

ارتقاء سطح عملکرد سازه‌ها با استفاده از کنترل فعال بهینه‌ی لحظه‌یی

مهديه منصوری (کارشناس ارشد)

علی معصومی* (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی تهران

محمد شوشتری (استادیار)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا همدان

مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۱۳۹۰، شماره‌ی ۲، ص. ۸۵-۷۷

کاهش پاسخ سازه با اعمال نیروی کنترلی را می‌توان مطابق الزامات آیین‌نامه‌های طراحی براساس عملکرد با استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی بهینه ساخت. در این نوشتار با استفاده از سیستم کنترل فعال، رفتار سازه در جهت رسیدن به عملکرد مورد نظر بهبود بخشیده می‌شود. نیروی کنترل با الگوریتم بهینه‌ی لحظه‌یی به قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با فرض رفتار غیرخطی سازه اعمال می‌شود، تا جابه‌جایی که سازه را در محدوده‌ی جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در سطح عملکردی هدف نگه دارد. در واقع، نقطه‌ی عملکرد سازه معیار مقدار نیروی کنترلی اعمالی است. نتایج نشان می‌دهند الگوریتم بهینه‌ی لحظه‌یی قادر به کاهش زیاد جابه‌جایی سازه در نسبت $c/r=1E+9$ است؛ که این نسبت به نیروی کنترل قابل ملاحظه‌یی نیاز دارد. برای سازه‌های مورد مطالعه نسبت c/r بین $1E9$ تا $5E9$ ، سازه را در محدوده‌ی عملکردی IO حفظ می‌کند. این نسبت برای سازه‌های مشابه نیز قابل استفاده است.

واژگان کلیدی: کنترل فعال، طراحی براساس عملکرد، جابه‌جایی هدف، الگوریتم کنترل بهینه‌ی لحظه‌یی، سطح عملکردی.

۱. مقدمه

طی سه دهه‌ی اخیر، کاهش پاسخ سازه‌ها تحت اثر بارهای دینامیکی، موضوع پژوهش‌های بسیاری بوده است. از سوی به‌دلیل نقص در روش‌های طراحی براساس نیرو، قیود در نظر گرفته‌شده در آیین‌نامه‌های مختلف طراحی سازه‌ها دستخوش تغییراتی شده‌اند و با در نظر گرفتن رفتار واقعی (غیر ارتجاعی) سازه، پارامترهای حرکتی مانند جابه‌جایی‌ها و شتاب‌های سازه‌یی به‌منزله‌ی عوامل کنترل‌کننده‌یی در طراحی این سازه‌ها شناخته شده‌اند. بر این اساس روش مهندسی زلزله براساس عملکرد ارائه شد. این روش با این هدف به‌وجود آمد که مهندسان سازه به جای تحلیل دینامیکی غیرخطی، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی استفاده کنند. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با تقریب بسیار خوبی می‌توانند نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی را پیش‌بینی کنند. از طرفی یکی از روش‌های نوین به‌کار گرفته‌شده برای ارضای الزامات حرکتی، استفاده از سیستم‌های کنترل فعال در سازه‌هاست. در سال ۱۹۸۸، تحقیقاتی در مورد استفاده از سیستم کنترل فعال در سازه‌هایی با رفتار غیرخطی برای مصالح انجام شد.^[۱] در راستای روش‌های طراحی نوین براساس عملکرد نیز از سال ۱۹۹۶ تا به حال تلاش‌های مدون بسیاری در قالب انتشار دستورالعمل‌های مختلف

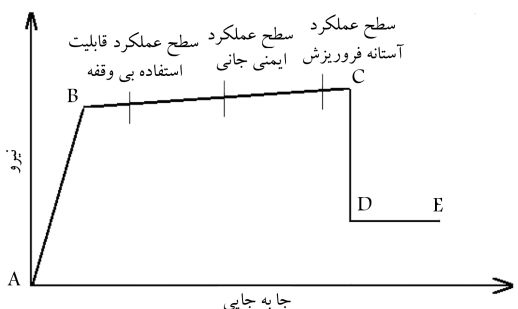
ATC و FEMA صورت گرفته است، که مبنای طراحی و بهسازی سازه‌ها قرار گرفته‌اند. تهیه‌ی دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ایران (نشریه‌ی شماره ۳۶۰) به‌منزله‌ی مهم‌ترین گام جامعه‌ی مهندسی کشور در کاربرد روش‌های طراحی براساس عملکرد در سال‌های اخیر مطرح است. در سال ۱۳۸۰، کاربرد روش تحلیل بار فزاینده در کنترل فعال مورد بررسی قرار گرفته است.^[۲] همچنین در سال ۲۰۰۵، سیستم‌های کنترل فعال با در نظر گرفتن رفتار غیرکشسان سازه‌های بتنی مورد بررسی قرار گرفتند.^[۳] در بحث استفاده از منحنی ظرفیت-تقاضا و طراحی براساس عملکرد در سال ۲۰۰۹، نیز سیستم کنترل نیمه فعال مورد بررسی قرار گرفت.^[۴] همان‌گونه که ذکر شد، با توجه به کاستی‌های روش‌های نیرویی در طراحی سازه‌یی، نیاز به ارائه‌ی روش‌های جدید بر مبنای تحلیل‌های غیرخطی و در نظر گرفتن رفتار واقعی اجزای سازه به هنگام زلزله آشکار شد و بر این پایه، روش مهندسی زلزله براساس عملکرد ارائه شد. در این روش به‌جای تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، نظیر طیف ظرفیت به‌کار می‌رود. این موضوع باعث شد که توجه مهندسان کنترل به روش طیف ظرفیت جلب و تلاش برای وارد کردن این بحث در زمینه‌ی کنترل سازه‌ها آغاز شد. کنترل سازه‌یی، چهارچوبی برای طراحی سیستم‌های سازه‌یی در حالی که حرکت سازه بر طراحی حاکم است، به وجود می‌آورد. برخی از مهم‌ترین ویژگی‌های سیستم‌های کنترل فعال به‌منزله‌ی یکی از

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۳/۲۸، اصلاحیه ۱۳۹۰/۹/۱۲، پذیرش ۱۳۹۰/۱۰/۱۷

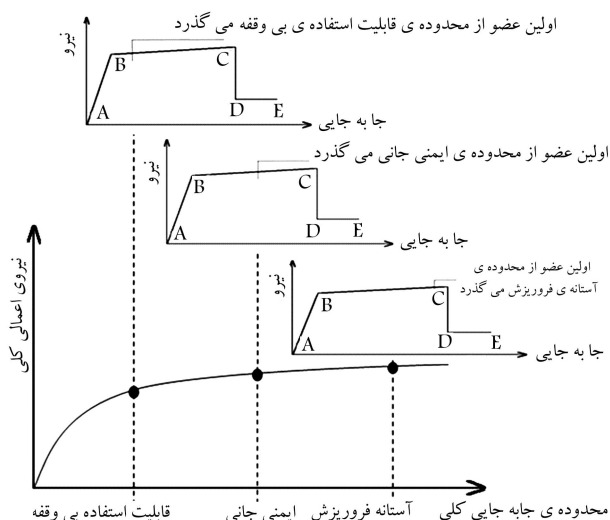
mahdiehmansouri@gmail.com
massumi@khu.ac.ir
m.shooshtari@basu.ac.ir

گزینه‌های ارتقاء سطح عملکرد سازه‌ها عبارت‌اند از:

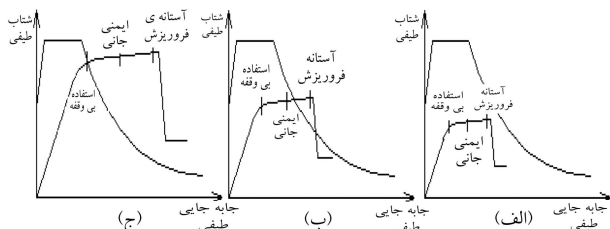
۱. پیشرفت دانش و فناوری مواد و مصالح و گسترش استفاده‌ی آسان‌تر و ارزان‌تر از سیستم‌های کنترلی.
۲. قابلیت نصب آسان بر روی سازه‌های موجود، بدون اعمال تغییرات چشمگیر.
۳. قابلیت بالای سیستم کنترل فعال در بهبود رفتار سازه‌ها.
۴. قابلیت اعتماد به سیستم‌های کنترل و مقبولیت آن‌ها به دنبال مطالعات فاز دوم آیین‌نامه‌ی NEHRP روی روش جدید مهندسی بر پایه‌ی عملکرد (NEHRP-FEMA-۲۷۳) و ارائه‌ی گزینه‌ی سیستم‌های کنترل فعال و نیمه‌فعال برای طراحی لرزه‌ی ساختمان‌های جدید.^[۵]



شکل ۱. روند تشکیل مفصل‌های خمیری در هنگام تحلیل پوش‌آور.^[۶]



شکل ۲. سطوح عملکردی روی منحنی حاصل از تحلیل پوش‌آور.^[۷]



شکل ۳. حالت‌های مختلف موقعیت نسبی طیف ظرفیت و نیاز.

پس از ترسیم منحنی‌های ظرفیت و نیاز، در صورتی که هیچ نقطه‌ی عملکردی یافت نشود (طیف نیاز و ظرفیت برخوردی با هم نداشته باشند)، انتظار می‌رود که سازه با رخ دادن زلزله‌ی مرجع طیف نیاز دچار گسیختگی شود و مقاومت خود را کاملاً از دست بدهد (شکل ۳ الف). در صورتی که نقطه‌ی عملکرد بعد از سطح عملکرد پیش‌بینی شده قرار گیرد، بدین معنی است که تحت زلزله‌ی طرح، بیشینه‌ی پاسخ سازه شامل جابه‌جایی‌ها و تغییرشکل‌ها از حد مجاز فراتر خواهد رفت (شکل ۳ ب). اگر نقطه‌ی عملکرد سازه قبل از حد ایمنی جانی و یا حد موردنظر باشد، نیاز به مقاوم‌سازی نیست و حتی سازه قادر به تحمل زلزله‌های بزرگ‌تری نیز خواهد بود (شکل ۳ ج).

۲.۲. سیستم کنترل فعال سازه

یک سیستم کنترل سازه به‌طور کلی از این بخش‌ها تشکیل می‌شود:

حال این سؤال مطرح است که آیا می‌توان براساس آیین‌نامه‌های جدید از سیستم کنترل فعال برای بهسازی سازه استفاده کرد؟ هم‌چنین با توجه به اینکه مبنای بهینه‌سازی در بسیاری از روش‌های بهینه‌سازی نیروی کنترل، یافتن مقدار بهینه‌ی نیروی کنترلی است که جابه‌جایی سازه را در حد اعمال نیروی کنترلی معقول کاهش دهد و نهایتاً شرط‌هایی را که برای محدوده‌ی جابه‌جایی نهایی سازه منظور شده است، تأمین کند، آیا می‌توان محدوده‌ی مشخص و بهینه‌ی (با توجه به روش‌های طراحی نوین) برای کاهش پاسخ سازه از طریق نیروهای کنترلی به‌دست آورد؟ در این نوشتار سعی بر آن است که ضمن بهبود سطح عملکرد سازه، نیروی کنترلی در محدوده‌ی کاهش جابه‌جایی سطح عملکردی موردنظر اعمال شود. به این ترتیب، نیروی کنترلی اعمالی تا حد ممکن کاهش خواهد یافت. در واقع، نقطه‌ی عملکرد سازه به‌منزله‌ی معیار اعمال نیرو در سیستم کنترل فعال در نظر گرفته می‌شود. برای نیل به هدف پژوهش، ابتدا سازه‌های مورد مطالعه، ارزیابی لرزه‌ی (تعیین سطح عملکردی) می‌شوند و سطح عملکرد به‌دست آمده برای آن‌ها با سطح عملکرد هدف مقایسه می‌شود. در صورت نیاز به بهسازی، سازه با استفاده از سیستم کنترل فعال تقویت می‌شود؛ به‌گونه‌ی که جابه‌جایی بیشینه‌ی سازه بر اثر زلزله‌ی اعمالی در محدوده‌ی عملکردی هدف باقی بماند. نتایج حاصل که در برگزیده‌ی مقدار نیروی موردنیاز برای هر سازه‌ی تحت جابه‌جایی حاصل از زلزله‌ی اعمالی است، نیروی موردنیاز برای حفظ عملکرد سازه در جابه‌جایی هدف را که معیار بررسی سازه در روش‌های طراحی براساس عملکرد است، نیز تخمین خواهد زد.

۲. مبانی نظری

۲.۱. بهسازی براساس عملکرد

در طراحی و بهسازی سازه‌ها براساس عملکرد، از تحلیل استاتیکی فزاینده (پوش‌آور) برای ارزیابی عملکرد سازه استفاده می‌شود. در این روش، بار جانبی با الگوی مشخص تا رسیدن به تغییرشکل مورد انتظار در زلزله‌ی طرح تدریجاً افزایش می‌یابد، و افزایش نیرو و جابه‌جایی جانبی را بدون اینکه تغییرشکل‌ها در منحنی نیرو-تغییرشکل^۱ اعضا از یک حد مجاز فراتر رود، تحمل کند. این جابه‌جایی در FEMA-۳۵۶ و دستورالعمل بهسازی، جابه‌جایی هدف^۲ و در ATC-۴۰ جابه‌جایی تقاضا^۳ نامیده می‌شود.

کلاسیک، تابع جریمه $(J(t))$ ، در هر بازه زمانی Δt بهینه می‌شود. ماتریس‌های Q و R ماتریس‌های وزنی هستند که دریاچه‌های بزرگ در ماتریس Q نسبت به ماتریس R ، نشان‌دهنده اهمیت کاهش مقادیر جابه‌جایی نسبت به بزرگی نیروی کنترلی است و برعکس. با در نظر گرفتن سیستم کنترلی باز-بسته، $\lambda(t)$ ضریب لاگرانژ، تابعی از تحریک‌های زلزله و بردار حالت خواهد بود (رابطه‌ی ۷):^[۱۰-۱۱]

$$\lambda(t) = GZ(t) + h(t) \quad (۷)$$

که در این رابطه G ، $h(t)$ ، Ω و $d(t - \Delta t)$ عبارت‌اند از (رابطه‌های ۸ الی ۱۱):

$$G = -(I + \frac{\Delta t^T}{\lambda} QBR^{-1}B^T)^{-1}Q \quad (۸)$$

$$h(t) = G(Td(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{\gamma} W_1 \ddot{x}_g(t)) \quad (۹)$$

$$\Omega = T^{-1}AT \quad (۱۰)$$

$$d(t - \Delta t) = e^{\Omega \Delta t} T^{-1} \{ Z(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{\gamma} [Bu(t - \Delta t) + W_1 \ddot{x}_g(t - \Delta t)] \} \quad (۱۱)$$

در این رابطه‌ها، G ماتریس بهره و T ماتریسی است که ستون‌های آن بردارهای ویژه‌ی ماتریس A است. همچنین $u(t)$ و $Z(t)$ مطابق رابطه‌های ۱۲ و ۱۳ عبارت‌اند از:

$$u(t) = \frac{\Delta t}{\gamma} R^{-1} B^T (GZ(t) + h(t)) \quad (۱۲)$$

$$Z(t) = (I - \frac{\Delta t^T}{\lambda} BR^{-1}B^TG)^{-1} \times (I + \frac{\Delta t^T}{\lambda} BR^{-1}B^TG) (Td(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{\gamma} W_1 \ddot{x}_g(t)) \quad (۱۳)$$

با استفاده از محیط برنامه‌نویسی نرم‌افزار MATLAB،^[۱۱] می‌توان این سیستم معادلات را مدل کرد و پاسخ سازه و نیروی مورد نیاز برای کنترل آن پاسخ در محدوده‌ی موردنظر را به دست آورد.

۳. معرفی سازه‌های مورد مطالعه

سازه‌های مورد بررسی در این نوشتار، ۳ قاب ۳ دهانه‌ی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه‌ی بتن مسلح (با رفتار غیرارتجاعی) هستند. قاب‌های انتخاب‌شده برای سادگی و پرهیز از آثار ناشی از پیچش در سازه، دو بعدی انتخاب شده‌اند. این قاب‌ها از قاب‌های میانی سازه‌ی فرضی انتخاب شده‌اند و جمعاً از ۲ سمت، عرض بارگیری معادل ۵ متر دارند. عرض دهانه‌ی قاب‌ها نیز ۵ و ارتفاع هر طبقه ۳٫۲ متر است. شکل‌پذیری این قاب‌های خمشی متوسط و محل قرارگیری آن‌ها در پهنه‌ی با خطر لرزه‌خیزی زیاد و بر روی خاک نوع II است (مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران).

طراحی لرزه‌ی قاب‌ها مطابق آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) و ویرایش اول،^[۱۲] و آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) صورت گرفته است. دلیل استفاده از ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای تأمین این فرض بوده است که قاب از یک ساختمان قدیمی، که هم‌چنان از آن استفاده می‌شود و کاربری آن نیز عوض شده است، انتخاب شده باشد. با فرض کاربری مسکونی در زمان ساخت ضریب اهمیت قاب‌ها در زمان ساخت و طراحی اولیه براساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ ایران برابر یک ($I=1$) است،^[۱۲] در حالی که با فرض تغییر کاربری، ضریب اهمیت فعلی آن‌ها ۱٫۲ لحاظ شده است.^[۱۳]

- حس‌گرهایی برای اندازه‌گیری نیروی خارجی و پاسخ‌های سازه (جابه‌جایی، سرعت و شتاب)،
- سیستم‌پردازش اطلاعات به دست‌آمده از حس‌گرها و تعیین نیروی کنترلی لازم براساس یک الگوریتم کنترلی مفروض،
- مکانیزم‌های اعمال نیروی کنترلی محاسبه‌شده.

برای محاسبه‌ی نیروی کنترلی اعمالی روش‌های مختلفی وجود دارد که انتخاب آن به عوامل متعددی چون شرایط سازه وابسته است. در این پژوهش از الگوریتم کنترل بهینه‌ی لحظه‌ی به دلیل داشتن پارامتری جهت کنترل نسبی نیروی اعمالی برای رسیدن به جابه‌جایی هدف استفاده شده است. معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش سازه‌ی که به سیستم کنترل فعال مجهز شده است، مطابق رابطه‌ی ۱ است:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = E\ddot{x}_g(t) + DU(t) \quad (۱)$$

که در آن، M ، C و K به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی، و سختی سازه هستند. هم‌چنین $U(t)$ بردار نیروی کنترلی، $\ddot{x}_g(t)$ شتاب زمین، و D و E ماتریس‌های مکانی هستند که به ترتیب موقعیت نیروی کنترلی و نیروی زلزله را مشخص می‌کنند. با نوشتن رابطه‌ی ۱ در فضای حالت، رابطه‌ی ۲ حاصل می‌شود:

$$\dot{Z}(t) = AZ(t) + W_1 \ddot{x}_g(t) + Bu(t) \quad (۲)$$

که در آن، $Z(t)$ ، $\dot{Z}(t)$ ، A ، W_1 و B مطابق رابطه‌های ۳ و ۴ عبارت‌اند از:

$$\dot{Z}(t) = \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{\ddot{x}} \end{bmatrix}; \quad Z(t) = \begin{bmatrix} x \\ \ddot{x} \end{bmatrix} \quad (۳)$$

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}, \quad W_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}E \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}D \end{bmatrix} \quad (۴)$$

هنگامی که $u(t)$ فقط تابعی از تحریک‌های زمین در نظر گرفته شود، کنترل به روش حلقه‌ی باز خواهد بود. در صورتی که $u(t)$ تابعی از پاسخ سیستم کنترلی (جابه‌جایی و سرعت) باشد، کنترل به روش حلقه‌ی بسته و اگر $u(t)$ تابعی از پاسخ سیستم و تحریک‌های زمین باشد، کنترل به روش حلقه‌ی باز-بسته است. با در نظر گرفتن کنترل به روش حلقه‌ی باز-بسته و الگوریتم کنترلی بهینه‌ی لحظه‌ی، تابع جریمه $J(t)$ ، مطابق رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$J(t) = Z^T(t)QZ(t) + u^T(t)Ru(t) \quad (۵)$$

که در این رابطه Q و R مطابق رابطه‌ی ۶ عبارت‌اند از:

$$Q = \begin{bmatrix} c \times K & 0 \\ 0 & c \times K \end{bmatrix}_{2n \times 2n}, \quad R = \begin{bmatrix} r & 0 & \dots & 0 \\ 0 & r & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & r \end{bmatrix}_{m \times m} \quad (۶)$$

در این رابطه، K ماتریس سختی سازه و n و m به ترتیب درجات آزادی سیستم و تعداد نیروهای کنترلی هستند. در این الگوریتم، برخلاف الگوریتم کنترل بهینه‌ی

جدول ۴. مشخصات مقاطع تیرهای قاب ۸ طبقه.

طبقه	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگردهای بالا	میلگردهای پایین
۸	۳۰۰	۳۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۷	۳۵۰	۴۰۰	۵Φ۲۰	۳Φ۲۰
۶	۴۰۰	۴۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۵	۴۰۰	۵۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۴	۴۰۰	۵۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۳	۴۰۰	۵۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۲	۴۰۰	۵۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۱	۴۰۰	۵۰۰	۵Φ۲۰	۳Φ۲۰

جدول ۵. مشخصات مقاطع ستون‌های قاب ۸ طبقه.

طبقه	ستون‌های میانی		ستون‌های کناری	
	بعد (mm)	میلگردهای طولی	بعد (mm)	میلگردهای طولی
۸	۳۵۰	۸Φ۲۰	۳۵۰	۸Φ۲۰
۷	۴۰۰	۱۲Φ۲۰	۴۰۰	۱۲Φ۲۰
۶	۴۰۰	۱۶Φ۲۰	۴۰۰	۱۲Φ۲۰
۵	۴۵۰	۱۶Φ۲۰	۴۵۰	۱۶Φ۲۰
۴	۶۰۰	۲۰Φ۲۰	۴۵۰	۱۶Φ۲۰
۳	۶۰۰	۲۴Φ۲۰	۶۰۰	۲۰Φ۲۰
۲	۶۰۰	۲۴Φ۲۵	۶۰۰	۲۴Φ۲۰
۱	۶۰۰	۲۴Φ۲۵	۶۰۰	۲۴Φ۲۰

جدول ۶. مشخصات مقاطع تیرهای قاب ۱۲ طبقه.

طبقه	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگردهای بالا	میلگردهای پایین
۱۲	۳۵۰	۴۰۰	۴Φ۲۰	۳Φ۲۰
۱۱	۳۵۰	۴۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۱۰	۳۵۰	۴۰۰	۷Φ۲۰	۳Φ۲۰
۹	۴۰۰	۴۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰
۸	۴۰۰	۵۰۰	۷Φ۲۰	۳Φ۲۰
۷	۴۰۰	۵۰۰	۷Φ۲۰	۳Φ۲۰
۶	۴۰۰	۵۰۰	۷Φ۲۰	۳Φ۲۰
۵	۴۰۰	۵۰۰	۸Φ۲۰	۴Φ۲۰
۴	۴۰۰	۵۰۰	۸Φ۲۰	۴Φ۲۰
۳	۴۰۰	۵۰۰	۸Φ۲۰	۴Φ۲۰
۲	۴۰۰	۵۰۰	۸Φ۲۰	۴Φ۲۰
۱	۴۰۰	۵۰۰	۶Φ۲۰	۳Φ۲۰

در ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها (به فاصله‌ی ۰/۰۵ طول دهانه‌ی تیرها یا ارتفاع ستون‌ها) مفصل‌های خمیری مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی و آیین‌نامه‌های طراحی براساس عملکرد تعریف می‌شود. برای تحلیل غیرخطی استاتیکی فزاینده (پوش‌آور) الگوی بار جانبی یکنواخت به‌کار رفته است. علت استفاده از این نوع از الگوی بار، تطابق بیشتر الگوی بار مذکور با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی است.^[۱۵] این تذکر لازم است که برای طیف نیاز معرفی شده به نرم‌افزار، از طیف طرح

برای تحلیل و طراحی سازه، با رعایت اصول طراحی براساس آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) و هم‌چنین تحلیل استاتیکی غیرخطی آن‌ها، به منظور بررسی عملکرد، از نرم‌افزار SAP۲۰۰۰^[۱۲] استفاده شده است.

همان‌گونه که بیان شد، در این پژوهش رفتار غیرخطی مصالح در سیکل‌های متوالی بارگذاری نیز در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی رفتار هیستریزیس بتن مسلح، مدل‌های مختلفی وجود دارد که از میان آن‌ها، مدل پیشنهادی Suneja در سال ۱۹۹۹، به دلیل دقت در مدل‌سازی، به‌ویژه در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰، مورد استفاده قرار گرفته است.^[۱۳] برای منظورکردن اثرات ترک‌خوردگی در اعضای بتنی، مطابق با دستورالعمل‌های طراحی و بهسازی (از جمله ۰۲-۳۱۸-ACI، آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)، استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم)،^[۱۳] و غالب دستورالعمل‌های بهسازی) ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده برای ستون‌ها ۰/۷ و برای تیرها ۰/۳۵ مقدار اولیه منظور شده است. سایر فرض‌های به‌کاررفته در مدل‌سازی مطابق جدول ۱ است. مشخصات مقاطع هر ۳ قاب نیز در جدول‌های ۱۲ الی ۱۷ ارائه شده است.

۴. مدل‌سازی و نتایج حاصل

برای به‌دست آوردن نقطه‌ی عملکرد به روش تشریح شده در دستورالعمل‌های نام‌برده در بندهای قبل، با استفاده از نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ به‌راحتی و فقط با مدل‌سازی قاب‌ها در این نرم‌افزار می‌توان به نتیجه رسید. به همین ترتیب می‌توان جابه‌جایی‌های معادل با خروج از سطوح عملکردی مختلف را برای مقایسه و بهبود وضعیت سازه، به کمک سیستم‌های کنترلی به‌دست آورد. به این منظور علاوه بر مدل‌سازی‌های معمول،

جدول ۱. فرض‌های استفاده‌شده در مدل‌سازی.

بام	طبقات	کمیت
۰/۶۵۰	۰/۶۵۰	بار مرده (Ton/m)
۰/۱۵۰	۰/۲۰۰	بار زنده (Ton/m)
۲/۶۰E+۰۷		مدول کشسانی (MPa)
۳۰/۰		مقاومت فشاری بتن (MPa)
۴۰۰/۰		تنش تسلیم میلگردها (MPa)

جدول ۲. مشخصات مقاطع تیرهای قاب ۴ طبقه.

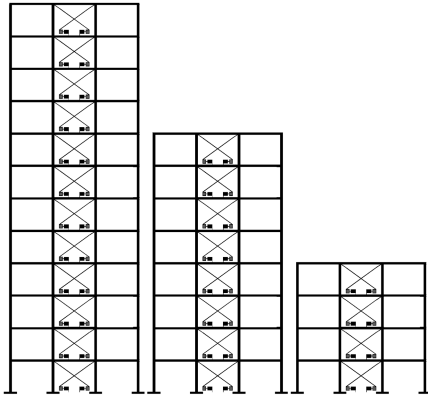
طبقه	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگردهای بالا	میلگردهای پایین
۴	۳۰۰	۳۰۰	۵Φ۲۰	۳Φ۲۰
۳	۳۰۰	۳۰۰	۵Φ۲۰	۳Φ۲۰
۲	۳۰۰	۴۰۰	۴Φ۲۰	۳Φ۲۰
۱	۳۰۰	۴۰۰	۵Φ۲۰	۳Φ۲۰

جدول ۳. مشخصات مقاطع ستون‌های قاب ۴ طبقه.

طبقه	ستون‌های میانی		ستون‌های کناری	
	بعد (mm)	میلگردهای طولی	بعد (mm)	میلگردهای طولی
۴	۳۰۰	۸Φ۲۰	۳۵۰	۸Φ۲۰
۳	۳۵۰	۸Φ۲۰	۳۵۰	۸Φ۲۰
۲	۳۵۰	۱۲Φ۲۰	۳۵۰	۱۲Φ۲۰
۱	۴۰۰	۱۶Φ۲۰	۳۵۰	۱۲Φ۲۰

جدول ۷. مشخصات مقاطع ستون‌های قاب ۱۲ طبقه.

طبقه	ستون‌های میانی		ستون‌های کناری	
	بعد (mm)	میلگردهای طول	بعد (mm)	میلگردهای طول
۱۲	۳۵۰	۸Φ۲۰	۳۵۰	۸Φ۲۰
۱۱	۳۵۰	۸Φ۲۰	۳۵۰	۸Φ۲۰
۱۰	۳۵۰	۱۲Φ۲۰	۳۵۰	۱۲Φ۲۰
۹	۴۰۰	۱۶Φ۲۰	۳۵۰	۱۲Φ۲۰
۸	۵۰۰	۲۰Φ۲۰	۳۵۰	۱۲Φ۲۰
۷	۵۰۰	۲۴Φ۲۰	۴۰۰	۱۶Φ۲۰
۶	۵۰۰	۲۴Φ۲۰	۵۰۰	۲۰Φ۲۰
۵	۶۰۰	۲۴Φ۲۵	۶۰۰	۲۴Φ۲۰
۴	۶۰۰	۲۴Φ۲۵	۶۰۰	۲۴Φ۲۵
۳	۶۰۰	۲۴Φ۲۵	۶۰۰	۲۴Φ۲۵
۲	۷۵۰	۲۸Φ۲۵	۶۰۰	۲۴Φ۲۵
۱	۷۵۰	۲۸Φ۲۵	۷۵۰	۲۸Φ۲۵



شکل ۴. محل قرارگیری کابل‌های اعمال‌کننده نیروی کنترلی در قاب‌ها.

سازه تحت بار ثقلی و شتاب ناشی از شتاب‌نگاشت‌های معرفی شده به نرم‌افزار تحلیل می‌شود. این شتاب‌نگاشت‌ها مربوط به ۳ زلزله‌ی آب‌بر، رودبار و طیس و برداشت شده از خاک نوع II هستند. روش به کاررفته در این نوشتار، استفاده از پاسخ غیرکشسان سازه و سپس کاربرد این پاسخ در محاسبه‌ی نیروی کنترل است. این تذکر لازم است که غیرکشسان بودن سازه مستقیماً در محاسبات نیروی کنترل وارد می‌شود، چرا که از کنترل با حلقه‌ی باز-بسته استفاده شده است و نیروی کنترل تابعی از تحریک‌های زلزله و پاسخ سازه است. این پاسخ غیرکشسان در بردار حالت سیستم تأثیر گذاشته و در محاسبه‌ی نیروی کنترل، مطابق رابطه‌های گفته شده در بخش کنترل با حلقه‌ی باز-بسته، مؤثر است. در هر بازه‌ی زمانی Δt ، مقادیر لنگر ایجاد شده در اثر انواع بارگذاری‌های با مقادیر لنگر مقاوم اعضا مقایسه و بر اساس رفتار هیستریزس معرفی شده برای اعضا،^[۱۳،۱۴] وضعیت مفصل بررسی و ماتریس سختی کلی سیستم در آن بازه‌ی زمانی تشکیل می‌شود، و به دنبال آن با فرض آنکه ماتریس میرایی ترکیبی خطی از ماتریس‌های جرم و سختی سازه است، میرایی سازه نیز اصلاح و سایر محاسبات مربوط به بردار حالت و نیروی کنترل در آن بازه محاسبه می‌شود. در کل، تکرار مراحل فوق تا آخرین بازه‌ی زمانی اعمال شتاب‌نگاشت ادامه می‌یابد.

همان‌گونه که بیان شد، بزرگ‌تر بودن مقادیر درایه‌های ماتریس Q نسبت به درایه‌های ماتریس R نشان‌دهنده‌ی اهمیت کاهش پاسخ سازه تحت کنترل نسبت به نیروی کنترل است. بررسی تأثیر مقادیر این دو ماتریس به صورت تغییر در مقدار نسبت c/r انجام می‌شود. ضمناً میان بازه‌های مختلف c/r که در آن بازه‌ها جهش‌بزرگی در کاهش پاسخ سازه مشاهده می‌شود، مقدار میانی نیز برای این نسبت در نظر گرفته می‌شود.

۱.۴. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و محاسبه‌ی نقطه‌ی عملکرد (ارزیابی لرزه‌یی)

خلاصه‌ی نتایج حاصل از ارزیابی لرزه‌یی قاب‌های مورد بررسی با توجه به توضیحات و فرض‌های ذکر شده در قسمت قبل، در جدول‌های ۹ الی ۱۲ آمده است. با توجه به اطلاعات ارائه شده در جدول‌ها ملاحظه می‌شود که نقطه‌ی عملکرد محاسبه شده در آیین‌نامه‌های FEMA-۴۴۰ و FEMA-۳۵۶ تقریباً یکسان است و از بین مقادیر محاسبه شده، نتایج حاصل از آیین‌نامه‌ی FEMA-۴۰۰-ATC بیشتر است. این اختلاف نشان‌دهنده‌ی محدودی پذیرش قابل اطمینان‌تر در دستورالعمل‌های جدید نسبت به FEMA-۴۰۰-ATC است. به بیان دیگر، مقاومت نیاز اعضای سازه در محدوده‌ی

جدول ۸. پارامترهای معرفی شده به نرم‌افزار برای محاسبه‌ی نقطه‌ی عملکرد در FEMA-۳۵۶.

تعداد طبقات	S	T _o	T _s	T	α	C _m	C _r		
							CP	LS	IO
۴	۲	۰٫۱	۱	۰٫۵	۰٫۱	۰٫۹	۱	۱	۱
۸	۲	۰٫۱	۱	۰٫۸	۰٫۱	۰٫۹	۱	۱	۱
۱۲	۲	۰٫۱	۱	۱٫۱	۰٫۱	۰٫۹	۱	۱	۱

آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)، با مشخصات خاک نوع II و منطقه‌ی لرزه‌خیزی با خطر زیاد استفاده شده است. سایر داده‌های معرفی شده به نرم‌افزار مطابق جدول ۸ است.

شایان ذکر است که نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ به‌طور خودکار، کلیه‌ی محاسبات مربوط به جابه‌جایی هدف در دستورالعمل‌های مختلف را انجام می‌دهد.

در ادامه‌ی تحلیل، به کمک محیط برنامه‌نویسی نرم‌افزار MATLAB، سازه‌ها مدل شدند تا با اعمال نیروی کنترلی، تغییر وضعیت عملکرد آن‌ها بررسی شود. در این مدل‌سازی از برنامه‌های پیش‌فرض نرم‌افزار MATLAB استفاده نشده و تحلیل‌ها از طریق برنامه‌نویسی دستی در این نرم‌افزار صورت گرفته است. برای این منظور، پس از مدل‌سازی شکل کلی قاب و معرفی مقاطع، مفصل‌هایی در ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها همانند مفصل‌های مدل شده در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ منظور شده است. مقدار لنگرهای تسلیم برای تیرها ثابت و برای ستون‌ها با توجه به مقدار بار محوری متفاوت است، ولی به دلیل آنکه تغییرات لنگر تسلیم ستون طی تغییر بار محوری حین اعمال نیروی زلزله کم‌اثر شناخته شده‌اند،^[۱۲] از این تغییرات صرف‌نظر و فقط با محاسبه‌ی بار محوری ناشی از بارهای مرده و زنده، لنگر تسلیم ستون‌ها محاسبه شده است. نیروی کنترل نیز از طریق کابل‌هایی به صورت بادبند‌های X شکل به همراه موتورهایی که برای اعمال نیروی محاسبه شده به کابل‌ها و در نتیجه به سازه تعبیه شده‌اند، اعمال می‌شود. فرض شده است که این کابل‌ها فقط قادر به اعمال نیروی کششی هستند و در صورت به فشارافتادن کابل‌ها، نیروی آن‌ها صفر منظور می‌شود. مختصات قرارگیری ابزارهای اعمال نیروی کنترلی که بهترین موقعیت قرارگیری نیروی کنترلی است،^[۱۲] در شکل ۴ نشان داده شده است.

جدول ۹. مشخصات نقطه‌ی عملکرد براساس ATC-۴۰.

تعداد طبقات	Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (kN)
۴	۰٫۱۶	۰٫۲۵	۰٫۲۱	۴۷۱٫۵۵
۸	۰٫۲۳	۰٫۲۳	۰٫۳	۸۹۲٫۲۲
۱۲	۰٫۳۱	۰٫۲۱	۰٫۴۲	۱۱۹۰٫۰۱

جدول ۱۰. مشخصات نقطه‌ی عملکرد بر اساس FEMA-۴۴۰.

تعداد طبقات	Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (kN)
۴	۰٫۱۹	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۴۷۹٫۰۸
۸	۰٫۲۴	۰٫۲۳	۰٫۳۲	۹۰۶٫۶۲
۱۲	۰٫۳۶	۰٫۲۱	۰٫۴۸	۱۲۳۲٫۳

جدول ۱۱. جابه‌جایی هدف در آیین نامه‌های مختلف برای سطح قابلیت استفاده بی وقفه.

تعداد طبقات	FEMA-۴۴۰	FEMA-۳۵۶	ATC-۴۰
۴	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۰٫۲۱
۸	۰٫۳۲	۰٫۳۱	۰٫۳
۱۲	۰٫۴۸	۰٫۴۹	۰٫۴۲

جدول ۱۲. روند تشکیل مفاصل در جابه‌جایی‌های مختلف بام.

تعداد طبقات	جابه‌جایی معادل سطوح عملکردی مختلف (m)		
	CP	LS	IO
۴	۰٫۰۹	۰٫۱۲	۰٫۱۳
۸	۰٫۱۳	۰٫۱۹	۰٫۲۱
۱۲	۰٫۲۴	۰٫۳۲	۰٫۳۵

عملکردی موردنظر در دستورالعمل‌های جدید بیشتر است. محاسبات مربوط جهت به‌دست‌آوردن نقطه‌ی عملکرد برای سایر سطوح عملکردی فقط با تغییر در مقادیر مربوط به ضریب C_2 انجام می‌شود، که این مقادیر برای پژوهش حاضر موردنظر نیستند. در این نوشتار سطح عملکردی مورد بررسی و مطلوب، سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه یا همان IO است. یادآور می‌شود که جابه‌جایی هدف برای دو آیین‌نامه‌ی ATC-۴۰ و FEMA-۲۷۴ یکسان است.

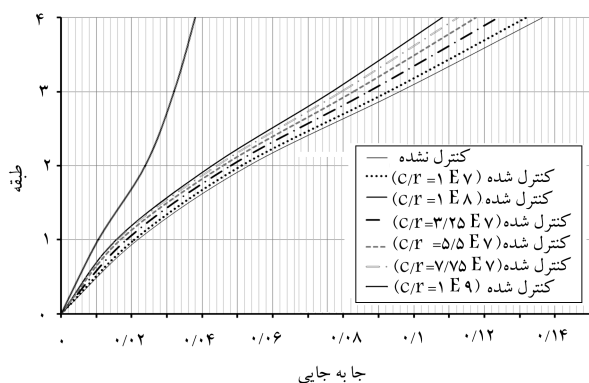
با دقت در نتایج محاسبات می‌توان دریافت که هیچ‌یک از قاب‌هایی که با رعایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش اول) و آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) تحلیل و طراحی شده‌اند، قادر به تأمین حدود عملکردی حتی در محدوده‌ی CP نیستند. مثلاً آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ برای رفتار در محدوده‌ی IO، جابه‌جایی هدف را برای قاب ۸ طبقه معادل ۳۱ سانتی‌متر به‌دست می‌دهد، یعنی لازم است تا جابه‌جایی ۳۱ سانتی‌متر، در هیچ‌یک از اعضای این قاب، مفصلی با حدود تغییرشکل بیش از سطح IO تشکیل نشود؛ ولی این قاب در جابه‌جایی ۲۱ سانتی‌متری حتی از سطح

عملکردی LS خارج می‌شود، از این رو مقاوم‌سازی این قاب‌ها ضروری است.

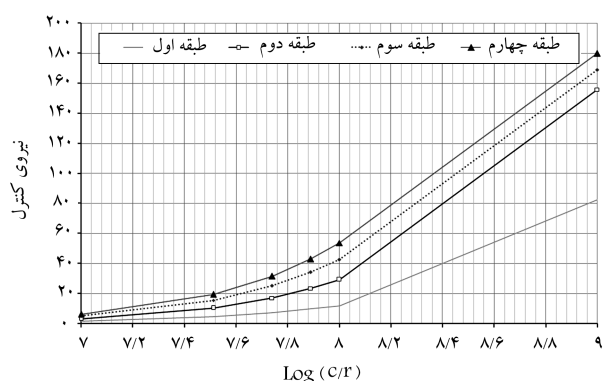
۲.۴. بهبود عملکرد سازه با اعمال نیروی کنترلی

برای بهبود رفتار سازه‌های مورد مطالعه که وارد محدوده‌ی تغییرشکل‌های غیرکشسان شده‌اند، از سیستم کنترل فعال سازه با الگوریتم بهینه‌ی لحظه‌ی استفاده شده است. برای رسیدن به جابه‌جایی مجاز در محدوده‌ی عملکردی سطح IO، از نسبت‌های c/r مختلف استفاده شده است. نسبت‌های اصلی c/r به‌کاررفته برای تحلیل، مقادیر $1E7$ ، $1E8$ ، $1E9$ و $1E10$ منظور شده است، اما از آنجا که در این مقادیر میزان جابه‌جایی طبقات کاهش قابل ملاحظه‌ی داشته است، از مقادیر میانی این نسبت‌ها (به‌صورت میانگین مقادیر اصلی و یا میانگین یک مقدار اصلی با یک مقدار میانی جدید) نیز استفاده شده است. تمامی این مقادیر در جدول ۱۳ ذکر شده‌اند.

نتایج تحلیل به‌صورت پیشینه‌ی جابه‌جایی طبقات و نیروی کنترل پیشینه‌ی لازم برای کاهش جابه‌جایی قاب‌ها استخراج شده است. نمودارهای شکل‌های ۵ و ۶، نمونه‌ی از خلاصه‌ی نتایج کنترل قاب‌هاست. در این نمودارها جابه‌جایی طبقات قاب ۴ طبقه و نیروی کنترلی موردنیاز تحت زلزله‌ی طیس رسم شده است. مشابه نمودارهای رسم‌شده در شکل‌های ۵ و ۶، در تمامی حالت‌ها نیروی کنترل سبب کاهش جابه‌جایی به‌خصوص در طبقات فوقانی شده است. هم‌چنین با افزایش نسبت c/r و در نتیجه افزایش نیروی کنترلی، جابه‌جایی کاهش بیشتری



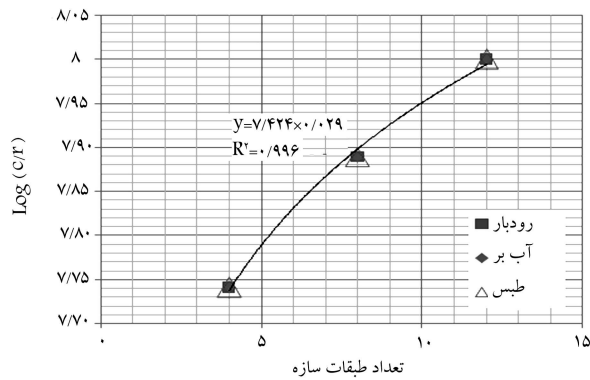
شکل ۵. جابه‌جایی طبقات قاب ۴ طبقه - زلزله‌ی طیس (m).



شکل ۶. نیروی کنترل قاب ۴ طبقه - زلزله‌ی طیس.

جدول ۱۳. نسبت‌های c/r استفاده شده در تحلیل.

$1/100E + 0.9$	$1/100E + 0.8$	$7/75E + 0.7$	$5/50E + 0.7$	$3/25E + 0.7$	$1/100E + 0.7$
----------------	----------------	---------------	---------------	---------------	----------------



شکل ۷. نمودار تغییرات نسبت c/r برای رسیدن به عملکرد هدف در قاب‌های مختلف برای زلزله‌های مورد استفاده.

شده است. با توجه به این جدول‌ها می‌توان نیروی کنترل مورد نیاز را برای داشتن رفتار مناسب سازه با معرفی نسبت c/r مناسب اعمال کرد. همان‌طور که قابل پیش‌بینی بود، با زیاد شدن ارتفاع قاب‌ها، رسیدن به جابه‌جایی مورد نظر با اعمال نیروی کنترلی بیشتری امکان‌پذیر است. با عنایت به پاسخ‌های ناشی از ۳ زلزله‌ی مختلف، نمودار شکل ۷ برای انتخاب نسبت مناسب c/r بر حسب ارتفاع قاب پیشنهاد می‌شود. نمودار شکل ۷، برای حالتی است که سازه تا رسیدن به آستانه‌ی سطح عملکرد

یافته است. جهش‌های موجود در کاهش جابه‌جایی طبقات بیشتر در میانه‌ی نسبت‌های c/r بین ۱E۷ و ۱E۸ و هم‌چنین ۱E۸ و ۱E۹ دیده می‌شود. مقایسه‌ی نمودارهای مورد اشاره با نتایج ارائه شده در سال ۲۰۰۴^[۲]، صحت نتایج را از نظر چگونگی جهش‌های جابه‌جایی و محدوده‌ی تقریبی نیروهای کنترلی تأیید می‌کنند. نمودارهای نیروی کنترلی نشان می‌دهند که در نسبت‌های c/r مختلف، نیروی کنترل به تدریج در طبقات بالایی افزایش پیدا می‌کند و تفاوت مقادیر نیروی کنترل برای نسبت‌های مختلف c/r به جز در نسبت‌های بالا چندان بارز نیست. با توجه به این موضوع که کاهش پاسخ سازه با هدف رسیدن به جابه‌جایی عملکردی مورد نظر است، میزان کاهش پاسخ تا حد رسیدن به عملکرد مطلوب ادامه یافته است. همان‌طور که پیشتر مطرح شد، جهش‌های موجود در کاهش جابه‌جایی ناشی از اعمال نیروهای زیاد کنترلی به گونه‌ی هستند که مقادیر جابه‌جایی را فراتر از حد مطلوب کاهش می‌دهند. از این رو از مقادیر میانی نسبت c/r نیز جهت کاهش نیروی کنترل، برای رسیدن به هدف مورد نظر استفاده شده است. مثلاً، با توجه به نمودار شکل ۵، جابه‌جایی بام تقریباً برابر ۱۳ سانتی‌متر است؛ در حالی که مطابق جدول ۱۲، جابه‌جایی معادل خروج از سطح عملکرد IO معادل ۱۲ سانتی‌متر به دست آمده است. از این رو این قاب از سطح عملکردی IO و Ls نیز خارج شده و به مرز سطح عملکردی CP رسیده است. در این حالت با اعمال نیروی کنترل در اندازه‌های مختلف، سعی در حفظ جابه‌جایی بام قاب در محدوده مورد نظر می‌شود.

خلاصه‌ی نتایج تحلیل و اعداد مهم و مرزی در جدول‌های ۱۴ الی ۱۶ آورده

جدول ۱۴. پارامترهای لازم برای حفظ سازه در محدوده عملکردی IO- قاب ۴ طبقه.

نام شتاب‌نگاشت	بیشینه‌ی جابه‌جایی بدون نیروی کنترل (m)	نسبت c/r انتخاب شده	جابه‌جایی نهایی (m)	نیروی کنترلی بیشینه (kN)
آب‌بر	۰٫۱۳	$5,5 \times 10^7$	۰٫۱۲	۳۱
طبس	۰٫۱۳	$5,5 \times 10^7$	۰٫۱۲	۳۲
رودبار	۰٫۱۳	$5,5 \times 10^7$	۰٫۱۲	۳۱

جدول ۱۵. پارامترهای لازم برای حفظ سازه در محدوده عملکردی IO- قاب ۸ طبقه.

نام شتاب‌نگاشت	بیشینه‌ی جابه‌جایی بدون نیروی کنترل (m)	نسبت c/r انتخاب شده	جابه‌جایی نهایی (m)	نیروی کنترلی بیشینه (kN)
آب‌بر	۰٫۲۱	$7,75 \times 10^7$	۰٫۱۹	۴۷
طبس	۰٫۲۱	$7,75 \times 10^7$	۰٫۱۹	۵۵
رودبار	۰٫۲۱	$7,75 \times 10^7$	۰٫۱۹	۶۲

جدول ۱۶. پارامترهای لازم برای حفظ سازه در محدوده عملکردی IO- قاب ۱۲ طبقه.

نام شتاب‌نگاشت	بیشینه‌ی جابه‌جایی بدون نیروی کنترل (m)	نسبت c/r انتخاب شده	جابه‌جایی نهایی (m)	نیروی کنترلی بیشینه (kN)
آب‌بر	۰٫۳۵	$1,0 \times 10^8$	۰٫۳۲	۷۲
طبس	۰٫۳۵	$1,0 \times 10^8$	۰٫۳۲	۸۱
رودبار	۰٫۳۵	$1,0 \times 10^8$	۰٫۳۲	۹۱

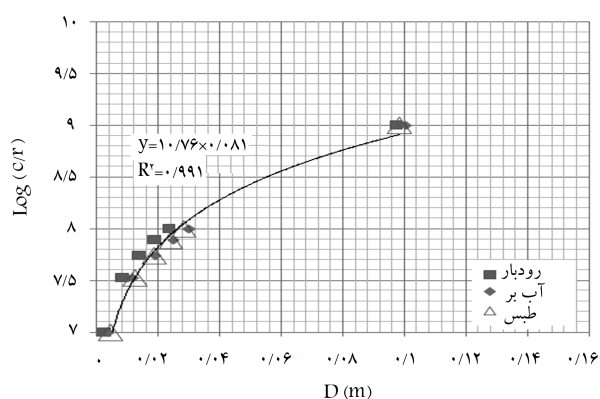
که سبب بروز جابه‌جایی‌هایی در حدود جابه‌جایی‌های هدف به دست آمده می‌شود، سیستم کنترلی بتواند از جابه‌جایی فراتر از ظرفیت سازه جلوگیری کند. از طرفی نتایج نشان می‌دهند که نسبت c/r به کاررفته برای رسیدن به سطح عملکرد IO، به مشخصات زلزله‌ای اعمالی وابسته نیست. به عبارت دیگر، نسبت موردنظر را می‌توان تابعی از میزان کاهش جابه‌جایی (اختلاف جابه‌جایی موجود با جابه‌جایی پیشینه‌ی هر سطح عملکردی) بیان کرد. برای یافتن نسبت c/r مناسب برای نیل به هدف یادشده، میزان کاهش جابه‌جایی بام بر حسب تغییرات نسبت c/r در شکل‌های ۸ الی ۱۰ رسم شده است. این نمودارها نشان می‌دهند که به ازای هر یک از مقادیر c/r ، اختلاف میان جابه‌جایی طبیعی (بدون اعمال نیروی کنترل) و جابه‌جایی کنترل‌شده‌ی سازه به چه میزان خواهد بود. با استفاده از این نمودارها و هم‌چنین اختلاف میان جابه‌جایی هدف هر قاب و جابه‌جایی آستانه‌ی خروج از سطح عملکردی IO، می‌توان مقدار c/r موردنیاز برای بهسازی هر قاب با استفاده از نیروی کنترل را به دست آورد.

از برون‌یابی نمودارهای شکل‌های ۸ الی ۱۰ می‌توان پیش‌بینی کرد که برای حفظ عملکرد سازه تحت جابه‌جایی هدف، می‌توان به ترتیب برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه از نسبت‌های $c/r=1/32E+9$ ، $c/r=9/87E+8$ و $c/r=1/28E+9$ استفاده کرد. از مقایسه‌ی این نتایج می‌توان گفت که اعمال نیروی کنترل مناسب با انتخاب c/r برای رسیدن به عملکرد مطلوب، به سطح عملکرد اولیه‌ی سازه و به عبارت بهتر به مقاومت اولیه‌ی سازه وابسته است و از این رو انتخاب نسبت مناسب c/r برای زلزله‌ها و سازه‌های مختلف متفاوت بوده و به طور کلی به مشخصات سازه وابسته است و نمی‌توان یک مقدار مشخص برای تمامی قاب‌ها پیشنهاد داد. از این رو به نظر می‌رسد شایسته‌تر است برای مقاوم‌سازی هر سازه پس از تحلیل خطر لرزه‌ی ساختگاه (تعیین زلزله‌ی محتمل منطقه)، سازه‌ی موردنظر تحلیل شود، تا مقدار نیروی کنترلی مورد نیاز و در نتیجه تجهیزات کنترلی متناسب با نتایج تحلیل به دست آید. هم‌چنین با توجه به اقتصادی نبودن استفاده از این سیستم برای کاهش پاسخ توصیه می‌شود که علاوه بر تحلیل‌های بیان شده، بهینه‌یابی مکان کنترلرها (دستگاه‌های کنترل) نیز صورت پذیرد تا با اعمال کمترین نیروی کنترلی، ضمن رسیدن به عملکرد مورد نظر، طرح از نظر اقتصادی نیز قابل توجیه باشد.

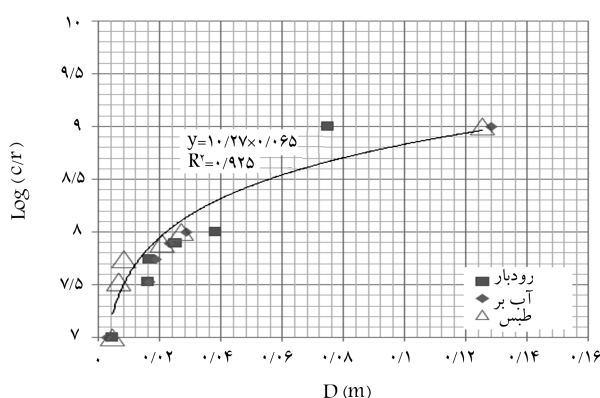
۵. نتیجه‌گیری

بر اساس تحلیل سازه‌های مورد مطالعه و نتایج به دست آمده از آن‌ها، می‌توان این موارد را بیان کرد:

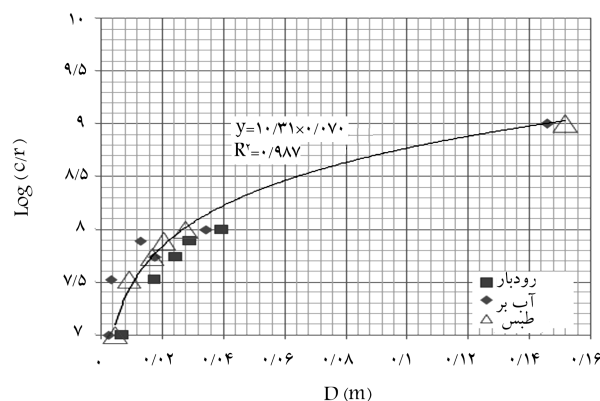
- الگوریتم کنترل بهینه‌ی لحظه‌ی قادر به کاهش بسیار زیاد جابه‌جایی سازه با استفاده از نسبت $c/r=1E+9$ است که این نسبت، مقدار نیروی کنترل قابل ملاحظه‌ی را نیز نیاز دارد.
- برای سازه‌های مورد مطالعه (قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه) نسبت c/r بین $1E9$ تا $5E9$ ، سازه را در محدوده‌ی عملکردی IO حفظ می‌کند. از این رو این محدوده برای کنترل سازه‌های مشابه، مناسب به نظر می‌رسد. برای پیش‌بینی تجهیزات لازم جهت رسیدن به این هدف، تحلیل مختص به سازه‌ی موردنظر توصیه می‌شود.
- نتایج نشان می‌دهند که انتخاب بهینه‌ی نسبت c/r برای رسیدن به سطح عملکرد هدف به عوامل مختلفی چون مقاومت اولیه‌ی سازه (سطح عملکرد فعلی) و زلزله‌ی محتمل مخصوص به شرایط ساخت آن سازه وابسته است و لازم است برای بهسازی به روش بحث‌شده، تحلیل خطر مخصوص به همان پروژه علاوه بر تحلیل عملکردی آن صورت پذیرد.



شکل ۸. میزان کاهش جابه‌جایی بام در قاب ۴ طبقه.



شکل ۹. میزان کاهش جابه‌جایی بام در قاب ۸ طبقه.



شکل ۱۰. میزان کاهش جابه‌جایی بام در قاب ۱۲ طبقه.

CP تغییر شکل دهد. این در حالی است که برای بررسی سطح عملکرد قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه باید به ترتیب جابه‌جایی‌هایی برابر ۲۵، ۳۲ و ۴۹ سانتی‌متر را به قاب اعمال کرد و لازم است که قاب‌ها برای داشتن عملکردی در سطح IO، با اعمال جابه‌جایی مربوط در محدوده‌ی موردنظر بمانند. منحنی‌های ظرفیت تقاضای سه قاب ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نشان می‌دهند که این سازه‌ها به ترتیب در جابه‌جایی‌های ۱۲، ۱۹ و ۳۲ سانتی‌متری بام از سطح IO خارج شده‌اند؛ در حالی که قاب‌های مورد مطالعه تحت شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده، جابه‌جایی‌هایی به مراتب کمتر از مقادیر لازم (جابه‌جایی هدف) برای سطح عملکرد خود را متحمل شده‌اند. از این رو لازم است به سازه نیروی کنترلی اعمال شود تا در صورت اعمال زلزله‌ی به سازه

پانوشتها

1. force- deformation
2. target displacement
3. demand displacement

منابع (References)

1. Yang, J.N., Long, F.X. and Wong, D. "Optimal control of nonlinear flexible structures", Technical Report, NCEER 88-0002 (1988).
2. Shooshtari, M. and Saatcioglu, M. "Active structural control of concrete structure for earthquake effects", *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Eng.*, B.C., Canada, P. 2721 (2004).
3. Gholami Zarchi, M.R., *Application of Pushover Analysis Method in Active Control*, MS Thesis, Iran University of Science and Technology (IUST), (In Persain) (2001).
4. Karami, K., *Optimal Semi-Active Control of Tall Structures Based on Capacity- Demand Theory*, MS Thesis, Iran University of Science and Technology (IUST), (In Persain)(2008).
5. Alimardani, A., *Software Simulation of Active Control/Hybrid Seismic Features with Genetic Algorithm in Structures*, MS Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), (In Persain)(1998).
6. Management and Planning Organization (MPO), "Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", Management and Planning Organization of Iran, Publication No. 360, (In Persain) (2007).
7. Taghinezhad, R. Seismic Design and Rehabilitation of Structures Based on Performance Level with SAP2000 and ETABS Pushover Analysis, *Nashr-e Ketab-e Daneshgahi*, (In Persain)(2009).
8. Lin, R.C., Soong, T.T. and Reinhorn, A.M. "Experimental evaluation of instantaneous optimal algorithms for structural control", Technical Report, NCEER-87-0002 (1987).
9. Shooshtari, M. "Active seismic control of reinforced concrete structures", PhD Thesis, Civil Eng. Department, University of Ottawa, Ottawa, Canada (2005).
10. Cheng, Y., Jiang, F.H. and Lou, K., *Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control*, Taylor & Francis Group, Boca Raton London New York (2008).
11. Nourian, M., Nourian, N. and Hosseini Rameshe, Z., *Full Application Reference of MATLAB 7.0*, Bisheh Publications, (In Persain)(2009).
12. Building and Housing Research Center (BHRC), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800, 1st Edition*, Building and Housing Research Center, (In Persain) (1994).
13. Building and Housing Research Center (BHRC), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800-05, 3rd Edition*, Building and Housing Research Center, (In Persain) (2005).
14. Suneja, B.P. and Datta, T.K. "Nonlinear open-close loop active control of articulated leg platform", *Int. J. of Off-shore and Polar Eng.*, **9**(2), pp. 141-148 (1999).
15. Haghbin Ghomi, M. and Massumi, A. "A new lateral load pattern for nonlinear static analysis of Mid-Rise RC frames", *Proceedings of the 4th National Seminar for Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800)*, Building and Housing Research Center (BHRC), Paper No. EC03-11, (In Persain) (2009).

IMPROVING PERFORMANCE OF STRUCTURES USING ACTIVE INSTANTANEOUS OPTIMAL CONTROL

M. Mansouri

mahdiehmansouri@gmail.com

A. Massumi(corresponding author)

massumi@khu.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
Kharazmi University**

M. Shooshtari

m.shooshtari@basu.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering
Bu-Ali Sina University**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 2, Page 77-85, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 18 June 2011; received in revised form 3 December 2011; accepted 7 January 2012.

Abstract

During recent earthquakes, the behavior of structures has demonstrated that the main reason for building collapse is the big deformation during strong seismic events. Therefore, the structural designers would like to reduce the lateral displacement of structures under a specified level. Using the shear walls and bracing and increasing the members size are the common ways which can protect the buildings against the earthquake or wind load. In two recent decades, a new method has been invented which is called Active Structural Control. Applying the external force, when it is needed; not only can reduce the response displacement but also is able to make a high reduction in response velocity and acceleration. Predict the building behavior during an earthquake event has an important role in order to have a safe structure. The structure engineers usually use two methods to compute the structure response: i) Dynamic Analysis or ii) Nonlinear Static Analysis. Since the dynamic analysis depends on several items such as frequency content of earthquake record, the most structure specialists prefer to employ the nonlinear static analysis (pushover analysis) to compute the target displacement in IO, LS and CP levels.

The essential goal of this research is to create a combination between active structural control concept and nonlinear static analysis. Three reinforced concrete buildings with 4, 8 and 12 floors are selected. All buildings have three bays and are analyzed using the pushover method and for each case a performance level is found. The main purpose of using active structural control equipment in the selected buildings is to keep the building per-

formance in that limit which is found at the analytical part.

An important aspect of this investigation is the incorporation of the possibility of inelastic deformation of the members into the control algorithm. In analytic investigation, in order to solve the control formula, the Instantaneous Optimal Control algorithm is employed which is conducted to introduce “c/r” ration. This ratio shows the importance of the amount of control force against the importance of reduction in structural response. The results show that the best c/r ratio for the selected structures is between 1×10^9 and 5×10^9 which can keep the structures in IO performance level. Generally, the optimal amount of c/r ratio to get the target performance level depends on different items such as the primary strength of structure (the initial performance level) and probable seismic hazard, therefore; it seems that the hazard risk analyses is necessary as an additional analysis.

Key Words: Active control, performance based design, target displacement, instantaneous optimal control algorithm, performance level.