

طراحی لرزه‌های بهینه قاب‌های خمشی فولادی

حسن مقدم

استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

Moghadam@sharif.edu

سید مجتبی حسینی گله‌کلانی

دانشجوی دوره دکتری مهندسی عمران، گرایش سازه و زلزله، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

Hosseinigolekolai@gmail.com

کلید واژه‌ها: طراحی لرزه‌ای، بهینه‌سازی، تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، قاب خمشی فولادی

چکیده

هدف این مقاله ارائه یک روش مؤثر به منظور توزیع بهینه مقاطع در قاب‌های خمشی فولادی تحت اثر زلزله می‌باشد. برای بهینه‌سازی از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت استفاده شده است. به منظور نشان دادن کارایی روش، توزیع بهینه مقاطع برای قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه فولادی بدست آمده است. به منظور کاستن از حساسیت جواب بهینه به مقاطع گسسته، از مقاطع پیوسته برازش داده شده مابین مقاطع اشتال استفاده شده تا بدین ترتیب سازه به بهینه‌ترین حالت خود نزدیک‌تر شود. در این تحقیق قاب‌های خمشی فولادی تحت ۵ زلزله طبیعی بهینه‌سازی شده‌اند. نتایج حاصله نشان می‌دهد که قاب‌های بهینه طراحی شده توسط این روش نه تنها عملکرد بهتری از خود در زلزله نشان می‌دهند بلکه دارای وزن کمتری نسبت به سازه اولیه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه می‌باشند. میزان کاهش وزن سازه در مواردی تا ۵۰٪ وزن سازه نیز می‌رسد که منجر به صرف هزینه کمتر در ساخت قاب می‌باشد.

مقدمه

در روش‌های متعارف طراحی لرزه‌ای، نحوه توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه معمولاً با استفاده از پاسخ دینامیکی خطی تعیین می‌گردد. این در حالی است که سازه در حین وقوع زلزله‌های قوی، جابجایی‌های غیرخطی بزرگی خواهد داشت و پاسخ خطی نشان دهنده رفتار واقعی سازه در هنگام زلزله نخواهد بود. بنابراین استفاده از الگوی بار جانبی پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای متضمن استفاده بهینه از مصالح به کار رفته در طراحی سازه نمی‌باشد. در مطالعات گذشته نشان داده شده است که می‌توان الگوی توزیع مصالح سازه‌ای را به گونه‌ای انتخاب نمود که در زلزله کمترین میزان خرابی را متحمل گردد در این راستا برای تعیین نحوه توزیع عوامل مقاوم در سازه، از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت استفاده گردیده است. در این روش به منظور دستیابی به توزیع بهینه عناصر مقاوم در سازه، مصالح سازه‌ای با استفاده از یک روش عددی، تدریجاً از بخش‌های قوی‌تر سازه به بخش‌های ضعیف‌تر آن منتقل می‌گردند. این عمل تا آنجا ادامه داده می‌شود که توزیع تغییرشکل در سازه به صورت یکنواخت درآید. نشان داده شده است که عملکرد لرزه‌ای چنین سازه‌ای بهینه بوده و در آن از حداکثر ظرفیت سازه استفاده گردیده است. در این تحقیق، روش بهینه‌سازی فوق به منظور طراحی لرزه‌ای بهینه سیستم‌های قاب خمشی استفاده گردیده و کارایی آن به اثبات رسیده است.

تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت و روش تطبیقی

حاجی‌رسولپه‌یا و مقدم (Moghaddam H and Hajirasouliha I, 2008) با بررسی تأثیر نحوه توزیع عوامل مقاوم در سازه بر عملکرد لرزه‌ای آن و با انجام اصلاحاتی بر روی روش‌های ارائه شده در مرجع (Karami Mohammadi et al., 2004) به منظور برطرف نمودن نوسان در روند همگرایی، مبانی یک روش جدید را در طراحی لرزه‌ای عملکردی بهینه سازه‌های ساختمانی مطرح نمودند. در این روش به منظور دستیابی به توزیع بهینه عناصر مقاوم در سازه، مصالح سازه‌ای با استفاده از یک روش عددی، تدریجاً از بخش‌های قویتر سازه به بخش‌های ضعیف‌تر آن منتقل می‌گردند. این عمل تا آنجا ادامه داده می‌شود که توزیع تغییرشکل (با به طور کلی خرابی) در سازه به صورت کاملاً یکنواخت درآید. نشان داده شده است که عملکرد لرزه‌ای چنین سازه‌ای بهینه بوده و در آن از حداکثر ظرفیت سازه استفاده می‌شود. با وجود تفاوت‌های نسبی در الگوریتم‌های بهینه‌سازی



استفاده شده برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف مورد بررسی در تحقیقات حاجی‌رسولیه‌ها و مقدم (Moghaddam H and Hajirasouliha I, 2008) در حالت کلی تمامی آن‌ها دارای گام‌های اصلی زیر می‌باشند:

- ابتدا یک الگوی توزیع دلخواه برای پارامترهای رفتاری سازه در نظر گرفته می‌شود و طراحی سازه اولیه بر اساس آن انجام می‌گیرد. این پارامترهای رفتاری می‌توانند سختی و مقاومت طبقات (سازه‌های برشی)، سطح مقطع اعضای خرابایی (سازه‌های خرابایی)، سطح مقطع بادبندها (قاب‌های مهاربندی شده همگرا)، میزان آرماتورهای طولی اعضا (قاب‌های خمشی بتن مسلح)، سطح مقطع تیرها و ستون‌ها (قاب‌های خمشی فولادی) و یا هر عامل دیگر کنترل کننده رفتار سازه باشد. در این تحقیقات نشان داده شده که انتخاب الگوی توزیع اولیه پارامترهای رفتاری، تأثیری در جواب نهایی به دست آمده نخواهد داشت.
- سازه به دست آمده در گام قبل در معرض بارهای طراحی قرار می‌گیرد. این بارها می‌تواند بارهای استاتیکی و یا دینامیکی باشد. سپس با انجام تحلیل‌های مناسب و با استفاده از یک روش تکرار، پارامترهای رفتاری سازه به نحوی مقیاس می‌گردند که با حفظ الگوی توزیع آنها، شرایط و قیده‌های طراحی سازه برآورده شوند. سازه به دست آمده در این مرحله یک جواب قابل قبول می‌باشد در حالی که ممکن است بهینه نباشد. در ادامه خرابایی نیاز تمام اجزای سازه‌ای به دست می‌آید و ضریب تغییرات (COV) آنها تعیین می‌گردد. اگر COV محاسبه شده به اندازه کافی کوچک باشد، توزیع اجزای مقاوم در سازه موجود از لحاظ عملی یکنواخت فرض شده و عملیات بهینه‌سازی به پایان می‌رسد و در غیر این صورت عملیات بهینه‌سازی ادامه می‌یابد.
- در این مرحله نحوه توزیع عناصر مقاوم سازه‌ای بر اساس تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت اصلاح می‌گردد و مصالح به صورت تدریجی از نواحی که از حداکثر ظرفیت آنها استفاده نشده است به نواحی بحرانی‌تر منتقل می‌گردند. بدین منظور ابتدا تمام بخش‌هایی که پارامتر خرابایی نیاز آن‌ها از پارامتر خرابایی هدف کمتر است، مشخص شده و مقاومت آن‌ها به صورت همزمان کاهش داده می‌شود. بررسی‌های انجام شده بیانگر آن است که برای دستیابی به همگرایی مناسب به جواب بهینه، لازم است این تغییرات به صورت تدریجی اعمال گردند. در این راستا برای اصلاح پارامترهای رفتاری سازه روابط زیر مورد استفاده قرار می‌گیرند:

$$[(P_{SC})_i]_{n+1} = [(P_{SC})_i]_n (SC_i)^S \quad (1)$$

$$SC_i = \frac{dm_i}{dm_{ii}} \quad (2)$$

که در آن $(P_{SC})_i$ پارامتر رفتاری وابسته به عضو i ام (سطح مقطع اعضا در سازه‌های خرابایی، سختی و مقاومت طبقات در سازه‌های برشی و ...)، SC_i ضریب همگرایی عضو i ام، dm_i پارامتر خرابایی نیاز عضو i ام (حداکثر جابجایی، حداکثر ضریب شکل‌پذیری، شاخص خرابایی و ...)، dm_{ii} پارامتر خرابایی هدف عضو i ام و n معرف شماره گام می‌باشد. نیز توان همگرایی نامیده می‌شود که می‌تواند بین صفر تا یک در تغییر باشد. انتخاب توان همگرایی مناسب تأثیر زیادی در همگرایی مسأله و دستیابی به جواب بهینه خواهد داشت. در این راستا با انجام تحلیل‌های متعدد بر روی سیستم‌های سازه‌ای مختلف و شرایط بارگذاری متفاوت، مقدار مناسب این ضریب برای هر حالت تعیین گردیده است. با استفاده از این رابطه یک الگوی جدید برای توزیع عوامل مقاوم در سازه به دست می‌آید و عملیات بهینه‌سازی مجدداً از گام دوم تکرار می‌گردد تا یک جواب قابل قبول دیگر به دست آید. انتظار می‌رود که COV پارامتر خرابایی نیاز اعضا در جواب جدید نسبت به حالت قبل کاهش پیدا نماید. این روند تا آنجا ادامه می‌یابد که COV پارامتر خرابایی نیاز به اندازه کافی کوچک شده و یک توزیع نسبتاً یکنواخت حاصل گردد. سازه به دست آمده در این مرحله از لحاظ عملی بهینه دانسته می‌شود، به نحوی که از حداکثر ظرفیت مصالح در آن استفاده گردیده است.

توضیح آنکه چهارچوب روش ابتدائی ارائه شده توسط کرمی محمدی و مقدم (Moghaddam H and Karami Mohammadi R, 2006) نیز مشابه فوق بود با این تفاوت که در کار آن‌ها عملیات اصلاح تدریجی مشخصات رفتاری اعضا در گام ۳ سیستماتیک نبوده و در هر گام تنها برای بحرانی‌ترین عضو صورت می‌گیرد. به عبارت دیگر میزان تغییر در پارامتر رفتاری عضو بحرانی در کلیه گام‌ها، درصدی از مقدار آن در گام قبل می‌باشد. نشان داده شده است که این امر افت سرعت و دقت همگرایی و ایجاد نوسان در روند همگرایی را به دنبال خواهد داشت. علاوه بر این روش اصلاح شده حاجی‌رسولیه‌ها و مقدم امکان آن را فراهم می‌سازد که پارامتر خرابایی هدف برای اجزای مختلف، متفاوت با یکدیگر انتخاب شود که این امر طراحی سازه برای حصول به هر الگوی توزیع خرابایی دلخواهی را امکان‌پذیر می‌سازد. این در حالیست که در روش تطبیقی ابتدائی چنین امکانی وجود ندارد. مزایای روش تطبیقی (مطابق الگوریتم اصلاح شده حاجی‌رسولیه‌ها و مقدم (Hajirasouliha I and Moghaddam H, 2009) عبارت است از: سادگی، قابلیت خودکار کردن روش با استفاده از برنامه‌های نسبتاً ساده، سرعت همگرایی بالا، دقت مناسب، عدم وجود نوسان در روند همگرایی، امکان دستیابی به جواب منحصر به فرد، امکان طراحی سازه برای دستیابی به هر توزیع خرابایی دلخواه، امکان در نظر گرفتن ترکیب‌های بار مختلف در طراحی سازه و سهولت توسعه روش به منظور بهینه‌سازی چند معیاره.

الگوریتم بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی

روندکار بدین شکل است که ابتدا مدل اولیه تحت تحریک لرزه‌ای قرار گرفته و چرخش پلاستیک گره‌های اعضای قاب در زلزله موردنظر بدست می‌آیند. چرخش مجاز طبق آیین‌نامه 41-06-ASCE برای گره‌های موجود در هر عضو محاسبه می‌شود. سپس تیرها و ستون‌ها چنان تغییر داده می‌شوند که بزرگترین چرخش پلاستیک هر عضو به چرخش مجاز خود نزدیک شود؛ یعنی اگر چرخش پلاستیک کمتر از مقدار مجاز است، عضو ضعیف می‌شود و اگر این چرخش از مقدار مجاز بیشتر باشد، عضو قوی می‌شود. بنابراین به منظور طراحی بهینه قاب‌های خمشی فولادی در برابر بارهای لرزه‌ای، گام‌های زیر طی می‌گردند:

1. یک سازه اولیه که توسط بارهای ثقیلی و بارهای لرزه‌ای با الگوی توزیع دلخواه طراحی شده (در اینجا الگوی بار 10-07-ASCE) به عنوان نقطه شروع در نظر گرفته می‌شود. در هر مرحله لازم است که سازه جوابگوی بارهای ثقیلی وارده باشد.
2. در این مرحله سازه موردنظر در معرض تحریک لرزه‌ای قرار گرفته و بزرگترین مقدار چرخش خمیری حداکثر گره‌های پلاستیک موجود در هر یک از اعضا (pi) و مقدار چرخش خمیری مجاز هر عضو (all) تعیین می‌گردد. در ادامه تابع خط محاسبه می‌گردد. در صورتیکه مقدار تابع خطای بدست آمده به اندازه کافی کوچک باشد، نحوه توزیع مقاومت در اعضا از لحاظ عملی بهینه فرض شده و عملیات بهینه‌سازی متوقف می‌گردد.
3. در این گام سطح مقطع اعضا به عنوان پارامترهایی که به صورت مستقیم با خصوصیات سختی و مقاومت اعضای قاب مرتبط هستند، اصلاح می‌گردد. با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت لازم است مصالح از بخش‌هایی که از حداکثر ظرفیت آنها استفاده نشده است، به بخش‌های ضعیف‌تر سازه منتقل گردند. بدین منظور لازم است سطح مقطع اعضای که حداکثر چرخش مفاصل آنها از مقدار مجاز خود بیشتر است، افزایش داده شده و بر عکس سطح مقطع اعضای که حداکثر چرخش مفاصل آنها از مقدار مجازشان کمتر می‌باشد، کاهش داده شود. بررسی‌ها نشان داده است که به منظور ایجاد همگرایی مناسب، لازم است تغییرات اعمال شده در سازه به صورت تدریجی باشد لذا برای اصلاح سطح مقطع اعضا در هر گام، از رابطه زیر استفاده شده است:

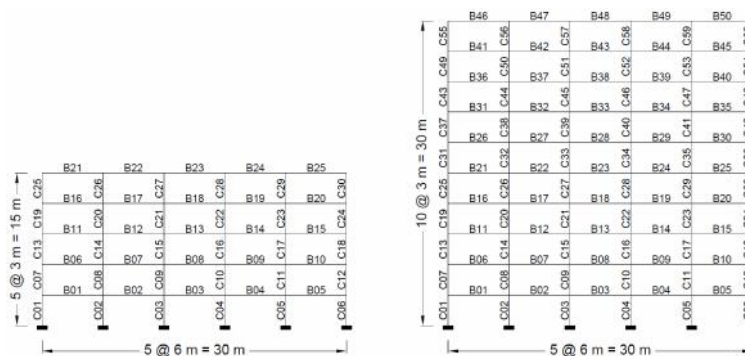
$$[SN_i]_{k+1} = [SN_i]_k \left[\frac{\pi}{all} \right]^r \quad (3)$$

در این فرمول SN_i معرف سطح مقطع عضو i ام، k معرف تعداد گام‌های طی شده و r توان همگرایی می‌باشد که می‌تواند بین صفر و یک باشد. تحلیل‌های فراوان نشان داد که برای قاب‌های خمشی فولادی انتخاب توان برابر 0.2 برای تیرها و 0.06 برای ستون‌ها همگرایی مناسبی را ایجاد می‌کند.

4. در ادامه به منظور اطمینان از توانایی قاب برای تحمل بارهای ثقیلی، قاب تحت بار ثقیلی تحلیل می‌شود. اگر عضو یا اعضای توانایی تحمل بار ثقیلی را نداشتند، به تدریج قوی می‌شوند تا بتوانند بار ثقیلی را تحمل کنند. با استفاده از مقاطع اصلاح شده، عملیات بهینه‌سازی مجدداً از گام دوم تکرار می‌گردد. انتظار می‌رود که تابع خطا در سازه جدید، کمتر از مقدار متناظر با الگوی توزیع گذشته باشد. عملیات بهینه‌سازی تاجایی تکرار می‌گردد که تابع خطا به اندازه کافی کوچک شود و یک توزیع نسبتاً یکنواخت برای چرخش‌های خمیری اعضا حاصل گردد.

سازه‌های مورد بررسی

برای ارزیابی الگوریتم بهینه‌سازی، قاب‌های 5 و 10 طبقه فولادی چنانکه در شکل 1 مشاهده می‌شود، در نظر گرفته شد. بار مرده گسترده برابر 35.316 کیلو نیوتن بر متر و بار زنده گسترده برابر 11.772 کیلو نیوتن بر متر برای طبقات و بار زنده گسترده بام برابر 8.829 کیلو نیوتن بر متر در نظر گرفته شد (Moghaddam et al., 2012)



شکل 1: قاب‌های 5 دهانه و 10 طبقه مورد بررسی



برای صرفنظر از اثر بیش مقاومتی در طراحی اعضا از مقاطع پیوسته فرضی IPE و IPB جهت طراحی تیر و ستون استفاده شده است. این مقاطع از برازش فرمولاسیون مقاطع اشتال و با اضافه شدن ۱ سانتی متر مربع به مساحت مقطع در هر گام بدست آمده‌اند. کلیه نمونه‌ها باید جوابگوی بارهای وزنی باشند. آیین نامه ASCE07-10 برای بارهای وزنی در نظر گرفته شده است و برای دستیابی به یک طرح اولیه از بارگذاری زلزله ASCE07-10 استفاده شده است. باید دانست که این صرفاً یک فرض اختیاری و غیر لازم بوده است. در طراحی لرزه‌ای عملکردی، برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو از ضوابط آیین نامه AISC360-2010 استفاده شده است و برای حالت‌های تغییر شکلی از ضوابط ASCE-SEI41-06 در حد ایمنی جانی (LS) استفاده شده است. از آنجا که در این الگوریتم هدف رسیدن به مرز بهینه‌ترین سازه می‌باشد از کنترل تغییر مکان‌ها در طراحی اولیه صرفنظر گردید و طراحی سازه‌ها به صورت مقاومتی می‌باشند. [Moghaddam et al., 2012]

شناخت‌ها

در این تحقیق ۵ رکورد زمین لرزه با شدت زیاد از پایگاه اطلاعات PEER انتخاب شد و مشخصات آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. تمامی این رکوردها در خاک زمین نوع C از رده‌بندی ASCE07-2010 می‌باشند. این رکوردها با شدت بزرگتر از ۶.۷ انتخاب شده و مستقیماً در آنالیزها مورد استفاده قرار گرفتند.

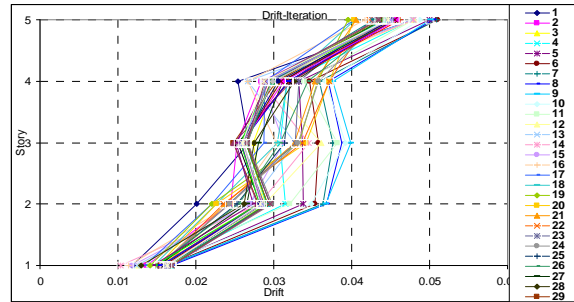
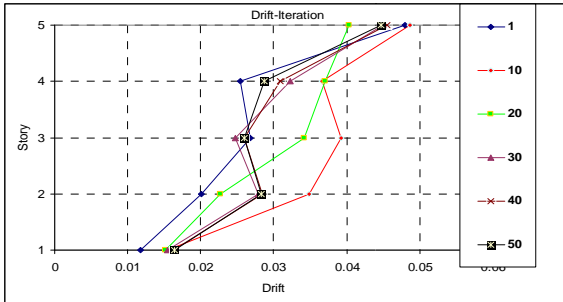
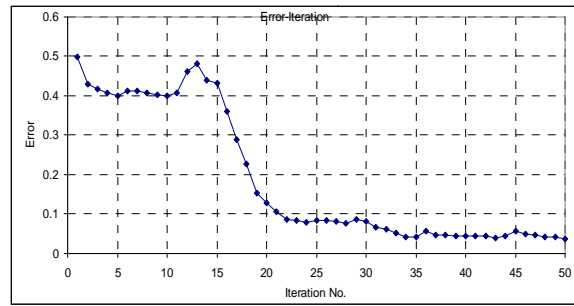
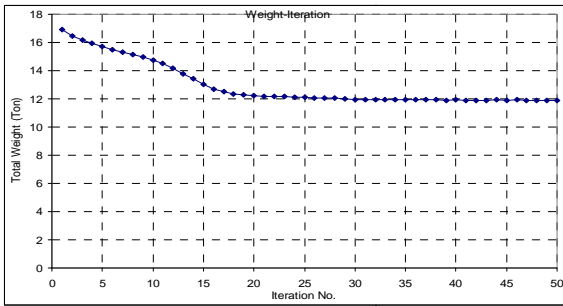
جدول ۱: مشخصات رکوردهای زمین لرزه مورد استفاده (Moghaddam et al., 2012)

EQ. #	Earthquake	Record/ Component	Station	Magnitude (Ms)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
a	Duzce, Turkey 1999	DUZCE/DZC270	Duzce	7.3	0.535	83.5	51.59
b	Imperial Valley 1979	IMPVALL/HE04140	955 El Centro Array #4	6.9	0.485	37.4	20.23
c	Loma Prieta 1989	LOMAP/G03000	47381 Gilroy Array #3	7.1	0.555	35.7	8.21
d	Cape Mendocino 1992	CAPEMEND/PET090	89156 Petrolia	7.1	0.662	89.7	29.55
e	Northridge 1994	NORTHR/NWH360	24279 Newhall - Fire Sta	6.7	0.59	97.2	38.05

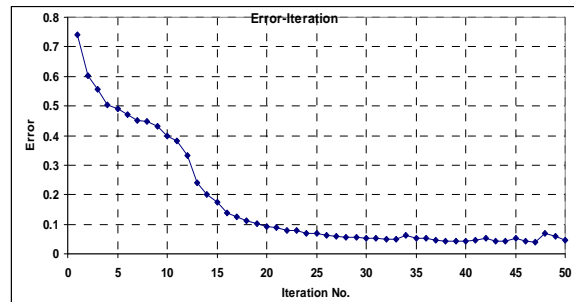
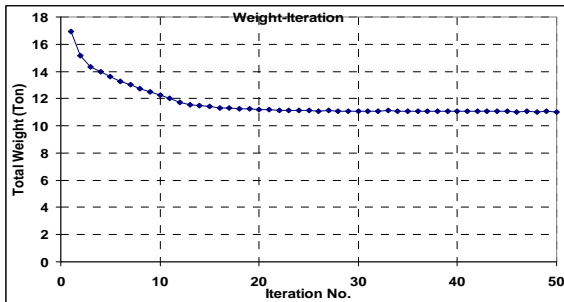
آنالیزهای بهینه سازی

روند کار بدین گونه است که، در ابتدا توسط نرم افزار ETABS طرح اولیه بر اساس باگذاری‌های معمول آیین‌نامه‌های ASCE07-10 و مطابق با ضوابط آیین‌نامه AISC360-10 بدست می‌آید، سپس با استفاده از برنامه‌ای که در نرم افزار MATLAB نوشته شده است و با کمک نرم افزار OpenSees جهت انجام تحیل‌های غیرخطی الگوریتم بهینه‌سازی آغاز می‌گردد. در طی روند بهینه سازی ابتدا سازه در نرم افزار OpenSees تحت زلزله مورد نظر تحلیل می‌گردد، سپس نتایج تحلیل در اختیار نرم افزار MATLAB قرار می‌گیرد تا پس از بررسی عملکرد سازه، در صورت نیاز با اعمال تغییرات روی مقاطع سازه‌ی جدیدی را برای تحلیل در اختیار نرم افزار OpenSees قرار دهد. این روند تا رسیدن به سازه بهینه ادامه می‌یابد و در هر گام نیز سازه یک بار تحت بار ثقلی قرار می‌گیرد تا از کفایت سازه در برابر بار ثقلی اطمینان حاصل گردد و اگر سازه در برابر بار ثقلی کمبودهایی داشته باشد، برطرف گردد. به منظور بررسی کارایی روش طراحی بهینه ارائه شده، قاب‌های خمشی فولادی ۵ و ۱۰ فولادی تحت ۵ زلزله طبیعی به طور بهینه طراحی گردیده‌اند. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که در همه حالات استفاده از الگوریتم پیشنهادی، سبب کاهش وزن سازه‌های مورد نیاز مدل‌ها و همچنین بهبود سطح عملکرد قاب در برابر بارهای لرزه‌ای گردیده است. این نتایج در شکل‌های ۲ تا ۷ برای قاب ۵ طبقه و زلزله‌های متفاوت نمایش داده شده‌اند.

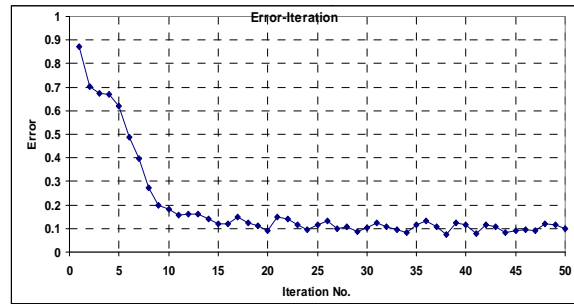
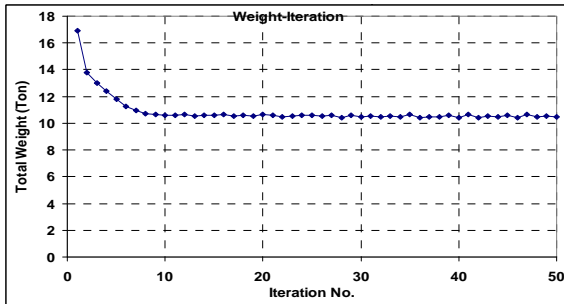
همان‌طور که در نمودار تغییرات وزن در گام‌های مختلف در زلزله‌های مختلف دیده می‌شود، انتهای نمودار به یک عدد میل می‌کند و سپس تقریباً ثابت می‌ماند این عدد وزن بهینه سازه در آن زلزله می‌باشد و به شدت زلزله و ویژگی‌های زلزله وابسته است. برای قاب‌های ۵ طبقه در زلزله‌های c و b که شدت آن‌ها زیاد نمی‌باشد شاهد آنیم که وزن سازه به عدد ۱۱ تن میل می‌کند حال آنکه در زلزله a به عدد ۱۲ تن و در زلزله‌های e و d که شدت بیشتری دارند به عدد ۱۳.۵ تن میل می‌کند. ثابت ماندن انتهای نمودار و تغییرات خیلی کم آن بدین علت است که الگوریتم باز هم سعی در بهینه ساختن سازه در گام‌های بعدی دارد اما تنها می‌تواند مقاطع را کمی عوض کند و در واقع دور مقطع بهینه نوسان کند. این نوسانات در نمودار تغییرات خطا نیز دیده می‌شود. در قاب‌های ۵ طبقه حدود ۳۰٪ تا ۴۰٪ کاهش وزن سازه و در قاب‌های ۱۰ طبقه حدود ۴۰٪ تا ۵۰٪ کاهش وزن سازه را در نمودارها شاهد هستیم.



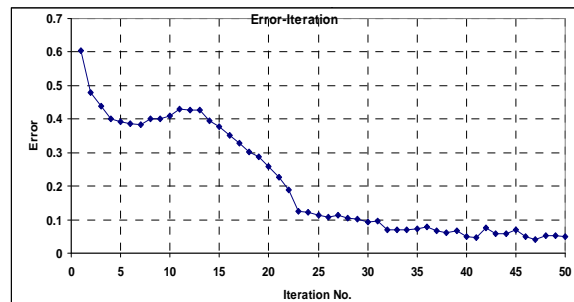
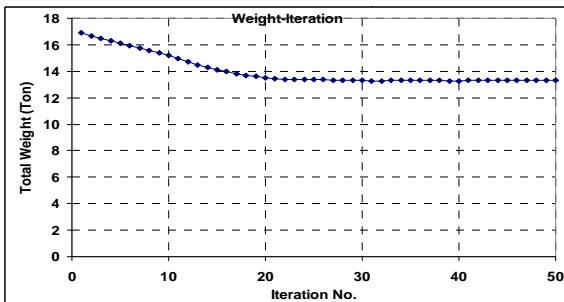
شکل ۲: نتایج بهینه سازی قاب ۵ طبقه در زلزله a از بلا چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز- گریز طبقات سازه در هر ۱۰ گام- گریز طبقات سازه در تمام گام‌ها



شکل ۳: نتایج بهینه سازی قاب ۵ طبقه در زلزله b از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز

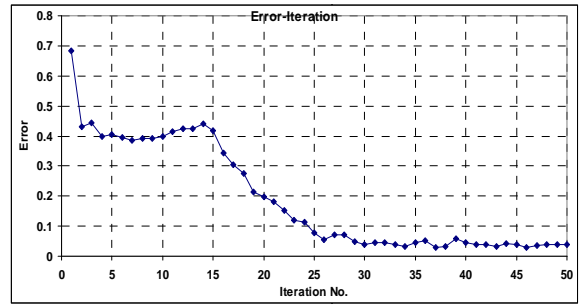


شکل ۴: نتایج بهینه سازی قاب ۵ طبقه در زلزله c از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز

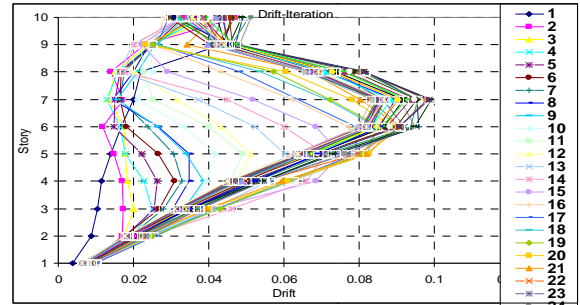
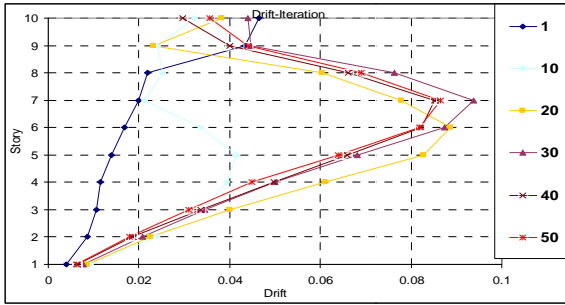
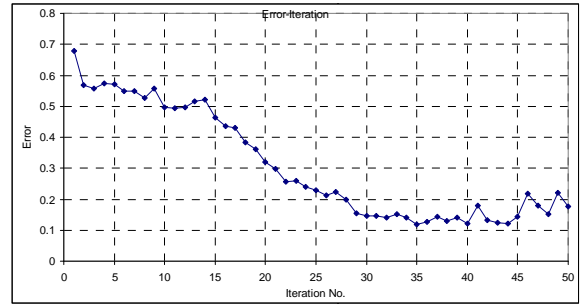
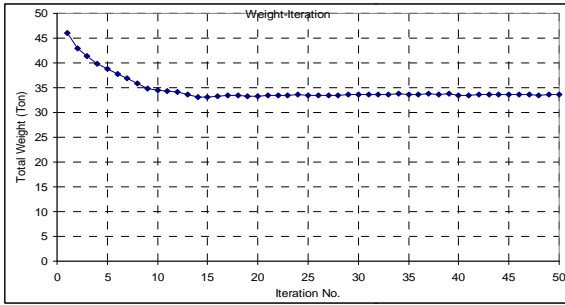


شکل ۵: نتایج بهینه سازی قاب ۵ طبقه در زلزله d از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز

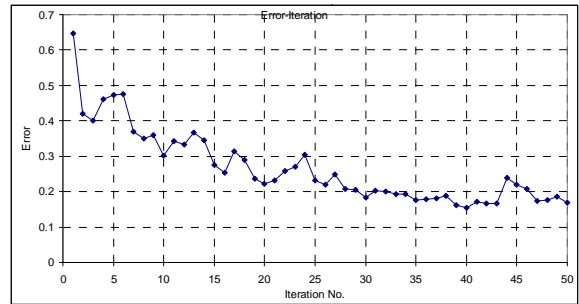
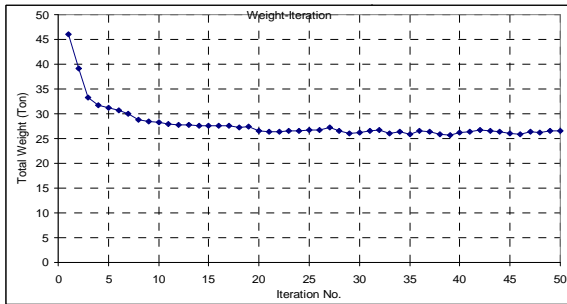




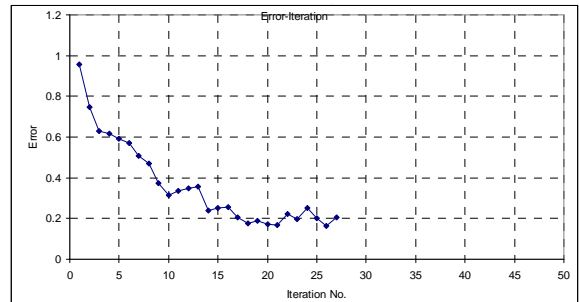
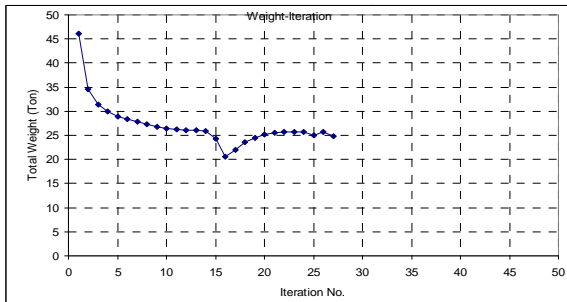
شکل ۶: نتایج بهینه سازی قاب ۵ طبقه در زلزله b از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز



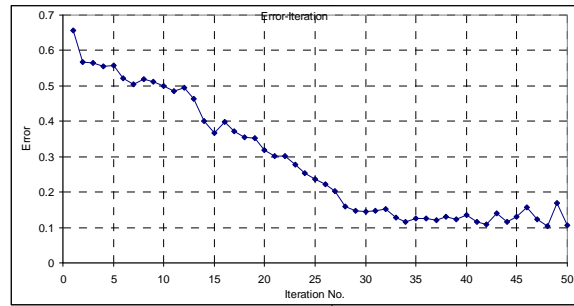
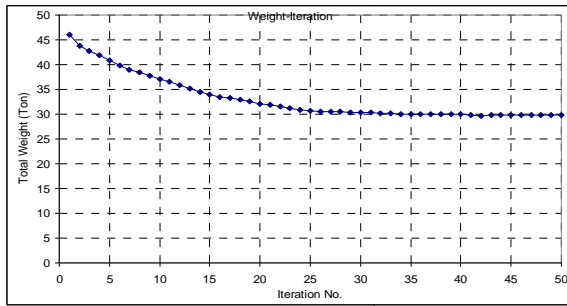
شکل ۷: نتایج بهینه سازی قاب ۱۰ طبقه در زلزله a از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز- گریز طبقات سازه در هر ۱۰ گام- گریز طبقات سازه در تمام گام‌ها



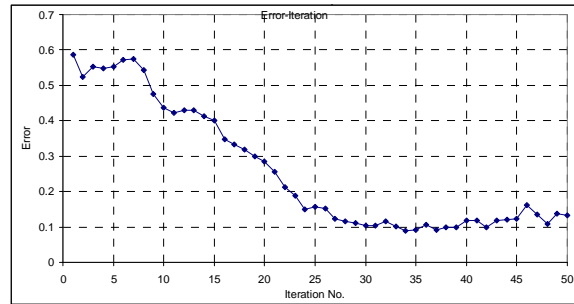
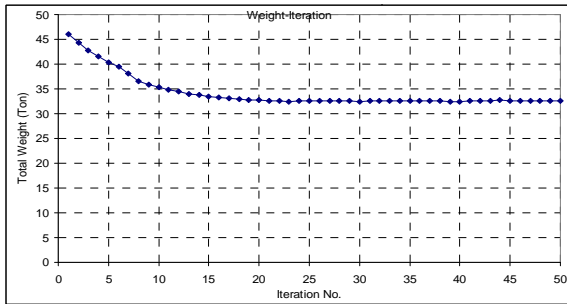
شکل ۸: نتایج بهینه سازی قاب ۱۰ طبقه در زلزله b از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز



شکل ۹: نتایج بهینه سازی قاب ۱۰ طبقه در زلزله c از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف- تغییرات خطا از معیارهای مجاز



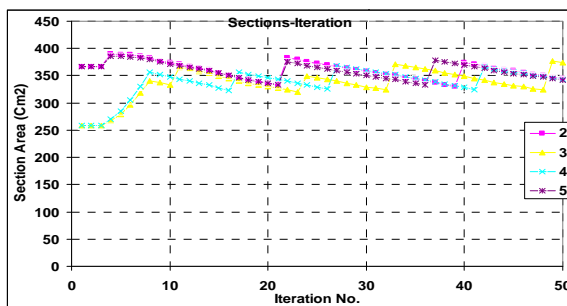
شکل ۱۰: نتایج بهینه سازی قاب ۱۰ طبقه در زلزله d از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف-تغییرات خطا از معیارهای مجاز



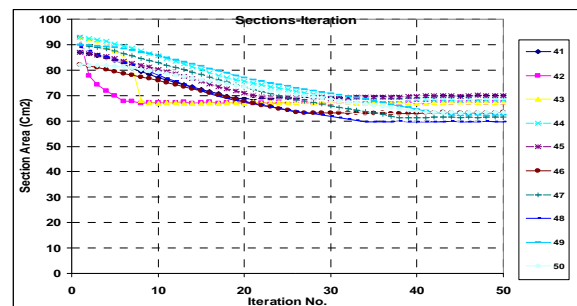
شکل ۱۱: نتایج بهینه سازی قاب ۱۰ طبقه در زلزله e از چپ: تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف-تغییرات خطا از معیارهای مجاز

در نمودارهای گریز سازه در گام‌های مختلف (شکل ۲ و ۷) دیده می‌شود در گام‌های نهایی با اندک تغییر در اندازه و یا چینش مقاطع شاهد اندکی تغییر در درفت طبقات خواهیم بود و گریزهای گام‌های نهایی حول گریز بهینه نوسان می‌کند. همان طور که در نتایج نیز دیده می‌شود روند بهینه سازی به شکلی است که گریز طبقات سازه در حین کم شدن وزن به سمت حالت رفتاری بهتری نیز پیش می‌رود در نتیجه سازه نهایی هم وزن کمتری داشته و هم رفتار بهتری در زلزله از خود نشان می‌دهد. این در حالیست که هیچ گونه قیدی بر روی گریز سازه در الگوریتم قرار داده نشده است، لذا این نتیجه خود اثباتی بر صحت الگوریتم بهینه سازی می‌باشد.

نوسانات موجود در روند بهینه سازی نیز ناشی از کنترل نیرویی ستون‌ها و هم چنین کنترل کل سازه تحت بار ثقلی می‌باشد چرا که ممکن عضوی در یک گام بهینه سازی به عنوان عضو نرم باشد. در این حالت الگوریتم سعی در رساندن چرخش عضو به میزان مجاز آیین‌نامه می‌باشد و معیار بهینگی نسبت چرخش به چرخش مجاز (مثلاً عدد ۰.۶) می‌باشد. در گام بعدی سطح مقطع عضو کوچک می‌گردد، با این کار امکان دارد عضو کنترل‌های نیرویی را جواب ندهد و لذا عضو ترد تلقی شده و نسبت نیرو به نیروی مجاز آن (مثلاً عدد ۱.۲) معیار قرار می‌گیرد. در شکل ۱۲ زیر نمونه ای از تغییرات مقطع ستون‌های طبقه اول قاب ۱۰ طبقه دیده می‌شود. همان طور که دیده می‌شود به علت تقارن موجود در سازه روند ستون‌های ۲ و ۵ و همچنین ستون‌های ۳ و ۴ تا حدی شبیه به یکدیگر شده است و از آنجا که کوچک شدن مقطع امکان دارد در کنترل نیرویی قرار گیرد و نیاز به افزایش مقطع ستون باشد شاهد چند افزایش ناگهانی در مقاطع ستون‌ها هستیم. در زلزله c همان طور که در شکل ۹ دیده می‌شود از آنجا که تحلیل سازه با موفقیت انجام نشد روند الگوریتم بهینه سازی متوقف می‌شود. و نمی‌توان به حد بالای بهینگی رسید با این حال تا به این مرحله هم که ۲۷ تکرار انجام شده است وزن و رفتار سازه بهبود یافته است.



شکل ۱۲: روند تغییرات سطح مقطع ستون‌های طبقه اول قاب d در زلزله a در گام‌های مختلف



شکل ۱۳: روند تغییرات مقطع در تیرهای طبقات ۹ و ۱۰ قاب e در زلزله a

در شکل ۱۳ نیز دیده می‌شود در نهایت مقاطع تیرها به یک عدد میل می‌کند که در واقع بیانگر این نکته است که از آنجا که تیرها اعضای



نرم و کنترل شده بر اساس تغییرشکل می‌باشند، الگوریتم بهینه‌سازی مایل به کوچکتر کردن آنها و در نهایت چرخش بیشتر در آنهاست اما از آنجا که تیرها باید پاسخگوی بار ثقلی باشند نمی‌توانند از یک میزانی کوچکتر در نظر گرفته شوند.

نتیجه‌گیری

قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه فولادی با طراحی اولیه منطبق بر آیین‌نامه‌ها و ضوابط طراحی، طراحی شده و سپس تحت ۵ زلزله طبیعی بهینه‌سازی شدند. نتایج حاصله نشان می‌دهد که در همه حالات، با استفاده از روش پیشنهادی می‌توان در جهت بهبود عملکرد سازه و همچنین کاهش وزن سازه گام برداشت. نکته‌ای که در نتایج قابل تامل است رسیدن سازه به مرزهای حدودی ایمنی جانی در گریزها می‌باشد. همان‌طور که می‌دانید در آیین‌نامه‌ها حدوداً گریز نسبی طبقات ۳٪ را برای قاب خمشی فولادی حد ایمنی معرفی می‌نمایند و در نتایج ملاحظه می‌گردد وقتی معیارهای چرخش حد ایمنی جانی ملاک عمل قرار می‌گیرند، گریز طبقات نیز به عدد ۳٪ که یک عدد حدودی می‌باشد نزدیک می‌باشد. همان‌طور که می‌دانید توان همگرایی در روند بهینه‌سازی موثر بوده و اگر عدد کوچکتری انتخاب شود روند بهینه‌سازی با نوسانات کمتر ولی با سرعت کمتر به سمت سازه بهینه پیش می‌رود و همچنین اگر عدد بزرگتری انتخاب شود سرعت روند بهینه‌سازی بیشتر شده اما نواسات گاهی به حدی زیاد می‌گردند که به کل روند بهینه‌سازی را از بین می‌برند. لذا برای توان همگرایی در تیرها از ۰/۰۲ و در ستون‌ها از ۰/۰۴ استفاده شده است. یکی از مهمترین محدودیت‌های روش پیشنهادی، حساسیت جواب بهینه به رکورد زلزله می‌باشد. برای غلبه بر این محدودیت از رکورد مصنوعی مطابق با طیف آیین‌نامه می‌توان استفاده کرد. پیش‌بینی می‌شود استفاده از توزیع بهینه تحت این رکورد مصنوعی، سبب می‌شود سازه در سایر زلزله‌های طبیعی نیز عملکرد نسبتاً مطلوبی از خود نشان دهد.

مراجع

- American Institute of Steel Construction (AISC) (2010) Specification for Structural Steel Buildings. An American National Standard. ANSI/AISC 360-10
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2007) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. ASCE Standard ASCE/SEI 41-06
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2010) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE Standard ASCE/SEI 7-10
- Hajirasouliha I and Moghaddam H (2009) New lateral force distribution for seismic design of structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE 135:8, 906-915
- Karami Mohammadi R, El Naggat MH and Moghaddam H (2004) Optimum strength distribution for seismic resistant shear-buildings, *International Journal of Solids and Structures* 41:22-23, 6597-6612
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. et al. (2007) OpenSees Command Language Manual. <http://opensees.berkeley.edu/> University of California, Berkeley
- Moghaddam H and Hajirasouliha I (2008) Optimum strength distribution for seismic design of tall buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17:2, 331-349
- Moghaddam H and Karami Mohammadi R (2006) More efficient seismic loading for multidegrees of freedom structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE 132:10, 1673-1677
- Moghaddam H, Hosseinigolekolai SM, Hajirasouliha I and Tajalli F (2012) Evaluation of Various Proposed Lateral Load Patterns for Seismic Design of Steel Moment Resisting Frames, *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal