتابنگاشت ها برای استفاده در تحلیل



تاریخچه زمانی بدین قرار است که بر اساس منطقه قرارگیری سازه و شتاب مبنای طرح مربوط به آن منطقه، شتابنگاشت‌ها مقیاس می‌شوند. به عنوان نمونه برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد که شتاب مبنای طرح آن طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ۰/۳۵g می‌باشد، کلیه شتابنگاشت‌ها باید به ۰/۳۵g مقیاس گردند. در اینگونه مقیاس نمودن هیچگونه توجیهی وجود ندارد که پس از به مقیاس در آمدن، شدت آنها به اندازه‌ای باشد که به طور مناسبی توانایی تحریک سازه را داشته باشد و در ضمن پریود سازه در محدوده پریودی قرار داشته باشد که این شتابنگاشت‌ها قادر به تحریک آن باشند [۳].

به دلیل وجود این کاستی‌ها در مقیاس کردن به روش معمول، دستورالعمل FEMA356 توصیه‌هایی ارائه نموده است که به نظر می‌رسد همین توصیه‌ها، مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم قرار گرفته است. در این مرجع مقرر شده است که مقادیر شتاب‌ها در شتابنگاشت به گونه‌ای باید مقیاس شوند که میانگین جذر مجموع مربعات طیف حاصل از شتابنگاشت از ۱/۴ برابر طیف تقاضای با ۵ درصد میرایی (طیف طرح) در محدوده پریودی ۰/۲T تا ۱/۵T پایین‌تر قرار نگیرد (T پریود اصلی ساختمان) [۱۰].

در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، به صراحت روش مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها بیان نشده است و چنین عنوان شده که شتابنگاشت‌ها باید طوری اصلاح شوند که طیف پاسخ آنها در حدفاصل دوره تناوب بین ۰/۱ ثانیه تا ۳ ثانیه، با طیف طرح همخوانی و سازگاری داشته باشد [۶]. هرچند که در نگاه اول این محدوده برای سازه‌های با دوره تناوب بالاتر منطقی به نظر نمی‌رسد اما بیشتر شتابنگاشت‌هایی که برای این محدوده از

پریود سازه با طیف طرح سازگار می‌شوند برای سایر زمان‌های تناوب نیز سازگاری خوبی با طیف طرح دارند. در این مطالعه، از روش ارائه شده در FEMA356 که همانند روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد برای مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها استفاده شده است.

مشخصات زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد استفاده در این پژوهش، در جدول (۱) آورده شده است. در انتخاب شتابنگاشت‌های حوزه نزدیک معیار تعریف حوزه نزدیک توسط Mohraz مد نظر قرار گرفته است و بنا به تعریف زلزله‌هایی می‌باشند که در آنها فاصله محل ثبت رکورد تا مرکز زلزله کمتر از ۲۰ کیلومتر است [۲].

وجود پالس‌های حرکت زمین، مشخصه اصلی رکوردهای حوزه نزدیک می‌باشد. روش کمی و عددی مشخصی برای تشخیص پالس‌های بزرگ در راستای انتشار گسلش وجود ندارد. روش‌هایی که تاکنون استفاده شده عبارتند از: [۱] - محاسبه مربع سرعت در هر گام زمانی برای کل رکورد که در این صورت پالس سرعت به صورت میله‌ای بزرگ نمایان خواهد شد.

- روش دوم شامل بازبینی تاریخچه زمانی سرعت می‌باشد که در نتیجه شکلی پالس‌گونه دیده می‌شود.

به علت سهولت، روش دوم برای تعیین زلزله‌های حوزه نزدیک مورد توجه قرار گرفته است. بر اساس اطلاعات سازمان تحقیقات مسکن و شهرسازی و پایگاه PEER، فاصله محل ثبت رکورد تا راستای گسل در زلزله‌های طیس، Landers و بم به ترتیب ۳، ۱.۱ و کمتر از ۱ کیلومتر در جهت انتشار گسلش گزارش شده است.

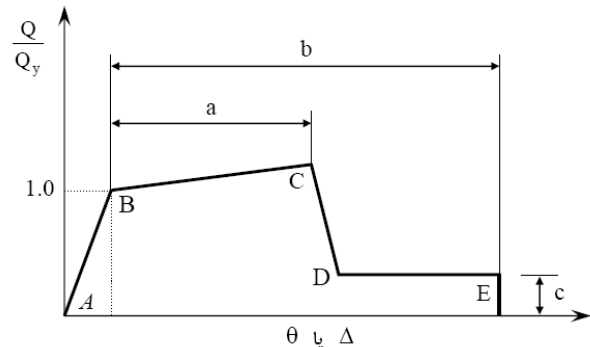
جدول (۳): مشخصات زلزله‌های مورد استفاده [۱۲]

زلزله	سال	ایستگاه	جهت	PGA	PGV	PGD	Ms	
				cm/sec ²	cm/sec	cm		
حوزه نزدیک	طیس	۱۹۷۸	۱۹۰۱	H1	۸۲۰	۹۸	۴۰	۷.۴
				H2	۸۳۶	۱۲۱	۹۵	
	بم	۲۰۰۳	فرمانداری	H1	۶۲۴	۶۰	۲۱	۶.۸
				H2	۷۷۸	۱۲۴	۳۴	
	Landers	۱۹۹۲	24 Lucerne	H1	۷۷۰	۳۲	۱۶	۷.۴
				H2	۷۰۷	۹۸	۷۰	
حوزه دور	San Fernando	۱۹۷۱	262 Palmdale Fire Station	H1	۱۱۹	۱۲	۳	۶.۶
				H2	۱۴۸	۸	۲	
	Loma Prieta	۱۹۸۹	1652 Anderson Dam	H1	۲۳۹	۲۰	۸	۷.۱
				H2	۲۳۵	۱۸	۷	
	Imperial Valley	۱۹۷۹	6604 Cerro Prieto	H1	۱۶۶	۱۲	۴	۶.۹
				H2	۱۵۴	۱۹	۸	

۵- ویژگیهای غیرخطی اعضا

۵-۱- تیرها و ستون ها

کلیه مشخصات اعضای تیر و ستون، شامل مشخصات مفاصل پلاستیک، مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی و FEMA356 در نظر گرفته شده است. مقادیر b ، a و c در منحنی شکل (۲) برای تعریف ویژگیهای پلاستیک تیرها و ستون ها از جدول ۳-۵ دستورالعمل بهسازی استخراج شده است. مقادیر θ_y و Q_y برابر روابط ۱-۵ تا ۴-۵ دستورالعمل توسط PERFORM محاسبه می‌گردد.



شکل (۲): منحنی نیرو-تغییر شکل تیرها و ستون های فولادی [۱۰]

۵-۲- چشمه اتصال

به دلیل شکل‌پذیری برشی مناسب، چشمه‌های اتصال باید در مدلسازی قاب های فولادی در برابر زلزله‌های شدید در نظر گرفته شوند. در نظر نگرفتن چشمه‌های اتصال در مدل، بر سختی و استحکام سازه و نحوه توزیع تغییر شکل‌های پلاستیک سازه تاثیرگذار می‌باشد [۱۱].

مدل های تحلیلی که اثر چشمه‌های اتصال در آنها دیده نشده است، تخمین‌های غیر محافظه کارانه‌ای از تغییر مکان جانبی نسبی و استحکام جانبی سازه، از خود نشان داده‌اند. در برخی از زمانها مدل های بدون چشمه اتصال تغییر مکان جانبی نسبی را تا ۱۰ درصد کمتر و برش پایه را تا ۳۰ درصد بیشتر نسبت به مدل های حاوی چشمه اتصال تخمین زده‌اند. این موضوع به خصوص در حرکات زمین در حوزه نزدیک که انرژی زیادی به سازه وارد می‌گردد مهم می‌باشد [۱۴].

برای مدلسازی چشمه اتصال در PERFORM از مدل فنر توسط Krawinkler استفاده می‌شود. روابط ارائه شده توسط

Krawinkler عبارتند از: [۱۳]

$$0.95d_b d_c t_p G = \text{سختی اولیه فنر} \quad (۱)$$

$$0.55F_y t_p (0.95d_b d_c) = \text{مقاومت تسلیم} \quad (۲)$$

$$1.04b_{fc} t_{fc}^2 G = \text{سخت‌شدگی کرنشی} \quad (۳)$$

در روابط یاد شده، d_b ارتفاع جان تیر، d_c ارتفاع جان

ستون t_p ضخامت چشمه اتصال b_{fc} عرض بال ستون، t_{fc} ضخامت بال ستون، F_y تنش تسلیم و G مدول برشی فولاد می‌باشد. همچنین کرنش برشی نهایی چشمه اتصال ۴ برابر کرنش حد تسلیم در نظر گرفته می‌شود. منحنی نیرو- تغییر شکل چشمه اتصال مطابق شکل (۲) و بر اساس روابط گفته شده و جدول ۳-۵ دستورالعمل تعیین شده است.

۵-۳- دیوار برشی

برای مدل سازی دیوار برشی بصورت غیر خطی، باید طول مفصل خمیری در خمش تعیین شود. Paulay و Priestly طول

مفصل خمیری را برابر رابطه (۴) پیشنهاد می‌کنند: [۱۳]

$$L_p = 0.2D_w + 0.044h_e \quad (۴)$$

که در رابطه (۴)، L_p طول مفصل خمیری، D_w عمق مقطع دیوار و h_e برابر ارتفاع موثر مقطع است که به صورت ارتفاع دیوار طره‌ای تعریف می‌شود که دارای یک بار متمرکز در بالای خود است و خمش و برش برابری در مفصل خمیری با دیوار واقعی دارد. برش بزرگتر طول مفصل خمیری را کاهش می‌دهد. دستورالعمل‌های FEMA356، ATC40 و دستورالعمل

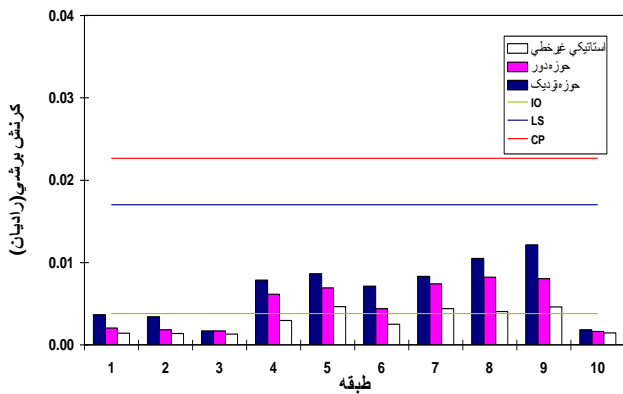
بهسازی لرزه‌ای، طول مفصل خمیری را به صورت حداقل دو مقدار نصف عمق مقطع دیوار و نصف ارتفاع کل دیوار تعریف می‌کنند، این طول نباید از ارتفاع طبقه تجاوز نماید. برای تعیین عملکرد دیوار برشی، حداکثر چرخش مفصل خمیری، با میزان ارائه شده برای حداکثر مجاز دوران خمیری دیوار در سطوح مختلف عملکرد، کنترل می‌شود [۹] [۱۰].

در برنامه PERFORM از روشی مشابه و تا اندازه ای دقیقتر برای تعیین عملکرد دیوار استفاده می‌گردد. در این برنامه پس از تعریف مصالح فولادی و بتنی دیوار به صورت الاستوپلاستیک و ایجاد المان دیوار برشی با استفاده از این مصالح، برنامه حداکثر کرنش‌های قابل تحمل فولاد و بتن را در مفصل پلاستیک دیوار در سطوح مختلف عملکرد کنترل می‌کند.

مطابق ضوابط FEMA، حداکثر مقدار کرنش بتن با فرض محصور نشدن توسط فولاد عرضی، برابر 0.0035 می‌باشد. همچنین حداکثر کرنش فشاری در آرماتور طولی نباید از 0.02 و حداکثر کرنش کششی آن نباید از 0.05 تجاوز کند [۱۰]. بنابراین از همین میزان برای تعیین عملکرد دیوار استفاده می‌شود.

۶- بررسی عملکرد سازه ها و کنترل معیارهای پذیرش

به منظور کنترل عملکرد سازه در حوزه نزدیک به گسل مقایسه با عملکرد آن در حوزه دور از گسل، بررسی اعتبار



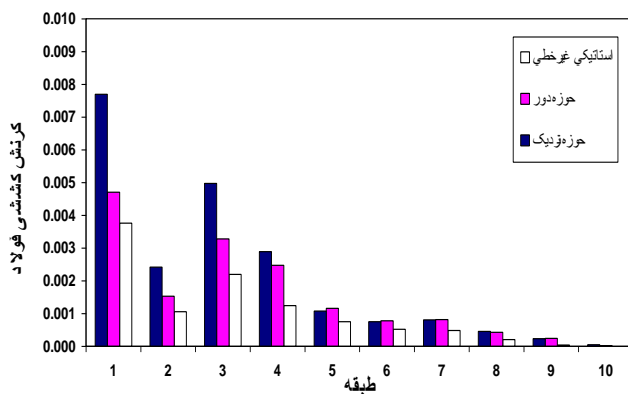
نمودار(۲): بررسی عملکرد چشمه های اتصال ، سازه ۱۰ طبقه

۳-۱-۶ - دیوار برشی

با توجه به موارد یاد شده در بخش [۳-۵-۵]، حداکثر کرنش فشاری بتن به 0.0035 و حداکثر کرنش کششی فولاد به 0.05 محدود شده است. با توجه به نتایج تحلیل ها، دیواربرشی در سازه ۱۰ طبقه جوابگوی محدوده های یاد شده می باشد.

۴-۱-۶ - ستون ها

ستون هایی که در آنها نسبت P/P_{cl} کمتر از 0.5 است (کنترل شونده توسط تغییرشکل)، مقادیر چرخش خمیری در حد ایمنی جانی قابل قبول می باشد. ستون هایی که در آنها نسبت P/P_{cl} بیشتر از 0.5 است (کنترل شونده توسط نیرو) باید توسط روابط (۵) تا (۷) کنترل شوند: [۶]



نمودار (۳): بیشینه کرنش کششی آرماتور دیوار، سازه ۱۰ طبقه

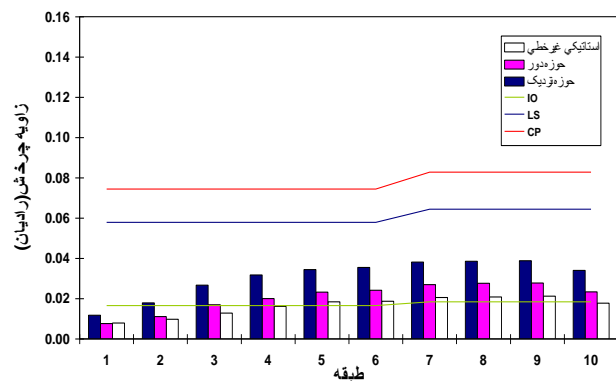
تحلیل های استاتیکی غیرخطی و همچنین کنترل ضوابط طراحی آیین نامه ۲۸۰۰، معیارهای پذیرش سازه های مورد بررسی در این پژوهش، تحت زلزله سطح خطر ۱ برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) کنترل شده است. گفتنی است که مطابق ضوابط FEMA356، به منظور کنترل عملکرد سازه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، بیشینه پاسخ های مربوط به دو الگوی بارگذاری، با اعمال کرانه های بالا و پایین بارگذاری ثقیل، مد نظر قرار گرفته است. حدود مشخص شده در نمودارها تحت عنوان معیارهای پذیرش اعضا و اجزا در سطوح مختلف عملکرد (IO، LS و CP)، از جدول ۳-۵ دستورالعمل بهسازی لرزه ای استخراج شده است.

۱-۶-۱ - عملکرد سازه ۱۰ طبقه

بیشینه تغییرمکان سازه (جابجایی بام) در حوزه نزدیک به گسل ۴۱ سانتیمتر، در حوزه دور از گسل ۳۳ سانتیمتر و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی در نقطه عملکرد آن ۲۷ سانتیمتر به دست می آید.

۱-۱-۶ - تیرها

عملکرد همه تیرها در حد ایمنی جانی قابل قبول می باشد. چنانچه سطح عملکرد بالاتری (مانند قابلیت استفاده بی وقفه) مدنظر باشد، سازه بویژه درحوزه نزدیک به گسل نیاز به بهسازی دارد.

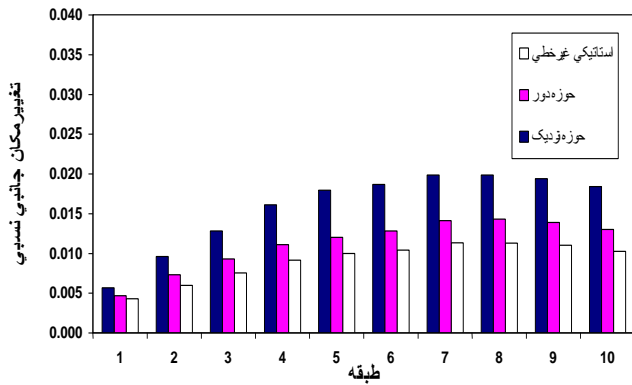


نمودار (۱): بررسی عملکرد تیرهای سازه ۱۰ طبقه

۲-۱-۶ - چشمه های اتصال

عملکرد همه چشمه های اتصال با توجه به مقدار کرنش برشی آنها، در سطح عملکرد ایمنی جانی قابل قبول است. حدود مجاز کرنش برشی چشمه های اتصال در سطوح مختلف عملکرد، بر اساس کرنش برشی حد الاستیک محاسبه شده بر اساس روابط بخش [۳-۵-۲] و معیارهای پذیرش جدول ۳-۵ دستورالعمل بهسازی برای چشمه های اتصال، تعیین شده است.

گسل، بویژه در طبقات فوقانی فراتر از مقدار مجاز است.



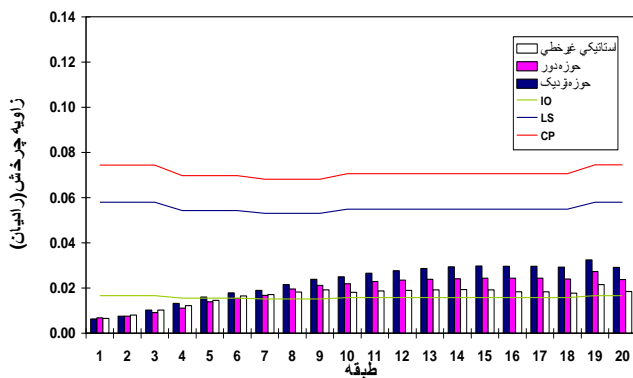
نمودار (۵): بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، سازه ۱۰ طبقه

۶-۲-۲- عملکرد سازه ۲۰ طبقه

بیشینه تغییر مکان سازه (جابجایی بام) در حوزه نزدیک به گسل ۸۳ سانتیمتر، در حوزه دور از گسل ۷۰ سانتیمتر و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی در نقطه عملکرد آن ۶۶ سانتیمتر به دست می‌آید.

۶-۲-۱- تیرها

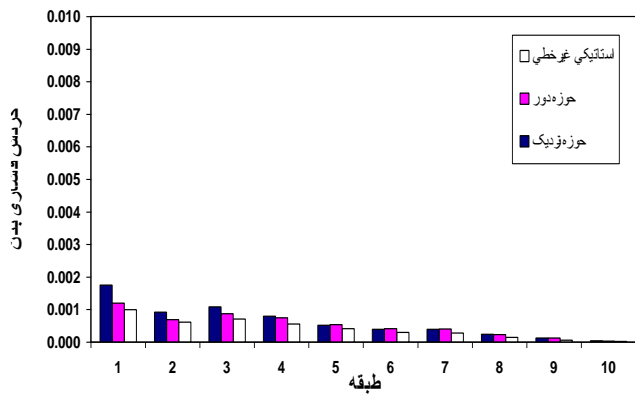
عملکرد کلیه تیرها در حد ایمنی جانی قابل قبول است.



نمودار (۶): بررسی عملکرد تیرهای سازه ۲۰ طبقه

۶-۲-۲- چشمه های اتصال

عملکرد همه چشمه های اتصال با توجه به مقدار کرنش برشی آنها، در سطح عملکرد ایمنی جانی قابل قبول می‌باشد.



نمودار (۴): بیشینه کرنش فشاری بتن دیوار، سازه ۱۰ طبقه

$$\frac{P}{P_{CL}} + \frac{C_{mx}M_x}{\left[1 - \frac{P}{P_{ex}}\right]M_{CLx}} + \frac{C_{my}M_y}{\left[1 - \frac{P}{P_{ey}}\right]M_{CLy}} \leq 1 \quad (5)$$

$$\frac{P}{AF_{ye}} + 0.85 \left[\frac{M_x}{M_{PCLx}} + \frac{M_y}{M_{PCLy}} \right] \leq 1 \quad (6)$$

$$M_x \leq M_{PCLx}, M_y \leq M_{PCLy} \quad (7)$$

در معادلات (۵) تا (۷)، M لنگر خمشی، M_{CL} کرانه پایین مقاومت خمشی، C_m ضریب تشدید لنگر خمشی، P_e بار بحرانی اولیه (بدون در نظر گرفتن ضریب اطمینان)، M_{PCL} ظرفیت خمشی خمیری کرانه پایین، A سطح مقطع، F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار و P نیروی محوری ستون می‌باشد. همچنین:

$$Q_{CL} = P_{CL} = 1.7F_a A \quad (8)$$

که در رابطه (۸)، F_a تنش محوری مجاز ستون با در نظر گرفتن مقاومت کرانه پایین مصالح و A سطح مقطع ستون است [۶].

نتایج حاصل بیانگر این است که در سازه ۱۰ طبقه ستون های پیرامونی سازه در طبقات ۴ و ۵ تحت هیچ یک از تحلیل های استاتیکی غیر خطی و تاریخچه زمانی در حوزه دور از گسل جوابگوی معیارهای پذیرش نمی‌باشند که این امر نشان از ضعف روش طراحی براساس مقاومت دارد. در حوزه نزدیک به گسل علاوه براینکه موارد یاد شده تشدید می‌گردد ستون های طبقات اول و دوم نیز عملکرد قابل قبولی ندارند.

۶-۱-۵- تغییر مکان جانبی نسبی

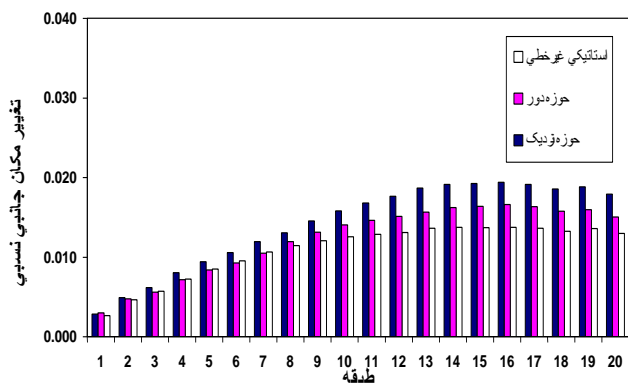
بر اساس ضوابط ارائه شده در مرجع [۱۰]، نمی‌توان اعداد مشخص شده در این آیین نامه را به عنوان معیارپذیرش تغییر مکان جانبی نسبی به کار برد. با این وجود، در بسیاری از مطالعات انجام شده، عدد ۱/۵٪ به عنوان حد مجاز تغییر مکان جانبی نسبی سازه در نظر گرفته شده است [۸]. با توجه به آن، تغییر مکان جانبی نسبی سازه ۱۰ طبقه در حوزه نزدیک به

۶-۲-۴ - ستون ها

در سازه ۲۰ طبقه، در ستون های پیرامونی سازه در طبقات میانی، تقاضای نیرو تا حدی بیش از ظرفیت سازه می باشد که این موضوع برای ستون های گوشه ساختمان در حوزه نزدیک به گسل چشمگیر است.

۶-۲-۵ - تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

میزان تغییر مکان جانبی نسبی سازه در طبقات فوقانی در حوزه نزدیک به گسل، فراتر از مقدار مجاز ۱/۵٪ می باشد.

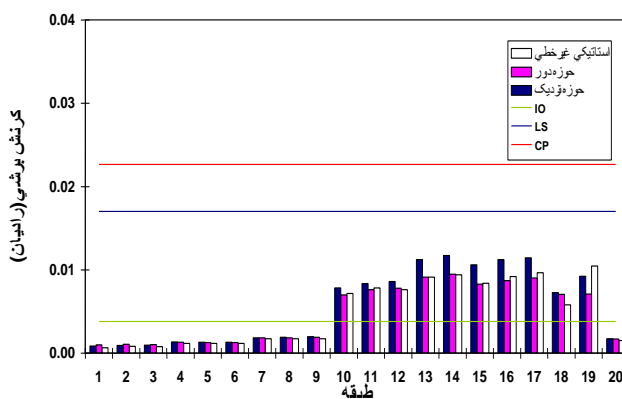


نمودار (۱۰): بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، سازه ۲۰ طبقه

۷- نتیجه گیری

اگرچه تحلیل های غیرخطی استاتیکی (بویژه با الگوی بارگذاری متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی)، الگوی رفتاری مناسبی از سازه های بلند ارائه می کنند، اما میزان تقاضای تغییر شکل را در سازه دست پایین تخمین می زنند که این امر با نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی، بخصوص در حوزه نزدیک به گسل مخالفت دارد.

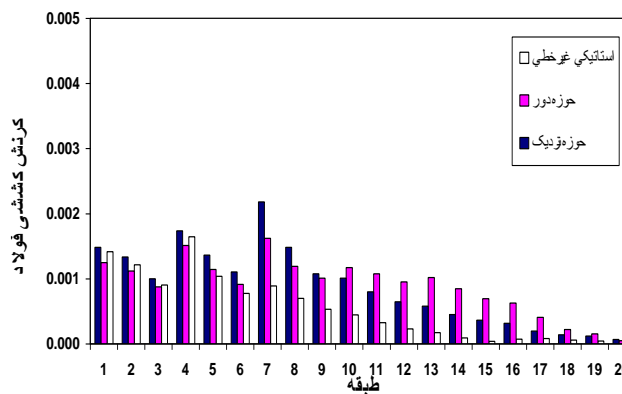
زلزله حوزه نزدیک تقاضای تغییر شکل سازه را افزایش می دهد. استفاده از سیستم های دوگانه، با افزایش سختی سازه، میزان این تقاضا را کاهش می دهد. این موضوع به خوبی در سازه های مورد استفاده در این پژوهش که مقدار چرخش پلاستیک تیرها، ستون ها و چشمه های اتصال آنها همگی در محدوده مجاز قرار دارند، به خوبی دیده می شود. اما از طرف دیگر با سخت تر شدن سازه، دوره تناوب آن کاهش می یابد و روی طیف پاسخ زلزله به سمت ناحیه شتاب حساس (که در طیف پاسخ زلزله های حوزه نزدیک پهنای بیشتری دارد) و این امر در سازه های بلند حائز اهمیت است (جابجا می گردد). واقع شدن سازه در محدوده شتاب های طیفی بیشتر، نیروی بیشتری را بر سازه تحمیل می کند و ارائه یک طرح مستحکم تر را اجتناب ناپذیر می سازد. تقاضای مقاومت بیشتر در ستون های پیرامونی سازه های یاد شده، بیانگر این مطلب



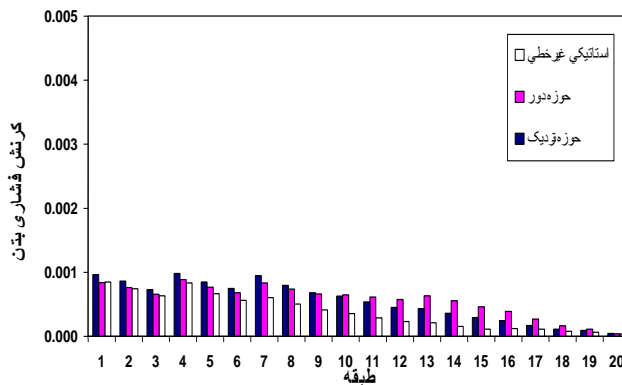
نمودار (۷): بررسی عملکرد چشمه های اتصال، سازه ۲۰ طبقه

۶-۲-۳ - دیوار برشی

همانطور که در نمودارها نیز مشخص است، کرنش فشاری بتن و کرنش کششی فولاد در محدوده مجاز قرار دارند، بنابراین عملکرد دیوار قابل قبول می باشد.



نمودار (۸): بیشینه کرنش کششی آرماتور دیوار، سازه ۲۰ طبقه



نمودار (۹): بیشینه کرنش فشاری بتن دیوار، سازه ۲۰ طبقه

با افزایش ارتفاع سازه، آنالیز استاتیکی غیرخطی نیروهای کششی و فشاری وارد بر دیوار را بسیار دست پایین نشان می دهد که این موضوع از کاهش شدید کرنش های بتن و فولاد در مقایسه با آنالیز تاریخیچه زمانی به خوبی مشخص است.

می‌باشد. برای مقابله با این پیچیدگی دو راه حل مناسب به نظر می‌رسد:

- افزایش بار طراحی ستون‌ها؛ به عنوان مثال افزایش ضریب Ω_0 در ترکیب بارهای طراحی ستون‌ها در قاب‌های ویژه که مقدار آن مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

۸- مراجع

برای سازه‌های با سیستم دوگانه برابر ۳/۲ است.
- استفاده از میراگرها برای استهلاک انرژی بسیار زیاد وارد بر سازه در حوزه نزدیک به گسل که علاوه بر کاهش نیروهای وارد بر سازه، با کاهش تغییرمکان جانبی سازه باعث بهبود عملکرد آن می‌گردد.

- [۱] تهرانی زاده، محسن؛ احدی، یحیی؛ "رفتار لرزه ای قابهای فولادی خمشی و مهاربندی شده بلند تحت زمین لرزه های حوزه نزدیک و مقایسه آن با ضوابط UBC97"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۴.
- [۲] تهرانی زاده، محسن؛ جهانی، نوشین؛ "تاثیر ضریب رفتار سیستم های مختلف سازه ای بر تغییرمکان جانبی غیرخطی سازه ها تحت اثر نیروهای ناشی از زلزله"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۷۹.
- [۳] تهرانی زاده، محسن؛ لباف زاده، محمدصالح؛ "بررسی پارامترهای موثر پاسخ سازه ها در حوزه نزدیک منبع لرزه زا"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۳.
- [۴] تهرانی زاده، محسن؛ مشکوه الدینی، افشین؛ "بررسی لرزه ای ساختمان های بلند تحت حرکات حوزه نزدیک گسل"، فصل دوم رساله دکتری، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۴.
- [۵] حسینی هاشمی، بهرخ؛ بهنام فر، فرهاد؛ غریب زاده امیر؛ "ارزیابی عملکرد سازه های فولادی قاب خمشی با اهمیت زیاد با دستورالعمل بهسازی لرزه ای"، پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، سال هشتم، شماره دوم و سوم، ص ۲ تا ۲۲، ۱۳۸۴.
- [۶] "دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود"، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۱.
- [۷] Alavi, B.; Krawinkler, H.; "Consideration of Near-Fault Ground Motion Effects in Seismic Design".
- [۸] Anderson, J., C.; Bertero, V., V.; Bertero, R., D.; "Performance Improvement of Long Period Building Structures Subjected to Severe Pulse-Type Ground
- [۹] Motions", PEER(pacific Earthquake Engineering Research Center), University Of California, Berkeley, 1999.
- [۱۰] ATC, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Prepared by the Applied Technology Council (Report No.ATC40), for the California Seismic Safety Commission (Report No. SSC 96-01), Redwood City, California, Vol 1, Nov 1996.
- [۱۱] FEMA356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings-A Prestandard prepared by the American Society of Civil Engineering for Federal Emergency Management Agency, 2000, DC., Washington.
- [۱۲] Krawinkler, H.; Mohasseb, S.; "Effects of Panel Zone Deformations on Seismic Response", J.Struct. Engrg., ASCE, Vol.8, p.p. 233-250, 1987.
- [۱۳] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), " PEER Strong Motion Database", <http://peer.berkeley.edu/smcat>, 2006.
- [۱۴] RAM International."RAM PERFORM-3D Version 1.15 user Guide", Graham H.PoWell Inc., 2000.
- [۱۵] Schneider, S., P.; Amidi, A.; "Seismic Behavior of Frames with Deformable Panel Zones", J.Struct. Engrg., ASCE, p.p. 35-42, January1998.
- [۱۶] MacRae, G., A.; Morrow, D., V.; Roeder, C., W.; "Near-Fault Ground Motion Effects on Simple Structures", J.Struct. Engrg., ASCE, p.p. 996-1004, September2001.