



اتوماسیون طراحی براساس تغییر مکان مستقیم در قابهای بتن مسلح

جواد سلاجقه^۱، علی فخرالدینی^۲، افشین محمدی^۳

۱-استادیار، بخش مهندسی عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان

۲-کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه شهید باهنر کرمان

۳-کارشناسی ارشد سازه

Email: ali.fakhreddini@gmail.com

خلاصه

در سالهای اخیر روش‌های نوینی تحت عنوان طراحی براساس تغییر مکان برای رسیدن به سطح خسارت قابل قبولی از زلزله طرح مورد استفاده قرار می‌گیرند. این روش‌ها به عنوان ابزاری جدید برای رسیدن به طراحی براساس عملکرد محسوب می‌شوند و می‌توانند با روندی مناسب محدودیت‌های ذاتی را که در روش طراحی بر اساس نیرو مرسوم مشاهده شده‌است را حذف کنند. تلاش مهندسیین سازه و زلزله برای تولید سازه‌هایی ایمن و اقتصادی ترکیبی از بهینه‌یابی و روش‌های عملکردی را به دنبال خواهد داشت. هدف از این تحقیق اتوماسیون طراحی بهینه قابهای بتن مسلح براساس تغییر مکان مستقیم به کمک الگوریتم ژنتیک می‌باشد.

کلمات کلیدی: طراحی براساس عملکرد، طراحی براساس نیرو، طراحی براساس تغییر مکان، الگوریتم ژنتیک

مقدمه

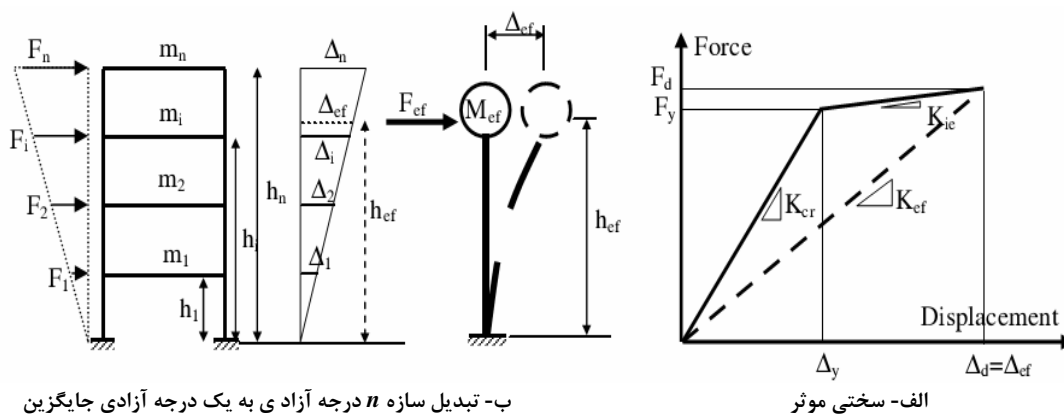
یکی از پیشرفت‌های مهم در طراحی لرزه‌ای که در سالهای اخیر به طور چشمگیری توسعه یافته است، تاکید بر طراحی مبتنی برحالات حدی بوده است که امروزه طراحی براساس عملکرد نامیده می‌شود. هدف از طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه‌هایی را طراحی کنند که عملکرد قابل پیش‌بینی داشته باشند [1]. مهندسی زلزله به دلایل متعددی دستخوش تغییرات بنیادی قرار گرفته است، گسترش دانش و آگاهی ما در مورد وقوع زلزله، حرکات زمین، پاسخ سازه‌ها و خسارت‌های مالی بیش از انتظار در زلزله‌های گذشته از مهمترین این دلایل می‌باشند. آیین‌نامه‌های زلزله‌کنونی در مواردی دچار ضعف‌هایی می‌باشند، از جمله اینکه قوانین بکاررفته در این آیین‌نامه‌ها به صورت منطقی به طراح توضیح داده نمی‌شود. همچنین امکان قضاوت کارفرما بر هزینه‌ها و نیاز جامعه به آگاهی در مورد نحوه بدست آوردن نیازهای لرزه‌ای وظرفیت‌های مورد انتظار احتمالی برای ساخت سازه‌های جدید برآورده نمی‌شود [2]. امروزه می‌دانیم که برای طراحی سازه‌ها باید چندین پارامتر عملکردی را در نظر گرفت، سطح عملکرد ایمنی جانی تنها برای حفظ جان بشر در مقابل ریزش و خرابیها است. مشخص است بجز ایمنی جانی جامعه دارای مسئولیت‌هایی در قبال ادامه فعالیت سازه‌های مهم بعد از زلزله دارد و حفاظت از انتشار مواد خطرناک، جلوگیری از وقوع خرابی‌های زیادی که دارای تبعاتی در سطح منطقه‌ای، ملی و یا بین-المللی است امری ضروری بنظر می‌رسد. بعلاوه کارفرمایان خواهان برگشت ماکزیم سرمایه‌های خود هستند [2]. ضریب اهمیت در آیین‌نامه‌های کنونی تنها یک معیار کیفی برای اهداف عملکردی است و هیچ‌گونه برآورد کمی از سطوح عملکرد سازه را نشان نمی‌دهد. در شیوه طراحی بر اساس عملکرد در حقیقت میزان خسارت کمیت‌بندی و فرموله می‌شود و این کمیت‌بندی خسارت بر حسب تغییر مکان امکان‌پذیر است نه نیرو. بنابراین جابجایی‌ها معیار مناسبی برای ارزیابی اعضای سازه‌ای می‌باشند [3]. این تحقیق یک روش طراحی لرزه‌ای مطلوب را پیشنهاد می‌کند که محدودیت‌های ذاتی را که در روش طراحی بر اساس نیرو مشاهده شده است را حذف می‌کند و مهندس طراح را به پیش‌بینی میزان خسارت‌ها جهت تصمیم‌گیری آگاهانه قادر می‌سازد. روش طراحی براساس تغییر مکان در سال‌های اخیر توسط انجمن مهندسیین سازه کالیفرنیا (SEAOC) مورد استفاده قرار گرفته است. در این مطالعه ابتدا اشاره‌ای کوتاه به روش طراحی بر اساس تغییر مکان می‌شود، سپس مبانی و اصول روش طراحی بر اساس تغییر مکان مستقیم تشریح خواهد شد و در پایان یک برنامه بهینه‌ساز معرفی خواهد شد که به بهینه‌یابی قاب‌های دوبعدی بتن مسلح براساس روش تغییر مکان مستقیم و به کمک الگوریتم ژنتیک می‌پردازد.

چرا طراحی بر اساس تغییرمکان ؟

در روش نیرو به تغییرمکانهای سازه توجه چندانی نمی‌شود تغییرمکانها با یک روش سریع آیین‌نامه‌ای در پایان روند طراحی کنترل می‌شوند. اگرچه همین کنترل ساده هم بندرت انجام می‌شود درحالیکه تغییرمکانهای سازه رابطه تنگاتنگی با عملکرد سازه داشته و معیار مناسبی برای ارزیابی اعضای سازه‌ای بوده و شاید اصلی‌ترین معیار موجود می‌باشند [1,4]. روش‌های مبتنی بر تغییرمکان به عنوان جدیدترین ابزار طراحی براساس عملکرد محسوب می‌شوند [5]. طراحی براساس تغییرمکان و طراحی بر اساس عملکرد به جای یکدیگر بکار برده شده است این بدان علت است که اهداف عملکردی را می‌توان به سطح خرابی سازه وابسته کرد که خرابی‌ها برحسب تغییرمکان بیان می‌شوند. ترکیب خرابی و تغییرمکان، حقیقت و اصل طراحی براساس تغییرمکان است. در واقع طراحی براساس تغییرمکان به عنوان زیرمجموعه‌ای از طراحی براساس عملکرد شناخته می‌شود. روش طراحی براساس تغییرمکان می‌تواند با مهندسی معکوس بر محدودیت‌های ذاتی روش نیرو چیره شود. در این روش شکل‌پذیری نیاز و میزان خرابی نقطه شروع عملیات طراحی هستند. هدف طراحی براساس تغییرمکان رسیدن به سطح عملکرد دلخواه تحت زلزله مورد نظر است. این روش بواسطه مدلسازی رفتار غیر- ارتجاعی سازه نتایج مطلوبی بدست می‌دهد. یکی دیگر از مزایای این روش این است که ضریب کاهش نیرو آیین‌نامه‌های کنونی مورد نیاز نمی‌باشد و رفتار غیرارتجاعی سازه به شکل دیگری انجام می‌شود [5].

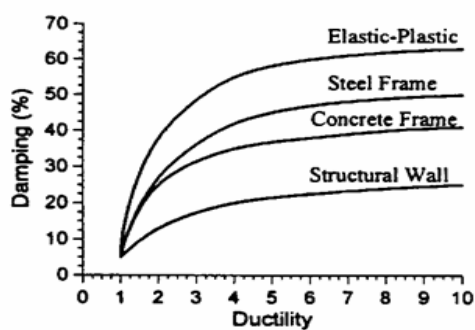
مبانی روش طراحی براساس تغییرمکان مستقیم

در روش طراحی براساس تغییرمکان مستقیم، سازه با n درجه آزادی تبدیل به یک سازه تک درجه آزادی می‌شود (شکل ۱-ب). خصوصیات سازه جایگزین بوسیله سختی سکانتی (نه سختی اولیه روش نیروی) درجایی حداکثر (شکل ۱-الف) و میرایی معادل (مجموع میرایی الاستیک و میرایی هیستریزس) بیان می‌شود. این اساس روش «سازه جایگزین» است که توسط Cozen و Shibata ارائه شده است [6].

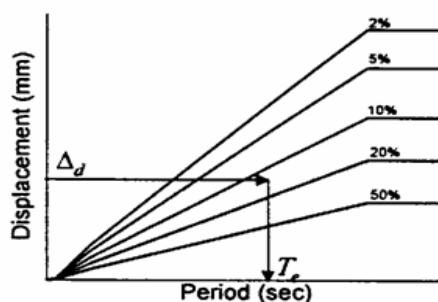


ب- تبدیل سازه n درجه آزادی به یک درجه آزادی جایگزین

الف- سختی موثر



د- میرایی معادل در مقابل شکل‌پذیری



ج- طیف پاسخ تغییرمکان طراحی

شکل ۱- مبانی روش طراحی براساس تغییرمکان مستقیم

سختی اولیه در مراحل شروع پاسخ (K) وابسته به سختی مقطع ترک نخورده می‌باشد. پس از ترک خوردن، سختی مقطع به سختی سکانتی (K_{cr}) تقلیل می‌یابد. سختی سکانتی موثر (K_{ef}) برابر است با شیب خطی که از مبدا به نقطه پاسخ بیشینه (نیاز) رسم شده است (شکل ۱-الف). وقتی که پروفیل جابجایی طبقات مشخص شد می‌توان جابجایی طرح Δ_d را به وسیله رابطه (۱) بدست آورد:



$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (1)$$

n تعداد طبقات، m_i جرم طبقه و Δ_i جابجایی هر طبقه می‌باشد که از روی پروفیل جابجایی غیرالاستیک حاصل از آنالیزهای تاریخچه زمانی مطابق جدول (۱) بدست می‌آید. θ_T دررفت طراحی است که طراح در انتخاب آن آزادی کامل دارد، h_i ارتفاع طبقه مورد نظر و h_n ارتفاع قاب می‌باشد [1,5].

جدول ۱- پروفیل جابجایی غیرالاستیک (Kowalsky و Priestley)

n	Δ_i
$n \leq 4$	$\theta_T h_i$
$4 < n < 20$	$\theta_T h_i \left(1 - \frac{(n-4)h_i}{32h_n} \right)$
$n \geq 20$	$\theta_T h_i \left(1 - \frac{h_i}{2h_n} \right)$

در روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان رفتار غیرخطی بوسیله میرایی ویسکوز معادل نشان داده می‌شود (ξ_{eq}) که شامل هر دو میرایی الاستیک و میرایی هیستریزس است. درحقیقت این امکان را فراهم می‌نماید که یک سیستم غیرخطی بوسیله یک سیستم غیرخطی ساده جایگزین شود. میرایی موثر وابسته به سیستم سازه‌ای است (شکل ۱-د). چندین روش برای میرایی موثر ارائه شده است از جمله رابطه (۲) که توسط Priestley برای سازه‌های قابی ارائه شده است:

$$\xi_{eq} = 5 + \frac{125(1 - \mu^{-0.5})}{\pi} \quad (2)$$

که دراین رابطه μ ضریب شکل‌پذیری است. پرپود موثر (T_{ef}) سازه‌ی جایگزین از طیف تغییرمکانی بدست می‌آید که بوسیله میرایی‌های موثر مختلف کاهش یافته است. (شکل ۱-ج) از این شکل می‌توان وابستگی سطح زلزله و نیازهای هدف را مشاهده کرد چون T_{ef} از روی طیف تغییرمکان مربوطه که تابعی از سطح زلزله است بدست می‌آید. تفاوت اصلی طراحی براساس تغییرمکان با روش نیرو این است که در روش نیرو طیف پاسخ شتاب با میرایی ۵٪ بکار برده می‌شود در حالی که دراین روش طیف پاسخ تغییرمکان با میرایی‌های مختلف بکار می‌رود. سختی موثر (K_{ef}) سازه‌ی جایگزین در جابجایی ماکزیمم به وسیله رابطه (۳) بدست می‌آید:

$$K_{ef} = \frac{4\pi^2 M_{ef}}{T_{ef}^2} \quad (3)$$

دراین رابطه M_{ef} جرم موثر سیستم تک درجه است که از روی پروفیل جابجایی بدست می‌آید همانطور که در رابطه (۴) نشان داده شده است.

$$M_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (4)$$

برش پایه سازه تک درجه از رابطه (۵) بدست می‌آید:

$$V_b = K_{ef} \Delta_b \quad (5)$$

با برش پایه محاسبه شده و پروفیل جابجایی مناسب می‌توان نیروی طبقات را از رابطه (۶) بدست آورد:

$$F_i = \frac{V_b m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (6)$$

نیروهای طبقات متناسب با جابجایی طبقات هستند، پروفیل نیرو شبیه شکل پروفیل جابجایی حداکثر است. این عملیات می‌تواند برای هر سطح عملکردی تکرار شود.

آنالیز سازه تحت نیروهای طراحی

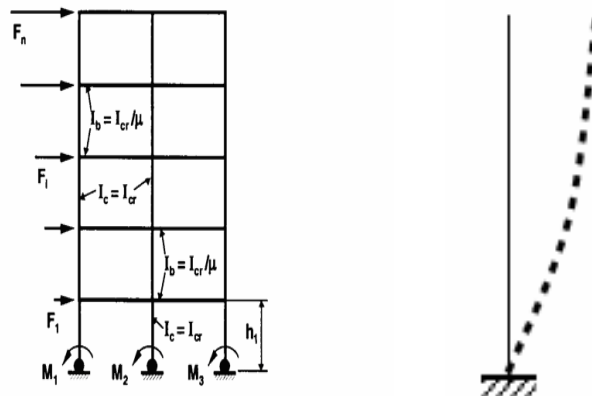
با نیروهای جانبی بدست‌آمده از توزیع برش پایه و در نظر گرفتن مقادیر پیش‌فرض لنگر در ستون‌های تراز پایه یک آنالیز استاتیکی بر روی قاب بمنظور محاسبه نیروی اعضا جهت طراحی انجام می‌شود. تعیین لنگرهای پیش‌فرض برای ستون‌های تراز پایه اساسی‌ترین قسمت از روش «سازه جایگزین» می‌باشد. این کار اصولاً با انتخاب یک نقطه‌ی عطف (Contraflexure) برای لنگر ستون‌های تراز پایه انجام می‌شود [1]. برای نیل به این هدف بایستی در پای ستون‌های تراز پایه مفصل ایجاد کرد و ممان‌هایی را جهت مقابله با بارهای جانبی به این مفاصل اعمال نمود (شکل ۲). مقدار لنگرکل نیاز تراز پایه عبارت است از:

$$M_b = V_b (kh_c) \quad (7)$$

که h_c ارتفاع ستون و k یک نسبت دلخواه از ارتفاع ستون است که برش پایه به آن نقطه وارد می‌شود که به آن نقطه‌ی عطف گفته می‌شود. لنگر تراز پایه به نسبت سختی ستون‌های تراز پایه بین آنها توزیع می‌شود با فرض سختی یکسان لنگر پایه ستونها عبارت است از:

$$M_c = \frac{M_b}{n} \quad (8)$$

پیش‌فرض مقادیر لنگر ستون‌ها از آن جهت دارای اهمیت است که با ضریب k بزرگتر از 0.5 مطمئن می‌شویم که لنگر بدست آمده در پای ستون‌های تراز پایه بزرگتر از لنگر موجود در بالای ستون خواهد بود و اطمینان حاصل می‌شود که مکانیزم نامطلوب طبقه نرم تشکیل نخواهد شد. استفاده از مقدار $k = 0.165$ در جهت اطمینان خواهد بود.



شکل ۲- پروفیل جابجایی، سختی اعضا و لنگرهای پیش‌فرض برای آنالیز سازه

برای تعیین لنگرهای طرح در محل شکل‌گیری مفصل پلاستیک بایستی سازه تحت بارهای لرزه‌ای جانبی بر مبنای سختی اعضا که از موقعیت سازه در پاسخ تغییرمکان ماکزیمم بدست می‌آیند آنالیز شود، این مرحله یکی از اصلی‌ترین قسمت‌های سازه‌ی جایگزین است. سختی اعضا بایستی نشانگر سختی موثر در پاسخ ماکزیمم باشد (فلسفه سازه‌ی جایگزین). با در نظر گرفتن اصل طراحی تیر ضعیف- ستون قوی اعضای تیری رفتار تجاعی خواهند داشت و از اینرو مقدار سختی متناسب برای تیرها به صورت زیر مشخص می‌شود [1]:

$$I_b = \frac{I_{cr}}{\mu_b} \quad (9)$$

μ_b در رابطه (۹) و شکل (۲) نشان دهنده شکل‌پذیری نیاز تیر است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که نیروی اعضا به مقدار سختی فرض شده بستگی ندارد. لذا با تقریب قابل قبولی می‌توان فرض کرد که $\mu = \mu_b$ است که μ شکل‌پذیری طراحی قاب است. ممان اینرسی ترک‌خورده تیرها (I_{cr}) را می‌توان برابر با ممان اینرسی ترک‌خورده ستونها در نظر گرفت، ممان اینرسی ترک‌خورده مقطع به ارتفاع مقطع و روابط لنگر انحنای آن بستگی دارد، از آنجایی که ستون‌ها نباید رفتار تجاعی داشته باشند براساس روش طراحی ظرفیت مقدار سختی آنها باید I_{cr} در نظر گرفته شود بدون اینکه



باشکل پذیری کاهش داده شود. استثنایی که وجود دارد مربوط به ستون‌های تراز پایه می‌باشد که با در نظر گرفتن مفصل پلاستیک در پای این ستون‌ها رفتار غیرارتجاعی در آنها فراهم می‌شود همانطور که مشاهده می‌شود مفاهیم طراحی بسیار ساده بوده و پیچیدگی‌ها تنها مربوط به خصوصیات سازه‌ی جایگزین می‌باشد.

این تحقیق یک برنامه بهینه ساز (DBD-GA) را معرفی می‌کند که به اتوماسیون طراحی بهینه قابهای بتن مسلح براساس تغییر مکان مستقیم و به کمک الگوریتم ژنتیک می‌پردازد. این برنامه بهینه ساز در محیط نرم افزار MATLAB و با فراخوانی نرم افزار تحلیل گر OpenSEES نوشته شده است. برای مدل سازی تیرها و ستونها از المان ElasticBeamColumn نرم افزار OpenSEES استفاده شده است [7].

الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک یکی از روشهای موثر بهینه‌یابی است. این روش با الهام گرفتن از طبیعت موجودات زنده و نقش وراثت در تکامل تدریجی آنها به محاسبه مقدار بهینه سیستمهای ریاضی می‌پردازد. در الگوریتم ژنتیک مجموعه‌ای از متغیرهای طراحی را توسط رشته‌هایی کدگذاری می‌کنند که در سیستم‌های بیولوژیکی آنها را کروموزوم می‌نامند. هر متغیر طراحی از چند حرف تشکیل شده که آنرا ژن و مقدار هر ژن را الل می‌نامند. هر رشته، نشان دهنده یک نقطه پاسخ در فضای جستجو است. الگوریتم ژنتیک فرآیندی تکراری است که هر مرحله تکراری را نسل و مجموعه‌ای از پاسخهای در هر نسل را جمعیت می‌نامند [8].

الگوریتم‌های ژنتیکی جستجوی اصلی را در فضای پاسخ به اجرا می‌گذارند. این الگوریتم‌ها با تولید نسل اول آغاز می‌شوند که وظیفه نسل اول ایجاد مجموعه نقاط جستجوی اولیه‌ای به نام جمعیت اولیه است که به طور انتخابی و یا تصادفی تعیین می‌شود. این الگوریتم‌ها برای هدایت عملیات جستجو به طرف نقطه بهینه از روشهای آماری استفاده می‌کنند و جمعیت موجود به تناسب برانزنگی افراد آن برای نسل بعد انتخاب می‌شود. عملگرهای اصلی الگوریتم ژنتیک شامل انتخاب، پیوند و جهش می‌باشند. در گامهای بعد، جمعیت جدیدی جایگزین جمعیت پیشین می‌شود و این چرخه ادامه می‌یابد. معمولاً جمعیت جدید برانزنگی بیشتری دارد. این بدان معناست که از نسلی به نسل دیگر جمعیت بهبود می‌یابد. هنگامی جستجو نتیجه‌بخش خواهد بود که همگرایی حاصل شده باشد [8]. برای نوشتن صورت مساله بهینه‌یابی باید متغیرهای طراحی، تابع هدف و قیود مساله را تشخیص داده و سپس به فرم ریاضی تبدیل کنیم این سه با هم صورت مساله بهینه‌یابی را تشکیل می‌دهند.

تابع هدف

تابع هدف بایستی تابعی اسکالر از متغیرهای طراحی باشد که بتوان در صورت تغییر کردن متغیرهای طرح، مقدار تابع هدف متناظر با آن را محاسبه کرد هدف در این مطالعه طراحی سازه های بتن مسلح با مینیمم کردن هزینه سازه است. شکل ریاضی تابع هدف برای سازه های بتن مسلح مطابق رابطه (۱۰) است [9].

$$\text{Minimize } F = \sum_{i=1}^{nb+nc} \{C_c b_i h_i + C_s A_{st} + 2C_f (b_i + h_i)\} l_i \quad (10)$$

$$\text{Subject to: } C_1 < 0, C_2 < 0, \dots, C_n < 0$$

که در این رابطه C_c قیمت بتن برحسب متر مکعب، C_s قیمت فولاد برحسب متر مکعب، C_f قیمت قالب بندی برحسب مترمربع، l طول تیر یا ستون، b و h ابعاد مقطع و A_{st} میزان فولاد طولی است در این تحقیق بهینه‌سازی اندازه صورت می‌گیرد و متغیرهای طراحی باید به نحوی تعیین گردند که قیود آیین نامه‌ای و اجرایی ارضاء گردند. C_1, C_2, \dots, C_n توابع محدودیت براساس ضوابط ACI و $FEMA-356$ می‌باشند. جهت تبدیل مسایل مقید به نامقید، در الگوریتم ژنتیک معمولاً از تابع جریمه خارجی استفاده می‌کنند، اگر هدف بهینه سازی قیمت سازه بتن آرمه باشد در این صورت تابع هدف مطابق رابطه (۱۱) اصلاح می‌شود [9].

$$\Phi = F + R_p \left[\sum_{i=1}^{nel} \left(\max \left(\frac{a_i}{a_{all}} - 1, 0 \right) \right)^2 \right] \quad (11)$$

که در این رابطه nel تعداد اعضاء، a_i مقدار قید در عضو a_i ، مقدار قید در عضو a_{all} ، R_p ضریب تابع جریمه می‌باشد.

مثال عددی

در ادامه به طراحی یک قاب ۶ طبقه بتن مسلح با دودخانه ۵ متری، ارتفاع هر طبقه ۳ متر و دریفت طراحی $\theta_T = 0.02$ براساس آیین‌نامه $FEMA-356$ مطابق سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) با مشخصات زیر براساس برنامه بهینه ساز (DBD-GA) می‌پردازیم:

جدول ۲- ویژگی‌های بتن و میلگرد

Fc(Mpa)	Ec(Mpa)	(t/m3) γ	fy(Mpa)	Es(Mpa)
30	25700	2.4	450	200000



جدول ۳- پارامترهای مورد نیاز برای این مثال

اندازه جمعیت	نوع پیوند	احتمال پیوند	احتمال جهش	قیمت بتن (ریال/ m^3)	قیمت فولاد (ریال/ kg)	قیمت قالب بندی (ریال/ m^2)
50	دو نقطه‌ای	.8	.001	500000	8000	50000

جدول ۴- گروه بندی و شماره گذاری تیرها و ستونها

شماره گروه تیر		شماره گروه ستون		
1 (تیرهای طبقات ۱، ۲ و ۳)	2 (تیرهای طبقات ۴، ۵ و ۶)	3 (ستون های طبقات ۱ و ۲)	4 (ستون های طبقات ۳ و ۴)	5 (ستون های طبقات ۵ و ۶)
1	7	13	19	25
2	8	14	20	26
3	9	15	21	27
4	10	16	22	28
5	11	17	23	29
6	12	18	24	30

جدول ۵- پارامترهای فضای جستجو برای قاب دو دهانه و شش طبقه بتن آرمه

		b	h	تعداد میلگرد	اندازه میلگرد
ستون	Min	20	20	4	18
	Max	70	70	8	24
	Increment	5	5	1	2
تیر	Min	20	20	4	20
	Max	70	70	12	24
	Increment	5	5	1	2

در این مثال عددی از طیف تغییرمکان آیین نامه ۲۸۰۰ ایران با میرایی‌های مختلف استفاده شده است. تغییرمکان‌ها، نیروهای طبقات و سایر مشخصات حاصل از طراحی بهینه در جداول (۶)، (۷) و (۸) آمده است. همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود در قاب طراحی شده مقادیر تغییرمکان‌های حاصل از پروفیل جابجایی فرضی و تغییرمکان‌های حاصل از طراحی انطباق خوبی دارند. این مسئله بیانگر آن است که روش طراحی براساس تغییرمکان یک روش طراحی منسجم و قوی است که منجر به سازه‌هایی با رفتار قابل پیش‌بینی می‌شود. بنظرمی‌رسد که سازه از همان ابتدا تحت کنترل بوده و مبنای طراحی براساس پیش فرض‌های صحیحی بنا نهاده شده است. این در حالی است که در روش نیرویی با وجود اینکه نسبت تغییرمکان طبقات در پایان طراحی کنترل می‌شوند باز دیده شده است که اهداف عملکردی تامین نشده است و سازه‌های طرح شده از حدود تقاضای آیین نامه‌ای فراتر می‌روند.

جدول ۶- مقادیر محاسبه شده برای طبقات

Floor	Δ_v	μ	ξ	H_{beam}	$\Delta_{dis, profile}$	Force(KN)
Roof	.18	1.35	10.5	.40	.34	210
5	.18	1.35	10.5	.40	.28	176
4	.18	1.35	10.5	.40	.23	142
3	.16	1.52	12.5	.45	.18	109
2	.16	1.52	12.5	.45	.12	73
Ground	.16	1.52	12.5	.45	.06	36

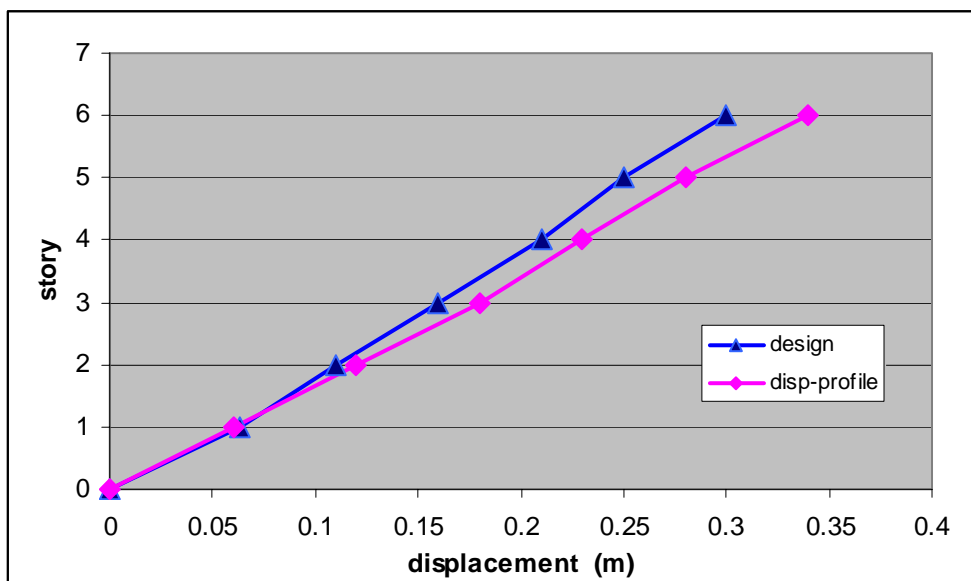
جدول ۷- پارامترهای محاسبه شده برای سازه جایگزین

$\Delta_{d, sys}$	$m_{ef, sys}$	$\xi_{ef, sys}$	$T_{ef, sys}$	$K_{ef, sys}$	$V_{b, sys}$	k	$M_{b, sys}$	M_c
.245	161.83	11.53	1.45	3044	746	.65	1454	485



جدول ۸- نتایج طراحی بهینه برای قاب دو دهانه و شش طبقه بتن آرمه بر اساس روش تغییرمکان مستقیم

متغیر های محاسبه شده	شماره گروه تیر		شماره گروه ستون		
	1	2	3	4	5
b	35	40	45	45	35
h	40	45	55	50	45
$A_{s \text{ bottom}}$	8 $\Phi 22$	7 $\Phi 22$	5 $\Phi 24$	5 $\Phi 24$	4 $\Phi 22$
$A_{s \text{ top}}$	5 $\Phi 22$	5 $\Phi 22$			
$Cost$	ریال 44,291,000				



شکل ۳- مقایسه پروفیل جابجایی فرضی و تغییرمکانهای حاصل از طراحی

نتیجه گیری

این تحقیق یک برنامه بهینه‌ساز را معرفی می‌کند که به اتوماسیون طراحی بهینه قابهای بتن مسلح براساس تغییرمکان مستقیم و به کمک الگوریتم ژنتیک می‌پردازد. روشی که در این تحقیق برای رسیدن به طراحی براساس عملکرد بکارگرفته شده است طراحی براساس تغییرمکان است. بنظر می‌رسد که معیارهای مبتنی بر تغییرمکان نتایج منطقی‌تری را در مقایسه با معیارهای مبتنی بر نیرو بدست می‌دهند. روش طراحی بر اساس تغییرمکان درحقیقت عکس فلسفه روند طراحی بر اساس نیرو می‌باشد یک شرط حدی انتخاب می‌شود و سازه برای ارضای این شرط حدی طراحی می‌شود این روش با آنالیز شروع شده و با طراحی اعضا خاتمه می‌یابد. بعلاوه در این روش ضریب کاهش نیرو آیین‌نامه‌های کنونی مورد نیاز نمی‌باشد و رفتار غیر- ارتجاعی سازه به شکل دیگری انجام می‌شود. روش طراحی براساس تغییرمکان یک روش طراحی لرزه‌ای مطلوب، ساده و کاربردی بوده که منجر به پاسخ‌های لرزه‌ای قابل پیش‌بینی و قابل اعتماد می‌شود. درنهایت می‌توان به این نتیجه کلی دست یافت که آینده طراحی براساس عملکرد بسیار روشن است و مهندسان طراح می‌توانند برای کارهای روزمره طراحی از روش‌های طراحی بر اساس تغییرمکان متعددی که در اختیار دارند استفاده کنند.

مراجع

1. Priestley, M.J.N. (2000) Performance based seismic design. 12th WCEE, Auckland New Zealand.
2. Bozorgnia, Y and Betero, Vitelmo. (2004) Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance Based Design, CRC Press.
3. Xue, Q and Chen, C.C. (2003) Performance based seismic design of structures: A direct displacement based approach. *Engineering Structures*, 25 - 1803-1813.
4. Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (2000) Direct displacement based design of concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake engineering*, Vol.33 (4).



5. Sullivant, T. (2002) The current limitation of displacement based design. *Master's Thesis, The European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School)*.
6. Shibata, A. and Sozen, M. (1976) Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE* Vol.102(6).
7. OpenSEES. (2000) Open System for Earthquake Engineering Simulation. *Pacific Earthquake Engineering Research center-1.7.3* <http://www.berkeley.edu>.
8. Goldberg, D.E., (1989) Genetic algorithms in search, optimization and machine learning, *Addison Wesley publishing co., inc., Reading mass.*
9. Camp, C.V., Pezeshk, S. and Hansson, H. (2003) Flexural design of reinforced concrete frames using a genetic algorithm. *Journal of structural engineering*, vol.129(1), 105-11