

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

محسن نهرانی‌زاده (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 لرزه‌ی 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 قرار گرفته که شامل تابع وزن سازه‌ی 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.

## مقدمه

ایستای فزاینده‌ی غیرخطی<sup>[۱]</sup> به‌عنوان شیوه‌ی اصلی این تحلیل غیرخطی کاربرد گسترده‌ی دارد،<sup>[۱]</sup> 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 آن‌که تحلیل پویای غیرخطی چنین قابلیت‌ی ندارد.

هدف اصلی طراحی براساس عملکرد، طراحی سازه به‌گونه‌ی است که رفتار ساختمان در حالت مشخصی تحت سطوح مختلف زلزله قرار بگیرد. ایده این است که با پیش‌بینی نیازهای سازه‌ی، 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 مطابوب و پیش‌بینی‌شده‌ی سازه در زلزله‌ی با شدت معین (سطوح زلزله) است. سطوح عملکرد تعریف شده در FEMA-۳۵۶ عبارت‌اند از: خدمت‌رسانی بی‌وقفه (OP)، قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و آستانه‌ی فروریزش (CP).<sup>[۱]</sup>

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.<sup>[۲]</sup> در سال ۱۹۹۰ نیز طراحی بهینه‌ی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله که مجهز به کنترل فعال‌اند، ارائه شد.<sup>[۳]</sup> پس از آن در سال ۱۹۹۳ روشی رایانه‌ی برای طراحی بهینه‌ی سازه‌های بتنی پیشنهاد شد که در آن

هدف اصلی طراحی لرزه‌ی، محافظت از زندگی انسان از طریق پیش‌بینی خرابی‌های قابل تعمیر سازه بر اثر نیروهای زلزله است. تجربه‌ی به دست آمده از زلزله‌های اخیر -- مانند نورتریج، کوبه و تایوان -- 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 لرزه‌ی براساس عملکرد منجر شد، که به‌عنوان مفهومی نسبتاً جدید در مهندسی ساختمان به‌سرعت در حال گسترش در کاربردهای حرفه‌ی است. این روش طراحی شامل روندهایی است که طی آن سازه در شرایطی کنترل‌شده عمل می‌کند به‌طوری که رفتار 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

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

عرض، ارتفاع و آرمانورهای طولی مقطع به‌عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته شد.<sup>[۴]</sup>

در سال ۱۹۹۷ به‌منظور کمینه‌کردن هزینه‌ی بهره‌برداری المان‌ها و سازه‌های بتنی پیش‌ساخته مدلی طراحی شد.<sup>[۵]</sup> سپس در سال ۱۹۹۸ نوعی روش طراحی براساس عملکرد برای دیوارهای بتنی پیشنهاد شد.<sup>[۶]</sup> 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.<sup>[۷]</sup> در سال ۲۰۰۴ روشی برای بهینه‌سازی چندگانه‌ی تیرهای خمشی بتنی ارائه شد.<sup>[۸]</sup>

در سال ۲۰۰۵، یک روش بهینه‌سازی برای طراحی براساس تغییرمکان غیرکشسان قاب‌های بتن مسلح با بارگذاری فزاینده‌ی ایستای غیرخطی مورد استفاده قرار گرفت.<sup>[۹]</sup> در سال ۲۰۰۶ برای اولین‌بار روش جدیدی برای بهینه‌کردن پاسخ پویای ساختمان‌ها بر مبنای مفهوم توزیع یکنواخت تغییرشکل تحت اثر نیروهای زلزله ارائه شد.<sup>[۱۰]</sup> هم‌زمان با این کار، یک روش عددی بهینه‌سازی براساس توزیع سختی برای ساختمان‌های بلند بتن‌آرمه پیشنهاد شد.<sup>[۱۱]</sup> در همین سال (۲۰۰۶) روشی برای بهینه‌سازی چندگانه‌ی قاب‌های خمشی فولادی بر پایه‌ی مفاهیم طراحی براساس عملکرد ارائه شد.<sup>[۱۲]</sup> 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) اصلاح شده استفاده شده است.<sup>[۱۳، ۱۴]</sup> همچنین در الگوریتم بهینه‌سازی دوگانه‌ی مورد استفاده، مقادیر تغییرات توابع از تحلیل حساسیت ارائه شده در سال ۲۰۰۵ (توسط گنگ) به دست آمده است.<sup>[۱۵]</sup>

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 قرار گرفته و سپس تابع هدف جدیدی با مفهوم انرژی تعریف می‌شود.<sup>[۱۶]</sup>

برای تحلیل قاب در مراحل بهینه‌سازی، روش تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی (پوش‌اور) ارائه شده در سال‌های ۲۰۰۲ و ۲۰۰۳ به‌کار گرفته شده<sup>[۱۳، ۱۴]</sup> 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.<sup>[۱۷]</sup>

## تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی

تحلیل ایستای فزاینده‌ی غیرخطی ابزاری مناسب برای تعیین سطح عملکرد لرزه‌ی سازه‌های موجود و جدید و اعضای آنها تحت حرکات لرزه‌ی است. هدف از این تحلیل، تعیین عملکرد سازه به‌وسیله‌ی برآورد تقاضای تغییرشکل و مقاومت سازه 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:<sup>[۱۸]</sup>

$$V_b = \frac{S_a}{g} \cdot W \quad (1)$$

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:<sup>[۱]</sup>

$$S_a = \begin{cases} F_a S_s (\cdot 4 + 3 T_e / T_s) & 0 < T_e \leq 0.1 T_s \\ F_a S_s & 0.1 T_s < T_e \leq T_s \\ F_v S_1 / T_e & T_e > T_s \end{cases} \quad (2)$$

در رابطه‌ی ۲، میرایی مؤثر برابر ۵٪ در نظر گرفته شده،  $T_e$  پرورد اصلی کشسان سازه،  $T_s$  پرورد سازه در محل برخورد ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت است؛ همچنین  $F_a$  و  $F_v$  ضرایب محل و  $S_s$  و  $S_1$  به‌ترتیب شتاب در پرورد کم و پرورد 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:<sup>[۱]</sup>

$$P_s = C_{v,s} V_b = \frac{G_s H_s^\mu}{\sum_{k=1}^{n_s} G_k H_k^\mu} V_b, \quad (3)$$

که در آن  $P_s$  بار جانبی وارده در تراز  $s$ ،  $G_s$  و  $G_k$  وزن سازه در تراز  $s$  ام و  $k$  ام،  $H_s$  و  $H_k$  ارتفاع طبقه‌ی  $s$  ام و  $k$  ام نسبت به تراز پایه،  $n_s$  تعداد طبقات و  $\mu$  مقدار ثابت وابسته به دوره‌ی تناوب سازه است که طبق رابطه‌ی ارائه شده در FEMA-۳۵۶ چنین به دست می‌آید:<sup>[۱]</sup>

$$\mu = \begin{cases} 2 & T_e \geq 2.5 \\ 0.5 T_e + 0.75 & 0.5 < T_e < 2.5 \\ 1 & T_e \leq 0.5 \end{cases} \quad (4)$$

## 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<sup>[۱۸]</sup> و یک ضریب گیرداری<sup>۲</sup> بدون بعد برای آن تعریف کردند:

$$r = \frac{1}{1 + \frac{rEI}{RL}} \quad (5)$$

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<sup>[۲۰]</sup> 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:

$$K_j = S_j \cdot C_{sj} + G_j \cdot C_{gj} \quad (6)$$

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.

چنان‌که درمورد ضریب گیرداری برای اتصالات نیمه‌صلب ذکر شد، می‌توان ضریب خمیری را برای نشان دادن میزان پیشرفت ناحیه‌ی خمیری و کاهش سختی

می‌آید، می‌توان کاهش ظرفیت خمشی مقطع آن عضو در اثر نیروی محوری را با لحاظ کردن اثر متقابل خمش و نیروی محوری طبق رابطه‌ی ۱۲ در نظر گرفت:

$$\frac{1}{f_s} \leq \frac{M}{M_P} + \left[ \frac{N}{N_P} \right]^a \leq 1 \quad (12)$$

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 سازه‌ی به‌عنوان یک هدف مطلوب به‌طور گسترده 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،<sup>[۱۶]</sup> در قالب رابطه‌ی ۱۳ تعریف می‌شود:

$$f_1(x) = \sum_{j=1}^{ne} v L_j (A_{s,j} + A'_{s,j}) \quad (13)$$

که در آن  $ne$  تعداد المان‌هاست.  $v$  وزن مخصوص فولاد،  $L_j$  طول المان  $z$ ام،  $A_{s,j}$  و  $A'_{s,j}$  به ترتیب سطح مقطع آرماتورهای کششی و فشاری المان  $z$ ام است. برای آسان‌کردن روند بهینه‌سازی تابع  $f_1(x)$  با تقسیم‌کردن وزن قاب بر بیشینه وزن ممکن ( $W_{max} = 931748 \text{ kN}$ ) 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 راه تعیین آسیب وارده به سیستم سازه‌یی، به دست آوردن رابطه‌ی 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 بیشترین تقاضای شکل‌پذیری وجود دارد).<sup>[۱۶]</sup>

$$f_2(x) = \left[ \frac{1}{ns} \sum_{s=1}^{ns-1} \left( \frac{v_s^{CP}(x)/H_s}{\Delta^{CP}(x)/H} - 1 \right)^2 \right]^{1/2} \quad (14)$$

در رابطه‌ی ۱۴،  $\Delta^{CP}$  و  $v_s^{CP}$  به ترتیب تغییر مکان بام و طبقه‌ی  $s$ ام نسبت به سطح مبنا در سطح عملکرد  $CP$  است. همچنین  $H_s$  فاصله‌ی عمودی تراز طبقه‌ی  $s$ ام تا سطح مبنا،  $H$  ارتفاع سازه و  $ns$  تعداد طبقات است.

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

اعضای قاب تحت افزایش بار تعریف کرد. از این منظر، مفاسل خمیری مفروض به صورت 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 - کشسانی بتوان تغییرات سختی را در مقاطع مفصل خمیری تحت ممان فزاینده بیان کرد. در یکی از نوشتارهای موجود،<sup>[۱۴]</sup> رابطه‌ی برای منحنی ( $M - \phi$ ) اتصالات نیمه‌صلب ذکر شده است:

$$M(\phi) = M_y + \frac{\sqrt{(M_P - M_y)^2 - [(M_P - M_y)(\phi_P - \phi)/\phi_P]^2}}{(\phi_P - \phi)/\phi_P} \quad (7)$$

در این رابطه  $M_y$  و  $M_P$  به ترتیب ظرفیت ممان کشسان و خمیری مقطع عضو،  $\phi$  و  $\phi_P$  میزان چرخش در ناحیه‌ی خمیری - کشسانی و ناحیه‌ی کاملاً خمیری است. مقدار سختی خمشی با مشتق‌گیری از رابطه‌ی ۷ برحسب  $\phi$  به دست می‌آید:

$$R^P = \frac{dM(\phi)}{d\phi} = \frac{(M_P - M_y)^2 (\phi_P - \phi)}{\phi_P^2 \sqrt{(M_P - M_y)^2 - [(M_P - M_y)(\phi_P - \phi)/\phi_P]^2}} \quad \phi \leq \phi_P \quad (8)$$

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

$$M_y = \frac{1}{\gamma} f_c B k d \left( \frac{k d}{3} - d' \right) + f_y B d (d - d') \rho \quad (9)$$

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

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n_{sc} + 2(\rho + \rho') \frac{d'}{d} n_{sc} - (\rho + \rho') n_{sc}} \quad (10)$$

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

$$M_P = 1.1 M_y \quad (11)$$

در حقیقت با جایگزینی ضریب گیرداری ( $R$ ) با سختی خمشی در ناحیه‌ی خمیری - 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  $C_{oj}$  در رابطه‌ی ۶، اثر رفتار مقطع در ناحیه‌ی خمیری - کشسانی بر رفتار کلی 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 دوعدی وارد

طراحی بهینه اعمال شده، برای محاسبه‌ی بارهای لرزه‌ی وارده چهار سطح خطر با احتمال بروز ۵٪، ۲٪، ۱۰٪ و ۲۰٪ در ۵۰ سال طبق FEMA-۳۵۶ در نظر گرفته شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان بین طبقه‌ی و بام در چهار سطح عملکرد فوق به ترتیب برابر ۵/۰، 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.<sup>[۲۱]</sup>

### ارائه‌ی نتایج

در ادامه، نتایج محاسبات برای یک قاب خمشی سه طبقه برای حالات مختلف ارائه شده است. در شکل ۱ مدل قاب مذکور تحت بارهای ثقلی نشان داده شده است. قاب مفروض دارای سه طبقه به ارتفاع ۳/۹۶ متر و چهار دهانه به طول ۹/۱۴ متر است. بارهای ثقلی وارد بر طبقات اول و دوم برابر ۳۴/۲۹ kN/m و بر طبقه سوم برابر ۳۰/۷۲ kN/m است. بارگذاری و مشخصات هندسی قاب مذکور به منظور امکان مقایسه‌ی کیفی نتایج مانند قاب سه طبقه‌ی ارائه شده توسط گنگ (۲۰۰۳)<sup>[۱۳]</sup> است. بهینه‌سازی قاب به‌ازای مقادیر مختلف  $\omega_1$ ،  $\omega_2$  و  $\omega_3$  مطابق زیر انجام پذیرفته است:

$$\text{الف) } \omega_3 = 0.00, \omega_2 = 0.00, \omega_1 = 1.00$$

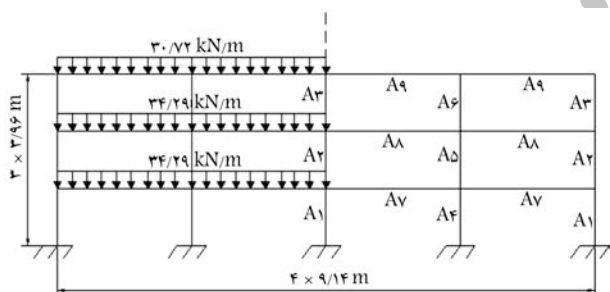
$$\text{ب) } \omega_3 = 0.00, \omega_2 = 0.05, \omega_1 = 0.95$$

$$\text{ج) } \omega_3 = 0.06, \omega_2 = 0.00, \omega_1 = 0.94$$

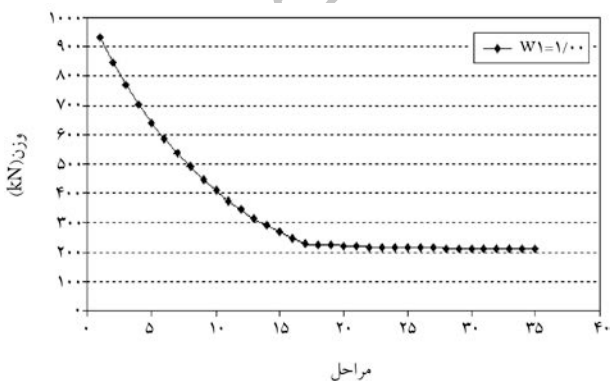
$$\text{د) } \omega_3 = 0.00, \omega_2 = 0.20, \omega_1 = 0.80$$

$$\text{ه) } \omega_3 = 0.20, \omega_2 = 0.00, \omega_1 = 0.80$$

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



شکل ۱. قاب خمشی بتنی سه طبقه.



شکل ۲. توالی کاهش وزن در مراحل بهینه‌سازی،  $\omega_1 = 1.00$

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

$$f_T(x) = \left[ \sum_{i=1}^{ns-1} \left( \frac{\sum_{j=1}^{nf} M_{ij}^{CP} \theta_{ij}^{CP}}{\sum_{j=1}^{nf} M_{nsj}^{CP} \theta_{nsj}^{CP}} - 1 \right)^2 \right]^{\frac{1}{4}} \quad (15)$$

که در آن  $M_{ij}^{CP}$  و  $\theta_{ij}^{CP}$  به ترتیب ممان خمشی و دوران گره واقع در تراز  $i$ ام و ردیف  $j$ ام در سطح عملکرد  $CP$ ، تعداد طبقات سازه و  $nf$  تعداد ردیف ستون‌ها (تعداد دهانه + ۱) است.

### تعریف مسئله‌ی بهینه‌سازی

بهینه‌سازی ساختمان مقادیر بهینه‌ی متغیرهای طراحی را جست‌وجو می‌کند، به طوری که بهترین خروجی را برای یک یا چند هدف خواسته شده داشته باشد و معیارهای آیین‌نامه و نظرات طراح را تأمین کند. به منظور رسیدن به کم‌ترین وزن و مناسب‌ترین رفتار سازه‌ی لازم است بهینه‌سازی توابع مختلف هدف به طور هم‌زمان صورت پذیرد. در این مطالعه با کنار هم قرار گرفتن هر سه تابع هدف، مسئله‌ی بهینه‌سازی چنین تعریف می‌شود:

$$f(x) = \omega_1 f_1(x) + \omega_2 f_2(x) + \omega_3 f_3(x) =$$

$$\omega_1 \sum_{j=1}^{ne} v L_j (A_{s,j} + A'_{s,j}) / W_{max} +$$

$$\omega_2 \left[ \frac{1}{ns} \sum_{s=1}^{ns-1} \left( \frac{v_s^{CP}(x) / H_s}{\Delta^{CP}(x) / H} - 1 \right)^2 \right]^{\frac{1}{4}} +$$

$$\omega_3 \left[ \sum_{s=1}^{ns-1} \left( \frac{\sum_{j=1}^{nf} M_{ij}^{CP} \theta_{ij}^{CP}}{\sum_{j=1}^{nf} M_{nsj}^{CP} \theta_{nsj}^{CP}} - 1 \right)^2 \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$\delta_s^i(x) \leq \bar{\delta}^i \quad (s = 1, \dots, ns) \quad (i = OP, IO, LS, CP)$$

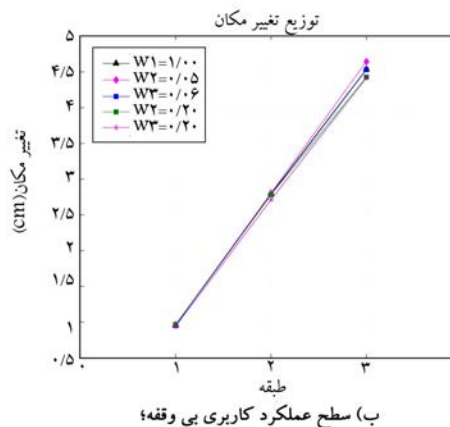
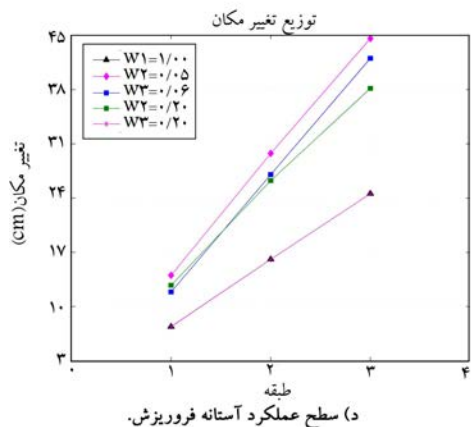
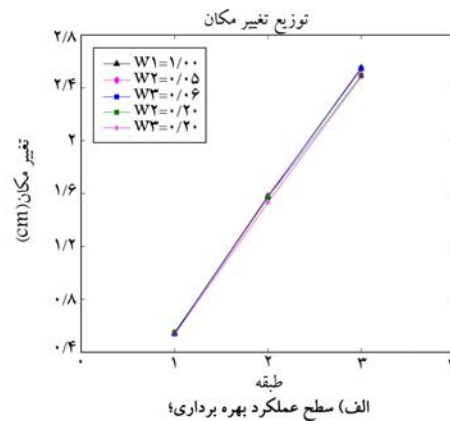
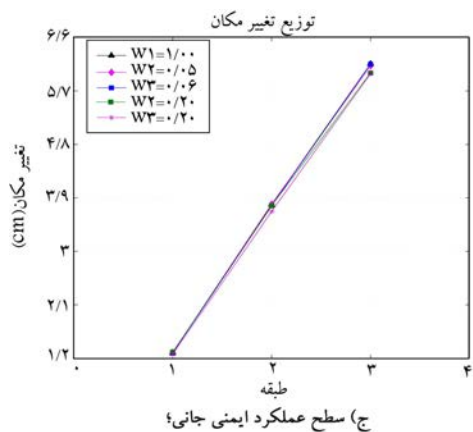
$$\Delta^i(x) \leq \bar{\Delta}^i$$

$$X_j^{lb} \leq x_j \leq X_j^{ub} \quad (j = 1, \dots, ne) \quad (16)$$

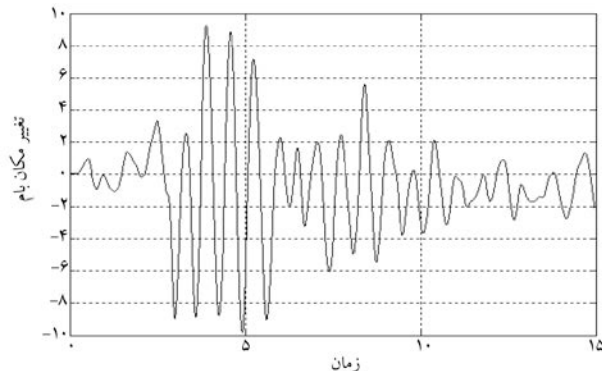
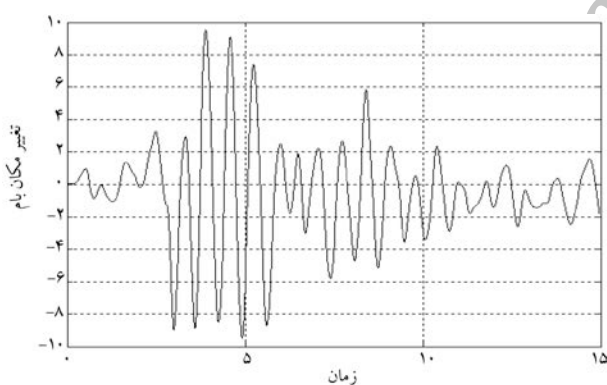
که در آن  $\omega_1$ ،  $\omega_2$  و  $\omega_3$  ضرایب وزن‌دهی به هر یک از توابع هستند و مجموع‌شان برابر ۱ است.  $\delta_s^i$  تغییر مکان جانبی نسبی طبقه‌ی  $s$  در سطح عملکرد  $i$ ام،  $\Delta^i$  تغییر مکان بام در سطح عملکرد  $i$ ام،  $\bar{\Delta}^i$  و  $\bar{\delta}^i$  نیز مقادیر مجاز متناظر است.

در قاب‌های بتن مسلح، آرماتورهای طولی نقش تعیین‌کننده‌ی 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 این رو 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 طبقه‌ی و بام محدود شده است. از آنجا که چهار سطح عملکرد  $OP$ ،  $IO$ ،  $LS$  و  $CP$  به صورت هم‌زمان در



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



شکل ۵. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده،  $\omega_2 = 0.5$ .

شکل ۴. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه، به دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده،  $\omega_1 = 1.0$ .

جدول ۱. وزن بهینه قاب خمشی بتنی سه طبقه.

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

حالت (الف) قابل مشاهده است. مقادیر مربوط به وزن به دست آمده در وضعیت بهینه و سطح مقطع بهینه‌ی آرماتورهای طولی به ازای هر یک از حالات فوق به ترتیب در جداول ۱ و ۲ ارائه شده است. وزن اولیه در همه‌ی حالات برابر  $931/48 \text{ kN}$  است. در حالات الف تا ه همواره یکی از توابع هدف دارای ضریب وزندهی صفر است که این امر به منظور بررسی اثر هر یک 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 ۲. سطح مقطع بهینه‌ی آرماتورهای طولی اعضای قاب خمشی بتنی سه طبقه.

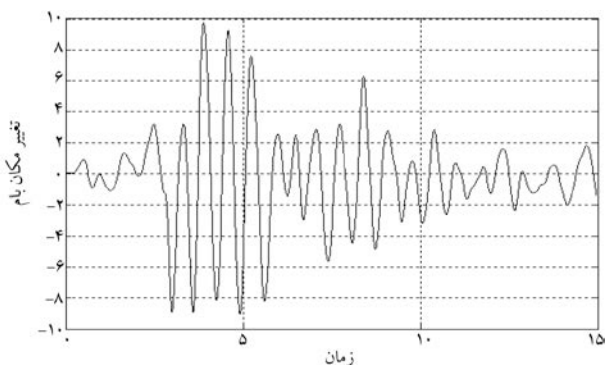
شماره	نام مقطع	ابعاد مقطع بتن (سانتی متر × سانتی متر)	سطح مقطع آرماتورهای طولی (سانتی متر) <sup>۲</sup>				
			الف	ب	ج	د	ه
۱	A۱	۷۰ × ۱۰۰	۲۷۴,۳۲	۲۷۱,۰۲	۲۶۶,۲۸	۲۶۱,۹۳	۲۸۱,۵۶
۲	A۲	۶۰ × ۹۰	۱۵۴,۱۶	۱۶۶,۰۵	۱۶۱,۷۹	۱۴۸,۲۷	۱۳۲,۰۶
۳	A۳	۶۰ × ۹۰	۷۰,۷۸	۷۹,۷۷	۱۰۰,۵۰	۷۵,۳۵	۹۷,۹۰
۴	A۴	۷۰ × ۱۰۰	۲۷۴,۷۸	۲۷۱,۸۱	۲۶۹,۰۱	۲۶۴,۴۳	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

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

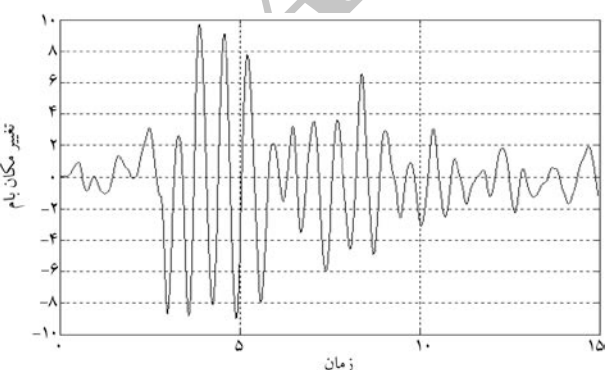
نمایش داده شده است. با توجه به آن که روابط ۱۴ و ۱۵ مختص سطح عملکرد CP هستند در این شکل توزیع تغییر مکان قاب‌های بهینه‌شده براساس رابطه‌ی ۱۶ (در سطح عملکرد CP) که از ترکیب روابط ۱۳ و ۱۵ به دست آمده در سطوح عملکرد مختلف نشان داده شده است. برای حصول اطمینان از نتایج به دست آمده، تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل

جدول ۳. تغییر مکان کمینه و بیشینه‌ی بام در حالت‌های مختلف بهینه‌سازی (سانتی متر).

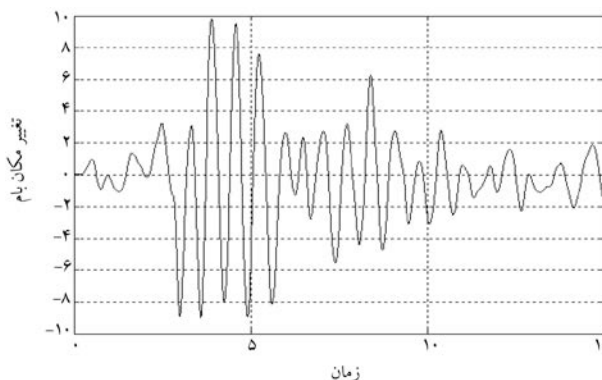
حالت	تغییر مکان کمینه	تغییر مکان بیشینه	دامنه‌ی تغییر مکان	تغییر مکان ماندگار
الف	-۹,۸۰۰	۹,۲۶۰	۱۹,۰۶۰	-۲,۰۷۹
ب	۹,۴۹۳	۹,۵۰۸	۱۹,۰۰۱	-۱,۸۱۸
ج	-۸,۹۶۰	۹,۷۹۲	۱۸,۷۵۲	-۱,۴۰۸
د	-۹,۰۳۸	۹,۷۴۶	۱۸,۷۸۴	-۱,۴۱۳
ه	-۹,۰۰۱	۹,۶۷۸	۱۸,۶۷۸	-۱,۲۵۰



شکل ۷. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده،  $\omega_2 = 0.2^\circ$ .



شکل ۸. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده،  $\omega_3 = 0.2^\circ$ .



شکل ۶. پاسخ تغییر مکان قاب خمشی بتنی سه طبقه به دست آمده از تحلیل پویای غیرخطی با مفاصل گسترده،  $\omega_3 = 0.6^\circ$ .

توسط تابع وزن - انرژی تحت زلزله کم‌تر از سازه‌های بهینه‌شده توسط تابع وزن - تغییر مکان است.

از آنجا که با تغییر مساحت آرماتور تغییرات ممان اینرسی و مساحت مقطع به واسطه‌ی ثابت بودن ابعاد بتن نسبتاً کم است، نتایج حالت‌های مختلف به هم نزدیک است. همچنین با توجه به آن که 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 آیین‌نامه‌ی خود بوده و لذا توزیع آنها در ارتفاع قاب به صورت خطی و برای ضرایب مختلف وزن‌دهی مشابه است.

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، به طوری که پالس‌های شدید و میزان دامنه‌ی حرکات و تغییر مکان ماندگار سازه‌های بهینه‌شده

## پانویس

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.berekeley.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).