

بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های پانلی بتن مسلح

بهروز حسنی^۱ و ابوذر جعفری^۲

چکیده:

امروزه ساختمان‌های پانلی در صنعت ساختمان سازی از جایگاه ویژه‌ای برخوردارند. در این ساختمان‌ها هیچ‌گونه المان سازه‌ای مثل تیر یا ستون استفاده نمی‌شود و باربری ثقلی و جانبی تنها توسط دیوارهای بتنی صورت می‌گیرد. وجود برخی ابهامات در خصوص رفتار لرزه‌ای یا ضریب رفتار مناسب برای این نوع ساختمانها، موجب تردیدهایی در کاربرد گسترده‌تر و یا شناخت دقیق‌تر این سیستم سازه‌ای در فرآیند آموزش علم مهندسی سازه شده است. موضوع این مقاله بررسی ضریب رفتار سازه‌های پانلی، با مطالعه بر روی چند مدل ساختمانی با ارتفاع‌های مختلف و آرایش یکسان دیوارها، است. با به کارگیری نرم افزار PERFORM 3D، رفتار غیرخطی این سازه‌ها توسط المان‌های اجزای محدود پوسته‌ای چند لایه، دارای مقاطع الیافی، مدل شده است. پس از مدل سازی و انجام تحلیل‌ها، ضریب رفتار هر یک از نمونه‌ها محاسبه شده و مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج، حاکی از آن است که ضریب رفتارهای محاسبه شده، تفاوت قابل ملاحظه‌ای با مقادیر ارایه شده در استانداردهای موجود دارند و به نظر می‌رسد نگرش استانداردها در مورد این سیستم سازه‌ای بیش از اندازه محافظه کارانه باشد.

کلمات کلیدی: سازه‌های پانلی، ضریب رفتار، شکل‌پذیری، مدل‌سازی غیرخطی دیوار، تحلیل استاتیکی غیرخطی

۱- مقدمه

اساس این سیستم استفاده از سازه بتن آرمه باربر در سقف و دیوار ساختمان و پارتیشن‌های پلی استایرن مسلح سبک، جهت تیغه‌های غیرباربر می‌باشد. دیوارها در داخل قالبی از پانل‌های پلی استایرن مسلح با مش‌های میلگرد بتن ریزی شده و قالب سقف‌ها نیز از پلی‌استایرن مسلح به صورت مجوف ساخته می‌شوند. کل پانل‌های دیواری، سقفی و پارتیشن‌ها در کارخانه آماده شده و جهت نصب به محل اجرا حمل می‌شود و پس از بتن ریزی در محل کارگاه، یک سازه بتن مسلح یکپارچه را تشکیل می‌دهند. در این سازه‌ها اعضای قابی باربر، نظیر تیر یا ستون، وجود ندارند و باربری ثقلی و جانبی تنها به وسیله دیوارها انجام می‌شود.

از اواسط قرن گذشته، رشد روز افزون جمعیت و توسعه شهرها استفاده از فناوری‌های جدید در صنعت ساختمان را ایجاب کرده است. سازه‌های پانلی به عنوان فناوری جدید در دهه‌های اخیر مطرح شده‌اند، که از جهت اجرا و کاربری مقرون به صرفه می‌باشند.

سازه‌های پانلی را می‌توان نوعی سازه نیمه پیش ساخته سبک دانست که در کشور ما اغلب به دو روش کلی ساخته می‌شوند. نوع اول ساندویچ پانل‌ها هستند و نوع دوم، به قالب بندی درجا، معروف است. آنچه در این تحقیق به عنوان سازه‌های پانلی مد نظر است، نوع دوم می‌باشد که با استفاده از بتن آرمه به عنوان عضو باربر و پانل‌های مسلح پلی استایرن EPS به عنوان قالب بتن و عایق حرارتی ساخته می‌شوند.

مقاله در تاریخ ۸۷/۱۰/۱۴ دریافت و در تاریخ ۸۷/۱۲/۵ به تصویب نهایی رسید.

^۱ دانشجویار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود- پست الکترونیک: b_hassani@iust.ac.ir

^۲ کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی

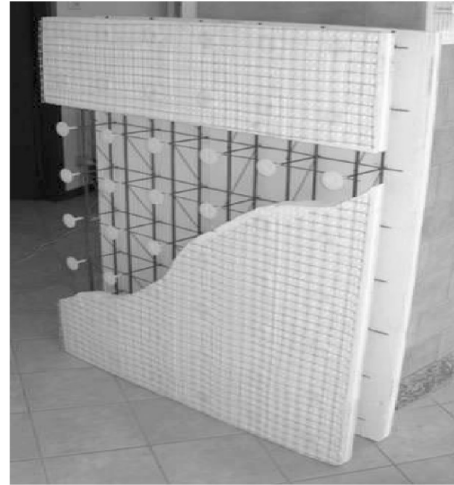
شده با اشکال مختلف هستند، از ۳ مدل ساختمانی ۳ بعدی که در پلان با هم یکسان و در ارتفاع متفاوت هستند، استفاده شده است. پلان این مدل‌ها در هر دو جهت متقارن بوده و ترکیبی از دیوارهای T شکل و L شکل هستند؛ دلیل انتخاب این اشکال تفاوت ظرفیت تغییرشکل آن‌ها در جهت‌های مختلف می‌باشد.

۲- مدل‌سازی و محاسبه ضریب رفتار

۲-۱ مدل‌سازی غیرخطی مدل‌های مورد مطالعه

در این پژوهش همه مدل‌ها به صورت متقارن با پلان مربع شکل به ابعاد ۱۲×۱۲ متر هستند، که از ترکیب دیوارهایی با اشکال T و L ساخته شده‌اند. در طراحی این مدل‌ها این سیستم ساختمانی از نوع دیوارهای باربر قلمداد شده است و با توجه به ساختار پانل‌ها، سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی آن از نوع دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی فرض می‌شود. با توجه به این محدودیت‌ها حداکثر ارتفاع این مدل‌ها از دیدگاه استاندارد ۲۸۰۰، سی متر خواهد بود که در مدل آخر بررسی شده، با لحاظ نکردن اثر این محدودیت آیین‌نامه‌ای، ارتفاع آن ۱۰ متر بیش از حد مجاز در نظر گرفته شده است [۴]. تیرهای کوبله کننده در تمامی مدل‌ها در هر دو جهت ارتفاعی برابر با ۱۲۰ سانتی‌متر دارند. در این مدل‌ها عرض بازشوها در دو جهت یکسان نبوده و در جهت H2، ۲ برابر جهت H1 می‌باشد (شکل ۲). وجود این اختلاف در پلان مدل‌ها برای بررسی اثر رفتار تیرهای کوبله کننده دیوارها در هر یک از دو جهت است. مدل‌های مورد مطالعه در پلان یکسان بوده و ارتفاع هر یک از آن‌ها به صورت زیر است:

الف) 6S: مدل اول با ۶ طبقه و ارتفاعی معادل ۲۰ متر،
ب) 9S: مدل دوم با ۹ طبقه و ارتفاعی معادل ۳۰ متر،
پ) 12S: مدل سوم با ۱۲ طبقه و ارتفاعی معادل ۴۰ متر
که ۱۰ متر بیش از حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ است [۴].
طراحی سازه این مدل‌ها با استفاده از نرم افزار ETABS 9.20 انجام شده است. شکل ۲ پلان این مدل‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۱ نمونه‌ای از پانل‌های باربر در سیستم قالب‌بندی در جا

روشن است که یک تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌تواند رفتار واقعی تری از سازه‌ها را به هنگام وقوع زلزله به دست دهد، اما به علت پیچیدگی‌های موجود در این روش، استفاده از آن برای آنالیز و طراحی قاب‌های متداول ساختمانی همچنان غیرعملی است. از طرفی آنالیز و طراحی سازه‌ها صرفاً بر اساس رفتار ارتجاعی اعضا و عدم توجه به رفتار خمیری و ظرفیت جذب و دفع انرژی آن‌ها به هنگام تحمل نیروهای بزرگی مانند زلزله که نیروهای غیر دائمی و ریسکی می‌باشند، باعث می‌شود یک طرح غیر اقتصادی به نظر آید و تبدیل به سازه‌ای با اعضای بسیار سنگین شود. لذا جهت منظور نمودن اثرات مثبت رفتار خمیری سازه به‌ویژه در تحمل نیروهای جانبی، تقریباً تمامی آیین‌نامه‌های معتبر دنیا یک ضریب ویژه، موسوم به ضریب رفتار^۱ یا ضریب تصحیح بازتاب^۲ در نظر می‌گیرند که باعث کاهش نیروی زلزله وارده می‌شود و طراح را مجاز به تحلیل استاتیکی سازه تحت نیروهای کاهش یافته و طراحی بر اساس نتایج آن می‌نمایند.

تاکنون تحقیقاتی برای بررسی رفتار دینامیکی و پارامترهای مکانیکی ساندویچ پانل‌ها انجام گرفته اما بررسی سازه‌های پانلی با قالب‌بندی در جا کمتر مورد توجه قرار گرفته است [۱-۳]. در این تحقیق برای محاسبه ضریب رفتار این نوع از سازه‌های پانلی، که در واقع ترکیبی از دیوارهای بتنی کوبله

دیوارها انجام گرفته است. برای این کار با استفاده از یک چیدمان صحیح از الیاف بتنی و فولادی که رفتار هر یک از آن‌ها به صورت نمودارهای تنش- کرنش با دقت بالایی تعریف شده، می‌توان سطح مقطع هر المان را مدل‌سازی کرد. سپس با استفاده از این المان‌ها در لایه‌های مختلف که هر یک بیانگر یکی از خواص مکانیکی و رفتاری بتن مسلح است، آن‌ها را به صورت موازی به یکدیگر متصل کرده و رفتار کلی یک دیوار را مدل‌سازی می‌کنیم.

در نرم افزار PERFORM 3D 4.0.1 دو نوع المان دیوار برای مدل‌سازی رفتار دیوارها وجود دارد. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی در دیوارهای لاغر از Shear Wall Element استفاده می‌شود و برای مدل‌سازی رفتارهای خمشی و برشی در دیوارهای برشی از المانی که ترکیبی از دو لایه خمشی- محوری و برشی است، استفاده می‌شود. این لایه‌ها در گره‌های المان‌ها به یکدیگر متصل شده و به صورت لایه‌هایی موازی با هم عمل می‌کنند [۷]. در این پژوهش از ۳ نوع لایه برای مدل‌سازی رفتار دیوارها استفاده شده است که عبارتند از:

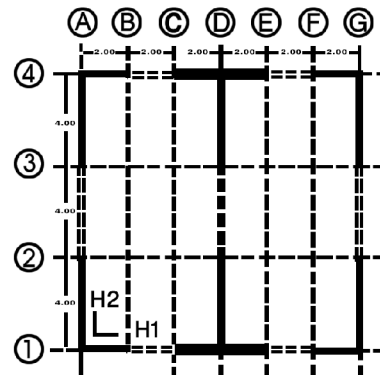
(الف) لایه خمشی- محوری بتنی

(ب) لایه خمشی- محوری فولادی

(پ) لایه برشی بتن

لایه‌های خمشی- محوری بتنی و فولادی هر دو برای مدل‌سازی رفتار خمشی و محوری بوده و لایه برشی بتن برای مدل‌سازی رفتار برشی در بتن است. الیاف لایه‌های خمشی- محوری بتنی و فولادی صرفاً در جهت ارتفاع دیوار هستند و در دو جهت دیگر، یعنی در طول دیوار و در امتداد عمود بر صفحه دیوار^۴ مقطع الاستیک فرض می‌شود. نظر به این که ساختار پانل‌های مسلح به گونه‌ای است که امکان اجرای خاموت‌های شکل‌پذیری در لبه و محل تقاطع دیوارها وجود ندارد، بتن استفاده شده در این سیستم را باید از نوع بتن محصور نشده دانست.

منحنی نیرو- تغییرشکل الیاف بتنی استفاده شده در مدل‌سازی لایه خمشی- محوری بتن در شکل ۳ آمده است. برای مدل‌سازی دقیق‌تر رفتار بتن در مقاطع دیوار، مساحت الیاف موجود در نزدیکی لبه‌های دیوار بسیار کوچک‌تر از سایر نقاط در نظر گرفته شده است تا بتوان با این کار پدیده ترک‌خوردگی و انتقال محور خنثای مقطع



شکل ۲. پلان مدل‌های مورد مطالعه

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی و محاسبه ظرفیت دورانی دیوارهای برشی مدل‌های مورد مطالعه، از ضوابط موجود در دستورالعمل FEMA 273 استفاده شده است [۵]. در این دستورالعمل با توجه به نسبت ارتفاع به طول، H/L دیوارها، رفتار غیرخطی آن‌ها به دو دسته کلی کنترل شونده با خمش و کنترل شونده با برش، تقسیم بندی می‌شود. با توجه به ارتفاع و طول دیوارهای موجود در پلان، نسبت ارتفاع به طول H/L دیوارها در تمامی جهات و مدل‌ها از ۳ بزرگ‌تر می‌باشد. به این ترتیب دیوارها در هر دو جهت لاغر بوده و رفتار غیرخطی آنها کنترل شونده با خمش خواهد بود. در نتیجه می‌توان رفتار این مدل‌ها را در برابر برش خطی فرض کرد.

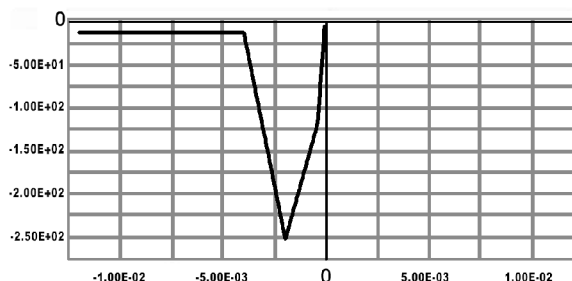
در این تحقیق با توجه به این‌که تمامی سازه به صورت ترکیبی از المان‌های دیواری است، به جای استفاده از روش‌های متداول و مدل‌های استفاده شده که اغلب به صورت مدل‌های قابی معادل هستند، از مدل اجزای محدود لایه‌های المان‌های پوسته استفاده می‌شود [۶]. وقتی که یک مقطع بتن مسلح را تحت خمش قرار می‌دهیم، به دلیل ترک‌خوردگی مقطع، محور خنثی به سمت قسمت فشاری انتقال پیدا می‌کند که تحلیل‌های الاستیک این مطلب را منعکس نمی‌کند. تئوری پلاستیسیته و سطوح اندرکنش P-M نیز نمی‌تواند به طور مناسب رفتار اعضای بتن مسلح را مدل کند و استفاده از آن‌ها در دیوارها که از سطح مقطع بزرگی دارند می‌تواند خطاهای بزرگی را در مدل‌سازی رفتار آن‌ها ایجاد کند. از این رو در اینجا با استفاده از مقاطع موسوم به الیافی^۳، که می‌تواند برای تعریف سطح مقطع عرضی هر المان استفاده شود، مدل‌سازی رفتار غیرخطی

عدد بسیار بزرگی است. بنابراین مدول برشی (G) را برابر 0.25 مدول برشی حالت الاستیک فرض می‌کنیم [۹]. با توجه به دستورالعمل FEMA 273 از آنجا که رفتار غیرخطی خمشی در دیوارهای برشی حاکم است، میزان دوران بالای ناحیه خمیری که در انتهای عضو واقع شده است، ملاک ارزیابی این رفتار است [۵]. در این تحقیق برای ارزیابی میزان دوران در دیوارها از المان‌های دوران سنج نرم‌افزار استفاده شده است. این‌ها، المان‌هایی چهارگره‌ای هستند که به گره‌های یک المان یا گروهی از المان‌های دیوار متصل می‌شوند و ارتفاع آن‌ها بر اساس طول ناحیه خمیری تعیین می‌شود. با توجه به این‌که میزان چرخش در ناحیه خمیری با ارتفاع ناحیه خمیری نسبت مستقیم دارد، تعیین ارتفاع این ناحیه مهمترین مطلب در ارزیابی دوران دیوارهاست. در دستورالعمل FEMA 273 ارتفاع ناحیه پلاستیک را برابر نصف طول دیوار در جهت مورد نظر یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کمتر باشد، در نظر می‌گیرند. در تعیین طول ناحیه پلاستیک اگر سختی تیرهای کوپله کننده زیاد باشد، طول دیوار را می‌توان برابر مجموع طول دیوارهای کوپله شده در نظر گرفت. اما در اینجا با توجه به این‌که در تمامی مدل‌های مورد بررسی تیرهای کوپله از سختی بالایی برخوردار نیستند، طول هر دیوار در هر جهت به صورت مجزا در نظر گرفته می‌شود.

۲-۲ مبانی محاسبه ضریب رفتار

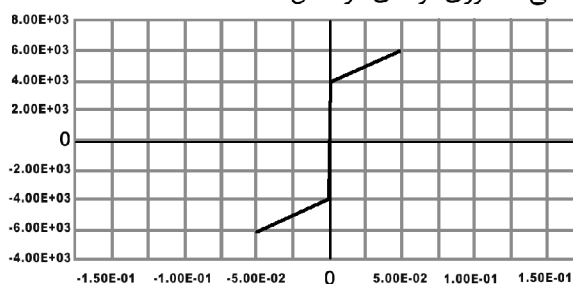
ضریب رفتار یا ضریب اصلاح پاسخ سازه کمیته است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در برداشته و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر الاستیک می‌باشد. بر این اساس، مقاومت مورد نیاز سازه در طراحی، از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب فوق حاصل می‌شود. این ضریب تابع عوامل گوناگونی است که از جمله مهم‌ترین آنها می‌توان به شکل‌پذیری سازه، خواص مصالح، مشخصات میرایی، مشارکت اعضای غیر سازه‌ای، درجه نامعینی سازه و اضافه مقاومت اعضاء (اثر طراحی دست بالای اعضاء) اشاره نمود. اساس تمامی روش‌های محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو و یا انرژی که یک قاب، از زمانی که اولین

بتنی دیوار را در سیکل‌های زمین لرزه به درستی مدل‌سازی نمود.



شکل ۳ منحنی تنش (kg/cm^2) - کرنش در الیاف بتنی

لایه دیگری که در ساخت المان‌های دیوار به کار می‌رود لایه خمشی- محوری فولادی است. در این لایه توزیع الیاف فولادی همانند توزیع آرماتورها در ساختار پانل‌های دیواری به صورت یکنواخت می‌باشد. منحنی نیرو- تغییر شکل الیاف فولادی استفاده شده در مدل‌سازی لایه خمشی- محوری فولادی در شکل ۴ آمده است.



شکل ۴ منحنی تنش (kg/cm^2) - کرنش در الیاف فولادی

لایه سوم استفاده شده برای مدل‌سازی المان‌های دیوار لایه برشی بتن است که در ساخت آن نمی‌توان از الیاف استفاده کرد. در این تحقیق رفتار برشی در دیوارها الاستیک فرض شده و برای ساخت این لایه از دو پارامتر مدول برشی (G) و تنش برشی مقاوم بتن استفاده می‌شود. در تعیین ظرفیت برشی لایه برشی با توجه به دستورالعمل FEMA 273 از روش‌های عنوان شده در آیین‌نامه ACI 318-05 استفاده شده است و مقدار تنش برشی مقاوم در این لایه برابر $25 kg/cm^2$ در نظر گرفته شده است [۸ و ۵]. برای تعیین مدول برشی با فرض $\nu = 0.25$ ، $G = 0.4 E$ خواهد بود که این مقدار برای مصالح بتنی در حالت ترک خوردن

پانل‌های مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد که به صورت یک جدول ارایه شده است که صرفاً جنبه پیشنهادی دارد [۱۱].

۲-۳ تحلیل‌های عددی

پس از انجام مدل‌سازی غیرخطی برای محاسبه ضریب رفتار، مدل‌ها آنالیز می‌شوند. نوع آنالیزهای به کار رفته در این تحقیق از نوع آنالیز استاتیکی غیرخطی است و پس از انجام این تحلیل‌ها منحنی‌های بارش پایه در برابر تغییر مکان نسبی نقطه‌ای از بام (که در این تحقیق مرکز جرم طبقه، بام گرفته شده است) به دست آمده است. دستورالعمل ATC 19 برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی تنها الگوی بار معادل جانبی ELF^6 را معرفی می‌کند، اما در این مقاله از نتایج الگوی بار سازگار با اشکال مودی MCD^7 نیز استفاده شده است [۱۱]. در انجام این تحلیل‌ها از ضوابط دستورالعمل FEMA 273 برای انتخاب الگوهای توزیع بار جانبی استفاده شده است که عبارتند از [۵]:

الف) بار معادل جانبی (ELF): این الگو همان الگوی بارگذاری معرفی شده در استاندارد ۲۸۰۰ است [۴]. در این الگوی بارگذاری برش پایه ساختمان به نسبت جرم و ارتفاع طبقات بر مرکز جرم طبقات وارد می‌شود.

ب) بار سازگار با اشکال مودی (MCD): در این بارگذاری برش پایه حاصل از تحلیل طیفی با توجه به تعداد مودهایی است که بیشتر از ۹۰٪ در جرم مودی مشارکت داشته‌اند، بر مرکز جرم طبقات وارد می‌شود.

برای بارگذاری ثقلی نیز در هر تحلیل طبق دستورالعمل FEMA 273 بارهای ثقلی را به دو صورت کرانه پایین و کرانه بالای بارهای ثقلی بر مدل‌ها اعمال می‌کنیم، که این ترکیبات به ترتیب با Q_{G1} و Q_{G2} نمایش داده می‌شوند و هر یک از این ترکیبات با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود [۵]:

$$Q_{G1} = 0.9 Q_D \quad (4)$$

$$Q_{G2} = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (5)$$

مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود، تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می‌رسد، تحمل یا جذب می‌نماید [۱۰].

طبق آخرین تحقیقات، جهت محاسبه ضریب اصلاح پاسخ R در دستورالعمل ATC 19 فرمول جدیدی ارایه شده است، به طوری که ضریب R را به صورت حاصل ضرب ۳ ضریب به شکل زیر معرفی می‌کند [۱۱]:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (1)$$

که در آن R_S : ضریب مقاومت، R_μ : ضریب شکل پذیری و R_R : ضریب نامعینی می‌باشد.

طبق توصیه دستورالعمل ATC 19 برای محاسبه ضریب مقاومت از تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون^۸) استفاده می‌شود [۱۱]. در این دستورالعمل رابطه زیر برای محاسبه ضریب مقاومت داده شده است:

$$R_S = \frac{V_o}{V_d} \quad (2)$$

که در آن V_o نیروی مقاوم حداکثر سازه، حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، و V_d نیروی برشی است که سازه مورد نظر برای آن طراحی شده است [۱۱].

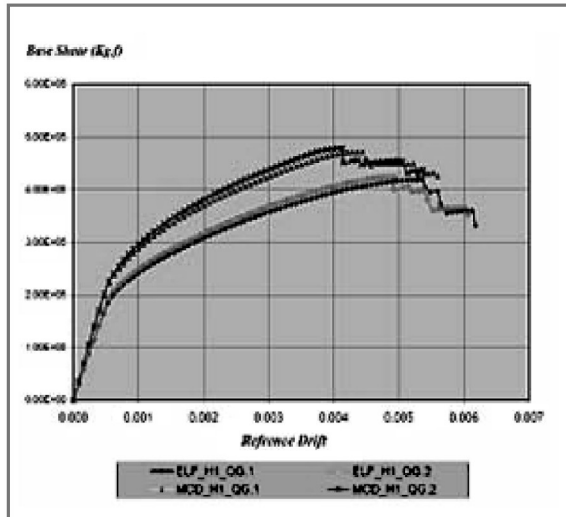
برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری R_μ ، از میان تحقیقات فراوانی که به عمل آمده است، دستورالعمل ATC 19 روش میراندا را که نسبت به روش‌های قبلی جدیدتر است، توصیه می‌کند [۱۱ و ۱۲]. در این روش ضریب شکل‌پذیری با روابطی به پارامترهای نسبت شکل‌پذیری، زمان تناوب و نوع زمین محل قرارگیری ساختمان مربوط می‌شود.

نسبت شکل‌پذیری به کار رفته در محاسبه ضریب شکل‌پذیری با استفاده از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

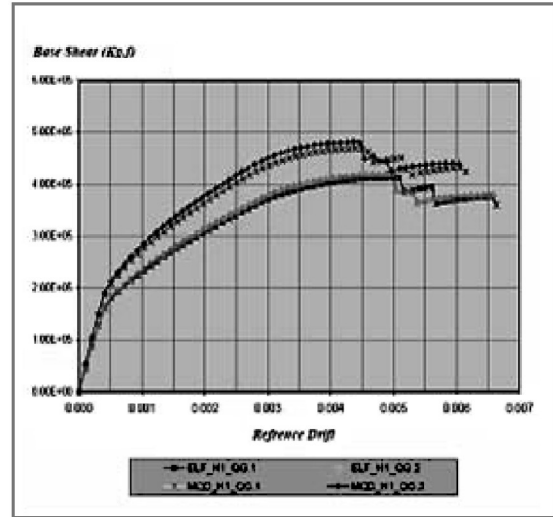
$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (3)$$

که در آن Δ_y تغییرمکان متناظر با برش پایه V_y مربوط به تقریب دو خطی منحنی پاسخ با توجه به ضوابط دستورالعمل FEMA 273 است [۵].

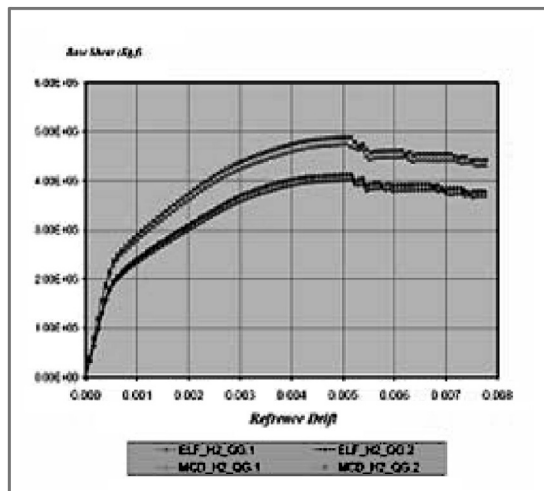
Δ_m : حداکثر تغییر مکان در منحنی پاسخ حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی تا لحظه ناپایداری (مکانیزم) سازه است. دستورالعمل ATC 19 راه حل دقیقی برای محاسبه ضریب نامعینی R_R ارایه نمی‌کند، ولی آنچه در این دستورالعمل توصیه شده است، معرفی مقادیر این ضریب بر حسب تعداد



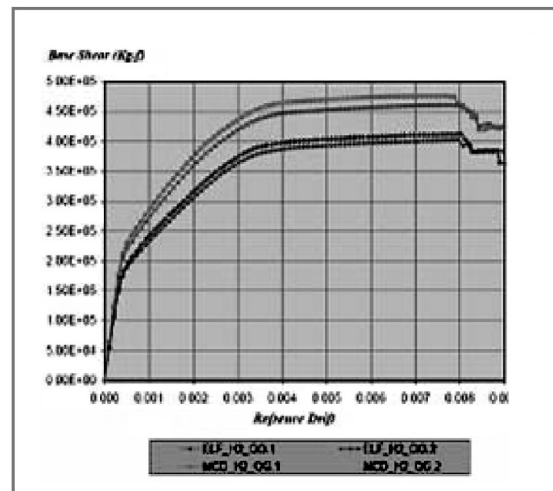
شکل ۷ منحنی برش پایه (kgf) - تغییرمکان نسبی الگوهای (ELF) و (MCD) در جهت H1 مدل 9S



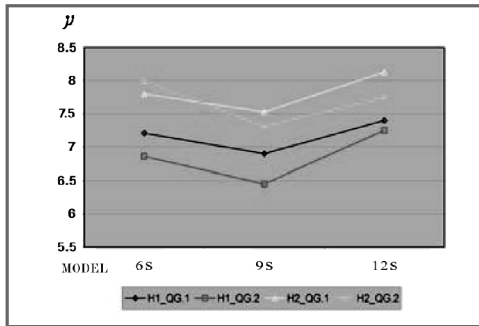
شکل ۵ منحنی برش پایه (kgf) - تغییرمکان نسبی الگوهای (ELF) و (MCD) در جهت H1 مدل 6S



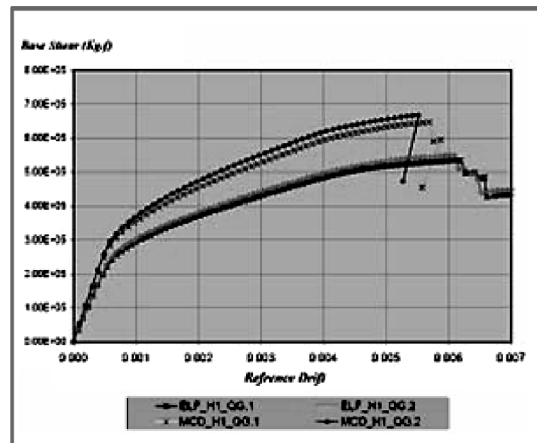
شکل ۸ منحنی برش پایه (kgf) - تغییرمکان نسبی الگوهای (ELF) و (MCD) در جهت H2 مدل 9S



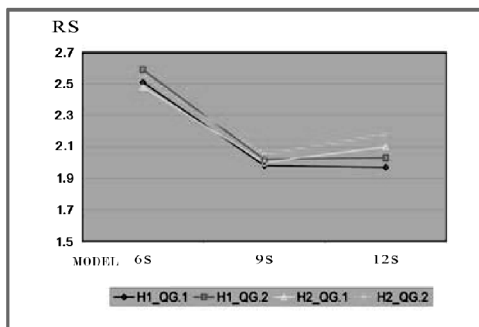
شکل ۶ منحنی برش پایه (kgf) - تغییرمکان نسبی الگوهای (ELF) و (MCD) در جهت H2 مدل 6S



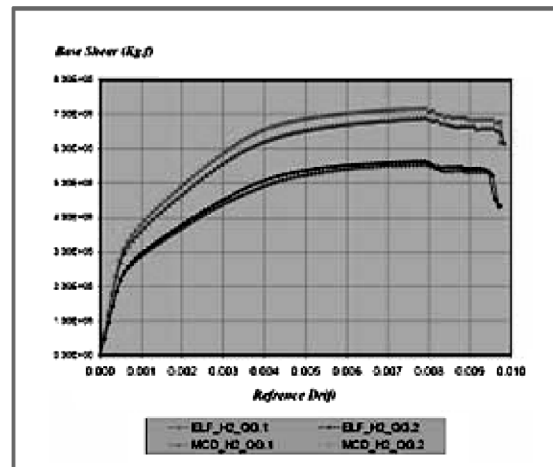
شکل ۱۲ نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها در الگوی (ELF)



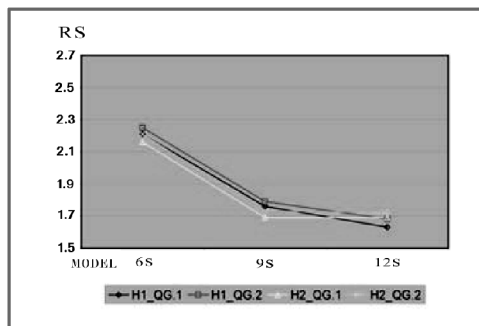
شکل ۹ منحنی برش پایه (kgf) - تغییرمکان نسبی الگوهای (ELF) و (MCD) در جهت H1 مدل 12S



شکل ۱۳ ضریب مقاومت مدل‌ها در الگوی (MCD)

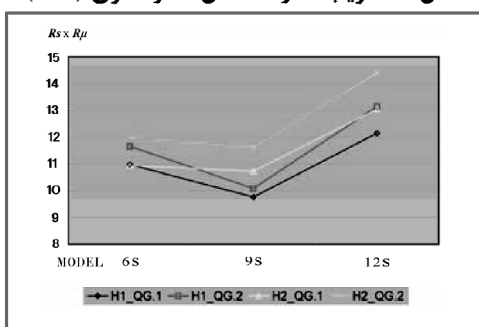


شکل ۱۰ منحنی برش پایه (kgf) - تغییرمکان نسبی الگوهای (ELF) و (MCD) در جهت H2 مدل 12S

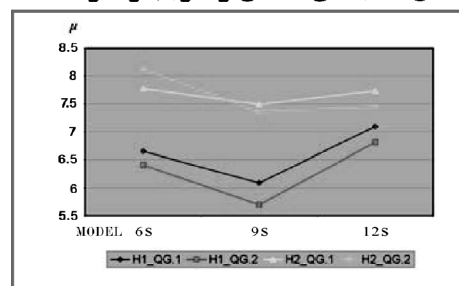


شکل ۱۴ ضریب مقاومت مدل‌ها در الگوی (ELF)

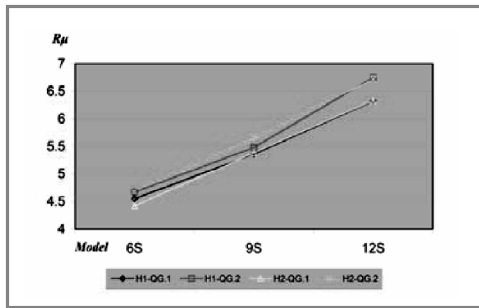
۳- نتایج تحلیلهای عددی و ضریب رفتار مدلها



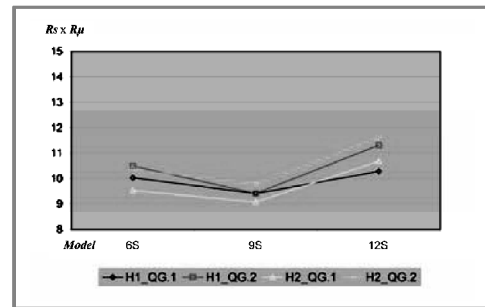
شکل ۱۵ حاصل ضرب $R_s \times R_\mu$ مدل‌ها در الگوی (MCD)



شکل ۱۱ نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها در الگوی (MCD)

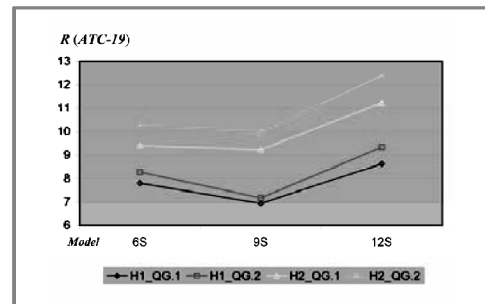


شکل ۲۰ ضریب شکل‌پذیری مدل‌ها در الگوی (ELF)

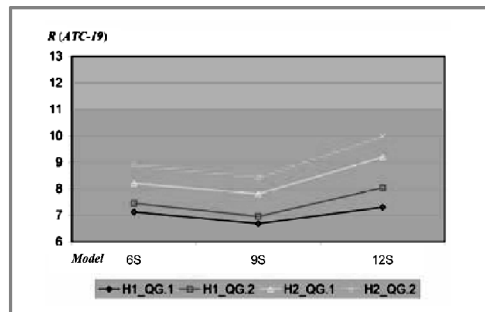


شکل ۱۶ حاصل ضرب $R_s \times R_\mu$ مدل‌ها در الگوی (ELF)

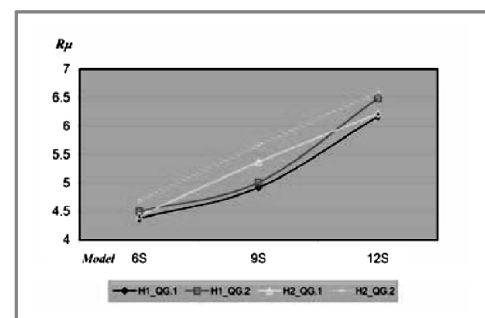
با توجه به اشکال ۱۱ و ۱۲ می‌توان روند یکسانی را در تغییرات نسبت شکل‌پذیری هر دو الگوی بارگذاری مشاهده نمود. نسبت شکل‌پذیری به‌دست آمده در مدل‌های 6S و 12S نسبت به مدل 9S مقدار بیشتری را نشان می‌دهد. دلیل بالاتر بودن این نسبت در هر دو مدل 6S و 12S بالاتر بودن مقدار Δ_m در مقابل Δ_y در دو مدل مذکور است. اگرچه ارتفاع مدل 9S از مدل 6S بیشتر است ولی به علت استفاده از عناصر سازه‌ای یکسان (پانل‌های با ضخامت و توزیع آرماتور یکسان) در مدل‌های 6S و 9S می‌توان دلیل شکل‌پذیری کمتر مدل 9S را در مقایسه با مدل 6S، ضعف سازه‌ای این مدل به علت افزایش نیاز لرزه‌ای آن دانست که باعث کمتر شدن نسبت شکل‌پذیری در آن شده است. این نسبت در مدل 12S از دو مدل دیگر بیشتر است که با توجه به ارتفاع بیشتر این مدل و بارزتر شدن رفتار خمشی و افزایش ظرفیت مقاومتی سازه این مدل، رفتار شکل‌پذیر آن امری منطقی به نظر می‌رسد. این مطلب در حالی است که با توجه به اشکال ۱۹ و ۲۰ ضریب شکل‌پذیری با یک روند صعودی، با افزایش ارتفاع در مدل‌ها افزایش می‌یابد. علت این افزایش، تأثیر زمان تناوب مدل‌ها در برآورد ضریب شکل‌پذیری رابطه میراندا است، در صورتی‌که چنین افزایشی در نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها به چشم نمی‌خورد. اشکال ۱۳ و ۱۴ تغییرات ضریب مقاومت مدل‌ها را در دو الگوی بارگذاری نشان می‌دهد. روند تغییر ضریب مقاومت در هر دو الگوی بارگذاری تقریباً یکسان است. در هر دو الگوی بارگذاری بیشترین ضریب مقاومت به مدل 6S اختصاص دارد. دلیل این امر را می‌توان طراحی دست بالای سازه مدل 6S دانست، زیرا در زمان طراحی سازه آن بدون توجه به نسبت‌های نیاز به ظرفیت DCR^A سازه مدل، از



شکل ۱۷ ضریب رفتار مدل‌ها در الگوی (MCD)



شکل ۱۸ ضریب رفتار مدل‌ها در الگوی (ELF)



شکل ۱۹ ضریب شکل‌پذیری مدل‌ها در الگوی (MCD)

استاندارد در محدوده مجاز برای استفاده از این سازه‌ها، به ویژه در مورد سازه‌های منظم باشد.

۲. در مدل 6S با کمترین ارتفاع و زمان تناوب، ضریب مقاومت در محاسبه ضریب رفتار این مدل اثر بیشتری نسبت به دو مدل دیگر دارد که نشان‌دهنده نقش تعیین کننده ضریب مقاومت در سازه‌های کم ارتفاع است.

۳. با افزایش ارتفاع مدل‌ها، افزایش ضریب شکل‌پذیری عامل اصلی در افزایش ضریب رفتار است.

۴. در مدل 12S که ارتفاعی بیش از حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ دارد، نسبت شکل‌پذیری به دست آمده بالاتر از دو مدل دیگر است. این مطلب را می‌توان عمدتاً به دلیل بارزتر شدن رفتار خمشی شکل‌پذیر در دیوارها و نیز تا حدودی به علت افزایش ظرفیت مقاومتی سازه آن دانست.

۵. بر اساس نتایج مدل 12S، که نشان دهنده بالاترین ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری در مقایسه با دو مدل دیگر است، به نظر می‌رسد که بررسی امکان افزایش ارتفاع مجاز و ضریب رفتار این نوع سیستم سازه‌ای در استاندارد ۲۸۰۰، با انجام مطالعات بیشتر، منطقی باشد.

۵- پی نوشت

- ¹ Behaviour Factor
- ² Response Modification Factor
- ³ Fiber section
- ⁴ Out of plane
- ⁵ Push over
- ⁶ Equivalent Lateral Force
- ⁷ Modal Compatible Distribution
- ⁸ Design Capacity Ratio

مراجع

- [۱] باقرزاده ا.، "تعیین پارامترهای مکانیکی پانلهای ساندویچی شاتکریتی مورد استفاده در سازه های پانلی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، پاییز ۱۳۷۸.
- [۲] زمان کبیر م.، جهانپور ع.، "رفتار پانلهای ساندویچی 3D تحت بارهای برشی رفت و برگشت"، مجموعه مقالات ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، ICCE 2003، ج دوم، دانشگاه صنعتی اصفهان، اردیبهشت ۱۳۸۲، صفحه های ۶۷ الی ۷۴.

حداقل ابعاد پانل‌های موجود استفاده شده است. مطلب دیگری که در بررسی روند تغییرات ضرایب مقاومت قابل مشاهده است، کاهش مقدار این ضریب از مدل 6S به مدل 9S و تغییر اندک مقدار این ضریب بین مدل‌های 9S و 12S است. با توجه به این مطلب می‌توان به نقش بیشتر ضریب مقاومت در برآورد ضریب رفتار سازه‌های کم ارتفاع و سخت که از شکل‌پذیری کمتری برخوردارند اشاره کرد. اما در مورد سازه‌های مرتفع‌تر تأثیر ضریب شکل‌پذیری در تعیین ضریب رفتار آن‌ها بیشتر است.

اعدادی که در استاندارد ۲۸۰۰ برای ضریب رفتار ساختمان‌ها ارایه شده است، از مطالعات آماری بر روی نمونه‌های زیادی از این نوع سازه با گونه‌های متنوع حاصل شده است و این مقادیر کمترین و محافظه کارانه‌ترین مقدارهای ممکن برای انجام تحلیل استاتیکی معادل است [۴].

بنا به نتایج به دست آمده در بالا بر اساس روش پیشنهادی دستورالعمل ATC 19 و با توجه به اشکال ۱۷ و ۱۸ ملاحظه می‌شود که نتایج حاصله انطباق چندانی را با مقدار ارایه شده در استاندارد ۲۸۰۰، که مقدار ضریب رفتار برابر ۵ از آن استنباط می‌شود، نشان نمی‌دهد [۴]. همچنین ضریب رفتار مدل‌ها در جهت H2 مقادیر بیشتری را نسبت به جهت H1 در هر دو الگوی بارگذاری نشان می‌دهد که یکی از اصلی‌ترین دلایل آن را می‌توان اختلاف موجود در ضریب نامعینی این دو جهت دانست. به همین منظور برای بررسی دقیق‌تر، حاصل ضرب ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت نیز در اشکال ۱۵ و ۱۶ ارایه شده است که نتایج متفاوت با نتایج حاصل از محاسبه ضریب رفتار مدل‌ها نشان می‌دهد. اختلاف کم موجود در این نتایج می‌تواند دلیلی بر عدم وجود مبنای علمی دقیق باشد، که البته در متن خود دستورالعمل هم به آن اشاره شده است، (در تعیین ضریب نامعینی ارایه شده در دستورالعمل ATC 19 [۱۰]).

۴- نتیجه‌گیری

۱. ضرایب رفتار محاسبه شده برای مدل‌های مورد مطالعه، انطباقی با عدد ارایه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ندارد و این مطلب می‌تواند حاکی از نگرش کاملاً محافظه کارانه این

- [8] ACI 318-05, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", ACI 318R-05, American Concrete Institute, Farming Hills, MI, USA, 2005.
- [9] جعفری ا.، "بررسی لرزه‌ای سازه‌های پانلی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، تابستان ۱۳۸۷.
- [10] Clough R. and Penzien, "Dynamics of Structures", Computers & Structures, Inc. 1995 University Ave. Berkeley, CA 94704, USA, 2003.
- [11] ATC-19, "Structural Response Modification Factors", Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California 94065, 1995.
- [12] Miranda E. and Bertero V.V., "Evaluation of Strength reduction factors for earthquake-resistant design", Earthquake Spectra, EERI, Vol.10, No.2, 1994, pp.357-379.
- [3] زمان کبیر، م.، ابریشم فروشان اصل ا.، "ارزیابی رفتار قاب های فولادی کوتاه مرتبه تقویت شده با اجرای فاصله دار و بدون فاصله دیوارهای 3D پیش ساخته تحت بارگذاری استاتیکی دوره ها"، سیزدهمین کنفرانس دانشجویان مهندسی عمران سراسر کشور، ۱۳۸۵.
www.civilica.com/Paper-CESC13_015.html
- [4] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "بین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰"، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
- [5] FEMA 273, "NEHRP Guideline for the Seismic Rehabilitation of Building", Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C., 1997.
- [6] Rahul R. and limin j., "Pushover Analysis of a 19story concrete shearwall building", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, P.133.
- [7] "PERFORM Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE", Computers & Structures, Inc, 1995 University Ave. Berkeley, USA, 2006.