کنترل لرزه‌ی سازه‌ها با میراگر جرمی فعال به همراه کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازه‌ی با در نظر گرفتن آثار اندرکنش خاک و سازه

سیامک گل نرگسی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، مؤسسه‌ی آموزش عالی خاوران

هاشم شریعتمدار* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران

مصطفی قائمی (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی برق، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران

مهدی امیری دلویی (مربی)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، مؤسسه‌ی آموزش عالی خاوران

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۷)
دوری ۲ - ۳۴، شماره ۱/۲، ص. ۹۲-۷۹

در نوشتار حاضر به بررسی تأثیر کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازه‌ی در میراگر جرمی فعال در کنترل لرزه‌ی ساختمان با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه پرداخته شده است. مهم‌ترین محدودیت سیستم‌های فازی رلیج، عدم توانایی در لحاظ کردن عدم قطعیت در قوانین فازی است. سیستم‌های فازی نوع ۲، قادر به لحاظ کردن این عدم قطعیت در بارگذاری و رفتار سازه‌ی هستند. در پژوهش حاضر، برای ارزیابی تأثیر جنس خاک در رفتار سازه و کنترل‌کننده، از ۳ ساختمان ۵، ۱۱ و ۱۵ طبقه‌ی برشی استفاده شده است. سازه‌های مذکور تحت اثر ۶ زلزله قرار گرفتند و پاسخ‌های آن‌ها محاسبه شد. پاسخ‌ها در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه به دست آمد. نتایج نشان داد که لحاظ کردن اثر خاک در محاسبات، تأثیر به‌سزایی در پاسخ‌های سازه دارد. همچنین پاسخ‌های سازه در خاک نرم، کاهش قابل توجهی پیدا کرده و تأثیر کنترل‌کننده افزایش یافته است.

واژگان کلیدی: کنترل سازه، میراگر جرمی، اندرکنش خاک و سازه،

تحریک لرزه‌ی، کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازه‌ی، سازه‌ی بلند.

۱. مقدمه

غیرفعال کاهش پیدا می‌کند. معمولاً برای افزایش تأثیر TMD از یک نیروی کنترل فعال استفاده می‌شود و می‌توان به نوع جدیدی از ابزارهای کنترلی با عنوان میراگر جرمی فعال^۲ (ATMD) دست یافت. برای تولید نیروی کنترلی در ATMD از الگوهای کنترل فعال مختلفی می‌توان استفاده کرد.^[۱۰]

یکی از مزایای ابزار جدید مذکور، ظرفیت بالای آن در کاهش و کنترل پاسخ سازه است. کارایی ATMD وابسته به TMD و مشخصات کنترل‌کننده است و در صورت افزایش ارتفاع و انعطاف پذیری سازه، تأثیر ابزار ATMD افزایش خواهد یافت. علی‌رغم ویژگی‌های منحصر به فرد، ATMD کاستی‌هایی از قبیل وابسته بودن به منبع توان پیوسته دارد. با وجود این در چند دهه‌ی اخیر، مطالعات گسترده‌ی در ارتباط با کاربرد آن در کنترل پاسخ سازه‌ها انجام شده است.^[۱۱-۱۴]

در پژوهش‌های یاد شده از الگوریتم‌های متنوعی برای ایجاد نیروی کنترل در ATMD استفاده شده است، که برخی از آن‌ها بر پایه‌ی محاسبات ریاضی استوار است (LQR)، اختصاص قطب، بنگ - بنگ و الگوریتم ژنتیک) و برخی

یکی از علائق مهندسان عمران، کاهش پاسخ سازه‌ها تحت اثر بلاهای طبیعی از قبیل: باد و زلزله است. از این رو، مطالعات قابل توجهی در زمینه‌ی کنترل پاسخ ساختمان‌ها در برابر نیروهای دینامیک مذکور انجام شده است. تقریباً در ۳ دهه‌ی اخیر، ابزارهای کنترل سازه، پیشرفت چشم‌گیری داشته‌اند. در میان ابزارهای کنترلی، میراگرهای جرمی غیرفعال از قدیمی‌ترین سیستم‌های کنترلی به حساب می‌آیند و توجه پژوهشگران بسیاری را در این زمینه به خود جلب کرده‌اند.^[۹-۱۱]

برخلاف ویژگی‌های فراوان سیستم‌های کنترلی مذکور، یک ایراد عمده در میراگرهای جرمی غیرفعال^۱ (TMD) وجود دارد. به عبارت دیگر، هنگامی که سازه تحت اثر زلزله‌های قوی با محتوای بسامدی بالا قرار می‌گیرد، کارایی میراگر جرمی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۱۱/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۵/۵/۴، پذیرش ۱۳۹۵/۵/۳۱.

DOI:10.24200/J30.2018.1344

بازه‌ی جهت کنترل پاسخ‌های ساختمان پرداخته و اثرات خاک در زیر سازه نیز مدل‌سازی شده است. جهت بررسی تأثیر نوع خاک در رفتار سازه، از ۳ ساختمان ۵، ۱۱ و ۱۵ طبقه استفاده شده است و سازه‌های مذکور تحت اثر تحریک زلزله قرار گرفته‌اند، که شامل ۳ زمین‌لرزه‌ی میدان - دور و ۳ زمین‌لرزه‌ی میدان - نزدیک بوده است. سازه‌های مذکور در دو حالت کنترل‌نشده و کنترل‌شده با ATMD به همراه کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازه‌ی تحلیل شده و نتایج نشان داده است که لحاظ کردن اثرات خاک بستر، تأثیر به‌سزایی در رفتار و پاسخ‌های سازه دارد.

۲. مدل سازه‌ی

یک سازه‌ی n طبقه به همراه ATMD در بام با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در شکل ۱ قابل مشاهده است. می‌توان سازه‌ی ذکر شده را یک سیستم $(N+3)$ درجه آزادی در نظر گرفت. با توجه به شکل ۱، ممان اینرسی و جرم هر طبقه به ترتیب با M_i و I_i و ممان اینرسی و جرم فونداسیون با M_0 و I_0 نشان داده شده است. همچنین میرایی خطی و دورانی خاک به ترتیب با C_r و C_s و سختی خطی و دورانی آن با K_r و K_s قابل مشاهده است. می‌توان پارامترهای مذکور را با استفاده از مشخصات خاک و فونداسیون محاسبه کرد.^[۲۲]

مقادیر X_0 و θ_0 در شکل ۱ به ترتیب برابر با تغییر مکان و دوران فونداسیون است و تغییر مکان هر طبقه در طول زمان نیز با پارامتر X_i مشخص می‌شود. می‌توان معادله‌ی حرکت سیستم پیشنهادی تحت اثر تحریک زمین‌لرزه را با رابطه‌ی ۱ بیان کرد:

$$[m]\{\ddot{X}(t)\} + [c]\{\dot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = [m^*]\{\ddot{u}_g + E_f F\} \quad (1)$$

پارامترهای M ، K و C به ترتیب بیان‌گر ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی سازه

شکل ۱. سازه‌ی N طبقه با میراگر جرمی فعال در تراز بام با در نظر گرفتن اثرات خاک در زیر سازه.

دیگر از الگوریتم‌های هوشمند نظیر فازی بهره می‌برند. دلیل گرایش فراوان به سمت سیستم‌های فازی را می‌توان در ویژگی‌های خاص آن‌ها جستجو کرد. سیستم فازی توانایی در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در تحریک ورودی و نیز رفتارهای غیرخطی در پاسخ‌های سازه را دارد. همچنین سیستم‌های فازی وابسته به مدل ریاضی خاصی نیستند و عملکرد آن‌ها بر اساس تجربه‌ی انسانی است.

در پژوهشی در سال ۱۹۹۸،^[۲۱] از سیستم‌های فازی در کنترل‌کننده‌ی ATMD برای تولید نیروی کنترل استفاده شده و ATMD بر بام سازه‌ی معیار ۳ طبقه، که تحت اثر تحریکات زلزله بوده است، قرار گرفته است. همچنین از یک سازه‌ی معیار ۱۶ طبقه به همراه ATMD در تراز بام استفاده و سازه تحت اثر تحریک باد بررسی و نشان داده شده است که کنترل‌کننده‌ی فازی در کاهش پاسخ سازه‌ها، بسیار مؤثر بوده است. همچنین در سال ۲۰۰۶ به بررسی تأثیر ATMD با کنترل‌کننده‌ی فازی بر روی ۲ سازه‌ی معیار ۵ و ۱۶ طبقه پرداخته شده است، که تحت اثر انواع متنوعی از تحریکات، از قبیل: زلزله، باد طولی و باد عرضی قرار داشته و نتایج نشان داده است که کنترل‌کننده‌ی فازی، عملکرد بهتری در مقایسه با کنترل‌کننده‌ی PID دارد.^[۲۲]

در سال ۲۰۰۷،^[۱۵] نیز از الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی پارامترهای ATMD استفاده شده است. یک میراگر جرمی فعال بر تراز بام یک سازه‌ی ۱۱ طبقه واقع در شهر رشت قرار داده شده و برای تنظیم پارامترهای کنترل‌کننده‌ی فازی نیز از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. نتایج پژوهش مذکور نشان داده است که کنترل‌کننده‌ی فازی بهینه شده، عملکرد مناسب‌تری نسبت به کنترل‌کننده‌ی LQR در کاهش پاسخ‌های سازه دارد. همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۸،^[۲۳] ATMD با کنترل‌کننده‌ی فازی بر تراز بام یک سازه‌ی ۱۵ طبقه قرار داده شد و کنترل‌کننده‌ی فازی با کنترل‌کننده‌ی PD مقایسه شد. نتایج به دست آمده حاکی از برتری کنترل‌کننده‌ی فازی نسبت به کنترل‌کننده‌ی PD در زمین‌لرزه‌ی کوکالی بوده است.

در سال ۲۰۱۰،^[۱۹] نیز از یک سیستم ترکیبی، شامل: میراگر جرمی با کنترلر فازی و میراگر درون‌طبقه‌ی برای کنترل یک ساختمان ۲۰ طبقه تحت اثر تحریک زلزله استفاده شد و نتایج نشان داد که کاربرد دو میراگر مذکور در کنار یکدیگر، تأثیر بیشتری از استفاده‌ی هر یک به تنهایی دارد. همچنین در سال ۲۰۱۴،^[۲۰] از کنترل‌کننده‌ی فازی بهینه شده با الگوریتم ازدحام ذرات (PSO) در ATMD برای کنترل یک سازه‌ی ۱۱ طبقه استفاده و نشان داده شده است که کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی بسیار مؤثرتر از کنترل‌کننده‌ی فازی رایج عمل می‌کند. در همان سال،^[۱۸] نیز برای نخستین بار به بررسی کاربرد کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ - در ATMD پرداخته شد و مهم‌ترین کاستی سیستم‌های فازی رایج، عدم توانایی آن‌ها در لحاظ کردن عدم قطعیت در قوانین فازی بوده است.

سیستم‌های فازی نوع ۲ - بازه‌ی توانایی در نظر گرفتن این کاستی را دارد. لذا نشان داده شده است که کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی بسیار مؤثرتر از سیستم‌های فازی رایج، قادر به کاهش پاسخ سازه‌هاست. با بررسی پژوهش‌های پیشین در ارتباط با میراگرهای جرمی فعال می‌توان دریافت که در هیچ یک از مطالعات مذکور، اثرات خاک در زیر سازه (اندرکنش خاک - سازه) در نظر گرفته نشده است. از آن جهت که لحاظ کردن اثرات اندرکنش خاک و سازه تأثیر به‌سزایی در رفتار سازه با ATMD دارد، لذا لحاظ کردن پدیده‌ی ذکر شده در محاسبات و مدل‌سازی‌های ضروری به نظر می‌رسد.

در پژوهش حاضر به مطالعه‌ی عملکرد ATMD با کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲

$$[K]_{(N+1) \times (N+1)} =$$

$$\begin{bmatrix} K_1 + K_r & -K_r & 0 & 0 & 0 \\ -K_r & K_r + K_r & -K_r & \vdots & 0 \\ & -K_r & \dots & -K_N & \{0\} \\ & & -K_N & K_N + K_d & -K_d \\ symmetry & & -K_d & K_d & \end{bmatrix}$$

(۱۰)

$$[C]_{(N+1) \times (N+1)} =$$

$$\begin{bmatrix} C_1 + C_r & -C_r & 0 & 0 & 0 \\ -C_r & C_r + C_r & -C_r & \vdots & 0 \\ & -C_r & \dots & -C_N & \{0\} \\ & & -C_N & C_N + C_d & -C_d \\ symmetry & & & -C_d & C_d \end{bmatrix}$$

(۱۱)

می‌توان معادله‌ی ۱ را به فرم فضای حالت به صورت رابطه‌ی ۱۲ نشان داد:

$$\dot{X} = AX + B_f F + B_g a_g \quad (۱۲)$$

که در آن، X برداری از مرتبه‌ی $(N+3) \times 1$ بوده و پارامترهای A ، B_f و B_g در روابط ۱۳ الی ۱۶ مشاهده می‌شوند:

$$\{X(t)\} = \{X_1(t), X_2(t), \dots, X_N(t), X_d(t), X_s(t), \theta_s(t)\}^T \quad (۱۳)$$

$$A = \begin{bmatrix} [0]_{(N+3) \times (N+3)} & [I]_{(N+3) \times (N+3)} \\ [-M^{-1}.K]_{(N+3) \times (N+3)} & [-M^{-1}.C]_{(N+3) \times (N+3)} \end{bmatrix} \quad (۱۴)$$

$$B_f = \left\{ \begin{bmatrix} \{0\}_{(N+3) \times 1} \\ \{M^{-1}.E_f\}_{(N+3) \times 1} \end{bmatrix} \right\} \quad (۱۵)$$

$$B_g = \left\{ \begin{bmatrix} \{0\}_{(N+3) \times 1} \\ \{-M^{-1}.[m*].\{1\}\}_{(N+3) \times 1} \end{bmatrix} \right\} \quad (۱۶)$$

با حل معادله‌ی ۱۲، می‌توان پاسخ‌های سیستم در درجات آزادی مختلف را تعیین کرد.

۳. سیستم منطق فازی نوع ۲ بازه‌ی (IT₂FLS)

مجموعه‌های فازی نوع ۲، نوع تکامل یافته‌ی از سیستم‌های فازی رایج (نوع ۱) هستند، که قادر به در نظر گرفتن میزان بیشتری از عدم قطعیت‌ها هستند. از همان آغاز استفاده از سیستم‌های فازی نوع ۱، همیشه این دغدغه وجود داشت که توابع عضویت فازی عدم قطعیت کافی ندارند. این کاستی را می‌توان با استفاده از مجموعه‌های فازی نوع ۲ جبران کرد. یک مجموعه‌ی فازی نوع ۲ در یک مجموعه‌ی

با ATMD هستند. $X(t)$ بردار تغییر مکان بوده و شامل تغییر مکان و چرخش فونداسیون، طبقات و میراگر جرمی فعال است. پارامتر m^* در رابطه‌ی ۱، ماتریس جرمی شتاب را نشان می‌دهد و a_g نیز بیان‌گر تحریک زلزله است E_f . نیز بردار مکان نیروی کنترل است. ماتریس‌های M ، K و C و m^* به همراه بردارهای $X(t)$ و E_f در روابط ۲ الی ۱۱ ارائه شده است.

$$[M] = \begin{bmatrix} [M]_{N \times N} & \{0\}_{N \times 1} & \{M\}_{N \times 1} & \{MZ\}_{N \times 1} \\ & M_d & M_d & M_d Z_N \\ M_s + \sum_{j=1}^N M_j + M_d & \sum_{j=1}^N M_j Z_j + M_d Z_N & & \\ symmetry & 1_s + \sum_{j=1}^N (I_j + M_j Z_j^T) + M_d Z_N^T & & \end{bmatrix} \quad (۲)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} [K]_{(N+1) \times (N+1)} & \{0\}_{(N+1) \times 1} & \{0\}_{(N+1) \times 1} \\ & K_s & 0 \\ symmetry & & K_r \end{bmatrix} \quad (۳)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} [C]_{(N+1) \times (N+1)} & \{0\}_{(N+1) \times 1} & \{0\}_{(N+1) \times 1} \\ & C_s & 0 \\ symmetry & & C_r \end{bmatrix} \quad (۴)$$

$$[m*] = \begin{bmatrix} [M]_{N \times N} & \{0\}_{N \times 1} & \{0\}_{N \times 1} & \{0\}_{N \times 1} \\ & M_d & 0 & 0 \\ M_s + \sum_{j=1}^N M_j + M_d & \sum_{j=1}^N M_j Z_j + M_{TMD} Z_N & & \\ symmetry & & & \end{bmatrix} \quad (۵)$$

$$E_f = \begin{bmatrix} [0]_{(N-1) \times 1} \\ -1 \\ +1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (۶)$$

سایر پارامترهای به کار رفته در روابط ۱ الی ۶ عبارت‌اند از (روابط ۷ الی ۱۱):

$$[M]_{N \times N} = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 \\ & M_2 & 0 & 0 \\ & & \dots & \{0\} \\ symmetry & & & M_N \end{bmatrix} \quad (۷)$$

$$M_{N \times 1} = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \vdots \\ M_N \end{bmatrix} \quad (۸)$$

$$MZ_{N \times 1} = \begin{bmatrix} M_1 Z_1 \\ M_2 Z_2 \\ \vdots \\ M_N Z_N \end{bmatrix} \quad (۹)$$

شکل ۳. رد پای عدم قطعیت برای یک مجموعه‌ی فازی نوع ۲ بازه‌یی.

شکل ۲. تابع عضویت ۳ بعدی مجموعه فازی نوع ۲.

کلی X با $\tilde{B}$ و به صورت رابطه‌ی ۱۷ نشان داده می‌شود:

$$\tilde{B} = \int_{x \in X} \left(\frac{\mu_{\tilde{B}}(x)}{x} \right) \quad (17)$$

که در آن، $\mu_{\tilde{B}}(x)$ بیان‌گر تابع عضویت ثانویه است و به صورت رابطه‌ی ۱۸ بیان می‌شود:

$$\mu_{\tilde{B}}(x) = \int_{u \in J_x} \left(\frac{f_x(u)}{u} \right), I_x \in [0, 1] \quad (18)$$

به گونه‌یی که $I_x, f_x(u)$ و u به ترتیب بیان‌گر درجه‌ی ثانویه، بازه‌ی تابع عضویت ثانویه و یک مجموعه‌ی فازی در بازه‌ی $[0, 1]$ هستند. تابع عضویت یک مجموعه‌ی فازی نوع ۲ به صورت سه بعدی تعریف می‌شود (شکل ۲) و بعد سوم، مقدار تابع عضویت در هر نقطه‌یی از فضای دو بعدی آن است، که به آن رد پای عدم قطعیت نیز (FOU) می‌گویند. هنگامی که به اِزاء تمامی مقادیر $u \in I$ مقدار $f_x(u)$ برابر با ۱ است، مجموعه‌ی فازی به دست آمده را می‌توان یک مجموعه‌ی فازی نوع ۲ بازه‌یی (ITVFS) نامید، که به صورت رابطه‌ی ۱۹ تعریف می‌شود:

$$\tilde{B} = \int_{x \in X} \left(\frac{\mu_{\tilde{B}}(x)}{x} \right) = \int_{x \in X} \left(\frac{\int_{u \in I_x} \left(\frac{1}{u} \right)}{x} \right), I_x \in [0, 1] \quad (19)$$

رابطه‌ی ۱۹ نشان می‌دهد که سیستم فازی نوع ۲ بازه‌یی، عدم قطعیت یک‌نواختی را در تابع عضویت اولیه توزیع می‌کند. سیستم فازی نوع ۲ بازه‌یی بر اساس توابع عضویت بالایی و پایینی تعریف می‌شود. در این گونه از سیستم‌های فازی، رد پای عدم قطعیت توسط توابع عضویت پایینی و بالایی (شکل ۳) تعریف می‌شود. این توابع عضویت هر یک به تنهایی، خود یک مجموعه‌ی فازی نوع ۱ هستند. رد پای عدم قطعیت بر اساس توابع عضویت بالایی و پایینی و به صورت رابطه‌ی ۲۰ بیان می‌شود:

$$FOU(\tilde{B}) = U_{x \in X} (\bar{\mu}_{\tilde{B}}(x), \underline{\mu}_{\tilde{B}}(x)) \quad (20)$$

به طور کلی می‌توان گفت که یک سیستم فازی نوع ۲ بازه‌یی، شامل اجزاء مختلفی مانند: فازی ساز، پایگاه قواعد فازی، موتور استنتاج فازی، کاهنده‌ی مرتبه و غیرفازی ساز است. شکل ۴، ساختار کلی این نوع از سیستم‌های فازی را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۴، ابتدا داده‌های قطعی توسط فازی‌ساز بر روی مجموعه‌های فازی نگاشت می‌شوند. در پژوهش حاضر از فازی‌ساز منفرد، که خروجی آن یک نقطه‌ی منفرد با درجه‌ی عضویت واحد است، استفاده شده است. داده‌های ورودی

شکل ۴. ساختار سیستم فازی نوع ۲ بازه‌یی.

پس از فازی شدن وارد موتور استنتاج می‌شوند و نتیجه‌ی حاصل از آن، مجموعه‌های فازی خروجی هستند. به عبارت دیگر می‌توان گفت که موتور استنتاج، قوانین فازی را با یکدیگر ترکیب می‌کند و نگاشتی از مجموعه‌های فازی ورودی به خروجی ارائه می‌دهد. با استفاده از ورودی‌های وارد به موتور استنتاج و عمل‌گرهای مقدم^۵، مجموعه‌ی آتش شده با توجه به رابطه‌ی ۲۱ به دست می‌آید:

$$F^j(X) = \prod_{i=1}^n \mu_{\tilde{F}^j}^i(x_j) \quad (21)$$

پارامترهای $\tilde{F}^j$ ، مجموعه‌های تالی فازی نوع ۱ یا نوع ۲ هستند. از آنجایی که در پژوهش حاضر سیستم‌های فازی نوع ۲ بررسی شده‌اند، مجموعه‌های ورودی آتش شده بر اساس توابع عضویت بالایی و پایینی تعریف می‌شوند (رابطه‌ی ۲۲):

$$F^j(X) = (\underline{f}^j(X), \bar{f}^j(X)) \quad (22)$$

مقادیر $\underline{f}^j(X)$ و $\bar{f}^j(X)$ با توجه به روابط ۲۳ و ۲۴ بیان می‌شوند. قابل توجه است که پارامتر * در روابط یاد شده بیان‌گر t -norm است:

$$\underline{f}^j(X) = \underline{\mu}_{\tilde{F}^1}^j * \underline{\mu}_{\tilde{F}^2}^j * \dots * \underline{\mu}_{\tilde{F}^n}^j \quad (23)$$

$$\bar{f}^j(X) = \bar{\mu}_{\tilde{F}^1}^j * \bar{\mu}_{\tilde{F}^2}^j * \dots * \bar{\mu}_{\tilde{F}^n}^j \quad (24)$$

در فرایند غیرفازی سیستم فازی نوع ۱، مجموعه‌های فازی به یک مقدار قطعی نگاشت می‌شوند. این فرایند در سیستم‌های فازی نوع ۲، اندکی پیچیده‌تر است. زیرا برای رسیدن به یک مقدار قطعی در این گونه از سیستم‌ها، نیاز به یک فرایند دو مرحله‌یی است (شکل ۳). در گام نخست (کاهنده‌ی مرتبه)، یک مجموعه‌ی فازی نوع ۲ به یک مجموعه‌ی فازی نوع ۱ تبدیل می‌شود. کاهنده‌ی مرتبه، نخستین

در مطالعه‌ی حاضر، کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازویی با استفاده از ۲ متغیر ورودی (تغییر مکان و سرعت بام سازه) که هر یک ۳ تابع عضویت بالایی و پایینی دارند، طراحی شده است. می‌توان توابع عضویت مربوط به متغیرهای ورودی و خروجی را در شکل ۶ مشاهده کرد. در پژوهش حاضر، قوانین استنتاج توسط اطلاعات کارشناسان خبره تهیه و در جدول ۱ ارائه شده‌اند. متغیرهای فازی مورد استفاده برای توصیف فضای فازی در جدول ۲ تعریف شده‌اند.

با توجه به شکل ۶، H_i و L_i ، $(i = z, n, p)$ ، پارامترهای مربوط به متغیرهای ورودی و H_m و m ، پارامترهای مربوط به متغیر خروجی هستند.

۵. مثال عددی

برای ارزیابی عملکرد سیستم کنترلی پیشنهادی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، از ۳ ساختمان ۵، ۱۱ و ۱۵ طبقه‌ی برشی به همراه میراگر جرمی فعال در تراز بام استفاده شده است. مقادیر جرم، سختی و میرایی طبقات سازه‌های مزبور در جدول‌های ۳ الی ۵ ذکر شده است.^[۱۵] همچنین پارامترهای جرم، میرایی و نسبت بسامد ATMD، در سازه‌های مختلف را می‌توان در جدول ۶ مشاهده کرد^[۱۵] و نیز کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ مقدار بازویی برای تولید نیروی کنترل در آن استفاده

شکل ۶. توابع عضویت متغیرهای ورودی و خروجی.

جدول ۱. قوانین استنتاج.

سرعت			تغییر مکان
P	Z	N	
PS	PM	PB	N
NS	Z	PS	Z
NB	NM	NS	P

بار توسط برخی پژوهشگران،^[۲۷-۲۵] پیشنهاد شد. در پژوهشی در سال ۱۹۹۸،^[۲۶] ۵ روش مختلف کاهش مرتبه پیشنهاد شده است. از بین روش‌های کاهنده‌ی مرتبه‌ی روش مرکز مجموعه‌ها (COS)^۶ به طور وسیعی استفاده شده است، که علت این امر را می‌توان در سادگی روش مذکور دانست. کاهنده‌ی مرتبه‌ی مرکز مجموعه‌ها، یک مجموعه‌ی بازویی است که توسط نقاط چپ و راست انتهایی تعیین می‌شود (رابطه ۲۵).

$$Y_{COS}[y_1, y_r] = \int_{\theta_1} \dots \int_{\theta_M} \int_{f_1} \dots \int_{f_M} \left(\frac{1}{\left(\frac{\sum_{j=1}^M f_j \cdot \theta_j}{\sum_{j=1}^M f_j} \right)} \right) \quad (25)$$

پارامترهای $f_j \in F_j = (f_j(X), \bar{f}_j(X))$ و θ_j نشان‌دهنده‌ی مرکز مجموعه‌ی تالی زام هستند. در پژوهشی در سال ۱۹۹۸،^[۲۶] برای محاسبه‌ی نقاط انتهایی، دو الگوریتم پیشنهادی ارائه شده است، که به الگوریتم تکراری KM مشهور است.^[۲۷] گرچه الگوریتم مذکور، یک فرایند تکراری است، ولی بسیار سریع عمل می‌کند. گام دوم فرایند خروجی، که بلافاصله بعد از فرایند کاهش مرتبه صورت می‌گیرد، غیر فازی‌سازی است. از آنجایی که یک مجموعه‌ی فازی نوع ۲ بازویی کاهش یافته، معمولاً شامل یک بازه‌ی محدود از اعداد است، مقدار غیر فازی‌شده، میانگین ۲ نقطه‌ی انتهایی بازه‌ی مذکور است و به صورت رابطه‌ی ۲۶ نمایش داده می‌شود:

$$y = \left[\frac{y_1 + y_r}{2} \right] \quad (26)$$

۴. طراحی کنترل‌کننده‌ی منطق فازی نوع ۲ بازویی

به طور خلاصه می‌توان فلوچارت مربوط به نحوه‌ی عملکرد کنترل‌کننده‌ی فازی نوع بازویی را در شکل ۵ نمایش داد. پس از اعمال زلزله به سازه، پاسخ‌های بام توسط حس‌گرها دریافت و جهت تحلیل در کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازویی، با مقدار مرجع مقایسه می‌شوند. اگر قدرمطلق مقدار پاسخ‌ها از مقدار مرجع بیشتر باشد، کنترل‌کننده فعال می‌شود.

مقدار مرجع در پژوهش حاضر برابر با صفر در نظر گرفته شده است.^[۲۳] به عبارت دیگر، در صورت دریافت کوچک‌ترین پاسخی از سازه در زلزله و گذرکردن آن از وضعیت تعادل و پاسخ‌های مرجع صفر، کنترل‌کننده وارد عمل می‌شود و فرمان ایجاد نیروی کنترلی مورد نیاز در میراگر جرمی فعال صادر می‌شود، تا نیروی مذکور از افزایش پاسخ سازه و انحراف آن از وضعیت مرجع جلوگیری کند. عملکرد کنترل‌کننده هنگامی متوقف می‌شود که پاسخ‌های دریافتی از سازه به سمت مقدار مرجع صفر میل کنند.

شکل ۵. الگوریتم کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازویی.

جدول ۲. متغیرهای فازی.

ورودی			خروجی						
P	Z	N	PB	PM	PS	Z	NS	NM	NB
تعریف									
مثبت	صفر	منفی	مثبت بزرگ	مثبت متوسط	مثبت کوچک	صفر	منفی کوچک	منفی متوسط	منفی بزرگ

جدول ۴. خصوصیات سازه‌ی ساختمان ۱۱ طبقه.

طبقه	جرم (kg)	سختی (N/m)	میرایی (N.s/m)
۱	۲۱۵۳۷۰	۴٫۶ e۸	۱٫۸۱ e۶
۲	۲۰۱۷۵۰	۴٫۷۶ e۸	۱٫۶۹ e۶
۳	۲۰۱۷۵۰	۴٫۷۶ e۸	۱٫۶۹ e۶
۴	۲۰۰۹۳۰	۴٫۵ e۸	۱٫۶۹ e۶
۵	۲۰۰۹۳۰	۴٫۵ e۸	۱٫۶۹ e۶
۶	۲۰۰۹۳۰	۴٫۵ e۸	۱٫۶۳ e۶
۷	۲۰۳۱۸۰	۴٫۵ e۸	۱٫۶۳ e۶
۸	۲۰۲۹۱۰	۴٫۳۷ e۸	۱٫۵۸ e۶
۹	۲۰۲۹۱۰	۴٫۳۷ e۸	۱٫۵۸ e۶
۱۰	۱۷۶۱۰۰	۴٫۳۷ e۸	۱٫۵۸ e۶
۱۱	۶۶۲۳۰	۳٫۱۲ e۸	۱٫۱۳ e۶

جدول ۵. خصوصیات سازه‌ی ساختمان ۱۵ طبقه.

طبقه	جرم (kg)	سختی (N/m)	میرایی (N.s/m)
۱	۴۵۰۰۰۰	۱۸۰۵۰۰۰۰	۲۶۱۷۰
۲	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۳	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۴	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۵	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۶	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۷	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۸	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۹	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۱۰	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۱۱	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۱۲	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۱۳	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۱۴	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰
۱۵	۳۴۵۶۰۰	۳۴۰۴۰۰۰۰۰	۲۹۳۷۰۰

جدول ۶. خصوصیات میراگر جرمی.

نوع ساختمان	m_d	c_d	k_d
۵ طبقه	۱۰۸۰۰۰	۱۵۱۵۰۰	۳۷۵۰۰۰۰
۱۱ طبقه	۶۲۱۹۰	۶۰۷۶۴	۳۰۲۹۱۲۵
۱۵ طبقه	۱۰۴۹۱۸	۵۹۷۰۰۰	۲۸۰۰۰۰

جدول ۳. خصوصیات سازه‌ی ساختمان ۵ طبقه.

طبقه	جرم (kg)	سختی (N/m)	میرایی (N.s/m)
۱	۳۶۰۰۰۰	۶۵۰۰۰۰۰۰۰	۶۲۰۰۰۰۰۰
۲	۳۶۰۰۰۰	۶۵۰۰۰۰۰۰۰	۶۲۰۰۰۰۰۰
۳	۳۶۰۰۰۰	۶۵۰۰۰۰۰۰۰	۶۲۰۰۰۰۰۰
۴	۳۶۰۰۰۰	۶۵۰۰۰۰۰۰۰	۶۲۰۰۰۰۰۰
۵	۳۶۰۰۰۰	۶۵۰۰۰۰۰۰۰	۶۲۰۰۰۰۰۰

شکل ۷. مدل سیمولینک سازه به همراه میراگر جرمی فعال.

شده است. تحلیل و شبیه‌سازی مربوط به پژوهش حاضر توسط نرم‌افزار متلب و جعبه‌ی ابزار سیمولینک انجام شده است (شکل ۷).

در پژوهش حاضر، جهت بررسی روش کنترلی از ۳ زمین‌لرزه‌ی میدان دور و ۳ زمین‌لرزه‌ی میدان نزدیک استفاده شده است. زلزله‌های مورد استفاده عبارت‌اند از: ال‌سنتر، هاجینوه، کوبه، نورث‌ریج، کرن - کانتی و کوالینگا. مقدار بیشینه‌ی شتاب پایه مربوط به ۶ زلزله‌ی مذکور به ترتیب عبارت‌اند از $0.3417g$ ، $0.225g$ ، $0.8267g$ ، $0.8178g$ ، $0.178g$ و $0.84g$ در پژوهش حاضر از ۶ زلزله‌ی یاد شده به صورت مقیاس شده استفاده شده است. به عبارت دیگر، زلزله‌های: ال‌سنتر، هاجینوه، کرن - کانتی و کوالینگا با محتوای واقعی آن و زلزله‌های کوبه و نورث‌ریج به ترتیب با 40% و 30% محتوای واقعی استفاده شده است. [۲۲] می‌توان شتاب نگاشت‌های مربوط به ۶ زلزله‌ی مذکور را در شکل ۸ مشاهده کرد. در پژوهش حاضر برای بررسی اندرکنش خاک و سازه از ۲ بستر خاک نرم و سخت استفاده شده است. مشخصات مربوط به خاک‌ها در جدول ۷ ارائه شده است. [۲۴]

در ادامه، به ارائه‌ی نتایج پاسخ‌های کنترل نشده و کنترل شده با میراگر جرمی

جدول ۷. مقادیر سختی و میرایی در دو نوع خاک نرم و سخت.

نوع خاک	سختی انتقالی	سختی دورانی	میرایی انتقالی	میرایی دورانی
	$K_s(N/m)$	$K_r(N/m)$	$C_s(N.s/m)$	$C_r(N.s/m)$
نرم	1.1×10^9	1.43×10^{11}	7.48×10^7	2.47×10^9
سخت	3.31×10^{10}	3.63×10^{12}	4.99×10^8	1.65×10^{10}

فعال، در بسترهای تکیه‌گاهی مختلف پرداخته شده است. پاسخ‌های مذکور در دو دسته تغییرمکان و شتاب و در ۳ سازه ۵، ۱۱ و ۱۵ طبقه بررسی شده است.

۱.۵. ساختمان ۵ طبقه

در نخستین مثال عددی، به بررسی رفتار یک ساختمان ۵ طبقه‌ی برشی در حالات کنترلی و بسترهای تکیه‌گاهی مختلف پرداخته شده است، که مشخصات آن در جدول ۳ ارائه شده است.^[۴] می‌توان پیشینه‌ی تغییرمکان طبقات در حالات کنترلی مختلف و زلزله‌های متفاوت را در شکل ۹ مشاهده کرد. با مقایسه‌ی پاسخ‌های کنترل نشده می‌توان دریافت که در تمامی زلزله‌ها، پاسخ‌های مربوط به خاک سخت، بسیار نزدیک به نتایج بستر ثابت است. این در حالی است که با کاهش سختی خاک بستر و افزایش استهلاک انرژی ناشی از آن، خاک نرم در زیر سازه همانند یک جداساز لرزه‌یی عمل می‌کند. قابل توجه است که طی این فرایند، تغییرمکان‌های نسبی سازه، کاهش قابل ملاحظه‌یی در طبقات مختلف از خود نشان می‌دهند. که کاهش مذکور پاسخ در بام سازه، بیشترین مقدار را داشته و در زلزله‌های: ال‌سترو، هاجینوهه، کرن - کانتی، کوالینگا، کوبه و نورثریج به ترتیب برابر با 5.6% ، 10.7% ، 26% ، 4.5% ، 21% و 22.7% بوده است. با توجه به داده‌های یاد شده می‌توان دریافت که بیشترین کاهش پاسخ کنترل نشده در خاک نرم مربوط به زلزله‌ی میدان دور کرن - کانتی و کمترین کاهش پاسخ مربوط به زلزله‌ی میدان نزدیک کوالینگا بوده است.

با قرارگیری میراگر جرمی فعال در بام سازه، پاسخ‌های طبقات در بسترهای تکیه‌گاهی مختلف، کاهش قابل توجهی از خود نشان می‌دهند. با وجود این، رفتار میراگر جرمی فعال با کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی در خاک نرم و سخت متفاوت با یکدیگر است. به عبارت دیگر، میراگر جرمی فعال در خاک نرم، سبب کاهش پاسخ بیشتری در طبقات می‌شود. کاهش پاسخ کنترل شده در خاک نرم نسبت به خاک سخت در ۶ زلزله‌ی: ال‌سترو، هاجینوهه، کرن - کانتی، کوالینگا، کوبه و نورثریج به ترتیب برابر با 4.3% ، 14.9% ، 15.4% ، 2% ، 14.3% و 11.1% است. با توجه به درصد کاهش‌های مذکور می‌توان دریافت که کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ در زلزله‌ی میدان دور کرن - کانتی، سبب بیشترین کاهش پاسخ و در زلزله‌ی میدان نزدیک کوالینگا، سبب کمترین کاهش پاسخ در خاک نرم نسبت به سخت می‌شود. علت تفاوت ناچیز عملکرد کنترل‌کننده در زلزله‌ی کوالینگا در دو بستر سخت و نرم را می‌توان در شتاب بالای زلزله‌ی مذکور و اعمال آن در بازه‌ی زمانی نسبتاً کوتاه دانست. به گونه‌یی که عملکرد کنترل‌کننده در دو خاک مختلف، تفاوت چشم‌گیری نخواهد داشت.

همچنین می‌توان شتاب پیشینه‌ی طبقات را در نمودارهای موجود در شکل ۱۰ مشاهده کرد. با بررسی نمودارهای یاد شده می‌توان دریافت که پیشینه‌ی شتاب کنترل‌نشده‌ی طبقات، رفتاری مشابه با پیشینه‌ی پاسخ‌های تغییرمکان در بسترهای تکیه‌گاهی مختلف دارد. به عبارت دیگر، شتاب کنترل‌نشده‌ی پیشینه‌ی طبقات در بستر سخت و ثابت مشابه یکدیگر است و با نرم شدن خاک زیر ساختمان، پاسخ‌های

شکل ۸. شتاب نگاشت‌های مقیاس شده.

شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشاهده کرد. در بخش کنونی، ابتدا به بررسی پاسخ‌های کنترل‌نشده در بسترهای تکیه گاهی مختلف پرداخته شده است. در این حالت نیز مشابه نتایج ساختمان ۵ طبقه، پاسخ‌های مربوط به خاک سخت در تمامی زلزله‌ها، بسیار نزدیک به نتایج بستر ثابت است. با نرم‌تر شدن خاک زیر سازه، تغییرمکان‌های نسبی کنترل‌نشده‌ی طبقات کاهش یافته‌اند، که کاهش مذکور، در بام سازه بیشترین مقدار را دارد و در زلزله‌های: ال‌سنتر، هاجینوهه، کرن - کانتی، کوالینگا، کوبه و نورث‌ریج به ترتیب برابر با $۱۰/۳\%$ ، $۹/۱\%$ ، $۲۷/۲\%$ ، $۱۷/۶\%$ ، $۹/۹\%$ و $۱۳/۵\%$ نسبت به خاک سخت بوده است. در گام دوم مثال دوم، به بررسی تغییرمکان‌های کنترل‌نشده‌ی طبقات در بسترهای تکیه‌گاهی مختلف پرداخته شده است.

با بررسی نمودارهای موجود در شکل ۱۱ می‌توان دریافت که میراگر جرمی فعال، عملکرد بهتری در خاک نرم دارد و سبب کاهش پاسخ بیشتری در طبقات می‌شود. کاهش پاسخ کنترل‌نشده در خاک نرم نسبت به خاک سخت در ۶ زلزله‌ی: ال‌سنتر، هاجینوهه، کرن - کانتی، کوالینگا، کوبه و نورث‌ریج به ترتیب برابر با $۱۹/۱\%$ ، $۱۷/۱\%$ ، $۱۴/۶\%$ ، $۱۱/۵\%$ ، $۸/۸\%$ و $۳/۳\%$ بوده است. با توجه به درصد کاهش‌های مذکور می‌توان دریافت که کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ در زلزله‌های میدان دور، سبب کاهش پاسخ بیشتری در خاک نرم نسبت به خاک سخت می‌شود. به عبارت دیگر، تأثیر نوع خاک بستر در رفتار کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی در زلزله‌های میدان دور، اهمیت قابل توجهی دارد.

پس از تحلیل نتایج تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات، در ادامه به بررسی پاسخ‌های بیشینه‌ی شتاب در ساختمان ۱۱ طبقه پرداخته شده است. می‌توان نتایج به دست آمده را در نمودارهای موجود در شکل ۱۲ مشاهده کرد. با بررسی نمودارهای یاد شده می‌توان دریافت که بیشینه‌ی شتاب طبقات نیز رفتاری مشابه با بیشینه‌ی تغییرمکان در بسترهای تکیه‌گاهی مختلف دارند. به طور خلاصه، نتایج مربوط به درصد کاهش پاسخ‌های تغییرمکان و شتاب بام در خاک نرم نسبت به سخت برای دو حالت کنترل‌نشده و کنترل‌شده در جدول ۱۰ ارائه شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در جدول ۱۰ می‌توان دریافت که بیشترین کاهش پاسخ کنترل‌نشده و کنترل‌شده‌ی شتاب در زلزله‌ی میدان نزدیک کوالینگا رخ می‌دهد. همچنین با توجه به نمودارهای موجود در شکل ۱۱ می‌توان پاسخ‌های کنترل‌شده‌ی تغییرمکان را با مقادیر کنترل‌نشده‌ی آن در دو بستر نرم و سخت با یکدیگر مقایسه کرد. به عنوان مثال و در جدول ۱۱، بیشینه‌ی مقدار کاهش پاسخ‌های تغییرمکان بام سازه، در دو نوع خاک سخت و نرم و در زلزله‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با بررسی مقادیر موجود در جدول ۱۱ می‌توان نتیجه گرفت که در بیشتر زلزله‌ها، درصد کاهش پاسخ کنترل‌شده نسبت به کنترل‌نشده در خاک سخت، بیشتر از مقدار مشابه آن در خاک نرم است. همچنین با توجه به نتایج جدول ۱۱ می‌توان دریافت که بیشترین کاهش پاسخ در هر دو نوع خاک، مربوط به زلزله‌ی میدان دور هاجینوهه و کمترین کاهش پاسخ، مربوط به زلزله‌ی میدان نزدیک نورث‌ریج بوده است.

مذکور کاهش چشم‌گیری را از خود نشان می‌دهند. کاهش پاسخ‌های کنترل‌نشده‌ی شتاب در خاک نرم نسبت به سخت در زلزله‌های: ال‌سنتر، هاجینوهه، کرن - کانتی، کوالینگا، کوبه و نورث‌ریج به ترتیب برابر با $۶/۳\%$ ، $۳/۹\%$ ، $۵/۹\%$ ، $۱/۶\%$ ، $۲۰/۵\%$ و $۲۱/۳\%$ بوده است. روند ذکر شده‌ی کاهش پاسخ در بستر نرم نسبت به سخت را در پاسخ‌های کنترل‌شده‌ی شتاب نیز می‌توان مشاهده کرد. به عبارت دیگر، با افزایش انعطاف‌پذیری خاک، میراگر فعال با کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی سبب کاهش پاسخ شتاب بیشتری در طبقات سازه می‌شود. بیشینه‌ی کاهش پاسخ در بام سازه رخ می‌دهد و برای زلزله‌های یاد شده به ترتیب برابر با $۱۲/۱\%$ ، $۸/۹\%$ ، $۸/۸\%$ ، $۹/۳\%$ و $۱۲/۶\%$ است.

می‌توان به طور خلاصه، نتایج مربوط به درصد کاهش پاسخ تغییرمکان و شتاب بام سازه در خاک نرم نسبت به سخت را در حالات مختلف کنترلی و زلزله‌های متفاوت در جدول ۸ مشاهده کرد. همچنین با مقایسه‌ی تغییرمکان‌های کنترل‌شده‌ی طبقات با مقدار کنترل‌نشده‌ی آن در دو بستر تکیه‌گاهی سخت و نرم می‌توان دریافت که درصد کاهش پاسخ‌های کنترل‌شده نسبت به کنترل‌نشده در خاک سخت، بیشتر از مقدار مشابه آن در خاک نرم است و می‌توان بیشینه‌ی مقدار آن‌ها را در بام سازه و در دو نوع خاک سخت و نرم را برای زلزله‌های: ال‌سنتر، هاجینوهه، کرن - کانتی، کوالینگا، کوبه و نورث‌ریج در جدول ۹ مشاهده کرد.

۲.۵. ساختمان ۱۱ طبقه

در دومین مثال عددی از یک سازه‌ی ۱۱ طبقه‌ی برشی استفاده شده است، که مشخصات مربوط به آن در جدول ۴ ارائه شده است.^[۱۵] می‌توان بیشینه‌ی تغییرمکان و شتاب طبقات در حالات کنترلی مختلف و زلزله‌های متفاوت را به ترتیب در جدول ۸. درصد کاهش پاسخ تغییرمکان و شتاب در خاک نرم نسبت به سخت در تراز بام سازه‌ی ۵ طبقه.

زلزله	سازه‌ی کنترل نشده		سازه‌ی کنترل شده	
	درصد کاهش پاسخ خاک نرم به سخت			
	تغییرمکان	شتاب	تغییرمکان	شتاب
ال سنتر	۵/۶	۶/۳	۴/۳	۱۲
هاجینوهه	۱۰/۷	۳/۹	۱۴/۹	۸/۹
کرن - کانتی	۲۶	۵/۹	۱۵/۴	۸
کوالینگا	۴/۵	۱/۶	۲	۹/۳
کوبه	۲۱	۲۰/۵	۱۴/۳	۱۲/۶
نورث‌ریج	۲۲/۷	۲۱/۳	۱۱/۱	۱۹/۶

جدول ۹. درصد کاهش پاسخ تغییرمکان کنترل‌شده نسبت به کنترل‌نشده در بسترها و زلزله‌های متفاوت در تراز بام سازه ۵ طبقه.

نوع خاک	زلزله				
	ال سنتر	هاجینوهه	کرن - کانتی	کوالینگا	کوبه
درصد کاهش پاسخ کنترل شده نسبت به کنترل نشده					
سخت	۳۱/۲	۲۵/۷	۳۳/۹	۳۵/۷	۲۲/۹
نرم	۲۹/۲	۲۹/۹۲	۱۳/۱	۳۴/۹	۱۶/۷

شکل ۱۱. تغییر مکان بیشینه‌ی طبقات سازه ۱۱ طبقه در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده در زلزله‌ها و خاک‌های مختلف.

شکل ۱۲. شتاب بیشینه‌ی طبقات سازه‌ی ۱۱ طبقه در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده در زلزله‌ها و خاک‌های مختلف.

شکل ۱۳. تغییر مکان بیشینه‌ی طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده در زلزله‌ها و خاک‌های مختلف.

است. با توجه به مشخصات ساختمان مذکور، که در جدول ۵ ارائه شده است، می‌توان مشاهده کرد که سختی و میرایی طبقه‌ی اول سازه‌ی مذکور، مقدار کمتری نسبت به سایر طبقات دارد، که این امر سبب افزایش تغییر مکان‌های سازه در طبقات پایینی شده است. می‌توان در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، تغییر مکان و شتاب بیشینه‌ی کنترل نشده و کنترل شده‌ی طبقات در زلزله‌های مختلف را مشاهده کرد. با بررسی نمودارهای مذکور می‌توان دریافت که با وجود افزایش ارتفاع سازه، بیشینه‌ی پاسخ طبقات ساختمان در بستر سخت، مشابه پاسخ بیشینه‌ی طبقات در بستر ثابت است. این در حالی است که با انعطاف پذیرتر شدن هرچه بیشتر خاک زیر سازه، تغییراتی در پاسخ‌های تغییر مکان و شتاب رخ می‌دهد. می‌توان نتایج مربوط به درصد کاهش پاسخ بام سازه در خاک نرم نسبت به سخت را در حالات کنترلی و زمین لرزه‌های مختلف در جدول ۱۲ مشاهده کرد.

با توجه به داده‌های ارائه شده در جدول مذکور می‌توان دریافت که با کاهش سختی خاک بستر، بیشینه‌ی تغییر مکان بام سازه در دو حالت کنترل نشده و کنترل شده کاهش می‌یابد. این گرایش در پاسخ‌های شتاب و در زلزله‌های میدان نزدیک در سازه‌ی ۱۵ طبقه، اندکی متفاوت است. به عبارت دیگر، با انعطاف پذیرتر شدن خاک

جدول ۱۰. درصد کاهش پاسخ تغییر مکان و شتاب در خاک نرم نسبت به سخت در تراز بام سازه‌ی ۱۱ طبقه.

زلزله	سازه‌ی کنترل نشده		سازه‌ی کنترل شده	
	درصد کاهش پاسخ	شتاب	درصد کاهش پاسخ	شتاب
ال سنتر	۱۰/۳	۴/۶	۱۹	۶/۲
هاچینوه	۹/۱	۴/۹	۱۷	۳/۸
کرن - کانتی	۲۷	۱۲	۱۴/۶	۸
کوالینگا	۱۷/۷	۱۶/۳	۱۱/۵	۸/۹
کوبه	۹/۹	۶	۸	۶
نورث ریچ	۱۳/۵	۸/۴	۳	۳/۲

۳.۵. ساختمان ۱۵ طبقه.

در آخرین مثال عددی به بررسی رفتار یک ساختمان ۱۵ طبقه‌ی برشی پرداخته و تأثیر جنس خاک بستر در پاسخ‌های سازه در حالات مختلف کنترلی مطالعه شده

جدول ۱۱. درصد کاهش پاسخ تغییر مکان کنترل شده نسبت به کنترل نشده در بسترها و زلزله‌های متفاوت در تراز بام سازه‌ی ۱۱ طبقه.

نوع خاک	زلزله				
	ال سنتر	هاچینوه	کرن - کانتی	کوالینگا	کوبه
درصد کاهش پاسخ کنترل شده نسبت به کنترل نشده					
سخت	۴۵/۴	۵۰/۶	۳۴/۹	۲۹/۷	۴۷/۶
نرم	۵۰/۳	۵۴/۸	۲۳/۸	۲۴	۴۶/۷

شکل ۱۴. شتاب بیشینه‌ی طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده در زلزله‌ها و خاک‌های مختلف.

می‌توان در جدول ۱۳، بیشینه‌ی مقدار کاهش پاسخ‌های به دست آمده در بام سازه را در دو نوع خاک سخت و نرم و در زلزله‌های مختلف مشاهده کرد. با بررسی نتایج ارائه شده در جدول ۱۳ می‌توان دریافت که درصد کاهش پاسخ تغییرمکان در دو نوع خاک نرم و سخت، تقریباً مشابه یکدیگر است.

جدول ۱۲. درصد کاهش پاسخ تغییرمکان و شتاب در خاک نرم نسبت به سخت در تراز بام سازه‌ی ۱۵ طبقه.

زلزله	سازه‌ی کنترل نشده		سازه‌ی کنترل شده	
	درصد کاهش پاسخ خاک نرم به سخت		درصد کاهش پاسخ خاک نرم به سخت	
	تغییر مکان	شتاب	تغییر مکان	شتاب
ال سنتر	۵٫۲	۱	۴	-۷
هاچینوهه	۵٫۴	۵٫۳	۵٫۴	۰
کرن - کانتی	-۲٫۲	۱۸	۵٫۳	۹٫۵
کوالینگا	۴٫۷	-۱	۴٫۳	-۲٫۵
کوبه	۰٫۵	۰	۱٫۵	-۴
نورث ریچ	۵٫۳	-۱٫۵	۶٫۸	-۳٫۳

۶. نتیجه‌گیری

نوشتار حاضر، نخستین پژوهش انجام شده بر روی کنترل‌کننده‌ی فازی نوع ۲ بازه‌ی (IT²FLC) در میراگر جرمی فعال (ATMD) با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه برای کنترل لرزه‌ی ساختمان‌هاست. به سخن دیگر می‌توان گفت که در پژوهش‌های انجام گرفته در گذشته بر روی میراگرهای جرمی، کمتر به بررسی تأثیر خاک زیر سازه در رفتار آن پرداخته شده است. در نوشتار حاضر، جهت شناخت هر چه بیشتر تأثیر خاک بستر در رفتار سازه‌ی کنترل‌نشده و نیز کنترل‌شده، از ۳ سازه‌ی ۵، ۱۱ و ۱۵ طبقه‌ی برشی به همراه میراگر جرمی فعال در تراز بام استفاده شده است. سازه‌های مذکور تحت اثر شتاب پایه‌های مختلفی تحلیل و نتایج قابل توجهی حاصل شده است، که در ادامه به صورت خلاصه بیان می‌شود:

- با نرم‌تر شدن خاک بستر، پاسخ‌های کنترل‌نشده و کنترل‌شده‌ی تغییرمکان و شتاب کاهش می‌یابند. این کاهش پاسخ در بام سازه، به میزان بیشینه است.
- کاهش پاسخ کنترل‌نشده‌ی تغییرمکان طبقات در خاک نرم نسبت به خاک سخت، بیشتر از مقدار مشابه در پاسخ شتاب است. به عنوان مثال، این کاهش در تغییرمکان بیشینه‌ی بام در سازه‌ی ۱۱ طبقه و در زلزله‌های میدان دور ال سنتر، هاچینوهه

بستر در زلزله‌های میدان نزدیک، برخلاف تصور شتاب بیشینه‌ی بام سازه افزایش یافته است. این در حالی است که در بیشتر زلزله‌های میدان دور، بیشینه‌ی شتاب طبقات سازه، رفتاری مشابه با بیشینه‌ی پاسخ‌های تغییرمکان داشته و با کاهش سختی خاک، مقدار آن نیز کاهش یافته است. بیشترین مقدار کاهش پاسخ شتاب خاک نرم نسبت به سخت، مربوط به زلزله‌ی میدان دور کرن - کانتی بوده و در دو حالت کنترل‌نشده و کنترل‌شده، به ترتیب برابر با ۱۸٪ و ۹٫۵٪ شده است. در آخرین گام از بررسی آخرین مثال عددی به مقایسه‌ی پاسخ‌های کنترل‌شده در خاک نرم و سخت با مقادیر مشابه آن در حالت کنترل‌نشده پرداخته شده است.

جدول ۱۳. درصد کاهش پاسخ کنترل شده نسبت به کنترل نشده آن در بسترها و زلزله های متفاوت در تراز بام سازه ی ۱۵ طبقه.

نوع خاک	زلزله					
	ال سنتر و هاجینوهه	کرن - کانتی	کوالینگا	کوبه	نورث ریج	
	درصد کاهش پاسخ کنترل شده نسبت به کنترل نشده					
سخت	۲۴/۴	۲۵/۰	۵۸/۰	۳۲/۶	۳۹/۷	۲۲/۷
نرم	۲۳/۸	۲۵/۱	۶۱	۳۲/۷	۴۰/۶	۲۳/۷

به ساختمان ۱۱ طبقه بوده و مقدار آن برابر با ۱۹٪ و در زلزله ی میدان دور ال سنتر و است.

- بیشترین کاهش پاسخ کنترل شده ی شتاب خاک نرم نسبت به سخت، در سازه ی ۵ طبقه رخ می دهد و مقدار آن برابر با ۱۹/۶٪ و در زلزله ی نورث ریج است.
- کمترین کاهش پاسخ های کنترل شده ی تغییر مکان و شتاب خاک نرم نسبت به سخت، مربوط به ساختمان ۱۵ طبقه است.
- در بیشتر زمین لرزه ها، کاهش پاسخ های کنترل شده نسبت به حالت کنترل نشده ی آن در خاک سخت، بیشتر از خاک نرم است.

و کرن کانتی برابر با ۱۲٪ و در زلزله های میدان نزدیک کوبه، نورث ریج و کوالینگا برابر با ۱۳/۷٪ بوده است. این در حالی است که مقادیر مشابه در پاسخ های شتاب به ترتیب برابر با ۷/۲٪ و ۱۰/۲٪ بودند.

- با بررسی پاسخ های کنترل شده ی طبقات می توان دریافت که تأثیر میراگر جرمی فعال با کنترل کننده فازی نوع ۲ (IT۲FLC) در خاک نرم افزایش می یابد و سبب کاهش پاسخ بیشتری نسبت به خاک سخت می شود.
- بیشترین کاهش پاسخ کنترل شده ی تغییر مکان خاک نرم نسبت به سخت، مربوط

پانویس ها

1. Tuned mass damper
2. Active tuned mass damper
3. foot print of uncertainty
4. interval type 2 fuzzy system
5. antecedent operations
6. center of set

منابع (References)

1. Warburton, G.B. "Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **10**(3), pp. 381-401 (1982).
2. Villaverde, R. "Reduction seismic response with heavily-damped vibration absorbers", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **13**(1), pp. 33-42 (1985).
3. Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W. and Chung, R.M. "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **26**(6), pp. 617-635 (1997).
4. Rana, R. and Soong, T.T. "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, **20**(3), pp. 193-204 (1998).
5. Marano, G.C., Greco, R. and Sgobba, S. "A comparison between different robust optimum design approaches: application to tuned mass dampers", *Probabilistic Engineering Mechanics*, **25**(1), pp. 108-118 (2010).
6. Bekdas, G. and Nigdeli, S.M. "Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search", *Engineering Structures*, **33**(9), pp. 2716-2723 (2011).
7. Nigdeli, S. M. and Bekdas, G. "Optimum tuned mass damper design for preventing brittle fracture of RC buildings", *Smart Structures and Systems, An Int'l Journal*, **12**(2), pp. 137-155 (2013).
8. Farshidianfar, A. and Soheili, S. "Ant colony optimization of tuned mass dampers for earthquake oscillations of high-rise structures including soil-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **51**(0), pp. 14-22 (2013).
9. Hessamoddin Meshkat Razavi, H.S. "Optimum Parameters for Tuned Mass Damper Using Shuffled Complex Evolution (SCE) Algorithm", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, (CEIJ) **48**(1), 83-100 (2015).
10. Yao, J.T.P. "Concept of Structural Control", *Structural Division*, **98**(7), pp. 1567-1574 (1972).
11. Chang, J.C.H. and Soong, T.T. "Structural control using active tuned mass dampers", *Engineering Mechanics Division*, **106**(6), PP. 1091-1098 (1980).
12. Abdel-Rohman, M. "Effectiveness of active TMD for buildings control", *Transactions of the Canadian Society for Mechanical Engineering*, **8**(4), pp. 179-184 (1984).
13. Battaini, M., Casciati, F. and Faravelli, L. "Controlling wind response through a fuzzy controller", *Engineering Mechanics*, **130**(4), pp. 486-491 (2004).
14. Al-Dawod, M., Samali, B., Kwok, K. and Naghdy, F. "Fuzzy controller for seismically excited nonlinear buildings", *Engineering Mechanics*, **130**(4), pp. 407-415 (2004).

15. Pourzeynali, S., Lavasani, H.H. and Modarayi, A.H. "Active control of high rise building structures using fuzzy logic and genetic algorithms", *Engineering Structures*, **29**(3), pp. 346-357 (2007).
16. Guclu, R. and Yazici, H. "Seismic-vibration mitigation of a nonlinear structural system with an ATMD through a fuzzy PID controller", *Nonlinear Dynamics*, **58**(3), pp. 553-564 (2009).
17. Venanzi, I., Ubertini, F. and Materazzi, A.L. "Optimal design of an array of active tuned mass dampers for wind-exposed high-rise buildings", *Structural Control and Health Monitoring*, **20**(6), pp. 903-917 (2013).
18. Shariatmadar, H., Golnargesi, S. and Akbarzadeh Totonchi, M.R. "Vibration control of buildings using ATMD against earthquake excitations through interval type-2 Fuzzy Logic Controller", *Asian Journal of Civil Engineering - Building And Housing*, **15**(3), pp. 321-338 (2014).
19. Li, C., Li, J. and Qu, Y. "An optimum design methodology of active tuned mass damper for asymmetric structures", *Mechanical Systems and Signal Processing*, **24**(3), pp. 746-765 (2010).
20. Shariatmadar, H. and Razavi, H.M. "Seismic control response of structures using an ATMD with fuzzy logic controller and PSO method", *Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal*, **51**(4), pp. 547-564 (2014).
21. Battaini, M., Casciati, F. and Faravelli, L. "Fuzzy control of structural vibration. An active mass system driven by a fuzzy controller", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **27**(11), pp. 1267-1276 (1998).
22. Al-Dawod, M., Samali, B. and Li, J. "Experimental verification of an active mass driver system on a five-storey model using a fuzzy controller", *Structural Control and Health Monitoring*, **13**(5), pp. 917-943 (2006).
23. Guclu, R. and Yazici, H. "Vibration control of a structure with ATMD against earthquake using fuzzy logic controllers", *Sound and Vibration*, **318**(1-2), pp. 36-49 (2008).
24. Wolf, J.P. "Soil-structure-interaction analysis in time domain", *Nuclear Engineering and Design*, **111**(3), pp. 381-393 (1989).
25. Karnik, N.N. and Mendel, J.M. "Centroid of a type-2 fuzzy set", *Information Sciences*, **132**(1-4), pp. 195-220 (2001).
26. Karnik, N.N. and Mendel, J.M. "Type-2 fuzzy logic systems: type-reduction. in Systems, Man, and Cybernetics", *IEEE International Conference*(1998).
27. Karnik, N.N., Mendel, J.M. and Liang, Q. "Type-2 fuzzy logic systems", *IEEE Transactions on Fuzzy Systems*, **7**(6), pp. 643-658 (1999).