مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۷، شماره‌ی ۲، ص. ۲۳-۲۹

طراحی لرزه‌یی بهینه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح با رویکرد طراحی براساس عملکرد به‌کمک روش انرژی

محسن تهرانی‌زاده (استاد)
فاطمه سادات اخوان حجازی (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

با توجه به رفتار غیرخطی سازه‌های متعارف در زلزله‌های شدید، استفاده از نیروهای لرزه‌یی به‌صورت یک نیروی ایستای معادل در محدوده‌ی عملکرد خطی سازه به استفاده‌ی بهینه از ظرفیت مصالح منتهی نخواهد شد. در این پژوهش با استفاده از روش انرژی به طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمشی بتنی با رویکرد طراحی براساس عملکرد در چهار سطح خدمات‌رسانی بی‌وقفه، قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش پرداخته‌ایم. سه تابع هدف در فرایند بهینه‌سازی مورد استفاده قرارگرفته که شامل تابع وزن سازه‌یی کمینه، شکل‌پذیری و انرژی یکنواخت در تمام طبقات است. برای شرح بیشتر روش فوق از مدل قاب سه‌طبقه استفاده شده و در نهایت نتایج حاصله با رفتار پویای غیرخطی سازه‌ی مورد بررسی مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: طراحی بهینه، روش انرژی، طراحی براساس عملکرد، قاب‌های خمشی بتنی.

tehz@govir.ir
fatahejazi@yahoo.com

مقدمه

هدف اصلی طراحی لرزه‌یی، محافظت از زندگی انسان از طریق پیش‌بینی خرابی‌های قابل تعمیر سازه بر اثر نیروهای زلزله است. تجربه‌ی به دست آمده از زلزله‌های اخیر ــ مانند نورتریج، کوبه و تایوان ــ نشان داد که مقررات آیین‌نامه‌های جدید در مناطق با زلزله‌خیزی بالا برای جلوگیری از خطرات جانی زمین‌لرزه نسبتاً قابل اطمینان‌اند. اما این زمین‌لرزه‌ها تلفات اقتصادی غیر قابل قبولی در برداشت، به‌طوری که تعمیر خسارات به وجود آمده در بسیاری از ساختمان‌ها بسیار پرهزینه بود.

از این رو دانشمندان با تردید در اهداف عملکردی موجود در آیین‌نامه‌های امروز، به این نتیجه رسیدند که ایجاد و بهره‌گیری از سطوح عملکرد بالاتر با امکان خسارت کم‌تر بسیار ضروری است. این امر به شکل‌گیری روش طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد منجر شد، که به‌عنوان مفهومی نسبتاً جدید در مهندسی ساختمان به‌سرعت در حال گسترش در کاربردهای حرفه‌یی است. این روش طراحی شامل روندهایی است که طی آن سازه در شرایطی کنترل‌شده عمل می‌کند به‌طوری که رفتارش در سطوح عملکرد از پیش تعیین شده تحت بارهای زلزله تضمین شده باشد.

روش‌های مختلفی برای تحلیل سازه وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش‌های ایستای خطی، پویای خطی، ایستای غیرخطی و پویای غیرخطی اشاره کرد. «تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی[1]» به‌عنوان شیوه‌ی اصلیِ این تحلیل غیرخطی کاربرد گسترده‌یی دارد،[1] چرا که در مقایسه با دیگر روش‌های پویا ساده‌تر است. همچنین این روش رفتار سازه را در محدوده‌ی تغییر شکل‌های خمیری مرحله به مرحله بررسی، و روند تشکیل مفصل را در اعضا پیگیری می‌کند، حال آن که تحلیل پویای غیرخطی چنین قابلیتی ندارد.

هدف اصلی طراحی براساس عملکرد، طراحی سازه به‌گونه‌یی است که رفتار ساختمان در حالت مشخصی تحت سطوح مختلف زلزله قرار بگیرد. ایده این است که با پیش‌بینی نیازهای سازه‌یی، عملکرد ساختمان تحت خطرات ناشی از زمین‌لرزه بررسی شود و خسارات مادی ناشی از خرابی ساختمان مطابق پیش‌بینی‌ها به دست آید. یک سطح عملکرد طراحی، رفتار مطلوب و پیش‌بینی‌شده‌ی سازه در زلزله‌یی با شدت معین (سطوح زلزله) است. سطوح عملکرد تعریف‌شده در FEMA-۳۵۶ عبارت‌اند از: خدمت‌رسانی بی‌وقفه (OP)، قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و آستانه‌ی فروریزش (CP).[1]

در زمینه‌ی طراحی بهینه‌ی سازه‌های بتنی با رویکرد عملکردی کارهای زیادی انجام نشده، و یک مفهوم در حال گسترش است. در سال ۱۹۸۶ یکی از پیشگامان طراحی بهینه‌ی ساختمان‌های بتنی روابط و فرمول‌بندی مسئله‌ی بهینه‌سازی معین را مرور کرد.[2] در سال ۱۹۹۰ نیز طراحی بهینه‌ی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله که مجهز به کنترل فعال‌اند، ارائه شد.[3] پس از آن در سال ۱۹۹۳ روشی رایانه‌یی برای طراحی بهینه‌ی سازه‌های بتنی پیشنهاد شد که در آن

تاریخ: دریافت ۱۳۸۷/۱۱/۱۴، اصلاحیه ۱۳۸۸/۱۰/۱۵، پذیرش ۱۳۸۹/۲/۴.

عرض، ارتفاع و آرماتورهای طولی مقطع به‌عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته شد.[۴]

در سال ۱۹۹۷ به‌منظور کمینه‌کردن هزینه‌ی بهره‌برداری المان‌ها و سازه‌های بتنیِ پیش‌ساخته مدلی طراحی شد.[۵] سپس در سال ۱۹۹۸ نوعی روش طراحی براساس عملکرد برای دیوارهای بتنی پیشنهاد شد.[۶] در سال ۲۰۰۰ برای نخستین‌بار تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی (پوش‌اور) و مفهوم طراحی براساس عملکرد طراحی بر اساس عملکرد برای ساختمان‌های بتن مسلح ترکیب شدند.[۷] در سال ۲۰۰۴ روشی برای بهینه‌سازی چندگانه‌ی تیرهای خمشی بتنی ارائه شد.[۸]

در سال ۲۰۰۵، یک روش بهینه‌سازی برای طراحی براساس تغییرمکان غیرکشسان قاب‌های بتن مسلح با بارگذاری فزاینده‌ی ایستای غیرخطی مورد استفاده قرارگرفت.[۹] در سال ۲۰۰۶ برای اولین‌بار روش جدیدی برای بهینه‌کردن پاسخ پویای ساختمان‌ها برمبنای مفهوم توزیع یکنواخت تغییرشکل تحت اثر نیروهای زلزله ارائه شد.[۱۰] هم‌زمان با این کار، یک روش عددی بهینه‌سازی براساس توزیع سختی برای ساختمان‌های بلند بتن‌آرمه پیشنهاد شد.[۱۱] در همین سال (۲۰۰۶) روشی برای بهینه‌سازی چندگانه‌ی قاب‌های خمشی فولادی بر پایه‌ی مفاهیم طراحی براساس عملکرد ارائه شد.[۱۲] در این مطالعه برای بهینه‌سازی، دو تابع هدف انتخاب شده که یکی بیان‌گر هزینه‌ی سازه و دیگری نشان‌گر خسارت وارده و نحوه‌ی عملکرد سازه تحت نیروهای زلزله است؛ برای تحلیل نیز از تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی (پوش‌اور) اصلاح‌شده استفاده شده است.[۱۳و۱۴] همچنین در الگوریتم بهینه‌سازی دوگانه‌ی مورد استفاده، مقادیر تغییرات توابع از تحلیل حساسیت ارائه‌شده در سال ۲۰۰۵ (توسط گنگ) به دست آمده است.[۱۵]

در این نوشتار سعی شده قاب‌های خمشی بتن مسلح تحت توابع هدف مختلف و با توجه به مفاهیم طراحی براساس عملکرد بهینه‌سازی شود، و در نهایت با مقایسه‌ی رفتار واقعی سازه‌های بهینه‌شده، مؤثرترین تابع هدف تعیین شود. در این راستا در مرحله‌ی اول توابع مورد استفاده توسط ژو مورد بازنگری قرارگرفته و سپس تابع هدف جدیدی با مفهوم انرژی تعریف می‌شود.[۱۶]

برای تحلیل قاب در مراحل بهینه‌سازی، روش تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطیِ (پوش‌اور) ارائه‌شده در سال‌های ۲۰۰۲ و ۲۰۰۳ به‌کارگرفته شده[۱۳و۱۴] و برای بهبود پاسخ این روش اصلاحاتی برای آن پیشنهاد شده است. برای تحلیل و بررسی رفتار واقعی سازه‌های بهینه‌شده، برنامه‌ی FEDEASlab برای تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده به کار رفته است.[۱۷]

تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی

تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی ابزاری مناسب برای تعیین سطح عملکرد لرزه‌یی سازه‌های موجود و جدید و اعضای آنها تحت حرکات لرزه‌یی است. هدف از این تحلیل، تعیین عملکرد سازه به‌وسیله‌ی برآورد تقاضای تغییرشکل و مقاومت سازه‌ی تحت زلزله، طرح و مقایسه‌ی این تقاضا با ظرفیت‌های موجود در سطح عملکرد مورد نظر است. برش پایه‌ی طراحی در یک سطح خطر مشخص را، با داشتن مشخصات پویای سازه، می‌توان چنین محاسبه کرد:[۱۸]

$$V_b = \frac{S_a}{g}.W \qquad (۱)$$

که در آن S_a شتاب طیفی، g شتاب گرانش زمین و W وزن سازه است. شتاب طیفی براساس منحنی ارائه شده در FEMA-۳۵۶ به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:[۱]

$$S_a = \begin{cases} F_a S_s(۰/۴ + ۳T_e/T_۰) & ۰ < T_e \le ۰/۲T_۰ \\ F_a S_s & ۰/۲T_۰ < T_e \le T_۰ \\ F_v S_۱/T_e & T_e > T_۰ \end{cases} \qquad (۲)$$

در رابطه‌ی ۲، میرایی مؤثر برابر ۵٪ در نظر گرفته شده، T_e پریود اصلی کشسان سازه، $T_۰$ پریود سازه در محل برخورد ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت است؛ همچنین F_v و F_a ضرایب محل و S_s و $S_۱$ به‌ترتیب شتاب در پریود کم و پریود معادل ۱ ثانیه هستند. در این روش تحلیل، توزیع نیروی جانبی در ارتفاع سازه بسیار مهم است. در FEMA-۳۵۶ رابطه‌ی ۳ برای توزیع نیروی جانبی آورده شده است:[۱]

$$P_s = C_{v,s}V_b = \frac{G_s H_s^{\mu}}{\sum_{k=۱}^{ns} G_k H_k^{\mu}} V_b, \qquad (۳)$$

که در آن P_s بار جانبی وارده در تراز s، G_s و G_k وزن سازه در تراز sام و kام، H_s و H_k ارتفاع طبقه‌ی sام و kام نسبت به تراز پایه، ns تعداد طبقات و μ مقدار ثابت وابسته به دوره‌ی تناوب سازه است که طبق رابطه‌ی ارائه شده در FEMA-۳۵۶ چنین به دست می‌آید:[۱]

$$\mu = \begin{cases} ۲ & T_e \ge ۲/۵ \\ ۰/۵T_e + ۰/۷۵ & ۰/۵ < T_e < ۲/۵ \\ ۱ & T_e \le ۰/۵ \end{cases} \qquad (۴)$$

تحلیل قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب

در مطالعات اولیه‌ی تحلیل قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌گیردار (شبه‌گیردار)، در سال ۱۹۶۳ محققین اتصال دو انتهای هر عضو را با یک فنر خطی مدل کردند[۱۹] و یک ضریب گیرداری[۲] بدون بعد برای آن تعریف کردند:

$$r = \frac{۱}{۱ + \frac{۳EI}{RL}} \qquad (۵)$$

که در آن R سختی چرخشی اتصال، EI سختی خمشی و L طول المان است. در سال ۲۰۰۱ محققین مفهوم ضریب گیرداری را به‌منظور توسعه‌ی تحلیل کشسان مرتبه‌ی دوم برای قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب به‌کار بردند[۲۰] که در آن ماتریس سختی هندسی هر عضو نیمه‌گیردار به‌صورت تابعی از ضرایب گیرداری (r) برای هر دو اتصال انتهای عضو و ماتریس سختی کلی عضو برحسب خواص مرتبه‌ی اول کشسان و خواص مرتبه دوم هندسی به‌دست می‌آید. ماتریس سختی کلی عضو چنین تعریف می‌شود:

$$K_j = S_j \cdot C_{sj} + G_j \cdot C_{gj} \qquad (۶)$$

که در آن S_j ماتریس سختی کشسان استاندارد عضو با اتصالات دو سرگیردار، C_{sj} ماتریس تصحیح، G_j ماتریس سختی هندسی استاندارد و C_{gj} ماتریس اصلاح است که به‌صورت تابعی از ضرایب گیرداری (r) برای هر دو اتصال انتهای عضو تعریف می‌شود.

چنان که درمورد ضریب گیرداری برای اتصالات نیمه‌صلب ذکر شد، می‌توان ضریب خمیری را برای نشان‌دادن میزان پیشرفت ناحیه‌ی خمیری و کاهش سختی

اعضای قاب تحتِ افزایش بار تعریف کرد. از این منظر، مفاصل خمیری مفروض به‌صورت اتصالات نیمه‌صلبی در نظر گرفته می‌شود که سختی آنها براساس ضریب خمیری بیان می‌شود و مقداری بین صفر و ۱ دارد (صفر کاملاً خمیری و ۱ کاملاً کشسان). بنابراین وجود رابطه بین ارتباط غیرخطی ممان و چرخش $(M-\phi)$ ضرورت می‌یابد تا در ناحیه‌ی خمیری ـ کشسانی بتوان تغییرات سختی را در مقاطع مفصل خمیری تحت ممان فزاینده بیان کرد. در یکی از نوشتارهای موجود،[۱۲] رابطه‌یی برای منحنی $(M-\phi)$ اتصالات نیمه‌صلب ذکر شده است:

$$M(\phi)=M_y+\sqrt{(M_P-M_y)^2-[(M_P-M_y)(\phi_P-\phi)/\phi_P]^2} \qquad (۷)$$

در این رابطه M_y و M_P به‌ترتیب ظرفیت ممان کشسان و خمیری مقطع عضو، ϕ و ϕ_P میزان چرخش در ناحیه‌ی خمیری ـ کشسانی و ناحیه‌ی کاملاً خمیری است. مقدار سختی خمشی با مشتق‌گیری از رابطه‌ی ۷ برحسب ϕ به دست می‌آید:

$$R^P=\frac{dM(\phi)}{d\phi}=\frac{(M_P-M_y)^2(\phi_p-\phi)}{\phi_P^2\sqrt{(M_P-M_y)^2-[(M_P-M_y)(\phi_P-\phi_y)/\phi_P]^2}} \qquad \phi\le\phi_P \qquad (۸)$$

مقدار M_y و M_P برحسب متغیرهای طراحی تغییر می‌کند که روابط مربوط به آن برای اعضای خمشی چنین است:[۹]

$$M_y=\frac{1}{2}f_cBkd(\frac{kd}{3}-d')+f_yBd(d-d')\rho \qquad (۹)$$

که در آن f_c مقاومت نمونه‌ی استوانه‌یی ۲۸ روزه‌ی بتن، f_y مقاومت جاری‌شدن فولاد، d طول مؤثر مقطع، d' فاصله‌ی بالاترین تار مقطع بتنی تا مرکز آرماتورهای فشاری، B عرض مقطع بتنی، ρ درصد آرماتورهای طولی کششی و k ضریب عمق محور خنثی در اولین تسلیم است که با در نظر گرفتن نیروی محوری صفر و طبق رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید:

$$k=\sqrt{(\rho+\rho')^2n_{sc}^2+2(\rho+\rho'\frac{d'}{d})n_{sc}}-(\rho+\rho')n_{sc} \qquad (۱۰)$$

که n_{sc} نسبت مدول کشسان فولاد به بتن و ρ' درصد آرماتورهای طولی فشاری است. مقدار M_P از رابطه‌ی تقریبی ۱۱ به دست می‌آید:

$$M_P=1/1\,M_y \qquad (۱۱)$$

در حقیقت با جایگزینی ضریب گیرداری (R) با سختی خمشی در ناحیه‌ی خمیری ـ کشسانی (R^p) در رابطه‌ی ۵، می‌توان ضریب خمیری (p) را به دست آورد و با جابه‌جایی ضرایب گیرداری (r) با ضرایب خمیری (p) در ماتریس C_{sj} و C_{gj} در رابطه‌ی ۶، اثر رفتار مقطع در ناحیه‌ی خمیری ـ کشسانی بر رفتار کلیِ قاب در اثر افزایش بار را مستقیماً به‌وسیله‌ی تحلیل بار افزون همانند تحلیل نیمه‌گیردار مربوط دانست.

اگرچه روابط ارائه‌شده در قسمت قبل با فرض شرایط خمش خالص حاصل شده، می‌توان آنها را برای ترکیب تنش‌ها نیز گسترش داد. در شرایطی که علاوه بر ممان خمشی M، نیروی محوری N هم بر یکی از اعضای یک قاب دوبعدی وارد می‌آید، می‌توان کاهش ظرفیتِ خمشیِ مقطعِ آن عضو در اثر نیروی محوری را با لحاظ‌کردن اثرِ متقابلِ خمش و نیروی محوری طبق رابطه‌ی ۱۲ در نظر گرفت:

$$\frac{1}{f_s}\le\frac{M}{M_P}+\left[\frac{N}{N_P}\right]^a\le 1 \qquad (۱۲)$$

که در آن $f_s=\frac{M_P}{M_y}$ ضریب شکل مقطع، N_P ظرفیت بار محوری در شرایط خمیری کامل است و توان a بستگی به شکل سطح مقطع دارد.

بهینه‌سازی چندمعیاره

کمینه‌سازی هزینه‌ی سازه‌یی به‌عنوان یک هدف مطلوب به‌طورگسترده در بسیاری از مسائل بهینه‌سازی مورد استفاده است. در این پژوهش فرض شده که هزینه‌ی یک عضو با وزن آن متناسب است و هزینه‌ی هر واحد مصالح برای تمام قسمت‌های آن عضو یکسان بوده و عضو دارای یک مقطع منشوری در تمام طول خود است. با توجه به فرضیات فوق می‌توان کم‌ترین هزینه‌ی طراحی را با رسیدن به کم‌ترین وزن طراحی سازه تأمین کرد. با ثابت فرض کردن ابعاد عضو در طول آن، و سطح مقطع آرماتورهای طولی را به‌عنوان متغیر طراحی در نظر گرفتن، تابع $f_1(x)$ که «تابع وزن» نیز نامیده می‌شود،[۱۶] در قالب رابطه‌ی ۱۳ تعریف می‌شود:

$$f_1(x)=\sum_{j=1}^{ne}vL_j(A_{s,j}+A'_{s,j}) \qquad (۱۳)$$

که در آن ne تعداد المان‌هاست. v وزن مخصوص فولاد، L_j طول المان jام، $A_{s,j}$ و $A'_{s,j}$ به‌ترتیب سطح مقطع آرماتورهای کششی و فشاری المان jام است. برای آسان‌کردن روند بهینه‌سازی تابع $f_1(x)$ با تقسیم‌کردن وزن قاب بر بیشینه وزن ممکن $(W_{\max}=931/48\,\mathrm{kN})$ نرمال می‌شود.

علاوه بر کمینه‌کردن هزینه‌ی سازه، کمینه‌کردن خسارت وارده به سازه تحت بارهای لرزه‌یی، هدف مطلوب دیگر طراحی است و شاید نسبت به هدف اول بیشتر مورد توجه باشد. یک راهِ تعیین آسیب وارده به سیستم سازه‌یی، به دست آوردن رابطه‌یی بین خسارت و تغییر مکان بین طبقه‌یی است. بررسی زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد بسیاری از سازه‌ها در اثر تمرکز تغییر شکل‌ها در یک طبقه‌ی ضعیف یا همان طبقه‌ی نرم تحت بارهای جانبی تخریب شده‌اند. بنابراین منطقی به نظر می‌رسد که فرض کنیم در صورت ممانعت از تمرکز تغییر شکل، سازه خسارت کم‌تری متحمل خواهد شد. در این مطالعه تابع هدف دوم (تابع خسارت سازه) براساس اصل تغییر شکل یکنواخت با پارامتر تغییر مکان بین طبقه‌یی در سطح عملکرد CP در نظر گرفته شده است (علت انتخاب سطح CP آن است که در CP بیشترین تقاضای شکل‌پذیری وجود دارد):[۱۶]

$$f_2(x)=\left[\frac{1}{ns}\sum_{s=1}^{ns-1}\left(\frac{v_s^{CP}(x)/H_s}{\Delta^{CP}(x)/H}-1\right)^2\right]^{1/2} \qquad (۱۴)$$

در رابطه‌ی ۱۴، Δ^{CP} و v_s^{CP} به‌ترتیب تغییر مکان بام و طبقه‌ی sام نسبت به سطح مبنا در سطح عملکرد CP است. همچنین H_s فاصله‌ی عمودی تراز طبقه‌ی sام تا سطح مبنا، H ارتفاع سازه و ns تعداد طبقات است.

در همه‌ی روش‌های طراحی لرزه‌یی هدف کاهشِ خسارتِ وارده به سازه از طریق افزایش قابلیت جذب و استهلاک انرژی است. از این رو در این مطالعه علاوه

بر توابع ارائه‌شده توسط محققین پیشین[۱۶] معیار جذب انرژی یکنواخت در طبقات ساختمان به‌عنوان یکی از اهداف بهینه‌سازی مورد بررسی قرار گرفته است:

$$f_۲(x)=\left[\sum_{i=۱}^{ns-۱}\left(\frac{\sum_{j=۱}^{nf}M_{ij}^{CP}\theta_{ij}^{CP}}{\sum_{j=۱}^{nf}M_{nsj}^{CP}\theta_{nsj}^{CP}}-۱\right)^{۲}\right]^{\frac{۱}{۲}} \qquad (۱۵)$$

که در آن M_{ij}^{CP} و θ_{ij}^{CP} به‌ترتیب ممان خمشی و دوران گره واقع در تراز iام و ردیف jام در سطح عملکرد CP، ns تعداد طبقات سازه و nf تعداد ردیف ستون‌ها (تعداد دهانه+۱) است.

تعریف مسئله‌ی بهینه‌سازی

بهینه‌سازی ساختمان مقادیر بهینه‌ی متغیرهای طراحی را جست‌وجو می‌کند، به‌طوری که بهترین خروجی را برای یک یا چند هدف خواسته شده داشته باشد و معیارهای آیین‌نامه و نظارت طراح را تأمین کند. به‌منظور رسیدن به‌کم‌ترین وزن و مناسب‌ترین رفتار سازه‌یی لازم است بهینه‌سازی توابع مختلف هدف به‌طور هم‌زمان صورت پذیرد. در این مطالعه با کنار هم قرارگرفتن هر سه تابع هدف، مسئله‌ی بهینه‌سازی چنین تعریف می‌شود:

$$\begin{aligned}&f(x)=\omega_۱f_۱(x)+\omega_۲f_۲(x)+\omega_۳f_۳(x)=\\&\quad\omega_۱\sum_{j=۱}^{ne}vL_j(A_{s,j}+A'_{s,j})/W_{\max}+\\&\quad\omega_۲\left[\frac{۱}{ns}\sum_{s=۱}^{ns-۱}\left(\frac{v_s^{CP}(x)/H_s}{\Delta^{CP}(x)/H}-۱\right)^{۲}\right]^{\frac{۱}{۲}}+\\&\quad\omega_۳\left[\sum_{s=۱}^{ns-۱}\left(\frac{\sum_{j=۱}^{nf}M_{ij}^{CP}\theta_{ij}^{CP}}{\sum_{j=۱}^{nf}M_{nsj}^{CP}\theta_{nsj}^{CP}}-۱\right)^{۲}\right]^{\frac{۱}{۲}}\\&\delta_s^i(x)\le\bar{\delta}^i\quad(s=۱,...,ns)\quad(i=OP,IO,LS,CP)\\&\Delta^i(x)\le\bar{\Delta}^i\\&X_j^{lb}\le x_j\le X_j^{up}\qquad(j=۱,...,ne)\end{aligned} \qquad (۱۶)$$

که در آن $\omega_۱$، $\omega_۲$ و $\omega_۳$ ضرایب وزن‌دهی به هریک از توابع هستند و مجموع‌شان برابر ۱ است. δ_s^i تغییر مکان جانبی نسبی طبقه‌ی s در سطح عملکرد iام، Δ^i تغییر مکان بام در سطح عملکرد iام، $\bar{\delta}^i$ و $\bar{\Delta}^i$ نیز مقادیر مجاز متناظر است.

در قاب‌های بتن مسلح، آرماتورهای طولی نقش تعیین‌کننده‌یی در کنترل تغییر مکان‌های غیرکشسان و شکل‌پذیری سازه در ناحیه‌ی رفتار غیرخطی دارند؛ و نیز نسبت به مقاطع بتنی تأثیر بیشتری بر هزینه‌ی سازه دارند. از این‌رو سطح مقطع آرماتورهای طولی به‌عنوان متغیرهای طراحی در فرایند بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که به‌منظور ساده‌سازی سطح مقطع آرماتورهای طولی کششی و فشاری یکسان فرض شده و از این رو تعداد متغیرهای طراحی برابر تعداد المان‌ها خواهد بود.

به‌منظور کنترل عملکرد سازه، مقدار تغییر مکان بین طبقه‌یی و بام محدود شده است. از آنجا که چهار سطح عملکرد OP، IO، LS و CP به‌صورت هم‌زمان در طراحی بهینه اعمال شده، برای محاسبه‌ی بارهای لرزه‌یی وارده چهار سطح خطر با احتمال بروز ۵۰٪، ۲۰٪، ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال طبق FEMA-۳۵۶ در نظر گرفته شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان بین طبقه‌یی و بام در چهار سطح عملکرد فوق به‌ترتیب برابر ۰٫۵، ۱، ۲ و ۴ درصد ارتفاع طبقه و ساختمان است. حد بالایی و پایینی برای سطح مقطع آرماتورهای طولی هر عضو براساس مقادیر داده شده در ACI ۳۱۸-۰۵ مشخص شده است.[۲۱]

ارائه‌ی نتایج

در ادامه، نتایج محاسبات برای یک قاب خمشی سه‌طبقه برای حالات مختلف ارائه شده است. در شکل ۱ مدل قاب مذکور تحت بارهای ثقلی نشان داده شده است. قاب مفروض دارای سه طبقه به‌ارتفاع ۳٫۹۶ متر و چهار دهانه به‌طول ۹٫۱۴ متر است. بارهای ثقلی وارد بر طبقات اول و دوم برابر ۳۴٫۲۹ kN/m و بر طبقه‌ی سوم برابر ۳۰٫۷۲ kN/m است. بارگذاری و مشخصات هندسی قاب مذکور به‌منظور امکان مقایسه‌ی کیفی نتایج مانند قاب سه‌طبقه‌ی ارائه شده توسط گنگ (۲۰۰۳)[۱۳] است. بهینه‌سازی قاب به‌ازای مقادیر مختلف $\omega_۱$، $\omega_۲$ و $\omega_۳$ مطابق زیر انجام پذیرفته است:

الف) $\omega_۱=۱٫۰۰,\omega_۲=۰٫۰۰,\omega_۳=۰٫۰۰$

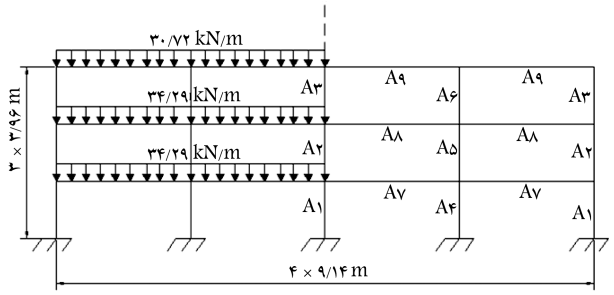
ب) $\omega_۱=۰٫۹۵,\omega_۲=۰٫۰۵,\omega_۳=۰٫۰۰$

ج) $\omega_۱=۰٫۹۴,\omega_۲=۰٫۰۰,\omega_۳=۰٫۰۶$

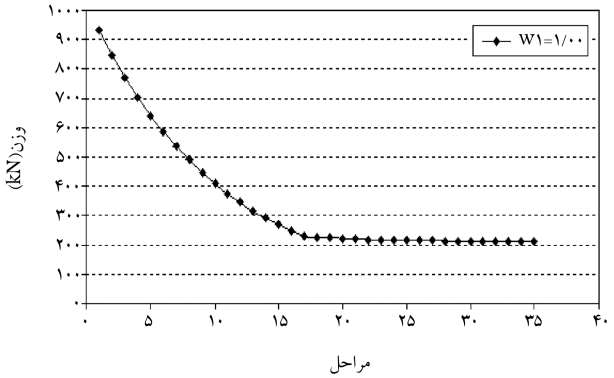
د) $\omega_۱=۰٫۸۰,\omega_۲=۰٫۲۰,\omega_۳=۰٫۰۰$

ه) $\omega_۱=۰٫۸۰,\omega_۲=۰٫۰۰,\omega_۳=۰٫۲۰$

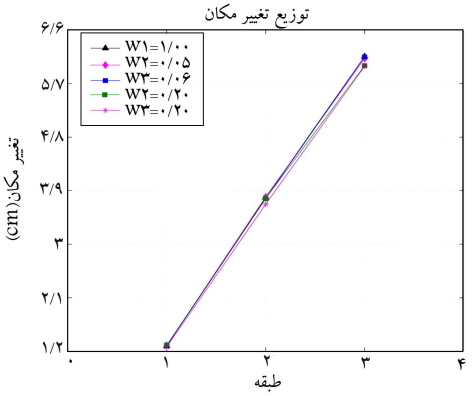
به‌عنوان نمونه در شکل ۲ توالی کاهش وزن در مراحل مختلف بهینه‌سازی برای



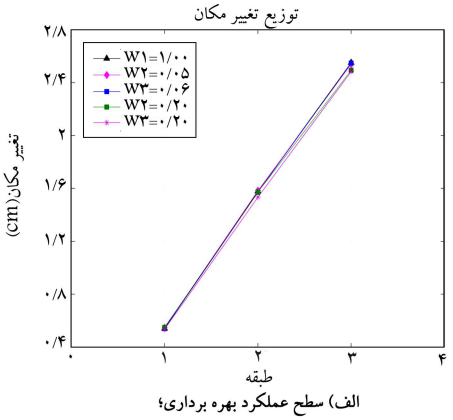
شکل ۱. قاب خمشی بتنی سه‌طبقه.



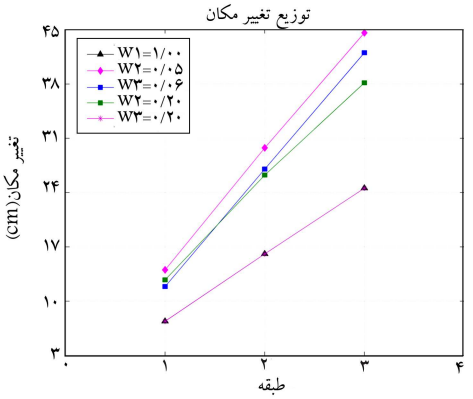
شکل ۲. توالی کاهش وزن در مراحل بهینه سازی، $\omega_۱=۱٫۰۰$.



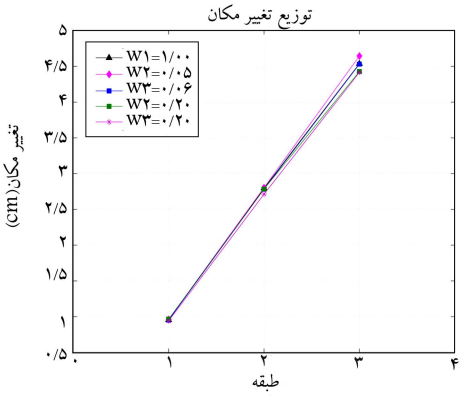
ج) سطح عملکرد ایمنی جانی؛



الف) سطح عملکرد بهره برداری؛

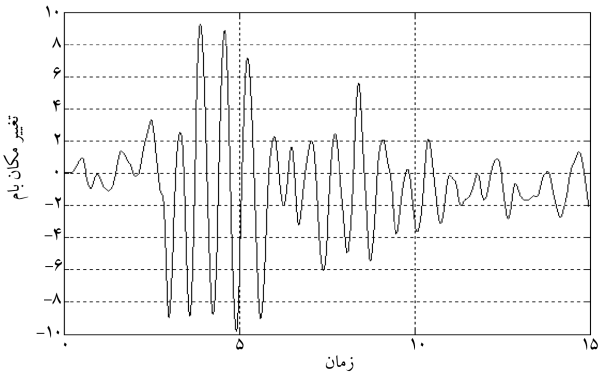


د) سطح عملکرد آستانه فروریزش.

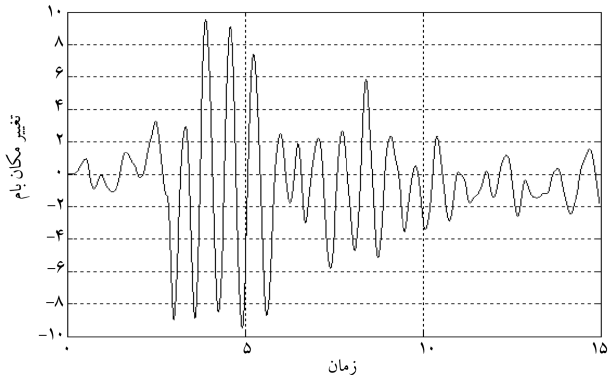


ب) سطح عملکرد کاربری بی وقفه؛

شکل ۳. توزیع تغییرمکان بین طبقه‌یی در ارتفاع قاب خمشی بتنی سه طبقه.



شکل ۴. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه‌طبقه، به‌دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده، $\omega_1 = 1/00$.



شکل ۵. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به‌دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده، $\omega_2 = 0/05$.

حالت (الف) قابل مشاهده است. مقادیر مربوط به وزن به دست آمده در وضعیت بهینه و سطح مقطع بهینه‌ی آرماتورهای طولی به‌ازای هریک از حالات فوق به‌ترتیب در جداول ۱ و ۲ ارائه شده است. وزن اولیه در همه‌ی حالات برابر ۹۳۱/۴۸ kN است. در حالات الف تا ه همواره یکی از توابع هدف دارای ضریب وزن‌دهی صفر است که این امر به‌منظور بررسی اثر هریک از توابع ۱۴ و ۱۵ بر رفتار سازه بهینه شده است.

چگونگی توزیع تغییر مکان بین طبقه‌یی در ارتفاع قاب‌های خمشی در سطوح مختلف عملکرد برای حالات مختلف ضرایب وزن‌دهی (الف تا ه) در شکل ۳

جدول ۱. وزن بهینه قاب خمشی بتنی سه‌طبقه.

حالت	وزن بهینه (kN)
الف	۲۱۰/۱۲۹۳
ب	۲۱۱/۴۵۹۲
ج	۲۱۵/۰۷۶۷
د	۲۱۳/۷۲۲۹
ه	۲۱۷/۸۱۲۳

جدول ۲. سطح مقطع بهینه‌ی آرماتورهای طولی اعضای قاب خمشی بتنی سه‌طبقه.

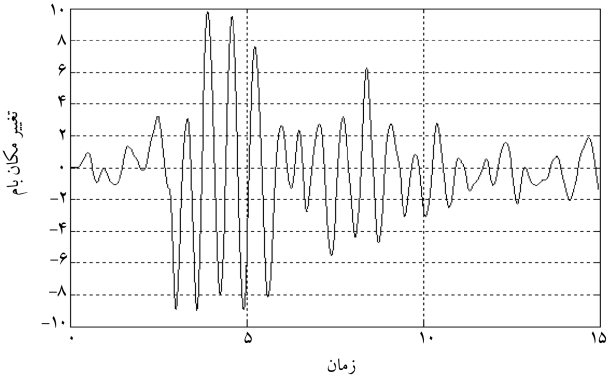
شماره	نام مقطع	ابعاد مقطع بتن (سانتی‌متر × سانتی‌متر)	سطح مقطع آرماتورهای طولی (سانتی‌متر)^2				
			الف	ب	ج	د	ه
۱	A۱	۷۰ × ۱۰۰	۲۷۴٫۳۲	۲۷۱٫۰۲	۲۶۶٫۲۸	۲۶۱٫۹۳	۲۸۱٫۵۶
۲	A۲	۶۰ × ۹۰	۱۵۴٫۱۶	۱۶۶٫۰۵	۱۶۱٫۷۹	۱۴۸٫۲۷	۱۳۲٫۰۶
۳	A۳	۶۰ × ۹۰	۷۰٫۷۸	۷۹٫۷۷	۱۰۰٫۵۰	۷۵٫۳۵	۹۷٫۹۰
۴	A۴	۷۰ × ۱۰۰	۲۷۴٫۷۸	۲۷۱٫۸۱	۲۶۹٫۰۱	۲۶۴٫۴۳	۲۸۲٫۰۲
۵	A۵	۶۰ × ۹۰	۱۸۶٫۰۷	۱۸۵٫۸۵	۱۸۲٫۳۶	۲۰۶٫۷۵	۱۸۹٫۶۰
۶	A۶	۶۰ × ۹۰	۱۴۰٫۸۰	۱۵۰٫۰۴	۱۶۷٫۰۹	۱۵۴٫۶۰	۱۳۲٫۱۱
۷	A۷	۶۰ × ۹۰	۱۷۹٫۲۷	۱۷۶٫۵۹	۱۸۴٫۹۶	۱۸۰٫۹۴	۱۸۸٫۴۶
۸	A۸	۶۰ × ۸۰	۱۸۲٫۲۲	۱۷۹٫۰۲	۱۷۳٫۵۷	۱۷۹٫۸۴	۲۰۰٫۹۳
۹	A۹	۵۰ × ۷۰	۸۰٫۰۷	۸۴٫۸۸	۸۸٫۷۵	۸۸٫۶۵	۷۶٫۰۹

نمایش داده شده است. با توجه به آن که روابط ۱۴ و ۱۵ مختص سطح عملکرد CP هستند در این شکل توزیع تغییر مکان قاب‌های بهینه‌شده براساس رابطه‌ی ۱۶ (در سطح عملکرد CP) که از ترکیب روابط ۱۳ و ۱۵ به دست آمده در سطوح عملکرد مختلف نشان داده شده است.

برای حصول اطمینان از نتایج به دست آمده، تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل

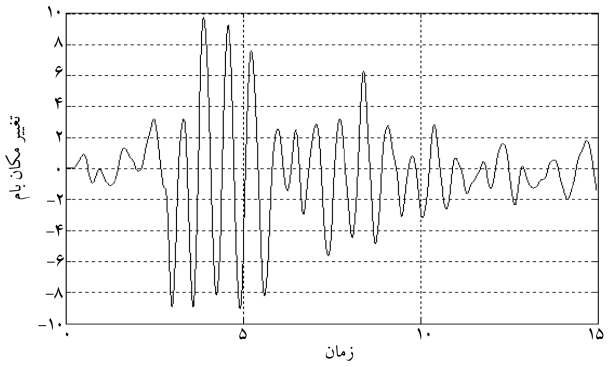
جدول ۳. تغییرمکان کمینه و بیشینه‌ی بام در حالت‌های مختلف بهینه‌سازی (سانتی‌متر).

حالت	تغییر مکان کمینه	تغییر مکان بیشینه	دامنه‌ی تغییر مکان	تغییر مکان ماندگار
الف	-۹٫۸۰۰	۹٫۲۶۰	۱۹٫۰۶۰	-۲٫۰۷۹
ب	۹٫۴۹۳	۹٫۵۰۸	۱۹٫۰۰۱	-۱٫۸۱۸
ج	-۸٫۹۶۰	۹٫۷۹۲	۱۸٫۷۵۲	-۱٫۴۰۸
د	-۹٫۰۳۸	۹٫۷۴۶	۱۸٫۷۸۴	-۱٫۴۱۳
ه	-۹٫۰۰۱	۹٫۶۷۸	۱۸٫۶۷۸	-۱٫۲۵۰

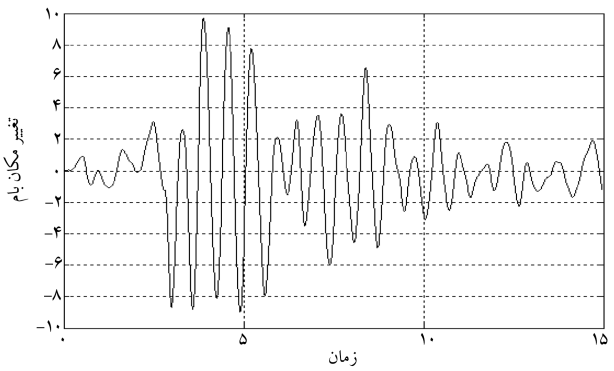


شکل ۶. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به‌دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده، $\omega_3 = 0.06$.

گسترده تحت زلزله‌ی Erzincan ترکیه با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال بر روی قاب‌های بهینه‌شده با ضرایب وزن‌دهی مختلف (حالات الف تا ه) صورت گرفته است (شکل‌های ۴ تا ۸). در این نمودارها محور افقی برحسب ثانیه و محور عمودی برحسب سانتی‌متر است. همان‌طور که در جدول ۳ مشاهده می‌شود در سازه‌ی بهینه‌شده توسط تابع توأمان وزن و انرژی، شدت پالس‌ها و دامنه‌ی پاسخ سازه و



شکل ۷. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به‌دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده، $\omega_2 = 0.20$.



شکل ۸. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به‌دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده، $\omega_2 = 0.20$.

همچنین تغییر مکان بام در لحظه‌ی پایانی (تغییر مکان ماندگار) نسبت به سایر حالات کاهش یافته است.

نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج به دست آمده، تأثیر تابع انرژی یکنواخت در بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی نسبت به تابع توزیع یکنواخت تغییر شکل بیشتر است، به‌طوری که پالس‌های شدید و میزان دامنه‌ی حرکات و تغییر مکان ماندگار سازه‌های بهینه‌شده توسط تابع وزن ـ انرژی تحت زلزله کم‌تر از سازه‌های بهینه‌شده توسط تابع وزن ـ تغییر مکان است.

از آنجا که با تغییر مساحت آرماتور تغییرات ممان اینرسی و مساحت مقطع به‌واسطه‌ی ثابت‌بودن ابعاد بتن نسبتاً کم است، نتایج حالت‌های مختلف به‌هم نزدیک است. همچنین با توجه به آن‌که توابع انرژی و خسارت (روابط ۱۴ و ۱۵) بر مبنای سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) تعریف شده تغییر مکان طبقات قاب بهینه‌شده در سطوح عملکرد OP، IO و LS برابر با حد مجاز آئین‌نامه‌یی خود بوده و لذا توزیع آنها در ارتفاع قاب به‌صورت خطی و برای ضرایب مختلف وزن‌دهی مشابه است.

پانوشت

1. pushover
2. rigidity factor

منابع

1. Federal Emergency Management Agency. "FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Washington, DC (2000).
2. Frangopol, D.M. "Computer-automated design of structural systems under reliability-based performance constraints", *Engineering Computations,* **3**(2), pp. 109-115 (1986).
3. Pantelides, C.P. "Optimum design of actively controlled structure", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* **19**, pp. 583-596 (1990).
4. Moharrami, H. and Grierson, D.E. "Computer-automated design of reinforced concrete frameworks", *Journal of Structural Engineering,* **119**(7), pp. 2036-2058 (1993).
5. Koskisto, O.J. and Ellingwood, B.R. "Reliability-based optimization of plant precast concrete structures", *Journal of Structural Engineering* **123**, (3), pp. 298-304 (1997).
6. Sasani, M. "A two-level-performance-based design of reinforced concrete structural walls", *Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering,* EERI, Oakland, CA (1998).
7. Ganzerli, S.; Pantelides, C.P. and Reaveley, L.D. "Performance-based design using structural optimization", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* **29**(11), pp. 1677-1690 (2000).
8. Barakat, S.; Bani-Hani, K. and Taha, M.Q. "Multi-objective reliability-based optimization of prestressed concrete beams", *Structural Safety,* **26**(3), pp. 311-342 (2004).
9. Zou, Chan "Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis", *Engineering Structures,* **27**, pp. 1289-1302 (2005).
10. Moghaddam, H. and Hajirasouliha, I. "Toward more rational criteria for determination of design earthquake forces", *International Journal of Solids and Structures,* **43**, pp. 2631-2645 (2006).
11. Chan, C.M. and Wang, Q. "Nonlinear stiffness design optimization of tall reinforced concrete buildings under service loads", *Journal of Structural Engineering,* **132**(6), pp. 978-990 (2006).
12. Xu, L.; Gong, Y. and Grierson, D.E. "Seismic design optimization of steel building frameworks", *Journal of Structural Engineering,* **132**(2), pp. 277-286 (2006).
13. Gong, Y., *Performance-Based Design of Building Frame Frameworks Under Seismic Loading,* PhD thesis, University of Waterloo, Waterloo, Canada (2003).
14. Hasan, R.; Xu, L. and Grierson, D.E. "Pushover analysis for performance-based seismic design", *Computers and Structure,* **80**(31), pp. 2483-2493 (2002).
15. Gong, Y.; Xu, L. and Grierson, D.E. "Performance-based sensitivity analysis of steel moment frameworks under seismic loading", *Int. J. Numer. Methods Eng.,* **63**(9), pp. 1229-1249 (2005).
16. Xu, L.; Gong, Y. and Grierson, D.E. "Seismic design optimization of Steel building frameworks", *Journal of Structural Engineering,* **132**(2), pp. 277-286 (2006).
17. FEDEASlab, http://www.berekley.edu/
18. Chopra, A.K., *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering,* 2nd Edition, Prentice Hall, Inc (2001).
19. Monfortoon, G.R. and Wu, T.S. "Matrix analysis of semi-rigidly connected steel frames", *Journal of Structural Division, ASCE,* **89**(6), pp. 13-42 (1963).
20. Xu, L. "Second-order analysis for semirigid steel frame design", *Canadian Journal of Civil Engineering,* **28**(1), pp. 59-76 (2001).
21. Building Code Requirements for structural concrete-ACI 318-2005 and commentary, ACI 318R (2005).