





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

گروه مهندسی عمران

تعیین ضریب رفتار سازه های پائل ساندویچی

دانشجو: مهدی قلی پور

استاد راهنما

دکتر علی کیسانی

استاد مشاور

مهندس ابوذر جعفری

پایان نامه دوره کارشناسی ارشد به منظور اخذ درجه کارشناسی ارشد

زمستان ۸۹

چکیده

سازه‌های پانل ساندویچی، یکی از انواع سازه‌های پیش‌ساخته بوده که از لحاظ هزینه و زمان به صرفه می‌باشد. علی‌رغم کاربرد روز افزون این سازه‌ها، هنوز در زمینه رفتار دینامیکی آن‌ها از جمله ضریب رفتار ابهاماتی وجود داشته و لزوم بررسی پارامترهای لرزه‌ای این سازه‌ها بیش از پیش احساس می‌گردد. در این تحقیق، ۳۵ مدل این سازه با پلان‌های مختلف از جمله مربع، مستطیل و نیز پلان‌های با خروج از مرکزیت، هریک از ۱ تا ۵ طبقه، با استفاده از نرم‌افزار Etabs Nonlinear مدل گردیده و براساس استاندارد ۲۸۰۰، آیین‌نامه ACI 318-05، و نشریه شماره ۳۸۵ تحلیل و طراحی می‌شود. سپس مدل‌های غیرخطی فوق با استفاده از نرم‌افزار PERFORM-3D ساخته شده و براساس ضوابط دستورالعمل FEMA-356، مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرارگرفته و نهایتاً پس از به‌دست آمدن نمودار نیرو-تغییر مکان آخرین نقطه بام هر یک از آن‌ها، به روش یوانگ، ضرایب رفتار سازه‌ها محاسبه می‌گردد. علاوه بر آن، برخی دیگر از پارامترهای لرزه‌ای این مدل‌ها از قبیل زمان تناوب، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون آن‌ها نیز محاسبه شده است. تأثیر عواملی همچون جهت تیرچه‌ریزی سقف، نسبت طول به عرض پلان، خروج از مرکزیت، ارتفاع، جهت بارگذاری جانبی، الگوی بارگذاری جانبی و نیز الگوی بارگذاری ثقلی بر روی این پارامترها برای کامل‌تر کردن این پژوهش بررسی گردیده است.

نتایج حاکی از آن است که ضریب رفتار این سازه‌ها نسبت به تغییرات نسبت طول به عرض پلان، نامنظمی و خروج از مرکزیت و نیز تغییرات ارتفاع بسیار حساس بوده و نمی‌توان یک ضریب رفتار واحد را مطابق آن‌چه در آیین‌نامه‌ها آمده است برای این سازه‌ها به‌کار برد. همچنین جهت تیرچه‌ریزی نیز بر روی

پارامترهای لرزه‌ای آن تاثیرگذار بوده و سبب می‌گردد که نسبت شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری در جهت تیرچه‌ریزی کمتر از جهت دیگر باشد.

کلمات کلیدی: ضریب رفتار، نسبت شکل‌پذیری، ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون، ساندویچ پانل، مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی

فصل اول: کلیات و آشنایی با سیستم‌های سازه‌ای پانل ساندویچی

۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- انگیزه و ضرورت انجام تحقیق	۳
۳-۱- آشنایی با سیستم سازه‌های پانلی	۴
۴-۱- هدف‌ها و روش انجام تحقیق	۱۲

فصل دوم: تاریخچه تحقیقات انجام شده بر روی سیستم‌های پانلی

۱-۲- تاریخچه تحقیقات انجام شده بر روی سیستم‌های پانلی	۱۴
---	----

فصل سوم: معرفی و روش‌های تعیین ضریب رفتار سازه‌ها

۱-۳- مقدمه	۳۴
۲-۳- تاریخچه پیدایش و شکل‌گیری محاسبه ضریب رفتار	۳۵
۳-۳- مبانی و روش‌های تعیین ضریب رفتار	۳۷
۱-۳-۳- روش‌های کاربردی	۳۸
۱-۱-۳-۳- روش طیف ظرفیت	۳۸
۲-۱-۳-۳- روش ضریب شکل‌پذیری یوانگ	۴۰
۲-۳-۳- روش‌های تحلیلی	۴۵
۱-۲-۳-۳- روش تئوری ضریب شکل‌پذیری	۴۶
۲-۲-۳-۳- روش پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی	۴۷
۴-۳- ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت (مقاومت افزون R_s)	۴۸
۱-۴-۳- عوامل موثر بر ضریب مقاومت افزون	۴۹
۲-۴-۳- روش محاسبه ضریب مقاومت افزون	۵۱
۵-۳- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری (R)	۵۳
۱-۵-۳- عوامل موثر بر R_{μ}	۵۴
۱-۱-۵-۳- عوامل موثر بر R_{μ} در سیستم‌های یک درجه آزادی	۵۴
۲-۱-۵-۳- عوامل موثر بر R در سیستم‌های چند درجه آزادی	۵۷
۲-۵-۳- روش محاسبه ضریب R_{μ}	۵۹
۱-۲-۵-۳- روابط برای سیستم‌های یک درجه آزادی	۶۰
۲-۲-۵-۳- روابط R_{μ} برای سیستم‌های چند درجه آزادی	۶۶

فصل چهارم: آشنایی با مدل‌های مورد مطالعه و طراحی آن‌ها

۱-۴- مقدمه	۶۹
۲-۴- دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل (نشریه شماره ۳۸۵)	۶۹
۳-۴- مدل‌سازی	۷۱
۱-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر	۷۴
۲-۳-۴- مدل با پلان ۷/۵×۱۰ متر	۷۵
۳-۳-۴- مدل با پلان ۵×۱۰ متر	۷۶
۴-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۵ درصد	۷۸
۵-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد	۷۸
۶-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۵ درصد	۷۹
۷-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۲۰ درصد	۸۰

فصل پنجم: مدل‌سازی غیرخطی

۱-۵- مقدمه	۸۲
۲-۵- نرم‌افزارهای مربوط به انجام تحلیل‌های غیرخطی	۸۲
۱-۲-۵- درباره نرم‌افزار PERFORM-3D	۸۳
۳-۵- مدل‌سازی سیستم پانل ساندویچی در نرم‌افزار PERFORM-3D	۸۴
۱-۳-۵- فرضیات مدل‌سازی	۸۴
۲-۳-۵- مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارها	۸۶
۱-۲-۳-۵- خصوصیات اصلی المان‌های دیوار	۸۷
۲-۲-۳-۵- لایه‌های خمشی و برشی در المان‌های دیوار برشی	۸۸
۳-۲-۳-۵- لایه‌های خمشی و برشی در المان‌های دیوار چندمنظوره	۹۰
۴-۲-۳-۵- مشخصات و رفتار المان‌های دیوار برشی و دیوار چندمنظوره	۹۱
۵-۲-۳-۵- ساخت لایه خمشی-محوری در مدل‌ها	۹۲
۶-۲-۳-۵- ساخت لایه برشی بتن در مدل‌ها	۹۶
۳-۳-۵- مدل‌سازی رفتار برشگیرها	۹۸
۴-۵- اثرات P-Δ	۹۹
۵-۵- بارگذاری	۹۹
۶-۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی	۹۹
۷-۵- منحنی ظرفیت سازه	۱۰۰

فصل ششم: بررسی نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی

۱-۶- مقدمه	۱۰۳
۲-۶- معرفی مدل‌های مورد مطالعه و آنالیزهای غیرخطی آن‌ها	۱۰۳

۱۰۵.....	۳-۶- منحنی ظرفیت مدل‌های مورد مطالعه.....
۱۱۶.....	۴-۶- تعیین پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه ضریب رفتار.....
۱۱۶.....	۱-۴-۶- دوطبقی کردن نمودار ظرفیت سازه.....
۱۱۸.....	۲-۴-۶- تعیین ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ}).....
۱۱۹.....	۳-۴-۶- ضریب مقاومت افزون (R_s).....
۱۲۷.....	۵-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه.....
۱۲۷.....	۱-۵-۶- بررسی زمان تناوب مدل‌ها.....
۱۲۸.....	۲-۵-۶- بررسی نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها.....
۱۳۴.....	۳-۵-۶- بررسی ضرایب شکل‌پذیری مدل‌ها.....
۱۴۱.....	۴-۵-۶- بررسی ضرایب مقاومت افزون مدل‌ها.....
۱۴۸.....	۵-۵-۶- بررسی ضرایب رفتار مدل‌ها.....

فصل هفتم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱۵۶.....	۱-۷- مقدمه.....
۱۵۷.....	۲-۷- نتیجه‌گیری.....
۱۵۹.....	۳-۷- پیشنهادات.....
۱۶۰.....	منابع.....

شکل ۱-۱- پانل ساندویچی و اجزای تشکیل دهنده آن	۴
شکل ۲-۱- پلی‌استایرن	۶
شکل ۳-۱- ساختمان با سیستم کامل پانلی	۶
شکل ۴-۱- ساختمان با سیستم مختلط اسکلت فلزی و 3D پانل	۷
شکل ۱-۲- آزمایش‌های رفت و برگشتی روی اجزای سازه‌ای سیستم پانل ساندویچی	۲۰
شکل ۱-۳- منحنی طیف ظرفیت	۳۹
شکل ۲-۳- طیف نیروی وارده	۴۰
شکل ۳-۳- منحنی رفتار غیرخطی سازه	۴۱
شکل ۴-۳- مدل ساده با ظرفیت باز توزیع پلاستیک	۴۶
شکل ۵-۳- روش نیومارک و هال	۴۷
شکل ۶-۳- ضریب افزایش مقاومت در برابر تعداد طبقات برای قاب‌های خمشی ویژه فولادی	۵۳
شکل ۷-۳- رابطه ضریب رفتار ناشی از ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت	۵۵
شکل ۸-۳- فرضیه برابری تغییر مکان‌ها	۵۹
شکل ۹-۳- فرضیه برابری انرژی جذب شده	۶۰
شکل ۱۰-۳- روابط $R_{\mu} - \mu - T$ نیومارک و هال	۶۲
شکل ۱۱-۳- روابط $R_{\mu} - \mu - T$ کراوینکلر و نثار	۶۳
شکل ۱۲-۳- اثر بزرگی زلزله در ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میرندا	۶۵
شکل ۱۳-۳- اثر فاصله کانونی زلزله در ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میرندا	۶۵
شکل ۱۴-۳- ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میرندا برای خاک‌های مختلف	۶۵
شکل ۱۵-۳- ضرایب اصلاح ضریب شکل‌پذیری سیستم چند درجه آزادی	۶۶
شکل ۱-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان 10×10 متر مدل ۵ طبقه	۷۴
شکل ۲-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان $7/5 \times 10$ متر مدل ۵ طبقه	۷۵
شکل ۳-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان 5×10 متر مدل ۵ طبقه	۷۷
شکل ۴-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان 10×10 متر با خروج از مرکزیت ۵ درصد مدل ۵ طبقه	۷۸

شکل ۴-۵-پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد مدل ۵ طبقه... ۷۹

شکل ۴-۶-پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۵ درصد مدل ۵ طبقه... ۷۹

شکل ۴-۷-پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۲۰ درصد مدل ۵ طبقه... ۸۰

شکل ۵-۱- تغییرشکل‌های درون صفحه‌ای المان‌های دیوار برشی... ۸۸

شکل ۵-۲- لایه‌های موازی به‌کار رفته در المان‌های دیوار برشی... ۸۸

شکل ۵-۳- لایه‌های موازی به‌کار رفته در المان‌های دیوار چندمنظوره... ۹۰

شکل ۵-۴- منحنی تنش-کرنش تک محوری بتن محصور و غیرمحصور... ۹۳

شکل ۵-۵ - مشخصات مصالح بتنی غیرخطی... ۹۴

شکل ۵-۶- منحنی تنش کرنش فشاری مصالح بتنی غیرخطی... ۹۵

شکل ۵-۷- مشخصات مصالح فولادی غیرخطی بدون کماتش... ۹۵

شکل ۵-۸- منحنی تنش-کرنش الیاف فولادی مورد استفاده در لایه خمشی-محوری... ۹۶

شکل ۵-۹- مشخصات مصالح برشی غیرخطی... ۹۷

شکل ۵-۱۰- نمودار تنش کرنش بتن برشی... ۹۷

شکل ۵-۱۱- المان‌های برشگیر متصل کننده دو المان دیوار... ۹۸

شکل ۵-۱۲- منحنی ظرفیت یک سازه... ۱۰۱

شکل ۶-۱- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG₂-TRI... ۱۰۶

شکل ۶-۲- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG₁-TRI... ۱۰۶

شکل ۶-۳- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG₂-UNI... ۱۰۶

شکل ۶-۴- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG₁-UNI... ۱۰۶

شکل ۶-۵- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG₂-TRI... ۱۰۶

شکل ۶-۶- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG₁-TRI... ۱۰۶

شکل ۶-۷- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG₂-UNI... ۱۰۷

شکل ۶-۸- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG₁-UNI... ۱۰۷

شکل ۶-۹- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG₂-TRI... ۱۰۷

شکل ۶-۱۰- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG₁-TRI... ۱۰۷

شکل ۶-۱۱- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG₂-UNI... ۱۰۷

شکل ۶-۱۲- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG₁-UNI ۱۰۷

شکل ۶-۱۳- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار QG₂-TRI ۱۰۸

شکل ۶-۱۴- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار QG₁-TRI ۱۰۸

شکل ۶-۱۵- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار QG₂-UNI ۱۰۸

شکل ۶-۱۶- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار QG₁-UNI ۱۰۸

شکل ۶-۱۷- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار QG₂-TRI ۱۰۸

شکل ۶-۱۸- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار QG₁-TRI ۱۰۸

شکل ۶-۱۹- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار QG₂-UNI ۱۰۹

شکل ۶-۲۰- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار QG₁-UNI ۱۰۹

شکل ۶-۲۱- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₂-TRI ۱۰۹

شکل ۶-۲۲- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₁-TRI ۱۰۹

شکل ۶-۲۳- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₂-UNI ۱۰۹

شکل ۶-۲۴- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₁-UNI ۱۰۹

شکل ۶-۲۵- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG₂-TRI ۱۱۰

شکل ۶-۲۶- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG₁-TRI ۱۱۰

شکل ۶-۲۷- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG₂-UNI ۱۱۰

شکل ۶-۲۸- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG₁-UNI ۱۱۰

شکل ۶-۲۹- (الف) متوسط منحنی ظرفیت مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 (ب) بزرگنمایی منحنی‌های فوق ۱۱۴

شکل ۶-۳۰- (الف) متوسط منحنی ظرفیت مدل 10×10 و مدل‌های با خروج از مرکزیت (ب) بزرگنمایی منحنی‌های فوق .. ۱۱۵

شکل ۶-۳۱- تقریب دوخطی رابطه نیرو-تغییر مکان به‌روش پائولی و پریستلی ۱۱۷

شکل ۶-۳۲- تقریب دوخطی رابطه نیرو-تغییر مکان به‌روش انرژی معادل ۱۱۷

شکل ۶-۳۳- نمودار زمان تناوب مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 ۱۲۸

شکل ۶-۳۴- نمودار زمان تناوب مدل‌های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$ ۱۲۸

شکل ۶-۳۵- نمودار شکل‌پذیری مدل 5×10 با الگوی یکنواخت ۱۲۹

شکل ۶-۳۶- نمودار شکل‌پذیری مدل 5×10 با الگوی مثلثی ۱۲۹

شکل ۶-۳۷- نمودار شکل‌پذیری مدل 7.5×10 با الگوی یکنواخت ۱۲۹

شکل ۶-۳۸- نمودار شکل پذیری مدل 7.5×10 با الگوی مثلثی ۱۲۹

شکل ۶-۳۹- نمودار شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی یکنواخت ۱۲۹

شکل ۶-۴۰- نمودار شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی مثلثی ۱۲۹

شکل ۶-۴۱- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی یکنواخت ۱۳۰

شکل ۶-۴۲- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی مثلثی ۱۳۰

شکل ۶-۴۳- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی یکنواخت ۱۳۰

شکل ۶-۴۴- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی مثلثی ۱۳۰

شکل ۶-۴۵- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی یکنواخت ۱۳۰

شکل ۶-۴۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی مثلثی ۱۳۰

شکل ۶-۴۷- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی یکنواخت ۱۳۱

شکل ۶-۴۸- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی مثلثی ۱۳۱

شکل ۶-۴۹- نمودار متوسط نسبت شکل پذیری مدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی ۱۳۲

شکل ۶-۵۰- نمودار متوسط نسبت شکل پذیری مدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت ۱۳۳

شکل ۶-۵۱- نمودار متوسط نسبت شکل پذیری مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی ۱۳۳

شکل ۶-۵۲- نمودار متوسط نسبت شکل پذیری مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت ۱۳۴

شکل ۶-۵۳- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 5×10 با الگوی یکنواخت ۱۳۵

شکل ۶-۵۴- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 5×10 با الگوی مثلثی ۱۳۵

شکل ۶-۵۵- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 7.5×10 با الگوی یکنواخت ۱۳۵

شکل ۶-۵۶- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 7.5×10 با الگوی مثلثی ۱۳۵

شکل ۶-۵۷- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی یکنواخت ۱۳۵

شکل ۶-۵۸- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی مثلثی ۱۳۵

شکل ۶-۵۹- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی یکنواخت ۱۳۶

شکل ۶-۶۰- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی مثلثی ۱۳۶

شکل ۶-۶۱- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی یکنواخت ۱۳۶

شکل ۶-۶۲- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی مثلثی ۱۳۶

شکل ۶-۶۳- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی یکنواخت ۱۳۶

شکل ۶-۶-۶۴- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 10×10-0.15 با الگوی مثلثی ۱۳۶

شکل ۶-۶-۶۵- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 10×10-0.2 با الگوی یکنواخت ۱۳۷

شکل ۶-۶-۶۶- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 10×10-0.2 با الگوی مثلثی ۱۳۷

شکل ۶-۶-۶۷- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل های 10×10، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی ۱۳۹

شکل ۶-۶-۶۸- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل های 10×10، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت ۱۳۹

شکل ۶-۶-۶۹- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی ۱۴۰

شکل ۶-۶-۷۰- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت ۱۴۰

شکل ۶-۶-۷۱- نمودار ضریب مقاومت مدل 5×10 با الگوی یکنواخت ۱۴۱

شکل ۶-۶-۷۲- نمودار ضریب مقاومت مدل 5×10 با الگوی مثلثی ۱۴۱

شکل ۶-۶-۷۳- نمودار ضریب مقاومت مدل 7.5×10 با الگوی یکنواخت ۱۴۱

شکل ۶-۶-۷۴- نمودار ضریب مقاومت مدل 7.5×10 با الگوی مثلثی ۱۴۱

شکل ۶-۶-۷۵- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10 با الگوی یکنواخت ۱۴۲

شکل ۶-۶-۷۶- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10 با الگوی مثلثی ۱۴۲

شکل ۶-۶-۷۷- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.05 با الگوی یکنواخت ۱۴۲

شکل ۶-۶-۷۸- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.05 با الگوی مثلثی ۱۴۲

شکل ۶-۶-۷۹- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.1 با الگوی یکنواخت ۱۴۲

شکل ۶-۶-۸۰- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.1 با الگوی مثلثی ۱۴۲

شکل ۶-۶-۸۱- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.15 با الگوی یکنواخت ۱۴۳

شکل ۶-۶-۸۲- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.15 با الگوی مثلثی ۱۴۳

شکل ۶-۶-۸۳- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.2 با الگوی یکنواخت ۱۴۳

شکل ۶-۶-۸۴- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10-0.2 با الگوی مثلثی ۱۴۳

شکل ۶-۶-۸۵- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل های 10×10، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی ۱۴۶

شکل ۶-۶-۸۶- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل های 10×10، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت ۱۴۶

شکل ۶-۶-۸۷- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی ۱۴۷

شکل ۶-۶-۸۸- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل های 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت ۱۴۷

شکل ۶-۶-۸۹- نمودار ضریب رفتار مدل 5×10 با الگوی یکنواخت ۱۴۸

شکل ۶-۹۰- نمودار ضریب رفتارمدل 5×10 با الگوی مثلثی ۱۴۸

شکل ۶-۹۱- نمودار ضریب رفتارمدل 7.5×10 با الگوی یکنواخت ۱۴۸

شکل ۶-۹۲- نمودار ضریب رفتارمدل 7.5×10 با الگوی مثلثی ۱۴۸

شکل ۶-۹۳- نمودار ضریب رفتارمدل 10×10 با الگوی یکنواخت ۱۴۹

شکل ۶-۹۴- نمودار ضریب رفتارمدل 10×10 با الگوی مثلثی ۱۴۹

شکل ۶-۹۵- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی یکنواخت ۱۴۹

شکل ۶-۹۶- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی مثلثی ۱۴۹

شکل ۶-۹۷- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی یکنواخت ۱۴۹

شکل ۶-۹۸- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی مثلثی ۱۴۹

شکل ۶-۹۹- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی یکنواخت ۱۵۰

شکل ۶-۱۰۰- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی مثلثی ۱۵۰

شکل ۶-۱۰۱- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی یکنواخت ۱۵۰

شکل ۶-۱۰۲- نمودار ضریب رفتارمدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی مثلثی ۱۵۰

شکل ۶-۱۰۳- نمودار متوسط ضرایب رفتارمدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی ۱۵۲

شکل ۶-۱۰۴- نمودار متوسط ضرایب رفتارمدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت ۱۵۳

شکل ۶-۱۰۵- نمودار متوسط ضرایب رفتارمدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی ۱۵۳

شکل ۶-۱۰۶- نمودار متوسط ضرایب رفتارمدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت ۱۵۴

جدول شماره ۱-۱- مشخصات هندسی یک نوع از پانل‌های دیواری باریک	۱۰
جدول شماره ۲-۱- مشخصات هندسی یک نوع از پانل‌های سقفی	۱۰
جدول شماره ۳-۱- مشخصات پیشنهادی پانل‌های دیواری غیرباربر	۱۱
جدول ۱-۴- مقادیر ضریب رفتار ساختمان (R) همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان (H _M)	۷۰
جدول ۲-۴- مشخصات مصالح بکار رفته در مدل‌های مورد مطالعه	۷۳
جدول ۳-۴- جزئیات دیوارها در سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر	۷۴
جدول ۴-۴- جزئیات دیوارها در سازه مورد مطالعه با پلان ۷/۵×۱۰ متر	۷۵
جدول ۵-۴- جزئیات دیوارها در سازه مورد مطالعه با پلان ۵×۱۰ متر	۷۷
جدول ۱-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 10 × 10	۱۲۰
جدول ۲-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 5 × 10	۱۲۱
جدول ۳-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 7.5 × 10	۱۲۲
جدول ۴-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 10 × 10 - 0.05	۱۲۳
جدول ۵-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 10 × 10 - 0.1	۱۲۵
جدول ۶-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 10 × 10 - 0.15	۱۲۵
جدول ۷-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 10 × 10 - 0.2	۱۲۶

کلیات و آشنایی با سیستم های سازه ای پل ساندویچی

۱-۱- مقدمه

امروزه به جهت تولید انبوه مسکن، نیاز به شیوه‌های جدید ساختمان‌سازی که هم از لحاظ هزینه و هم از لحاظ زمان به صرفه باشد، احساس می‌گردد. یکی از انواع این سازه‌ها، سازه‌های پانلی بوده که به دو سبک کلی ساخته می‌شوند. نوع اول ساندویچ پانل بوده و نوع دوم آن‌ها به قالب‌بندی درجا (سوپرپانل) معروف است. کاربرد این سازه‌ها به‌ویژه سازه‌های پانل ساندویچی، با توجه به مزایای آن از جمله سبک‌سازی، بهینه‌سازی و نیز صرفه‌جویی در مصرف سوخت، در حال افزایش می‌باشد [۱].

در سازه‌های پانل ساندویچی، به جای این که قطعات سنگین بتنی در کارخانه ساخته شده و بعد به هم متصل شوند، ابتدا سازه به صورت شبکه‌های مفتولی که بین آنها یک لایه فوم پلی‌استایرن قرار می‌گیرند ساخته شده و پس از اتصال به فونداسیون و برپایی ساختمان، همزمان روی دیوارها و سقف، بتن‌پاشی انجام می‌گیرد.

با توجه به استفاده روزافزون این سازه‌ها هنوز در زمینه رفتار دینامیکی این سازه‌ها و پارامترهای لرزه‌ای آن از جمله ضریب رفتار آن‌ها ابهاماتی وجود دارد. بنابراین تعیین ضریب رفتار این سازه‌ها جهت تحلیل و طراحی در برابر نیروهای جانبی امری ضروری به نظر می‌رسد.

در این پایان‌نامه به این مساله پرداخته می‌شود که ضریب رفتار مناسب برای سازه‌هایی که صرفاً با استفاده از ساندویچ پانل‌ها ساخته می‌شوند، چه مقداری باید در نظر گرفته شود.

۱-۲- انگیزه و ضرورت انجام تحقیق

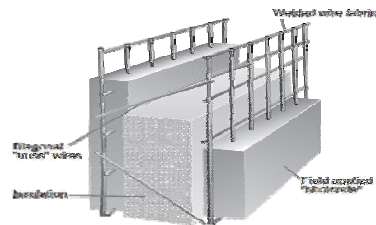
علی‌رغم این‌که در طرح‌های معماری، محاسبات فنی سازه و تأسیسات برقی و مکانیکی ساختمان‌ها، مسائل فنی و مهندسی به‌خوبی مدنظر مهندسان طراح قرار می‌گیرد، اما در حین ساخت به‌علت عدم وجود سیستم‌های مدرن و مناسب اجرایی و استفاده از تکنولوژی‌های قدیمی و سنتی، بسیاری از فاکتورهای اصلی طراحی فدای مشکلات اجرایی می‌شوند. این موضوع به‌نوبه خود باعث افزایش مدت زمان ساخت، پایین آمدن کیفیت و در نهایت عمر مفید ساختمان‌ها است که به‌تبع آن ارزش سرمایه‌گذاری در طی دوره عمر مفید ساختمان را پایین آورده و نهایتاً باعث تحمیل هزینه‌های هنگفت به اقتصاد مملکت می‌شود. لذا استفاده از روش‌های نوین در صنعت ساختمان‌سازی، ازجمله ساختمان‌های پانلی، یکی از بهترین تدبیرها جهت برطرف کردن مرزهای بحرانی برای انبوه‌سازی می‌باشد.

با وجود این‌که تنها یک تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌تواند بیانگر رفتار صحیح سازه‌ها به‌هنگام وقوع زلزله باشد، اما به‌دلیل وقت‌گیر بودن این نوع تحلیل، استفاده از این روش همچنان غیرعملی است. از طرف دیگر آنالیز و طراحی سازه‌ها، صرفاً براساس رفتار ارتجاعی اعضا و عدم توجه به رفتار خمیری آن‌ها و ظرفیت جذب و دفع انرژی آن‌ها به‌هنگام وقوع زلزله باعث یک طرح غیراقتصادی خواهد شد. لذا جهت منظور نمودن اثرات مثبت رفتار خمیری سازه در تحمل نیروهای جانبی، از ضریب رفتار ساختمان استفاده می‌شود. این امر باعث کاهش نیروهای زلزله شده و طراح را مجاز به آنالیز الاستیک سازه تحت نیروهای کاهش یافته، و طراحی بر اساس نتایج آن می‌نماید. اگرچه تاکنون تحقیقات زیادی بر روی مشخصات مکانیکی ساندویچ پانل‌ها و رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها انجام شده است، اما مطالعه بر روی ضریب رفتار این سازه‌ها، به‌ویژه سازه‌هایی که به‌طور کامل، ساندویچ پانل‌ها سیستم باربر ثقیلی و جانبی آن‌ها را تشکیل می‌دهند، کمتر صورت گرفته است. در این پایان‌نامه، سعی گردیده که با استفاده از تحلیل‌های عددی بر روی چندین مدل، به مطالعه بر روی ضریب رفتار این سازه‌ها و برخی از پارامترهای لرزه‌ای آن‌ها از قبیل

زمان تناوب، نسبت شکل پذیری، ضریب شکل پذیری و ضریب مقاومت افزون پرداخته شود. برای مطالعه جامع بر روی این نوع از سیستم‌های سازه‌ای، مدل‌ها در محدوده ارتفاعی یک تا پنج طبقه با محدوده زمان تناوب ۰/۰۷ تا ۰/۴۲ ثانیه در نظر گرفته شده‌اند. همچنین با استفاده از چندین پلان سازه‌ای متفاوت، تاثیر عواملی همچون نسبت طول به عرض و خروج از مرکزیت نیز برای کامل‌تر کردن این پژوهش بررسی گردیده است.

۳-۱- آشنایی با سیستم سازه‌های پانلی

همان‌طور که در شکل (۱-۱) نشان داده شده است، پانل پیش‌ساخته سبک، شامل دو صفحه شبکه جوش‌شده فولادی می‌باشد که یک هسته عایق در میان آن قرار گرفته و توسط تعدادی اعضای خرابایی به نام برشگیر به یکدیگر متصل شده‌اند. بعد از نصب این پانل‌ها، در دو طرف آن، بتن شاتکریت پاشیده می‌شود [۲].



شکل ۱-۱- پانل ساندویچی و اجزای تشکیل دهنده آن [۳]

مشخصات شبکه جوش‌شده فولادی به کار رفته در پانل‌ها با رابطه نشان داده می‌شود:

$$\frac{\phi_1 / \phi_2 / S_1 / S_2}{L_1 / L_2} \quad (1-1)$$

که در آن، ϕ_1 قطر مفتول‌های تار برحسب میلی‌متر، ϕ_2 قطر مفتول‌های پود برحسب میلی‌متر، S_1

فاصله محور به محور دو مفتول طولی (تار) متوالی از یکدیگر برحسب میلی‌متر، S_2 فاصله محور به محور دو

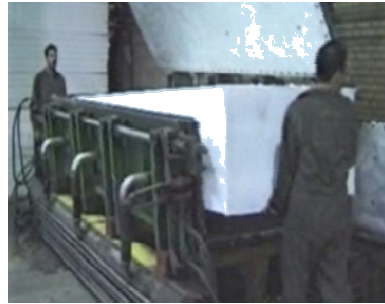
مفتول عرضی (پود) متوالی از یکدیگر برحسب میلی‌متر، L_1 طول شبکه برحسب میلی‌متر و L_2 عرض شبکه برحسب میلی‌متر می‌باشد [۲ و ۴].

قطر اسمی مفتول‌های شبکه جوش‌شده از $2/5$ تا 6 میلی‌متر می‌باشد. نسبت سطح مقطع مفتول‌های تار یا پود بر فاصله آزاد بین آن‌ها در پانل‌های باریز، نبایستی کمتر از $0/12$ میلی‌متر اختیار شود. قطر مفتول‌های تار با مفتول‌های پود می‌تواند متفاوت باشد، ولی در هر صورت قطر اسمی مفتول کوچکتر نباید کمتر از 60% قطر مفتول دیگر باشد. ابعاد چشمه شبکه جوش‌شده نیز در محدوده 50 تا 80 میلی‌متر توصیه می‌شود [۲ و ۴].

قطر برشگیر، فاصله برشگیرها در مقطع عرضی و زاویه برشگیر در مقطع طولی بایستی بر مبنای ظرفیت نیروی برش ناشی از خمش در پانل محاسبه گردد. همچنین قطر برشگیر نباید بیش از 60% با قطر مفتول‌های تار یا پود اختلاف داشته باشد.

در صورتی که قطر مفتول‌های عرضی، حداقل $3/15$ میلی‌متر بوده و حداقل دارای مساحتی معادل 40 درصد مساحت مفتول‌های طولی باشد، مقاومت برشی جوش برحسب نیوتن، نباید کمتر از 241 برابر سطح مقطع مفتول طولی برحسب میلی‌مترمربع باشد. آزمایش مقاومت برشی اتصال‌های شبکه جوش‌شده مطابق استاندارد ISO 15630-2 انجام می‌گیرد. مشخصات جوش مفتول‌های قطری باید مطابق الزامات ذکر شده در استاندارد ASTM A-185 باشد [۴].

لایه عایق‌های پیش‌ساخته سبک، از نوع پلی‌استایرن انبساطی بوده و با انبساط دانه‌های EPS در اثر حرارت ساخته می‌شود (شکل ۱-۲). حداقل چگالی اسمی هسته پلی‌استایرن، $15 \frac{kg}{m^3}$ بوده و مشخصات فیزیکی و مکانیکی آن براساس استانداردهای DIN می‌باشد. علاوه بر آن از استانداردهای اروپایی نظیر EN نیز می‌توان استفاده نمود [۴ و ۵].



شکل ۱-۲- پلی استایرن

ضخامت بتن شاتکریت در هر طرف پانل حدود ۳ تا ۵ سانتی متر می باشد. همچنین مقاومت مشخصه آزمونهای استوانه‌ای بتن پاشیده در دیوارهای باربر، نباید کمتر از ۱۸ مگاپاسکال بوده، ولی در دیوارهای غیرباربر، می تواند حداقل ۱۲ مگاپاسکال اختیار گردد [۲ و ۴].

سازه‌های پانلی به صورت دو سیستم ساخته می شوند:

الف) سیستم کامل پانلی

همان طور که در شکل (۱-۳) نشان داده شده است، این سیستم فاقد قاب فضایی کامل برای تحمل بارهای قائم و افقی بوده و دیوارهای پانلی در آن، عمده بار قائم و تمام بارهای افقی را تحمل می نمایند. همچنین دیافراگم افقی این سازه، می تواند از سقف پانلی یا هر نوع دیافراگم دیگر تشکیل شود.



شکل ۱-۳- ساختمان با سیستم کامل پانلی

به دلیل محدودیت به کار گیری دیوارهای پانلی در پارکینگ ساختمان‌ها، سیستم ترکیبی متشکل از اسکلت فلزی یا بتن‌آرمه به‌همراه پانل‌های ساندویچی می‌تواند موردتوجه باشد. به این سیستم که در آن دیوار پانلی به‌عنوان بخشی از اجزای باربر قائم و یا افقی در سیستم‌های متعارف سازه‌ای به‌کار می‌رود، سیستم مختلط پانلی می‌گویند. همچنین دیافراگم این سیستم می‌تواند از نوع سقف پانلی باشد. عملکرد و اجرای مناسب این پانل‌ها، قابلیت استفاده از آن‌ها را در سازه‌های موجود فراهم ساخته و می‌توان آن‌ها را با هدف مقاوم‌سازی و تقویت باربری در قاب‌های موجود مورد استفاده قرارداد. در شکل (۴-۱)، نمونه‌ای از یک ساختمان با سیستم مختلط اسکلت فلزی و 3D پانل به عنوان دیوارهای باربر نشان داده شده است [۴].



شکل ۴-۱- ساختمان با سیستم مختلط اسکلت فلزی و 3D پانل

مهمترین نکته سازه‌ای در سیستم پانل‌های سه‌بعدی، تکمیل نیازمندی‌های اتصالات بعد از نصب پانل‌ها در محل و قبل از بتن‌پاشی آن‌ها می‌باشد که این موضوع، موجب ایجاد ساختاری یکپارچه با اتصالات همگون و مطمئن می‌گردد. درواقع در سیستم پانلی، پس از استقرار پانل‌های حمل شده به محل اجرا و نصب تمامی ملزومات اتصالات در کلیه زوایا، فرآیند بتن‌پاشی انجام گرفته و درنهایت ساختاری صلب با قابلیت باربری سه‌بعدی و عملکرد جعبه‌ای برای تحمل تمامی بارهای ثقلی و جانبی فراهم می‌آید. به‌همین

دلیل، درجات آزادی فعال سیستم به تعداد فزاینده‌ای افزایش می‌یابد به گونه‌ای که انتقال نیروهای ایجاد شده در سیستم، به صورت خطی صورت نگرفته، بلکه به صورت گسترده در نقاط مختلف پخش شده و شدت آن‌ها به مراتب کاهش می‌یابد. این موضوع مزایای مختلفی از جمله کاهش مساحت مورد نیاز شالوده، جلوگیری از ایجاد نیروهای بلندشدگی در پای سازه، عدم ایجاد ممان پیچشی مضاعف و افزایش مفاصل پلاستیک در سازه تا حصول ناپایداری را موجب می‌شود. همچنین به دلیل گستردگی شبکه فولادی در کلیه اعضای سیستم در تمامی سطوح، احتمال ایجاد آوار و ریزش‌های ناشی از جدایش مصالح در بارگذاری‌های لرزه‌ای به حداقل ممکن کاهش می‌یابد به گونه‌ای که در حالات حدی نهایی باربری، اجزای گسیخته شده در محل خود باقی می‌مانند. در این سازه‌ها، چنانچه در اتصال یک دیوار یا سقف یا کف، تخریبی ایجاد شود، سایر اجزاء، بار وارده را تحمل نموده و مانع از تخریب کلی ساختمان می‌شوند. این درحالی‌است که در ساختمان‌های با سیستم قابی، انتقال بار به صورت خطی بوده و بار هر طبقه از طریق تیرها به ستون و از ستون به فونداسیون منتقل می‌شود. لذا در این ساختمان‌ها در هنگام وقوع زلزله، تخریب سازه‌ای در هریک از اعضا اعم از تیرها یا ستون‌ها به صورت تخریب کلی و فروریزی ناگهانی صورت می‌گیرد [۴].

از جمله مزایای سیستم‌های پانلی عبارتند از:

- ۱- افزایش مقاومت سازه در برابر بارهای افقی (باد و زلزله) به دلیل پیوستگی کامل بین اعضای سازه‌ای و توزیع یکنواخت نیروی اعمال شده در دیوارها به علت ایجاد اتصالات خطی در محل تلاقی پانل‌های سقفی و دیواری در مقایسه با اتصالات گره‌ای در سازه‌های قابی
- ۲- کاهش وزن سازه و در نتیجه کاهش نیروی زلزله وارده
- ۳- دستیابی به فضای مفید بیشتر، به علت ضخامت ناچیز دیوارهای پانل ساندویچی
- ۴- سادگی عبور لوله‌های آب و فاضلاب و برق و تلفن از زیر شبکه پانل، نصب چهارچوب درب‌ها و کلاف فلزی پنجره‌ها قبل از بتن‌پاشی و به طور کلی اجرای تأسیسات ساختمان با کمترین هزینه

۵- سرعت در اجرا: پانل‌های سه‌بعدی به‌دلیل عدم حضور بتن تا قبل از نصب نهایی در ساختار طراحی شده در محل اجرا، دارای وزن کمی بوده و با توجه به سبک بودن پانل‌ها، حمل آن‌ها از کارخانه به محل کارگاه ساختمانی با سرعت و سهولت و با هزینه اندک صورت می‌گیرد. همچنین در کارگاه نیز نصب قطعات نیاز به جرثقیل و وسایل خاصی نداشته و از طریق کارگران ساختمانی به‌سادگی انجام می‌شود.

۶- وجود لایه پلی‌استایرن در داخل پانل‌های سقفی و دیواری موجب انتقال کمتر حرارت و برودت از فضایی به فضای دیگر شده و از هدر رفتن انرژی جلوگیری می‌نماید. میزان این ایزولاسیون حرارتی و برودتی، بسته به ضخامت لایه پلی‌استایرن و دانسیته آن و نیز ضخامت لایه‌های بتنی، متغیر می‌باشد.

۷- رعایت مسائل زیست محیطی و جلوگیری از آلودگی محیط زیست به‌دلیل کاهش زباله و نخاله ساختمانی [۲، ۳ و ۴].

از عیوب این سیستم، می‌توان به طرح معماری محدود این سازه‌ها اشاره نمود. یکی دیگر از عیوب این سیستم سازه‌ای این است که بعد از اجرای آن، دیگر نمی‌توان محل دیوار را عوض کرد [۴].

پانل‌های پیش‌ساخته به دو دسته کلی پانل‌های باربر و پانل‌های جداکننده (غیرباربر) طبقه‌بندی می‌شوند.

پانل‌های پیش‌ساخته باربر خود به دو گروه طبقه‌بندی می‌شوند:

الف - پانل‌های دیواری:

ضخامت هسته عایق (لایه پلی‌استایرن) در این پانل‌ها، بین ۴۰ تا ۱۰۰ میلی‌متر بوده و بر این اساس، فاصله شبکه‌های جوش‌شده از یکدیگر، ۸۰ تا ۱۴۰ میلی‌متر می‌باشند. قطر برشگیرها نیز در این پانل‌ها، حداقل ۳/۵ میلی‌متر است. در مکان‌های خاصی از سازه که مفتول‌های شبکه پاسخگوی بار وارده نباشد، باید با تعبیه آرماتور، پانل دیوار را تقویت نمود. همچنین جهت تقویت اطراف بازشوها، بایستی فولاد تقویتی با سطح مقطع حداقل معادل آرماتورهای قطع شده در هر جهت، به‌صورت شبکه یا فولاد متمرکز

در همان جهت قرار داده شود. جدول شماره (۱-۱)، شامل ابعاد و اندازه‌های یک نوع از پانل‌های باربر دیواری می‌باشد [۲ و ۴].

جدول شماره ۱-۱- مشخصات هندسی یک نوع از پانل‌های دیواری باربر [۲]

نام مقطع	اندازه برحسب میلی‌متر
قطر مفتول شبکه جوش‌شده (طولی و عرضی)	۳/۵×۳/۵
قطر برشگیرها (حداقل)	۳/۵
ضخامت لایه عایق (حداقل)	۶۰
ضخامت بتن پاشیدنی در هر طرف	داخل ۴۰
	خارج ۴۰
ضخامت تمام شده بعد از پاشش بتن	۱۴۰

ب- پانل‌های سقفی:

پانل‌های سقفی به‌عنوان عضو باربر خمشی و دیافراگم صلب افقی عمل می‌نمایند. در این پانل‌ها، ضخامت هسته عایق، برحسب عملکرد پانل و نیز بارهای وارده، نباید کمتر از ۶۰ میلی‌متر باشد. براین اساس، فاصله شبکه‌های جوش‌شده از یکدیگر حداقل ۱۰۰ میلی‌متر است. همچنین قطر مفتول‌های خرپایی در این پانل‌ها، حداقل ۳/۵ میلی‌متر است. جدول شماره (۲-۱)، ابعاد و اندازه‌های یک نوع از پانل‌های باربر سقفی را نشان می‌دهد [۲ و ۴].

جدول شماره ۲-۱- مشخصات هندسی یک نوع از پانل‌های سقفی [۲]

نام مقطع	اندازه برحسب میلی‌متر
قطر مفتول شبکه جوش‌شده (طولی و عرضی)	۳/۵×۳/۵
قطر برشگیرها (حداقل)	۳/۵
ضخامت لایه عایق (حداقل)	۱۰
ضخامت بتن پاشیدنی در هر طرف	روی سقف ۶۰
	زیر سقف ۴۰
ضخامت تمام شده بعد از پاشش بتن	۲۰۰

پانل‌های غیربرابر به‌عنوان اجزای جداکننده ساختمان (تیغه‌ها) به‌کار برده می‌شود. این قطعات که با بتن پوشیده می‌شوند، باید بار ثقلی ناشی از وزن خود و نیز بار جانبی ناشی از زلزله را به‌عنوان قطعات الحاقی ساختمان، و در دیوارهای خارجی، بار ناشی از باد را مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تحمل نمایند. در صورت تحمل بارهای فوق‌الذکر، استفاده از مفتول به قطر ۲ میلی‌متر نیز مجاز می‌باشد [۴]. نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی (تیغه‌ها) از رابطه (۲-۱) به‌دست می‌آید [۶ و ۷]:

$$F_p = A \times B_p \times I \times W_p \quad (2-1)$$

که در آن، A شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور است. B_p ضریبی است که برای تیغه‌های جداکننده در امتداد عمود بر سطح، ۰/۷ می‌باشد. I ضریب اهمیت ساختمان و W_p وزن قطعه الحاقی می‌باشد.

همچنین لازم است کفایت مقاومت پانل‌های غیربرابر در برابر بارهای غیرمتعارف احتمالی نظیر ضربه متناسب با شرایط بهره‌برداری مورد بررسی قرار گیرد [۴]. طراحی این تیغه‌ها بستگی به طول و بار وارده دارد. جدول شماره (۳-۱) به‌عنوان یک مرجع راهنما برای طراحی پانل‌های غیربرابر با شبکه 80×80 میلی‌متری می‌باشد [۲].

جدول شماره ۳-۱- مشخصات پیشنهادی پانل‌های دیواری غیربرابر [۲]

نام مقطع	A-1	A-2	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3
قطر مفتول شبکه مش (میلی‌متر)	۲/۵×۲/۵	۲/۵×۲/۵	۲/۵×۲/۵	۲/۵×۳	۲/۵×۳	۲/۵×۳	۲/۵×۳	۲/۵×۳
قطر برشگیرها (میلی‌متر)	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۳	۳	۳/۵	۳/۵	۳/۵
ضخامت لایه عایق (میلی‌متر)	۲	۴	۶	۵	۷	۶	۸	۱۰
ضخامت کل دیوار تمام شده (سانتی‌متر)	۸	۱۰	۱۲	۱۲	۱۴	۱۴	۱۶	۱۸
حداکثر ارتفاع تیغه (متر)	۳/۵	۴	۴/۵	۵/۵	۶	-	-	-
	۳	۳/۵	۴	۴/۵	۵	۶	۶/۵	۷

۴-۱- هدف‌ها و روش انجام تحقیق

در این پایان‌نامه ضریب رفتار سازه‌های پانل ساندویچی با سیستم کامل پانلی محاسبه شده و تأثیر تغییرات ارتفاع، ابعاد پلان و خروج از مرکزیت بر روی ضریب رفتار، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون و زمان تناوب این سیستم بررسی می‌گردد. بدین‌منظور، ابتدا مدل‌های با پلان مربعی با ابعاد 10×10 متری ساخته و تحلیل و طراحی می‌گردد. سپس جهت مشاهده تغییرات ضریب رفتار و سایر پارامترهای مذکور این سازه‌ها در اثر تغییر نسبت به طول به عرض پلان، مدل‌هایی با پلان‌های مستطیلی به ابعاد 5×10 متر و $7/5 \times 10$ متر ساخته و تحلیل و طراحی می‌شود. نهایتاً جهت بررسی تغییرات ضریب رفتار و سایر پارامترهای مذکور نسبت به تغییرات خروج از مرکزیت، سازه‌های با پلان مربعی 10×10 متری با خروج از مرکزیت (فاصله مرکز جرم و مرکز سختی) برابر با ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد بعد پلان، ساخته و تحلیل و طراحی می‌شود.

کلیه این مدل‌ها را از ۱ تا ۵ طبقه با نرم‌افزار ETABS Nonlinear (Version 9.2.0) مدل شده و براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران (ویرایش سوم) [۶]، آیین‌نامه ACI 318-05 [۸]، و دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل [۴] تحلیل و طراحی شده‌اند. سپس به محاسبه ضرایب رفتار، زمان تناوب، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری و ضریب افزایش مقاومت سازه‌های مورد مطالعه پرداخته می‌شود. بدین‌منظور، مدل‌های غیرخطی نمونه‌های فوق با استفاده از نرم‌افزار CSI PEFORM-3D و براساس ضوابط دستورالعمل FEMA-356، ساخته شده و پس از آن با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی نمودار نیرو- تغییرمکان نسبی برای هریک از آن‌ها به‌دست آمده و با استفاده از آن‌ها، ضریب رفتار سازه‌ها به روش یوانگ [۹] محاسبه می‌شود. با توجه به این‌که در این پایان‌نامه، برشگیرها در صفحات پانلی برای اولین‌بار مدل شده‌اند، نتایج حاصله از قابلیت اعتماد بیشتری نسبت به تحقیقات گذشته برخوردار می‌باشد.

تاریخچه تحقیقات انجام شده بر روی سیستم های پانلی

۲-۱- تاریخچه تحقیقات انجام شده بر روی سیستم‌های پانلی

پیچیدگی اثر متقابل بین اجزاء مختلف سیستم‌های PCSP^۱، محققان را بر آن داشت تا به مشاهدات تجربی تکمیل شده با مطالعات تحلیلی ساده شده تکیه نمایند. ساخت مدل‌ها در مقیاس کوچک، بسیار مشکل و آزمایش در مقیاس کامل آن نیز گران است. این موضوع در کنار بی‌میلی بعضی تولیدکنندگان برای ابراز اطلاعات شخصی در مقابل رقبا، فقدان اطلاعات در مورد این نوع ساختمان سازه‌ای را باعث شده است. بیشتر کارهای تجربی بر روی بار مقاوم شامل برش و یا آزمایشات خمشی می‌شود. آزمایش برش بخاطر شناسایی نیروهای برشی در لایه‌های بتنی و همچنین به منظور یافتن قابلیت برش اتصالات و سهم عایق‌بندی در عمل متقابل بین لایه‌های بتنی پیش‌ساخته انجام می‌شود. برش بین لایه‌ای در تعیین درجه عملکرد کامپوزیت مهم است.

تاریخچه تحقیقات انجام شده بر روی پانل‌های پیش‌ساخته بتنی مربوط به سال‌های ۱۹۴۸ تا سال ۱۹۷۷ میلادی است که توسط مجله PCI با ذکر عنوان مقاله و نویسنده و تاریخ آن منتشر شده است. در سال‌های ۱۹۶۴ تا ۱۹۸۸ آزمایش‌های بر روی انتقال حرارت، جذب، رطوبت و ضریب اطمینان در مقابل آتش‌سوزی بر روی این پانل‌ها توسط محققین انجام گردید که در PCI آورده شده است [۱۰].

۱. Precast Composite Sandwich Panel

در سپتامبر ۱۹۴۸، مقاله‌ای با عنوان "پانل‌های پیش‌ساخته بتنی، راه‌حلی اقتصادی به‌جای ساختمان‌های آجری" توسط Topping به‌عنوان نقطه آغازین صنعت پانل‌های پیش‌ساخته مطرح گردید [۱۱].

اولین فعالیت در زمینه پانل‌های ساندویچی بتنی توسط Holmberg در سال ۱۹۶۰ میلادی انجام شده است [۱۲] و در ادامه، مقاله‌ای در سال ۱۹۶۵ با عنوان "آزمایش‌های ساندویچی بتنی" توسط ایشان ارائه گردیده است [۱۳].

در سال ۱۹۶۲ میلادی اولین تحقیقات سازه‌ای تحت عنوان "آزمایش کمانش پانل‌ها" توسط Kimel در دانشگاه کانزاس آمریکا انجام شد [۱۴].

مسئله کردن پانل‌های بتنی براساس حالت‌های مختلف بارگذاری با درنظر گرفتن رفتار غیرخطی، در سال ۱۹۸۱ میلادی توسط Jokela و Sarga از موسسه تحقیقاتی بتن نوردیک انجام گردیده است [۱۵]. در سال ۱۹۸۵، کمیته PCI راه کارهایی را در خصوص این نوع صنعت پیش ساخته ارائه داده است. Holmberg و همکارانش در سال ۱۹۸۶، رفتار خمشی این سیستم را مورد ارزیابی تحلیلی قرار دادند [۱۶].

Wade و همکاران در سال ۱۹۸۸ آزمایش جامعی بر روی پانل‌های غیرمرکب با اتصالات مفصلی پلاستیک تقویت شده (دارای الیاف شیشه‌ای) را دنبال نمودند. در گزارش نهایی آن‌ها اطلاعات دقیق مربوط به کارایی پانل‌هایی که از آن اتصالات استفاده می‌کنند، و عملکرد کامپوزیت در صورت استفاده از عایق‌بندی متخلخل وجود داشت. استفاده از اتصال فولاد زنگ‌نزن به مقدار ۰/۱ درصد سطح کل پانل، باعث کاهش ۴۱ درصدی در مقاومت گرمایی پانل خواهد شد، و نیز نفوذ بتن به کوچکی ۰/۰۱ سطح کل پانل، باعث کاهش ۳۷ درصدی در مقاومت حرارتی پانل می‌شود [۱۷].

اولین تحقیقات ویژه در خصوص ساندویچ پانل‌ها با سیستم بتن‌پاشی 3D در سال ۱۹۹۲ میلادی توسط Einea در دانشگاه نبراسکا در قالب رساله دکترا انجام گردیده است. آزمایش سیستم جدید PCSP به دو دلیل حائز اهمیت هستند، یکی به منظور نشان دادن ویژگی و سادگی ساخت پانل‌هایی از این نوع و دیگری به منظور بررسی رفتار سازه‌ای سیستم پانلی، تحت شرایط واقعی. در این تحقیق، بررسی‌های تحلیلی بر روی نمونه‌هایی که با مقیاس ۱:۳ ساخته شده بود صورت گرفت. نتایج نشان داد که پانل‌های بلندتر با سختی و اتصال برشی مشابه، رفتار بهتری در مقایسه با پانل‌های کوتاه‌تر از خود نشان می‌دهند [۱۸].

تحقیق دیگری نیز بر روی بهینه‌سازی در کارآیی حرارتی سازه‌های پانلی مرکب در دانشگاه نبراسکا انجام شده است. پانل‌ها ضخامتی برابر با ۱۸ فوت (۲/۴ متر) و طولی برابر با ۱۶ فوت (۵ متر) با اتصالات شبکه فولادی داشتند. تیم تحقیقاتی، مشکلاتی برای جلوگیری از تراوش بتن به داخل عایق‌بندی متصل‌شده با اتصالات داشتند. در بعضی از نمونه‌ها مقدار تراوش به اندازه یک تیغه بتنی بود که بر ارزیابی سختی اتصالات و بازدهی انرژی سیستم تأثیر می‌گذاشت. هدف آزمایش‌ها در این مقیاس به منظور دستیابی به عملکرد اتصالات FRPBB^۱ و به دست آوردن استحکام و سختی آن‌ها و ارائه اطلاعات برای استفاده در مقیاس کامل می‌باشد [۱۹ و ۲۰].

تحقیقات دیگری نیز در مورد پانل‌های ساندویچی انجام گرفته است که اکثراً مربوط به بار مقاوم شامل برش لایه‌ای یا آزمایشات خمشی می‌باشد که در این پانل‌ها اکثراً از اتصالات آرماتور خمشی با الیاف پلاستیک استفاده شده است. ارزیابی اولیه از اتصالات FRPBB در برش با استفاده از یک سری آزمایشات برش خالص انجام گرفته است. این آزمایشات با قرار دادن هر نمونه در حالت افقی و فشردن بالای لایه‌ای که تحت نیروی برشی قرار گرفته در یک طرح قاب فولادی صورت گرفته است.

۱. Fiber Reinforced Plastic Bent Bar

همچنین هدف از آزمایش‌های رفتار خمشی که بر روی نمونه‌هایی با ابعاد کوچک صورت گرفت حصول رفتار اتصالات در خمش بوده است. تعیین درصد عمل کامپوزیت در مقاومت نهایی، به‌عنوان نسبت بین مقاومت نهایی نمونه و مقاومت نهایی نمونه در حالت کامپوزیت کامل، برای نمونه‌ای در حدود $0/065$ و برای نمونه دیگر حدود $0/081$ محاسبه شده است. از محاسبه مقاومت نهایی و تنش ارتجاعی می‌توان گفت که نمونه‌ها، حالتی غیرکامپوزیت در سطح تنش ارتجاعی دارند [۲۱].

در سال ۱۹۹۴، Stine و Bush به‌منظور بهبود عملکرد سیستم پانل‌ها و افزایش راندمان حرارتی آن، با تغییرات در برشگیر مطالعاتی انجام داده‌اند. ایشان از برشگیرهای پلیمری به جای مفتول‌های فلزی استفاده کرده و رفتار خمشی این پانل‌ها را با مطالعات آزمایشگاهی و عددی بررسی کرده‌اند [۲۲].

در سال ۱۹۹۵، Salmon و همکارانش حل ریاضی خمشی پانل‌های نیمه کامپوزیت را با گسترش معادله دیفرانسیل خمش ارائه دادند و با مقایسه آن با مدل اجزاء محدود نشان دادند که مدل ریاضی ارائه شده از دقت بالایی برخوردار است [۲۳].

در سال ۱۹۹۸ دو دانشمند به نام‌های Bush و Wu حل ریاضی و همچنین اجزاء محدودی را برای آنالیز خمشی پانل‌های ساندویچی بتن پیش‌تنیده با برشگیرهای خرپایی ارائه نموده و در خصوص تغییرات موثر بر برشگیرها، تحقیقاتی را انجام دادند [۲۴].

درخصوص مقاومت نهایی این سیستم تحت بار محوری، Benayoune در سال ۲۰۰۶ مطالعاتی را انجام داده است [۲۵].

در کشور ایران، در خصوص پانل‌ها، کبیر و همکاران براساس مطالعات آزمایشگاهی و تئوری به بررسی رفتار سیستم پرداخته‌اند.

کبیر و حجازی در سال ۲۰۰۱ از دانشگاه صنعتی امیرکبیر، مطالعاتی آزمایشگاهی بر روی مدول ارتجاعی بتن شاتکریت مورد استفاده در پانل‌های باربر ساندویچی سبک را انجام دادند [۲۶].

کبیر و هاشمی نسب در سال ۲۰۰۲ در دانشگاه امیرکبیر، با یک سری آزمایشات به همراه مدل سازی عددی، به مطالعه رفتار برشی و خمشی پانل های دیواری در ابعاد کوچک تحت بارهای استاتیکی رفت و برگشتی پرداختند. در این تحقیق، خصوصیات رفتاری پانل ها تحت خمش خالص برای نمونه های با مقیاس کامل به دست آمده است. بر این اساس، مطالعات، نشان دهنده رفتار غیرخطی ناشی از ترک خوردگی لایه زیرین و تبدیل سیستم باربری به حالت نیمه کامپوزیت است. در این تحقیق در حالت حد نهایی میزان سختی خمشی سیستم نشان دهنده غیر کامپوزیت بودن پانل است [۲۷].

همچنین در خصوص بتن شاتکریتی مورد استفاده در پانل های ساندویچی، کبیر و رهبر در سال ۲۰۰۵ از دانشگاه صنعتی امیر کبیر تحقیقاتی را انجام داده اند [۲۸].

باقرزاده در سال ۱۹۹۹ میلادی از دانشگاه صنعتی امیرکبیر آزمایش های استاندارد جهت تعیین مقاومت نهایی و پارامترهای مکانیکی پانل های ساندویچی شاتکریتی انجام داده است. در این تحقیق که شامل مطالعات عددی و آزمایشگاهی بر روی انواع مختلفی از پانل های ساندویچی ترتیب داده شده بود، نمونه هایی از پانل های ساندویچی، تحت آزمایش های خمش، برش و فشار در حالت بارهای یک طرفه و استاتیکی قرار گرفتند و مقاومت برشی، فشاری و کششی دیوار ساندویچی تحت بارهای استاتیکی، تعیین گردید. همچنین مقاومت خمشی پانل ها تحت بار گسترده و متمرکز عرضی به دست آمده و در ادامه، مقایسه ای بین نتایج حاصل از آزمایش و حل عددی و تئوریک صورت گرفته است.

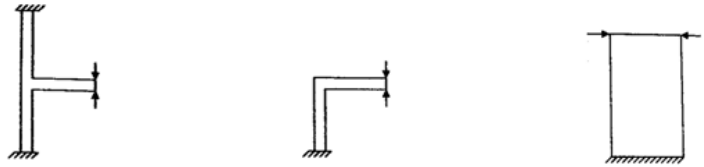
در آزمایشات خمشی مشخص شد در مواردی که شبکه جوش شده پانل ها دچار کشش می شوند، به علت کوچک بودن سطح مقطع فولاد و ضعیف شدن آن ها در محل جوش که به تمرکز تنش منجر می شود، احتمال گسیختگی ترد وجود دارد. لذا استفاده از میلگردهای کمکی که در قسمتهای کششی به شبکه جوش شده بسته شوند، حالت گسیختگی ترد را به طور قابل ملاحظه ای تقلیل می دهد. همچنین مقاومت دیوارهای برشی تحت اثر بارهای یکطرفه حدود ۷ درصد بیشتر از مقاومت همین دیوارها تحت

تأثیر بار رفت و برگشتی به دست آمد که این اختلاف را می‌توان ناشی از خستگی آرماتورهای مقطع دانست [۲۹].

شالچیان از مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، در سال ۱۳۸۰، مطالعاتی را بر روی رفتار تئوریک اتصالات پانل‌های ساندویچی انجام داده است [۳۰].

در تحقیق دیگری، عباس‌نیا و احمدی در دانشگاه علم و صنعت ایران، رفتار اجزاء ساختمان‌های پانل ساندویچی را اعم از دیوارهای پانلی، اتصالات و مجموعه پانل‌ها به صورت تجربی در مقیاس واقعی بررسی کردند. سپس این اجزا را با استفاده از نرم‌افزار ANSYS، به صورت تئوری، با تحلیل غیرخطی به روش اجزاء محدود مدل نموده و مقایسه‌ای بین نتایج آزمایشگاهی و تئوری انجام داده‌اند.

ابتدا رفتارهای مختلف پانل، شامل رفتار خمشی و خمشی-برشی برای پانل‌های سقفی، و همچنین رفتار فشاری-خمشی و برش عرضی درون صفحه‌ای برای پانل‌های دیواری، مورد مطالعه قرار گرفت (شکل ۱-۲). سپس مکانیزم انهدام، وضعیت تنش در بتن و فولاد و عملکرد فولادهای مورب در آن‌ها بررسی شد. همچنین تغییرات تنش در مقطع پانل بررسی شده و مدل مناسب جهت تعیین نمودارهای تنش-کرنش ارائه گردیده و مقایسه‌ای بین آن‌ها با سازه‌های بتنی صورت گرفته است. در پانل سقفی مشخص شد که انهدام خمشی، به واسطه گسیختگی فولادهای کششی و انهدام خمشی-برشی، در اثر کماتش موضعی فولادهای مورب می‌باشد درحالی‌که تنش فشاری بتن قابل ملاحظه نیست. در پانل دیواری (شکل ۱-۲-الف) نسبت شکل‌پذیری برابر $2/5$ به دست آمد که این عدد برای دیوار سازه‌ای بتنی با شکل‌پذیری کم، حدود ۳ و برای دیوار سازه‌ای بتنی با شکل‌پذیری متوسط، حدود ۵ می‌باشد. لذا نمونه در رده سازه با شکل‌پذیری کم قرار می‌گیرد.



الف- پانل دیواری

ب- اتصال سقف به دیوار نوع اول

ج- اتصال سقف به دیوار نوع دوم

شکل ۱-۲- آزمایش‌های رفت و برگشتی روی اجزای سازه‌ای سیستم پانل ساندویچی [۳۱]

همچنین در این مطالعه دو نوع اتصال سقف به دیوار تحت اثر بار رفت و برگشتی هر کدام با سه دیتیل اجرایی که یکی از این جزئیات اجرایی در این تحقیق پیشنهاد شده است، از نظر رفتاری شامل شکل‌پذیری، مکانیزم انهدام، وضعیت تنش در چشمه اتصال، رفتار هیستریزیس، تغییرات سختی و ظرفیت نهایی بررسی شد. جزئیات اجرایی پیشنهاد شده در این تحقیق، دارای ضریب شکل‌پذیری بیشتر، تغییرات سختی یکنواخت‌تر، افزایش ظرفیت چشمه اتصال و نیز فولاد مصرفی کمتر می‌باشد.

در اتصال سقف به دیوار (شکل ۱-۲-ب)، ضریب شکل‌پذیری برای جزئیات اجرایی پیشنهادی ۳/۴ به‌دست آمد که این میزان برای دو جزئیات اجرایی دیگر ۲/۵ و ۲/۸ می‌باشد. در اتصال دیگر سقف به دیوار (شکل ۱-۲-ج)، ضریب شکل‌پذیری برای جزئیات اجرایی پیشنهادی ۴/۱ به‌دست آمد که این میزان برای دو جزئیات اجرایی دیگر ۳/۴ و ۳/۶ می‌باشد. در نهایت یک ساختمان یک طبقه پانلی مورد آزمایش بار جانبی رفت و برگشتی همراه با بار ثقلی قرار گرفته و رفتار هیستریزیس، ضریب شکل‌پذیری و وضعیت تنش در بتن و فولاد بررسی شد. میزان باربری سازه تحت اثر بار جانبی بسیار زیاد، در حدود ۱۰ برابر وزن سازه می‌باشد. وجود درجه نامعینی بالا و ایجاد اتصالات خطی بین سقف و دیوار باعث پایداری منحنی‌های هیستریزیس می‌شود و به‌همین دلیل، شکل‌پذیری ساختمان حدود ۴/۵ به‌دست آمد که نسبت به پانل منفرد و اتصالات، بسیار بیشتر است [۳۱].

جهانپور از دانشگاه صنعتی امیرکبیر در سال ۱۳۸۱ به بررسی رفتار لرزه‌ای پانل‌های ساندویچی پرداخته و آزمایش‌های استاندارد را در زمینه شکل‌پذیری و ضریب رفتار دیوارهای ساندویچی شاکریتی تحت نیروهای برشی در قالب پروژه کارشناسی ارشد انجام داده است. این تحقیق مبتنی بر مطالعه آزمایشگاهی و تحلیل عددی بوده است.

در روش آزمایشگاهی، ۵ نمونه پانل ساندویچی (دو نمونه کوتاه و سه نمونه بلند) با هدف تعیین ضریب شکل‌پذیری و برآورد ضریب رفتار براساس فرضیات ارائه شده، مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار گرفته است. این نمونه‌ها تحت بارهای استاتیکی رفت و برگشتی قرار گرفته و منحنی‌های هیستریزس آن‌ها به‌دست آمد و برای هر پانل یک ضریب رفتار و یک ضریب افزایش تغییرمکان تعیین گردیده است [۳۲]. نتایج عبارتند از:

- پانل‌های کوتاه بیشتر رفتار برشی و پانل‌های بلند رفتار خمشی دارند.
 - آهنگ کاهش سختی برای پانل‌های کوتاه کمتر است.
 - ضریب شکل‌پذیری برای پانل‌های کوتاه $2/83$ و برای پانل‌های بلند $1/3$ به‌دست آمد.
 - مقادیر میانگین ضریب رفتار برای پانل‌های کوتاه، $2/51$ و برای پانل‌های بلند، $2/63$ به‌دست آمد.
 - نسبت ضریب افزایش تغییرمکان به ضریب رفتار، برای پانل‌های کوتاه $1/31$ و برای پانل‌های بلند $1/36$ می‌باشد که به علت کوتاه بودن زمان تناوب طبیعی پانل‌ها، بیشتر از ۱ است.
- ذکر این نکته ضروری است که نتایج به‌دست آمده در تحقیق فوق، برای نمونه‌هایی که به‌صورت اعضای مستقل هستند، در نظر گرفته شده است. بدیهی است که اندرکنش این اعضا در کل ساختمان به‌خصوص در محل اتصالات بر رفتار آن‌ها اثر داشته و مشخصاً این نتایج را نمی‌توان برای حالت‌های کلی در نظر گرفت [۳۲].

در تحقیق دیگری که توسط واشقانی فراهانی از دانشگاه صنعتی امیرکبیر در سال ۱۳۸۲ در قالب پروژه کارشناسی ارشد صورت گرفت، با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی، دو طرح مختلف برای این گونه اتصالات پیشنهاد گردید که اتصال با المان مرزی در کنج و بدون آن می باشد. بدین منظور ۶ نمونه اتصال دیوار به دیوار پانل ساندویچی 3D با شناژ و بدون آن با هدف تعیین ضریب شکل پذیری و برآورد ضریب رفتار براساس فرضیات ارائه شده، مورد مطالعه عددی و آزمایشگاهی قرار گرفت. جهت انجام آزمایش، ابتدا کف صلب، طراحی و ساخته شد. سپس نمونه ها آماده شده، کرنش سنج در نقاط بحرانی نصب گردیده و بتن پاشی انجام شد. پس از عمل آوری، نمونه ها تحت بارهای استاتیکی رفت و برگشتی آزمایش شدند و منحنی های هیستریزس آن ها به دست آمد. در ادامه همین نمونه ها با استفاده از تحلیل عددی مورد ارزیابی واقع شده و با توجه به مدل های مختلف آزمایشگاهی، آنالیز گردید. سپس نتایج حاصل از آزمایش، با نتایج حاصل از تحلیل عددی مقایسه شده و براساس این منحنی ها، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار آنها تعیین شد [۳۳]. عمده نتایج عبارتند از :

- مقاومت فشاری و کششی دو نیم شدن بتن شاتکریتی به ترتیب ۶۰ و ۸۰ درصد بتن معمولی است.

- قراردادن شناژ، باعث افزایش باربری نمونه ها به هنگام کشش منطقه کنج می شود و نیز اتصال L شکل، ظرفیت باربری را نسبت به حالت پانل تک، حداقل ۱/۵ برابر می کند. همچنین آهنگ کاهش سختی برای نمونه های شناژدار کمتر است.

- مقدار میانگین ضریب رفتار برای نمونه های بدون شناژ و شناژدار به ترتیب ۲/۷ و ۴/۰۶ می باشد. در تحقیقی که در سال ۱۳۸۳ توسط نجفی و کبیر در دانشگاه صنعتی امیرکبیر صورت گرفت، به منظور بررسی انتقال برش بین لایه ای در پانل های ساندویچی و تخمین ظرفیت خمشی آن ها، یک سری مدل سازی های عددی به همراه کارهای آزمایشگاهی شامل بارگذاری برشی ۱۳ پانل و بارگذاری خمشی

۱۲ پانل با شرایط بین لایه‌ای مختلف انجام شده است. همچنین به‌منظور برآورد سهم انتقال برش توسط پلی‌استایرن، تعدادی از پانل‌ها بدون هسته پلی‌استایرن تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. با استفاده از نتایج آزمایش، ضرایب تقلیل مقاومت خمشی به‌دست آمده و نیز تاثیر پارامترهای هندسی مختلف پانل بر ظرفیت خمشی آن بررسی شده است. عمده نتایج بدین شرح است:

- وجود هسته پلی‌استایرن، ظرفیت خمشی پانل‌ها را بین ۲۳ تا ۷۷ درصد افزایش می‌دهد. به عبارت دیگر، لایه میانی پلی‌استایرن، با تحمل برش قابل‌توجهی از کل برش انتقالی، باعث افزایش باربری سیستم می‌شود.

- زاویه مناسب برای المان‌های قطری، ۴۵ تا ۵۰ درجه بوده که دارای ضریب عملکرد و مقاومت خمشی بالاتر می‌باشد [۳۴].

همچنین در تحقیقی که توسط رضایی‌فر و همکاران در سال ۱۳۸۵ صورت گرفته، رفتار لرزه‌ای یک ساختمان یک طبقه پانلی بر روی میز لرزان، به همراه مطالعات عددی آن بررسی شده است [۳۵].

درخصوص مصالح مورد استفاده در این سیستم به‌خصوص اجزاء اصلی شامل بتن شاتکریتی، هسته عایق و فولادها تحقیقاتی انجام شده است. در این خصوص مرکز تحقیقات شرکت سپ^۱ در گزارش سال ۱۳۸۲ به نتایج آزمایشاتی که اثر قطر آرماتورها را در رفتار سیستم مشخص می‌کند پرداخته است. در خصوص مصالح بتنی آن و چگونگی مناسب بودن این مصالح نیز آزمایشات و تحقیقاتی انجام شده است [۳۶].

درخصوص اتصالات پانلی، گزارش شرکت سپ در سال ۱۳۸۲ بیانگر نتایج آزمایشگاهی اتصالات گوشه در این سیستم می‌باشد. در این آزمایشات مقدار باربری و شکل‌پذیری سیستم دیوارهای پانلی در کنج‌ها مورد بررسی قرار گرفت [۳۶].

۱ - شرکت سازه‌های پیش‌ساخته سبک

درخصوص اتصالات درون صفحه نیز تحقیقاتی در شرکت سپ انجام شده است. گزارش تحقیقات سپ در سال ۱۳۸۲، به بررسی چگونگی اتصالات صفحات پانلی در داخل صفحه، همراه با آزمایش کفایت دو حالت اتصال با مش‌های تقویتی و نیز آرماتورهای تقویتی پرداخته است [۳۶].

در خصوص رفتار برشی و خمشی این سیستم نیز مطالعاتی در مرکز تحقیقات شرکت سپ انجام شده است [۳۶].

در خصوص میزان عملکرد کامپوزیتی و چگونگی انتقال برش‌های ناشی از خمش در پانل‌ها تحقیقات گسترده‌ای در آزمایشگاه تحقیق و توسعه شرکت سپ انجام شده و در گزارشات به‌دست آمده از این مجموعه، میزان و قطر برشگیرها تاثیر چشمگیری در باربری و رفتار کامپوزیتی کامل لایه‌ها داشته است. افزایش قطر برشگیرها با این‌که مقاومت سیستم را بالاتر می‌برد اما سیستم را تردشکن می‌کند [۳۶]. در خصوص رفتار دیوارهای با بازشو در سیستم پانلی مطالعات زیادی انجام نشده است. در این خصوص گزارش شرکت سپ ۱۳۸۲ بیانگر نحوه عملکرد سیستم بازشوها، خصوصیت محدودیت ابعادی بازشو و نحوه تقویت اطراف بازشو و نیازمندی‌های مقاومتی این سیستم می‌باشد. در این تحقیق مشخص شده است که در دیوارهای با بازشو، شکل‌پذیری سیستم به‌مراتب از سیستم دیوار کامل بیشتر بوده و مکانیزم تخریب با ترک‌های کنج مورب شروع می‌گردد. با افزایش تقویت دور بازشوها، رفتار سیستم به رفتار تیر عمیق و خمش ناشی از بارهای جانبی نزدیک‌تر شده و مکانیزم تخریب تغییر می‌کند [۳۶].

جهانپور در سال ۲۰۰۳، با ادامه مطالعات، خود مدل‌های مختلف پانل‌ها را مورد بررسی قرار داده و با تعیین ضریب شکل‌پذیری برای این سیستم‌ها تحت بارهای برشی، حدود رفتاری سازه را در زلزله مشخص نموده‌اند [۳۷].

کبیر در سال ۲۰۰۵ میلادی، به مطالعه دقیق تر این سیستم تحت خمش و برش پرداخته است. در این تحقیق، با بررسی سیستم به صورت مستقل و به صورت مدل های آزمایشگاهی، رفتار این دیوارها تحت بارهای مشخص مورد بررسی قرار گرفته است [۳۸].

همچنین کبیر و همکاران در سال ۲۰۰۶ میلادی در خصوص چگونگی بهبود عملکرد خمشی این سیستم با تقویت های آرماتور و تعبیه تیرهای مجازی در درون پانل ها تحقیقاتی انجام داده اند. بر این اساس می توان عملکرد این سیستم را در برابر بارهای خمشی تا بیش از ۲ برابر از نظر باربری و شکل پذیری بهبود بخشید [۳۹].

در خصوص رفتار ترکیبی پانل ها با قاب، کبیر، رهایی و نصیرا در سال ۲۰۰۵ میلادی مطالعاتی در خصوص پانل های به کار رفته در قاب های فلزی انجام داده اند. با بررسی حالات مختلف ترکیبی سیستم پانلی با قاب فولادی در حالات با اتصال و بدون اتصال به قاب، آزمایش هایی انجام گرفت. در این آزمایش ها، با توجه به نتایج، مشاهده شد که سیستم ترکیبی قاب فولادی و پانل ساندویچی می تواند مقاومت سیستم را افزایش دهد [۴۰].

همچنین در تحقیق دیگری، بررسی رفتار لرزه ای قاب فولادی پر شده با پانل برای یک سازه یک طبقه و یک دهانه، انجام گرفته و استفاده از پانل در بهبود رفتار قاب و افزایش مقاومت و سختی آن موثر تشخیص داده شده است [۴۱].

در خصوص رفتار سیستم های پانل ساندویچی، مطالعات مختلفی توسط رضایی فر انجام شده است. در این خصوص، رفتار ساختمان های پانلی در حالتی که با قاب بتن آرمه ترکیب شده اند مورد بررسی قرار گرفت. برای مدل سازی از نرم افزار ANSYS استفاده گردید. در مدل سازی لایه های بتنی، المان Solid-91 و در مدل سازی مفتول ها، المان Beam-23 به کار رفته است. برای مدل سازی دیوارهای پانلی، از المان Shell-91 با مصالح کامپوزیتی استفاده گردید. نتایج زیر به صورت خلاصه استخراج شده است:

این پانل به صورت کامل و دقیق دارای رفتار برشی و خمشی مطابق با جواب‌های آزمایش می‌باشد. پوشش کامل این منحنی با منحنی آزمایش‌های انجام گرفته، تضمینی در جهت کنترل رفتار المان می‌باشد. زمان تناوب طبیعی سیستم براساس این مطالعه، ۲۰ درصد ضریب پیشنهادی آیین‌نامه‌های معتبر ایران و آمریکا بوده است. حد تغییرشکل در حالت غیرخطی بیشتر از حالت خطی بوده و میزان برش‌های جذب شده، اکثراً کمتر از حالت خطی و تنها در حالت سازه پانلی کامل، برش پایه جذب شده بیشتر از حالت خطی است. تغییرات انرژی استهلاکی در این سازه‌ها که تحت بارهای سینوسی افزایش یافته قرار گرفتند بیان می‌دارد که طبقه نرم ایجاد شده باعث کاهش استهلاک انرژی قاب به حدود ۳۳ درصد استهلاک قاب بتن آرمه می‌شود. ضریب رفتار سازه مذکور که در طبقات فوقانی دارای پانل می‌شود و طبقه اول آن، تنها شامل قاب بتنی است، ۵/۱۵ می‌باشد. هنگامی که سازه دارای درصدی پانل در طبقه اول می‌شود، میزان ضریب رفتار سازه به ۶/۳۳ می‌رسد. مشاهده می‌شود که برای سازه کاملاً پانلی، مقدار ضریب رفتار به کمترین مقدار خود می‌رسد که حدود ۳/۹۱ تا ۴/۱۹ می‌باشد. این مطلب نشان می‌دهد که برای سازه‌های کاملاً پانلی، ضریب رفتار سازه را می‌توان حدود ۴ در نظر گرفت [۴۲].

کبیر و رضایی‌فر در تحقیقاتی در سال ۲۰۰۴ در خصوص شکل‌پذیری این سیستم‌ها، به مطالعه حالات مختلف ترکیبی آن‌ها با قاب بتن آرمه پرداخته‌اند. همچنین رفتار غیرخطی سازه‌های ترکیبی قاب و 3D پانل در ارتفاع (به این صورت که به دلیل تامین پارکینگ در طبقه همکف، برای این طبقه از قاب خمشی و برای طبقات بالا از سیستم پانلی استفاده گردد)، که باعث ایجاد نامنظمی در سختی طبقه می‌گردد، مورد بررسی قرار گرفت. از جمله موارد قابل‌توجه از این نتایج، عدم نیاز به پوشش کامل در طبقه اول ساختمان‌های چند طبقه جهت رسیدن به سختی برابر با طبقه فوقانی کاملاً پانلی بوده و پوشش حدود ۵۷ درصد سطح قاب در طبقه همکف، برای ایجاد رفتار مناسب برای سازه، مناسب تشخیص داده شده است [۴۳].

در تحقیقی که توسط محسن گرامی و سید علیرضا کابلی در سال ۱۳۸۵ ارائه گردید، جهت بررسی بیشتر تاثیر پانل‌های 3D در مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود، مدل‌های ۳ و ۵ طبقه قاب‌های خمشی دو بعدی با ارتفاع ۳ متر و عرض دهانه ۴ متر مورد تحلیل غیرخطی بار افزون^۱ قرار گرفتند. در هنگام طراحی، قاب‌ها در برابر بارهای جانبی، ضعیف طراحی گردید، به‌طوری‌که نسبت تنش اعضا، حدود $\frac{1}{3}$ الی ۱ باشد. تحلیل بار افزون قاب‌های ۳ و ۵ طبقه و ترسیم منحنی بار- تغییر مکان مربوطه، ظرفیت پایین این قاب‌ها در تحمل نیروهای وارده را نشان داده است. سپس به‌منظور بررسی تاثیر پانل در بهسازی لرزه‌ای، دهانه وسط قاب با پانل پر شده است.

مدل‌سازی این سازه‌ها توسط نرم‌افزار ANSYS صورت گرفت. برای مدل‌سازی تیر و ستون، به‌ترتیب از المان‌های BEAM-189 و BEAM-188، و برای مدل‌سازی پانل از المان SHELL-91 استفاده شده است.

مقدار ضریب رفتار به‌دست آمده برای سیستم‌های ترکیبی قاب- پانل ۳ طبقه، با توجه به درصد پرشدگی، $\frac{2}{3}$ الی $\frac{4}{17}$ به‌دست آمد. برای سازه ۵ طبقه نیز این ضریب برابر $\frac{3}{78}$ الی $\frac{6}{89}$ به‌دست آمد. مقایسه منحنی‌های ظرفیت حالات مختلف مدل‌های ۳ و ۵ طبقه نشان داد که تاثیر پانل در رفتار سیستم ترکیبی قاب- پانل در سازه‌های کوتاه‌تر قابل‌توجه بوده و این موضوع در مقدار ضرایب رفتار این دو مدل تاثیرگذار است. بنابراین با توجه به سختی بالای سیستم پانلی، استفاده از این پانل‌ها، روشی مناسب برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های کوتاه تا متوسط است. همچنین با توجه به تاثیر مطلوب پانل در بهبود عملکرد قاب‌های فولادی، در صورت استفاده از آن، کاهش مقطع سازه‌ای را می‌توان انتظار داشت. بر اساس این مطالعات، مشخص گردید که در قاب تقویت شده با پانل 3D، علاوه بر کاهش تغییر مکان سازه، ظرفیت باربری سیستم افزایش یافته است. همچنین در صورت استفاده از سیستم پانل‌های 3D در

۱. push over

مقاوم سازی، باتوجه به سختی بالای پانل های 3D در مقایسه با قاب خمشی در هنگام استفاده از سیستم ترکیبی و همچنین به دلیل توزیع نیروی زلزله به نسبت سختی قاب های موجود، اکثر نیروی جانبی توسط قاب هایی که توسط پانل تقویت گردیده اند تحمل می گردد [۴۴ و ۴۵].

در مقاله دیگری که توسط محمد زمان کبیر، امیر ابریشم فروشان اصل و مهدی خانعلی پور در سال ۱۳۸۶ ارائه گردید، سیستم ترکیبی قاب فولادی یک طبقه با یک دهانه و پانل های سبک پیش ساخته در حالت فاصله دار با قاب تحت بارگذاری سیکلی مورد تحلیل عددی و آزمایشگاهی قرار گرفت. در این تحقیق، ستون های قاب های مورد استفاده 2IPE-120 و تیرها IPE-120 بوده و دیوار دارای ارتفاع ۱۲۰ سانتی متر، عرض ۶۴ سانتی متر و ضخامت ۱۴ سانتی متر بوده است که دو لایه بتن به ضخامت ۴ سانتی متر و یک لایه پلی استایرن به ضخامت ۶ سانتی متر را شامل می گردد. قطر مفتول های شبکه نیز ۳/۵ میلی متر بوده که به فاصله ۸ سانتی متری از یکدیگر واقع شده اند. از آنجایی که مفتول های شبکه در وسط لایه قرار می گیرند، در دو طرف شبکه، دو لایه بتنی به ضخامت ۲ سانتی متر وجود دارد. تحلیل عددی به کمک نرم افزار 3D-PERFORM انجام می شود.

متوسط مقاومت فشاری بتن شانکریتی طبق آزمایشات تک محوری که روی مغزه ها انجام گردید، $22/63 \text{ Mpa}$ به دست آمد که همین مقدار به عنوان مقاومت المان وارد گردید. همچنین مقاومت کششی بتن نیز طبق فرمول آیین نامه آبا $2/8 \text{ Mpa}$ به دست آمد و سایر مشخصات مورد نیاز نیز طبق مشخصات موجود و فرضیات منطقی وارد گردید. رفتار مفتول های شبکه نیز براساس آزمایش های مقاومت کششی که روی چند نمونه از مفتول ها انجام شد به دست آمد. در این رفتار، مقادیر تنش و کرنش، حداکثر تا ۲۰ داده وارد شدند. این مقادیر از روی منحنی های تنش-کرنش حاصل از آزمایشات کششی مفتول ها، به دست آمده و در برنامه 3D-PERFORM وارد گردید. برای مدل سازی اعضای تیرها، از المان BEAM و برای مدل سازی رفتار غیرخطی یا اختصاص مفاصل پلاستیک به تیرها، از المان Fema Beam Steel Type

استفاده شده و برای ستون‌ها از المان Column و برای تخصیص مفاصل پلاستیک به ستون‌ها، از المان Fema Column Steel Type استفاده گردیده است.

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی، ضریب شکل‌پذیری از روی پوش منحنی‌های نیرو-جابجایی به‌دست آمد. سپس ضریب شکل‌پذیری حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی با هم مقایسه گردید. ضریب شکل‌پذیری به‌دست آمده برای نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی با فاصله به‌ترتیب ۳/۵۴ و ۳/۰۶ بوده که انطباق قابل‌قبولی با یکدیگر دارند. نتایج حاصله نشان می‌دهد که اولاً ضریب شکل‌پذیری به‌دست آمده برای دیوار بافاصله، درحدود ضریب شکل‌پذیری دیوار تنه‌است، که یکی از دلایل آن را می‌توان قوی بودن اتصال دیوار (آرماتورهای انتظار) به اجزای دیگر دانست. در تحلیل‌هایی که متعاقباً صورت گرفت، با کاهش سطح مقطع آرماتورها، شکل‌پذیری سازه افزایش یافت، زیرا در این حالت افت شدید باربری که در این سیستم بعد از ترک‌خوردگی بتن داشتیم، تا حدود زیادی اصلاح شده است. ثانیاً هنگامی که قاب فولادی با پانل پیش‌ساخته سبک تقویت می‌شود، علاوه بر کاهش تغییرمکان قاب، ظرفیت باربری سیستم نیز افزایش می‌یابد. بنابراین باتوجه به سختی پانل پیش‌ساخته می‌توان برای افزایش مقاومت در سازه‌ها از این سیستم استفاده نمود [۴۶].

در مقاله‌ای دیگر که توسط محمد زمان کبیر و علیرضا جهانپور ارائه گردید، رفتار لرزه‌ای پانل‌های ساندویچی شاتکریتی، با استفاده از روش آزمایشگاهی همراه با تحلیل عددی مورد بررسی قرار گرفته و با یکدیگر مقایسه گردید. در این مقاله سعی شده است که برای سازه‌های پانل ساندویچی باربر که برای طبقات محدود توصیه می‌شود (حداکثر تا ۴ طبقه در ایران ساخته شده است)، روندی طی شود که نتیجه آن بررسی رفتار خمشی و برشی این نوع سازه‌ها و به‌دست آوردن منحنی هیستریزس سازه‌های فوق باشد.

در روش آزمایشگاهی دو نوع پانل در مقیاس واقعی و در ابعاد 0.64×1.2 متر ساخته شده و در آزمایشگاه سازه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله، تحت بارهای رفت و برگشتی با فرکانس‌های پایین قرار گرفتند. نیروهای فوق توسط جک‌های هیدرولیکی به صورت افقی در بالای پانل اعمال شده‌اند.

تغییر مکان اعمالی به صورت متمرکز و به صورت رفت و برگشتی به ناودانی بالای پانل اعمال گردید. این تغییر مکان با مقدار 0.2 میلی‌متر شروع شد و پس از طی دو سیکل، با فواصل 0.2 میلی‌متری به آن اضافه شد تا تغییر مکان 2 میلی‌متر به دست آمد. پس از آن با فواصل 2 میلی‌متری به آن اضافه گردید و تا شکست نهایی ادامه یافت. پانل‌ها در مواجهه با این نیروها بسته به ارتفاعشان، رفتار برشی و یا خمشی از خود نشان داده‌اند که برای حالات فوق، منحنی‌های بار اعمالی بر حسب تغییر مکان جانبی استخراج شده است و به دنبال آن قابلیت جذب انرژی این گونه پانل‌ها بررسی شده و منحنی هیسترزیس و پوش هر کدام از پانل‌ها به دست آمده است.

در تحلیل عددی نیز پانل‌های مورد آزمایش به وسیله نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی شد و همان تغییر مکان‌های اعمال شده در روش آزمایشگاهی در برنامه برای پانل‌های مدل شده تعریف شد. در روش عددی سعی شد مدل نرم‌افزاری حتی‌الامکان با واقعیت مطابقت داشته باشد. برای مدل‌سازی بتن از المان BEAM-23 و برای مدل‌سازی مفتول‌های شبکه و همچنین میلگردهای انتظار از المان SOLID-65 استفاده شد. منحنی پوش نیرو-جابجایی آن‌ها به دست آمده و نهایتاً منحنی‌های هر دو روش با هم مقایسه شده‌اند. نتایج به دست آمده، راه را جهت پیدا کردن ضریب رفتار این نوع سازه‌ها هموار می‌کند و می‌توان آن‌را به عنوان یک عنصر سازه‌ای که قابلیت باربری هم در جهت قائم و هم در جهت جانبی را دارد، در آیین‌نامه‌های بارگذاری (مانند استاندارد ۲۸۰۰ ایران) مطرح کرد.

نتایج نشان داد که به نظر می‌رسد در ساختمان‌های پیش‌ساخته با پانل‌های ساندویچی، نسبت ارتفاع به طول 2 که برای دیوارهای معمولی مرز رفتار برشی و خمشی دیوار می‌باشد، تقلیل یافته و به مقداری

بین ۰/۵ و ۱ محدود می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع پانل، تعداد سیکل‌های نیرو-جابجایی آن بیشتر شده و قابلیت استهلاک انرژی پانل بیشتر می‌شود [۴۷].

در تحقیق دیگری توسط محسن گرامی و همکاران در سال ۱۳۸۷ صورت گرفت، جهت بررسی رفتار سیستم‌های ترکیبی قاب و پانل، قاب‌های دو بعدی ۳، ۵ و ۱۰ طبقه با ۳ دهانه (به طول دهانه مساوی ۴/۵ متر و با عرض بارگیر ۵ متر)، با ارتفاع طبقات معادل ۳ متر با استفاده از نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی و براساس آئین‌نامه AISC-ASD 89 طراحی شدند. برای بارگذاری جانبی مدل‌ها، استاندارد ۲۸۰۰ ایران مورد استفاده قرار گرفته است. با استفاده از نتایج طراحی، قاب‌های فولادی در نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی و دهانه‌های مختلف آن توسط پانل، تقویت گردید. سپس به‌منظور بررسی اثر پانل‌های 3D در رفتار قاب‌های فولادی، این سازه‌ها به‌صورت استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تحلیل گردیدند. با انجام آنالیز مودال روی سازه‌های موجود، مقادیر پریود و مشارکت جرمی ۳ مود اول هر سازه تعیین گردید. نتایج نشان داد که ترکیب قاب و پانل منجر به کاهش پریود و افزایش مشارکت جرمی سازه در مود اول می‌گردد. همچنین استفاده از پانل در سیستم ترکیبی قاب-پانل، پریود سازه‌های کوتاه را نسبت به سازه‌های بلند، بیشتر افزایش می‌دهد.

نتایج تحلیل بار افزون به‌صورت نمودارهای برش پایه-تغییرمکان بام برای حالات مختلف سازه نشان داد که اختلاف سطح زیر منحنی بار-تغییرمکان مدل‌های قاب تنها با سایر مدل‌ها قابل‌توجه بوده و تاثیر این پانل‌ها در افزایش بار جانبی و استهلاک انرژی قابل‌تحمل توسط سیستم ترکیبی نیز مشهود است. منحنی پوش سازه‌های تحلیل شده، بیان‌گر تاثیر بالای پانل 3D در افزایش سختی و مقاومت قاب‌های ۳ طبقه، نسبت به قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه می‌باشد. به‌عنوان مثال، میزان نیروی لازم برای ایجاد تغییرمکان نسبی معادل ۲ درصد برای بام در سازه‌های ۳ طبقه پر شده توسط پانل، تقریباً ۹/۵ برابر مقدار نیروی لازم

برای همین میزان تغییر مکان در حالت قاب تنها می باشد. اما این مقدار برای قاب ۵ طبقه پر شده توسط پانل تقریباً ۶/۵ برابر حالت قاب تنها می باشد.

پس از تعیین پیوندهای سازه، با استفاده از آنالیز مودال، سازه‌های مدل‌سازی شده، تحت اثر شتاب نگاشت سه رکورد السنترو، طبس و ناغان تحلیل گردیده و پارامترهای لرزه‌ای سیستم، مورد بررسی قرار گرفت. مقایسه منحنی‌های هیستریزس سازه، نشان می‌دهد که سیستم ترکیبی، موجب بهبود و افزایش مقاومت نسبت به هر یک از سیستم‌های تنها گردیده است. علت این رفتار را می‌توان به دلیل مشارکت پانل در کاهش تغییر مکان قاب و تاثیر قاب در افزایش مقاومت پانل و کاهش میزان ترک‌خوردگی در پانل دانست.

در ادامه با استفاده از نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی قاب‌های پر شده با پانل تحت متوسط رکوردها، ضریب رفتار سازه‌ها محاسبه گردید. مقایسه ضرایب رفتار نشان می‌دهد که پوشش بیشتر دهانه‌ها توسط پانل، منجر به کاهش ضریب رفتار سازه گردیده است. استفاده از پانل در کنار قاب، موجب افزایش برش پایه جذب شده توسط سازه گردیده است، ولی کاهش تغییر مکان‌های سازه و تنش‌های اعضا، نشان دهنده تاثیر مثبت پانل در بهبود رفتار سازه می باشد [۴۸].

در دانشگاه شانگهای چین، محققان با استفاده از میز لرزان آزمایشی بر روی مدلی با مقیاس ۱:۶ انجام دادند. در این پروژه که یکی از پروژه‌های مهم انجام شده در زمینه سازه‌های پانلی می‌باشد، پانل‌های ساخته شده در شرکت EVG توسط Zhang lixin و Shi Weixing در سال ۱۹۹۷ مورد بررسی قرار گرفت. اهداف این آزمایش، مطالعه پاسخ در حین زمین‌لرزه، الگوی تخریب و پروسه کامل گسیختگی، بررسی قابلیت‌های محاسبات لرزه‌ای و ارائه نتایج و پیشنهادات طراحی و مطالعه رفتار لرزه‌ای به‌منظور مقایسه با آیین‌نامه بوده است [۴۹].

معرفی و روش های تعیین ضریب رفتار سازه ها

۳-۱- مقدمه

بررسی ارتعاش سازه‌ها در زلزله‌های شدید نشان داده است که علی‌رغم این که طراحی آن‌ها براساس مقاومتی به مراتب پایین‌تر از مقاومت موردنیاز الاستیک انجام می‌گیرد، این سازه‌ها به دلیل رفتار غیرخطی مصالح مصرفی و امکان تغییرشکل کافی سیستم سازه‌ای، قادرند در مقابل زلزله‌های شدید، از خود مقاومت کافی نشان دهند. درحقیقت چنین سازه‌هایی با تحمل تغییرمکان‌های زیاد در رفتار لرزه‌ای غیرخطی، انرژی ورودی زلزله را جذب و مستهلک می‌نمایند.

از آنجایی که تحلیل غیرخطی سازه‌ها مستلزم انجام عملیات محاسباتی پیچیده و زمان‌بر می‌باشد، در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، از روش ساده‌ای تحت عنوان روش استاتیکی معادل جهت دستیابی به پاسخ معقولی از رفتار غیرخطی سازه (بدون انجام یک تحلیل غیرخطی) استفاده گردیده است. از این‌رو به دلیل اهمیت شکل‌پذیری در جذب انرژی زلزله و در نتیجه تأخیر در تخریب سازه‌ها در اثر زلزله، نیروهای محاسباتی ناشی از زلزله با معرفی ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد. ضریب رفتار درحقیقت عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بر داشته و نشان‌گر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی می‌باشد [۵۰، ۵۱ و ۵۲].

۳-۲- تاریخچه پیدایش و شکل گیری محاسبه ضریب رفتار

در سال ۱۹۵۷، کمیته انجمن مهندسين سازه كاليفرنيا SEAOC^۱، جهت بررسی رفتار سازه‌ها در برابر زلزله، تصمیم به تدوین آیین‌نامه لرزه‌ای برای ایالت كاليفرنيا گرفتند. تلاش این گروه در سال ۱۹۵۹ منجر به انتشار مقررات نیروی جانبی گردید که طی آن، برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها این‌گونه عمل می‌شد که درصدی از وزن ساختمان به‌صورت بار افقی معادل بار زلزله به ساختمان اثر داده می‌شد و ساختمان برای آن طراحی می‌گردید. به عبارت دیگر، رابطه برش پایه توصیه شده به‌صورت رابطه (۳-۱) بود [۵۳]:

$$V=K.C.W \quad (۳-۱)$$

که در آن، C ضریب زلزله، K ضریب وابسته به نوع سیستم سازه‌ای (شکل اولیه ضریب رفتار) و W وزن سازه می‌باشد.

از آنجایی که این آیین‌نامه صرفاً برای منطقه كاليفرنيا توصیه شده بود، در سال ۱۹۶۱ مقررات لرزه ای UBC با لحاظ ضریب لرزه‌خیزی منطقه Z رابطه (۳-۲) را برای برش پایه توصیه نمود [۵۳].

$$V = K . C . W . Z \quad (۳-۲)$$

وجود گسل بزرگ سان‌اندرياس به موازات ساحل غربی آمریکا که مسبب زلزله‌های مخرب فراوانی در قرن حاضر بوده است موجب توجه روزافزون آمریکائیان به‌ویژه اهالی كاليفرنيا به مساله زلزله گردید. به همین دلیل انجمن مهندسان ساختمان كاليفرنيا (SEAOC) کمیته‌ای به نام ATC^۲ را مأمور بازنگری آیین‌نامه زلزله و تهیه پیش‌نویس یک آیین‌نامه جدید نمود. در سال ۱۹۷۸ نشریه ATC-3-06 بنایی را در مهندسی زلزله در ایالات متحده پایه‌گذاری کرد. در این اثر برای اولین بار ایده‌های جدیدی چون نیروی ارتجاعی زلزله، جابجایی غیرارتجاعی زلزله و ضریب اصلاح پاسخ مطرح شده بود [۵۳]. آیین‌نامه‌های فعلی

^۱-SEAOC (Structural Engineers Association of California).

^۲- ATC (Applied Technology Council)

آمریکا همگی براساس پیشنهاد ATC ایده نیروی ارتجاعی زلزله و ضریب رفتار را پذیرفته‌اند و به دو گروه عمده تقسیم می‌شوند:

۱- ضوابط UBC-88 و SEAOC

۲- ضوابط ATC و NEHRP-85

در آیین‌نامه اروپا^۱ ضریب اصلاح پاسخ با پارامتر q ظاهر شد و در ایران، آیین‌نامه ۲۸۰۰ با اقتباس از ATC جانشین بخش زلزله آیین‌نامه قدیمی ۵۱۹ گردید [۵۳].

در ابتدا ATC دو روش طرح لرزه‌ای سازه‌ها را در دو سطح طراحی حدی و طراحی بهره‌برداری پیشنهاد نمود لذا به‌علت دشواری این روش‌ها، قرارداد طراحی براساس مقاومت نهایی در یک مرحله و به‌صورت استاتیکی خطی انجام شود. اما اساس کار برخی از آیین‌نامه‌ها همچنان به‌روش تنش مجاز بوده و از این‌رو در آن‌ها از ضریب رفتار R_w بر مبنای تنش مجاز به جای R بر مبنای تنش نهایی (تسلیم) استفاده می‌گردد. در بخش‌های بعدی این فصل مفاهیم R و R_w به شکل مفصل‌تری مورد ارزیابی قرار خواهند گرفت. ATC-3-06 در مورد ضریب رفتار متذکر می‌شود که اولاً هدف از ضریب رفتار، کاهش در مقادیر نیروهای طراحی بوده که براساس ارزیابی خطر، اقتصاد و رفتار غیرخطی توصیه می‌شود. ثانیاً هدف از توسعه ضریب رفتار این بوده است که با استفاده از علم دینامیک سازه مدرن در فرآیند طراحی، بتوان حرکات شدید قابل‌انتظار زمین را که به شکل طیف‌های پاسخ ارتجاعی ارائه می‌شدند، به سطوح پایین‌تری کاهش داد [۵۳].

اولین تلاش‌هایی که پیرامون ابداع روش محاسبه ضریب رفتار به‌عمل آمد مربوط به کارهای نیومارک و هال [۵۴] از دانشگاه ایلینویز می‌باشد که در مقاله‌ای در سال ۱۹۸۲ منتشر شد. در این مقاله روشی جهت ساختن طیف غیرخطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی ارائه گردید.

۱- Euro code -8

هرچند این روش برای سازه‌های با یک درجه آزادی (SDOF) تدوین شده بود، اما گام بزرگی در راستای محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌ها به حساب می‌آمد. علاوه بر آن پرفسور فریمین [۵۵] از محققان ارشد شورای فن‌آوری کاربردی آمریکا و پرفسور یوانگ [۹] از اعضای برجسته انجمن مهندسين ساختمان آمریکا و استاد دانشگاه نورث امیتون، هریک روشی را تحت عنوان روش‌های کاربردی جهت محاسبه مقدار R ابداع نمودند.

همزمان با فعالیت محققان آمریکایی، محققان اروپایی و ژاپنی نیز بیکار نبودند و به تحقیق در مورد ضریب رفتار، عوامل موثر بر آن و روش‌های محاسبه آن تحت عنوان روش‌های تحلیلی پرداختند. در بین محققان اروپایی، پرفسور مازولانی [۵۶] استاد برجسته دانشگاه ناپل و دیگر محققان، همچون کوسنترا [۵۷]، کمو، جیانیتی و کاتو تلاش‌های زیادی در راستای ابداع روش‌های تحلیلی مختلف جهت محاسبه ضریب رفتار ساختمان به انجام رسانده‌اند. همچنین پرفسور اکیاها استاد دانشگاه توکیو نیز در تکمیل روش‌های انرژی گام‌های بلندی را برداشته است [۵۰، ۵۱ و ۵۲].

۳-۳- مبانی و روش‌های تعیین ضریب رفتار

جهت تعیین ضریب رفتار، میزان نیرو یا انرژی را که یک قاب یا دیوار از زمان تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا زمان رسیدن به مکانیزم خرابی کامل، تحمل یا جذب می‌نماید محاسبه می‌نمایند. به‌طور کلی دو روش جهت تعیین R وجود دارد:

الف) روش‌های کاربردی (روش محققان آمریکایی) که عموماً از مبانی و تئوری ساده‌تری برخوردار بوده درعین حال کاربردی‌تر هستند.

ب) روش‌های تحلیلی (روش محققان اروپایی) که دارای مبانی و تئوری پیچیده‌ای بوده و استفاده از آن‌ها در عمل برای قاب‌های واقعی ساختمانی مشکل و در بعضی موارد غیرعملی است.

هر دو روش در ذیل مورد بحث قرار گرفته است [۵۰، ۵۱ و ۵۲].

۳-۳-۱- روش‌های کاربردی

در این گروه دو روش شاخص‌تر از بقیه بوده و دیگر روش‌ها با کمی اختلاف، عمدتاً شبیه به این دو روش هستند. یکی از این روش‌ها که به روش طیف ظرفیت معروف است نتیجه تحقیقات پرفسور فریمین [۵۵] بوده و روش دوم نیز که به روش ضریب شکل‌پذیری مشهور است دستاورد پرفسور یوانگ [۹] می‌باشد.

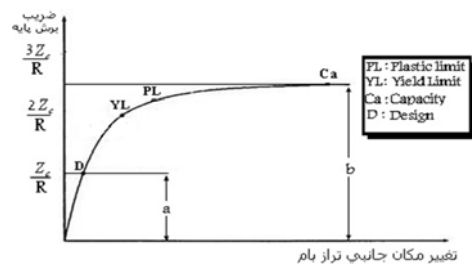
۳-۳-۱-۱- روش طیف ظرفیت

در صورتی که محاسبه و فرمول‌بندی مقدار R با یک روش تحلیلی مدنظر باشد، پارامترهای زیادی در فرمول‌بندی آن شرکت داشته و رابطه آن به صورت زیر خواهد بود:

$$R = R_A \times R_B \times \dots \times R_N \quad (3-3)$$

که R_x ها هریک پارامترهایی مانند سیستم ساختمانی، آرایش قاب‌ها، ترکیب بارها، درجات نامعینی، مشخصات میرایی، مشخصات رفتار غیرخطی سازه، ویژگی مصالح، نسبت ابعاد ساختمان، مکانیزم فروریزش و ... را در رابطه فوق لحاظ می‌کنند. وسعت عوامل موثر در تعیین مقدار R چنان زیاد است که به سختی می‌توان دو ساختمان یافت که ضریب رفتار یکسانی داشته باشند. به عبارت دیگر هر ساختمان مشخصات و ویژگی‌های منحصر به فرد خود را دارد لذا به جای آن که تمامی عوامل موثر فوق در رابطه محاسبه ضریب رفتار وارد گردند، صرفاً در نظر گرفتن جملاتی که نقش اساسی‌تری دارند، مفیدتر به نظر می‌رسد [۵۵].

منحنی طیف ظرفیت (شکل ۳-۱) را در نظر بگیرید. اگر نسبت ظرفیت نهایی سازه (نقطه b در شکل) را به ظرفیت طراحی (نقطه a) محاسبه کنیم، می‌توان به یک نسبت ظرفیت افزایش یافته (اضافه مقاومت) دست یافت که آن را R_e می‌نامیم [۵۵].



شکل ۳-۱- منحنی طیف ظرفیت [۵۵]

Z_e طیف نیروی وارد بر سازه را مشخص می‌کند که با میرایی ۵ درصد به هنگام زلزله در محدوده ارتجاعی باقی می‌ماند اما همان‌گونه که گفته شد، انتظار نمی‌رود سازه به هنگام وقوع زلزله‌های متوسط و شدید، الاستیک باقی بماند، بلکه به هنگام وقوع زمین‌لرزه، هر سازه از حد ارتجاعی‌اش فراتر می‌رود. هرچه سازه، از حد ارتجاعی‌اش فراتر می‌رود سختی آن کاهش می‌یابد (نرم‌تر می‌شود)، و رابطه نیرو-جابجایی در آن غیرخطی و به شکل حلقه‌های هیستریزس خواهد بود. این عملکرد را می‌توان با ارتعاشات سازه‌ای با پریود طولانی‌تر (ناشی از کاهش سختی) و میرایی بزرگتر (ناشی از جذب و دفع انرژی به شکل هیستریک) مشابه دانست. بنابراین برای آنکه این عملکرد غیرخطی سازه تخمین زده شود، می‌توان فرض نمود که به هنگام وقوع زمین‌لرزه و ورود سازه به ناحیه غیرارتجاعی، پریود آن طولانی‌تر شده و میرایی آن افزایش می‌یابد. با طولانی‌تر شدن پریود و افزایش میرایی ناشی از زلزله نیاز لرزه‌ای کاهش می‌یابد.

(شکل ۳-۲) برای مثال اگر پریود موثر (پایه) به اندازه ۵۰ درصد افزایش یابد نیروی وارده به اندازه $\frac{1}{3}$

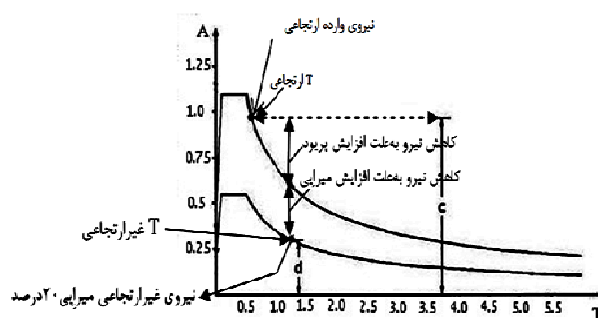
کاهش خواهد یافت و اگر میرایی موثر از ۵٪ به ۲۰٪ افزایش یابد نیروی وارده به اندازه $\frac{2}{5}$ کاهش خواهد

یافت. در نتیجه نیروی وارده غیرخطی معادل مساوی $\frac{2}{3} \times \frac{2}{5} = 0.4$ نیروی وارده خطی خواهد بود. معکوس

یا نسبت $\frac{c}{d}$ در شکل (۳-۲)، R_d نامیده می‌شود که در این مثال خاص $2/5$ خواهد بود. اکنون با در دست داشتن دو مقدار R_c و R_d ، ضریب رفتار از رابطه زیر به دست می‌آید [۵۵]:

$$R_c = \frac{b}{a} \quad \text{و} \quad R_d = \frac{c}{d} \quad \Rightarrow \quad R = R_c \times R_d \quad (۳-۴)$$

از آنجاکه R_c و R_d برای هر ساختمان دارای مقادیر منحصر به فردی هستند لذا ضریب رفتار هر ساختمانی نیز مقداری یکتا و منحصر به فرد خواهد بود.

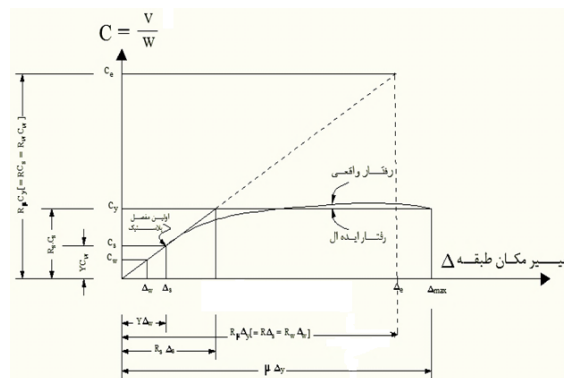


شکل ۳-۲- طیف نیروی وارده [۵۵]

۳-۳-۱-۲- روش ضریب شکل پذیری یوانگ

رفتار کلی یک سازه متعارف به صورت منحنی برش پایه و جابجایی افقی یک درجه آزادی در شکل (۳-۳) نشان داده شده است. در این شکل منحنی‌های بازتاب خطی و غیرخطی (شامل بازتاب واقعی و بازتاب دو خطی ایده‌آل شده) قابل تفکیک و تشخیص می‌باشند. محورهای قائم و افقی در این شکل، به ترتیب بیانگر مقاومت پایه سازه و تغییر مکان جانبی نسبی طبقه هستند [۹]. در صورتی که رفتار لرزه‌ای

سازه کاملاً خطی و الاستیک فرض گردد، در این صورت تحت زلزله طرح، ضریب برش ساختمان به صورت رابطه (۵-۳) خواهد بود:



شکل ۳-۳- منحنی رفتار غیرخطی سازه [۹]

$$C_e = A.B.I \quad (۵-۳)$$

که در آن A، B و I به ترتیب نسبت حداکثر شتاب موثر زلزله، ضریب بازتاب ساختمان، و ضریب اهمیت آن می باشد. در نتیجه برش پایه ساختمان برابر است با :

$$V_e = C_e.W \quad (۶-۳)$$

در یک سازه به دلیل وجود شکل پذیری و به منظور کاهش مصالح، سازه را می توان به نحوی طراحی نمود که قادر باشد با رفتار غیرالاستیک مناسب (منحنی رفتار واقعی غیرخطی سازه و منحنی رفتار ایده آل شده الاستیک-پلاستیک کامل معادل آن در شکل ۳-۳) به مقاومت حداکثر $C_y W$ برسد. در این حالت همان طوری که در شکل (۳-۳) نشان داده شده است، تغییر مکان های جانبی نسبی حداکثر ایجاد شده در طبقه برابر با Δ_{max} می باشد. از آنجایی که تعیین مقدار $C_y.W$ با مقاومت حد خمیری سازه و با مقاومت نهایی آن در هنگام ایجاد مکانیزم گسیختگی متناظر بوده و نیاز به آنالیز غیرخطی دارد، مقدار آن با فرمول مشخص بیان شده است. در آنالیز و طراحی سازه در این مرحله، آئین نامه BSL ژاپن انجام یک

آنالیز غیرخطی را الزامی می‌داند. اما اغلب آیین‌نامه‌ها مانند UBC، NEHRP و آیین‌نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران برپایه تحلیل‌های الاستیک خطی قرار دارد [۵۸]. این نیروها به علت آن‌که سازه‌ها دارای رفتار غیرخطی هستند، با استفاده از ضریب کاهش مقاومت طراحی سازه‌ها یا ضریب رفتار (R)، کاهش یافته و بدین وسیله تصحیح می‌شوند. این ضریب از رابطه زیر قابل محاسبه است [۹].

$$R = \frac{C_{elastic}}{C_{design}} = \frac{C_e}{C_{design}} \quad (۷-۳)$$

که در آن:

C_e ، مقاومت الاستیک مورد نیاز زلزله و C_{design} ، مقاومت طراحی سازه‌ها می‌باشد. با توجه به این‌که روش‌های طراحی در دو سطح زیر متداول است، بنابراین C_{design} می‌تواند به ترتیب یکی از دو مقادیر C_s یا C_w را به خود اختصاص دهد (شکل ۳-۳).

الف) بار نهایی در آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، آیین‌نامه ACI، NEHRP و ECCS: در این سطح، مقدار C_y به C_s که نمایانگر تشکیل اولین لولای خمیری در مجموعه سازه است کاهش داده می‌شود. بدین ترتیب چون تا قبل از تشکیل اولین لولای خمیری، رفتار کلی سازه را با یک مدل الاستیک خطی می‌توان نمایش داد، انجام آنالیز کل سازه با روش‌های آشنا به وسیله مهندسين عملی و ممکن خواهد بود. $C_s.W$ درواقع حدی از نیروی جانبی وارده به سازه است که در حدود بیشتر از آن، رفتار عمومی سازه به تدریج از حالت الاستیک خطی دور می‌شود. این سطح عموماً اولین تسلیم قابل توجه نامیده می‌شود که در بالای این سطح پاسخ کلی سازه‌های شروع به انحراف به اندازه قابل توجهی از پاسخ کشسان می‌کند [۵۸].

ب) بار مجاز در آیین‌نامه‌های زلزله SEAOC، UBC و ۲۸۰۰ ایران: از آنجاکه در آیین‌نامه‌های طراحی فولاد و بتن بسیاری از کشورها، هنوز استفاده از روش‌های بار مجاز متداول است، آیین‌نامه‌های زلزله SEAOC و UBC (بطور مشخص) و ۲۸۰۰ ایران (بطور ضمنی) مقدار C_s را باز هم کاهش داده و به C_w می‌رسانند.

همان‌طوری که در فوق ذکر گردید، مزیت استفاده از سطوح C_s و C_w در این است که طراح قادر خواهد بود با استفاده از آنالیز الاستیک و سپس با استفاده از آئین‌نامه‌های جاری مصالح (بتن و فولاد)، ابعاد قطعات و جزئیات اجرایی را تعیین نماید ولی این مسأله با مشکلاتی نیز روبرو است [۵۸]. معایب استفاده از آنالیز الاستیک برای نیرو در سطوح C_s و C_w در آن است که محاسب قادر نخواهد بود توسط آن، مقاومت واقعی سازه را تعیین کند. اگر ذخیره مقاومت یک سازه در بالای سطح طراحی C_s یا C_w (که مقاومت اضافی نامیده می‌شود) به اندازه قابل‌توجهی کمتر از چیزی باشد که در شرایط طراحی فرض می‌شود، احتمالاً کارایی سازه در طول چندین زلزله رضایت‌بخش نخواهد بود.

رابطه (۷-۳) را می‌توان به‌صورت‌های زیر نوشت:

$$R_u = \frac{C_e}{C_s} \quad (۸-۳)$$

$$R_w = \frac{C_e}{C_w} \quad (۹-۳)$$

که در روابط فوق:

R_u ضریب رفتار طراحی براساس مقاومت نهایی و R_w ضریب رفتار طراحی براساس تنش مجاز می‌باشد. یادآوری می‌شود علت آن‌که طراحی در دو سطح C_s یا C_w انجام می‌پذیرد آن است که رفتار سازه را در این سطح می‌توان با یک مدل الاستیک خطی ارزیابی نمود. بین این دو سطح طراحی رابطه زیر برقرار است:

$$y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{\frac{C_e}{C_w}}{\frac{C_e}{C_s}} = \frac{C_s}{C_w} \quad (۱۰-۳)$$

در رابطه فوق، y ضریبی است که براساس نحوه برخورد آیین‌نامه‌های مصالح با تنش‌های طراحی (تنش تسلیم یا تنش مجاز) تعیین می‌شود و مقدار آن در حدود $1/4$ تا $1/7$ ارزیابی می‌شود. مقادیر R_w

که در استاندارد ۲۸۰۰ برای انواع سیستم‌های لرزه‌ای ارائه شده است، مربوط به طراحی در تراز تنش‌های مجاز می‌باشد. از این‌رو جهت ارزیابی سازه‌ها در تراز مقاومت، لازم است زلزله طرح، کاهش یافته و معیارهای پذیرش ارائه شده در تراز تنش‌های مجاز به این ضریب ضرب گردند. این ضریب براساس آیین‌نامه AISC-ASD به طریق زیر تخمین زده می‌شود [۵۰، ۵۱ و ۵۲]:

$$y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{Z.F_y}{S\left(0.6F_y \times \frac{4}{3}\right)} \quad (۱۱-۳)$$

در رابطه فوق، Z و S به ترتیب مدول‌های پلاستیک و الاستیک مقطع هستند و $\frac{4}{3}$ تنش مجاز

است، هنگامی که نیروهای زلزله وجود داشته باشند. نسبت $\frac{Z}{S}$ که به آن ضریب شکل^۱ گفته می‌شود برای قطعات بال پهن در حدود ۱/۱۵ است در این حالت:

$$y = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44$$

در آیین‌نامه UBC-97 مقدار این ضریب ۱/۴ ارائه شده است [۵۸].

مقدار R برای هر سیستم سازه‌ای به پارامترهای ظرفیت جذب انرژی، اضافه مقاومت موردانتظار، درجه نامعینی، درجات آزادی، شکل منحنی نیرو-جابجایی، زمان تناوب اصلی سازه، میرایی لزجی و اصطکاکی سازه، نوع زمین و خصوصیات زلزله گذشته بستگی داشته و از رابطه ذیل قابل محاسبه است:

$$R_u = \frac{C_e}{C_s} = \frac{C_e}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} = R_\mu R_s \quad (۱۲-۳)$$

۱. Shape factor

در این رابطه، R_μ ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری بوده و عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارده به سازه (در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند)، C_e ، به مقاومت متناظر با حد تسلیم سازه قبل از فروریختگی کلی سازه (از بین رفتن پایداری سازه)، C_y .

$$R_\mu = \frac{C_e}{C_y} \quad (۱۳-۳)$$

همچنین R_s ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت (ضریب مقاومت افزون) بوده و عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر، حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی، C_y ، به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه، C_s :

$$R_s = \frac{C_y}{C_s} \quad (۱۴-۳)$$

بطور خلاصه می‌توان نوشت [۹]:

$$R_u = \frac{C_e}{C_s} = \frac{C_e}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \cdot R_s \quad (۱۵-۳)$$

$$R_w = \frac{C_e}{C_w} = \frac{C_e}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \cdot R_s \cdot \gamma \quad (۱۶-۳)$$

۲-۳-۳- روش‌های تحلیلی

محققین اروپایی همگام با محققین آمریکایی به تحقیق راجع به روش‌های برآورد ضریب رفتار ساختمان پرداخته‌اند. بحث مفصل راجع به مقدار ضریب رفتار و همچنین روش‌های مختلف محاسبه آن که عموماً توسط محققان اروپایی ابداع شده‌اند، در آیین‌نامه زلزله اروپا آورده شده است. در این آیین‌نامه‌ها، به جای استفاده از ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری در محاسبه ضریب رفتار، از ضریب بازتاب سازه (q) استفاده می‌شود. این روش‌ها را می‌توان به دو گروه تقسیم کرد:

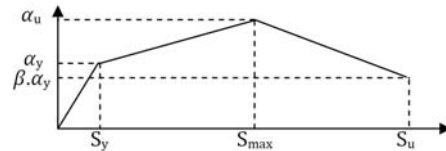
۱- روش تئوری ضریب شکل‌پذیری

۲- روش‌های متکی بر پاسخ غیرخطی (غیرالاستیک) دینامیکی سیستم‌های یک درجه آزادی

۳-۲-۱- روش تئوری ضریب شکل‌پذیری

این روش اولین بار توسط کنسنزا^۱ ارائه شده و بر پایه تئوری شکل‌پذیری قاب‌ها قرار دارد. در این روش ضریب رفتار که در اینجا q نامیده می‌شود با توجه به شکل (۳-۴) از رابطه زیر به دست می‌آید [۵۷]:

$$q = \frac{S_u}{S_y} = \alpha_c \left[\frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right] + \beta \quad (۳-۱۷)$$



شکل ۳-۴- مدل ساده با ظرفیت باز توزیع پلاستیک [۵۷]

همان‌طور که در شکل (۳-۴) مشخص شده است، $\frac{\alpha_u}{\alpha_y}$ نسبت ظرفیت نهایی به ظرفیت تسلیم

می‌باشد. در این رابطه α_c ضریب الاستیک بحرانی بارهای قائم و β متغیری وابسته به پریود ارتعاشات سازه است که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (۳-۱۸)$$

یعنی می‌توان نوشت :

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \left[(1 - \beta') \alpha_c + \beta' \right] \quad (۳-۱۹)$$

۱. Consenza

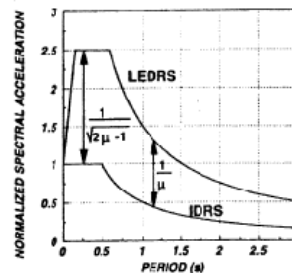
مازولانی^۱ با استفاده از نتایج به دست آمده از رفتار دینامیکی سیستم‌های یک درجه آزادی رابطه زیر را برای β' پیشنهاد داده است [۵۶].

$$\begin{aligned} \beta' &= 1 - T & T &\leq 0.5 \\ \beta' &= 0.5 & T &> 0.5 \end{aligned} \quad (۲۰-۳)$$

بنابراین q برای $T > 0.5$ دارای مقداری ثابت و برای $T \leq 0.5$ یک تابع خطی از پریود می‌باشد.

۳-۳-۲- روش پاسخ غیر خطی سیستم یک درجه آزادی

روش دیگر ارزیابی خطی سازه‌ها در تراز حد الاستیک، استفاده از طیف طرح غیرالاستیک برای آنالیز خطی سازه‌ها، به جای استفاده از ضریب رفتار می‌باشد. برای به دست آوردن طیف طرح غیرالاستیک می‌توان از روش نیومارک و هال استفاده کرد [۵۴]. در این روش نشان داده شد که چگونه می‌توان طیف پاسخ غیرخطی را از طیف پاسخ خطی یک سیستم یک درجه آزادی به دست آورد (شکل ۳-۵).



شکل ۳-۵- روش نیومارک و هال [۵۴]

جیانینی با استفاده از نتایج سختی کاهش یافته سیستم‌های یک درجه آزادی که تحت زمین لرزه‌های مختلف قرار گرفته‌اند روابط کامل‌تر زیر را برای ضریب رفتار این سیستم‌ها پیشنهاد نموده است:

^۱. Mazzolani

$$q = 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} \quad \text{if: } T \geq T_0 \quad (21-3)$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T^{\left[1 - \frac{T}{2T_0}\right]}}{T_0} \quad \text{if: } T < T_0 \quad (22-3)$$

که T_0 پریود سیستم است در لحظه‌ای که منحنی طیف پاسخ الاستیک شروع به نرم شدن (کاهش

سختی) می‌کند و q_0 مقدار q از معادله (۳-۲۱) به ازای $T = T_0$ می‌باشد [۵۰ و ۵۱].

۳-۴- ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت (مقاومت افزون R_s)

اهمیت اضافه مقاومت در جلوگیری از خراب شدن برخی سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله شدید سال‌ها

است که بوسیله محققین شناخته شده است. برای مثال در زلزله ۱۹۸۵ مکزیک وجود اضافه مقاومت

عامل بسیار موثری در جلوگیری از خرابی برخی ساختمان‌ها بوده است. همچنین در زلزله رودبار- منجیل

۱۳۶۹، بسیاری از ساختمان‌ها ۷ الی ۸ طبقه در شهر رشت که دارای اتصالات خورجینی و شکل‌پذیر

ناچیزی بودند در اثر وجود اضافه مقاومت (که عمده‌تاً به دلیل وجود قطعات غیرسازه‌ای پارتیشن‌ها و نما

ایجاد شده بود) از فروریختن کامل جان سالم بدر بردند [۵۲ و ۵۹].

ضریب مقاومت افزون سازه‌ای نقش خیلی مهمی را در عمر ساختمان ایفا می‌کند. اهمیت افزایش

مقاومت، اخیراً توسط تست میز لرزان سازه‌های فولادی و بتن مسلح چند طبقه محرز شده است. به عنوان

مثال، ضریب افزایش مقاومت برای یک قاب فولادی بادبندی ۶ طبقه، از ۲/۴ تا ۲/۸ مشاهده شده

است [۵۲ و ۵۹].

با اضافه شدن مقدار ضریب اضافه مقاومت در یک سازه می‌توان شکل‌پذیری مورد نیاز را کاهش داد

و بالعکس. اهمیت این ضریب به خصوص در ساختمان‌های با زمان تناوب کوتاه بیشتر می‌باشد، زیرا

تحقیقات نشان داده که در زمان تناوب کوتاه، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ}) حتی با ضرایب

شکل‌پذیری بالا، کمتر از ساختمان‌های با تناوب بالا است. برای تعیین مقدار ضریب اضافه مقاومت، علاوه بر روش‌های آزمایشگاهی می‌توان از روش‌های تحلیلی همچون روش‌های استاتیکی غیرخطی استفاده نمود. نتایج تحلیل‌ها نیز نشان داده که مقدار اسمی ضریب اضافه مقاومت برای ساختمان‌های کوتاه، بیشتر از ساختمان‌های بلند می‌باشد. علت این امر، اهمیت بیشتر بارهای قائم در طراحی ساختمان‌های کوتاه مرتبه دانسته شده است. در قاب‌های فولادی با شکل‌پذیری ویژه، این مقدار برای ساختمان‌های چهارطبقه و کوتاه‌تر در حدود ۳ و برای ساختمان‌های ۱۰ الی ۱۵ طبقه در حدود ۲ محاسبه شده است [۴]. اعداد به‌دست آمده فوق براساس استفاده از مقاومت اسمی مصالح بوده است. در آیین‌نامه‌های جدید طراحی در برابر زلزله اثر عامل فوق براساس استفاده از مقاومت اسمی مصالح بوده است. در آیین‌نامه‌های جدید در برابر زلزله اثر عامل فوق در تعیین ضریب رفتار بطور ضمنی اعمال گشته است ولی اثر صریح آن در کمتر آیین‌نامه‌ای یافت می‌شود. حتی آیین‌نامه‌هایی که مقدار آن را مستقیماً اعمال می‌کنند دارای تقریب زیادی در تعیین مقدار آن می‌باشند به‌عنوان مثال در آیین‌نامه سوئیس مقدار اضافه مقاومت ۵۴ درصد ($\frac{1}{65} = 1/54$)، و در آیین‌نامه کانادا مقدار آن ۶۷ درصد ($\frac{1}{6} = 1/67$) مقاومت اولیه فرض شده است و این در صورتی است که اضافه مقاومت سازه‌ها عدد ثابتی نبوده و به عوامل بستگی دارد که در بخش بعدی به طور خلاصه ذکر شده‌اند [۵۲ و ۵۹].

۳-۴-۱- عوامل موثر بر ضریب مقاومت افزون

بطور خلاصه پارامترهای شرکت‌کننده در اضافه مقاومت ساختمان‌ها را می‌توان به‌صورت زیر بیان

نمود:

الف) مطالعات آماری روی سازه‌ها نشان داده است که درجه نامعینی، بیشترین تأثیر را روی اضافه مقاومت سازه‌های شکل‌پذیر دارا می‌باشد.

- ب) مقاومت مصالح مصرفی عموماً به دلایل زیر از مقاومت مشخصه آن‌ها تجاوز می‌نماید:
- مقاومت مصالح مصرفی تنها با انجام آزمایش مشخص می‌گردد ولی از آنجا که نمی‌توان همواره این آزمایشات را برای تمامی مصالح انجام داد، لذا مقاومت میانگین با پذیرش یک ریسک قابل قبول از چندین آزمایش، مبنای مقاومت مشخصه مصالح قرار خواهد گرفت. به همین دلیل اغلب مصالح مصرفی دارای مقاومتی بیشتر از مقاومت مشخصه ذکر شده برای آن‌ها می‌باشند.
 - سخت شدن کرنش‌ها از جمله مواردی است که در طراحی از آن صرف‌نظر می‌شود.
 - در سازه‌های بتن‌آرمه، سن بتن و آب دادن به آن باعث مقاوم‌تر شدن بتن می‌گردد.
- پ) میزان مقاومت اعضاء عمدتاً به دلایل زیر از نیروهای طراحی لرزه‌ای مورد نیاز آن‌ها تجاوز می‌نماید:
- ضوابط حداقل آئین‌نامه‌ای برای تعیین ابعاد و جزئیات قطعات
 - اهمیت بیشتر بارهای قائم در طراحی
 - تیپ کردن اعضا بعد از طراحی
- ت) اثرات اجزاء غیرسازه‌ای که اغلب در طراحی‌ها به عنوان بخشی از سیستم مقاومت جانبی می‌باشد، در نظر گرفته نمی‌شود.
- ث) روش نیروی جانبی معادل که در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها به کار می‌رود، عمدتاً نتایج محافظه کارانه می‌دهد. به عنوان مثال در سیستم‌های منظم با چند درجه آزادی، این روش برش پایه بزرگتر نسبت به روش تحلیل مودال (طیفی) ارائه می‌دهد.
- ج) در مدل‌های ریاضی که برای آنالیز سازه‌ها به کار می‌روند عموماً از فرضیات محافظه کارانه‌ای استفاده می‌گردد. به طور مثال:
- از اثرات رفتار سه بعدی صرف‌نظر می‌گردد (در مدل‌های دو بعدی)
 - عرض مؤثر در دال‌های بتنی بطور محافظه کارانه در نظر گرفته می‌شود.

- از اثر محصور شدگی بتن صرفنظر می‌شود.

باتوجه به دلایل فوق مشخص می‌شود که ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت (R_p) یک پارامتر تجاری بوده و از یک منطقه به منطقه دیگر مقدار آن فرق داشته و حتی برای هر ساختمان مقداری متفاوت و مختص به خود خواهد داشت. پس بهتر است که مقدار این ضریب را برای هر ساختمان با روش‌های تحلیلی به دست آورد و بدین‌وسیله اثر پارامترهای مختلف را در آن وارد کرد و آنگاه از این ضریب در تعیین ضریب رفتار ساختمان استفاده نمود. به‌همین دلیل است که در اغلب مطالعات، بیشتر به بحث و بررسی روی ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ}) پرداخته می‌شود [۵۲ و ۵۹].

۳-۴-۲- روش محاسبه ضریب مقاومت افزون

برای تعیین مقدار ضریب مقاومت افزون، می‌توان علاوه بر روش‌های آزمایشگاهی از روش‌های تحلیلی نظیر روش دینامیکی غیرخطی ابداع شده توسط موافای و الناشای^۱ [۶۰]، و یا روش‌های استاتیکی غیرخطی مانند آنالیز استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده استفاده کرد.

یکی از متداول‌ترین روش‌های محاسبه ضریب مقاومت افزون استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی است. در این روش کافی است بعد از رسم منحنی SPO^۲ برای سازه مورد نظر، نقاط حدی یعنی نقطه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک و نقطه تسلیم سازه را بیابیم [۵۲].

برای ترسیم منحنی SPO در یک سازه موردنظر بارهای ثقلی روی سقف قرار داده می‌شوند، سپس نیروهای جانبی مطابق الگوی بار موردنظر در تراز طبقات توزیع می‌گردند. برای انجام آنالیز با ثابت نگاه‌داشتن بارهای ثقلی، بارهای استاتیکی جانبی در گام‌های مختلف به‌صورت نسبی از مقادیر اولیه

۱-Mwafy & Elnashai

۲- Static Push Over

افزایش داده می‌شوند. در حقیقت آنالیز استاتیکی غیرخطی افزاینده، متشکل از چندین آنالیز استاتیکی است که در هر یک، بارهای جانبی اعمالی، طی گام‌های ثابتی نسبت به گام قبل افزایش می‌یابد [۵۹].

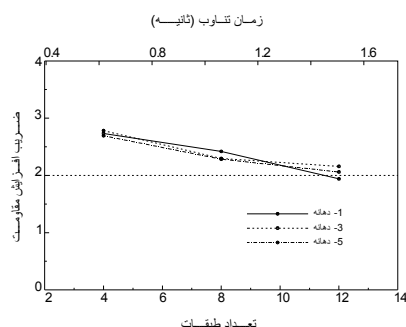
حال با مشخص شدن نقاط حدی، ضریب اضافه مقاومت سازه را می‌توان از تقسیم مقادیر مقاومت تسلیم به مقاومت نقطه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک به دست آورد.

به منظور در نظر گرفتن عواملی نظیر اختلاف بین تنش‌های تسلیم اسمی و واقعی مصالح، اثر المان‌های غیرسازه‌ای و غیره، ضریب اضافه مقاومت به دست آمده از روش فوق را R_{s_0} نامیده و آن را مطابق رابطه (۲۳-۳) توسط چند ضریب اصلاحی به ضریب اضافه مقاومت واقعی سازه R_s تبدیل می‌کنیم:

$$R_s = R_{s_0} \times F_1 \times F_2 \times F_3 \times \dots \quad (23-3)$$

که ضرایب F_i اثر عوامل مختلف می‌باشند. مثلاً F_1 می‌تواند برای در نظر گرفتن اختلاف بین مقاومت تسلیم استاتیکی واقعی و مقاومت اسمی مصالح باشد. برای سازه‌های فولادی، مطالعات آماری توسط الینگ‌وود در سال ۱۹۸۰، مقدار این ضریب را برابر ۱/۰۵ تعیین کرده است. ضریب F_2 می‌تواند برای در نظر گرفتن اثر افزایش تنش تسلیم در اثر افزایش نرخ کرنش در هنگام زلزله باشد (مقدار تنش تسلیم یک المان در آزمایشگاه با افزایش کرنش المان با یک سرعت استاندارد تعیین می‌شود. هرچه سرعت افزایش کرنش بیشتر شود مقدار تنش تسلیم محاسبه شده نیز افزایش می‌یابد). در نتیجه به دلیل آن که زلزله، یک بارگذاری آنی در سازه ایجاد می‌کند، تنش تسلیم مصالح افزایش می‌یابد. مطالعات آماری توسط الینگ‌وود نشان داده است که عدد ۱/۱ برای این ضریب قابل استفاده است. سایر پارامترهای F_i می‌تواند شامل مشارکت اعضای غیرسازه‌ای و غیره باشند و وقتی می‌توان از آن‌ها استفاده کرد که مقادیر قابل اطمینانی برای آن‌ها وجود داشته باشد [۵۲].

شکل (۳-۶) تغییرات ضریب افزایش مقاومت را برای یک قاب داخلی ساختمانی واقع در یک منطقه با خطر لرزه‌خیزی بالا نشان می‌دهد. ضرایب افزایش مقاومت با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به‌دست آمده‌اند.



شکل ۳-۶- ضریب افزایش مقاومت در برابر تعداد طبقات برای قاب‌های خمشی ویژه فولادی [۵۲]

این شکل مشخص می‌کند که ساختمان‌های کم ارتفاع معمولاً افزایش مقاومت بزرگتری دارند. برای محاسبه R قاب‌های مقاوم خمشی ویژه مقدار ضرایب افزایش مقاومت ۲ در نظر گرفته شد.

اگر تنها دو پارامتر F_1 و F_2 برای فرموله کردن مقداری محافظه‌کارانه برای قاب‌های فولادی، استفاده شوند، ضریب افزایش مقاومت برای قاب خمشی فولادی شکل‌پذیر می‌تواند به شکل زیر مدنظر قرار گیرد:

$$R_s = 2 \times 1/0.5 \times 1/1 = 2/3$$

۳-۵- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری (R_μ)

سازه‌ها در اثر وجود شکل‌پذیری مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را به‌صورت هیستریزیس تلف می‌کنند و مقدار این اتلاف انرژی بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. این شکل‌پذیری کلی باید به‌گونه‌ای باشد که شکل‌پذیری محلی اعضاء از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین‌منظور در موقع طراحی

لازم است که حداقل مقاومت لازم سازه که شکل‌پذیری کلی آن را به حد شکل‌پذیری مشخص شده از قبل محدود می‌کند مشخص شود [۵۰، ۵۱ و ۵۲].

ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری به عوامل زیادی بستگی دارد که بسیاری از آن‌ها مربوط به ویژگی‌های سیستم سازه‌ای هستند و برخی دیگر مستقل از خود سازه بوده و به عوامل دیگری نظیر بارگذاری مربوطه (شتاب‌نگاشت زلزله مورد نظر) و زمان تناوب خاک بستر محل احداث بنا مربوط می‌شوند. در صورتی که یک زلزله به‌خصوص را برای یک محل به‌خصوص در نظر بگیریم، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، تابع پاره‌ای از عوامل به‌ویژه شکل‌پذیری سازه و ویژگی‌های عملکردی آن در محدود غیرخطی خواهد بود.

نسبت شکل‌پذیری کلی سازه، μ ، عبارت است از خارج قسمت تغییرشکل جانبی نسبی حداکثر به تغییرشکل جانبی نسبی حد تسلیم:

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (۳-۲۴)$$

بنابراین گام اول در تعیین ضریب رفتار، تعیین چگونگی ارتباط آن با ظرفیت شکل‌پذیری سیستم و شناخت عوامل موثر بر این ارتباط می‌باشد.

۳-۵-۱- عوامل موثر بر R_μ

عوامل متعددی بر رابطه‌ی بین R_μ و μ موثر دانسته شده‌اند. این عوامل، بسته به یک درجه آزادی و چند درجه آزادی بودن سیستم، در زیر آمده است [۵۹]:

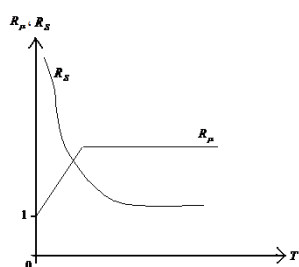
۳-۵-۱-۱- عوامل موثر بر R_μ در سیستم‌های یک درجه آزادی

الف) نوع مصالح: نوع مصالح به لحاظ تفاوت در میزان مقاومت، مدول ارتجاعی، شکل‌پذیری و رابطه تنش - کرنش بر نیاز لرزه‌ای سازه موثر می‌باشد.

ب) زمان تناوب سیستم: در سازه‌هایی که دارای زمان تناوب پائین هستند، با این فرض که شکل‌پذیری آن‌ها با سازه‌هایی که دارای زمان تناوب بیشتر هستند، یکسان باشد، ضریب شکل‌پذیری کوچکتری به دست می‌آید.

در توجیه مطالب فوق می‌توان چنین گفت که در سازه‌های نرم مثل سازه‌های فولادی، به علت کم بودن سختی نسبت به سازه‌های سخت، مقدار شتاب انتقال یافته به جرم سازه کمتر می‌باشد. همچنین برای سازه‌های انعطاف‌پذیر که دارای زمان تناوب بالایی هستند، تغییرمکان‌های ماکزیمم در حالت غیرارتجاعی بزرگتر از تغییرمکان‌های ماکزیمم در حالت ارتجاعی است. اما در سازه‌های سخت (زمان تناوب پایین) تغییرمکان‌های ماکزیمم سازه در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی در برابر یک زلزله مشخص، تقریباً با هم برابر هستند. این دو عامل سبب می‌شود که ضریب شکل‌پذیری (R_H) سازه‌های انعطاف‌پذیر، مقدار بیشتری به خود اختصاص دهد.

شکل (۷-۳)، رابطه ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری R_H و ضریب اضافه مقاومت R_S را با زمان تناوب نشان می‌دهد.



شکل ۷-۳- رابطه ضریب رفتار ناشی از ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت [۵۹]

پ) میرایی: میرایی یکی از خصوصیات دینامیکی مهم هر سیستم سازه‌ای، در حرکت ارتعاشی است که به عنوان یک مکانیزم اتلاف انرژی در سازه محسوب می‌شود. با این وجود تاثیر آن بر ضریب رفتار و شکل‌پذیری قابل ملاحظه نیست.

ت) بارگذاری: نیروی رفت و برگشتی زلزله قابل پیش‌بینی نیست و همین امر، مشکل بزرگی را برای تشخیص دقیق پاسخ سازه در برابر زلزله آتی به وجود می‌آورد. در تعیین پاسخ سازه، رکوردهای ثبت شده شتاب-زمان دارای بیشترین کاربرد است. رکوردهای فوق دارای مشخصه‌هایی هستند که باعث تمایز آن‌ها از یکدیگر می‌گردد و تغییرات در آن‌ها باعث تغییرات در پاسخ سازه می‌شود. این مشخصه‌ها عبارتند از بزرگی دامنه شتاب، بزرگی زلزله، مدت تداوم، تعداد سیکل‌های رفت و برگشتی، محتوای فرکانسی و میزان انرژی ورودی آن‌ها. اعمال ویژگی مذکور در رابطه $R_{\mu} - \mu$ بسیار مشکل می‌باشد. در بعضی از تحقیقات انجام شده به‌منظور پرهیز از اعمال بارگذاری در تعیین رابطه $R_{\mu} - \mu$ از میانگین نتایج حاصل از چندین زلزله استفاده شده است.

ث) اثر $P-\Delta$: اثر $P-\Delta$ به‌عنوان عامل تشدیدکننده لنگرهای خمشی ناشی از بارهای ثقلی بر روی سازه‌های دارای تغییرمکان جانبی، نقش مهمی در افزایش نیاز شکل‌پذیری دارد. هر چه تغییرمکان جانبی سازه بیشتر باشد، تاثیر این عامل بیشتر خواهد بود. معمولاً اثر $P-\Delta$ در شکل‌پذیری‌های بالاتر محسوس است.

ج) مدل بار- تغییرشکل در چرخه هیستریزس: واکنش هر سیستم در برابر نیروهای رفت و برگشتی در محدوده غیرارتجاعی، ارتباط مستقیم با رفتار لرزه‌ای مصالح تشکیل دهنده آن دارد. مصالح مختلف دارای رفتارهای لرزه‌ای متفاوت می‌باشند که به آن حلقه نیرو - تغییرشکل و یا حلقه هیستریزس گفته می‌شود. برای پیش‌بینی دقیق واکنش یک سیستم در برابر بارهای لرزه‌ای، شناخت کافی از حلقه بار- تغییرشکل آن ضروری است. به‌دلیل پیچیده بودن رفتار واقعی مصالح از مدل‌هایی که حتی‌الامکان بیان‌کننده رفتار مصالح باشد استفاده می‌گردد. مدل انتخابی باید حتی‌الامکان ساده و مختصر بوده و از دقت قابل قبولی برخوردار باشد. همچنین باید دارای انعطاف‌پذیری و سازگاری بوده و تعداد پارامترهای مورد استفاده آن حداقل باشد.

چ) خاک منطقه: سازه‌ها بر روی زمین بنا می‌گردند و نیروی زلزله از طریق زمین به سیستم اعمال می‌گردد. همین موضوع سبب می‌گردد تا نیروی اعمالی به سازه متاثر از خاک منطقه باشد. در صورتی که خاک زیر سازه صلب باشد هیچ‌گونه اندرکنشی بین خاک و سازه وجود نخواهد داشت. درغیراین‌صورت وجود اندرکنش بین خاک و سازه سبب تغییرات در پاسخ سازه‌ها در مرحله ارتجاعی و غیرارتجاعی خواهد شد [۵۹].

۳-۵-۱-۲- عوامل موثر بر R_μ در سیستم‌های چند درجه آزادی

رابطه نیازهای لرزه‌ای- غیرارتجاعی در سیستم‌های چند درجه آزادی علاوه بر عوامل فوق به عوامل دیگری نیز بستگی دارد [۵۹]:

الف) نوع سازه مقاوم: واکنش انواع مختلف سازه‌ها در برابر زلزله متفاوت می‌باشد. بعضی از سازه‌ها رفتار برشی دارند (سازه‌های با قاب خمشی) و بعضی از آن‌ها رفتار خمشی دارند (سازه‌های با دیوار برشی) همچنین بعضی از سازه‌ها دارای ظرفیت شکل‌پذیری بالایی هستند (قاب‌های با اتصالات گیردار) و بعضی دیگر این قابلیت را ندارند و در عوض سختی خوبی در برابر بارهای جانبی دارند (سازه‌های با بادبند ضربدری). سازه‌های با بادبند برون محوری، از ظرفیت شکل‌پذیری و سختی متوسطی برخوردارند. همین موضوع سبب می‌گردد تا رابطه $R_\mu - \mu$ به نوع سازه نیز بستگی داشته باشد.

ب) هندسه سازه: هنگامی که جرم یا سختی سازه در پلان و ارتفاع توزیع مناسبی نداشته باشد اثر پیچش ظاهر می‌گردد. وجود پیچش در سازه باعث کاهش شکل‌پذیری سازه می‌شود. مشخصه‌های اصلی پیچش در سازه عبارتند از خروج از مرکزیت e (فاصله افقی مرکز جرم و مرکز سختی) و زمان تناوب پیچشی (T_t). بررسی تاثیر پارامترهای فوق بر رابطه $R_\mu - \mu$ یکی از موضوعاتی است که نیاز به بحث و بررسی بیشتری دارد. در بعضی از آیین‌نامه‌ها اثر پیچش در تعیین ضریب رفتار منظور گردیده است.

پ) مشارکت مودهای بالاتر: در قسمت مربوط به سیستم‌های یک درجه آزادی اشاره گردید که زمان تناوب سیستم اثر قابل ملاحظه‌ای بر نیاز شکل‌پذیری دارد و مشخصه‌ای بسیار مهم برای R_{μ} می‌باشد. معمولاً در مشابه‌سازی یک درجه آزادی به چند درجه آزادی فقط از زمان تناوب اصلی آن‌ها استفاده می‌شود، در صورتی‌که مودهای بعدی و زمان‌های تناوب مودهای بالاتر تاثیر قابل توجهی در مقدار واکنش سیستم دارند و می‌بایست به‌گونه‌ای عمل گردد که اثرات فوق در تعیین واکنش سیستم منظور شده باشد. تاثیر مودهای بالا به‌صورت افزایش نیاز شکل‌پذیری بروز می‌کند یا به عبارتی سبب کاهش ضریب رفتار می‌شود.

ت) اضافه مقاومت (مقاومت افزون): مقاومت افزون یکی از مهمترین عوامل موثر در رابطه ضریب رفتار و شکل‌پذیری است. وقتی نیروی داخلی یکی از اعضای سازه به حد تسلیم برسد و اصطلاحاً در آن مفصل پلاستیک تشکیل گردد، مقاومت سازه از دید طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان می‌رسد. ولی در حالت طراحی انهدام، پدیده فوق به عنوان پایان مقاومت سازه به شمار نمی‌آید زیرا عضو موردنظر همچنان می‌تواند با تغییر شکل غیر ارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا اینکه به مرحله گسیختگی و انهدام برسد. از دید کلی نیز با تشکیل مفصل پلاستیک صرفاً سختی سازه با کاهش درجه نامعینی سازه تنزل پیدا می‌کند ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود در مقابل تحریکات خارجی از خود مقاومت نشان دهد. وقتی نیروی خارجی باز هم افزایش یابد روند تشکیل مفاصل پلاستیک نیز ادامه می‌یابد و مفاصل بیشتری در سازه پدید می‌آید تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر تحمل بار جانبی اضافی را ندارد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا تشکیل مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد مقاومت افزون نامیده می‌شود. در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه‌ها را متناسب با مقاومت افزون آن‌ها کاهش می‌دهند. برای اجرای این هدف مقدار

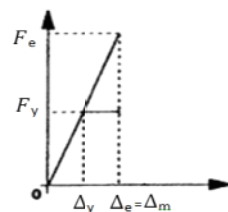
ضریب رفتار سازه‌ها متناسب با مقاومت افزون افزایش داده می‌شود تا مقاومت مورد نیاز کاهش یافته محاسبه گردد [۵۹].

۳-۵-۲- روش محاسبه ضریب R_μ

عوامل اصلی موثر بر رابطه $R_\mu - \mu$ در بالا معرفی شدند. تاکنون تلاش‌های زیادی برای ارائه رابطه‌ای ریاضی بین R_μ و μ صورت گرفته است، که اثر عوامل فوق را لحاظ کند اما به سبب پیچیده بودن، این امر به صورت کاملاً دقیق میسر نبوده است و در روابطی که ارائه شده عموماً μ و T (زمان تناوب سیستم) منظور شده‌اند. دو فرضیه برای رابطه بین μ و R_μ به صورت زیر ارائه شده است [۵۹]:

• فرضیه برابری تغییرمکان‌ها

براساس این فرضیه، تغییرمکان حداکثر سازه در حالت الاستو پلاستیک با تغییرمکان الاستیک آن برابر می‌باشد. (شکل ۳-۸)



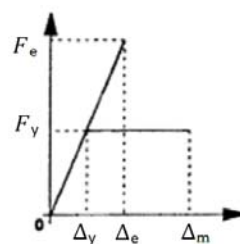
شکل ۳-۸- فرضیه برابری تغییرمکان‌ها [۵۹]

با توجه به روابط هندسی موجود می‌توان نوشت:

$$\Delta_e = \Delta_m \Rightarrow \frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \mu \Rightarrow R_\mu = \mu \quad (۳-۲۵)$$

• فرضیه برابری انرژی جذب شده

براساس این فرضیه میزان انرژی جذب شده در حالت الاستو پلاستیک با انرژی جذب شده الاستیک آن برابر می‌باشد. (شکل ۳-۹)



شکل ۳-۹- فرضیه برابری انرژی جذب شده [۵۹]

با برابری سطح دوزنقه ABDE و سطح مستطیل BCDF روابط زیر بیان می‌شود :

$$\Rightarrow \text{با در نظر گرفتن تعریف } R_{\mu} \Rightarrow (\Delta_m - \Delta_y).F_y = \frac{1}{2}(F_e + F_y).(\Delta_e - \Delta_y)$$

$$(\mu - 1) = \frac{1}{2}(R_{\mu} + 1).(R_{\mu} - 1) \Rightarrow R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (۳-۲۶)$$

براساس مطالعات انجام شده بر روی بسیاری از شتاب نگاشت‌ها مشخص گردید که سازه‌های نرم (با پریود بالا) عموماً با فرضیه اول، و سازه‌های نسبتاً سخت (با پریود متوسط) با فرضیه دوم مطابقت دارند. این روابط براساس فرض سیستم‌های یک درجه آزادی یا چند درجه آزادی، توسط محققین، تعمیم یافتند که به صورت زیر می‌باشند:

۳-۵-۲-۱- روابط R_{μ} برای سیستم‌های یک درجه آزادی

• نیومارک و هال

در این مطالعه براساس طیف‌های الاستیک و غیرالاستیک حاصل از مولفه شمالی- جنوبی زلزله السنترو و رکوردهای دیگر این نتیجه به دست آمد که [۵۴]:

الف) در نواحی با بسامد پایین، سیستم الاستیک و غیرالاستیک تقریباً دارای تغییر مکان ماکزیمم یکسان هستند.

ب) در نواحی بسامد متوسط، مقدار انرژی الاستیک یعنی سطح زیر منحنی نیرو- تغییرمکان سیستم الاستیک، مساوی انرژی سیستم الاستوپلاستیک تحت ارتعاشات یکسان می‌باشد.

پ) در نواحی بسامد بالا سیستم الاستیک و غیرالاستیک دارای مقاومت مورد نیاز یکسانند.
($C_e=C_y$)

این مشاهدات منجر به ارائه یک روش برای ساخت طیف غیرالاستیک توسط ضرائب مختلف برای نواحی بسامدی مختلف شد. به طوری که برای هر ناحیه طیفی، طیف الاستیک توسط ضربی کاهش داده می‌شود که ضرایب مذکور برای زمان‌های تناوب مختلف سازه، از روابط (۲۷-۳)، (۲۸-۳) و (۲۹-۳) به‌دست می‌آیند.

برای بسامدهای بیشتر از ۳۳ هرتز (زمان‌های تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه):

$$R_{\mu} = 1 \quad T < 0.03_{Sec} \quad (27-3)$$

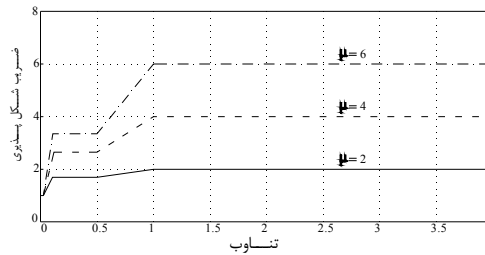
برای بسامدهای بین ۲ هرتز و ۸ هرتز (زمان‌های تناوب بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه):

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.12 < T < 0.5_{Sec} \quad (28-3)$$

برای بسامدهای کمتر از ۱ هرتز (زمان‌های تناوب بزرگتر از ۱ ثانیه):

$$R_{\mu} = \mu \quad T > 1_{sec} \quad (29-3)$$

برآوردهای مربوط به R_{μ} برای زمان‌های تناوب بین ۰/۰۳ تا ۰/۱۲ و همچنین بین ۰/۵ تا ۱ ثانیه با استفاده از درونیایی خطی بین مقادیر حدی داده شده توسط معادلات (۲۷-۳)، (۲۸-۳) و (۲۹-۳) به‌دست می‌آیند. نمودار ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری نیومارک و هال برحسب نسبت شکل‌پذیری و دوره تناوب برای نسبت‌های شکل‌پذیری ۲، ۴ و ۶ در شکل (۱۰-۳) آورده شده است [۵۴].



شکل ۳-۱۰- روابط $R_{\mu} - \mu - T$ نیومارک و هال [۵۴]

• ناسار و کراوینکلر

ناسار و همکاران رابطه‌ای برای R_{μ} ارائه کردند که در آن پارامترهای بیشتری دخالت دارد. در این مطالعه پاسخ سیستم‌های غیرخطی یک درجه آزادی تحت اثر ۱۵ زلزله ثبت شده در آمریکای غربی در محدوده شدت ۵/۷ تا ۷/۷ ریشتر مورد استفاده قرار گرفت. در این مطالعه با استفاده از طیف‌های پاسخ ارتجاعی و غیرارتجاعی شکل‌پذیری‌های مشخص، R_{μ} تعیین گردیده و آنگاه به کمک تحلیل غیرخطی، رابطه‌ای برای R_{μ} ارائه گردید. برای تعیین این رابطه، تعداد ۳۹۰۰۰۰ تحلیل تاریخچه زمانی انجام شده و در آن‌ها از مدل بار- تغییرشکل دوطرفه با سخت شدگی صفر، دو و ده درصد استفاده گردیده است. در انتخاب سیستم نیز سعی شده است تا دامنه تغییرات زمان تناوب ۰/۱ تا ۴ ثانیه در حال تغییر باشد و نیاز شکل‌پذیری از ۱ تا ۸ در نوسان باشد [۶۱].

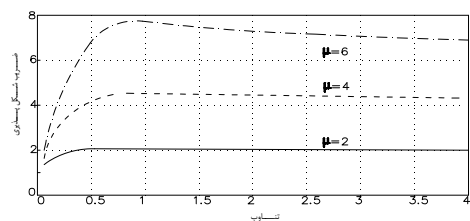
زلزله‌هایی که مورد استفاده قرار گرفتند در زمین‌های رسوبی و هم در زمین‌های سنگی بودند. هرچند که در این مطالعه، تاثیر خاک به وضوح مورد بررسی قرار نگرفت، اما حساسیت ضریب R_{μ} نسبت به فاصله مرکز سطحی زمین‌لرزه و پارامترهای سیستم ساختمانی مانند پیرو، تراز تسلیم، نسبت سخت‌شوندگی کرنشی و نوع رفتار غیرخطی مصالح، مورد بررسی قرار گرفت. از این مطالعه این نتیجه به دست آمد که فاصله مرکز سطحی زلزله و افت سختی بر ضریب R_{μ} اثر ناچیزی دارند. براساس متوسط ضرایب R_{μ} فرمول زیر برای محاسبه R_{μ} ارائه شد:

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \Rightarrow R_\mu = [C(\mu-1)+1]^{\frac{1}{C}} \quad (30-3)$$

پارامترهای a و b برای نسبت‌های سخت شوندگی کرنشی متفاوت (α) به طریق زیر به دست می‌آیند [۶۱]:

$$\begin{array}{lll} \alpha = 0\% & : & a=1 \quad \text{و} \quad b=0.42 \\ \alpha = 2\% & : & a=1 \quad \text{و} \quad b=0.37 \\ \alpha = 10\% & : & a=1 \quad \text{و} \quad b=0.29 \end{array} \quad (31-3)$$

توجه شود که $\alpha = 0\%$ مطابق است با یک سیستم کشسان - مومسان. برای مقادیر مختلف α از درون یابی خطی استفاده می‌شود. روابط بین R_μ و T برای نسبت‌های شکل‌پذیری تغییر مکانی ۲، ۴ و ۶ برای یک نسبت سخت شوندگی کرنشی ($\alpha = 10\%$) در شکل (۳-۱۱) نشان داده شده است [۶۱].



شکل ۳-۱۱- روابط $R_\mu - \mu - T$ کراونیکلر و نثار [۶۱]

• میراندا و برترو

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴ روابط $R_\mu - \mu - T$ گسترش یافته توسط تعدادی از محققین از جمله نیومارک و هال [۵۴] و کراونیکلر و نثار [۶۱] را خلاصه‌سازی کردند. به علاوه معادلات عمومی $R_\mu - \mu - T$ را برای زمین‌های سنگی، رسوبی (آبرفتی) و خاکی نرم گسترش دادند. این روش نسبت به دو روش قبلی جدیدتر می‌باشد و طبق توصیه ATC-19 در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالاتری برخوردار است [۶۲].

در این مطالعه، به منظور بررسی اثر شرایط خاک محل بر ضرایب R_μ ، تعداد نسبتاً زیادی از زلزله‌های ثبت شده در نظر گرفته شد. به همین منظور ۱۲۴ زلزله ثبت شده در محدوده وسیعی از شرایط خاک در هنگام زلزله‌های گوناگون در نظر گرفته شد. میرایی بحرانی، ۵ درصد فرض شد. براساس شرایط محلی خاک در ایستگاه ثبت کننده زلزله‌ها به سه گروه تقسیم شدند:

زلزله‌های ثبت شده در سنگ، زلزله‌های ثبت شده در رسوب و زلزله‌های ثبت شده در خاک خیلی نرم که به وسیله سرعت پایین امواج برشی در آن مشخص می‌شود [۶۲].

ضرایب R_μ برای سیستم‌های یک درجه آزادی دو خطی که با ۵ درصد میرایی و با ضرایب شکل‌پذیری کلی سازه‌ای بین ۲ تا ۶ محاسبه شدند. سپس متوسط ضرایب R_μ برای هر نوع خاک محاسبه شدند. سپس متوسط ضرایب R_μ برای هر نوع خاک محاسبه شد. علاوه بر تاثیر شرایط خاک، در این تحقیق، تاثیر بزرگی زلزله (شکل ۳-۱۲) و فاصله مرکز سطحی زلزله (شکل ۳-۱۳) بر ضرایب R_μ مورد بررسی قرار گرفت. این تحقیق نشان داد که شرایط خاک محل بر ضرایب R_μ تأثیر می‌گذارد (به‌ویژه برای محل‌هایی که دارای خاک نرم هستند) اما بزرگی زلزله و فاصله مرکز سطحی زلزله بر ضرایب تأثیر ناچیزی دارند [۶۲]. براساس متوسط ضرایب R_μ ، فرمول‌های ساده شده زیر برای محاسبه این ضرایب ارائه شدند:

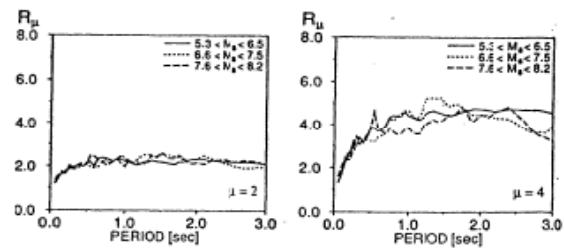
$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (3-32)$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{\left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right]} \quad \text{برای زمین سنگی}$$

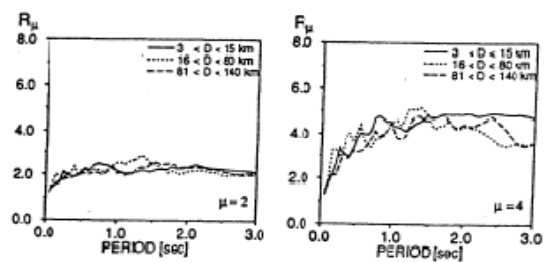
$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{\left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right]} \quad \text{برای زمین‌های رسوبی}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{\left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right]} \quad \text{برای زمین‌های با خاک نرم}$$

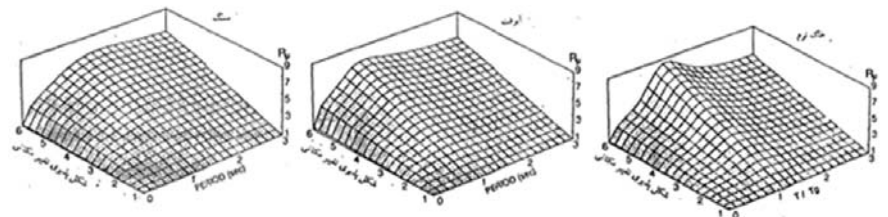
که T_g پریود غالب زلزله می‌باشد، یعنی پریودی که در آن، حداکثر سرعت نسبی یک سیستم الاستیک خطی با ۵ درصد میرایی در سرتاسر محدوده تغییرات پریودی ماکزیمم است. ضرایب R_μ محاسبه شده با روابط فوق در شکل (۳-۱۴) ترسیم شده است [۶۲].



شکل ۳-۱۲- اثر بزرگی زلزله در ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میرندا [۶۲]



شکل ۳-۱۳- اثر فاصله کانونی زلزله در ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میرندا [۶۲]



شکل ۳-۱۴- ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میرندا برای خاک‌های مختلف [۶۲]

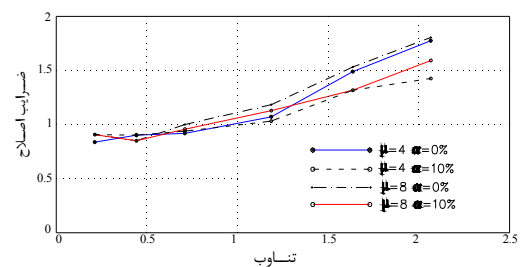
با اندکی تأمل در ضرایب R_μ به دست آمده در روابط محققان مختلف مشاهده می‌شود که شکل کلی

این ضریب در تحقیقات مختلف یکسان است و تنها تفاوت‌های اندکی با یکدیگر دارند.

۳-۵-۲- روابط R_{μ} برای سیستم‌های چند درجه آزادی

کراونیکلر و نثار گسترش روابط $T - \mu - R_{\mu}$ را برای سیستم‌های چند درجه آزادی گسترش دادند. سه نوع مدل برای نسبت‌های شکل‌پذیری بین ۲ تا ۸ تحلیل شدند: ستون قوی-تیر ضعیف، ستون ضعیف-تیر قوی و طبقه اول ضعیف. با در نظر گرفتن این مطلب که دو مد شکست آخری توسط آیین‌نامه‌های سازه‌ای مدل و قواعد NEHRP توصیه نمی‌شوند، در اینجا فقط نتایج ستون قوی-تیر ضعیف گزارش می‌شوند.

موضوع مطالعه آن‌ها گسترش روشی بود که توسط آن، حداکثر نسبت شکل‌پذیری تغییرمکانی طبقه‌ای در یک سیستم چند درجه آزادی (MDOF) می‌توانست با نسبت شکل‌پذیری مطابق در یک سیستم یک درجه آزادی (SDOF) محدود شود. ضریب اصلاح، به صورت مقاومت برش پایه مورد نیاز برای سیستم چند درجه آزادی تقسیم بر مقاومت مطلوب غیرکشسان مطابق با اولین مود سیستم یک درجه آزادی تعریف شد که نسبت شکل‌پذیری طبقه‌ای در سیستم یک درجه آزادی را به نسبت شکل‌پذیری هدف محدود می‌کند. ضرایب اصلاح برای نسبت‌های شکل‌پذیری هدف ۴ و ۸ و نسبت‌های سخت شوندگی کرنشی ۰ و ۱۰ درصد در شکل (۳-۱۵) نشان داده شده‌اند [۶۱].



شکل ۳-۱۵- ضرایب اصلاح ضریب شکل‌پذیری سیستم چند درجه آزادی [۶۱]

برای سازه‌ای با پریود اصلی کمتر از ۰/۷۵ ثانیه، برش پایه مطلوب در سیستم چند درجه آزادی تقریباً با مقاومت مطلوب مطابق در سیستم یک درجه آزادی برابر است. پیشنهاد می‌شود که نیازی به

در نظر گرفتن اثرات مدهای بالاتر در این محدوده پیود نمی‌باشد. برای سازه‌های با پیوندهای اصلی بیش از ۰/۷۵ ثانیه، اثرات مدهای بالاتر، افزایشی را در طراحی مقاومت جانبی ایجاد خواهد کرد. در حالت کلی، ضریب اصلاح با افزایش نسبت شکل‌پذیری هدف افزایش می‌یابد و با افزایش نسبت سخت‌شوندگی کرنشی کاهش می‌یابد [۶۱].

آشنایی با مدل های مورد مطالعه و طراحی آن ها

۴-۱- مقدمه

در این فصل ابتدا سازه پانل ساندویچی را از لحاظ تعاریف ارائه شده در آیین‌نامه‌ها بررسی کرده و سپس به طراحی و ساخت مدل‌های موردنیاز می‌پردازیم. در ابتدا پس از مطالعه دستورالعمل طراحی، ساخت و اجرای سیستم‌های پانل پیش‌ساخته سبک سه‌بعدی (نشریه شماره ۳۸۵) [۴] به ارزیابی این سیستم برای شناخت نوع سازه و محدودیت‌های اعمال شده از لحاظ طبقه‌بندی‌های آیین‌نامه‌ای با استفاده از آیین‌نامه‌های آبا [۶۳] و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۶] پرداخته می‌شود. سپس جهت تحلیل و طراحی این مدل‌ها از نرم‌افزار ETABS Nonlinear (version 9.2.0) استفاده می‌گردد.

۴-۲- دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل (نشریه شماره ۳۸۵)

تمامی بارهای وارد بر سازه براساس میحث ششم مقررات ملی ساختمان با عنوان «بارهای وارد بر ساختمان» [۷] تعیین می‌شوند. این بارها شامل بارهای مرده و زنده می‌شوند. در سازه‌های با سیستم کامل پانلی زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه از رابطه زیر به دست می‌آید [۴]:

$$T = 0.03H^{3/4} \quad (۴-۱)$$

درمورد سازه‌های با سیستم مختلط پانلی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ از رابطه (۲-۲) برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان استفاده می‌شود [۶]:

$$T = 0.05H^{3/4}$$

در روابط فوق، H ارتفاع ساختمان بر حسب متر از تراز پایه می‌باشد و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد نیز باید منظور گردد. لازم به ذکر است که سازه‌های کامل پانلی بر اساس تجربیات اجرا شده می‌توانند تا ۴ طبقه با ارتفاع حداکثر ۱۵ متر از تراز پایه ساخته شوند [۴].

عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های پانلی به دلیل ساختار خاص آن‌ها دارای تفاوت‌هایی با اعضای متعارف سازه‌ای می‌باشد. در این رابطه خواص مکانیکی اجزای پانل و عملکرد جعبه‌ای ساختار سازه‌ای آن باعث ایجاد سازه‌ای با شکل‌پذیری کمتر نسبت به سازه‌های معمول می‌شود. در عین حال علی‌رغم شکل‌پذیری کمتر رفتار کلی سازه‌های کلی سه‌بعدی پانلی نشانگر ضرایب اضافه مقاومت بالاتری در مقایسه با انواع دیگر ساختار باربر جانبی بوده است. در مجموع این دو ویژگی اخیر موجب می‌گردد ضریب رفتار این سازه‌ها در حدود ضریب رفتار سازه‌های با سیستم دیوارهای برشی بتن‌آرمه به دست آید [۴].

بنابراین ضریب رفتار این ساختمان‌ها بر اساس سیستم دیوارهای باربر تعیین می‌شود و در هر حال حداکثر این ضریب رفتار برابر با متوسط ضرایب رفتار مربوط به دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی و دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح اختیار می‌شود [۴]. براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، ضریب رفتار این سازه‌ها به صورت جدول (۱-۴) می‌باشد [۶]. با رعایت کل ضوابط ذکر شده ضریب رفتار این سازه‌ها، حداکثر ۴ اختیار می‌شود [۴ و ۶].

جدول ۱-۴- مقادیر ضریب رفتار ساختمان (R) همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان (H_m) [۶]

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	ضریب رفتار R	ارتفاع حداکثر، H_m
سیستم دیوار باربر	دیوار برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	دیوار برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	دیوار برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵

۴-۳- مدل سازی

در این تحقیق، تغییرات ضریب رفتار نسبت به تغییرات ارتفاع، تغییرات ابعاد پلان و تغییرات خروج از مرکزیت بررسی خواهد شد. بدین منظور، ابتدا مدل‌های با پلان مربعی به ابعاد ۱۰ متر در ۱۰ متر ساخته و تحلیل و طراحی می‌شود. سپس جهت مطالعه تأثیر تغییرات ابعاد پلان بر ضریب رفتار سازه‌ها، مدل‌هایی به ابعاد پلان ۱۰×۵ متر و ۷/۵×۱۰ متر، ساخته و تحلیل و طراحی می‌شود. نهایتاً جهت بررسی تغییرات ضریب رفتار نسبت به خروج از مرکزیت، سازه‌هایی با پلان ۱۰×۱۰ با خروج از مرکزیت (فاصله مرکز جرم و مرکز سختی) ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد بعد پلان، مدل شده و تحلیل و طراحی می‌گردد.

کلیه این مدل‌ها از ۱ تا ۵ طبقه ساخته و با استفاده از نرم‌افزار ETABS Nonlinear (Version 9.2.0)

تحلیل و طراحی شده‌اند. در تمام این مدل‌ها فرضیات مشترک طراحی به صورت زیر می‌باشد:

ارتفاع هر طبقه، ۳ متر می‌باشد. فرض می‌شود که تمام دیوارها در راستای قائم از پی تا سقف بصورت ممتد ادامه دارد. در تمام دیوارها از ۵ سانتی‌متر بتن شاتکریت در هر طرف پلی‌استایرن استفاده می‌شود که با فرض کفایت برشگیرها، از لغزش برشی بین دو لایه شاتکریت در مدل‌سازی صرفنظر می‌شود. بنابراین از لایه به ضخامت ۶ سانتی‌متری پلی‌استایرن صرفنظر شده و ضخامت دیوارها، برابر مجموع دو لایه شاتکریت، یعنی یک لایه به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود [۴]. در تمام پانل‌ها از اثر پانل متعامد صرفنظر شده است.

بار مرده و زنده طبقات براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۷] در نظر گرفته می‌شود به طوری که بار مرده طبقات 400 kg/m^2 بوده و بار زنده آن‌ها 200 kg/m^2 که با در نظر گرفتن اثر کاهش سربار به کف‌ها اعمال می‌شود. بار زنده طبقه بام نیز 150 kg/m^2 می‌باشد. جهت بارگذاری زلزله نیز از استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) استفاده شده است. سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد.

بنابراین شتاب مبنای طرح $A=0.35$ در نظر گرفته می‌شود. خاک ساختگاه نیز از نوع II می‌باشد. بنابراین داریم:

$$T_0=1/5, \quad T_s=0.1, \quad S=0.5$$

ضریب رفتار ساختمان که در تعیین مقدار آن عواملی از قبیل شکل‌پذیری سازه، اضافه مقاومت سازه و درجه نامعینی آن لحاظ شده است، براساس دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل (نشریه شماره ۳۸۵)، ۴ در نظر گرفته شده است. ضریب اهمیت ساختمان با فرض کاربری مسکونی آن (اهمیت متوسط)، ۱ در نظر گرفته می‌شود.

زمان تناوب اصلی نوسان سازه نیز برای سازه‌های ۱ طبقه تا ۵ طبقه، بر اساس دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل [۴] از رابطه (۴-۱) مطابق زیر محاسبه می‌شود.

$$T = 0.3H^{3/4} \Rightarrow \begin{cases} T_{1S} = 0.03(3)^{3/4} = 0.068\text{sec} \\ T_{2S} = 0.03(6)^{3/4} = 0.115\text{sec} \\ T_{3S} = 0.03(9)^{3/4} = 0.156\text{sec} \\ T_{4S} = 0.03(12)^{3/4} = 0.193\text{sec} \\ T_{5S} = 0.03(15)^{3/4} = 0.229\text{sec} \end{cases} \Rightarrow T_{1S, \dots, 5S} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 1$$

ضریب بازتاب ساختمان براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۶] برای سازه‌های ۱ طبقه تا ۵ طبقه به‌صورت

زیر محاسبه می‌شود:

$$B = \begin{cases} T_{1S} < T_0 \Rightarrow B_{1S} = 1 + S\left(\frac{T}{T_0}\right) = 2.02 \\ T_0 < T_{2S} < T_S \Rightarrow B_{2S} = 1 + S = 2.5 \\ T_0 < T_{3S} < T_S \Rightarrow B_{3S} = 1 + S = 2.5 \\ T_0 < T_{4S} < T_S \Rightarrow B_{4S} = 1 + S = 2.5 \\ T_0 < T_{5S} < T_S \Rightarrow B_{5S} = 1 + S = 2.5 \end{cases}$$

در نتیجه ضریب زلزله (C) برای سازه‌های ۱ طبقه تا ۵ طبقه به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$A=0.35, \quad I=1, \quad R=4 \implies C=\frac{ABl}{R} \implies \begin{cases} C_{1s} = \frac{0.35 \times 2.02 \times 1}{4} = 0.178 \\ C_{2s} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{4} = 0.2188 \\ C_{3s} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{4} = 0.2188 \\ C_{4s} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{4} = 0.2188 \\ C_{5s} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{4} = 0.2188 \end{cases}$$

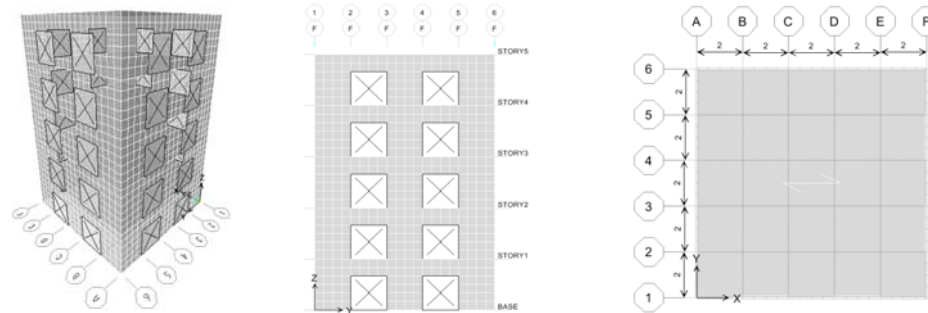
اثر پیچش تصادفی برای بارگذاری لرزه‌ای این مدل‌ها لحاظ شده است [۶]. اتصال ستون به پی به صورت گیردار فرض شده است و اثر $P-\Delta$ در طراحی سازه در نظر گرفته شده است. مشخصات مربوط به مصالح بکار رفته در سازه بصورت جدول (۴-۲) می‌باشد. لازم به ذکر است که براساس دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل [۴]، مدول الاستیسیته شاتکریت بین ۴۰ تا ۷۰ درصد مدول الاستیسیته بتن معمولی می‌باشد که در اینجا ۵۰ درصد آن را در نظر گرفته شده است. بنابراین داریم:

$$E_c = 0.5 \times 15100 \sqrt{f'_c} = 112169 \text{ kg/cm}^2$$

جدول ۴-۲- مشخصات مصالح بکار رفته در مدل‌های مورد مطالعه	
وزن واحد حجم بتن شاتکریت، w	2500 kg/m^3
مدول ارتجاعی فولاد، E_s	$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
مدول ارتجاعی شاتکریت، E_c	112169 kg/cm^2
ضریب پواسون مفتول، ν_s	۰/۳
ضریب پواسون شاتکریت، ν_c	۰/۲۵
مقاومت فشاری شاتکریت، f'_c	230 kg/cm^2
تنش تسلیم میلگرد طولی، f_y	4040 kg/cm^2
تنش تسلیم میلگرد عرضی، f_{ys}	4040 kg/cm^2

۱-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر

همان‌طوری که در شکل (۱-۴) مشاهده می‌شود کلاً ۱۲ دیوار وجود دارد. در تمام دیوارها از دو ردیف مش به قطر مفتول $\frac{3}{5}$ میلی‌متر هم در جهت طولی و هم در جهت عرضی استفاده شده است و فاصله بین مفتول‌ها در هر دو جهت ۵ سانتی‌متر می‌باشد. سقف مدل نیز از نوع تیرچه‌بلوک بوده و به‌صورت دیافراگم صلب مدل‌سازی شده است. جهت تیرچه‌ریزی به‌صورت شکل (۱-۴) می‌باشد.



شکل ۱-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر مدل ۵ طبقه

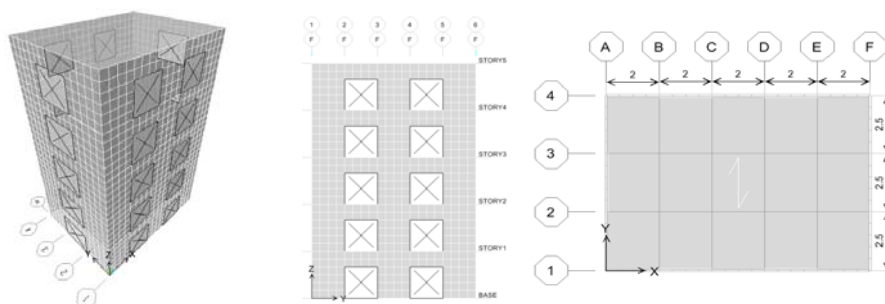
جزئیات دیوارها در جدول (۳-۴) آمده است. در بالای بازشوها از تیرهای کوپله به ارتفاع یک متر استفاده شده است تا دیوارهای دو طرف بازشوها را به یکدیگر متصل نماید. تمام تیرهای کوپله، از نوع 3D پانل بوده و همان مشخصات پانل‌های دیوار را دارا می‌باشند. پس از طراحی برطبق استاندارد [۶] ۲۸۰۰ تغییر مکان نسبی هر طبقه کنترل می‌شود تا از مقدار مجاز آیین‌نامه بیشتر نباشد. این مدل تمام ضوابط این بند را ارضا می‌کند.

جدول ۳-۴- جزئیات دیوارها در سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر

مدل ۱ طبقه	مدل ۲ طبقه	مدل ۳ طبقه	مدل ۴ طبقه	مدل ۵ طبقه	طبقه	قاب	طول پانل	آرماتور طولی (در ۲ ردیف)	آرماتور برشی (در ۲ ردیف)
					1	A, F	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,6	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
-					2	A, F	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,6	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
-	-				3	A, F	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,6	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
-	-	-			4	A, F	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,6	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
-	-	-	-		5	A, F	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,6	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm

۴-۳-۲- مدل با پلان ۷/۵×۱۰ متر

همان‌طوری که در شکل (۲-۴) مشاهده می‌شود کلاً ۱۰ دیوار وجود دارد. در تمام دیوارها از دو ردیف مش به قطر مفتول ۳/۵ میلی‌متر هم در جهت طولی و هم در جهت عرضی استفاده شده است و فاصله بین مفتول‌ها در هر دو جهت ۵ سانتی‌متر می‌باشد. سقف مدل نیز از نوع تیرچه‌بلوک بوده و به‌صورت دیافراگم صلب مدل‌سازی شده است. جهت تیرچه‌ریزی به‌صورت شکل (۲-۴) می‌باشد.



شکل ۲-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۷/۵×۱۰ مدل ۵ طبقه

جزئیات دیوارها در جدول (۴-۴) آمده است. در بالای بازشوها از تیرهای کوپله به ارتفاع یک متر استفاده شده است تا دیوارهای دو طرف بازشوها را به یکدیگر متصل نماید. تمام تیرهای کوپله، از نوع 3D

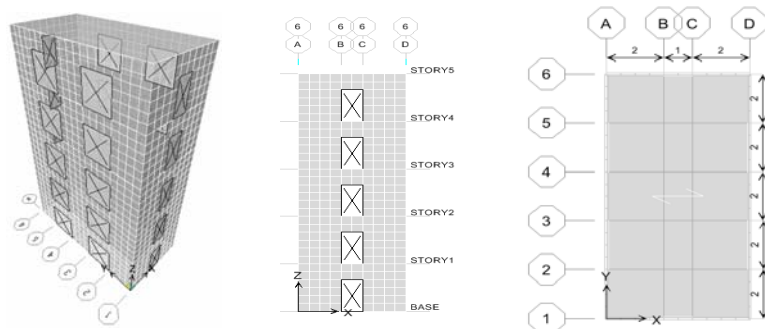
پانل بوده و همان مشخصات پانل‌های دیوار را دارا می‌باشند. پس از طراحی برطبق استاندارد ۲۸۰۰ [۶] تغییر مکان نسبی هر طبقه کنترل می‌شود تا از مقدار مجاز آیین‌نامه بیشتر نباشد. این مدل تمام ضوابط این بند را ارضا می‌کند.

جدول ۴-۴- جزئیات دیوارها در سازه مورد مطالعه با پلان ۷/۵×۱۰ متر

مدل	مدل	مدل	مدل	مدل	طبقه	قالب	طول پانل	آرماتور طولی (در ۲ ردیف)	آرماتور برشی (در ۲ ردیف)
					۱	A, F	2.5m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,4	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
					2	A, F	2.5m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,4	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
					3	A, F	2.5m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,4	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
					4	A, F	2.5m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,4	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
					5	A, F	2.5m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm
						1,4	2m	□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm

۴-۳-۳- مدل با پلان ۵×۱۰ متر

همان‌طوری که در شکل (۳-۴) مشاهده می‌شود کلا ۱۰ دیوار وجود دارد. در تمام دیوارها از دو ردیف مش به قطر مفتول ۳/۵ میلی‌متر هم در جهت طولی و هم در جهت عرضی استفاده شده است و فاصله بین مفتول‌ها در هر دو جهت ۵ سانتی‌متر می‌باشد. سقف مدل نیز از نوع تیرچه‌بلوک بوده و به‌صورت دیافراگم صلب مدل‌سازی شده است. جهت تیرچه‌ریزی به‌صورت شکل (۳-۴) می‌باشد.



شکل ۴-۳- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۵×۱۰ متر مدل ۵ طبقه

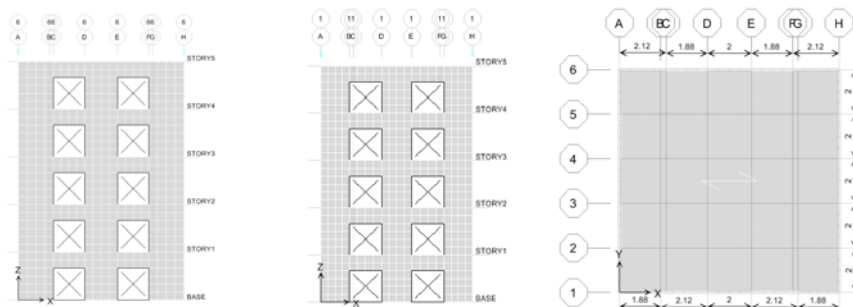
جزئیات دیوارها در جدول (۴-۵) آمده است. در بالای بازشوها از تیرهای کوپله به ارتفاع یک متر استفاده شده است تا دیوارهای دو طرف بازشوها را به یکدیگر متصل نماید. تمام تیرهای کوپله، از نوع 3D پانل بوده و همان مشخصات پانل‌های دیوار را دارا می‌باشند. پس از طراحی برطبق استاندارد [۶] ۲۸۰۰ تغییرمکان نسبی هر طبقه کنترل می‌شود تا از مقدار مجاز آیین‌نامه بیشتر نباشد. این مدل تمام ضوابط این بند را ارضا می‌کند.

جدول ۴-۵- جزئیات دیوارها در سازه مورد مطالعه با پلان ۵×۱۰ متر

آرماتور برشی (در ۲ ردیف)	آرماتور طولی (در ۲ ردیف)	طول پانل	قاب	طبقه	مدل ۵ طبقه	مدل ۴ طبقه	مدل ۳ طبقه	مدل ۲ طبقه	مدل ۱ طبقه
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	A, D	1					
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	1,6						
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	A, D	2					
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	1,6						
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	A, D	3					
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	1,6						
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	A, D	4					
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	1,6						
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	A, D	5					
□ 3.5@5cm	□ 3.5@5cm	2m	1,6						

۴-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۵ درصد

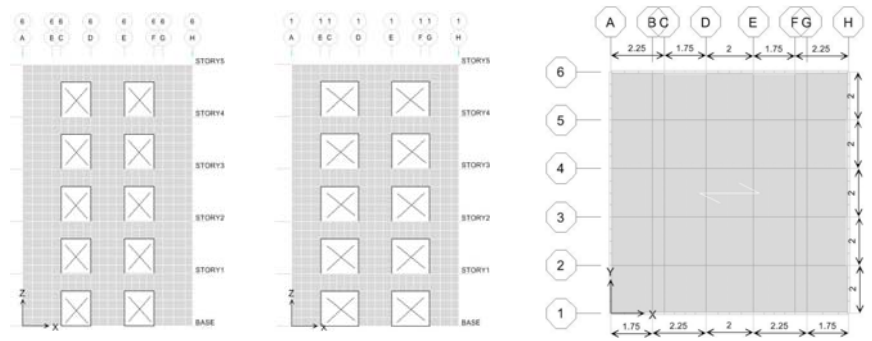
برای ساخت این مدل، جهت ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برابر با $(0.5 \times 10 = 0.5^m)$ ، همان‌طوری‌که در پلان و نماهای پشتی و جلویی شکل (۴-۴) مشاهده می‌کنید، طول دو دیوار کناری نمای جلویی ساختمان را به اندازه ۰/۱۲ متر افزایش داده و طول دو دیوار کناری نمای پشتی ساختمان را به اندازه ۰/۱۲ متر کاهش می‌دهیم. سایر جزئیات دیوارها و تیرهای کوپله، مانند بخش ۱-۳-۴ می‌باشد.



شکل ۴-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۵ درصد مدل ۵ طبقه

۴-۳-۵- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد

برای ساخت این مدل، جهت ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برابر با $(0.1 \times 10 = 1m)$ ، همان‌طوری‌که در پلان و نماهای پشتی و جلویی شکل (۵-۴) مشاهده می‌کنید، طول دو دیوار کناری نمای جلویی ساختمان را به اندازه ۰/۲۵ متر افزایش داده و طول دو دیوار کناری نمای پشتی ساختمان را به اندازه ۰/۲۵ متر کاهش می‌دهیم. سایر جزئیات دیوارها و تیرهای کوپله، مانند بخش ۱-۳-۴ می‌باشد.



شکل ۴-۵- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد مدل ۵ طبقه

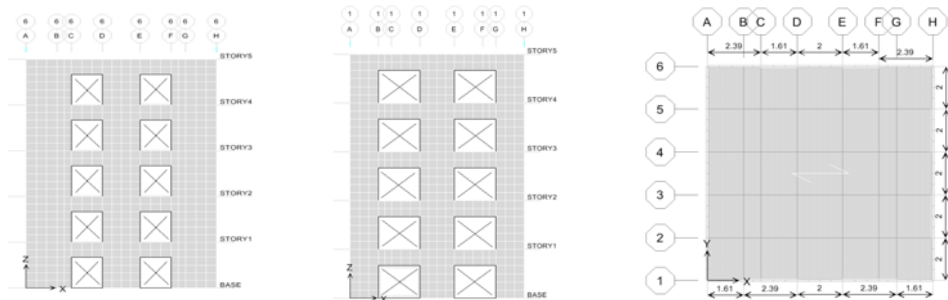
۴-۳-۶- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۵ درصد

برای ساخت این مدل، جهت ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برابر با $(1/5^m = 10/15 \times 10)$ ،

همان‌طوری که در پلان و نماهای پشتی و جلویی شکل (۴-۶) مشاهده می‌کنید، طول دو دیوار کناری

نمای جلویی ساختمان را به اندازه ۰/۳۹ متر افزایش داده و طول دو دیوار کناری نمای پشتی ساختمان را

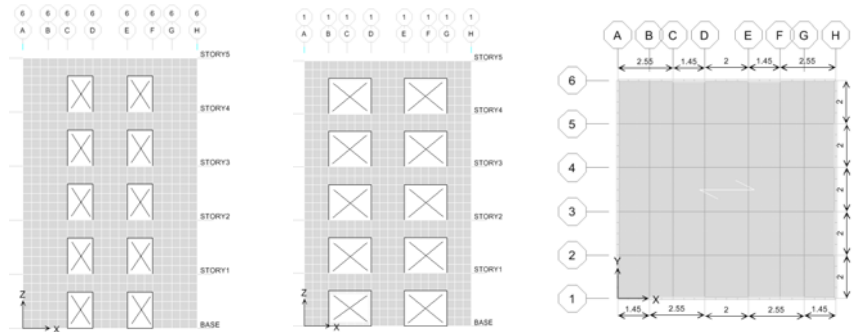
به اندازه ۰/۳۹ متر کاهش می‌دهیم. سایر جزئیات دیوارها و تیرهای کوپله، مانند بخش ۴-۳-۱ می‌باشد.



شکل ۴-۶- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۱۵ درصد مدل ۵ طبقه

۷-۳-۴- مدل با پلان مربعی ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۲۰ درصد

برای ساخت این مدل، جهت ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برابر با $(0.2 \times 10 = 2^m)$ ، همان‌طوری‌که در پلان و نماهای پشتی و جلویی شکل (۷-۴) مشاهده می‌کنید، طول دو دیوار کناری نمای جلویی ساختمان را به اندازه ۰/۵۵ متر افزایش داده و طول دو دیوار کناری نمای پشتی ساختمان را به اندازه ۰/۵۵ متر کاهش می‌دهیم. سایر جزئیات دیوارها و تیرهای کوپله، مانند بخش ۱-۳-۴ می‌باشد.



شکل ۷-۴- پلان، نما و شکل سه‌بعدی سازه مورد مطالعه با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت ۲۰ درصد مدل ۵ طبقه

مدل سازی غیرخطی

۵-۱- مقدمه

در این فصل، ابتدا نرم افزارهای آنالیز غیرخطی و قابلیت های آنها و امتیازات و محدودیت آنها در مدل نمودن غیرخطی سازه ها علی الخصوص سازه های پانل ساندویچی تشریح می گردند و سپس فرضیات مدل سازی غیرخطی مدل های مورد مطالعه توسط نرم افزار PERFORM-3D (Ver 4.0.1) بیان می گردد. سپس مراحل مدل سازی و بارگذاری تشریح شده و مدل های غیرخطی ساخته شده آنالیز استاتیکی غیرخطی می شوند.

۵-۲- نرم افزارهای مربوط به انجام تحلیل های غیرخطی

امروزه برای انجام تحلیل های غیرخطی، نرم افزارهای کاربردی گوناگونی با قابلیت ها و محدودیت های مختلف در دسترس است. نحوه مدل سازی خصوصا در سازه های دارای دیوار برشی اهمیت ویژه ای دارد و اطمینان از صحت عملکرد مدل تحلیلی ایجاد شده برای سیستم دیوار برشی، همواره سبب نگرانی مهندسين ساختمانی بوده است.

برخی از نرم افزارها مانند برنامه PERFORM-3D امکان ساخت مدل غیرخطی دیوار را به صورت مستقیم فراهم کرده و در بعضی نرم افزارها مانند ETABS و SAP باید از روش های تقریبی و معادل سازی استفاده نمود. نرم افزار SAP از قوی ترین نرم افزارهای دارای قابلیت تحلیل غیرخطی می باشد ولی همان طور

که ذکر شد، امکان مدل سازی غیرخطی دیوار به صورت مستقیم در آن وجود ندارد. در عین حال، استفاده از این نرم افزار حتی برای روش های تقریبی معادل سازی ستونی نیز، امکان پذیر نمی باشد زیرا برای سیستمی که تنها شامل المان های دیوارهای برشی باشد، جوابی به دست نمی دهد. نرم افزار ETABS نیز از نظر تحلیل غیرخطی قدرت بالایی ندارد و به خصوص در مورد تحلیل غیرخطی دینامیکی نمی توان از تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به سازه استفاده نمود [۶۴].

بنابراین، با توجه به بررسی ها و مقایسه های انجام شده روی مدل های ساخته شده در هریک از این نرم افزارها، در نهایت از بین نرم افزارهای کاربردی موجود، نرم افزار PERFORM-3D (Ver 4.0.1) که قابلیت مدل سازی و تحلیل غیرخطی سیستم پانل ساندویچی را دارد، برای استفاده در این پروژه انتخاب گردید. لازم به ذکر است که مزیت دیگر برنامه PERFORM-3D، سرعت بالاتر آن در مقایسه با نرم افزارهایی مثل ETABS و SAP می باشد.

۵-۲-۱- درباره نرم افزار PERFORM-3D

بسته نرم افزاری PERFORM-3D در نوع خود یکی از قوی ترین و جدیدترین نرم افزارهای مهندسی زلزله است که با رویکرد طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله تهیه شده است. اصلی ترین ویژگی این نرم افزار، قابلیت طراحی لرزه ای براساس عملکرد سازه ها براساس تحلیل غیرخطی می باشد که در دو حالت دوبعدی و سه بعدی قابل انجام است. این نرم افزار توانایی مدل سازی بسیاری از سیستم های سازه ای، اعم از سازه های بتنی، فولادی و کامپوزیت را به صورت خطی و غیرخطی دارد. همچنین شامل مؤلفه های غیرخطی برای تیرها، ستون ها، مهاربندها، دیوارهای برشی، میان قاب ها، اتصالات و جداسازهای لرزه ای می باشد که این مؤلفه ها می توانند دارای رابطه نیرو- تغییر مکان باشند.

این برنامه در مدل سازی و کنترل های خود، کلیه ضوابط و دستورالعمل هایی مانند ATC-40 [۶۵]، FEMA-273 [۶۶] و FEMA-356 [۶۷] را به صورت پیش فرض در نظر می گیرد و ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای ساختمان را به بهترین و کامل ترین نحو انجام می دهد [۶۵].

اولین سازه بزرگ دارای دیوار برشی که به عنوان یک سازه واقعی در این نرم افزار مدل شده است، ۵۰ طبقه با ۱۶۷۰۰ گره و ۴۸۰۰۰ درجه آزادی و با ۱۲۵۰۰ المان دیوار غیرخطی و ۹۴۰۰ المان تیر غیرخطی بود و برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، ۱۰۰۰ گام در ۰/۰۲ ثانیه در نظر گرفته شد. انجام تحلیل غیرخطی دینامیکی برای پاسخ یک زلزله متوسط روی یک کامپیوتر شخصی ۲G مدت سه روز به طول انجامید [۶۸].

۵-۳- مدل سازی سیستم پانل ساندویچی در نرم افزار PERFORM-3D

پس از انجام طراحی های اولیه مدل های ۱ تا ۵ طبقه با پلان به ابعاد ۱۰×۱۰ متر، ۵×۱۰ متر و ۷/۵×۱۰ متر، و نیز مدل های با پلان ۱۰×۱۰ متر با خروج از مرکزیت (فاصله مرکز جرم و مرکز سختی) برابر با ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد بعد پلان، وارد بحث تحلیل غیرخطی این سیستم می شویم. جزئیات و مدل سازی غیرخطی سیستم 3D پانل در نرم افزار PERFORM-3D به صورت سه بعدی انجام شده است. اگرچه مدل سازی در برنامه بسیار وقت گیر بوده و نیازمند تسلط به روش های آنالیز غیرخطی می باشد و نیز برای ساختن مدل سه بعدی، گرافیک چندان قدرتمندی ندارد، با این حال، اطلاعات جامع خروجی نرم افزار، سختی کار مدل سازی را جبران می نماید.

۵-۳-۱- فرضیات مدل سازی

فرضیات در نظر گرفته شده برای انجام مدل سازی غیرخطی سازه تشکیل شده از دیوارهای پانل ساندویچی به صورت زیر می باشد:

۱- دیوارهای ساندویچ پانل را به صورت دو دیوار بتن آرمه مجزا، هریک به ضخامت ۵ سانتی متر در نظر می گیریم که با مفتول های خرپایی (برشگیرها) به یکدیگر متصل شده اند. بنابراین برش بین آنها، توسط برشگیرها منتقل می گردد.

۲- برای تمام دیوارها از مش فولادی متشکل از مفتول های طولی و عرضی، هریک به ضخامت ۳/۵ میلی متر که در فواصل ۵ سانتی متری از یکدیگر واقع شده اند استفاده شده است.

۳- در مدل نمودن ساندویچ پانل از لایه پلی استایرن بین دو دیوار صرف نظر می گردد و برای مدل نمودن غیر خطی پانل ها، دو لایه شاتکریتی در فاصله ۱۰ سانتی متری از یکدیگر واقع شده اند.

۴- برای مدل نمودن برشگیرهای متصل کننده دو دیوار، از مفتول هایی به ضخامت ۳/۵ میلی متر استفاده شده است که در فاصله ۲۵ سانتی متری از یکدیگر به صورت زیگزاگ تحت زاویه ۴۵ درجه قرار دارند.

۵- در مدل نمودن این سازه، دیافراگم سقف طبقات، صلب در نظر گرفته می شود.

۶- اندرکنش پی و سازه در نظر گرفته نمی شود.

روند مدل سازی بدین صورت است که ابتدا تمامی گره های مورد نیاز با مختصات سه بعدی برای نرم افزار تعریف می شود. به گره هایی که در سقف هر طبقه هستند یک دیافراگم صلب اختصاص داده شده و تکیه گاه های پای ساختمان به شکل گیردار معرفی می گردد. در ادامه، المان های مورد نیاز برای نرم افزار تعریف می شوند. برای این کار لازم است ابتدا خصوصیات مصالح و ویژگی های خطی و غیر خطی آنها مشخص شود. پس از انجام این مرحله، المان های لازم در محل خود اختصاص داده شده و جهت گیری محورها و خصوصیات مربوطه، به هر المان اختصاص داده می شود. امکان در نظر گیری وزن اجزای سازه ای توسط نرم افزار وجود دارد. بنابراین کافی است که سایر بارهای مرده و زنده به سازه اعمال شود.

۵-۳-۲- مدل سازی رفتار غیرخطی دیوارها

با توجه به مطالب گفته شده در بخش قبل در این بخش به بررسی مطالبی در ارتباط با نحوه مدل سازی رفتار غیرخطی خواهیم پرداخت.

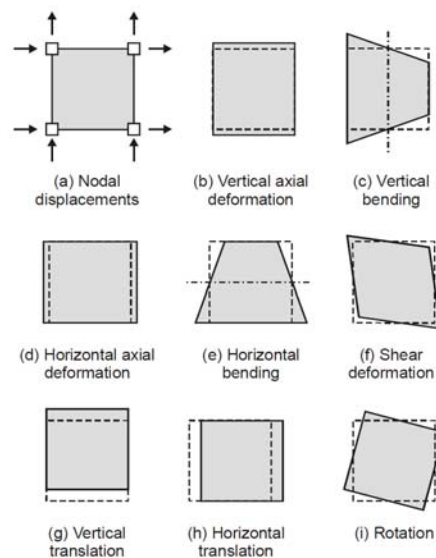
همان طور که در فرضیات مدل سازی ذکر گردید، برای مدل سازی رفتار غیرخطی 3D پانل، فرض می شود که صفحات 3D پانل، از دو دیوار با ضخامت ۵ سانتی متر تشکیل شده است. در این تحقیق، برای مدل سازی رفتار غیرخطی هریک از این دیوارها، از المان های دیوار^۱ موجود در نرم افزار PERFORM-3D [۶۵] استفاده شده است. المان های دیوار موجود در این نرم افزار به دو دسته کلی المان های دیوار برشی^۲ [۶۹] و المان های دیوار چندمنظوره^۳ [۶۹] تقسیم می شوند. المان های دیوار برشی اغلب برای مدل سازی دیوارهای نسبتاً لاغر استفاده شده و از المان های دیوار چندمنظوره بیشتر برای مدل سازی دیوارهای عریض یا نامنظم استفاده می شود. در این تحقیق با توجه به ضوابط ارائه شده در دستورالعمل FEMA-356 [۶۷] در رابطه با نسبت طول به عرض^۴، با توجه به ابعاد دیوارها، رفتار خمشی در آن ها خیلی بارزتر از رفتار برشی می باشد. به همین دلیل، برای مدل سازی رفتار دیوارهای برشی، از المان های دیوار برشی استفاده شده است. اما از آنجایی که رفتار تیرهای کوپله، با توجه به ابعادشان برای ما کاملاً شناخته شده نمی باشد، از المان های دیوار چندمنظوره برای مدل سازی آن ها استفاده می نماییم تا هر دو رفتار برشی و خمشی را در مدل سازی آن ها در نظر گرفته باشیم. در قسمت بعدی به معرفی جنبه های مختلف رفتاری و نحوه عملکرد المان های دیوار برشی و دیوار چندمنظوره می پردازیم.

-
۱. Wall Elements
 ۲. Shear Wall Elements
 ۳. General Wall Elements
 ۴. Aspect ratio

۵-۳-۱- خصوصیات اصلی المان‌های دیوار

هر المان دیوار، یک المان اجزای محدود دارای ۴ گره و ۲۴ درجه آزادی است. ۸ درجه آزادی از این ۲۴ درجه مربوط به تغییرشکل‌های درون صفحه‌ای بوده که در شکل (۵-۱-a) دیده می‌شود. تغییرشکل‌های مذکور، مهم‌ترین مدهای تغییرشکل در المان‌های دیوار محسوب می‌شوند. درجات آزادی مربوط به تغییرشکل‌های خمشی خارج از صفحه نیز جزو این ۲۴ درجه آزادی محسوب می‌شوند که در مقابل سایر درجات از درجه اهمیت بالایی برخوردار نیستند. ۸ مود تغییر شکل درون صفحه‌ای به صورت ۵ مود تغییر شکل و ۳ مود جسم صلب به ترتیب در شکل (۵-۱-b) تا شکل (۵-۱-i) به نمایش در آمده است. این اشکال نشان دهنده تغییر مکان‌های مثبت در المان‌های دیوار نیز می‌باشد.

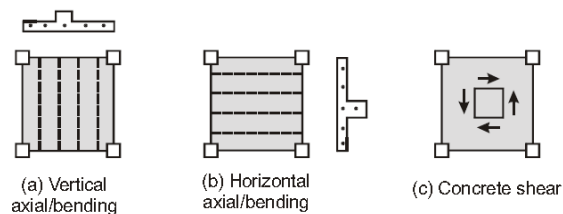
نکته مهم در مورد این المان‌ها، ثابت بودن تغییرشکل‌های خمشی، کرنش محوری، انحنای و کرنش برشی در طول المان است و می‌توان گفت که تمامی تغییرشکل‌های المان در طول آن ثابت است. بنابراین این المان‌ها، المان‌هایی با مرتبه نسبتاً پایین هستند. این عناصر در واقع المان‌هایی هستند که منحصراً به منظور مدل‌سازی رفتاری برای دیوارهای برشی به کار می‌روند و نمی‌توان از آن‌ها به عنوان المان‌های اجزای محدود کامل استفاده کرد. المان‌های دیوار، لزوماً مستطیل شکل نبوده اما نباید به مقدار قابل توجهی اعوجاج داشته باشند. در هر صورت این المان‌ها بایستی دارای محورهای افقی و عمودی مشخصی باشند [۶۹].



شکل ۵-۱- تغییرشکل‌های درون صفحه‌ای المان‌های دیوار برشی [۶۹]

۵-۳-۲- لایه‌های خمشی و برشی در المان‌های دیوار برشی

برای مدل‌سازی رفتارهای خمشی و برشی در دیوارهای برشی از یک المان که به صورت ترکیبی از دو لایه خمشی و برشی است استفاده می‌شود. این لایه‌ها در گره‌های المان‌ها به یکدیگر متصل شده و به صورت المان‌هایی موازی با هم عمل می‌کنند.



شکل ۵-۲- لایه‌های موازی به کار رفته در المان‌های دیوار برشی [۶۹]

لایه‌های مذکور که در شکل (۵-۲) نمایش داده شده‌اند، به قرار زیر می‌باشند:

۱- لایه خمشی- محوری قائم^۱ که در شکل (a-۲-۵) نمایش داده شده است. سطح مقطع این لایه به صورت مقطع الیافی^۲ است، که این الیاف از نوع بتنی و فولادی هستند. استفاده از این لایه باعث می‌شود تا در صورت ایجاد ترک در یک مقطع بتنی، تار خنثی بتواند در امتداد مورد نظر در مقطع حرکت داشته باشد. با استفاده از این لایه، ضخامت دیوار در طول آن می‌تواند متغیر باشد.

۲- لایه خمشی- محوری افقی^۳ که در شکل (b-۲-۵) نمایش داده شده است. در المان‌های دیوار برشی نمی‌توان از دو لایه خمشی- محوری افقی و عمودی به صورت هم‌زمان استفاده نمود. در واقع لایه خمشی- محوری افقی همان لایه خمشی- محوری عمودی است، که چرخشی معادل ۹۰ درجه دارد.

۳- لایه برشی متداول^۴ که در شکل (c-۲-۵) نمایش داده شده است. در این لایه تنش برشی و ضخامت دیوار در تمام المان دیوار ثابت فرض می‌شود. مشخصات این لایه که صرفاً رفتاری برشی دارد، مبتنی بر نقش بتن در تامین مقاومت برشی مقطع است و به همین دلیل لایه برشی بتن^۵ نیز نامیده می‌شود.

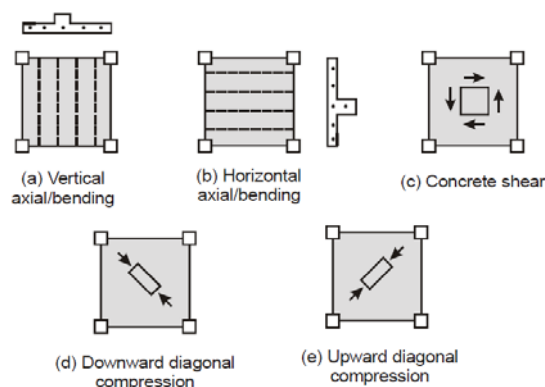
هریک از این لایه‌ها رفتار متفاوتی با سایر لایه‌ها دارد. لایه‌ها به علت اتصال به یکدیگر در گره‌های یک المان دیوار با یکدیگر اندرکنش خواهند داشت که ترکیب رفتار لایه‌ها با هم نشان‌گر رفتار کلی یک المان دیوار برشی خواهد بود [۶۹].

۵-۳-۲-۳- لایه‌های خمشی و برشی در المان‌های دیوار چندمنظوره

در این المان‌ها، رفتار خمشی- برشی را هم در جهت درون‌صفحه‌ای طولی (معمولاً قائم) و هم در جهت درون‌صفحه‌ای عرضی (معمولاً افقی) می‌توان به صورت غیرخطی مدل نمود. رفتار خارج از صفحه

-
۱. Vertical axial-bending layer
 ۲. Fiber section
 ۳. Horizontal axial-bending layer
 ۴. Conventional shear layer
 ۵. Concrete shear layer

این المان‌ها از اهمیت کمتری برخوردار بوده و الاستیک فرض می‌شود. بنابراین در این المان‌ها، از دو لایه خمشی- محوری عمودی و افقی به‌صورت هم‌زمان استفاده می‌شود [۶۹]. لایه‌های موازی به‌کار رفته در این المان‌ها، همان‌طور که در شکل (۳-۵) نشان داده شده است، قرار زیر می‌باشند:



شکل ۳-۵- لایه‌های موازی به‌کار رفته در المان‌های دیوار چندمنظوره [۶۹]

۱- لایه خمشی- محوری قائم که در شکل (۳-۵- a) نمایش داده شده است. سطح مقطع این لایه به‌صورت مقطع الیافی است، که این الیاف از نوع بتنی و فولادی هستند. استفاده از این لایه باعث می‌شود تا در صورت ایجاد ترک در یک مقطع بتنی تار خنثی بتواند در امتداد موردنظر در مقطع حرکت داشته باشد. با استفاده از این لایه ضخامت دیوار در طول آن می‌تواند متغیر باشد.

۲- لایه خمشی- محوری افقی که در شکل (۳-۵- b) نمایش داده شده است. سطح مقطع این لایه نیز به‌صورت مقطع الیافی است. در واقع در المان‌های دیوار چندمنظوره لایه خمشی- محوری افقی همان لایه خمشی- محوری عمودی است، که چرخشی معادل ۹۰ درجه دارد. نکته این که در المان‌های دیوار چندمنظوره می‌توان از دو لایه خمشی- محوری افقی و عمودی به‌صورت هم‌زمان استفاده نمود.

۳- لایه برشی متداول که در شکل (۳-۵- c) نمایش داده شده است. در این لایه تنش برشی و ضخامت دیوار در تمام المان دیوار ثابت فرض می‌شود. مشخصات این لایه که صرفاً رفتاری برشی دارد،

مبتنی بر نقش بتن در تامین مقاومت برشی مقطع است و به همین دلیل لایه برشی بتن نیز نامیده می‌شود.

۴- لایه فشاری قطری برای قطر رو به پایین^۱ که در شکل (d-۳-۵) نمایش داده شده است. در این لایه، تنش فشاری قطری و ضخامت دیوار در تمام المان دیوار ثابت فرض می‌شود. شیب قطر، معمولاً ۴۵ درجه می‌باشد اگرچه ضرورتاً این چنین نیست. این لایه، برش را از طریق عکس‌العمل متقابل لایه خمشی-محوری منتقل می‌نماید و برای درنظر گرفتن سهم فولاد در مقاومت برشی قرار داده می‌شود.

۵- لایه فشاری قطری برای قطر رو به بالا^۲ که در شکل (e-۳-۵) نمایش داده شده است. معمولاً از آنجایی که رفتار دو لایه اخیر پیچیده بوده و مقاومت برشی دیوار را بیش از اندازه تخمین می‌زند، برای آنالیز اکثر دیوارها، طبق دستورالعمل FEMA-356 [۶۷] از لایه‌های قطری صرف‌نظر می‌شود (با اختصاص دادن ضخامت صفر به آن) و برای انتقال برش، صرفاً از لایه برشی متداول استفاده می‌گردد. بدین ترتیب، المان‌های دیوار چندمنظوره، مشابه المان‌های دیوار برشی می‌باشند، با این اختلاف که در این المان‌ها هم لایه خمشی-محوری قائم و هم لایه خمشی-محوری افقی داریم.

هریک از این لایه‌ها رفتار متفاوتی با سایر لایه‌ها دارد، لایه‌ها به علت اتصال به یکدیگر در گره‌های یک المان دیوار با یکدیگر اندرکنش خواهند داشت که ترکیب رفتار لایه‌ها با هم نشانگر رفتار کلی یک المان دیوار چندمنظوره خواهد بود.

۴-۲-۳-۵- مشخصات و رفتار المان‌های دیوار برشی و دیوار چندمنظوره

در المان‌های دیوار برشی، رفتار درون صفحه‌ای طولی (معمولاً عمودی) از درجه اهمیت بسیار بالاتری نسبت به رفتار درون صفحه‌ای عرضی (معمولاً افقی) برخوردار است. در این المان‌ها می‌توان رفتار

۱. Downward diagonal compression layer

۲. Upward diagonal compression layer

خمشی و برشی را به صورت غیرخطی در جهت طولی مدل سازی نمود. رفتار درون صفحه ای عرضی از اهمیت کمتری برخوردار بوده و رفتار آن در المان های دیوار برشی الاستیک فرض می شود.

اما در المان های دیوار چندمنظوره، رفتار درون صفحه ای عرضی (معمولا افقی) نیز همانند رفتار درون صفحه ای طولی (معمولا عمودی) از درجه اهمیت بالایی برخوردار است. در این المان ها می توان رفتار خمشی و برشی را هم در جهت طولی و هم در جهت عرضی به صورت غیرخطی مدل سازی نمود. در مدل سازی دیوارها با استفاده از المان های دیوار برشی یا دیوارهای چندمنظوره، وقتی لایه های دیوار را اعم از برشی و خمشی به صورت الاستیک فرض می کنیم رفتار کلی المان به صورت خطی و در صورتی که از مصالح غیرخطی برشی و الیاف با رفتار غیرخطی برای ساختن مقاطع الیافی استفاده کنیم، المان موردنظر از رفتاری غیرخطی در برش و خمش برخوردار خواهد بود. رفتار خارج از صفحه هر دوی این المان ها نیز الاستیک فرض می شود [۶۹].

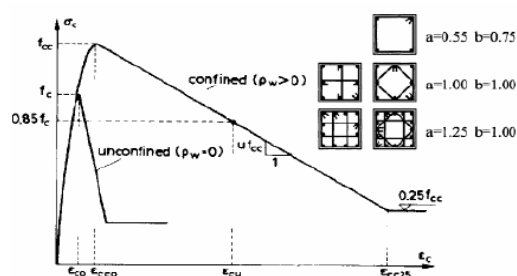
۵-۳-۲-۵- ساخت لایه خمشی - محوری در مدل ها

برای ساخت لایه خمشی - محوری در مدل ها از ترکیب ۲ نوع الیاف بتنی و الیاف فولادی استفاده شده است. هر المان از ترکیب ۱ رشته الیاف بتنی و ۳ رشته الیاف فولادی استفاده شده است و با توجه به این که ابعاد المان ها، کوچک می باشند (۵۰ سانتی متر)، در تعریف مقاطع، از گزینه Auto size option برای ترکیب این الیاف استفاده می شود که توزیع این الیاف را یکنواخت درنظر می گیرد. از آنجایی که مفتول های شبکه فولادی، به قطر ۳/۵ میلی متر با فاصله ۵ سانتی متر می باشند، نسبت سطح مقطع الیاف فولادی به سطح مقطع الیاف بتنی، ۰/۴ درصد درنظر گرفته می شود.

در بخش بعدی به بررسی مشخصات هر یک از الیاف به کار رفته در ساخت لایه مذکور پرداخته و پس از آن طریقه ساخت لایه خمشی - محوری توضیح داده شده است.

• الیاف بتنی

براساس نتایج و آزمایشات مختلف، کاپوس [۷۰] رابطه تنش-کرنشی را برای بتن محصور و بتن غیرمحصور ارائه داده است که در شکل (۴-۵) نشان داده شده است. برطبق مدل پیشنهادی کاپوس، منحنی تنش-کرنش تک محوری بتن از دو بخش تشکیل شده است. شاخه صعودی تا مقاومت فشاری حداکثر که با استفاده از رابطه (۱-۵) تعریف می‌شود که در آن f_c مقاومت فشاری بتن غیرمحصور و ϵ_{co} مقدار کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن غیرمحصور است. شاخه نزولی یا نرم شوندگی کرنش به صورت یک خط راست بوده که با نرخ u در هر واحد کرنش کاهش می‌یابد و این پارامتر با استفاده از معادله (۲-۵) تعریف می‌شود. در این معادله، f_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور، ρ_w نسبت حجمی فولادهای عرضی، b_c عرض هسته بتن محصور، S_w فاصله فولادهای محصور کننده، k شاخص محصورشدگی است که با استفاده از معادله (۳-۵) محاسبه شده و ϵ_{cco} کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن محصور است.



شکل ۴-۵- منحنی تنش-کرنش تک محوری بتن محصور و غیرمحصور [۷۰]

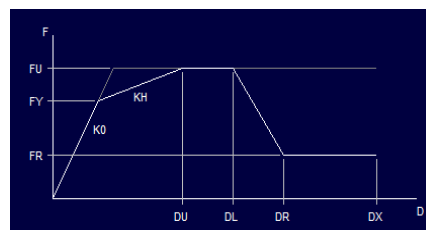
$$\sigma_c = f_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (1-5)$$

$$u = \frac{0.5 f_{cc}}{0.75 \rho_w \sqrt{b_c / S_w} + \frac{3 + 0.29 f_c / k}{145 f_c / k - 1000} - \epsilon_{cco}} \quad (2-5)$$

$$k = 1 + a \left(\rho_w \frac{f_y}{f_c} \right)^b \quad (3-5)$$

مقدار k ، اساساً وابسته به ρ_w ، مقاومت تسلیم فولادهای عرضی (f_y)، و مقاومت فشاری بتن غیرمحصور (f_c) دارد. نسبتهای تجربی a و b ، توابعی از مقدار فولاد عرضی بوده که مقدار آن‌ها در شکل (۴-۵) آورده شده است. نظر به این که ساختار ساندویچ پانل به گونه‌ای است که امکان اجرای خاموت‌های شکل‌پذیر در آن‌ها وجود ندارد، از این‌رو نوع بتن در این سازه‌ها را باید از نوع بتن محصور نشده^۱ دانست. همان‌طور که در جدول (۲-۴) در فصل قبل آمده است، مصالح بتنی مورد استفاده، دارای f_c برابر با 230 kg/cm^2 و ضریب پواسون 0.25 می‌باشد. مدول الاستیسیته شاتکریت نیز براساس دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل [۴]، با فرض 50% درصد مدول الاستیسیته بتن معمولی، 112169 kg/cm^2 در نظر گرفته می‌شود.

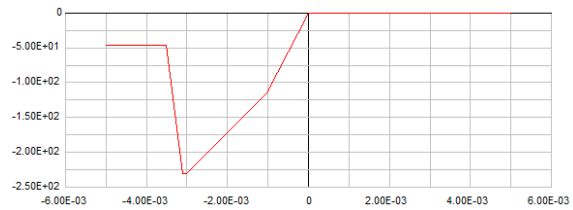
با توجه به مطالب فوق، جزئیات مصالح بتنی غیرخطی جهت ایجاد لایه خمشی-محوری در شکل (۵-۵) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است که در این تحقیق، از مقاومت کششی بتن به کلی صرف‌نظر شده است.



DU=0.003	FY=115 kg/cm ²
DL=0.0031	FU=230 kg/cm ²
DR=0.0035	FR/FU= 0.25
DX=0.005	

شکل ۵-۵ - مشخصات مصالح بتنی غیرخطی

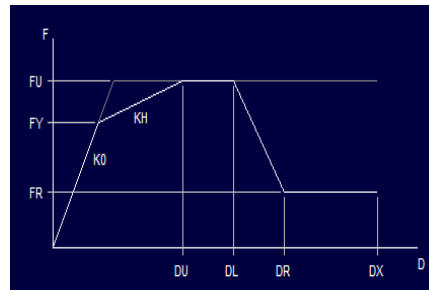
در نهایت نمودار تنش کرنش فشاری بتن مورد استفاده به صورت شکل (۶-۵) خواهد بود.



شکل ۵-۶- منحنی تنش کرنش فشاری مصالح مصالح بتنی غیرخطی

• الیاف فولادی

برای مدل سازی الیاف فولادی، از مصالح فولادی غیرخطی بدون کمانش با منحنی تنش-کرنش سه خطی استفاده شده است. فولاد مورد استفاده، از مفتول با تنش تسلیم 4040 kg/cm^2 ، تنش گسیختگی 4730 kg/cm^2 و با مدول الاستیسیته $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ می باشد که مشخصات غیرخطی آن در شکل (۷-۵) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که برای تعریف مشخصات مکانیکی مفتول های به کار رفته در شبکه فولادی و برشگیرها، به نتایج ارائه شده در آزمایش کشش مفتول ها استناد شده است [۴۶].



$$DU=0.019 \quad FY=4040 \text{ kg/cm}^2$$

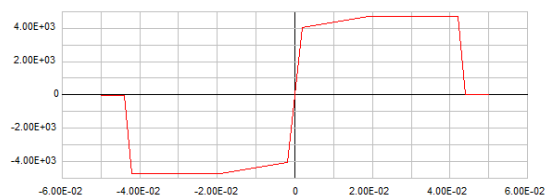
$$DL=0.042 \quad FU=4730 \text{ kg/cm}^2$$

$$DR=0.044 \quad FR/FU=0.005$$

$$DX=0.05$$

شکل ۷-۵- مشخصات مصالح فولادی غیرخطی بدون کمانش [۴۶]

در نهایت منحنی تنش-کرنش الیاف فولادی مورد استفاده در لایه خمشی-محوری به صورت شکل (۸-۵) می باشد.



شکل ۵-۸- منحنی تنش - کرنش الیاف فولادی مورد استفاده در لایه خمشی - محوری [۴۶]

۵-۳-۲-۶- ساخت لایه برشی بتن در مدل‌ها

لایه دیگر استفاده شده برای مدل‌سازی المان‌های دیوار، لایه برشی بتن است، که فاقد الیاف است. این لایه برای مدل‌سازی رفتار برشی در بتن بوده و در این مقاله رفتار برشی در دیوارها به صورت غیرخطی فرض می‌شود [۱]. 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-356 [۶۷] از روش‌های موجود در آیین‌نامه ACI 318-99 [۸] استفاده کرده و مقدار تنش برشی مقاوم در این لایه $25 \frac{kg}{cm^2}$ در نظر گرفته شده است. برای تعیین مدول برشی الاستیک، با فرض $\nu = 0.25$ ، با استفاده از رابطه زیر داریم:

$$G_e = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow G_e = 0.4E = 0.4(112169) = 44867.6 \frac{kg}{cm^2}$$

این مقدار، برای بتن ترک‌نخورده قابل قبول بوده ولی برای بتن ترک‌خورده، قابل استفاده نمی‌باشد زیرا در این صورت، کرنش برشی بتن ترک‌نخورده، به صورت زیر خواهد بود:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{25}{44867.6} = 0.00055$$

این مقدار کرنش برشی، در مقابل $\gamma_y = 0.004$ حاصل از دایره مور کرنش‌ها برای آرماتورهای

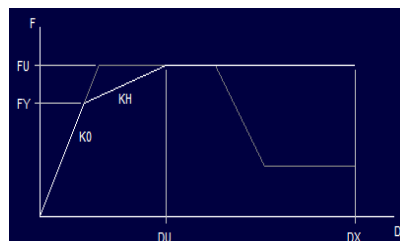
فولادی با $\epsilon_y = 0.002$ ، عدد بسیار کوچکی است. مقایسه این دو عدد نشان می‌دهد که بتن،

خیلی زودتر از تسلیم شدن فولاد، ترک خواهد خورد. بنابراین با فرض کرنش تسلیم مصالح برشی برابر با ۰/۰۰۴، مدول برشی بتن، در هنگام تسلیم فولاد برابر است با:

$$G_{cr} = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{25}{0.004} = 6250 \text{ kg/cm}^2$$

که در مقابل مدول برشی بتن ترک نخورده (الاستیک) بسیار کوچک می‌باشد. با توجه به این که رفتار برشی لایه برشی بتنی، در مدل‌ها غیرالاستیک فرض شده است، امکان تغییر مدول برشی وجود نداشته و باید یک مدول برشی ثابت را به عنوان مدول برشی لایه فرض نمود. این مقدار بایستی بین $G_e = 44867.6 \text{ kg/cm}^2$ و $G_{cr} = 6579 \text{ kg/cm}^2$ باشد. در این مدل، به صورت تخمینی، مقدار ۲۵٪ از G_e ، یعنی 11215 kg/cm^2 استفاده شده است [۱].

بنابراین، با توجه به مطالب بالا، مشخصات مصالح برشی غیرخطی به ترتیب شکل (۵-۹) می‌باشند:



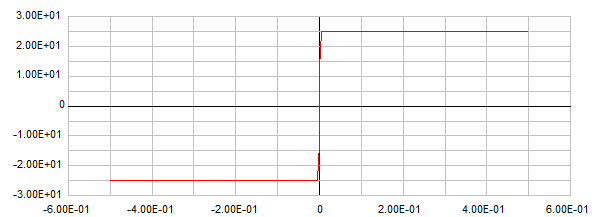
$$DU=0.004 \quad FY=12.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$DX=0.5 \quad FU=25 \text{ kg/cm}^2$$

$$G=11215$$

شکل ۵-۹- مشخصات مصالح برشی غیرخطی

در نهایت نمودار تنش کرنش بتن برشی مورد استفاده به صورت شکل (۵-۱۰) می‌باشد.



شکل ۵-۱۰- نمودار تنش کرنش بتن برشی

۵-۳-۳- مدل سازی رفتار برشگیرها

همان طور که در فرضیات مدل سازی ذکر شد، دو دیوار پانلی تشکیل شده از المان های دیوار، با مفتول های خربابی (برشگیرها) به یکدیگر متصل می شوند و برش بین آن ها، توسط برشگیرها منتقل می گردد.

برای مدل نمودن برشگیرهای متصل کننده دو دیوار، از المان های مفتول ساده با رفتار غیرخطی^۱ استفاده می گردد. این المان ها که تنها قادرند در مقابل نیروی محوری مقاومت نمایند [۶۹]، از مفتول های به ضخامت ۳/۵ میلی متر تشکیل شده اند که در فاصله ۲۵ سانتی متری از یکدیگر به صورت زیگزاگ تحت زاویه ۴۵ درجه قرار دارند. مشخصات مصالح غیرخطی به کار رفته در این المان ها، همان مشخصات الیاف فولادی به کار رفته در ساخت لایه های خمشی - محوری المان های دیوار می باشد که در بخش (۵-۳-۲-۵) توضیح داده شده است. لازم به ذکر است که در این پایان نامه، برشگیرها در صفحات پانلی برای اولین بار مدل شده اند و بنابراین نتایج حاصله، از قابلیت اعتماد بیشتری نسبت به تحقیقات گذشته برخوردار می باشد. در شکل (۵-۱۱) المان های برشگیر متصل کننده دو المان دیوار نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۱ - المان های برشگیر متصل کننده دو المان دیوار

^۱Inelastic Simple Bar Element

۵-۴- اثرات P-Δ

از قابلیت‌های نرم‌افزار 3D-PERFORM، توانایی در نظر گرفتن اثر P-Δ در تحلیل هریک از اعضای سازه است. این اثرات را می‌توان برای هریک از گروه‌های سازه‌ای فعال یا غیرفعال نمود. منظور نمودن تاثیرات ثانویه، به‌ویژه برای تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اهمیت زیادی دارد. در مدل‌سازی‌های انجام شده برای المان‌های دیوار برشی و دیوار چندمنظوره، این اثرات منظور شده است.

۵-۵- بارگذاری

همان‌طور که ذکر گردید، امکان در نظرگیری وزن اجزای سازه‌ای توسط نرم‌افزار وجود دارد. بنابراین کفایت که سایر بارهای مرده و زنده به سازه اعمال شود.

برای بارگذاری ثقلی در هر تحلیل، مطابق دستورالعمل FEMA-356 [۶۷]، بارهای ثقلی را بر مرکز جرم هریک از سقف‌ها در هر مدل وارد می‌نماییم. این بارها به دو صورت کرانه پایین و کرانه بالای بارهای ثقلی بر مدل‌ها اعمال می‌شود که این ترکیبات به‌ترتیب با Q_{G1} و Q_{G2} نمایش داده می‌شوند و هریک از این ترکیبات با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_{G1} = 0.9Q_D \quad (۴-۵)$$

$$Q_{G2} = 1.1(Q_D + 0.25Q_L) \quad (۵-۵)$$

که در آن، Q_D بار مرده سقف و Q_L بار زنده وارده به آن می‌باشد.

۵-۶- تحلیل استاتیکی غیرخطی

پس از انجام مدل‌سازی غیرخطی و بارگذاری ثقلی، مدل‌ها برای آنالیز آماده می‌شوند. نوع آنالیزهای به‌کار رفته در این پایان‌نامه، آنالیز استاتیکی غیرخطی است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی ناشی

از زلزله به صورت استاتیکی و افزایشی به سازه اعمال می‌گردد. اعمال بار جانبی به سازه تا زمان رسیدن تغییرمکان در یک نقطه خاص، موسوم به نقطه کنترل، به تغییرمکان مکانیزم سازه ادامه می‌یابد. این تغییرمکان، تغییرمکانی است که سازه در آن به ناپایداری کلی می‌رسد. معمولاً مرکز جرم در بالاترین تراز سازه به عنوان نقطه کنترل انتخاب می‌گردد [۶۴].

برای تغییرمکان هدف، تغییرمکان نسبی 0.02 ارتفاع سازه فرض می‌شود تا این اطمینان حاصل گردد که تمام مدل‌ها، قبل از رسیدن به این تغییرمکان نسبی، به حالت مکانیزم رسیده‌اند. اعمال بارهای جانبی، از نوع کنترل تغییرمکان است، بدین صورت که با افزایش یکنواخت تغییرمکان، میزان افزایش نیرو برای ایجاد آن تغییرمکان محاسبه شده و این مقدار نیرو به سازه اعمال می‌شود. این تغییرمکان‌ها در 200 گام مساوی به سازه اعمال می‌گردد. برای انتخاب الگوهای توزیع بار جانبی، از ضوابط دستورالعمل FEMA-356 [۶۷] استفاده شده است. این الگوهای بارگذاری جانبی عبارتند از:

- الگوی بار مثلثی^۱

- الگوی بار یکنواخت^۲

برای بارگذاری جانبی، هر دو الگوی فوق بطور جداگانه استفاده می‌شود. بار جانبی هریک از این الگوهای بارگذاری، در هر دو جهت پلان مدل، به‌طور جداگانه بر سازه وارد می‌گردد.

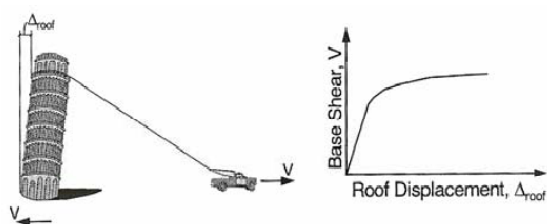
۵-۷- منحنی ظرفیت سازه

جهت آنالیز استاتیکی غیرخطی، در مرحله اول بارگذاری ثقلی سازه به‌طور کامل اعمال شده و در مرحله دوم، بارگذاری‌های جانبی فوق به‌صورت گام به گام افزایش یافته و تا رسیدن به ناپایداری کلی سازه ادامه می‌یابد. به این ترتیب نتایج تحلیل به‌صورت منحنی تغییرمکان نسبی نقطه کنترل (که در اینجا مرکز

۱. Triangular Pattern

۲. Uniform Pattern

جرم بام در نظر گرفته شده است) به ازای مقادیر مختلف نیروی برشی پایه به دست می آید. این منحنی که در شکل (۱۲-۵) نشان داده شده است به منحنی ظرفیت سازه معروف است و بیان گر قابلیت سازه در تحمل نیروهای جانبی ناشی از زلزله می باشد [۶۷].



شکل ۱۲-۵ - منحنی ظرفیت یک سازه [۶۴]

بررسی نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی

۶-۱- مقدمه

در این فصل، با توجه به مطالب ذکر شده در فصل قبل، منحنی ظرفیت تمام مدل‌های ذکر شده، تحت تمام الگوهای بارگذاری ثقلی و جانبی به‌دست آمده و با یکدیگر مقایسه می‌گردد. سپس تمام منحنی‌های ذکر شده، دو خطی شده و پس از یافتن پارامترهای مورد نیاز، ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون سازه به‌دست آمده و به روش یوانگ، ضریب رفتار سازه‌ها محاسبه می‌گردد. نهایتاً دوره تناوب و نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها، ضریب شکل‌پذیری آن‌ها، ضریب مقاومت افزون مدل‌ها و ضرایب رفتار سازه‌ها با یکدیگر مقایسه می‌گردد. همچنین تاثیر تغییرات نسبت طول به عرض پلان و نیز تغییرات خروج از مرکزیت بر روی هر یک از این ضرایب بررسی خواهد شد.

۶-۲- معرفی مدل‌های مورد مطالعه و آنالیزهای غیرخطی آن‌ها

همان‌طور که در فصل قبل توضیح داده شد، جهت آنالیز غیرخطی، برای بارگذاری ثقلی، دو الگوی کرانه بالا و کرانه پایین در نظر گرفته می‌شوند. برای بارگذاری جانبی نیز دو الگوی بار مثلی و یکنواخت در دو جهت H_1 و H_2 در نظر گرفته شده و هریک از این الگوی بار-جهت‌ها به‌طور جداگانه بر هر مدل وارد می‌گردد. این دو جهت برای مدل‌های مختلف به‌ترتیب زیر می‌باشند:

۱- در مدل‌های 10×10 : در این مدل‌ها جهت H_1 ، جهت تیرچه‌ریزی است. بنابراین جهت H_2 خلاف جهت تیرچه‌ریزی می‌باشد.

۲- در مدل‌های 10×5 و 10×7.5 : در این مدل‌ها جهت H_2 ، جهت عرضی ساختمان و همچنین جهت تیرچه‌ریزی ساختمان بوده و جهت H_1 ، جهت طولی ساختمان می‌باشد.

۳- در مدل‌های $10 \times 10 - 0.05$ ، $10 \times 10 - 0.1$ ، $10 \times 10 - 0.15$ ، $10 \times 10 - 0.2$: در این مدل‌ها، خروج از مرکزیت (فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی) در جهت H_2 می‌باشد. بنابراین جهت H_1 ، جهتی است که با بارگذاری جانبی در آن راستا به‌واسطه خروج از مرکزیت، در سازه پیچش ایجاد می‌شود. همچنین تیرچه‌ریزی ساختمان در جهت H_1 می‌باشد.

لازم به ذکر است که نام‌گذاری مدل‌ها به‌صورت زیر می‌باشد:

۱- (10×10) : مدل با پلان مربعی 10×10 متر

۲- (10×5) : مدل با پلان 10×5 متر

۳- (10×7.5) : مدل با پلان 10×7.5 متر

۴- $(10 \times 10 - 0.05)$: مدل با پلان مربعی 10×10 متر با خروج از مرکزیت ۵ درصد

۵- $(10 \times 10 - 0.1)$: مدل با پلان مربعی 10×10 متر با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد

۶- $(10 \times 10 - 0.15)$: مدل با پلان مربعی 10×10 متر با خروج از مرکزیت ۱۵ درصد

۷- $(10 \times 10 - 0.2)$: مدل با پلان مربعی 10×10 متر با خروج از مرکزیت ۲۰ درصد

بنابراین هریک از مدل‌های سازه‌ای دارای ۸ منحنی ظرفیت به‌ترتیب بارگذاری زیر می‌باشند:

الف) سری (۱) شامل ۴ منحنی ظرفیت به‌صورت:

۱- بار ثقیل QG_1 به‌همراه بار جانبی مثلی در جهت H_1

۲- بار ثقیل QG_1 به‌همراه بار جانبی مثلی در جهت H_2

۳- بار ثقیل QG_1 به همراه بار جانبی یکنواخت در جهت H_1

۴- بار ثقیل QG_1 به همراه بار جانبی یکنواخت در جهت H_2

(ب) سری (۲) شامل ۴ منحنی ظرفیت به صورت:

۱- بار ثقیل QG_2 به همراه بار جانبی مثلثی در جهت H_1

۲- بار ثقیل QG_2 به همراه بار جانبی مثلثی در جهت H_2

۳- بار ثقیل QG_2 به همراه بار جانبی یکنواخت در جهت H_1

۴- بار ثقیل QG_2 به همراه بار جانبی یکنواخت در جهت H_2

۳-۶- منحنی ظرفیت مدل‌های مورد مطالعه

در شکل (۶-۱) تا (۶-۲۸) منحنی‌های ظرفیت تمام مدل‌ها به تفکیک الگوهای بارگذاری ثقیل و

جانبی نشان داده شده است. لازم به ذکر است که نامگذاری آنالیزها، به عنوان نمونه برای مدل‌های ۱ طبقه

به صورت زیر می‌باشد:

۱- $1S-QG1-H1-TRI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه پایین و جانبی مثلثی در جهت H_1

۲- $1S-QG1-H1-UNI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه پایین و جانبی یکنواخت در جهت H_1

۳- $1S-QG1-H2-TRI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه پایین و جانبی مثلثی در جهت H_2

۴- $1S-QG1-H2-UNI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه پایین و جانبی یکنواخت در جهت H_2

۵- $1S-QG2-H1-TRI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه بالا و جانبی مثلثی در جهت H_1

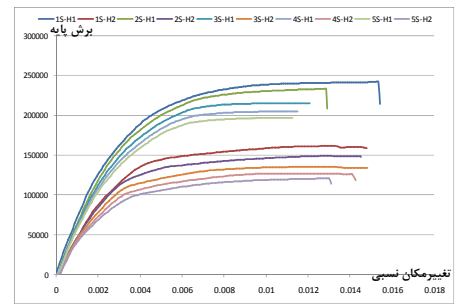
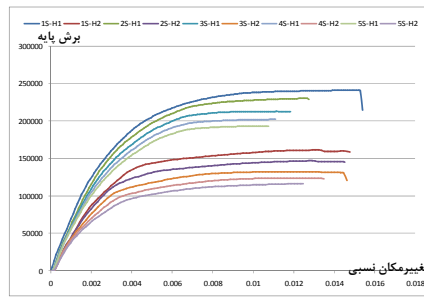
۶- $1S-QG2-H1-UNI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه بالا و جانبی یکنواخت در جهت H_1

۷- $1S-QG2-H2-TRI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه بالا و جانبی مثلثی در جهت H_2

۸- $1S-QG2-H2-UNI$: مدل ۱ طبقه با بارگذاری ثقیل کرانه بالا و جانبی یکنواخت در جهت H_2

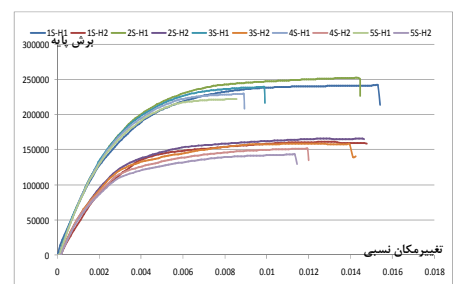
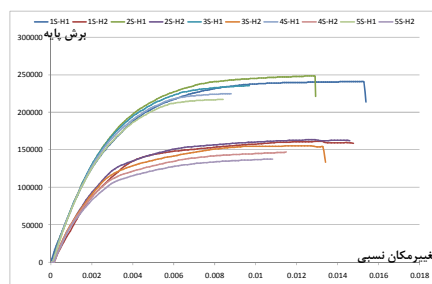
در تمام این نمودارها، محور افقی، تغییر مکان نسبی نقطه کنترل (مرکز جرم بام) و محور قائم، برش

پایه مدل برحسب کیلوگرم می باشد.



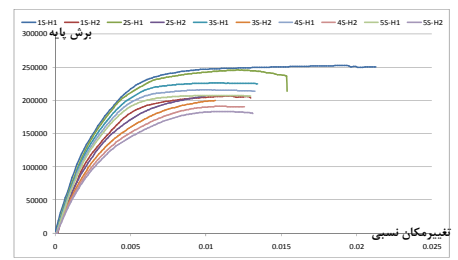
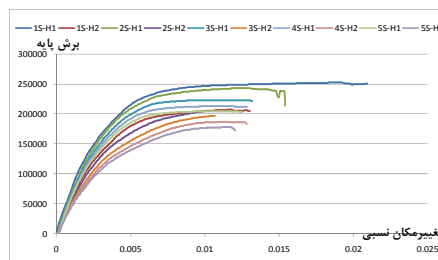
شکل ۶-۲- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG_1-TRI

شکل ۶-۱- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG_2-TRI



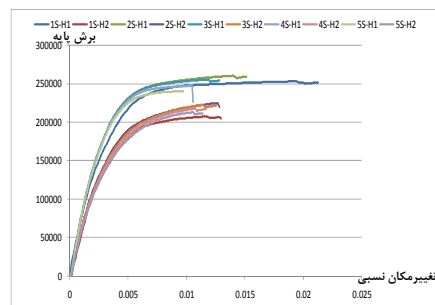
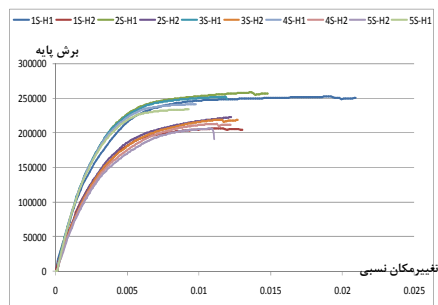
شکل ۶-۴- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG_1-UNI

شکل ۶-۳- منحنی ظرفیت مدل 5×10 با الگوی بار QG_2-UNI



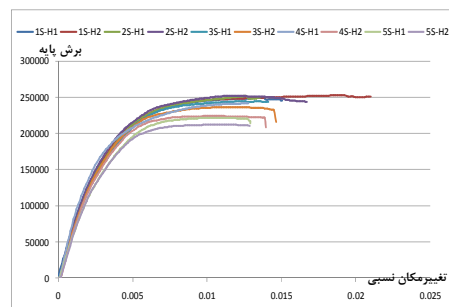
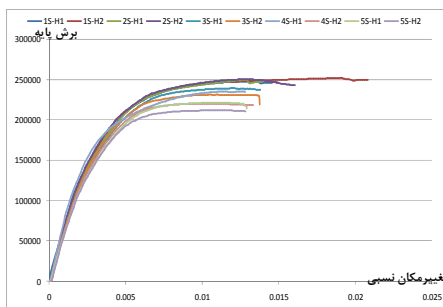
شکل ۶-۶- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG_1-TRI

شکل ۶-۵- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG_2-TRI



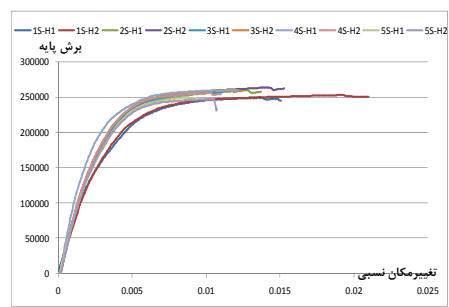
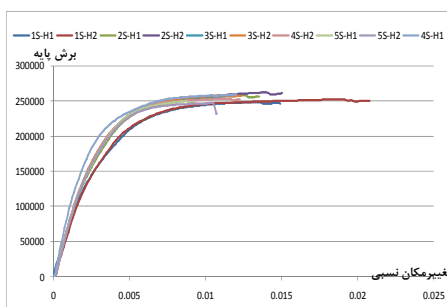
شکل ۶-۷- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG_2 -UNI

شکل ۶-۸- منحنی ظرفیت مدل 7.5×10 با الگوی بار QG_1 -UNI



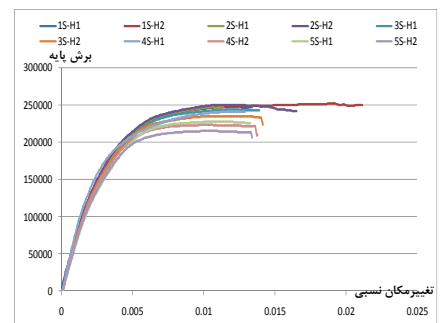
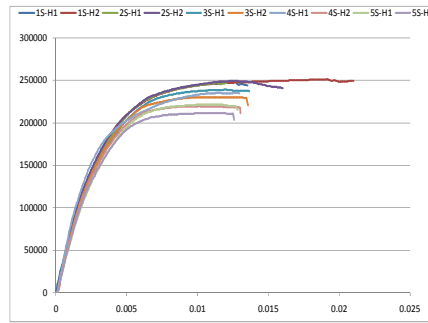
شکل ۶-۹- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG_2 -TRI

شکل ۶-۱۰- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG_1 -TRI



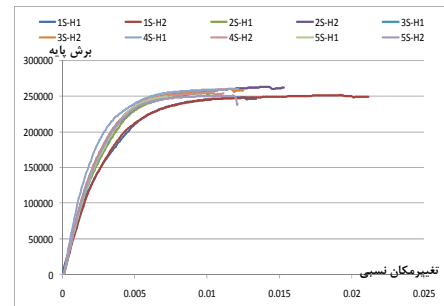
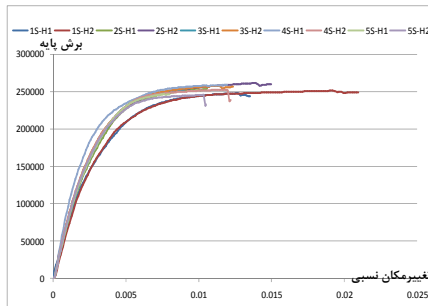
شکل ۶-۱۱- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG_2 -UNI

شکل ۶-۱۲- منحنی ظرفیت مدل 10×10 با الگوی بار QG_1 -UNI



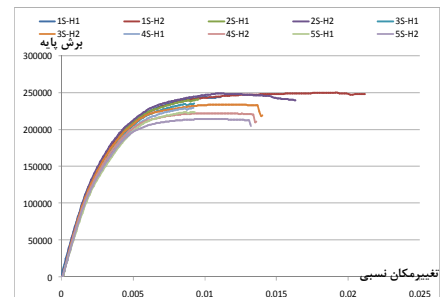
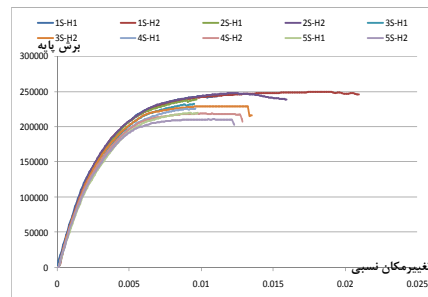
شکل ۶-۱۴- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار Q_{G1-TRI}

شکل ۶-۱۳- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار Q_{G2-TRI}



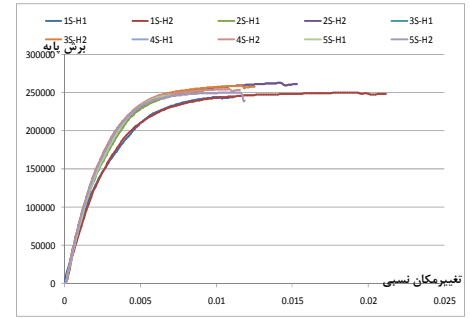
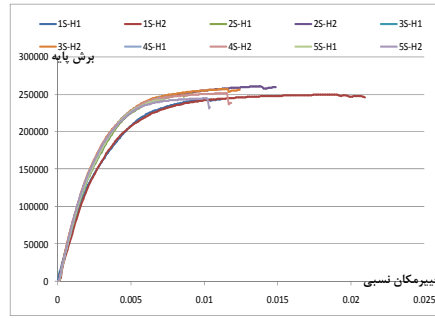
شکل ۶-۱۶- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار Q_{G1-UNI}

شکل ۶-۱۵- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی بار Q_{G2-UNI}



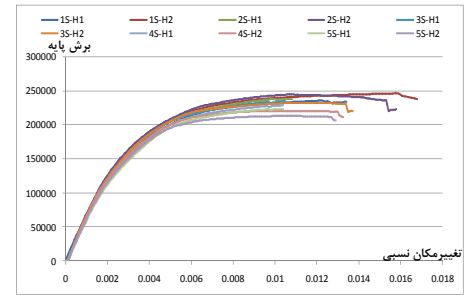
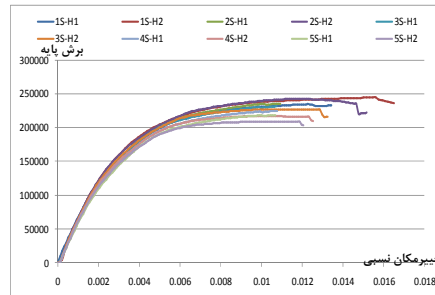
شکل ۶-۱۸- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار Q_{G1-TRI}

شکل ۶-۱۷- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار Q_{G2-TRI}



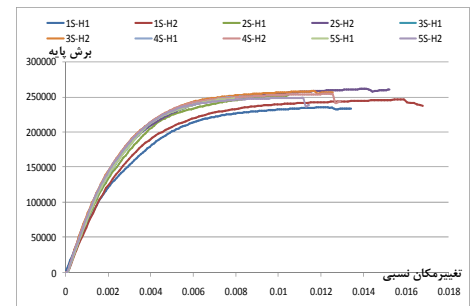
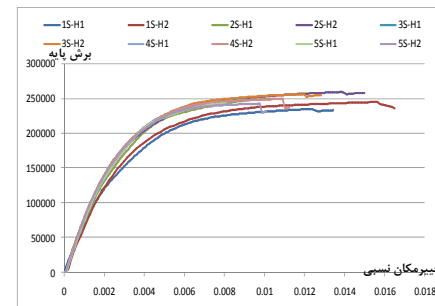
شکل ۶-۲۰- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار QG₁-UNI

شکل ۶-۱۹- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی بار QG₂-UNI



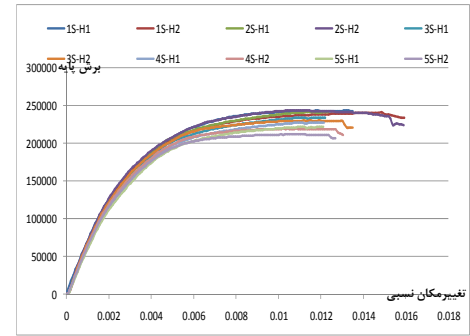
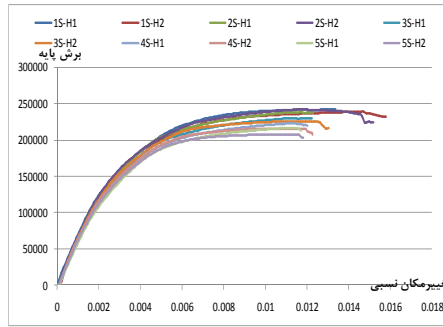
شکل ۶-۲۲- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₁-TRI

شکل ۶-۲۱- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₂-TRI



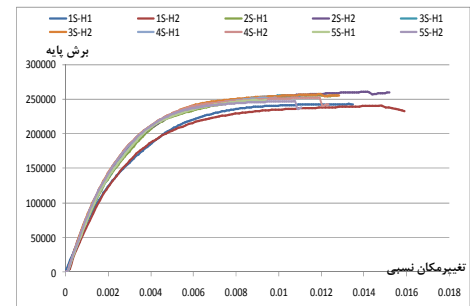
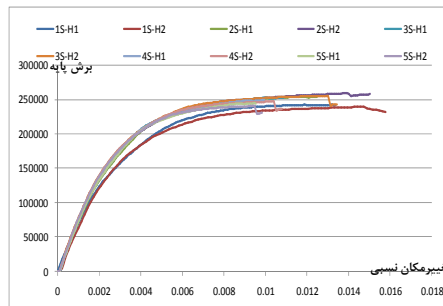
شکل ۶-۲۴- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₁-UNI

شکل ۶-۲۳- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی بار QG₂-UNI



شکل ۶-۲۶- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG_1 -TRI

شکل ۶-۲۵- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG_2 -TRI



شکل ۶-۲۸- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG_1 -UNI

شکل ۶-۲۷- منحنی ظرفیت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی بار QG_2 -UNI

مقایسه کلی منحنی‌های مربوط به بارگذاری ثقلی کرانه بالا (QG_2) و کرانه پایین (QG_1) در کلیه مدل‌ها (اشکال ۶-۱ تا ۶-۲۸)، نشان می‌دهد که منحنی‌های مربوط به بارگذاری ثقلی کرانه بالا (QG_2)، نه تنها شیب نمودار و برش پایه بیشتری در مقایسه با منحنی‌های مربوط به بارگذاری ثقلی کرانه پایین (QG_1) دارد، بلکه حداکثر تغییر مکان قابل تحمل سازه نیز برای بارگذاری ثقلی کرانه بالا، بیشتر می‌باشد. همچنین با مقایسه کلی منحنی‌های مربوط به الگوهای بارگذاری جانبی در کلیه مدل‌ها (اشکال ۶-۱ تا ۶-۲۸) می‌توان دریافت که بجز مدل‌های ۱ طبقه که منحنی ظرفیت مربوط به الگوی بارگذاری مثلثی و یکنواخت در آن‌ها بر یکدیگر کاملاً منطبق می‌باشد، در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، برش

پایه مربوط به الگوی بارگذاری یکنواخت، بیش از برش پایه مربوط به الگوی بارگذاری مثلثی می‌باشد و با بیشتر شدن ارتفاع، این اختلاف بیشتر می‌گردد. بالعکس تغییرمکان نسبی حداکثر مربوط به الگوی بارگذاری مثلثی، بیش از تغییرمکان نسبی حداکثر مربوط به الگوی بارگذاری یکنواخت می‌باشد و با بیشتر شدن ارتفاع، این اختلاف بیشتر می‌گردد.

با بالاتر رفتن ارتفاع سازه (تعداد طبقات)، برش پایه و نیز تغییرمکان نسبی حداکثر کمتری در نمودارها مشاهده می‌گردد که این امر، نشان از افزایش دوره تناوب سازه و در نتیجه کاهش سختی سازه و برش قابل تحمل زلزله تا زمان ناپایداری سازه دارد. از این رو با افزایش ارتفاع سازه، سطح زیر منحنی ظرفیت سازه، که نشان دهنده میزان انرژی مستهلک شده بار جانبی است، کاهش می‌یابد.

در نمودارهای مربوط به مدل 5×10 (اشکال ۱-۶، ۲-۶، ۳-۶ و ۴-۶)، علیرغم وجود انبوه منحنی‌ها، دو دسته منحنی قابل تمایز است. دسته‌ای از منحنی‌ها که در آن، شیب نمودار و برش پایه آن‌ها بیشتر است، مربوط به بارگذاری جانبی در جهت طولی (H_1) بوده که از سختی خمشی بالاتری برخوردار بوده و دسته نموداری که در آن، شیب نمودار و برش پایه حداکثر آن‌ها کمتر است، مربوط به بارگذاری جانبی در جهت عرضی (H_2) می‌باشد. دلیل این امر این است که مقاومت جانبی، با افزایش سختی ساختمان افزایش می‌یابد. تغییرمکان حداکثر قابل تحمل سازه نیز برای بارگذاری جانبی در جهت H_2 بیشتر از جهت H_1 بوده که این امر نشان از این دارد که با افزایش سختی، شکل‌پذیری سازه کاهش می‌یابد.

با دقت در نمودارهای مربوط به مدل 7.5×10 (اشکال ۵-۶، ۶-۶، ۷-۶ و ۸-۶)، مشاهده می‌گردد که برش پایه این مدل‌ها روندی مشابه برش پایه مدل 5×10 را دنبال می‌نماید با این تفاوت که در اینجا، تفاوت فاحشی بین منحنی‌های ظرفیت با بارگذاری جانبی در جهت H_1 و H_2 مشاهده نمی‌شود. علت این امر، نزدیک شدن ابعاد سازه و در نتیجه نزدیک شدن سختی خمشی سازه در دو جهت می‌باشد. اما تغییرمکان حداکثر در این مدل، برخلاف مدل 5×10 در جهت طولی (H_1)، بیشتر از جهت عرضی (H_2)

می‌باشد. علت این امر آن است که در این مدل، به دلیل نزدیک بودن ابعاد طولی و عرضی سازه، سختی خمشی دو جهت طولی و عرضی آن به یکدیگر نزدیک بوده و تأثیر عدم وجود بار فشاری تیرچه بر روی دیوارها در جهت طولی، بر تأثیر فزونی داشتن سختی خمشی در این جهت، حاکم شده و شکل‌پذیری در این مدل، برخلاف مدل 5×10 در جهت طولی بیشتر از جهت عرضی می‌باشد.

در نمودارهای مربوط به مدل 10×10 (اشکال ۶-۹، ۶-۱۰، ۶-۱۱ و ۶-۱۲)، مشاهده می‌گردد که بجز مدل ۱ طبقه، در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، برش پایه در جهت تیرچه‌ریزی (H_1)، بیشتر از جهت H_2 بوده و با افزایش بیشتر تعداد طبقات، این اختلاف بیشتر می‌شود. این امر شاید ناشی از این باشد که با افزایش ارتفاع سازه، برای رسیدن سازه به حد مکانیزم، بارگذاری جانبی در جهت تیرچه‌ریزی، نیروی برشی بیشتری را برای غلبه بر نیروی فشاری اعمال شده توسط تیرچه‌ها می‌طلبد. تغییر مکان حداکثر قابل تحمل سازه در جهت H_2 بیشتر بوده که این امر نیز از عدم وجود نیروی فشاری ناشی از تیرچه‌ها بر روی دیوارهای جهت H_2 ناشی می‌شود.

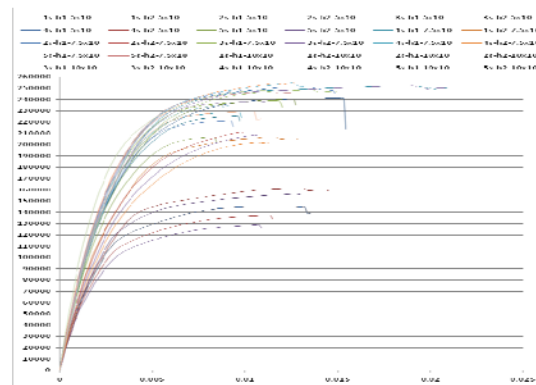
در مدل‌های با خروج از مرکزیت، (اشکال ۶-۱۳ تا ۶-۲۸)، مشاهده می‌شود که در مدل‌های با تعداد طبقات کمتر (مدل ۱ طبقه) برش پایه با بارگذاری جانبی در جهت H_1 (که جهت تیرچه‌ریزی ساختمان بوده و نیز با بارگذاری جانبی در آن جهت، به واسطه خروج از مرکزیت، در سازه پیچش ایجاد می‌شود)، بیشتر از برش پایه در جهت H_2 می‌باشد، اما با افزایش تعداد طبقات، برش پایه در جهت H_2 بیشتر شده و با افزایش میزان خروج از مرکزیت، این اختلاف بیشتر می‌گردد. علت این امر شاید این باشد که در مدل‌های با تعداد طبقات کمتر، نیروی فشاری اعمال شده بر روی دیوارها، سبب افزایش برش پایه برای بارگذاری جانبی در جهت تیرچه‌ریزی شده و با افزایش تعداد طبقات، پیچش ناشی از خروج از مرکزیت، بر آن حاکم شده و سبب می‌گردد که سازه با بارگذاری جانبی در جهت H_1 تحت برش کمتری به ناپایداری برسد. همچنین تغییر مکان حداکثر قابل تحمل سازه، برای بارگذاری جانبی در جهت H_2 .

بیشتر از جهت H_1 می‌باشد که این امر از شکل‌پذیری کمتر سازه، تحت بار جانبی در جهت دارای پیچش حکایت می‌کند.

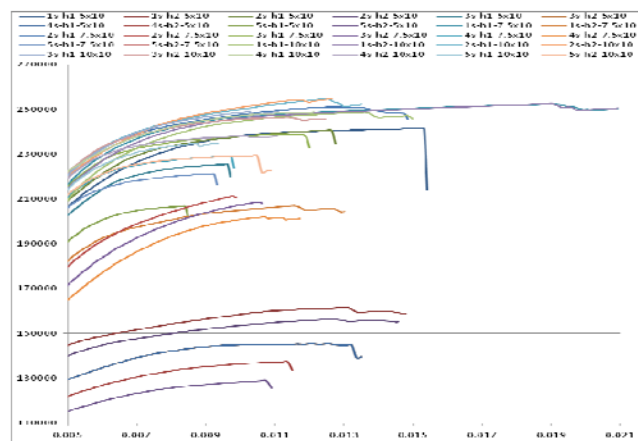
جهت نشان‌دادن تغییرات منحنی ظرفیت نسبت به تغییر نسبت طول به عرض مدل، برای مدل‌های

10×10 ، 5×10 و 7.5×10 ، برای بارگذاری جانبی در هر دو جهت، متوسط منحنی‌های ظرفیت در شکل

(۶-۲۹) نشان داده شده است.



(الف)

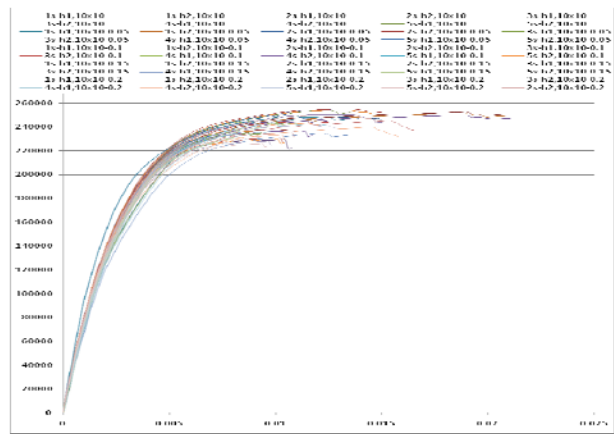


(ب)

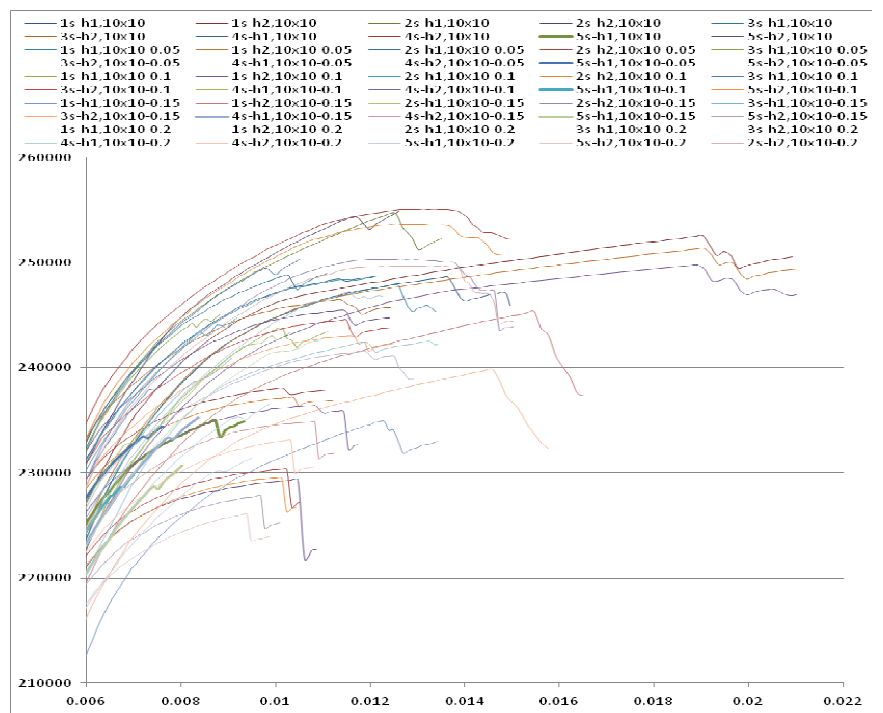
شکل ۶-۲۹ (الف) متوسط منحنی ظرفیت مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 (ب) بزرگنمایی منحنی‌های فوق

مقایسه این منحنی‌ها نشان می‌دهد که با تغییر نسبت طول به عرض، بیشترین برش پایه، مربوط به مدل 10×10 می‌باشد که بیشترین سختی خمشی را در بین این ۳ مدل داشته و کمترین آن مربوط به مدل 5×10 می‌باشد که کمترین سختی خمشی را در بین این ۳ مدل دارا می‌باشد. همچنین عموماً بیشترین تغییرمکان نسبی حداکثر، مربوط به مدل 5×10 بوده و کمترین آن مربوط به مدل 7.5×10 می‌باشد.

جهت نشان دادن تغییرات منحنی ظرفیت نسبت به تغییر خروج از مرکزیت، برای مدل‌های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$ ، برای بارگذاری جانبی در هر دو جهت، متوسط منحنی‌های ظرفیت در شکل (۶-۳۰) نشان داده شده است. مقایسه این منحنی‌ها نشان می‌دهد که با تغییر میزان خروج از مرکزیت، بیشترین برش پایه در بین مدل‌های فوق، مربوط به مدل 10×10 می‌باشد. علت این امر را می‌توان در عدم ایجاد پیچش ناشی از خروج از مرکزیت در سازه در اثر بار جانبی دانست که سبب می‌شود که سازه تحت برش بیشتری مقاومت نماید. همچنین با توجه به این نمودارها مشاهده می‌گردد که در بین مدل‌های فوق، عموماً تغییرمکان نسبی حداکثر مربوط به مدل بدون خروج از مرکزیت (مدل 10×10) می‌باشد. همچنین با افزایش خروج از مرکزیت تا ۱۰ درصد بعد پلان، تغییرمکان نسبی سازه روند نزولی داشته و سپس با افزایش بیشتر خروج از مرکزیت تا ۲۰ درصد بعد پلان، تغییرمکان نسبی سازه روندی صعودی را دنبال می‌نماید. بنابراین در این مدل‌ها، تغییرمکان نسبی حداقل مربوط به مدل با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد می‌باشد.



(الف)



(ب)

شکل ۶-۳- (الف) متوسط منحنی ظرفیت مدل 10×10 و مدل‌های با خروج از مرکزیت (ب) بزرگنمایی منحنی‌های فوق

۴-۶- تعیین پارامترهای موردنیاز برای محاسبه ضریب رفتار

در این پایان‌نامه ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه تحت هریک از بارگذاری‌های ذکر شده در بخش (۲-۶) از روش یوانگ [۹] محاسبه می‌گردد. همان‌طور که در فصل سوم ذکر گردید، برای یافتن ضریب رفتار به روش یوانگ، نیاز به ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ}) و همچنین ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت (R_p) داشته و در نهایت، از حاصل ضرب این دو پارامتر، ضریب رفتار به‌دست خواهد آمد. برای یافتن این دو پارامتر، ابتدا بایستی منحنی ظرفیت مدل‌ها دوخطی شود.

۴-۶-۱- دوخطی کردن نمودار ظرفیت سازه

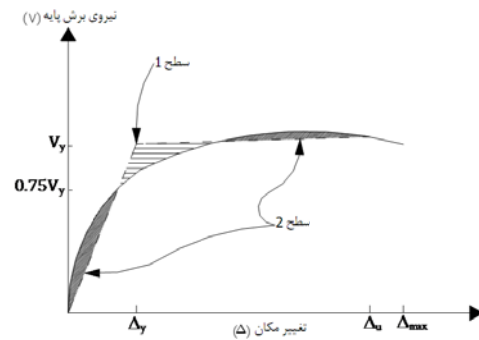
برای دوخطی نمودن منحنی ظرفیت، دو روش وجود دارد:

اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه‌های رابطه بار- تغییرمکان، مربوط به عناصر بتنی مسلح (پائولی و پریستلی [۷۱ و ۷۲]) می‌باشد که یک مقاومت تسلیم را برای یک قاب یا کل سازه (V_y) فرض می‌کند. همچنین فرض می‌شود که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند. سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو- تغییرمکان واقعی با نیروی مطابق با ($0.75V_y$) به‌دست می‌آید. تخمین سختی کشسان (K) در شکل (۴-۳۱) نشان داده شده است.

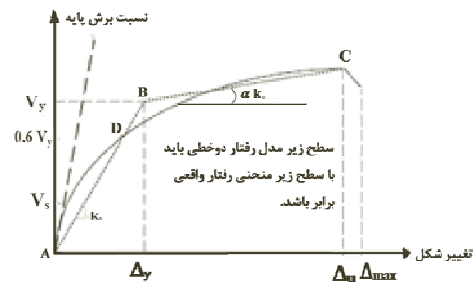
روش دوم استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو- تغییرمکان یک قاب یا کل سازه، روش انرژی معادل می‌باشد. این روش، مانند روش فوق فرض می‌کند که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند، با این تفاوت که در اینجا، خط تقریب، منحنی واقعی را در ($0.6V_y$) قطع می‌نماید. این تقریب دوخطی در شکل (۴-۳۲) نشان داده شده است. منحنی غیرخطی که در اشکال (۴-۳۱) و (۴-۳۲) نشان داده شده است، توسط موارد زیر تشریح می‌گردد:

نیروی گسیختگی یا جاری شدن (V_y)، تغییرمکان گسیختگی (Δ_y)، نیروی حداکثر تغییرمکان

مطابق با حالت حدی (Δ_u) و تغییرمکان درست در لحظه قبل از شکست و خرابی (Δ_{max}).



شکل ۳۱-۶- تقریب دوطبقی رابطه نیرو-تغییرمکان به روش پائولی و پرستلی [۷۱ و ۷۲]



شکل ۳۲-۶- تقریب دوطبقی رابطه نیرو-تغییرمکان به روش انرژی معادل [۷۲ و ۷۳]

نرم افزار PERFORM-3D، قابلیت دوطبقی کردن منحنی ظرفیت سازه را بر اساس روش انرژی

معادل دارد. بایستی دقت شود که برای دوطبقی کردن، بایستی انتهای تقریب، در نقطه‌ای قرار گیرد که

منحنی شروع به افت مقاومت می‌نماید نه در انتهای منحنی. پس از دوطبقی نمودن، نرم افزار نسبت

شکل پذیری و دوره تناوب سازه را محاسبه می‌نماید.

همان طور که ذکر گردید، برای یافتن ضریب رفتار از روش یوانگ، ابتدا بایستی ضریب کاهش ناشی

از شکل پذیری (R_u) و همچنین ضریب مقاومت افزون (R_p) محاسبه شود.

۶-۴-۲- تعیین ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری (R_μ)

همان طور که در فصل سوم ذکر گردید، برای تعیین ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری (R_μ) روش های متعددی وجود دارد که در اینجا برای دقیق تر شدن جواب ها، آن را از سه روش زیر محاسبه نموده و میانگین آن ها به عنوان R_μ در نظر گرفته می شود:

- **روش نیومارک و هال** [۵۴ و ۷۲]: با داشتن دوره تناوب مدل و شکل پذیری آن، از رابطه زیر به دست می آید.

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 & T < 0.03_{\text{Sec}} \\ R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} & 0.12 < T < 0.5_{\text{Sec}} \\ R_\mu &= \mu & T > 1_{\text{sec}} \end{aligned} \quad (۱-۶)$$

- **روش میراندا و برترو** [۶۲ و ۷۲]: با داشتن دوره تناوب مدل و شکل پذیری آن، با فرض رسوبی بودن زمین، از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$\begin{aligned} R_\mu &= \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \\ \phi &= 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{\left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right]} \end{aligned} \quad (۲-۶)$$

- **روش ناسار و کراوینکلر** [۶۱ و ۷۲]: با داشتن دوره تناوب مدل و نسبت شکل پذیری آن، از رابطه زیر به دست می آید.

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad \Rightarrow \quad R_\mu = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (۳-۶)$$

پارامترهای a و b برای نسبت های سخت شوندگی کرنشی متفاوت (α) به طریق زیر به دست می آیند [۶۱]. برای مقادیر مختلف α از درون یابی خطی استفاده می شود. برای به دست آوردن α نیز

همان‌طور که در شکل (۴۱-۵) مشاهده می‌گردد، نیاز به پارامترهای Δ_u ، Δ_y و V_u و V_y می‌باشد. این پارامترها به راحتی از روی منحنی ظرفیت دوطبی شده، قابل استخراج می‌باشند.

$$\begin{array}{llll} \alpha=0\% & : & a=1 & \text{و} & b=0/42 \\ \alpha=2\% & : & a=1 & \text{و} & b=0/37 \\ \alpha=10\% & : & a=1 & \text{و} & b=0/29 \end{array} \quad (4-6)$$

۳-۴-۶- ضریب مقاومت افزون (R_s)

همان‌طور که در فصل سوم ذکر گردید، ضریب مقاومت افزون از تقسیم نیروی متناظر حد تسلیم کلی سازه (V_y)، به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه (V_s) به دست می‌آید:

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (5-6)$$

V_y از تقریب دوطبی منحنی ظرفیت به دست می‌آید. سپس یک خط با شیبی برابر با شیب اولیه منحنی و منطبق بر آن رسم نموده و برش پایه نظیر محل جدا شدن این خط از منحنی را به عنوان V_s در نظر می‌گیریم [۹].

پس از تعیین دو ضریب R_μ و R_s ، ضریب رفتار مدل‌ها از رابطه یوانگ به دست می‌آید [۹]:

$$R = R_\mu \cdot R_s \quad (6-6)$$

در جدول (۱-۶) تا (۷-۶)، پارامترهای دوره تناوب (T)، نسبت شکل‌پذیری (μ)، برش متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه (V_s)، برش حد تسلیم سازه (V_y)، برش حداکثر در سازه (V_u)، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) مربوط به روش‌های روش نیومارک-هال، میراندا-برترو، و ناسار-کراوینکلر و میانگین آن‌ها، و نیز ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت (R_s) و در نهایت، ضریب رفتار مربوط به تمام مدل‌های مورد مطالعه در کلیه آنالیزهای ذکر شده آمده است.

جدول ۶-۱- پارامترهای لرزه‌ای مدل 10×10

مدل و بارگذاری	T (s)	μ	V_x (ton)	V_y (ton)	V_z (ton)	R_B (Newmark)	R_B (Miranda)	R_B (Nasar)	R_B (Ave)	R_s	R
1S-QG1-H1-TRI	0.082	4.01	120.99	211.00	248.00	1.96	2.19	1.88	2.01	1.74	3.50
1S-QG1-H1-UNI	0.082	4.01	120.99	211.00	248.00	1.96	2.19	1.88	2.01	1.74	3.50
1S-QG1-H2-TRI	0.082	5.28	118.79	227.10	252.70	2.21	2.52	1.95	2.23	1.91	4.26
1S-QG1-H2-UNI	0.082	5.28	118.79	227.10	252.70	2.21	2.52	1.95	2.23	1.91	4.26
1S-QG2-H1-TRI	0.093	4.05	117.50	213.50	248.90	2.17	2.30	1.97	2.14	1.82	3.90
1S-QG2-H1-UNI	0.093	4.05	117.50	213.50	248.90	2.17	2.30	1.97	2.14	1.82	3.90
1S-QG2-H2-TRI	0.093	5.37	113.68	229.30	252.30	2.49	2.67	2.07	2.41	2.02	4.85
1S-QG2-H2-UNI	0.093	5.37	113.68	229.30	252.30	2.49	2.67	2.07	2.41	2.02	4.85
2S-QG1-H1-TRI	0.143	3.83	124.17	208.90	249.70	2.58	2.53	2.37	2.49	1.68	4.19
2S-QG1-H1-UNI	0.143	3.98	127.92	221.60	258.60	2.64	2.59	2.37	2.53	1.73	4.39
2S-QG1-H2-TRI	0.143	4.10	122.74	217.80	249.70	2.68	2.65	2.37	2.57	1.77	4.55
2S-QG1-H2-UNI	0.143	4.46	129.70	228.90	262.00	2.81	2.80	2.45	2.69	1.76	4.74
2S-QG2-H1-TRI	0.163	3.83	122.28	209.70	251.40	2.58	2.61	2.51	2.57	1.71	4.41
2S-QG2-H1-UNI	0.163	4.09	125.14	225.40	259.50	2.68	2.74	2.52	2.65	1.80	4.77
2S-QG2-H2-TRI	0.163	4.28	127.59	227.10	249.30	2.75	2.83	2.51	2.69	1.78	4.80
2S-QG2-H2-UNI	0.163	4.62	133.79	232.70	263.70	2.87	2.97	2.63	2.83	1.74	4.91
3S-QG1-H1-TRI	0.211	3.76	124.92	214.80	237.80	2.55	2.76	2.67	2.66	1.72	4.57
3S-QG1-H1-UNI	0.211	3.49	135.76	214.80	256.50	2.45	2.60	2.68	2.58	1.58	4.08
3S-QG1-H2-TRI	0.211	3.94	126.05	211.70	230.00	2.62	2.86	2.71	2.73	1.68	4.58
3S-QG1-H2-UNI	0.211	3.88	137.49	222.50	257.80	2.60	2.82	2.78	2.74	1.62	4.43
3S-QG2-H1-TRI	0.240	3.90	128.01	217.90	243.30	2.61	2.93	2.90	2.81	1.70	4.78
3S-QG2-H1-UNI	0.240	3.55	140.00	219.50	258.20	2.47	2.72	2.83	2.67	1.57	4.19
3S-QG2-H2-TRI	0.240	4.11	129.72	219.50	232.00	2.69	3.05	2.91	2.88	1.69	4.87
3S-QG2-H2-UNI	0.240	4.00	144.70	228.00	260.30	2.65	2.98	2.98	2.87	1.58	4.52
4S-QG1-H1-TRI	0.282	4.68	121.92	199.60	234.70	2.89	3.51	3.60	3.34	1.64	5.46
4S-QG1-H1-UNI	0.282	4.81	138.98	225.90	258.60	2.94	3.59	3.62	3.38	1.63	5.49
4S-QG1-H2-TRI	0.282	3.89	127.49	203.30	218.20	2.60	3.04	3.04	2.89	1.59	4.61
4S-QG1-H2-UNI	0.282	3.90	147.72	224.20	253.10	2.61	3.05	3.13	2.93	1.52	4.44
4S-QG2-H1-TRI	0.322	4.78	129.28	202.00	241.70	2.93	3.71	3.94	3.53	1.56	5.51
4S-QG2-H1-UNI	0.322	4.91	142.04	230.60	259.90	2.97	3.79	3.89	3.55	1.62	5.77
4S-QG2-H2-TRI	0.322	4.04	131.16	209.40	221.50	2.66	3.25	3.28	3.06	1.60	4.89
4S-QG2-H2-UNI	0.322	3.64	149.64	222.00	255.70	2.51	2.98	3.18	2.89	1.48	4.28
5S-QG1-H1-TRI	0.358	3.52	126.97	201.20	220.00	2.46	2.98	3.12	2.85	1.58	4.52
5S-QG1-H1-UNI	0.358	3.65	146.30	215.70	246.70	2.51	3.07	3.29	2.96	1.47	4.36
5S-QG1-H2-TRI	0.358	3.82	124.54	194.80	210.80	2.58	3.19	3.31	3.03	1.56	4.73
5S-QG1-H2-UNI	0.358	3.11	144.97	208.40	249.70	2.28	2.67	2.99	2.65	1.44	3.81
5S-QG2-H1-TRI	0.409	3.66	133.76	208.20	226.50	2.51	3.21	3.36	3.03	1.56	4.71
5S-QG2-H1-UNI	0.409	3.07	153.40	201.10	251.80	2.27	2.75	3.15	2.72	1.31	3.57
5S-QG2-H2-TRI	0.409	4.05	132.04	201.20	212.90	2.66	3.50	3.61	3.26	1.52	4.97
5S-QG2-H2-UNI	0.409	4.07	158.06	228.90	250.60	2.67	3.52	3.68	3.29	1.45	4.77

جدول ۶-۲- پارامترهای لرزه‌ای مدل 5×10

مدل و بارگذاری	T (s)	μ	V_x (ton)	V_y (ton)	V_z (ton)	R_μ (Newmark)	R_μ (Miranda)	R_μ (Nasar)	R_μ (Ave)	R_s	R
1S-QG1-H1-TRI	0.071	4.43	117.38	213.70	240.20	1.82	2.20	1.78	1.93	1.82	3.52
1S-QG1-H1-UNI	0.071	4.43	117.38	213.70	240.20	1.82	2.20	1.78	1.93	1.82	3.52
1S-QG1-H2-TRI	0.071	4.55	83.02	138.80	161.20	1.84	2.23	1.81	1.96	1.67	3.27
1S-QG1-H2-UNI	0.071	4.55	83.02	138.80	161.20	1.84	2.23	1.81	1.96	1.67	3.27
1S-QG2-H1-TRI	0.081	4.49	113.51	214.00	241.70	2.03	2.32	1.88	2.07	1.89	3.91
1S-QG2-H1-UNI	0.081	4.49	113.51	214.00	241.70	2.03	2.32	1.88	2.07	1.89	3.91
1S-QG2-H2-TRI	0.081	4.55	84.40	139.70	161.80	2.04	2.33	1.90	2.09	1.66	3.46
1S-QG2-H2-UNI	0.081	4.55	84.40	139.70	161.80	2.04	2.33	1.90	2.09	1.66	3.46
2S-QG1-H1-TRI	0.122	3.86	115.63	198.40	230.00	2.59	2.43	2.18	2.40	1.72	4.11
2S-QG1-H1-UNI	0.122	4.09	118.00	214.40	248.00	2.68	2.52	2.21	2.47	1.82	4.49
2S-QG1-H2-TRI	0.122	4.68	77.77	127.30	147.10	2.89	2.74	2.31	2.65	1.64	4.33
2S-QG1-H2-UNI	0.122	4.72	83.01	140.20	163.20	2.91	2.75	2.32	2.66	1.69	4.49
2S-QG2-H1-TRI	0.139	3.94	118.16	201.60	233.20	2.62	2.55	2.32	2.50	1.71	4.26
2S-QG2-H1-UNI	0.139	4.51	121.08	220.80	252.70	2.83	2.79	2.42	2.68	1.82	4.89
2S-QG2-H2-TRI	0.139	4.75	75.92	129.50	149.30	2.92	2.88	2.48	2.76	1.71	4.70
2S-QG2-H2-UNI	0.139	4.81	85.21	142.50	166.10	2.94	2.91	2.50	2.78	1.67	4.65
3S-QG1-H1-TRI	0.180	3.60	113.41	187.70	212.50	2.49	2.57	2.47	2.51	1.66	4.15
3S-QG1-H1-UNI	0.180	3.46	129.11	197.30	235.10	2.43	2.49	2.50	2.48	1.53	3.78
3S-QG1-H2-TRI	0.180	4.94	62.54	121.40	131.00	2.98	3.21	2.80	3.00	1.94	5.81
3S-QG1-H2-UNI	0.180	4.89	69.03	137.40	154.10	2.96	3.19	2.83	2.99	1.99	5.96
3S-QG2-H1-TRI	0.205	3.69	116.40	191.60	215.00	2.53	2.70	2.63	2.62	1.65	4.31
3S-QG2-H1-UNI	0.205	3.54	132.31	202.00	239.00	2.47	2.62	2.66	2.58	1.53	3.94
3S-QG2-H2-TRI	0.205	5.07	65.06	124.60	133.60	3.02	3.40	3.04	3.15	1.92	6.04
3S-QG2-H2-UNI	0.205	5.10	71.19	141.80	157.50	3.03	3.41	3.10	3.18	1.99	6.33
4S-QG1-H1-TRI	0.244	3.47	108.65	175.70	201.50	2.44	2.68	2.76	2.62	1.62	4.24
4S-QG1-H1-UNI	0.244	3.25	126.78	189.10	225.00	2.35	2.54	2.72	2.53	1.49	3.78
4S-QG1-H2-TRI	0.244	4.73	53.60	110.80	122.50	2.91	3.40	3.26	3.19	2.07	6.59
4S-QG1-H2-UNI	0.244	4.68	67.12	123.00	146.90	2.89	3.37	3.37	3.21	1.83	5.88
4S-QG2-H1-TRI	0.278	3.56	115.40	181.70	204.70	2.47	2.82	2.92	2.74	1.57	4.31
4S-QG2-H1-UNI	0.278	3.30	130.93	194.50	229.60	2.37	2.65	2.86	2.63	1.49	3.90
4S-QG2-H2-TRI	0.278	4.93	56.18	115.10	125.70	2.98	3.64	3.56	3.39	2.05	6.95
4S-QG2-H2-UNI	0.278	4.88	69.47	127.80	152.30	2.96	3.61	3.70	3.42	1.84	6.30
5S-QG1-H1-TRI	0.314	3.40	104.29	167.50	193.40	2.41	2.79	3.00	2.73	1.61	4.39
5S-QG1-H1-UNI	0.314	3.22	124.48	180.60	217.10	2.33	2.67	2.96	2.65	1.45	3.85
5S-QG1-H2-TRI	0.314	4.66	51.23	99.42	116.20	2.88	3.61	3.77	3.42	1.94	6.64
5S-QG1-H2-UNI	0.314	4.61	64.49	114.50	138.00	2.87	3.58	3.81	3.42	1.78	6.07
5S-QG2-H1-TRI	0.358	3.56	111.06	172.90	197.00	2.47	3.01	3.22	2.90	1.56	4.52
5S-QG2-H1-UNI	0.358	3.26	132.77	187.70	222.80	2.35	2.79	3.08	2.74	1.41	3.87
5S-QG2-H2-TRI	0.358	4.85	56.84	103.70	120.90	2.95	3.88	4.13	3.66	1.82	6.67
5S-QG2-H2-UNI	0.358	4.75	72.70	120.90	143.50	2.92	3.82	4.11	3.61	1.66	6.01

جدول ۶-۳- پارامترهای لرزه‌ای مدل 7.5×10

مدل و بارگذاری	T (s)	μ	V_x (ton)	V_y (ton)	V_z (ton)	R_μ (Newmark)	R_μ (Miranda)	R_μ (Nasar)	R_μ (Ave)	R_s	R
1S-QG1-H1-TRI	0.077	5.19	117.97	229.30	252.70	2.07	2.44	1.88	2.13	1.94	4.14
1S-QG1-H1-UNI	0.077	5.19	117.97	229.30	252.70	2.07	2.44	1.88	2.13	1.94	4.14
1S-QG1-H2-TRI	0.077	3.78	106.42	173.90	207.20	1.81	2.08	1.82	1.90	1.63	3.11
1S-QG1-H2-UNI	0.077	3.78	106.42	173.90	207.20	1.81	2.08	1.82	1.90	1.63	3.11
1S-QG2-H1-TRI	0.087	5.28	119.86	231.00	252.70	2.33	2.58	1.99	2.30	1.93	4.44
1S-QG2-H1-UNI	0.087	5.28	119.86	231.00	252.70	2.33	2.58	1.99	2.30	1.93	4.44
1S-QG2-H2-TRI	0.087	3.80	107.03	173.90	207.20	2.00	2.17	1.92	2.03	1.62	3.30
1S-QG2-H2-UNI	0.087	3.80	107.03	173.90	207.20	2.00	2.17	1.92	2.03	1.62	3.30
2S-QG1-H1-TRI	0.135	4.11	121.61	221.10	238.20	2.69	2.60	2.24	2.51	1.82	4.56
2S-QG1-H1-UNI	0.135	4.30	124.43	225.90	258.20	2.76	2.68	2.34	2.59	1.82	4.71
2S-QG1-H2-TRI	0.135	3.33	92.86	152.20	204.00	2.38	2.26	2.42	2.35	1.64	3.85
2S-QG1-H2-UNI	0.135	3.91	100.67	179.90	222.50	2.61	2.52	2.37	2.50	1.79	4.47
2S-QG2-H1-TRI	0.154	4.17	125.17	229.30	238.20	2.71	2.73	2.35	2.60	1.83	4.76
2S-QG2-H1-UNI	0.154	4.46	128.20	230.10	259.90	2.81	2.86	2.52	2.73	1.79	4.90
2S-QG2-H2-TRI	0.154	3.38	94.46	156.50	206.50	2.40	2.36	2.52	2.43	1.66	4.02
2S-QG2-H2-UNI	0.154	4.02	102.94	184.40	224.20	2.65	2.66	2.52	2.61	1.79	4.68
3S-QG1-H1-TRI	0.201	3.84	120.34	204.70	221.40	2.58	2.77	2.61	2.65	1.70	4.51
3S-QG1-H1-UNI	0.201	3.93	136.37	219.90	251.40	2.62	2.82	2.72	2.72	1.61	4.38
3S-QG1-H2-TRI	0.201	3.37	91.93	147.00	196.70	2.40	2.51	2.84	2.58	1.60	4.13
3S-QG1-H2-UNI	0.201	3.69	101.53	175.30	219.30	2.53	2.69	2.80	2.67	1.73	4.61
3S-QG2-H1-TRI	0.229	3.95	123.54	208.20	225.70	2.63	2.92	2.81	2.79	1.69	4.70
3S-QG2-H1-UNI	0.229	4.01	139.09	222.90	254.80	2.65	2.96	2.92	2.84	1.60	4.55
3S-QG2-H2-TRI	0.229	3.38	95.00	150.70	200.10	2.40	2.59	2.97	2.65	1.59	4.21
3S-QG2-H2-UNI	0.229	3.71	103.78	177.40	222.10	2.53	2.78	2.97	2.76	1.71	4.72
4S-QG1-H1-TRI	0.273	3.81	120.16	194.10	211.50	2.57	2.96	2.98	2.84	1.62	4.58
4S-QG1-H1-UNI	0.273	3.47	136.19	208.60	241.30	2.44	2.75	2.90	2.69	1.53	4.12
4S-QG1-H2-TRI	0.273	3.46	95.94	154.70	185.30	2.43	2.74	2.96	2.71	1.61	4.37
4S-QG1-H2-UNI	0.273	3.56	106.09	170.30	212.50	2.47	2.80	3.10	2.79	1.61	4.48
4S-QG2-H1-TRI	0.311	3.95	123.09	199.40	214.30	2.63	3.16	3.20	3.00	1.62	4.85
4S-QG2-H1-UNI	0.311	3.67	143.48	216.50	246.70	2.52	2.97	3.13	2.87	1.51	4.34
4S-QG2-H2-TRI	0.311	3.43	95.59	158.80	190.60	2.42	2.81	3.09	2.77	1.66	4.60
4S-QG2-H2-UNI	0.311	3.53	109.67	171.70	217.80	2.46	2.88	3.27	2.87	1.57	4.49
5S-QG1-H1-TRI	0.349	3.79	119.45	186.30	203.00	2.57	3.15	3.27	2.99	1.56	4.67
5S-QG1-H1-UNI	0.349	3.38	138.31	202.00	233.90	2.40	2.85	3.10	2.78	1.46	4.07
5S-QG1-H2-TRI	0.349	3.38	96.55	141.70	177.40	2.40	2.85	3.26	2.84	1.47	4.16
5S-QG1-H2-UNI	0.349	3.45	113.53	166.10	205.80	2.43	2.90	3.28	2.87	1.46	4.20
5S-QG2-H1-TRI	0.398	3.94	123.41	191.30	206.50	2.62	3.39	3.53	3.18	1.55	4.93
5S-QG2-H1-UNI	0.398	3.49	147.20	210.10	239.40	2.45	3.05	3.28	2.93	1.43	4.18
5S-QG2-H2-TRI	0.398	3.38	99.67	158.10	180.90	2.40	2.97	3.20	2.86	1.59	4.53
5S-QG2-H2-UNI	0.398	3.43	113.86	167.80	212.50	2.42	3.01	3.45	2.96	1.47	4.36

جدول ۴-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل $10 \times 10 - 0.05$

مدل و بارگذاری	T (s)	μ	V_x (ton)	V_y (ton)	V_z (ton)	R_μ (Newmark)	R_μ (Miranda)	R_μ (Nasar)	R_μ (Ave)	R_s	R
1S-QG1-H1-TRI	0.082	3.85	119.25	206.70	248.00	1.92	2.14	1.88	1.98	1.73	3.44
1S-QG1-H1-UNI	0.082	3.85	119.25	206.70	248.00	1.92	2.14	1.88	1.98	1.73	3.44
1S-QG1-H2-TRI	0.082	5.33	118.47	225.90	251.00	2.22	2.53	1.95	2.24	1.91	4.27
1S-QG1-H2-UNI	0.082	5.33	118.47	225.90	251.00	2.22	2.53	1.95	2.24	1.91	4.27
1S-QG2-H1-TRI	0.093	3.84	116.67	207.60	248.40	2.11	2.23	1.97	2.10	1.78	3.74
1S-QG2-H1-UNI	0.093	3.84	116.67	207.60	248.40	2.11	2.23	1.97	2.10	1.78	3.74
1S-QG2-H2-TRI	0.093	5.41	113.24	227.10	251.40	2.50	2.68	2.07	2.42	2.01	4.84
1S-QG2-H2-UNI	0.093	5.41	113.24	227.10	251.40	2.50	2.68	2.07	2.42	2.01	4.84
2S-QG1-H1-TRI	0.143	3.53	123.67	202.00	247.10	2.46	2.39	2.34	2.39	1.63	3.91
2S-QG1-H1-UNI	0.143	3.39	127.53	209.30	253.50	2.40	2.32	2.29	2.34	1.64	3.84
2S-QG1-H2-TRI	0.143	3.97	122.57	209.30	248.90	2.63	2.59	2.39	2.54	1.71	4.33
2S-QG1-H2-UNI	0.143	4.47	132.17	227.10	261.60	2.82	2.80	2.46	2.69	1.72	4.62
2S-QG2-H1-TRI	0.163	3.43	122.40	202.00	247.10	2.42	2.41	2.44	2.42	1.65	4.00
2S-QG2-H1-UNI	0.163	3.41	126.02	213.10	254.80	2.41	2.40	2.39	2.40	1.69	4.06
2S-QG2-H2-TRI	0.163	3.81	127.74	210.60	250.10	2.57	2.61	2.49	2.56	1.65	4.21
2S-QG2-H2-UNI	0.163	4.65	135.81	231.40	262.90	2.88	2.99	2.64	2.84	1.70	4.83
3S-QG1-H1-TRI	0.211	3.74	122.72	213.70	237.10	2.55	2.75	2.66	2.65	1.74	4.62
3S-QG1-H1-UNI	0.211	3.11	133.21	202.90	252.70	2.28	2.38	2.61	2.42	1.52	3.69
3S-QG1-H2-TRI	0.211	3.95	123.44	208.60	229.30	2.63	2.86	2.73	2.74	1.69	4.63
3S-QG1-H2-UNI	0.211	3.91	139.57	221.20	257.40	2.61	2.84	2.80	2.75	1.58	4.36
3S-QG2-H1-TRI	0.240	3.87	127.27	216.80	242.90	2.60	2.91	2.89	2.80	1.70	4.77
3S-QG2-H1-UNI	0.240	3.11	138.15	205.40	254.40	2.28	2.45	2.72	2.48	1.49	3.69
3S-QG2-H2-TRI	0.240	4.11	127.62	215.60	232.00	2.69	3.05	2.93	2.89	1.69	4.88
3S-QG2-H2-UNI	0.240	4.03	143.53	226.70	259.50	2.66	3.00	2.99	2.88	1.58	4.56
4S-QG1-H1-TRI	0.282	4.72	120.76	199.60	235.10	2.91	3.54	3.63	3.36	1.65	5.55
4S-QG1-H1-UNI	0.282	4.79	133.29	225.00	259.10	2.93	3.57	3.62	3.37	1.69	5.69
4S-QG1-H2-TRI	0.282	3.85	122.75	201.50	217.80	2.59	3.01	3.03	2.88	1.64	4.72
4S-QG1-H2-UNI	0.282	4.02	144.63	224.60	251.80	2.65	3.12	3.18	2.98	1.55	4.63
4S-QG2-H1-TRI	0.322	4.79	128.23	202.70	241.00	2.93	3.72	3.93	3.53	1.58	5.58
4S-QG2-H1-UNI	0.322	4.90	142.21	231.00	259.90	2.97	3.78	3.88	3.54	1.62	5.76
4S-QG2-H2-TRI	0.322	4.03	131.27	207.80	220.70	2.66	3.24	3.28	3.06	1.58	4.84
4S-QG2-H2-UNI	0.322	3.70	148.47	254.80	222.00	2.53	3.02	2.84	2.80	1.72	4.80
5S-QG1-H1-TRI	0.358	3.50	129.59	200.80	219.60	2.45	2.96	3.11	2.84	1.55	4.40
5S-QG1-H1-UNI	0.358	2.89	147.99	191.60	247.10	2.19	2.51	2.98	2.56	1.29	3.31
5S-QG1-H2-TRI	0.358	3.81	119.93	191.60	210.40	2.57	3.18	3.33	3.03	1.60	4.84
5S-QG1-H2-UNI	0.358	3.64	142.62	213.50	245.40	2.51	3.06	3.29	2.95	1.50	4.42
5S-QG2-H1-TRI	0.409	3.66	133.24	207.80	225.40	2.51	3.21	3.35	3.03	1.56	4.72
5S-QG2-H1-UNI	0.409	2.86	152.92	196.50	249.30	2.17	2.58	2.99	2.58	1.28	3.32
5S-QG2-H2-TRI	0.409	4.00	127.73	199.10	212.90	2.65	3.47	3.59	3.23	1.56	5.04
5S-QG2-H2-UNI	0.409	4.01	152.19	225.90	250.60	2.65	3.47	3.66	3.26	1.48	4.84

جدول ۵-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل $10 \times 10 - 0.1$

مدل و بارگذاری	T (s)	μ	V_x (ton)	V_y (ton)	V_z (ton)	R_μ (Newmark)	R_μ (Miranda)	R_μ (Nasar)	R_μ (Ave)	R_s	R
1S-QG1-H1-TRI	0.082	3.49	119.72	189.90	243.70	1.84	2.02	1.93	1.93	1.59	3.06
1S-QG1-H1-UNI	0.082	3.49	119.72	189.90	243.70	1.84	2.02	1.93	1.93	1.59	3.06
1S-QG1-H2-TRI	0.082	5.36	118.14	222.50	249.70	2.23	2.54	1.96	2.24	1.88	4.23
1S-QG1-H2-UNI	0.082	5.36	118.14	222.50	249.70	2.23	2.54	1.96	2.24	1.88	4.23
1S-QG2-H1-TRI	0.093	3.51	116.16	191.40	244.10	2.02	2.11	2.02	2.05	1.65	3.37
1S-QG2-H1-UNI	0.093	3.51	116.16	191.40	244.10	2.02	2.11	2.02	2.05	1.65	3.37
1S-QG2-H2-TRI	0.093	5.46	112.99	225.00	247.90	2.51	2.69	2.08	2.42	1.99	4.83
1S-QG2-H2-UNI	0.093	5.46	112.99	225.00	247.90	2.51	2.69	2.08	2.42	1.99	4.83
2S-QG1-H1-TRI	0.143	3.18	119.09	182.10	237.40	2.32	2.22	2.38	2.30	1.53	3.52
2S-QG1-H1-UNI	0.143	3.17	126.90	195.70	249.30	2.31	2.21	2.33	2.28	1.54	3.52
2S-QG1-H2-TRI	0.143	4.36	122.25	227.60	238.60	2.78	2.76	2.33	2.62	1.86	4.88
2S-QG1-H2-UNI	0.143	4.48	127.19	225.90	260.80	2.82	2.81	2.46	2.70	1.78	4.79
2S-QG2-H1-TRI	0.163	3.20	121.37	184.40	239.40	2.32	2.30	2.50	2.37	1.52	3.60
2S-QG2-H1-UNI	0.163	3.23	124.48	197.40	251.80	2.34	2.31	2.46	2.37	1.59	3.76
2S-QG2-H2-TRI	0.163	4.51	126.59	232.30	239.90	2.83	2.93	2.50	2.75	1.84	5.05
2S-QG2-H2-UNI	0.163	4.67	131.11	229.70	262.50	2.89	3.00	2.66	2.85	1.75	4.99
3S-QG1-H1-TRI	0.212	3.08	119.13	177.80	231.20	2.27	2.43	2.82	2.51	1.49	3.74
3S-QG1-H1-UNI	0.212	2.97	134.06	190.60	248.00	2.22	2.36	2.77	2.45	1.42	3.48
3S-QG1-H2-TRI	0.212	3.94	118.89	205.90	228.50	2.62	2.95	2.91	2.83	1.73	4.90
3S-QG1-H2-UNI	0.212	3.96	138.72	220.80	256.50	2.63	2.96	2.99	2.86	1.59	4.56
3S-QG2-H1-TRI	0.241	3.09	121.84	179.30	233.90	2.28	2.37	2.72	2.45	1.47	3.61
3S-QG2-H1-UNI	0.241	3.01	137.31	191.40	250.10	2.24	2.32	2.69	2.42	1.39	3.37
3S-QG2-H2-TRI	0.241	4.12	126.72	211.30	232.80	2.69	2.95	2.80	2.82	1.67	4.69
3S-QG2-H2-UNI	0.241	4.06	143.89	225.40	258.60	2.67	2.92	2.84	2.81	1.57	4.40
4S-QG1-H1-TRI	0.284	3.06	123.30	177.00	225.00	2.26	2.50	2.90	2.55	1.44	3.66
4S-QG1-H1-UNI	0.284	2.90	138.56	183.70	245.00	2.19	2.39	2.93	2.50	1.33	3.32
4S-QG1-H2-TRI	0.284	3.84	119.02	198.00	217.10	2.58	3.01	3.05	2.88	1.66	4.79
4S-QG1-H2-UNI	0.284	3.93	139.00	221.60	251.00	2.62	3.07	3.15	2.95	1.59	4.70
4S-QG2-H1-TRI	0.324	3.05	127.21	176.60	228.50	2.26	2.57	3.04	2.62	1.39	3.64
4S-QG2-H1-UNI	0.324	2.97	142.66	193.50	243.90	2.22	2.51	2.92	2.55	1.36	3.46
4S-QG2-H2-TRI	0.324	4.03	126.99	205.10	220.00	2.66	3.24	3.30	3.07	1.62	4.95
4S-QG2-H2-UNI	0.324	3.82	142.54	222.50	254.40	2.58	3.10	3.28	2.99	1.56	4.66
5S-QG1-H1-TRI	0.359	3.07	124.72	175.30	219.60	2.27	2.65	3.06	2.66	1.41	3.73
5S-QG1-H1-UNI	0.359	2.85	143.31	179.70	241.70	2.17	2.48	3.07	2.57	1.25	3.22
5S-QG1-H2-TRI	0.359	3.75	119.44	189.80	209.70	2.55	3.14	3.30	3.00	1.59	4.76
5S-QG1-H2-UNI	0.359	3.63	138.13	211.70	244.50	2.50	3.06	3.30	2.95	1.53	4.53
5S-QG2-H1-TRI	0.410	3.01	130.87	174.30	223.80	2.24	2.70	3.15	2.70	1.33	3.59
5S-QG2-H1-UNI	0.410	2.83	148.23	181.60	245.90	2.16	2.56	3.13	2.62	1.23	3.20
5S-QG2-H2-TRI	0.410	3.97	123.61	197.30	212.50	2.63	3.45	3.58	3.22	1.60	5.14
5S-QG2-H2-UNI	0.410	3.97	147.63	223.70	249.70	2.63	3.45	3.64	3.24	1.52	4.91

جدول ۶-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل 0.15 - 10 × 10

مدل و بارگذاری	T (s)	μ	V_x (ton)	V_y (ton)	V_z (ton)	R_μ (Newmark)	R_μ (Miranda)	R_μ (Nasar)	R_μ (Ave)	R_s	R
1S-QG1-H1-TRI	0.085	3.80	114.75	194.30	234.70	1.96	2.15	1.91	2.01	1.69	3.40
1S-QG1-H1-UNI	0.085	3.80	114.75	194.30	234.70	1.96	2.15	1.91	2.01	1.69	3.40
1S-QG1-H2-TRI	0.085	4.72	117.59	211.30	244.90	2.16	2.42	1.96	2.18	1.80	3.92
1S-QG1-H2-UNI	0.085	4.72	117.59	211.30	244.90	2.16	2.42	1.96	2.18	1.80	3.92
1S-QG2-H1-TRI	0.096	3.80	111.68	196.50	235.10	2.15	2.23	1.99	2.13	1.76	3.74
1S-QG2-H1-UNI	0.096	3.80	111.68	196.50	235.10	2.15	2.23	1.99	2.13	1.76	3.74
1S-QG2-H2-TRI	0.096	4.82	112.36	214.40	245.40	2.43	2.56	2.07	2.35	1.91	4.49
1S-QG2-H2-UNI	0.096	4.82	112.36	214.40	245.40	2.43	2.56	2.07	2.35	1.91	4.49
2S-QG1-H1-TRI	0.145	3.35	120.80	186.30	235.10	2.39	2.31	2.36	2.35	1.54	3.63
2S-QG1-H1-UNI	0.145	4.11	115.77	219.50	235.50	2.69	2.66	2.31	2.55	1.90	4.84
2S-QG1-H2-TRI	0.145	3.35	123.80	199.10	248.40	2.39	2.31	2.34	2.34	1.61	3.77
2S-QG1-H2-UNI	0.145	4.50	124.65	222.00	259.10	2.83	2.82	2.49	2.71	1.78	4.83
2S-QG2-H1-TRI	0.164	3.37	122.73	188.70	237.40	2.40	2.39	2.48	2.42	1.54	3.72
2S-QG2-H1-UNI	0.164	3.43	127.70	203.70	251.00	2.42	2.42	2.46	2.43	1.60	3.88
2S-QG2-H2-TRI	0.164	4.28	120.15	226.10	236.30	2.75	2.83	2.46	2.68	1.88	5.05
2S-QG2-H2-UNI	0.164	4.65	128.06	226.30	261.20	2.88	3.00	2.68	2.85	1.77	5.04
3S-QG1-H1-TRI	0.213	3.28	118.29	184.00	230.40	2.36	2.49	2.70	2.52	1.56	3.91
3S-QG1-H1-UNI	0.213	3.17	134.19	196.90	249.30	2.31	2.42	2.68	2.47	1.47	3.63
3S-QG1-H2-TRI	0.213	3.91	118.56	202.30	226.50	2.61	2.85	2.75	2.74	1.71	4.67
3S-QG1-H2-UNI	0.213	4.09	132.99	219.50	256.10	2.68	2.94	2.89	2.84	1.65	4.68
3S-QG2-H1-TRI	0.242	3.28	122.11	186.30	233.50	2.36	2.56	2.84	2.58	1.53	3.94
3S-QG2-H1-UNI	0.242	3.23	135.98	202.00	252.70	2.34	2.53	2.81	2.56	1.49	3.80
3S-QG2-H2-TRI	0.242	4.06	121.91	209.00	230.40	2.67	3.03	2.96	2.88	1.71	4.95
3S-QG2-H2-UNI	0.242	4.08	137.95	223.30	257.80	2.68	3.04	3.04	2.92	1.62	4.73
4S-QG1-H1-TRI	0.285	3.26	122.22	180.50	223.80	2.35	2.64	2.96	2.65	1.48	3.91
4S-QG1-H1-UNI	0.285	3.05	138.76	191.00	245.90	2.26	2.50	2.93	2.56	1.38	3.52
4S-QG1-H2-TRI	0.285	3.79	118.45	194.80	216.10	2.57	2.98	3.05	2.87	1.64	4.71
4S-QG1-H2-UNI	0.285	3.84	131.96	214.80	249.30	2.58	3.02	3.16	2.92	1.63	4.75
4S-QG2-H1-TRI	0.326	3.23	128.70	182.40	227.30	2.34	2.70	3.08	2.71	1.42	3.83
4S-QG2-H1-UNI	0.326	3.08	141.69	195.70	249.30	2.27	2.59	3.03	2.63	1.38	3.63
4S-QG2-H2-TRI	0.326	3.97	121.44	201.20	219.30	2.63	3.21	3.30	3.05	1.66	5.05
4S-QG2-H2-UNI	0.326	4.27	137.29	226.30	254.00	2.75	3.41	3.53	3.23	1.65	5.32
5S-QG1-H1-TRI	0.361	3.25	127.14	177.40	218.20	2.35	2.79	3.16	2.76	1.40	3.85
5S-QG1-H1-UNI	0.361	3.00	146.95	187.10	242.10	2.24	2.60	3.08	2.64	1.27	3.36
5S-QG1-H2-TRI	0.361	3.72	114.35	187.00	208.60	2.54	3.13	3.31	2.99	1.64	4.89
5S-QG1-H2-UNI	0.361	3.56	131.40	207.80	241.70	2.47	3.01	3.27	2.92	1.58	4.62
5S-QG2-H1-TRI	0.413	3.20	133.58	179.70	226.00	2.32	2.86	3.27	2.82	1.35	3.79
5S-QG2-H1-UNI	0.413	2.99	151.38	191.80	246.70	2.23	2.69	3.15	2.69	1.27	3.41
5S-QG2-H2-TRI	0.413	3.92	112.95	194.80	211.10	2.62	3.42	3.56	3.20	1.72	5.52
5S-QG2-H2-UNI	0.413	3.89	134.46	220.80	248.40	2.60	3.40	3.61	3.20	1.64	5.26

جدول ۶-۷- پارامترهای لرزه‌ای مدل 0.2 - 10×10

مدل و بارگذاری	T (s)	μ	V_x (ton)	V_y (ton)	V_z (ton)	R_μ (Newmark)	R_μ (Miranda)	R_μ (Nasar)	R_μ (Ave)	R_s	R
1S-QG1-H1-TRI	0.083	3.92	118.26	208.60	241.70	1.96	2.18	1.87	2.00	1.76	3.53
1S-QG1-H1-UNI	0.083	3.92	118.26	208.60	241.70	1.96	2.18	1.87	2.00	1.76	3.53
1S-QG1-H2-TRI	0.083	4.61	109.23	205.50	239.40	2.11	2.38	1.94	2.14	1.88	4.03
1S-QG1-H2-UNI	0.083	4.61	109.23	205.50	239.40	2.11	2.38	1.94	2.14	1.88	4.03
1S-QG2-H1-TRI	0.095	3.95	119.57	210.50	242.50	2.17	2.27	1.96	2.13	1.76	3.76
1S-QG2-H1-UNI	0.095	3.95	119.57	210.50	242.50	2.17	2.27	1.96	2.13	1.76	3.76
1S-QG2-H2-TRI	0.095	4.67	112.26	207.80	240.60	2.35	2.50	2.05	2.30	1.85	4.26
1S-QG2-H2-UNI	0.095	4.67	112.26	207.80	240.60	2.35	2.50	2.05	2.30	1.85	4.26
2S-QG1-H1-TRI	0.146	3.72	116.93	195.70	238.60	2.54	2.49	2.39	2.47	1.67	4.14
2S-QG1-H1-UNI	0.146	4.00	124.89	216.50	254.40	2.65	2.61	2.40	2.55	1.73	4.43
2S-QG1-H2-TRI	0.146	4.16	116.37	218.30	235.10	2.71	2.68	2.33	2.57	1.88	4.83
2S-QG1-H2-UNI	0.146	4.58	125.63	220.80	258.60	2.86	2.86	2.52	2.74	1.76	4.82
2S-QG2-H1-TRI	0.165	3.74	119.58	198.10	241.30	2.55	2.58	2.53	2.55	1.66	4.23
2S-QG2-H1-UNI	0.165	3.98	123.59	218.20	255.20	2.64	2.70	2.53	2.62	1.77	4.63
2S-QG2-H2-TRI	0.165	4.33	121.17	224.60	235.90	2.77	2.86	2.49	2.71	1.85	5.02
2S-QG2-H2-UNI	0.165	4.70	130.04	225.90	260.30	2.90	3.02	2.70	2.87	1.74	4.99
3S-QG1-H1-TRI	0.215	3.58	121.96	190.60	230.00	2.48	2.67	2.76	2.64	1.56	4.12
3S-QG1-H1-UNI	0.215	3.52	131.58	206.30	252.30	2.46	2.63	2.76	2.62	1.57	4.10
3S-QG1-H2-TRI	0.215	3.89	117.99	200.00	224.60	2.60	2.84	2.76	2.73	1.70	4.64
3S-QG1-H2-UNI	0.215	4.35	131.54	222.00	254.80	2.77	3.09	2.97	2.94	1.69	4.97
3S-QG2-H1-TRI	0.244	3.59	124.74	192.20	233.90	2.49	2.75	2.93	2.72	1.54	4.20
3S-QG2-H1-UNI	0.244	3.59	136.20	210.60	255.20	2.49	2.75	2.92	2.72	1.55	4.21
3S-QG2-H2-TRI	0.244	4.05	121.08	204.70	229.30	2.66	3.03	2.99	2.89	1.69	4.89
3S-QG2-H2-UNI	0.244	4.19	137.76	221.60	256.90	2.72	3.11	3.11	2.98	1.61	4.79
4S-QG1-H1-TRI	0.288	3.55	121.30	185.20	223.00	2.47	2.83	3.08	2.79	1.53	4.27
4S-QG1-H1-UNI	0.288	3.36	137.06	199.90	248.40	2.39	2.71	3.04	2.71	1.46	3.96
4S-QG1-H2-TRI	0.288	3.76	112.62	191.30	214.70	2.55	2.97	3.06	2.86	1.70	4.86
4S-QG1-H2-UNI	0.288	3.76	126.32	210.10	246.70	2.55	2.97	3.15	2.89	1.66	4.81
4S-QG2-H1-TRI	0.329	3.54	127.99	187.50	226.90	2.47	2.92	3.23	2.87	1.46	4.21
4S-QG2-H1-UNI	0.329	3.40	145.92	206.30	251.80	2.41	2.82	3.16	2.80	1.41	3.95
4S-QG2-H2-TRI	0.329	3.95	112.21	198.30	217.80	2.63	3.20	3.31	3.05	1.77	5.38
4S-QG2-H2-UNI	0.329	4.15	130.18	222.50	252.30	2.70	3.33	3.49	3.18	1.71	5.43
5S-QG1-H1-TRI	0.364	3.54	125.75	181.30	216.80	2.47	3.01	3.32	2.93	1.44	4.22
5S-QG1-H1-UNI	0.364	3.27	145.56	198.40	243.70	2.35	2.81	3.18	2.78	1.36	3.79
5S-QG1-H2-TRI	0.364	3.70	105.45	185.20	207.20	2.53	3.12	3.31	2.99	1.76	5.24
5S-QG1-H2-UNI	0.364	3.53	125.54	203.90	239.80	2.46	3.00	3.28	2.91	1.62	4.73
5S-QG2-H1-TRI	0.416	3.52	130.34	184.20	221.40	2.46	3.12	3.45	3.01	1.41	4.25
5S-QG2-H1-UNI	0.416	3.30	149.82	203.30	248.40	2.37	2.95	3.30	2.87	1.36	3.90
5S-QG2-H2-TRI	0.416	3.88	104.87	191.60	210.40	2.60	3.40	3.56	3.19	1.83	5.82
5S-QG2-H2-UNI	0.416	3.83	123.59	217.40	246.30	2.58	3.36	3.58	3.17	1.76	5.58

در بخش بعدی، این پارامترها با رسم نمودار بررسی شده و با یکدیگر مقایسه می‌گردد.

۵-۶- پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه

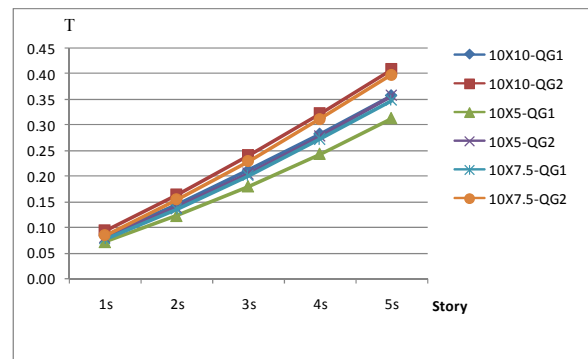
در این بخش پارامترهای لرزه‌ای از جمله دوره تناوب و نسبت شکل‌پذیری مدل‌های مورد بررسی، ضریب شکل‌پذیری آن‌ها، ضریب مقاومت افزون مدل‌ها و همچنین ضریب رفتار آن‌ها با رسم نمودار بررسی شده و با یکدیگر مقایسه می‌گردد.

۶-۵-۱- بررسی زمان تناوب مدل‌ها

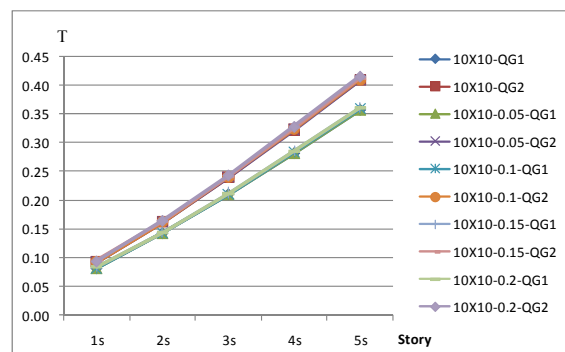
با دقت در جداول (۶-۱ تا ۶-۷)، مشاهده می‌شود که زمان تناوب مدل‌ها در محدوده ۰/۰۷۱ تا ۰/۴۱۶ ثانیه تغییر می‌نماید. جهت نشان‌دادن تغییرات زمان تناوب نسبت به تغییر نسبت طول به عرض مدل، زمان تناوب مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 در شکل (۶-۳۳) نشان داده شده است. همچنین جهت نشان‌دادن تغییرات زمان تناوب نسبت به تغییر میزان خروج از مرکزیت، زمان تناوب مدل‌های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$ در شکل (۶-۳۴) نشان داده شده است. مقایسه این نمودارها نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات، زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد. همچنین زمان تناوب مربوط به کرانه بالای بارگذاری ثقلی (Q_{G2})، بیش از زمان تناوب مربوط به کرانه پایین بارگذاری ثقلی (Q_{G1}) می‌باشد. به عبارت دیگر با افزایش کرانه بارگذاری ثقلی، زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد، اگرچه تأثیرش بر روی زمان تناوب، کمتر از تأثیر افزایش ارتفاع بر زمان تناوب می‌باشد.

نمودار شکل (۶-۳۳) نشان می‌دهد که با افزایش نسبت طول به عرض مدل، زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد. همچنین با توجه این نمودار شکل (۶-۳۴)، واضح است که منحنی‌های مدل‌های با پلان یکسان با خروج از مرکزیت‌های متفاوت و با کرانه بارگذاری ثقلی یکسان، بر یکدیگر منطبق بوده و

بنابراین خروج از مرکزیت بر روی زمان تناوب سازه تأثیری نداشته و تنها عامل تأثیرگذار بر روی زمان تناوب، نسبت ابعاد پلان مدل، ارتفاع مدل و کران بارگذاری ثقلی وارد بر آن می‌باشد.



شکل ۳۳-۶- نمودار زمان تناوب مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10



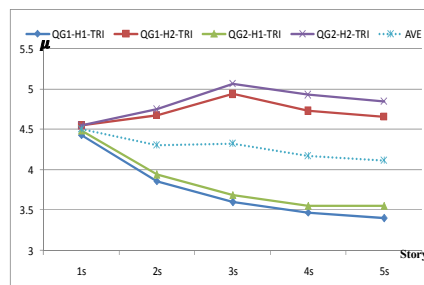
شکل ۳۴-۶- نمودار زمان تناوب مدل‌های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$

۶-۵-۲- بررسی نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها

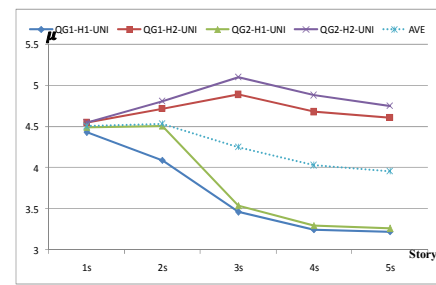
در اشکال (۳۵-۶) الی (۴۸-۶)، نمودار نسبت شکل‌پذیری مدل‌ها با پلان‌های مختلف، به تفکیک

الگوهای بارگذاری جانبی نشان داده شده است. در تمام این نمودارها، محور افقی، تعداد طبقات مدل و

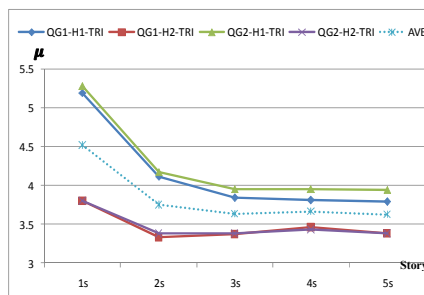
محور قائم، نسبت شکل‌پذیری آن (μ) می‌باشد.



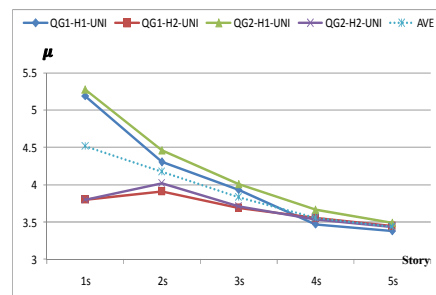
شکل ۶-۳۶- نمودار شکل پذیری مدل 5×10 با الگوی مثلثی



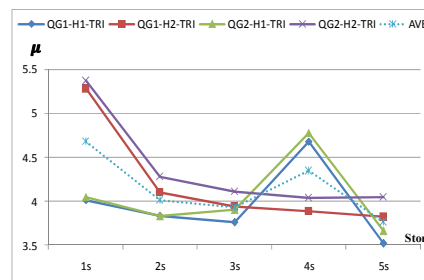
شکل ۶-۳۵- نمودار شکل پذیری مدل 5×10 با الگوی یکنواخت



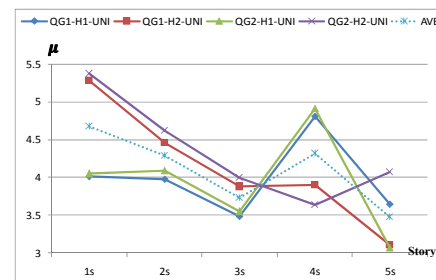
شکل ۶-۳۸- نمودار شکل پذیری مدل 7.5×10 با الگوی مثلثی



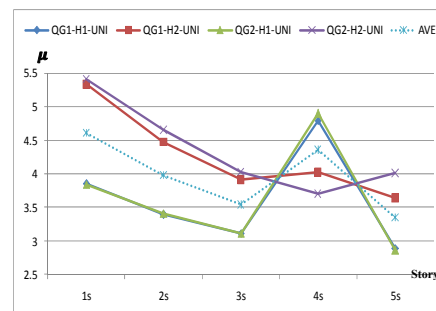
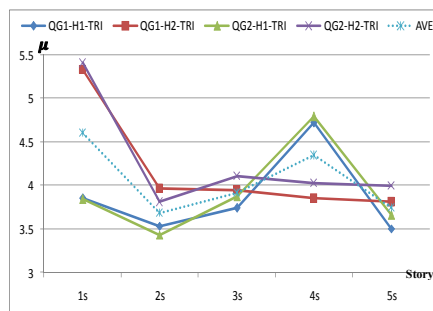
شکل ۶-۳۷- نمودار شکل پذیری مدل 7.5×10 با الگوی یکنواخت



شکل ۶-۴۰- نمودار شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی مثلثی

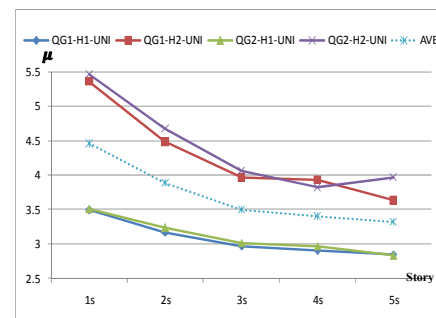
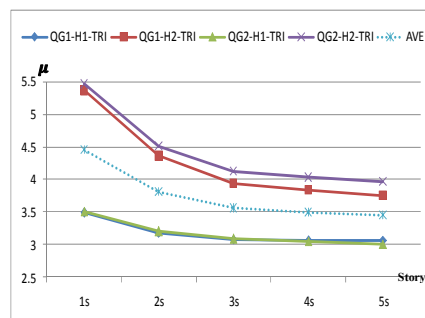


شکل ۶-۳۹- نمودار شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی یکنواخت



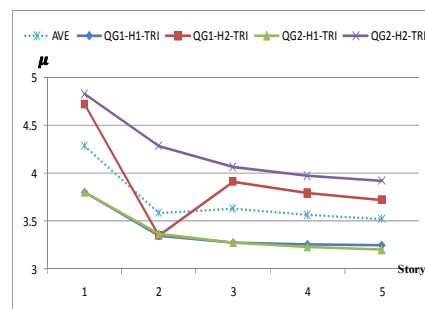
شکل ۴۲-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی مثلثی

شکل ۴۱-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی یکنواخت

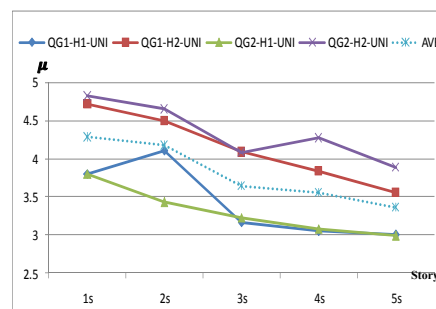


شکل ۴۴-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی مثلثی

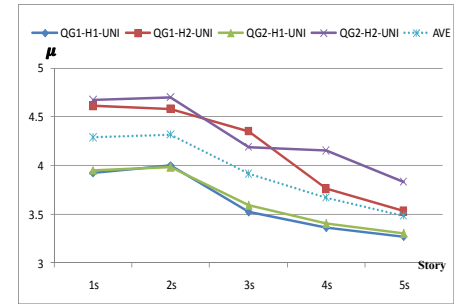
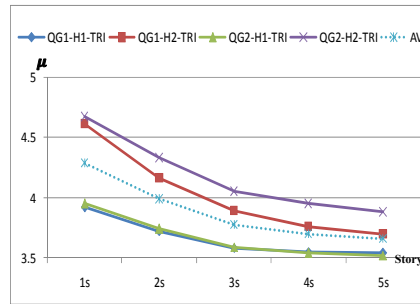
شکل ۴۳-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی یکنواخت



شکل ۴۶-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی مثلثی



شکل ۴۵-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی یکنواخت



شکل ۴۷-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی یکنواخت شکل ۴۸-۶- نمودار شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی مثلثی

در منحنی‌های متوسط نسبت شکل پذیری که در اشکال (۳۵-۶) تا (۴۸-۶) با خط‌چین نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که عموماً نسبت شکل پذیری سازه با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. با مقایسه الگوهای بارگذاری ثقلی هر مدل، کران بالای بارگذاری ثقلی، نسبت شکل پذیری بیشتری را نسبت به کران پایین بارگذاری ثقلی نشان می‌دهد. همچنین با مقایسه الگوهای بارگذاری جانبی مربوط به هر مدل، مشاهده می‌شود که الگوی بار مثلثی، شکل پذیری بالاتری را در مقایسه با الگوی بار یکنواخت به دست می‌دهد.

با توجه به نمودارهای مربوط به مدل 5×10 (اشکال ۳۵-۶ و ۳۶-۶) که نسبت شکل پذیری آن‌ها از محدوده $3/22$ تا $5/1$ متغیر است، مشاهده می‌شود که نسبت شکل پذیری سازه، برای بارگذاری جانبی در جهت عرضی (H_2)، بیشتر از جهت طولی (H_1) می‌باشد. علت آن شاید این باشد که در جهت عرضی، ساختمان از سختی خمشی کمتری نسبت به جهت طولی برخوردار بوده و بنابراین با کاهش سختی، نسبت شکل پذیری سازه افزایش می‌یابد.

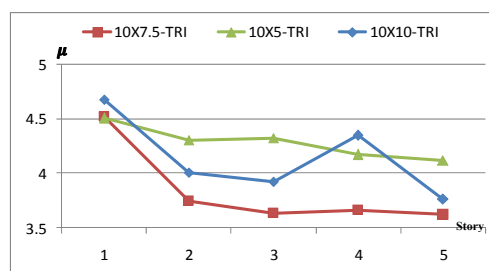
در نمودارهای مربوط به مدل 7.5×10 (اشکال ۳۷-۶ و ۳۸-۶) مشاهده می‌شود که نسبت شکل پذیری آن‌ها که در محدوده $3/33$ تا $5/28$ متغیر است، برای بارگذاری جانبی در جهت طولی (H_1)، بیشتر از جهت عرضی (H_2) می‌باشد. علت این امر آن است که در این مدل، اندازه طول و عرض سازه به

یکدیگر نزدیک بوده و سختی خمشی دو جهت طولی و عرضی به یکدیگر نزدیک می‌باشد. بنابراین در جهت طولی، تأثیر عدم وجود بار فشاری تیرچه بر روی دیوارها، بر تأثیر فزونی داشتن سختی خمشی در این جهت حاکم شده و نسبت شکل‌پذیری در این مدل، برخلاف مدل 5×10 برای بارگذاری جانبی در جهت طولی بیشتر از جهت عرضی می‌شود.

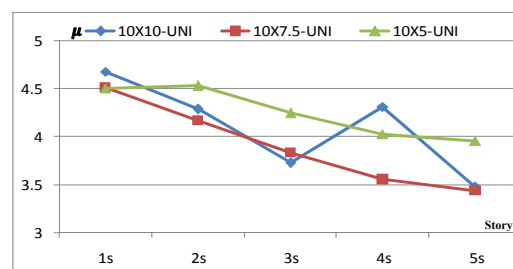
در نمودارهای مربوط به مدل 10×10 (اشکال ۶-۳۹ و ۶-۴۰) که نسبت شکل‌پذیری آن‌ها از محدوده $3/07$ تا $5/37$ متغیر است، مشاهده می‌شود که نسبت شکل‌پذیری سازه، برای بارگذاری جانبی در جهت H_2 بیشتر از جهت تیرچه‌ریزی (H_1) می‌باشد که این امر از عدم وجود نیروی فشاری ناشی از تیرچه‌ها بر روی دیوارهای جهت H_2 ناشی می‌شود.

در مدل‌های با خروج از مرکزیت که نسبت شکل‌پذیری آن‌ها از محدوده $2/83$ تا $5/46$ متغیر است، (اشکال ۶-۴۱ تا ۶-۴۸)، مشاهده می‌گردد که نسبت شکل‌پذیری سازه، برای بارگذاری جانبی در جهت خروج از مرکزیت (H_2)، بیشتر از جهت H_1 می‌باشد. علت این امر شاید این باشد که با بارگذاری جانبی در جهت H_1 ، در سازه پیچش ایجاد شده و نسبت شکل‌پذیری آن کاهش می‌یابد.

جهت نشان‌دادن تغییرات نسبت شکل‌پذیری نسبت به تغییر نسبت طول به عرض مدل، متوسط نسبت شکل‌پذیری مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 ، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی، در اشکال (۶-۴۹) و (۶-۵۰) نشان داده شده است.



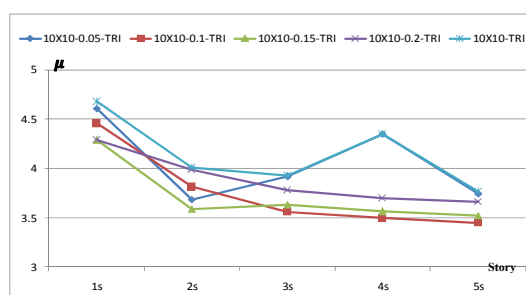
شکل ۶-۴۹- نمودار متوسط نسبت شکل‌پذیری مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی



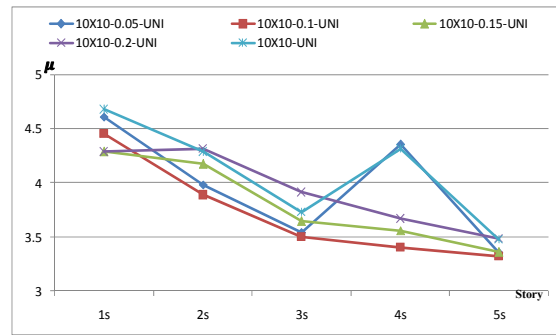
شکل ۵۰-۶- نمودار متوسط نسبت شکل پذیری مدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت

مقایسه این نمودارها نشان می‌دهد که با تغییر نسبت طول به عرض مدل، نسبت شکل پذیری حداکثر، مربوط به پلان با نسبت طول به عرض ۲ (مدل 5×10) و نسبت شکل پذیری حداقل، مربوط به پلان با نسبت طول به عرض $1/3.3$ (مدل 7.5×10) می‌باشد.

جهت نشان دادن تغییرات نسبت شکل پذیری نسبت به تغییر میزان خروج از مرکزیت، متوسط نسبت شکل پذیری مدل های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$ ، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، به ترتیب در اشکال (۵۱-۶) و (۵۲-۶) نشان داده شده است.



شکل ۵۱-۶- نمودار متوسط نسبت شکل پذیری مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی

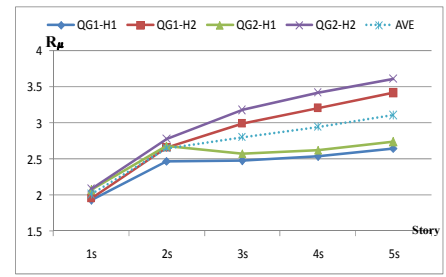
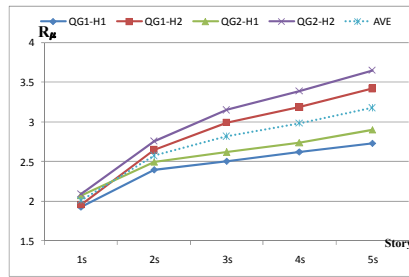


شکل ۶-۵۲- نمودار متوسط نسبت شکل‌پذیری مدل 10×10 و مدل‌های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت

با توجه به این نمودارها مشاهده می‌گردد که در بین مدل‌های فوق، در بیشتر موارد، نسبت شکل‌پذیری حداکثر مربوط به مدل بدون خروج از مرکزیت (مدل 10×10) می‌باشد. نکته دیگر آن‌که اگرچه در مدل‌های ۱ طبقه، با افزایش خروج از مرکزیت، نسبت شکل‌پذیری سازه کاهش می‌یابد، اما با افزایش بیشتر تعداد طبقات، این روند دنبال نمی‌شود. در مدل‌های ۲ تا ۵ طبقه، با افزایش خروج از مرکزیت تا ۱۰ درصد بعد پلان، نسبت شکل‌پذیری سازه روند نزولی داشته و سپس با افزایش بیشتر خروج از مرکزیت تا ۲۰ درصد بعد پلان، نسبت شکل‌پذیری سازه روندی صعودی را دنبال می‌نماید. بنابراین در مدل‌های ۲ تا ۵ طبقه، نسبت شکل‌پذیری حداقل مربوط به مدل با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد می‌باشد.

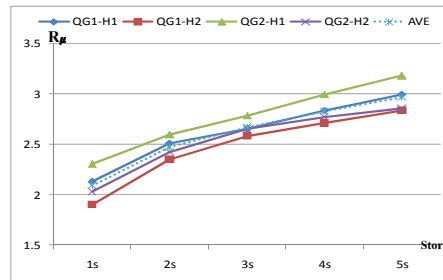
۶-۵-۳- بررسی ضرایب شکل‌پذیری مدل‌ها

در اشکال (۶-۵۳) الی (۶-۶۶)، نمودار ضرایب شکل‌پذیری (میانگین ضرایب شکل‌پذیری نیومارک-هال [۵۴]، میراندا- برترو [۶۲] و ناسار-کراوینکلر [۶۱]) مدل‌ها با پلان‌های مختلف به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی نشان داده شده است. در تمام این نمودارها، محور افقی، تعداد طبقات مدل و محور قائم، ضریب شکل‌پذیری آن (R_μ) می‌باشد.

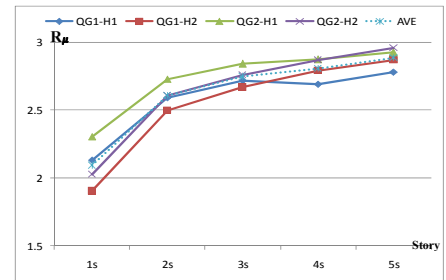


شکل ۶-۵۴- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 5×10 با الگوی مثلثی

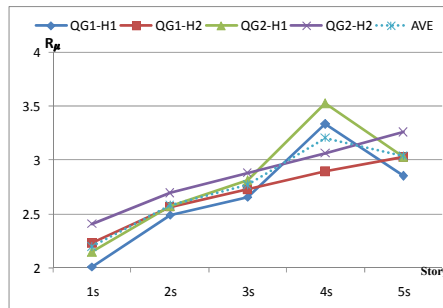
شکل ۶-۵۳- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 5×10 با الگوی یکنواخت



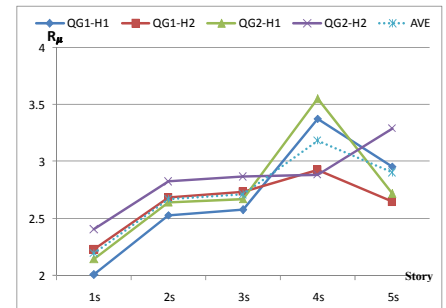
شکل ۶-۵۶- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 7.5×10 با الگوی مثلثی



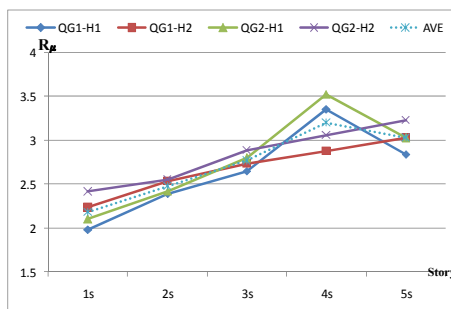
شکل ۶-۵۵- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 7.5×10 با الگوی یکنواخت



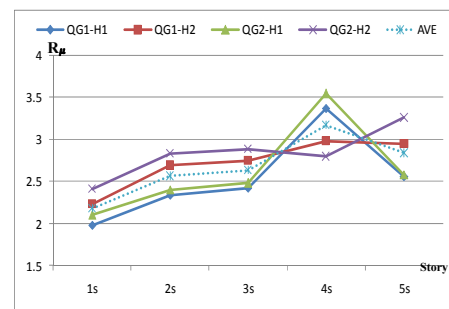
شکل ۶-۵۸- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی مثلثی



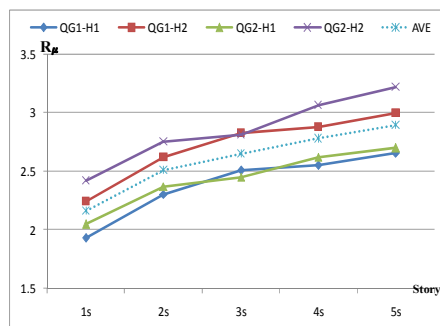
شکل ۶-۵۷- نمودار ضریب شکل پذیری مدل 10×10 با الگوی یکنواخت



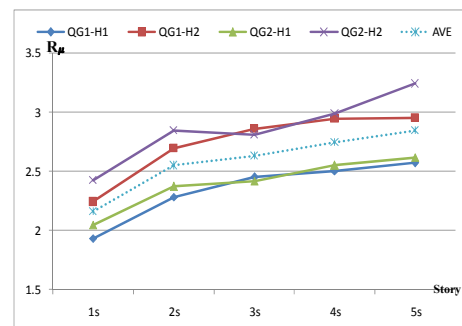
شکل ۶۰- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی مثلثی



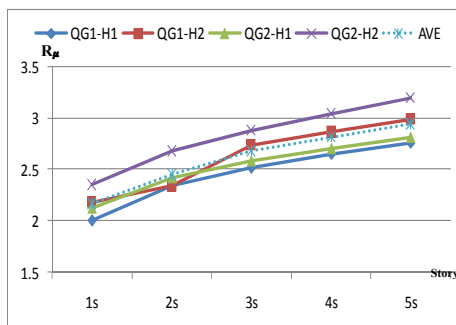
۵۹- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی یکنواخت



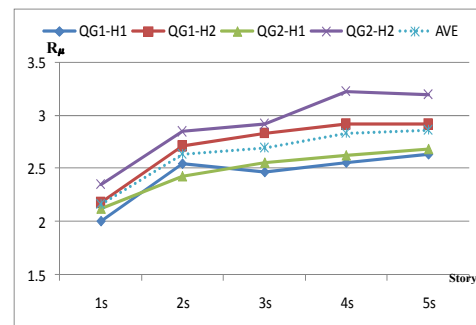
شکل ۶۲- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی مثلثی



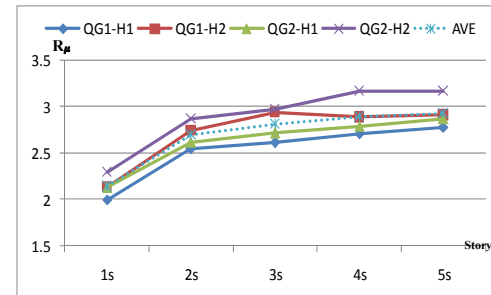
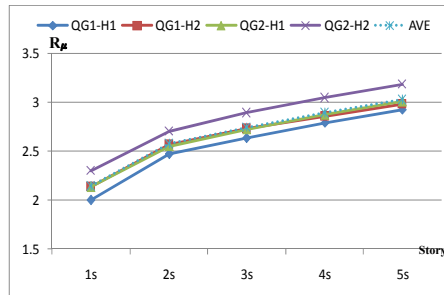
۶۱- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی یکنواخت



شکل ۶۴- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی مثلثی



۶۳- نمودار ضریب شکل پذیری مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی یکنواخت



شکل ۶-۶- نمودار ضریب شکل پذیری مدل ۱۰×۱۰-۰.۲ با الگوی یکنواخت شکل ۶-۶- نمودار ضریب شکل پذیری مدل ۱۰×۱۰-۰.۲ با الگوی مثلثی

در منحنی‌های متوسط ضریب شکل‌پذیری که در اشکال (۶-۵۳) تا (۶-۶۶) با خط‌چین نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که در اکثر مدل‌ها، ضریب شکل‌پذیری سازه برخلاف نسبت شکل‌پذیری، با افزایش تعداد طبقات (افزایش ارتفاع سازه) افزایش می‌یابد. لازم به ذکر می‌باشد که اگرچه با توجه به روابط نیومارک-هال [۵۴]، میراندا-برترو [۶۲] و ناسار-کراوینکلر [۶۱]، ضریب شکل‌پذیری رابطه مستقیم با نسبت شکل‌پذیری سازه دارد، اما پارامتر تأثیرگذار دیگر بر روی ضریب شکل‌پذیری، دوره تناوب سازه می‌باشد که با افزایش ارتفاع سازه روند صعودی دارد. نتیجتاً معلوم می‌گردد که تأثیر دوره تناوب سازه بر روی ضریب شکل‌پذیری، بیش از تأثیر نسبت شکل‌پذیری بر روی این ضریب می‌باشد.

با مقایسه الگوهای بارگذاری ثقلی هر مدل، کرانه بالای بار ثقلی، ضریب شکل‌پذیری بیشتری را نسبت به کرانه پایین بار ثقلی نشان می‌دهد. همچنین با مقایسه الگوهای بارگذاری جانبی مربوط به هر مدل، مشاهده می‌شود که الگوی بار مثلثی، ضریب شکل‌پذیری بالاتری را در مقایسه با الگوی بار یکنواخت نشان می‌دهد.

در منحنی‌های مربوط به مدل ۵×۱۰ (اشکال ۶-۵۳ و ۶-۵۴) که ضریب شکل‌پذیری آن از حدود ۱/۹۳ تا ۳/۶۵ متغیر است، مشاهده می‌شود که ضریب شکل‌پذیری مربوط به بارگذاری جانبی در جهت عرضی (H_2)، بیشتر از جهت طولی (H_1) می‌باشد. علت آن شاید این باشد که جهت طولی ساختمان از

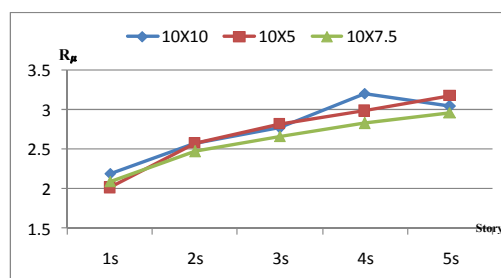
سختی خمشی بالاتری نسبت به جهت عرضی ساختمان برخورددار بوده و با افزایش سختی، نسبت شکل پذیری سازه و در نتیجه ضریب شکل پذیری آن کاهش می یابد.

نمودارهای مربوط به مدل 7.5×10 (اشکال ۵۵-۶ و ۵۶-۶) که ضریب شکل پذیری آن از حدود $1/9$ تا $3/18$ متغیر است، نشان می دهد که ضریب شکل پذیری مربوط به بارگذاری جانبی در جهت طولی (H_1)، بیش از جهت عرضی (H_2) می باشد. علت این امر آن است که در این مدل، اندازه طول و عرض سازه به یکدیگر نزدیک بوده و سختی خمشی دو جهت طولی و عرضی به یکدیگر نزدیک می باشد. بنابراین با بارگذاری جانبی در جهت طولی، تأثیر عدم وجود بار فشاری تیرچه بر روی دیوارها، بر تأثیر فزونی داشتن سختی خمشی در این جهت حاکم شده و نسبت شکل پذیری در این مدل و در نتیجه، ضریب شکل پذیری، برخلاف مدل 5×10 برای بارگذاری جانبی در جهت طولی بیشتر از جهت عرضی می شود.

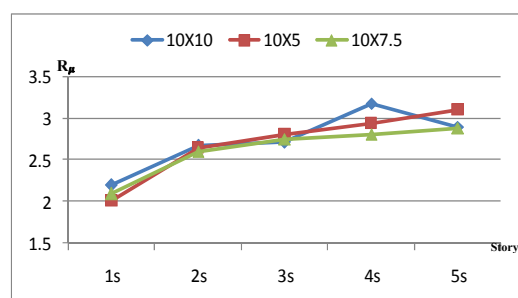
در منحنی های مربوط به مدل 10×10 (اشکال ۵۷-۶ و ۵۸-۶) که ضریب شکل پذیری آن از حدود ۲ تا $3/55$ متغیر است، مشاهده می شود که ضریب شکل پذیری مربوط به بارگذاری جانبی در جهت H_2 ، بیش از جهت تیرچه ریزی (H_1) می باشد که این امر از بیشتر شدن نسبت شکل پذیری به دلیل عدم وجود نیروی فشاری ناشی از تیرچه ها بر روی دیوارهای جهت H_2 ناشی می گردد.

همچنین در مدل های با خروج از مرکزیت، (اشکال ۵۹-۶ تا ۶۶-۶) که ضریب شکل پذیری آن از حدود $1/93$ تا $3/54$ متغیر است، مشاهده می گردد که ضریب شکل پذیری مربوط به بارگذاری جانبی در جهت خروج از مرکزیت (H_2)، بیش از جهت H_1 می باشد. علت این امر شاید این باشد که با بارگذاری جانبی در جهت H_1 ، به واسطه خروج از مرکزیت، در سازه پیچش ایجاد شده و نسبت شکل پذیری و در نتیجه ضریب شکل پذیری آن کاهش می یابد.

جهت نشان دادن تغییرات ضریب شکل پذیری نسبت به تغییر نسبت طول به عرض مدل، متوسط ضرایب شکل پذیری مدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 ، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، به ترتیب در اشکال (۶-۶۷ و ۶-۶۸) نشان داده شده است.



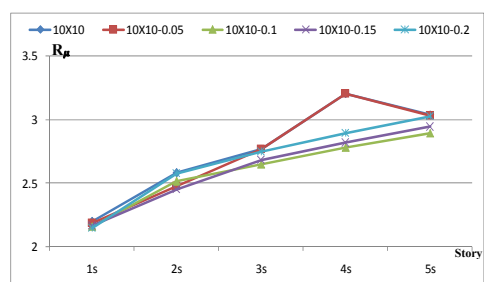
شکل ۶-۶۷- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی



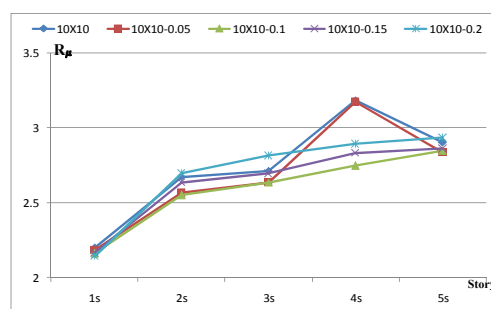
شکل ۶-۶۸- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت

مقایسه این نمودارها نشان می دهد که با تغییر نسبت طول به عرض مدل، غالباً ضریب شکل پذیری حداکثر، مربوط به پلان با نسبت طول به عرض ۲ (مدل 5×10) و ضریب شکل پذیری حداقل، مربوط به پلان با نسبت طول به عرض $1/33$ (مدل 7.5×10) می باشد. با مقایسه این نمودارها با نمودارهای اشکال (۶-۴۹ و ۶-۵۰) مشاهده می شود که نتایج حاصل از نمودارهای فوق، بر نتایج حاصل از نمودارهای نسبت شکل پذیری منطبق می باشد.

جهت نشان دادن تغییرات ضریب شکل پذیری نسبت به تغییر میزان خروج از مرکزیت، متوسط ضرایب شکل پذیری مدل های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$ ، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، به ترتیب در اشکال (۶-۶۹) و (۶-۷۰) نشان داده شده است.



شکل ۶-۶۹- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی



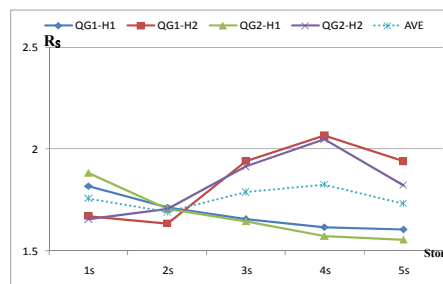
شکل ۶-۷۰- نمودار متوسط ضرایب شکل پذیری مدل 10×10 و مدل های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت

در این نمودارها مشاهده می گردد که عموماً ضریب شکل پذیری حداکثر، مربوط به مدل بدون خروج از مرکزیت (مدل 10×10) می باشد. البته اگرچه در مدل های ۱ طبقه، با افزایش میزان خروج از مرکزیت، ضریب شکل پذیری سازه کاهش می یابد، اما در مدل های با تعداد طبقات بیشتر این روند دنبال نمی شود. در مدل های ۲ تا ۵ طبقه با افزایش خروج از مرکزیت تا ۱۰ درصد بعد پلان، ضریب شکل پذیری سازه روند نزولی داشته و سپس با افزایش بیشتر خروج از مرکزیت تا ۲۰ درصد بعد پلان، ضریب

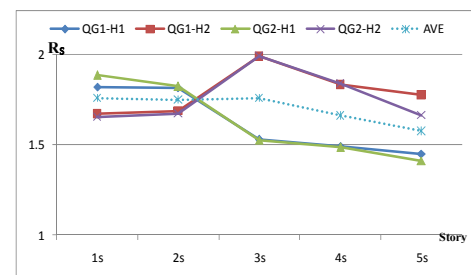
شکل‌پذیری سازه روندی صعودی را دنبال می‌نماید. بنابراین در مدل‌های ۲ تا ۵ طبقه، کمترین ضریب شکل‌پذیری مربوط به مدل با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد می‌باشد. با مقایسه این نمودارها با نمودارهای اشکال (۴۹-۶ و ۵۰-۶) مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از نمودارهای فوق، بر نتایج حاصل از نمودارهای نسبت شکل‌پذیری منطبق می‌باشد.

۴-۵-۶- بررسی ضرایب مقاومت افزون مدل‌ها

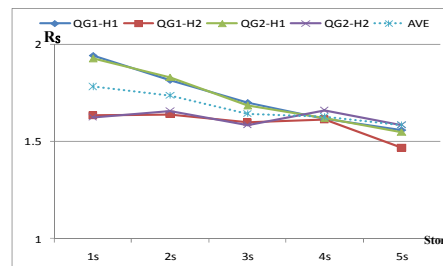
در اشکال (۷۱-۶) الی (۸۴-۶)، نمودار ضرایب مقاومت افزون مدل‌ها با پلان‌های مختلف، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی نشان داده شده است. در تمام این نمودارها، محور افقی، تعداد طبقات مدل و محور قائم، ضریب مقاومت افزون (R_s) آن می‌باشد.



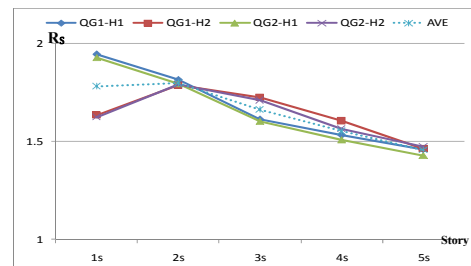
شکل ۶-۷۲- نمودار ضریب مقاومت مدل ۵×۱۰ با الگوی مثلثی



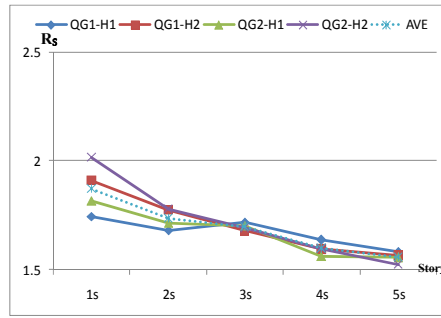
شکل ۶-۷۱- نمودار ضریب مقاومت مدل ۵×۱۰ با الگوی یکنواخت



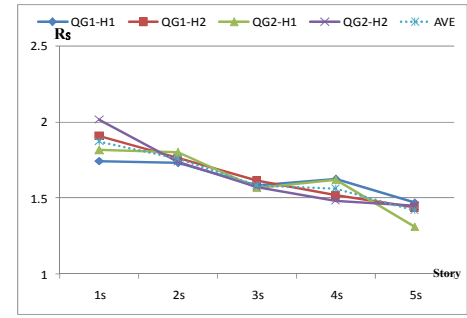
شکل ۶-۷۴- نمودار ضریب مقاومت مدل ۷.۵×۱۰ با الگوی مثلثی



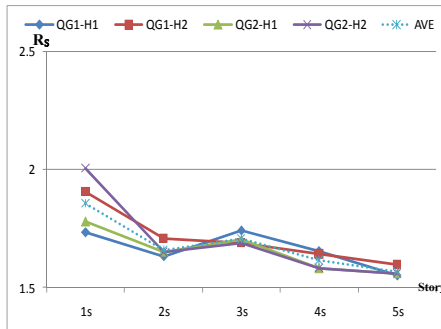
شکل ۶-۷۳- نمودار ضریب مقاومت مدل ۷.۵×۱۰ با الگوی یکنواخت



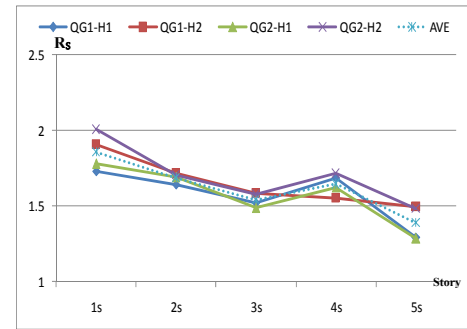
شکل ۶-۷۶- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10 با الگوی مثلثی



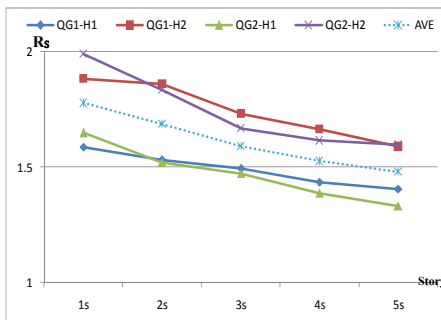
شکل ۶-۷۵- نمودار ضریب مقاومت مدل 10×10 با الگوی یکنواخت



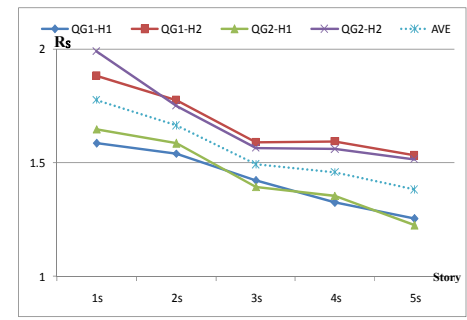
شکل ۶-۷۸- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی مثلثی



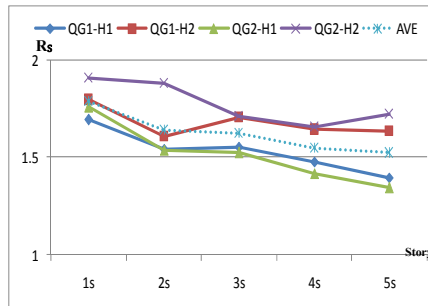
شکل ۶-۷۷- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی یکنواخت



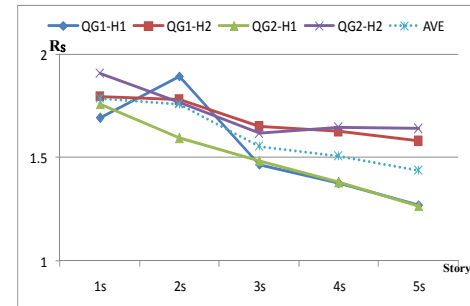
شکل ۶-۸۰- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی مثلثی



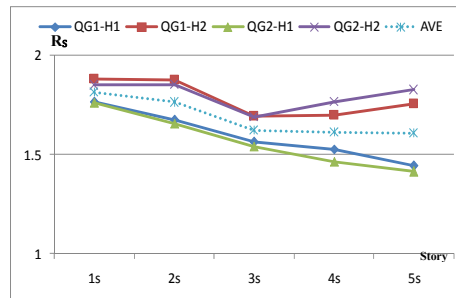
شکل ۶-۷۹- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی یکنواخت



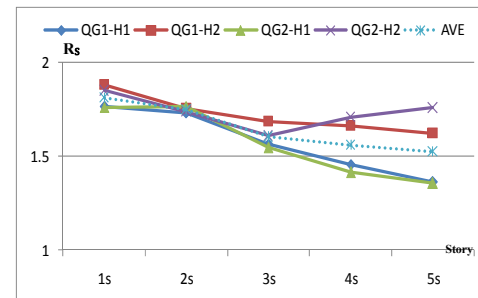
شکل ۶-۸۲- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی مثلثی



شکل ۶-۸۱- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی یکنواخت



شکل ۶-۸۴- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی مثلثی



شکل ۶-۸۳- نمودار ضریب مقاومت مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی یکنواخت

منحنی‌های متوسط ضریب مقاومت افزون که در اشکال (۶-۷۱) تا (۶-۸۴) با خط‌چین نشان داده شده است، نشان می‌دهد که در اکثر مدل‌ها، ضریب مقاومت افزون سازه برخلاف ضریب شکل‌پذیری، با افزایش تعداد طبقات (افزایش ارتفاع سازه) کاهش می‌یابد.

در منحنی‌های مربوط به مدل 5×10 (اشکال ۶-۷۱ و ۶-۷۲) و نیز منحنی‌های مربوط به مدل 7.5×10 (اشکال ۶-۷۳ و ۶-۷۴)، مشاهده می‌شود که ضریب مقاومت افزون آن‌ها که به‌ترتیب در محدوده $1/41$ تا $2/06$ و $1/42$ تا $1/94$ تغییر می‌کند، در مدل‌های با تعداد طبقه کمتر، برای بارگذاری جانبی در جهت طولی (H_1)، بیشتر از جهت عرضی (H_2) بوده و بالعکس، در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، مقدار

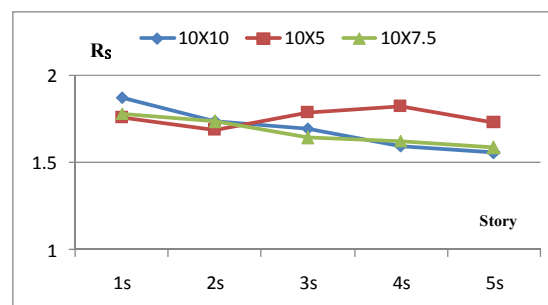
این ضریب در جهت عرضی (H_2) بیشتر از جهت طولی (H_1) می‌شود. با دقت بیشتر در جدول (۶-۲ و ۶-۳) مربوط به مدل‌های فوق، مشاهده می‌گردد که عموماً، برش حد تشکیل اولین مفصل (V_s) و نیز برش حد تسلیم سازه (V_y) برای بارگذاری جانبی در جهت طولی، بیشتر از جهت عرضی می‌باشد. این امر می‌تواند ناشی از این باشد که به دلیل بیشتر بودن سختی خمشی در راستای طولی، سازه برش پایه بیشتری را جهت تشکیل اولین مفصل و نیز رسیدن به حد تسلیم می‌طلبد. اما از آنجایی که در مدل‌های با تعداد طبقه کمتر، فاصله بین برش حد تشکیل اولین مفصل و برش حد تسلیم سازه، برای بارگذاری جانبی در جهت طولی بیشتر از جهت عرضی بوده و در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، این روند برعکس می‌شود، لذا نسبت برش حد تسلیم سازه به برش حد تشکیل اولین مفصل که همان ضریب مقاومت افزون سازه می‌باشد، برای مدل‌های کم ارتفاع در جهت طولی، بیشتر از جهت عرضی بوده و در مدل‌های با ارتفاع بیشتر، در جهت عرضی بیشتر از جهت طولی می‌شود.

در منحنی‌های مربوط به مدل 10×10 (اشکال ۶-۷۵ و ۶-۷۶)، مشاهده می‌شود که ضریب مقاومت افزون این مدل‌ها که در محدوده $1/31$ تا $2/01$ تغییر می‌کند، در مدل‌های با تعداد طبقه کمتر، برای بارگذاری جانبی در جهت H_2 ، اندکی بیش از جهت تیرچه‌ریزی (H_1) بوده و بالعکس، در مدل‌های با طبقات بیشتر، مقدار این ضریب برای بارگذاری جانبی در جهت تیرچه‌ریزی (H_1) بیشتر از جهت H_2 شده و با افزایش ارتفاع مدل، این اختلاف، فاحش‌تر می‌گردد. با دقت بیشتر در جدول (۶-۱) مربوط به مدل‌های فوق، مشاهده می‌گردد که در مدل‌های با ارتفاع بیشتر، برش حد تشکیل اولین مفصل (V_s) و نیز برش حد تسلیم سازه (V_y) برای بارگذاری جانبی در جهت تیرچه‌ریزی (H_1)، بیشتر از جهت H_2 می‌باشد. این امر می‌تواند ناشی از این باشد که با بالا رفتن ارتفاع، سازه نیروی برشی بیشتری را برای بارگذاری جانبی در جهت تیرچه‌ریزی (H_1) جهت غلبه بر نیروی فشاری اعمال شده توسط تیرچه‌ها برای رسیدن به حد تشکیل اولین مفصل (V_s) و نیز حد تسلیم سازه (V_y) می‌طلبد. از آنجایی که فاصله بین

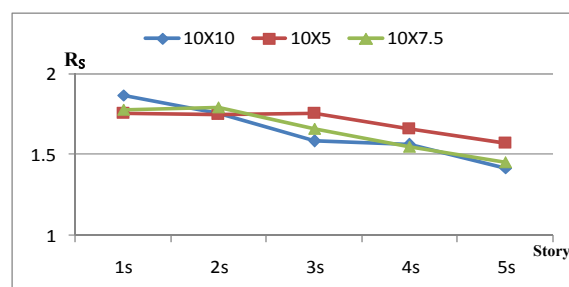
برش حد تشکیل اولین مفصل و برش حد تسلیم سازه، در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، با بارگذاری جانبی در جهت تیرچه‌ریزی (H_1)، بیشتر از جهت H_2 می‌باشد، لذا نسبت برش حد تسلیم سازه به برش حد تشکیل اولین مفصل که همان ضریب مقاومت افزون سازه می‌باشد، با بارگذاری جانبی در جهت H_2 بیشتر است.

در مدل‌های با خروج از مرکزیت (اشکال ۶-۷۷ تا ۶-۸۴) با ضریب مقاومت افزون در محدوده $1/22$ تا ۲، مشاهده می‌گردد که ضریب مقاومت افزون سازه، برای بارگذاری جانبی در جهت خروج از مرکزیت (H_2)، بیشتر از جهت H_1 می‌باشد. با دقت بیشتر در جدول (۶-۴ تا ۶-۶) مربوط به مدل‌های فوق، مشاهده می‌گردد که برش حد تشکیل اولین مفصل (V_s) و نیز برش حد تسلیم سازه (V_y) برای بارگذاری جانبی در جهت خروج از مرکزیت (H_2)، بیشتر از جهت H_1 می‌باشد. این امر می‌تواند ناشی از این باشد که سازه به دلیل پیچش ناشی از خروج از مرکزیت در جهت H_1 ، برش پایه کمتری را جهت تشکیل اولین مفصل و نیز رسیدن به حد تسلیم با بارگذاری جانبی در جهت H_1 می‌طلبد. از آنجایی که در مدل‌های فوق، فاصله بین برش حد تشکیل اولین مفصل و برش حد تسلیم سازه، در جهت خروج از مرکزیت (H_2) بیشتر از جهت H_1 بوده، لذا نسبت برش حد تسلیم سازه به برش حد تشکیل اولین مفصل که همان ضریب مقاومت افزون سازه می‌باشد، در جهت خروج از مرکزیت (H_2) بیشتر از جهت H_1 می‌شود.

جهت نشان دادن تغییرات ضریب مقاومت افزون نسبت به تغییر نسبت طول به عرض مدل، در مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 ، متوسط ضرایب مقاومت افزون به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی، در اشکال (۶-۸۵) و (۶-۸۶) نشان داده شده است.



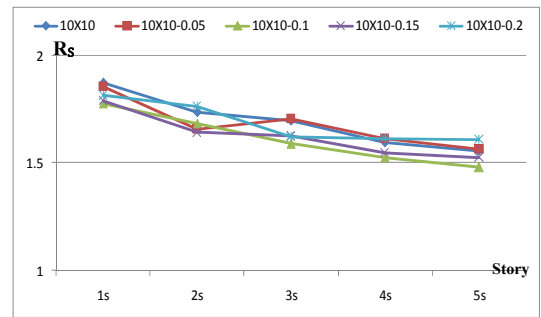
شکل ۶-۸۵- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی



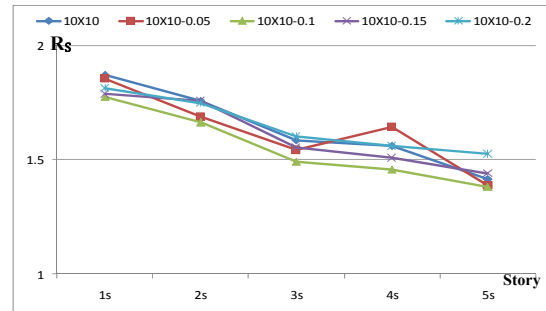
شکل ۶-۸۶- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت

مقایسه این نمودارها نشان می‌دهد که با تغییر نسبت طول به عرض در مدل‌های ۱ و ۲ طبقه، بیشترین ضریب مقاومت افزون مربوط به مدل 10×10 و کمترین آن مربوط به مدل 5×10 می‌باشد. در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر این روند برعکس شده و بیشترین ضریب مقاومت افزون مربوط به مدل 5×10 و کمترین آن مربوط به مدل 10×10 می‌باشد.

جهت نشان دادن تغییرات ضریب مقاومت افزون نسبت به تغییر خروج از مرکزیت، متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل‌های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$ ، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی، در اشکال (۶-۸۷) و (۶-۸۸) نشان داده شده است.



شکل ۶-۸۷- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل 10×10 و مدل‌های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی

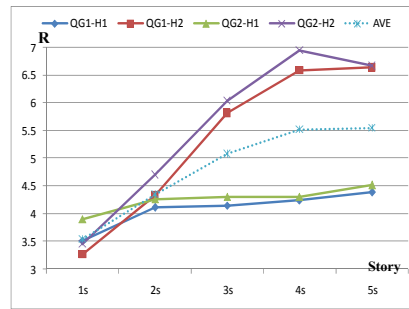


شکل ۶-۸۸- نمودار متوسط ضرایب مقاومت افزون مدل‌های 10×10 و مدل‌های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت

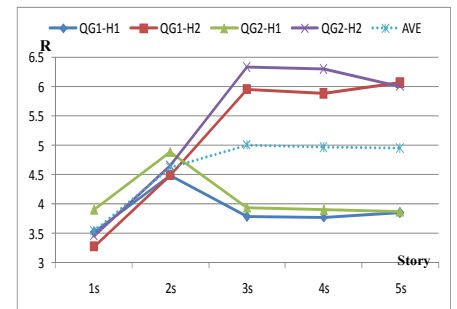
در این نمودارها مشاهده می‌گردد که در بین مدل‌های فوق، بجز مدل ۱ طبقه که در آن ضریب مقاومت افزون حداکثر مربوط به مدل بدون خروج از مرکزیت (10×10) است، در سایر مدل‌ها، ضریب مقاومت افزون حداکثر مربوط به مدل با خروج از مرکزیت ۲۰ درصد می‌باشد. همچنین در تمام مدل‌ها با افزایش میزان خروج از مرکزیت تا ۱۰ درصد، ضریب مقاومت افزون سازه روند نزولی داشته و سپس با افزایش بیشتر خروج از مرکزیت تا ۲۰ درصد، ضریب مقاومت افزون سازه افزایش می‌یابد. بنابراین کمترین ضریب مقاومت افزون مربوط به مدل با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد می‌باشد.

۵-۵-۶- بررسی ضرایب رفتار مدل‌ها

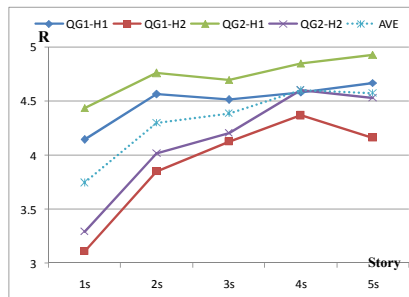
در اشکال (۶-۸۹) الی (۶-۱۰۲)، نمودار ضرایب رفتار مدل‌ها با پلان‌های مختلف، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی نشان داده شده است. در تمام این نمودارها، محور افقی، تعداد طبقات مدل و محور قائم، ضریب رفتار (R) آن می‌باشد.



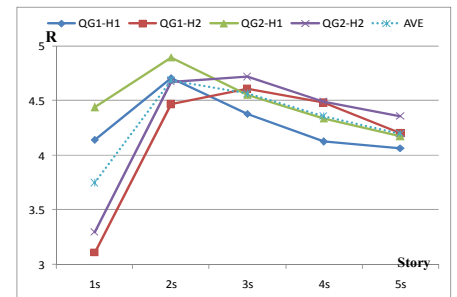
شکل ۶-۹۰- نمودار ضریب رفتار مدل 5×10 با الگوی مثلثی



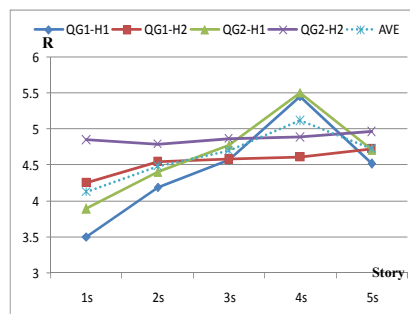
شکل ۶-۸۹- نمودار ضریب رفتار مدل 5×10 با الگوی یکنواخت



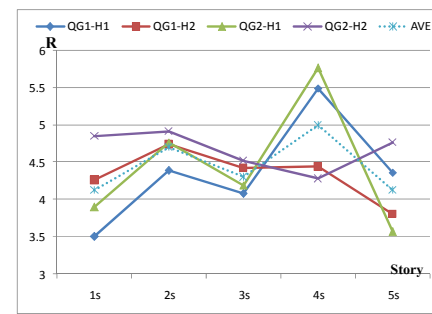
شکل ۶-۹۲- نمودار ضریب رفتار مدل 7.5×10 با الگوی مثلثی



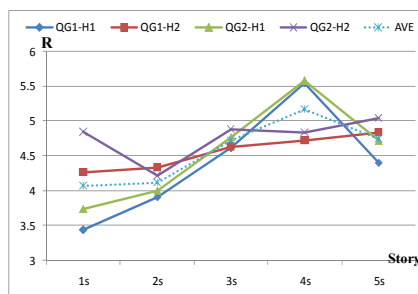
شکل ۶-۹۱- نمودار ضریب رفتار مدل 7.5×10 با الگوی یکنواخت



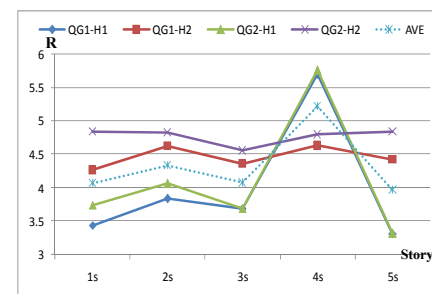
شکل ۶-۹۴- نمودار ضریب رفتار مدل 10×10 با الگوی مثلثی



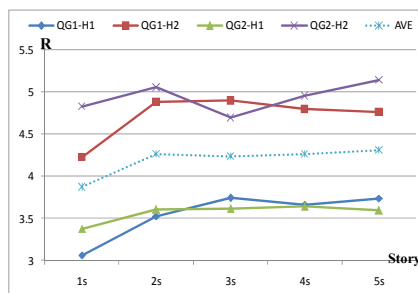
شکل ۶-۹۳- نمودار ضریب رفتار مدل 10×10 با الگوی یکنواخت



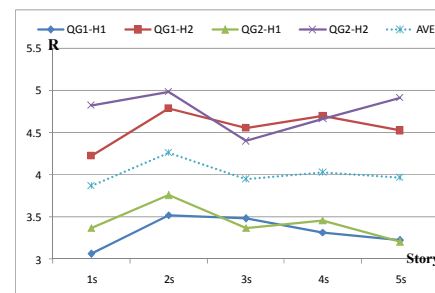
شکل ۶-۹۶- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی مثلثی



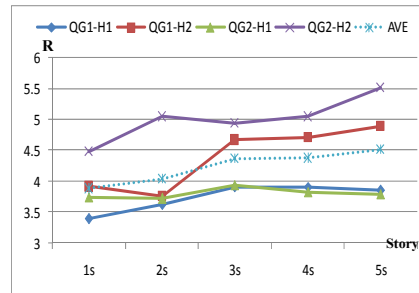
شکل ۶-۹۵- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.05$ با الگوی یکنواخت



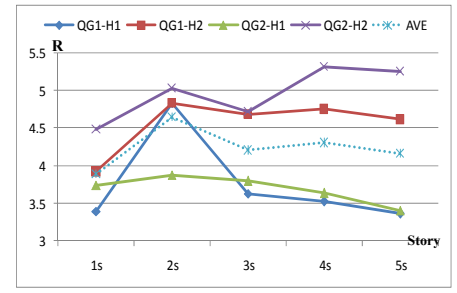
شکل ۶-۹۸- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی مثلثی



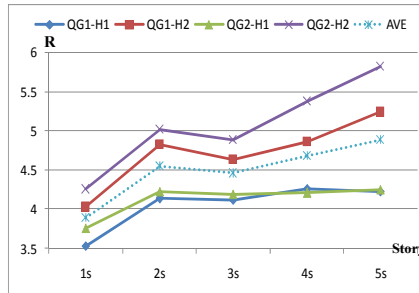
شکل ۶-۹۷- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.1$ با الگوی یکنواخت



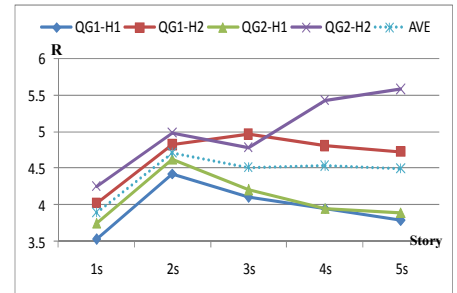
شکل ۶-۱۰- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی مثلثی



کل ۶-۹۹- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.15$ با الگوی یکنواخت



شکل ۶-۱۰۲- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی مثلثی



شکل ۶-۱۰۱- نمودار ضریب رفتار مدل $10 \times 10-0.2$ با الگوی یکنواخت

در منحنی‌های متوسط ضریب رفتار که در اشکال (۶-۸۹) تا (۶-۱۰۲) با خط‌چین نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که اگرچه در تمام مدل‌ها، ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه از ۱ طبقه به ۲ طبقه افزایش می‌یابد، اما این روند با افزایش بیشتر تعداد طبقات دنبال نمی‌شود. علت این امر این است که اگرچه ضریب شکل‌پذیری با افزایش تعداد طبقات، افزایش می‌یابد، اما بالعکس، ضریب مقاومت افزون، با افزایش تعداد طبقات، کاهش می‌یابد. بنابراین ضریب رفتار سازه که حاصل ضرب این دو پارامتر می‌باشد، در بعضی مدل‌ها، با افزایش تعداد طبقات روند صعودی داشته و در برخی دیگر، این روند، نزولی می‌باشد. با مقایسه الگوهای بارگذاری ثقلی هر مدل، معمولاً کرانه بالای بارگذاری ثقلی، ضریب رفتار بیشتری را نسبت به کرانه پایین بارگذاری ثقلی نشان می‌دهد. همچنین با مقایسه الگوهای بارگذاری

جانبی مربوط به هر مدل، مشاهده می‌شود که الگوی بار مثلثی، ضریب رفتار بالاتری را در مقایسه با الگوی بار یکنواخت نشان می‌دهد.

در منحنی‌های مربوط به مدل 5×10 (اشکال ۶-۸۹ و ۶-۹۰) که ضریب رفتار آن‌ها در محدوده $3/27$ تا $6/95$ تغییر می‌کند، مشاهده می‌شود که ضریب رفتار سازه، در مدل‌های ۱ و ۲ طبقه، برای بارگذاری جانبی در جهت طولی (H_1)، بیشتر از جهت عرضی (H_2) بوده و پس از آن، با افزایش بیشتر تعداد طبقات، مقدار این ضریب برای بارگذاری جانبی در جهت عرضی (H_2) بیشتر از جهت طولی (H_1) می‌شود. همان‌طور که در بخش (۶-۵-۳) ذکر شد، در تمام مدل‌ها، ضریب شکل‌پذیری برای بارگذاری جانبی در جهت عرضی (H_2)، بیشتر بوده ولی مطابق بخش (۶-۵-۴)، ضریب مقاومت افزون آن‌ها در مدل‌های با تعداد طبقه کمتر در جهت طولی (H_1)، بیشتر و بالعکس، در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، مقدار این ضریب در جهت عرضی (H_2) بیشتر از جهت دیگر می‌شود. بنابراین می‌توان این نتیجه را گرفت که در مدل‌های ۱ و ۲ طبقه، تأثیر ضریب مقاومت افزون بر روی ضریب رفتار سازه، بیش از تأثیر ضریب شکل‌پذیری بر روی این پارامتر می‌باشد.

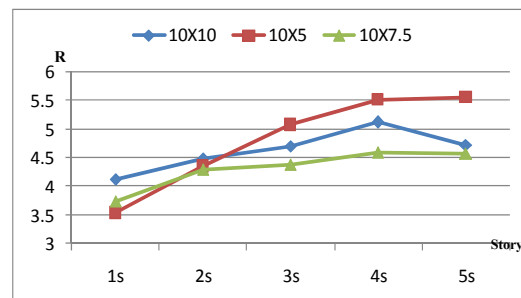
در منحنی‌های مربوط به مدل 7.5×10 (اشکال ۶-۹۱ و ۶-۹۲)، مشاهده می‌شود که ضریب رفتار سازه که در محدوده $3/11$ تا $4/92$ تغییر می‌کند، تقریباً روندی مشابه مدل 5×10 را دنبال می‌نماید. اگرچه در الگوی بار مثلثی مربوط به این مدل، در مدل‌های با طبقات مختلف، مقدار این ضریب در جهت طولی (H_1)، بیشتر از جهت عرضی (H_2) می‌باشد، اما با افزایش تعداد طبقات، مقدار این ضریب در جهت طولی و عرضی، به یکدیگر نزدیک می‌شود.

در منحنی‌های مربوط به مدل 10×10 (اشکال ۶-۹۳ و ۶-۹۴)، مشاهده می‌شود که ضریب رفتار سازه‌ها که در محدوده $3/5$ تا $5/76$ تغییر می‌کند، در مدل‌های با تعداد طبقات کمتر (۱ تا ۳ طبقه) برای بارگذاری جانبی در جهت H_2 ، بیشتر از جهت تیرچه‌ریزی (H_1) بوده و در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر،

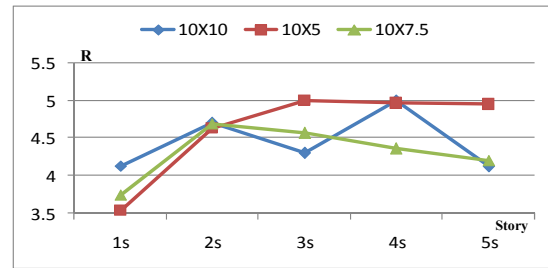
این ضریب برای بارگذاری جانبی در جهت تیرچه‌ریزی (H_1) بیشتر از جهت H_2 می‌باشد. همان‌طور که در بخش (۳-۵-۶) ذکر شد، ضریب شکل‌پذیری سازه، عموماً در جهت H_2 بیشتر از جهت تیرچه‌ریزی (H_1) می‌باشد. ولی مطابق بخش (۴-۵-۶)، ضریب مقاومت افزون آن‌ها در مدل‌های با تعداد طبقات کمتر، در جهت H_2 اندکی بیش از جهت تیرچه‌ریزی (H_1) بوده و بالعکس، در طبقات بالاتر، مقدار این ضریب در جهت تیرچه‌ریزی (H_1) بیش از جهت H_2 می‌شود. بنابراین می‌توان این نتیجه را گرفت که تأثیر ضریب مقاومت افزون بر روی ضریب رفتار سازه، بیش از تأثیر ضریب شکل‌پذیری بر روی این پارامتر می‌باشد.

در مدل‌های با خروج از مرکزیت، (اشکال ۹۵-۶ تا ۱۰۲-۶)، مشاهده می‌گردد که ضریب رفتار سازه که در محدوده ۳/۰۶ تا ۵/۸۲ تغییر می‌کند، در جهت خروج از مرکزیت (H_2)، بیشتر از جهت H_1 می‌باشد. همان‌طور که در بخش (۳-۵-۶) و (۴-۵-۶) ذکر شد، ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون سازه، عموماً در جهت خروج از مرکزیت (H_2)، بیشتر از جهت H_1 می‌باشد. بنابراین حاصل ضرب این دو ضریب، یعنی ضریب رفتار سازه نیز در این جهت بیشتر می‌شود.

جهت نشان‌دادن تغییرات ضریب رفتار نسبت به تغییر نسبت طول به عرض مدل، متوسط ضرایب رفتار مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 ، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، به ترتیب در اشکال (۱۰۳-۶) و (۱۰۴-۶) نشان داده شده است.



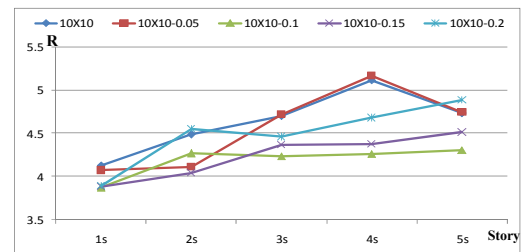
شکل ۶-۱۰۳- نمودار متوسط ضرایب رفتار مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار مثلثی



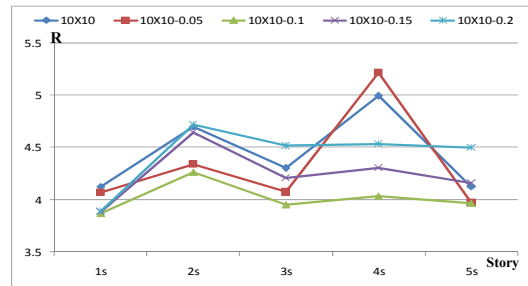
شکل ۶-۱۰- نمودار متوسط ضرایب رفتار مدل‌های 10×10 ، 5×10 و 7.5×10 با الگوی بار یکنواخت

مقایسه این نمودارها نشان می‌دهد که با تغییر نسبت طول به عرض مدل، در مدل‌های ۱ و ۲ طبقه، بیشترین ضریب رفتار مربوط به مدل 10×10 و کمترین آن مربوط به مدل 5×10 می‌باشد. در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، این روند برعکس شده و بیشترین ضریب رفتار مربوط به مدل 5×10 و کمترین آن مربوط به مدل 10×10 می‌باشد. با مقایسه این نمودارها با نمودارهای اشکال (۶-۸۵ و ۶-۸۶) مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از نمودارهای فوق، بر نتایج حاصل از نمودارهای ضریب مقاومت افزون منطبق می‌باشد که نشان‌دهنده این نکته می‌باشد که تأثیر ضریب مقاومت افزون بر ضریب رفتار، بیشتر از تأثیر ضریب شکل‌پذیری بر روی آن می‌باشد.

جهت نشان‌دادن تغییرات ضریب رفتار نسبت به تغییر میزان خروج از مرکزیت، متوسط ضرایب رفتار مدل‌های 10×10 ، $10 \times 10-0.05$ ، $10 \times 10-0.1$ ، $10 \times 10-0.15$ و $10 \times 10-0.2$ ، به تفکیک الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت، به ترتیب در اشکال (۶-۱۰۵ و ۶-۱۰۶) نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۰- نمودار متوسط ضرایب رفتار مدل 10×10 و مدل‌های با خروج از مرکزیت با الگوی مثلثی



شکل ۶-۱۰- نمودار متوسط ضرایب رفتار مدل 10×10 و مدل‌های با خروج از مرکزیت با الگوی یکنواخت

در این نمودارها مشاهده می‌گردد که در بین مدل‌های فوق، بجز مدل ۱ طبقه که در آن ضریب رفتار حداکثر مربوط به مدل بدون خروج از مرکزیت (مدل 10×10) است، در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر، ضریب رفتار حداکثر مربوط به مدل با خروج از مرکزیت ۲۰ درصد می‌باشد. همچنین با افزایش خروج از مرکزیت تا ۱۰ درصد بعد پلان، ضریب رفتار سازه روند نزولی داشته و سپس با افزایش بیشتر خروج از مرکزیت تا ۲۰ درصد بعد پلان، ضریب رفتار سازه افزایش می‌یابد. بنابراین کمترین ضریب رفتار، مربوط به مدل با خروج از مرکزیت ۱۰ درصد می‌باشد. با مقایسه این نمودارها با نمودارهای اشکال (۶-۸۷ و ۶-۸۶) مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از نمودارهای فوق، بر نتایج حاصل از نمودارهای ضریب مقاومت افزون منطبق می‌باشد که نشان‌دهنده این نکته می‌باشد که تأثیر ضریب مقاومت افزون بر ضریب رفتار، بیش از تأثیر ضریب شکل‌پذیری بر روی آن می‌باشد.

نتیجہ گیری و پیشنهادات

۷-۱- مقدمه

در این تحقیق، ابتدا ۳۵ مدل خطی سازه پانل ساندویچی با سیستم کامل پانلی با پلان‌های مختلف از جمله پلان مربع به ابعاد ۱۰ متر، مستطیل با ابعاد ۱۰×۵ متر و ۱۰×۷/۵ متر و نیز پلان‌های مربع به ابعاد ۱۰ متری با خروج از مرکزیت ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد بعد پلان، هریک از ۱ تا ۵ طبقه با استفاده از نرم‌افزار Etabs Nonlinear (ver 9.2.0) ساخته شده و براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران، آیین‌نامه ACI 318-05، و دستورالعمل طراحی و اجرای 3D پانل طراحی گردیده است. سپس مدل‌های غیرخطی فوق، با استفاده از نرم‌افزار CSI Perform-3D ساخته شده و براساس ضوابط دستورالعمل FEMA-356، تحلیل استاتیکی غیرخطی گردیده است. در نهایت به محاسبه ضرایب رفتار سازه‌های مورد مطالعه با استفاده روش یوانگ، و نیز محاسبه برخی از پارامترهای لرزه‌ای این سازه‌ها از قبیل زمان تناوب، نسبت شکل‌پذیری، ضریب شکل‌پذیری و ضریب افزایش مقاومت پرداخته شده است. همچنین برای کامل‌تر کردن این پژوهش، تأثیر عواملی همچون نسبت طول به عرض پلان، میزان خروج از مرکزیت، ارتفاع، جهت بارگذاری جانبی، الگوی بارگذاری جانبی و نیز الگوی بارگذاری ثقلی بر روی این پارامترها بررسی گردیده است. لازم به ذکر است که در این پایان‌نامه، برشگیرها در صفحات پانلی برای اولین بار مدل شده و بنابراین نتایج حاصله می‌تواند از قابلیت اعتماد بیشتری نسبت به تحقیقات گذشته برخوردار باشد.

۲-۷- نتیجه‌گیری

۱- با افزایش ارتفاع سازه، سطح زیر منحنی ظرفیت سازه، که نشان دهنده میزان انرژی مستهلک شده بار جانبی است، کاهش می‌یابد.

۲- با افزایش نسبت طول به عرض مدل، زمان تناوب آن افزایش می‌یابد. اما میزان خروج از مرکزیت بر روی زمان تناوب سازه تأثیری ندارد.

۳- با افزایش تعداد طبقات (افزایش ارتفاع سازه)، نسبت شکل‌پذیری (μ) سازه، کاهش یافته اما ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری (R_μ) افزایش می‌یابد.

۴- نسبت شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری سازه، برای الگوی کران بالای بار ثقلی بیش از الگوی کران پایین بار ثقلی می‌باشد. همچنین الگوی بار مثلثی، نسبت شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری بالاتری را در مقایسه با الگوی بار یکنواخت به‌دست می‌دهد.

۵- نسبت طول به عرض پلان، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی نسبت شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری سازه‌های با پلان مستطیل شکل دارد. در جهتی که سختی خمشی سازه کمتر است، نسبت شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری در آن جهت بیشتر می‌باشد.

۶- جهت تیرچه‌ها تأثیر قابل توجهی بر روی نسبت شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری سازه‌ها به‌ویژه سازه‌های با پلان مربع شکل دارد. در این مدل‌ها، در جهت تیرچه‌ریزی، به‌علت بار فشاری ناشی از تیرچه‌ریزی بر روی دیوارهای آن جهت، شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری کمتر است.

۷- خروج از مرکزیت بر روی نسبت شکل‌پذیری و ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری سازه‌ها تأثیرگذار بوده و سبب می‌گردد که این پارامترها، در جهتی که در آن پیچش ایجاد می‌شود کاهش یابد.

۸- ضریب مقاومت افزون (R_p) سازه برخلاف ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری، با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد.

۹- ضریب رفتار این سازه‌ها نسبت به تغییرات نسبت طول به عرض پلان، نامنظمی و خروج از مرکزیت و نیز تغییرات ارتفاع بسیار حساس بوده و بنابراین نمی‌توان یک ضریب رفتار واحد را مطابق آن‌چه در آیین‌نامه‌ها آمده است برای این سازه‌ها به‌کار برد.

۱۰- ضریب رفتار مدل‌ها و همچنین ضریب مقاومت افزون آن‌ها در جهتی که به‌واسطه خروج از مرکزیت در آن پیش‌پیش ایجاد می‌شود کمتر از جهت دیگر است.

۱۱- اگرچه در تمام مدل‌ها، ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه از ۱ طبقه به ۲ طبقه افزایش می‌یابد، اما این روند با افزایش بیشتر تعداد طبقات دنبال نمی‌شود. علت این امر این است که اگرچه با افزایش تعداد طبقات، ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری افزایش می‌یابد، اما بالعکس ضریب مقاومت افزون کاهش می‌یابد. بنابراین با افزایش تعداد طبقات، ضریب رفتار سازه که حاصل ضرب این دو پارامتر می‌باشد، در بعضی مدل‌ها روند صعودی داشته و در برخی دیگر، این روند نزولی می‌باشد.

۱۲- در اکثر مدل‌ها، کران بالای الگوی بارگذاری ثقلی، ضریب رفتار بیشتری را نسبت به کران پایین الگوی بارگذاری ثقلی به‌دست می‌دهد. همچنین الگوی بارگذاری جانبی مثلثی، ضریب رفتار بالاتری را در مقایسه با الگوی بارگذاری جانبی یکنواخت نشان می‌دهد.

۱۳- با مقایسه ضرایب رفتار مدل‌ها با ضرایب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری و ضرایب مقاومت افزون آن‌ها نتیجه می‌شود که تأثیر ضریب مقاومت افزون بر روی ضریب رفتار سازه، بیش از تأثیر ضریب کاهش پاسخ در اثر شکل‌پذیری بر روی این پارامتر می‌باشد.

۷-۳- پیشنهادات

۱- با توجه به وجود روش‌های مختلف تعیین ضریب رفتار، توصیه می‌شود که ضریب رفتار این سازه‌ها از روش‌های دیگر نیز تعیین شده و نتایج حاصله از آن‌ها با یکدیگر مقایسه گردد.

۲- با توجه به این که در این تحقیق از سقف تیرچه‌بلوک به‌عنوان دیافراگم سقف استفاده شده است، توصیه می‌شود پارامترهای لرزه‌ای این سازه‌ها در صورت استفاده از دیافراگم سقف پانلی نیز بررسی گردد.

۳- در صورت وجود امکانات آزمایشگاهی، ساخت مدل نمونه‌ای از ساختمان‌های با سیستم کامل پانلی و مطالعه آن تحت شتاب‌نگاشت‌های واقعی اعمالی، می‌تواند در روشن شدن پارامترهای لرزه‌ای واقعی این سیستم علی‌الخصوص ضریب رفتار آن نتایج مفیدی را ارائه نماید.

- ۱- جعفری، ا. (۱۳۸۷)، پایان نامه کارشناسی ارشد: "بررسی لرزه‌ای سازه‌های پانلی"، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.
- ۲- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، (۱۳۸۳)، "پانل‌های ساندویچی سبک سه‌بعدی و ویژگی‌های آن"، استاندارد شماره ۷۱۴۳- چاپ اول
- ۳- شرکت تولیدی ساختمانی دیوار سه‌بعدی، (۱۳۸۳)، "آیین‌نامه اجرایی صفحات ساندویچی 3D"، شرکت TRIDIWALL، تهران.
- ۴- دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵)، "دستورالعمل طراحی، ساخت و اجرای سیستم‌های پانل پیش ساخته سبک سه بعدی"، نشریه شماره ۳۸۵.
- ۵- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، (۱۳۸۴)، "ویژگی‌ها و روش آزمون صفحه‌های پلی‌استایرن قابل انبساط برای مصارف عایق حرارتی"، استاندارد شماره ۱۵۸۴.
- ۶- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۴)، "آیین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله"، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم.
- ۷- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۰)، "مبحث ششم - بارهای وارد بر ساختمان"
8. American Concrete Institute, ACI 318-99, (1999), "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI 318-99," Farming Hills, MI, USA
9. Uang, C., (1997) "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions", journal of Structural engineering, CRC, Press.
10. Committee on Precast Concrete Sandwich Wall Panels, (1985), "Design Handbook-Precast Institute", PCI, Chicago.
11. Topping, C.H, (1948), "Insulated Precast Concrete Wall Panels Prove Economical Structure for Brick", J.Civil Engineering, September, pp 578-81.
12. Holmberg, A. and Pelin, E., (1960), "Testing and Applications of Precast Concrete Sandwich Elements", J.Nordisk Beton, No.4, 1960, pp 578-581.
13. Holmberg, A and Pelin E, (1965), "Behavior of Load Bearing Sandwich-Type Structures", J.Handilingar, No.49, 1965, pp 96.

14. Kimel, W.R. and Ravioli, M.E., (1962), "Buckling of Sandwich Panels in Edgewise Bending and Compression". Kansas State University, Engineering Experiment Station, Reprint No.43, from Proceeding, 4th U.S. National Congress of Applied Mechanics, June, pp.657-666
15. Jokela j. and Saraj A., (1981), "Development of Reinforcement of Sandwich Facade Element", Research note No.19, VTT-Technical research center of Finland.
16. Holmberg, A and Pelm, E, (1986), "Behavior of Load Bearing Sandwich-Type Structures", Handout, No.49, State Institute for construction Research, Lund, Sweden.
17. Wade, T.G., Porter M.L. and Jacob D.R., (1988), "Glass Fiber Composite Connector for Insolated Concrete Sandwich Wall", Report Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, Ia.
18. Einea, A., Salmon D, Fogarasi, G.J, Culp.T.D. , Tadros, M.K, (1992) "State of the Art of Precast Concrete Sandwich Panel" PCI Journal, November – December 1992.
19. Einea A., (1992), "Structural and Thermal Efficiency of Precast Concrete Sandwich Panel System", Ph. D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Nebraska-Lincoln, Omaha, Aug.
20. Einea A., Salmon D.C, Tadros. M. K, culp.T. (1994), "A New Structurally and Thermally Efficient Precast Sandwich Panel System", PCI Journal, July – August 1994.
21. Einea A., Salmon D.C, Tadros. M. K, culp.T. (1995), "Partially Composite Sandwich Panel Deflection", ACCE J.Struct.Eng. Vol.121 (4), pp.778-783
22. Bush T.D. and Stine G.L. (1994), "Flexural Behavior of Composite Precast Concrete Sandwich Panels with Continuous Truss Connectors", PCI J, 39(2), pp.112-121.
23. Salomon, D.C. and Einea, A., (1995), "Partially Composite Sandwich Panel Deflection", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.121, No.4, Apr, 1995, pp.778-783.
24. Bush, Thomas D. and Wu, Z. (1998), "Flexural Analysis of Prestressed Concrete Sandwich Panels with Truss Connectors", PCI J, 43(5), pp.76-86.
25. Benayoune, A. , Aziz, A., Samad, A., Trikha, D.N., Abang Ali, A.A. and Ashrafov, A.A. (2006), "Structural Behavior of Eccentrically Loaded Precast Sandwich Panels", Construction and Bilding Material, Elsevier, Article in Press.
- ۲۶- کبیر، م. و حجازی، (۲۰۰۱)، "تعیین آزمایشگاهی مدول ارتجاعی بتن پاشیدنی (شاتکریت) مورد استفاده در پانل های باربر ساندویچی سبک"، موسسه سازه های پیش ساخته سبک (سپ)، تهران.
27. Kabir M.Z and Hasheminasab M. (2002), "Mechanical Properties of 3D Wall Panels under Shear and Flexural Loading", CSCS Conference, June 5-8, Monteral Canada.

28. Kabir M.Z. and Rahbar M.R. (2005), "Experimental Relationship between Non-Destructive Test and Standard Cylinder in Shotcrete Used in Bearing 3D Wall Panels", Third International Conference on Construction Materials, Vancouver, Canada, August 22-24, 2005.

۲۹- باقرزاده، ا.، (۱۳۷۸)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "تعیین پارامترهای مکانیکی پانل‌های ساندویچی شاتکریتی مورد استفاده در سازه‌های پانلی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

۳۰- شالچیان، س.، (۱۳۸۰)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "تعیین تجربی مقاومت، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی در اتصالات 3D"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.

۳۱- احمدی، ر.، (۱۳۸۱)، رساله دکترا، "بررسی تجربی و تئوری رفتار پانل‌های ساندویچی شاتکریتی به عنوان سقف، دیوار و اتصالات آن‌ها"، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.

۳۲- جهانپور، ع.، (۱۳۸۱)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "بررسی شکل‌پذیری و برآورد ضریب رفتار دیوارهای ساندویچی شاتکریتی تحت نیروهای برشی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

۳۳- واشقانی فراهانی، ر.، (۱۳۸۲)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "بررسی شکل‌پذیری اتصالات و شکل دیوار به دیوار در سیستم با نظام صفحات ساندویچی تحت بارگذاری سیکلی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

۳۴- نجفی، م.، (۱۳۸۳)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "مطالعه آزمایشگاهی و عددی برش بین لایه‌ای پانل‌های شاتکریتی با نظام صفحات ساندویچی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

۳۵- رضایی فر، کبیر، م. ز.، ا. طاری‌بخش، م.، ، تهرانیان، ا.، (۱۳۸۵)، "ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان نیمه‌پیش ساخته پانلی بر روی میز لرزان"، ژورنال علمی و پژوهشی دانشگاه تهران.

۳۶- سپ، (۱۳۸۲)، "گزارش مطالعات آزمایشگاهی"، شرکت سازه‌های پیش ساخته سبک.

37. Kabir, M.Z., Jahanpoor, A.R. and Rahbar, R. (2003), "An Stimating of Ductility and Behavior Factor of 3D Sandwich Shotcreted Panels Subjected to Monotonic Shear Loads", ERES Conference in Ancona, Italy.

38. Kabir, M.Z. (2005), "Structural Performance of 3D Sandwich Panels Under Shear and Flexutural Loading", Scientia Iranica, Vol. 12, No. 4, pp. 402-408.

39. Kabir M. Z, Rezaifar Omid, M. R. Rahbar (2006), "Upgrading Flexural Performance of Prefabricated Sandwich Panels under transverse Loading", international journal of Structural engineering and Mechanics.

40. Kabir, M.Z., Rahaei, A. and Nasira, Y., (2005) "Non-linear Response of Combined System, 3D wall Panels and Bearing Steel Frame Subjected to Seismic Loading", fifth International Conference on ERES, Skiathos, Greece.

۴۱- نصیرا، ی.، (۱۳۸۳)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "مقاوم سازی سازه های فولادی با دیوار برشی 3D و بررسی شکل پذیری آن"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

۴۲- رضایی فر، ا.، (۱۳۸۲)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "تحلیل غیرخطی دینامیکی سیستم های ترکیبی قاب و صفحات با نظام ساندویچی تحت بارهای سیکلی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

43. Kabir M. Z, Rezaifar Omid, M.R. Rahbar,(2004)," Non-Linear Dynamic Behavior Of Combined System On RC Frame Precast 3d Wall Panels With Irregularities In Vertical Stiffness",13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6,Paper No. 3134.

۴۴-گرامی، م. و کابلی، ع. (۱۳۸۵)، "بررسی کاربرد سیستم نوین پانل 3D در بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود"، مجموعه مقالات اولین همایش بین المللی مقاومت سازی لرزه ای، صفحه ۱۸۱.

۴۵-گرامی، م. و کابلی، ع. (۱۳۸۵)، "مقاوم سازی ساختمان های موجود با استفاده از سیستم نوین پانل 3D"، مجموعه مقالات کنفرانس ملی بهسازی و مقاوم سازی ایران، صفحه ۶۷.

۴۶- زمان کبیر، م.، ابریشم فروشان اصل، ا. و خانعلی پور، م.، (۱۳۸۶)، "ارزیابی رفتار لرزه ای قاب فولادی ترکیب شده با پانل های پیش ساخته سبک تحت بارگذاری رفت و برگشتی"، مجله فناوری و آموزش، سال دوم، جلد دوم، شماره ۱، از صفحه ۱۵ تا ۲۶

۴۷- زمان کبیر، م.، و جهانپور، ع.، (۱۳۸۲)، "رفتار پانل های ساندویچی 3D تحت بارهای برشی رفت و برگشتی"، ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران .

۴۸-گرامی، م. ، کابلی، ع. و رضایی فر، ا.، (۱۳۸۷)، "تخمین ضریب رفتار قاب های خمشی فولادی مهاربندی شده با پانل های سه بعدی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال چهارم، شماره دوم.

49. Weixing Shi. and Lixin Zhang.(1997), "Report of Earthquake Resistant test of The Mothel of E.V.G. Project", State Labratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Shaking Table Test Division of Tongji University, Nov.

۵۰- ابراهیمیان، م. (۱۳۸۸)، سمینار کارشناسی ارشد، "معرفی و روش‌های تعیین ضریب رفتار سازه‌ها"، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

۵۱- عزیزی، ج. (۱۳۸۷)، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، "تاثیر مهاربندهای جانبی غیرممتد در مقادیر ضریب رفتار سازه‌های فولادی"، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

۵۲- معصومی، ع. (۱۳۸۲)، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، "تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

53. ATC 40 (Applied Technology Council), (1996), "Evaluation of Existing Building in seismic Zone".

54. Newmark N. M. & Hall W.J., (1982), "Earthquake Spectra and Design" Monograph earthquake Engineering Research Institute Berkeley, California.

55. Freeman S.A., (1990), "On the Correlation of Code Force to Earthquake Demands" Proceeding of 4th U.S.-Japan workshop on Improvement of Building Structural and Construction Practices (ATC15-3)

56. Mazzolani F.M. & Piluso V., (1996), "Theory and Design of Resistant Steel Frame", E and FN.spon.

57. Cosenza E., Luco A.D., Fealla C. & Mazzolani F.M. (1996), "On a simple Structure Coefficients in Steel Structure", 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon Portugal, September 1996.

۵۸- ثنایی، ا.، نیکنام، ا.، باجی، ح. و هاشمی، ج. (۱۳۸۱)، "رفتار و ضوابط لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی بر مبنای آیین‌نامه UBC".

۵۹- محمودی صاحبی، م. (۱۳۷۷)، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، "اثر تناوب و مقاومت افزون بر نیاز لرزه‌ای غیرارتجاعی قاب‌های خمشی بتن مسلح" دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

60. Mwafy A.M. & Elnashai A.S. (2002), "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings" Journal of Earthquake Engineering, vol. 6 p.239-273.

61. Krawinkler, H. and Nassar, A.A., (1992), "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings," Fajfar, Krawinkler, Edd, Elsevier Applied Science, New York.

62. Miranda E. & Betro V.V. (1994), "Evaluation of Strngth Reduction Factors for Earthquake Resistnt Design " Earthquake Spectra , VOL.10 , NO.2, P375-379.

۶۳- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۷۸)، "مبحث نهم مقررات ملی ساختمان- آیین نامه بتن ایران".

۶۴- عزیز زاده، ش.، (۱۳۸۷)، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، "تحلیل آسیب پذیری و بهسازی ساختمان های با سیستم دال و دیوار و مقایسه نتایج آن با ساختمان های متداول بتنی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

65. Computers & Structures, Inc (2006), "PERFORM 3D (Ver 4.0.1), Nonlinear Analisys And Performance Assessment for 3D Structurs" , University Ave.Berkeley, USA

66. Federal Emergency Management Agency, FEMA 273, (1997), "Guideline for the Seismic Rehabilitation of Building," Building Seismic Safety Council, Washington D.C

67. FEMA-356, (2000), "Prestandard and commentary for the seismic design of buildings", prepared by American Society of Civil Engineering, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

68. Powell, G. H., (2007) "A Presentation of computer & Structures, Inc Educational services Performance Base Design Using Nonlinear Analysis Perform3D", session 4, University of California at Berkeley.

69. Computers & Structures, Inc, (2006), "PERFORM Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE", University Ave.Berkeley, USA

70. Kappos, A, (1991). "Analytical Prediction of Collapse Earthquake for RC Buildings: Suggested Methodology, Earthquake Engineering and Structural Dynamics", Vol. 20, PP. 167-176.

71. Paulay, Priestley, N., (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete & Masonry Buildings", Wiley, PP. 142-145.

۷۲- شوستری، ا. و غزنوی زاده، ح، (۱۳۸۷)، "بررسی ضریب رفتار ساختمان های بتنی مسلح در تحلیل لرزه ای"، چهارمین کنگره ملی عمران، 13-05-2008

73. ATC-19, (1995), "Structural Response Modification Factors" Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California 94065.