

بهبود پاسخ تحلیل‌های غیرخطی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح بر مبنای تعیین جابه‌جایی تسلیم (مقایسه روش‌های طیف نقطه تسلیم و طیف ظرفیت)

معصومه وزیری وفا^۱، عباسعلی تسنیمی^۲

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

tasnimi@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۲/۱۰/۲۱]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۱/۹/۲۹]

چکیده- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مختلف نیازمند انجام تحلیل‌های غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) است. از روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌توان به تحلیل تاریخچه زمانی (TH) و از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌توان به تحلیل طیف ظرفیت با استفاده از مفهوم طیف غیرخطی با شکل‌پذیری ثابت (CSA) و تحلیل طیف نقطه تسلیم (YPSA) اشاره کرد. در این مقاله دقت دو روش CSA و YPSA در تعیین پاسخ به عنوان روش اصلی نسبت به روش TH به عنوان روش مشاهده و دقیق، مورد مقایسه قرار گرفته است. به این منظور ۳ سازه ساختمانی سه بعدی با تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۱۵ با شکل‌پذیری متوسط که در یک جهت شامل سیستم دوگانه (قاب-دیوار) و در جهت دیگر شامل سیستم مقاوم قاب خمشی است، انتخاب شده‌اند. هر یک از این سازه‌ها ابتدا بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه بتن ایران تحلیل و طراحی و سپس با سه روش CSA و YPSA و TH تحلیل شدند. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد روش YPS در زلزله‌هایی که سازه را تا حد زیادی وارد ناحیه غیرخطی می‌کند، دقت کافی ندارد. همچنین این روش برای تعیین پاسخ، حساسیت بالایی به جابه‌جایی تسلیم تعیین شده دارد. از این رو راهکارهایی برای رفع این کاستی‌ها ارائه شده است. در ادامه نشان داده شده است که بهترین بازه برای در نظر گرفتن جابه‌جایی تسلیم در سازه‌های دوگانه بتن مسلح تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر ۰٫۶٪ تا ۰٫۸٪ ارتفاع سازه است.

واژگان کلیدی: طیف ظرفیت؛ طیف نقطه تسلیم؛ تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی؛ جابه‌جایی تسلیم؛ سازه دوگانه بتن مسلح.

۱- مقدمه

امروزه کاربرد روش‌های تحلیل غیرخطی استاتیکی و دینامیکی مبتنی بر عملکرد و تغییر مکان، برای تحلیل سازه‌ها توسعه قابل توجهی یافته است. روش‌های دینامیکی غیرخطی از جمله تحلیل تاریخچه زمانی در زمره دقیق‌ترین روش‌های تحلیل قرار دارند اما به دلیل فرآیند پیچیده، حساسیت زیاد پاسخ‌ها به

شتاب‌نگاشت ورودی، عدم انطباق شرایط ساختگاهی محل ثبت شتاب‌نگاشت با محل سازه مورد بررسی، وجود پارامترهای متنوع مؤثر بر پاسخ سازه مانند محتوای فرکانسی، دوره تناوب خاک، مدت زمان زلزله، رفتارهای کاهنده سازه و سایر موارد، منجر به لزوم تحلیل‌های متعدد و بهره‌گیری از نتایج آماری و صرف زمان زیادی است [۱]. به همین دلیل برای

انجام محاسبات لرزه‌ای سازه‌ها، استفاده از روش‌های استاتیکی غیر-خطی مورد توجه قرار گرفته است. از روش‌های استاتیکی غیرخطی، می‌توان به دو روش طیف ظرفیت یا به اختصار^۱ CSM و طیف نقطه تسلیم یا به اختصار^۲ YPS اشاره کرد. روش CSM به وسیله‌ی جان آ. بلوم^۳ مطرح شد. تا سال ۱۹۹۰ این روش برای میرایی و کاهش طیف تقاضا بر اساس میرایی چرخه‌ای معادل موثر انجام می‌شد. این فرایند همان روش مطرح شده در ATC۴۰ است. [Error! Bookmark not defined]. چوپرا و گوئل عدم تطابق نتایج حاصل از روش‌های معرفی شده به وسیله‌ی ATC۴۰ و یا عدم همگرایی تحلیل با این روش را برای سیستم‌هایی با مشخصات دینامیکی گوناگون نشان دادند. آن‌ها روش جایگزینی مطرح کردند که در آن طیف نیاز، با کاهش طیف الاستیک با میرایی ۵٪ به طیف غیر-الاستیک با شکل‌پذیری ثابت حاصل می‌شد. این روش در اصطلاح روش طیف ظرفیت با استفاده از مفهوم طیف غیر-خطی با شکل‌پذیری ثابت نامیده شد [۳]. در سال ۱۹۹۹ روش CSM توسعه یافت و با نام طیف نقطه تسلیم به وسیله‌ی مارک اشیم^۴ ارائه شد [۴]. روش YPS مشابه روش CSM است با این تفاوت که در روش YPS از طیف نقطه تسلیم سازه استفاده می‌شود. محورهای افقی و قائم در روش YPS به ترتیب جابه‌جایی و مقاومت را در حالت تسلیم است [۳]. مزیت مهم طیف نقطه تسلیم کاربرد مستقیم آن در طراحی است. یکی از پارامترهای مورد نیاز در انجام طراحی با استفاده از YPS تقریب اولیه جابه‌جایی تسلیم سیستم است. مارک اشیم و همکاران در سال ۲۰۰۰، از طیف نقطه تسلیم برای طراحی سازه‌های فولادی استفاده کردند. آنها قاب‌های خمشی را با استفاده از سه روش CSM، YPS و T.H تحلیل کردند و مشاهده کردند نتایج بدست آمده از YPS از تقریب پایین بود و نتایج بدست آمده از CSM در همه موارد دست بهتری برخوردار بود [۵]. هدف از انجام این پژوهش بررسی دقت دو روش طیف ظرفیت با استفاده از

تحلیل استاتیکی غیر خطی

۱-۲- مفاهیم کلی

در هر دو روش تحلیل CSM و YPS از منحنی ظرفیت سازه یک درجه آزاد معادل استفاده شد. برای ترسیم این منحنی باید تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی بر روی سازه انجام شود. بارگذاری ثقلی ۱۰٪ بیش از حاصل جمع بارهای مرده و بار موثر زنده اعمال شد. الگوی بارگذاری جانبی متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی در نظر گرفته شد. برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شد که کمینه ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت نماید [۶]. همچنین در دستورالعمل بهسازی و تفسیر آن در بند ۳-۲-۷ گفته شده است که در تحلیل استاتیکی غیر-خطی اثر مولفه‌های مختلف زلزله از جمع آثار ناشی از تغییر شکل سازه به اندازه تغییر مکان هدف در یک امتداد با نیروهای ناشی از تغییر شکل سازه به اندازه ۳۰٪ تغییر مکان هدف در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شد [۷]. در این مقاله ابتدا الگوی بار در هر دو جهت افقی سازه با ضریب مقیاس ۰/۳ و ۱ اعمال شد. سپس در گامی که سازه در جهت اصلی به ۱۰۰٪ تغییر مکان هدف رسید، تغییر مکان نقطه کنترل جهت دیگر استخراج شد، چنانچه این تغییر مکان برابر ۳۰٪

انجام محاسبات لرزه‌ای سازه‌ها، استفاده از روش‌های استاتیکی غیر-خطی مورد توجه قرار گرفته است. از روش‌های استاتیکی غیرخطی، می‌توان به دو روش طیف ظرفیت یا به اختصار^۱ CSM و طیف نقطه تسلیم یا به اختصار^۲ YPS اشاره کرد. روش CSM به وسیله‌ی جان آ. بلوم^۳ مطرح شد. تا سال ۱۹۹۰ این روش برای میرایی و کاهش طیف تقاضا بر اساس میرایی چرخه‌ای معادل موثر انجام می‌شد. این فرایند همان روش مطرح شده در ATC۴۰ است. [Error! Bookmark not defined]. چوپرا و گوئل عدم تطابق نتایج حاصل از روش‌های معرفی شده به وسیله‌ی ATC۴۰ و یا عدم همگرایی تحلیل با این روش را برای سیستم‌هایی با مشخصات دینامیکی گوناگون نشان دادند. آن‌ها روش جایگزینی مطرح کردند که در آن طیف نیاز، با کاهش طیف الاستیک با میرایی ۵٪ به طیف غیر-الاستیک با شکل‌پذیری ثابت حاصل می‌شد. این روش در اصطلاح روش طیف ظرفیت با استفاده از مفهوم طیف غیر-خطی با شکل‌پذیری ثابت نامیده شد [۳]. در سال ۱۹۹۹ روش CSM توسعه یافت و با نام طیف نقطه تسلیم به وسیله‌ی مارک اشیم^۴ ارائه شد [۴]. روش YPS مشابه روش CSM است با این تفاوت که در روش YPS از طیف نقطه تسلیم سازه استفاده می‌شود. محورهای افقی و قائم در روش YPS به ترتیب جابه‌جایی و مقاومت را در حالت تسلیم است [۳]. مزیت مهم طیف نقطه تسلیم کاربرد مستقیم آن در طراحی است. یکی از پارامترهای مورد نیاز در انجام طراحی با استفاده از YPS تقریب اولیه جابه‌جایی تسلیم سیستم است. مارک اشیم و همکاران در سال ۲۰۰۰، از طیف نقطه تسلیم برای طراحی سازه‌های فولادی استفاده کردند. آنها قاب‌های خمشی را با استفاده از سه روش CSM، YPS و T.H تحلیل کردند و مشاهده کردند نتایج بدست آمده از YPS از تقریب پایین بود و نتایج بدست آمده از CSM در همه موارد دست بهتری برخوردار بود [۵]. هدف از انجام این پژوهش بررسی دقت دو روش طیف ظرفیت با استفاده از

۱. Capacity Spectrum Methode

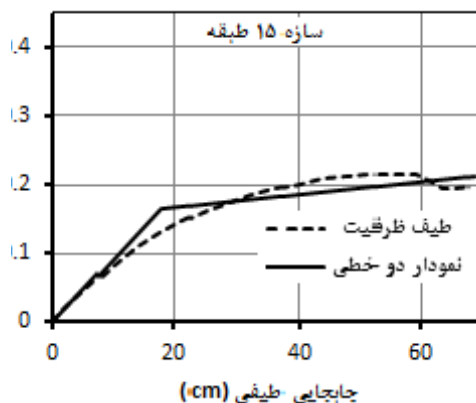
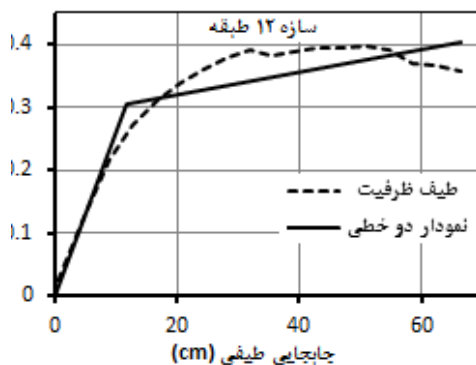
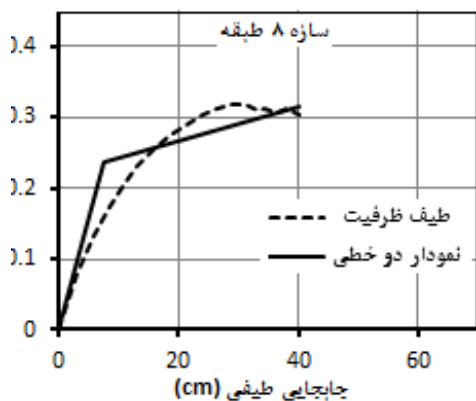
۲. Yield Point Spectra

۳. John A Blume

۴. Mark Ascheim

۲-۳- نحوه انجام روش YPS

در روش YPS اگر از منحنی ظرفیت سازه استفاده شود با انجام فرایند دوخطی سازی منحنی، مقادیر تغییر مکان تسلیم و برش پایه سیستم چند درجه آزاد تعیین و سپس با استفاده از روابط (۶) تا (۱۰) به مقادیر مانند در سیستم یک درجه آزاد معادل تبدیل می شوند.



شکل ۱- منحنی ظرفیت و نمودار دوخطی سازه‌ها

تغییر مکان هدف در این جهت باشد، تحلیل پایان یافته است ولی چنانچه این تغییر مکان متفاوت با میزان یاد شده باشد ضریب‌ها تغییر کرده و تحلیل دوباره انجام می‌شد [۸]. سرانجام طیف‌های ظرفیت به نمودارهای دوخطی تبدیل می‌شوند. در این مقاله برای دو خطی سازی طیف ظرفیت از روش تساوی سطوح انرژی استفاده شد. منحنی‌های ظرفیت سه سازه مورد مطالعه و نمودارهای سه خطی آنها در شکل ۱ ارائه شده‌اند.

۲-۲- نحوه انجام روش CSM

برای تعیین پاسخ با استفاده از روش CSM ابتدا نمودار دو خطی طیف ظرفیت سازه با طیف پاسخی که شکل پذیری آن واحد فرض شده است، مقایسه شد. فرض شکل پذیری یک به معنای فرض رفتار خطی سازه در زلزله مورد نظر است. اگر طیف پاسخ، نمودار دوخطی را در ناحیه خطی قطع کند این فرض صحیح است و نقطه تقاطع این دو، پاسخ سازه یک درجه آزاد معادل است ولی اگر طیف پاسخ، نمودار دوخطی را در ناحیه غیرخطی قطع کند، رفتار سازه تحت زلزله مورد نظر وارد حوزه غیرخطی شده است و فرض رفتار الاستیک سازه نادرست است. در این حالت با فرض شکل پذیری جدید و بزرگتر از یک، که مقدار آن از تقسیم تغییر مکان حاصل از مرحله قبل بر تغییر مکان تسلیم سازه یک درجه آزاد به دست می‌آید، عملیات تکرار می‌شود. این فرایند تا جایی ادامه می‌یافت که شکل پذیری به دست آمده با فرض اولیه یکسان باشد. سپس با داشتن جابه‌جایی سازه یک درجه آزاد معادل و رابطه (۵) تغییر مکان انتهایی سازه اصلی و جابه‌جایی نسبی طبقات تعیین شد.

(۵)

$$u_{r,j} = \Gamma_j \times \phi_{r,j} \times D$$

در این رابطه $u_{r,j}$ تغییر مکان انتهایی سازه با فرض تغییر شکل به صورت مود زام، Γ_j ضریب مشارکت مودی در مود زام، $\phi_{r,j}$ تغییر مکان انتهایی سازه در مود زام و D تغییر مکان نهایی حاصل از روش طیف ظرفیت برای سازه یک درجه آزاد معادل است.

(۶)

$$u_u^{mdof} = \frac{L_{eq}}{M_{eq}} u_u^{s dof} \quad (12)$$

در این رابطه $\frac{L_{eq}}{M_{eq}}$ ضریب مشارکت مودی است [۳].

$$u_u^{s dof} = \frac{M_{eq}}{L_{eq}} u_u^{mdof} \quad (7)$$

$$C_y^{s dof} = \frac{V_y^{mdof}}{\alpha W_t} \quad (8)$$

$$M_n = \phi_n^T M \phi_n \quad (9)$$

$$L_n = \phi_n^T M \{1\} \quad (10)$$

$$\alpha_n = \frac{(L_n)^T}{W_t M_n} g$$

در روابط فوق u_y^{mdof} و V_y^{mdof} به ترتیب تغییر مکان و برش پایه سیستم اصلی، و به ترتیب تغییر مکان و ضریب برش پایه سیستم یک درجه آزاد معادل، ϕ_n شکل مودی در مود n ام، W وزن کل سازه و α_n ضریب جرم موثر مودی در مود n ام است. در صورتی که حالت تغییر شکل سازه به صورت مودال نباشد، ϕ_n و α_n مربوط به مود غالب یا همان مود اول خواهند بود. در صورتی که از طیف ظرفیت سازه برای انجام تحلیل استفاده شود، با انجام فرایند دوخطی‌سازی منحنی، مقادیر تغییر مکان تسلیم و برش پایه سیستم تک درجه آزاد معادل مستقیماً تعیین می‌شود. موقعیت این نقطه با طیف پاسخی که شکل‌پذیری آن واحد می‌باشد، سنجیده می‌شود. اگر نقطه جاری شدگی مورد نظر بیرون یا روی منحنی با شکل‌پذیری یک قرار بگیرد، سازه در زلزله مورد نظر وارد حوزه غیرخطی نشده است ولی اگر زیر آن قرار بگیرد، می‌توان با سعی و خطا یا با درون‌یابی خطی مقدار شکل‌پذیری را در نقطه مورد نظر تعیین کرد. با تعیین مقدار شکل‌پذیری سازه یک درجه آزاد معادل می‌توان جابه‌جایی نهایی آن را با استفاده از رابطه (۱۱) تعیین کرد.

$$u_u^{s dof} = \mu \times u_y^{s dof} \quad (11)$$

در این مرحله جابه‌جایی نهایی سیستم چند درجه آزاد معادل با استفاده از رابطه (۱۲) به تغییر مکان انتهایی سازه اصلی تبدیل می‌شود:

۳- سازه‌های بررسی شده

در این مقاله ۳ سازه سه بعدی ۸ و ۱۲ و ۱۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه بتن ایران تحلیل و طراحی شدند. در طراحی، منطقه با خطر نسبی زیاد، خاک نوع ۲ و کف طبقات به صورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده است. سیستم مهار جانبی سازه‌ها، در یک جهت سیستم دوگانه (قاب خمشی و دیوار برشی) و در جهت دیگر قاب خمشی بتن مسلح است. پلان طبقات و محل دیوار برشی در شکل ۲ نشان داده شده است. ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر و طول هر دهانه در هر دو جهت ۴ متر اختیار شده است. بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و با فرض کاربری مسکونی در جدول ۱ و در جدول ۲ مشخصات دینامیکی سازه‌ها را برای مود اول در جهتی که سازه دارای سیستم دوگانه است ارائه شده است.

۴- انتخاب زلزله‌های مورد استفاده

برای انجام تحلیل‌های CSMS، YPS و T.H از هفت شتاب‌نگاشت استفاده شد. معیار خسارت در نظر گرفته شده برای همپایه کردن شتاب‌نگاشت‌های وارد بر سازه‌های ۱۲ و ۱۵ طبقه، بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ تعیین شد [۶]. در واقع این معیار طوری تعیین شده که میانگین شاخص Sa در شتاب‌نگاشت‌ها، در بازه دوره تناوب ۰/۲ تا ۱/۵، بالاتر از شاخص Sa در طیف استاندارد آیین‌نامه ۲۸۰۰ باشد. در سازه ۸ طبقه این معیار بر حسب بیشینه‌ی شتاب اعمال شده به سازه منظور شد. در این سازه بیشینه شتاب کلیه شتاب‌نگاشت‌ها به ۰/۴ g مقیاس شدند. در جدول ۳ نام اختصاری شتاب‌نگاشت‌ها به همراه تعداد طبقات هر سازه و مشخصات آنها آورده شده است. ضرایب مقیاس به دست آمده در سازه‌های ۱۲ و ۱۵ طبقه به ترتیب ۰/۸۹ و ۰/۹۵ است.

این نرم افزار منحنی اندرکنشی P-M-M را با توجه به مقطع ستون و مصالح اختصاص داده شده به مقطع ارائه می کند. دیگر قابلیت آن مدل کردن کلیه مشخصات خمشی - محوری و برشی در دیوارها است به شکلی که هر المان دیوار چهار گره را به هم مرتبط کرده و دارای ۲۴ درجه آزادی است. برای هر المان دیوار برشی باید یک جزء مرکب دیوار برشی اختصاص داده و برای هر جزء مرکب دیوار برشی نیز باید مشخصات برشی و مشخصات خمشی - محوری با توجه به مراحل زیر تعیین شود.

۱) مشخصات برشی

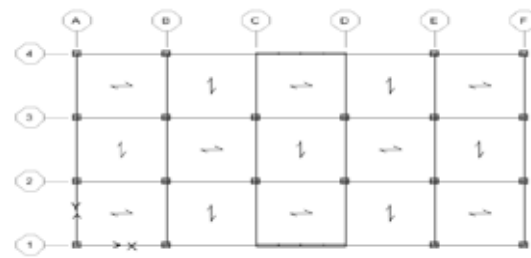
در برنامه مصالح برشی^۱ و ضخامت دیوار معرفی شده برای مراحل الاستیک یا غیرالاستیک تعریف شده است. با توجه به اینکه هر چه ارتفاع سازه بیشتر شود، از اهمیت تغییر شکل های برشی کاسته شده، و رفتار خمشی اهمیت بیشتری پیدا می کنند و نیز با توجه به اینکه سازه های بکار رفته در این پژوهش بلند هستند، رفتار برشی مصالح به صورت خطی در نظر گرفته شده است. مقاومت برشی مصالح با استفاده از رابطه (۱۳) محاسبه می شود [۱۰]:

$$V_o = 1.0 \sqrt{f'_c}$$

به منظور در نظر گرفتن اثرات ترک خوردگی در بتن مدول برشی مصالح به کار رفته ۰/۴ برابر مدول برشی حالت ترک نخورده

جدول ۲- مشخصات دینامیکی سازه ها

| تعداد طبقات | دوره تناوب | ضریب جرم موثر | ضریب مشارکت مودی |
|-------------|------------|---------------|------------------|
| ۸ | ۱/۲۳۰ | ۰/۶۴ | ۱/۴۶ |
| ۱۲ | ۱/۳۸۵ | ۰/۶۵ | ۱/۴۶ |
| ۱۵ | ۲/۰۷۶ | ۰/۶۴ | ۱/۴۸ |



شکل ۲- پلان سازه ها

۵- مدل سازی

در این مقاله برای مدل سازی سازه ها و انجام تحلیل غیرخطی از نرم افزار PERFORM^{۳D} که در آن برای مدل سازی رفتار غیرخطی تیرها و ستون ها از مدل مفصل پلاستیک متمرکز با مدل رفتاری سه خطی استفاده شد [۷ و ۹]. یکی از مهم ترین ورودی ها برای مدل سازی مفاصل پلاستیک ستون ها، معرفی منحنی اندرکنشی نیروی محوری - لنگر خمشی مقطع برای سازه است. برای این منظور از نرم افزار SAP۲۰۰۰ استفاده شد.

جدول ۱- بارهای ثقلی وارد بر سازه ها

| | |
|------------------------------------|------|
| بار مرده کف طبقات در واحد سطح (۲m) | ۶۷۰ |
| بار زنده کف طبقات در واحد سطح (۲m) | ۲۰۰ |
| بار مرده کف بام در واحد سطح (۲m) | ۶۰۰ |
| بار زنده کف بام در واحد سطح (۲m) | ۱۵۰ |
| وزن یک متر مربع دیوارهای خارجی | ۳۰۰ |
| وزن یک متر مربع دیوارهای جان پناه | ۱۷۶ |
| وزن مخصوص بتن | ۲۵۰۰ |



شکل ۳- مدل مفصل

پلاستیک در نرم افزار [۹] Perform

۱. Shear material

جدول ۳- زلزله‌ها و شتاب‌نگاشت‌های منتخب برای تحلیل

| نماد زلزله و تعداد طبقه | نام زلزله و ایستگاه آن |
|-------------------------|--|
| D-S (۸) | دیوزک-ساکاریا Duzce-Sakarya |
| K-M (۱۲ و ۱۵) | کوکالی-مکیدیکو Kocaeli- Mecidiyekoy |
| L-A-۳ (۱۵ و ۱۲، ۸) | لوماپریتا-اپیل ۳E Loma Prieta -Apeel ۳E |
| L-A-VP (۱۵ و ۸) | لوماپریتا-اپیل ۷-پولگاس Loma Prieta-Apeel ۷ Pulgas |
| L-A-۱۰S (۸) | لوماپریتا-اپیل ۱۰-اسکای لاین Loma Prieta-Apeel ۱۰ Skyline |
| K-T (۱۲ و ۸) | شهرکرن-مدرسه تفت لینکولن Kern County-Taft Lincoln School |
| L-F (۱۵ و ۱۲، ۸) | لوما پریتا Loma Prieta -Fremont Mission |
| L-H (۸) | لوما پریتا-بارت هایوارد Loma Prieta-Hayward |
| N-I (۱۵ و ۱۲) | نورتریج-اینگلیوود-اتحادیه نفت Northridge-Inglewood-Union Oil Yard |
| N-B (۱۵ و ۸، ۱۲) | نورتریج-بالدوین هیلز Northridge-Baldwin Hills |
| C-S (۱۵) | کیپ مندوکینو-فرودگاه شلترکوو Cape Mendocino (Shelter Cove Airport) |

آنها لحاظ می‌شود. همچنین ضخامت موثر دیوار به منظور در نظر گرفتن سطح موثر در برش ۰/۸ برابر ضخامت دیوار در نظر گرفته شده است [۱۰].

۲) مشخصات خمشی - محوری

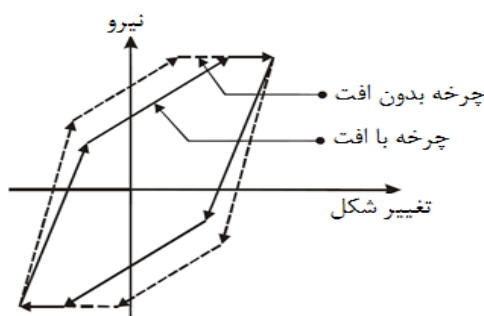
به منظور معرفی مشخصات خمشی - محوری به دیوارها از المان فایبر با سطح مقطع الاستیک یا غیرالاستیک استفاده شده است. در دیوارهای برشی ممکن است بتن در کشش ترک برداشته و محور خنثی به سمت ناحیه فشاری جابه‌جا شود که این اتفاق اندرکنش بین خمش و کشش محوری بوجود می‌آورد. این جابه‌جایی محور خنثی در قلمرو الاستیک در نظر گرفته نمی‌شود. اما در صورت وجود ترک خوردگی یا تسلیم، جابه‌جایی محور خنثی می‌تواند تاثیر مهمی روی رفتار داشته

باشد. به همین دلیل رفتار خمشی - محوری دیوار به صورت غیرالاستیک در نظر گرفته شده است. المان فایبر برای اعمال رفتار غیرخطی، تابع منحنی تنش-کرنش بتن و فولاد است [۹]. در این مقاله برای معرفی مصالح بتنی از مدل رفتاری مندر استفاده شده است. بیشینه مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسکال و کرنش مانند این مقاومت ۰/۰۰۲ است. همچنین کرنش نهایی بتن محصور نشده ۰/۰۰۳۵ در نظر گرفته شده است. در آرماتور به کار رفته تنش جاری شدگی ۴۲۰ مگاپاسکال، مدول برشی ارتجاعی ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و شیب سخت کرنشی ۰/۱ شیب ناحیه الاستیک در نظر گرفته شده است. همچنین سختی در جهت عرضی و سختی خمشی خارج از صفحه و نیز رفتار خارج از صفحه دیوار الاستیک در نظر گرفته شده‌اند [۹]. مدول ارتجاعی در این حالت برابر ۰/۳۵ برابر مدول ارتجاعی بتن در نظر گرفته می‌شود. دلیل این امر در نظر گرفتن کاهش سختی در اثر ترک خوردگی در بتن دیوار است [۱۰]. در برنامه PERFORM^{۳D} مدل‌های مختلف رفتار چرخه‌ای لرزه‌ای مانند مدل تاکدا و امثال آن وجود ندارد و به جای آن از منحنی پوش استفاده می‌شود. برای کاهش سختی اعضا با افزایش چرخه‌ها از ضریب اتلاف انرژی استفاده می‌شود. برای این منظور در نقاط مختلف از منحنی پوش این ضریب تعریف می‌شود. این ضریب نسبتی از مساحت حلقه‌ی کاهش یافته به مساحت حلقه‌ی کاهش نیافته است [۹]. تاکدا (۱۹۷۰) مدلی برای رفتار چرخه‌ای لرزه‌ای ارائه داد. در این مدل منحنی نیرو تغییرمکان در هر سیکل به سمت نقطه اوج حلقه خارجی سیکل قبل حرکت می‌کند. همچنین در هر سیکل، سختی باربرداری از سختی بارگذاری در آن سیکل کمتر است. (شکل ۵) سختی باربرداری در هر سیکل با استفاده از رابطه (۱۴) بدست می‌آید.

$$K_u = K_o \left(\frac{d_y}{d_m} \right)^\alpha \quad (14)$$

که در این معادله K_u سختی باربرداری، K_o سختی بارگذاری، d_y تغییر مکان جاری شدن، d_m ماکزیمم تغییر مکان بعد از نقطه جاری شدن و α پارامتر

به گونه‌ای که سازه ظرفیت پاسخ‌گویی به آن شتاب را ندارد، در بعضی از موارد نیز زلزله وارد شده سازه را تا حد زیادی غیرخطی می‌کند و پاسخ‌های به دست آمده از این روش بسیار دست بالا می‌شود. در واقع نتایج نشان می‌دهند این روش زمانی که سازه تحت رکورد اعمال شده، غیرخطی می‌شود، از دقت کافی برخوردار نیست. حتی میانگین‌گیری از پاسخ‌ها با توجه به این نتایج بی‌معناست. همچنین مشاهده می‌شود که تحلیل CSM در حالت کلی پاسخ‌ها را دست پایین تقریب می‌زند ولی از دقت خوبی برخوردار است. ۱۲ طبقه آورده شده است. جابه‌جایی به دست آمده در این مرحله جابه‌جایی سازه یک درجه آزادی معادل است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که در تحلیل YPS در بعضی از موارد زلزله اعمال شده بسیار قوی است طوری که سازه ظرفیت پاسخ‌گویی به آن شتاب را ندارد، در بعضی از موارد نیز زلزله وارد شده سازه را تا حد زیادی غیرخطی می‌کند و پاسخ‌های به دست آمده از این روش بسیار دست بالا می‌شود. در واقع نتایج نشان می‌دهند این روش زمانی که سازه تحت رکورد اعمال شده، غیرخطی می‌شود، از دقت کافی برخوردار نیست. حتی میانگین‌گیری از پاسخ‌ها با توجه به این نتایج بی‌معناست. همچنین مشاهده می‌شود که تحلیل CSM در حالت کلی پاسخ‌ها را دست پایین تقریب می‌زند ولی از دقت خوبی برخوردار است.



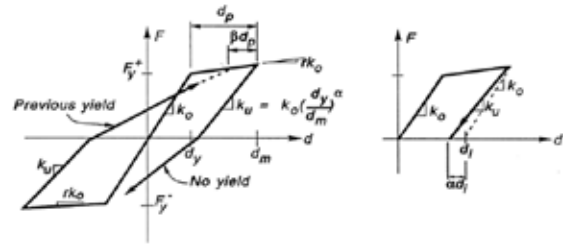
شکل ۴- حلقه‌های رفتار چرخه‌ای با کاهش سختی [۲]

کاهش سختی باربرداری است. این مدل با استفاده از پارامتر β میزان جذب انرژی را در المان‌های مختلف متمایز می‌کند (شکل ۵). هر چه میزان β بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بیشتر است. این مدل برای سازه‌های بتن مسلح کنترل شونده به وسیله خمش و با جزئیات طراحی خوب، مناسب است [۱۱]. با توجه به مرجع [۱۲] در سازه‌های پژوهش، این مدل استفاده شده است. برای المان‌های تیر $\alpha=0$ ، $\beta=0/6$ و در المان‌های ستون $\alpha=0/5$ ، $\beta=0$ بکار رفته است [۱۲]. با توجه به این که سازه‌های مورد مطالعه، بر اساس آیین‌نامه طراحی شده و اعضای آن کنترل شونده به وسیله خمش هستند، از این مدل برای رفتار چرخه‌ای استفاده شد. در المان‌های فایبر نیز به منظور لحاظ کردن رفتار چرخه‌ای لرزه‌ای در مصالح بتنی، پارامتر افت انرژی با توجه به قانون افت سختی در مدل مندر، در نظر گرفته شد. در حالی که در آرماتورها این ضریب ۱ منظور می‌شود [۱۴].

۶- مقایسه دقت دو روش CSM و YPS در مقایسه با نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی

برای مقایسه دقت دو روش مذکور با تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی، مقادیر خطای حاصل هر دو روش با روش تاریخیچه زمانی مقایسه شده است. خطای مذکور برابر است با نسبت تفاضل نتیجه تحلیل مورد نظر با نتیجه تحلیل تاریخیچه زمانی اعمال هر دو مولفه شتاب) به نتیجه تحلیل تاریخیچه زمانی. مقادیر جابه‌جایی بام به عنوان پاسخ سازه با استفاده از هر یک از تحلیل‌های مذکور و میزان خطای پاسخ با میانگین‌گیری از پاسخ‌ها در جدول ۵ ارائه شده‌اند. همچنین به منظور مقایسه بهتر، نتایج در نمودارهای ارائه شده در شکل‌های ۶ و ۷ نیز ارائه شده‌اند. در شکل ۸ یک نمونه از چگونگی انجام دو روش CSM و YPS در سازه ۱۲ طبقه آورده شده است. جابه‌جایی به دست آمده در این مرحله جابه‌جایی سازه یک درجه آزادی معادل است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که در تحلیل YPS در بعضی از موارد زلزله اعمال شده بسیار قوی است

مانند بیشینه مقاومت سازه در نظر گرفته شد. سپس در هر یک از نقاط مشخص شده تحلیل طیف نقطه تسلیم انجام شده و میانگین نتایج هفت شتاب‌نگاشت با میانگین نتایج به‌دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی مقایسه شد. در پایان با توجه به خطای به‌دست آمده در هر نقطه بهترین بازه برای در نظر گرفتن جابه‌جایی تسلیم تعیین شد. برای سازه ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه، بهترین بازه برای جابه‌جایی تسلیم بر حسب درصدی از ارتفاع، به ترتیب ۰/۵۷ تا ۰/۹۴٪، ۰/۵۹ تا ۰/۸٪ و ۰/۵۶ تا ۰/۸۴٪ ارتفاع ساختمان به‌دست آمده که در شکل ۹ ارائه شده است. بنابراین در تحلیل YPS برای به‌دست آوردن نتایج مناسب بهتر است جابه‌جایی تسلیم در بازه ۰/۶٪ تا ۰/۸٪ ارتفاع ساختمان و برش پایه تسلیم، مانند بیشینه مقاومت سازه در نظر گرفته شود. قابل ذکر است که پاسخ‌های به‌دست آمده در دو سازه ۱۲ و ۱۵ طبقه به ترتیب برای شتاب‌های L-H و K-M غیر-واقعی و بسیار دست بالا است. به همین دلیل این دوشتاب در فرایند میانگیری حذف شدند. علت این مساله را می‌توان در منظور نشدن افت مقاومت در تغییر مکان‌های بالا هنگام تعیین نمودار دو خطی دانست (شکل ۱۰). بنابراین تحلیل YPS فقط تا زمانی پاسخ‌های مناسبی ارائه می‌کند که سازه وارد ناحیه افت مقاومت نشده باشد.



شکل ۵- مدل تاکدا برای منحنی چرخه‌ای [۱۳]

۷- تعیین بازه مناسب برای جابه‌جایی تسلیم

یکی از مهمترین عوامل موثر بر دقت پاسخ به دست آمده از روش YPS، نحوه تعیین جابه‌جایی تسلیم است. برای این منظور از سیستم ارتجاعی-خمیری معادلی که در آن سختی کاهش یافته بر مبنای سختی وتری منظور شود استفاده شده است. در سازه‌های بتن مسلح رفتار ارتجاعی غیرخطی قبل از HuV5/0 ناشی از ترک‌خوردگی منظور می‌شود [۱۵]. ملاک تعیین بهترین بازه، بازه‌ای است که در آن بتوان دقیق‌ترین پاسخ‌ها را از تحلیل YPS به‌دست آورد. به این منظور در کلیه سازه‌ها در بازه تقریبی ۰/۵۵٪ تا ۱/۰۵٪ ارتفاع ساختمان، نقاط مختلفی به عنوان جابه‌جایی تسلیم و برش پایه تسلیم سازه

جدول ۵- نتایج تحلیل سازه در سه روش CSM، YPS و T.H

| خطا | میانگین پاسخ | نام اختصاری زلزله‌های اعمال شده | | | | | | | نوع تحلیل | حداکثر جابه‌جایی نهایی (cm) |
|--------|--------------|---------------------------------|-----------|-----------|-----------|--------|-------|-----------|---------------|-----------------------------|
| | | L-A-10-S | L-A-7P | L-A-3E | L-F | K-T | N-B | D-S | | |
| | ۱۹/۳۳ | ۳۲/۹۸ | ۱۲/۶۵ | ۱۱/۶۱ | ۱۹/۱۱ | ۱۹/۸۹ | ۱۷/۳۱ | ۲۱/۷۶ | تاریخچه زمانی | سازه ۸ طبقه |
| ۰/۱۱۱ | ۱۷/۱۷ | ۲۰/۷۵ | ۱۸/۲۷ | ۱۴/۷۶ | ۲۲/۱۴ | ۱۵/۳۵ | ۱۲/۲۵ | ۱۶/۶۶ | CSM | |
| - | - | بدون جواب | ۲۲/۲۵ | ۱۴/۴۶ | ۲۲/۳۵ | ۳۶/۷۱ | ۱۲/۴۶ | ۱۶/۶۸ | YPS | |
| | | N-I | N-B | K-T | L-F | L-A-3E | K-M | L-H | تاریخچه زمانی | سازه ۱۲ طبقه |
| | ۴۳/۰۴ | ۵۱/۰۸ | ۴۵/۱۷ | ۴۱/۸۸ | ۴۴/۹ | ۳۶/۹۸ | ۵۱/۰۷ | ۳۰/۲۲ | تاریخچه زمانی | |
| -۰/۱۴۷ | ۳۶/۷ | ۳۰/۳ | ۳۳/۲ | ۵۲/۱ | ۴۳/۲ | ۲۹/۱ | ۳۳/۸ | ۳۵/۲ | CSM | |
| | | | بدون جواب | بدون جواب | بدون جواب | ۳۷/۸۷ | ۴۴/۷۶ | بدون جواب | YPS | |
| | | C-S | K-M | L-F | L-A-3E | N-I | N-B | L-A-7P | تاریخچه زمانی | سازه ۱۵ طبقه |
| | ۵۱/۵ | ۶۱/۲ | ۶۲/۲۸ | ۶۴/۹۷ | ۳۸/۰۳ | ۶۶/۴۲ | ۵۹/۷ | ۶۳/۲۹ | تاریخچه زمانی | |
| -۰/۱۰۵ | ۴۶/۱۱ | ۴/۹۰ | ۵۷/۷ | ۴۶/۳ | ۵۴/۵ | ۶۵/۳ | ۴۷/۹ | ۴۶/۲ | CSM | |
| | | | بدون جواب | ۹۹/۴۸ | ۱۰۴/۷۱ | ۶۸/۰۶ | ۷۰/۶۸ | بدون جواب | YPS | |

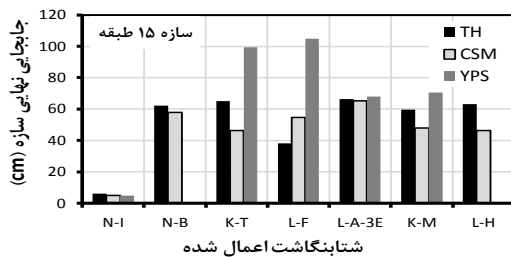
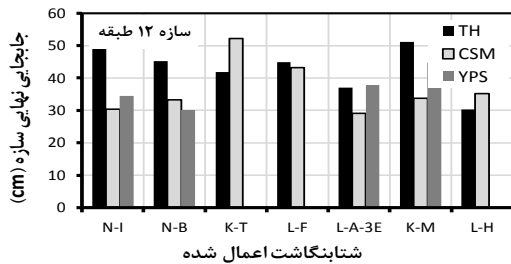
۸- نتیجه گیری

۱- به طور کلی روش تحلیل CSM نتایج با تقریب خوب و دقت مناسب و محافظه کارانه به دست می دهد. نتایج تحلیل YPS حساسیت زیادی نسبت به چگونگی تعیین نقطه تسلیم در سیستم دارد. نتایج پژوهش نشان می دهد بهترین بازه برای در نظر گرفتن جابه جایی تسلیم در سازه های بتن مسلح دوگانه دیوار- قاب، با ارتفاع حداکثر ۵۰ متر، ۰/۶٪ تا ۰/۸٪ ارتفاع سازه است. برش پایه نظیر این جابه جایی تسلیم برابر بیشینه مقاومت سازه است. ۲- از آنجا که استفاده از منحنی دوخطی، افت مقاومت در تغییر مکان های بالا را در نظر نمی گیرد، روش های استاتیکی غیرخطی (تحت زلزله شدید) پاسخ مناسبی به دست نمی دهند، ولی تحت شتابنگاشت هایی که سازه را وارد ناحیه افت مقاومت نکنند، پاسخ ها مناسب است.

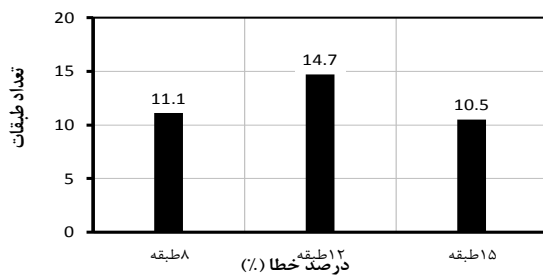
۳- نتایج به دست آمده از تحلیل YPS در مقایسه با نتایج به دست آمده از تحلیل CSM برای افت مقاومت مشابه در ظرفیت و تقاضا، حساسیت بیشتری نشان می دهند.

۹- مراجع

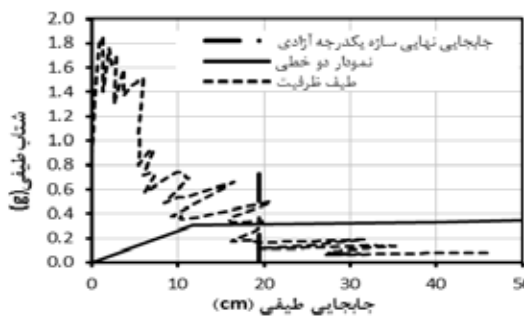
[۱] تابش پور، محمدرضا، «کاربرد روش بارافزون (Pushover) و طیف ظرفیت در مقاوم سازی لرزه ای سازه های موجود»، مجموعه مقالات اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه ای، تهران، ایران، ۵-۷ اردیبهشت، (۱۳۸۵).



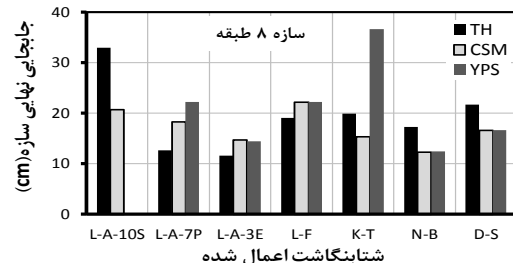
شکل ۶- نتایج تحلیل سازه در سه روش YPS، CSM و TH.

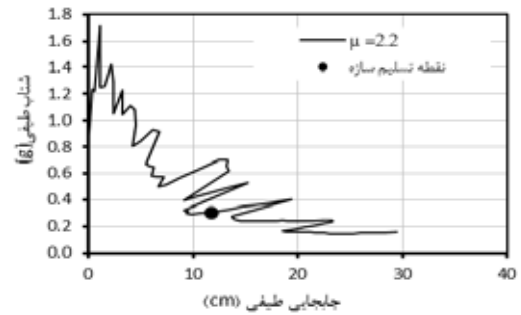
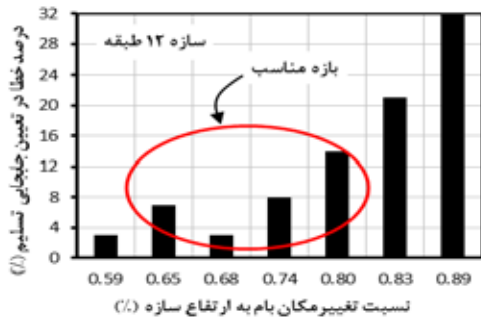


شکل ۷- میانگین خطای روش CSM نسبت به TH در سازه ها



الف- نحوه تعیین پاسخ در روش CSM



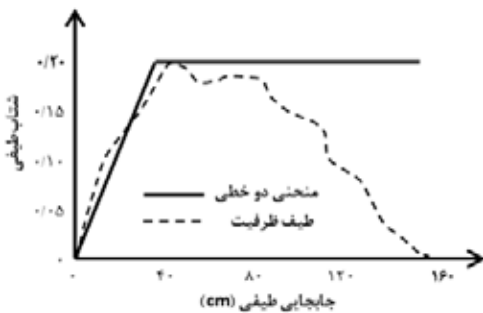


ب- نحوه تعیین پاسخ در روش YPS

شکل ۸- نحوه تعیین پاسخ در دو روش YPS و CSM (سازه ۱۲ طبقه)



شکل ۹- تعیین بازه مناسب برای جابجایی تسلیم



شکل ۱۰- در نظر نگرفتن افت مقاومت در منحنی دو خطی

[۶] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، «آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله: استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم»، (۱۳۸۴).
 [۷] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان‌های موجود، دفتر

[2] Freeman, A, "Review of Development of the Capacity Spectrum Method", ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 41, No.1, pp. 1-13., (2004).

[۳] نیک نهاد، دارا، «...» پایان نامه کارشناسی ارشد، تهران، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۸۲).

[4] Aschheim, M., "Yield Point Spectra: a simple alternative to the capacity spectrum method", Proceedings of 1999 SEAOC Convention, Reno, Nevada, U.S.A.(Preprint),(1999).

[5] Aschheim, M., And Edgar F. Black, "Seismic Design and Evaluation of Multistory Building Using Point Spectra", Report to University of Illinois at Urbana-Champaign Urbana, Illinois, Mid-America Earthquake Center, July (2000).



School of The Ohio State University., (2007).

[12] Dwairi, H.M., and Kowalsky, M.J., and Nau, J.M., "Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design." *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 11, No .4, pp. 512-530, (2007).

[13] Athol, J.Carr, "c", Department of Civil Engineering, University of CANTERBURY., (2005)

[13] Athol, J.Carr, "Hysteresis Loop data for Programs PUAUMOKO2D", Department of Civil Engineering, University of CANTERBURY., (2005)

[14] Xue Weichen, And Jia Xuan Li., And Jack Cheang., " Seismic Performance Analysis Of Wenchuan Hospital Structure With Viscous Dampers" *Journal of The Structural Design Of Tall Buildings*, Vol. 19, No. 4, pp. 397-419, (2010).

[۱۵] معصومی، علی، «تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با تاکید بر اثر مقاومت افزون و درجه نامعینی»، پایان نامه دکترا، تهران، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۲).

امور فنی و تدوین معیارها، معاونت امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵).

[۸] سروقد مقدم، عبدالرضا، «برخی تجارب کاربرد آنالیز استاتیکی غیرخطی در پروژه‌های بهسازی»، یازدهمین کارگاه تبادل تجربیات بهسازی لرزه‌ای، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، (۱۳۸۵).

[۹] زرین قلم، یاشار، «تحلیل غیر خطی و ارزیابی عملکرد سازه‌های سه بعدی (راهنمای کامل PEERFORM^{3D})»، موسسه فرهنگی هنری دیباگران تهران، (۱۳۸۸).

[10] Graham, H. Powell., "Detailed Example Of a Tall Shear Wall Building Using PERFORM 3D" Copyright Computers and Structure, Inc., (2007).

[11] Chowdhury, T., "Hysteretic Modeling of Shear-Critical Reinforced Concrete Columns", MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Graduate