



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

دانشکده عمران و معماری

بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی

تهیه و تنظیم:

ابوذر جعفری

ارائه شده جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

در رشته مهندسی عمران گرایش سازه

استاد راهنما:

دکتر بهروز حسنی

شهریور ۱۳۸۷

سازه‌های پانلی به عنوان سازه‌هایی جدید در دهه‌های اخیر مطرح شدند که از جهت اجرا و کاربری مقرون به صرفه می‌باشند. در کشور ما اغلب سازه‌های پانلی موجود به دو سبک کلی ساخته می‌شوند، نوع اول، ساندویچ پانلها بوده و نوع دوم آنها به قالب‌بندی درجا معروف است. با توجه به ابهامات موجود در زمینه رفتار دینامیکی این سازه‌ها که می‌توان به مواردی چون ضریب رفتار، سطح عملکرد، شکل‌پذیری و ... اشاره کرد، لزوم بررسی رفتار دینامیکی این سازه‌ها بیش از پیش خود را نشان می‌دهد.

در این تحقیق سعی شده‌است با استفاده از اصول مهندسی زلزله و ضوابط موجود در دستورالعمل‌های FEMA 273، FEMA 440 و ATC-19 رفتار لرزه‌ای ساختمانهای پانلی نوع دوم که در ایران با نام تجاری سوپرپانل تولید می‌شود، به صورت کلی مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور ۳ مدل سازه سوپرپانل ۶، ۹ و ۱۲ طبقه براساس استاندارد ۲۸۰۰ و آئین‌نامه ACI 318-05 تحلیل و طراحی می‌شوند. سپس، با استفاده از ضوابط دستورالعمل FEMA 273 به ساخت مدل غیرخطی آنها پرداخته و با استفاده از دستورالعمل ATC-19 ضریب رفتار مدلهای محاسبه می‌شود. در ارزیابی عملکرد با استفاده از مدلهای مرحله قبل و استفاده از روشهای ارزیابی دستورالعمل FEMA 440 تحت زلزله طرح معرفی شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ با احتمال وقوع ۱۰٪ در مدت ۵۰ سال (سطح خطر یک) به ارزیابی عملکرد این مدلهای پرداخته شده و در انتها نیز با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت ۷ شتابنگاشت مختلف که برای شتاب بیشینه $0.7g$ نرمال شده‌اند به بررسی رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها در ناحیه رفتار غیرخطی آنها می‌پردازیم.

نتایج حاکی از آن است که سطح عملکرد این سیستم سازه‌ای در صورتی که با ضوابط استانداردهای موجود طراحی شده باشد، بالاتر از سطحی است که این استانداردها به عنوان پیش‌فرض در نظر گرفته‌اند و ضریب رفتارهای محاسبه شده، تفاوت قابل ملاحظه‌ای با مقادیر ارائه شده در استانداردهای موجود دارند و به نظر می‌رسد نگرش استانداردها در مورد این سیستم سازه‌ای بیش از اندازه محافظه کارانه است.

کلید واژه‌ها: سازه‌های پانلی، مدلسازی غیرخطی دیوارهای برشی، سطح عملکرد، ضریب رفتار، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی

فصل اول - مقدمه

- ۱-۱- مقدمه ۱
- ۲-۱- خسارت‌های سازه‌ای در سازه‌های پانلی ۱
- ۱-۲-۱- مودهای شکست دیوارهای برشی ۲
- ۱-۲-۱-۱- تخریب ناشی از خمش ۳
- ۲-۱-۲-۱- تخریب ناشی از برش ۳
- ۳-۱-۲-۱- تخریب برشی در لغزش ۴
- ۲-۲-۱- مودهای شکست تیرهای همبند ۵
- ۳-۱- مقدمه ای بر لزوم ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها ۶
- ۴-۱- هدف تحقیق ۹

فصل دوم - آشنایی با سیستم‌های سازه‌ای پانلی

- ۱-۲- مقدمه ۱۱
- ۲-۲- معرفی سیستم‌های سازه‌ای پانلی ۱۲
- ۳-۲- سیستم پانل پیش ساخته 3D ۱۳
- ۱-۳-۲- تکنولوژی سازه‌های پیش ساخته سبک ۱۳
- ۴-۲- سیستم ساختمانی سوپرپانل ۱۶
- ۵-۲- مشخصات فنی سیستم ۱۷
- ۱-۵-۲- پانل سقفی ۱۷
- ۲-۵-۲- دیوار باربر ۱۸
- ۳-۵-۲- دیوار پارتیشن ۱۹
- ۶-۲- مزایای عمده سیستم سوپرپانل ۲۱
- ۱-۶-۲- سرعت نصب ۲۱
- ۲-۶-۲- صرفه‌جویی در مصرف انرژی ۲۱
- ۳-۶-۲- افزایش دوام و محافظت سازه ساختمان در برابر محیط ۲۲
- ۴-۶-۲- قابلیت عبور لوله‌های تاسیساتی ۲۲

۲۲	۲-۶-۵- استحکام و قدرت باربری
۲۳	۲-۶-۶- کاهش مصرف مصالح نازک‌کاری
۲۳	۲-۶-۷- قابلیت نصب تخته گچی کناف
۲۳	۲-۶-۸- کاهش پرت مصالح و دوباره‌کاری
۲۳	۲-۶-۹- کاهش وزن ساختمان
۲۴	۲-۶-۱۰- انعطاف‌پذیری و عدم محدودیت معماری
۲۴	۲-۶-۱۱- عایق صدا
۲۴	۲-۶-۱۲- صرفه‌جویی در هزینه حمل
۲۴	۲-۶-۱۳- بازگشت سریعتر سرمایه ساخت
۲۵	۲-۷- معایب و ابهامات موجود در سیستم سازه‌های پانلی
۲۸	۲-۸- روش ساخت اجزا و تولید المانهای سقفی، دیواری و پارتیشن
۲۸	۲-۸-۱- المانهای سقفی و پارتیشن
۲۸	۲-۸-۱-۱- پلی‌استایرن منبسط شونده (EPS)
۲۸	۲-۸-۱-۲- نوار فلزی گالوانیزه
۲۹	۲-۸-۱-۳- ماشین تولید قطعات H200 به روش قالب‌گیری پیوسته
۳۰	۲-۸-۲- المان دیوار باربر مسلح
۳۰	۲-۸-۲-۱- ماشین کشش و برش میلگردها
۳۰	۲-۸-۲-۲- ماشین تراش جهت رزوه‌کاری میلگردها:
۳۰	۲-۸-۲-۳- ماشین جوش نقطه‌ای میلگرد داخل قالب
۳۲	۲-۹- روش اجرای سیستم سوپرپانل
۳۲	۲-۹-۱- اجرای دیوار باربر بتن‌آرمه
۳۳	۲-۹-۲- اجرای سقف در سیستم سوپرپانل
۳۳	۲-۹-۳- اجرای پارتیشن سوپرپانل

فصل سوم- اصول و مبانی طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد

۳۵	۳-۱- مقدمه
۳۶	۳-۲- سطوح و محدوده‌های عملکرد سازه‌ای در دستورالعمل FEMA 273
۳۶	۳-۳- مراحل بهسازی
۳۷	۳-۴- سطوح عملکرد ساختمان

۳۷	۳-۴-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای
۴۲	۳-۴-۲- سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
۴۴	۳-۵- سطوح عملکرد کل ساختمان
۴۸	۳-۶- سطوح خطر زلزله
۴۹	۳-۶-۱- سطوح مختلف خطر براساس FEMA 273
۴۹	۳-۷- اهداف عملکردی ساختمان
۵۰	۳-۷-۱- اهداف بهسازی ایمنی مبنا
۵۱	۳-۷-۲- اهداف بهسازی ارتقاء یافته
۵۱	۳-۷-۳- اهداف بهسازی محدود شده
۵۲	۳-۷-۳-۱- بهسازی موضعی
۵۲	۳-۷-۳-۲- بهسازی کاهش یافته
۵۲	۳-۸- تطبیق اهداف عملکردی استاندارد ۲۸۰۰ با روش طراحی براساس عملکرد
	فصل چهارم- روشهای تحلیل و ضوابط بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتنی
۵۶	۴-۱- مقدمه
۵۶	۴-۲- سطوح اطلاعات
۵۷	۴-۳- ضریب آگاهی
۵۷	۴-۴- اعضای سازه‌ای اصلی و غیراصلی
۵۹	۴-۵- رفتار اجزای سازه
۶۲	۴-۶- مقاومت مصالح
۶۲	۴-۶-۱- مقاومت اعضاء نظیر تلاشهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل
۶۲	۴-۶-۲- مقاومت اعضاء نظیر تلاشهای کنترل‌شونده توسط نیرو
۶۳	۴-۷- ملزومات مدلسازی
۶۳	۴-۷-۱- فرضیات مدلسازی
۶۴	۴-۷-۲- پیچش افقی
۶۵	۴-۷-۳- دیافراگم کف
۶۵	۴-۷-۴- اثرات $P - \Delta$
۶۶	۴-۷-۵- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی
۶۶	۴-۸- روشهای تحلیل سازه

۶۷	۴-۸-۱- روشهای خطی
۶۷	۴-۸-۲- روشهای غیرخطی
۶۷	۴-۹-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی
۶۹	۴-۹-۱- الگوی توزیع بار جانبی
۷۰	۴-۹-۲- مدل رفتار دوخطی نیرو-تغییر مکان سازه
۷۰	۴-۹-۳- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر
۷۱	۴-۹-۴- محاسبه تغییر مکان هدف
۷۴	۴-۱۰-۱- تحلیل دینامیکی غیرخطی
۷۴	۴-۱۱-۱- سیستمهای سازه‌ای
۷۵	۴-۱۱-۱- سیستم دیوارهای برشی بتنی
۷۶	۴-۱۱-۲- انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط
۷۶	۴-۱۱-۲-۱- دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیوار
۷۶	۴-۱۱-۲-۲- ستونهای بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند
۷۷	۴-۱۱-۲-۳- تیرهای کوبله بتن مسلح
۷۷	۴-۱۲-۱- مدلسازی سختی دیوارهای برشی بتن مسلح در روشهای غیرخطی
۸۱	۴-۱۳-۱- مدلسازی مقاومت دیوارهای برشی بتن مسلح در روشهای غیرخطی
۸۲	۴-۱۴-۱- برآورد نیروها و تغییر شکل‌ها
۸۲	۴-۱۵-۱- معیارهای پذیرش
	فصل پنجم- آشنایی با سازه‌های مورد مطالعه و طراحی آنها
۸۵	۵-۱- مقدمه
۸۵	۵-۲- استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم)
۸۷	۵-۳- آیین‌نامه بتن ایران (آبا)
۹۰	۵-۴- آیین‌نامه ACI 318-05
۹۲	۵-۵- مشخصات کلی مدلها
۹۳	۵-۶- معرفی مدل A-۱
۹۷	۵-۷- معرفی مدل A-۲
۱۰۱	۵-۸- معرفی مدل A-۳
	فصل ششم- مدلسازی رفتار غیرخطی اجزای سازه‌ای

۱۰۶	۱-۶- مقدمه
۱۰۷	۲-۶- مدلسازی رفتار غیر خطی دیوارها
۱۰۷	۱-۲-۶- خصوصیات اصلی المانهای دیوار برشی
۱۰۷	۱-۱-۲-۶- مودهای تغییر شکل و علائم قراردادی در المانهای دیوار برشی
۱۰۹	۲-۱-۲-۶- لایه‌های خمشی و برشی در المانهای دیوار برشی
۱۱۰	۳-۱-۲-۶- مشخصات و رفتار المانهای دیوار برشی
۱۱۱	۲-۲-۶- لایه خمشی- محوری عمودی در مدلها
۱۱۱	۱-۲-۲-۶- الیاف بتنی
۱۱۳	۲-۲-۲-۶- الیاف فولادی
۱۱۳	۳-۲-۲-۶- الیاف بتنی استفاده شده به عنوان محیط مجازی
۱۱۴	۳-۲-۶- روش ساخت لایه خمشی- محوری عمودی
۱۱۵	۴-۲-۶- لایه برشی بتن در مدلها
۱۱۶	۵-۲-۶- ارتفاع ناحیه خمیری
۱۱۷	۶-۲-۶- محاسبه ظرفیت دورانی دیوارهای برشی
۱۲۱	۷-۲-۶- المانهای کرنش سنج
۱۲۲	۳-۶- مدلسازی رفتار غیرخطی تیرهای کوپله
۱۲۳	۱-۳-۶- مدلسازی رفتار غیرخطی خمشی در تیرهای کوپله
۱۲۵	۲-۳-۶- مدلسازی رفتار غیرخطی برشی در تیرهای کوپله
	فصل هفتم- ارزیابی مدل‌های مورد مطالعه
۱۲۸	۱-۷- ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه
۱۲۸	۱-۱-۷- مقدمه
۱۲۹	۲-۱-۷- محاسبه ضریب اصلاح پاسخ (R)
۱۳۰	۳-۱-۷- پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه‌ها
۱۳۰	۴-۱-۷- ضریب مقاومت (R_S)
۱۳۱	۵-۱-۷- شکل پذیری و نسبت شکل پذیری (μ)
۱۳۲	۶-۱-۷- ضریب شکل پذیری (R_μ)
۱۳۲	۷-۱-۷- ضریب نامعینی (R_R)
۱۳۳	۸-۱-۷- محاسبه ضریب رفتار در مدل‌های مورد مطالعه

۱۳۹	۲-۷- سطوح عملکرد مدل‌های مورد مطالعه
۱۳۹	۲-۷-۱- مقدمه
۱۳۹	۲-۷-۲- الگوهای توزیع بار در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی:
۱۴۵	۲-۷-۳- تعیین سطح عملکرد مدل‌ها:
۱۵۵	۲-۷-۴- حد تغییر مکان نسبی در استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA 273
۱۵۶	۲-۷-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی:
۱۵۶	۲-۷-۱- مقدمه
۱۵۶	۲-۷-۳- شتابنگاشت‌های استفاده شده
۱۵۷	۲-۷-۳- نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی

فصل هشتم- نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱۶۲	۸-۱- مقدمه
۱۶۳	۸-۲- نتیجه‌گیری
۱۶۶	۸-۳- پیشنهادات
۱۶۷	منابع

۲	شکل (۱-۱) انواع تخریب‌های متداول در دیوارهای برشی
۵	شکل (۱-۲) انواع تخریب در تیرهای رابط
۱۴	شکل (۱-۳) نمونه یک پانل شاتکریت شده از نوع 3D پانل
۱۵	شکل (۲-۲) جزئیات ابعاد یک پانل شاتکریت شده از نوع 3D پانل
۱۷	شکل (۳-۲) جزئیات اجرایی پانل‌های سقفی
۱۸	شکل (۴-۲) جزئیات اجرایی پانل‌های دیواری باربر
۱۹	شکل (۵-۲) نمونه اجرا شده پارتیشن سوپرپانل
۲۰	شکل (۶-۲) جزئیات ۲ نمونه از پارتیشن‌های سوپرپانل
۲۲	شکل (۷-۲) نمونه سازه‌های مرتفع اجرا شده با سیستم باربر سوپرپانل
۲۸	شکل (۸-۲) رول‌های فلزی پانچ شده مربوط به پارتیشن‌ها و پانل‌های سقفی
۲۹	شکل (۹-۲) عملیات رول فرمینگ، رول‌های فلزی پانچ شده
۲۹	شکل (۱۰-۲) وارد شدن رول های Z یا C شکل به قالبها
۲۹	شکل (۱۱-۲) دمیدن بخار آب و انبساط نهایی در قالبها

- شکل (۲-۱۲) باز شدن قالبها و اتمام کار ساخت پارتیشن و پانل سقفی ۳۰
- شکل (۲-۱۳) مش فولادی آماده شده برای نصب پانل پلی استایرن و دستگاه رول بازکن ۳۱
- شکل (۲-۱۴) عملیات نصب پانل پلی استایرن بر روی مشهای فولادی با استفاده از مهرهای پلی پروپیلن ۳۱
- شکل (۲-۱۵) عملیات نصب پانل های باربر بر روی فونداسیون ۳۲
- شکل (۲-۱۶) کار گذاشتن لوله های تاسیساتی و بتن ریزی دیوارهای باربر ۳۲
- شکل (۲-۱۷) کار گذاشتن پانلهای سقفی و شمع بندی اتکایی پانلها ۳۳
- شکل (۴-۱) منحنی نیرو-تغییر شکل برای اجزا با شکل پذیری متفاوت ۶۰
- شکل (۴-۲) منحنی ایده آل نیرو-تغییر شکل برای مدلسازی اجزاء و تعریف معیارهای پذیرش ۶۱
- شکل (۴-۳) منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان ۷۰
- شکل (۴-۴) رابطه کلی نیرو-تغییر شکل برای اعضا و اجزای بتنی ۷۸
- شکل (۴-۵) چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که خمش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است ۷۹
- شکل (۴-۶) تغییر مکان نسبی در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است ۸۰
- شکل (۴-۷) دوران در تیرهای همبند ۸۰
- شکل (۵-۱) پلان کلیه مدل های مورد مطالعه ۹۲
- شکل (۵-۲) تصویری از پلان و نمای کلی مدل (A-۱) ۹۵
- شکل (۵-۳) تصویری از پلان و نمای کلی مدل (A-۲) ۹۹
- شکل (۵-۴) تصویری از پلان و نمای کلی مدل (A-۳) ۱۰۳
- شکل (۶-۱) تغییر شکل های درون صفحه ای المانهای دیوار برشی ۱۰۸
- شکل (۶-۲) لایه های موازی ۱۰۹
- شکل (۶-۳) مدل تحلیلی برای بیان رفتار منحنی تنش- کرنش فشاری بتن ($f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$) ۱۱۲
- شکل (۶-۴) مدل تحلیلی برای بیان رفتار منحنی تنش- کرنش آرماتورهای مصرفی ($f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$) ۱۱۳
- شکل (۶-۵) مدل تحلیلی برای بیان رفتار منحنی تنش- کرنش الیاف مجازی ($f_y = 1 \text{ kg/cm}^2$) ۱۱۳
- شکل (۶-۶) مساحت (cm^2) و موقعیت الیاف بتنی (cm) در لایه بتنی استفاده شده برای مدلسازی بال پانلها ۱۱۴
- شکل (۶-۷) صفحات متغییر کرنش خطی ۱۱۹
- شکل (۶-۸) توزیع تنش در یکی از دیوارهای L شکل که توسط نرم افزار CSICOL محاسبه شده است. ۱۲۰
- شکل (۶-۹) مدل دوران عضو ۱۲۳
- شکل (۶-۱۰) لنگر انتهایی در مقابل دوران عضو در مدل دوران عضو و مقایسه آن با مدل مفصل پلاستیک ۱۲۳
- شکل (۶-۱۱) رابطه لنگر انتهایی (kgf.cm) - دوران عضو در مدل دوران عضو یکی از تیرهای کوپله مدلهای ۱۲۴

- شکل (۱۲-۶) ظرفیتهای دوران محاسبه شده برای سطوح مختلف عملکرد یکی از تیرهای کوپله مدلها ۱۲۵
- شکل (۱۳-۶) مدل مفصل برشی پلاستیک صلب ۱۲۵
- شکل (۱۴-۶) رابطه برش (kgf) - تغییرمکان مفصل برشی (cm) در یکی از مفاصل برشی پلاستیک صلب مدلها ۱۲۶
- شکل (۱۵-۶) ظرفیتهای تغییرمکان محاسبه شده (cm) برای سطوح مختلف عملکرد یکی از تیرهای کوپله ۱۲۷
- شکل (۱-۷) تغییرات ضریب رفتار مدلهای مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری ۱۳۵
- شکل (۲-۷) تغییرات حاصلضرب ضریب شکل پذیری و ضریب مقاومت مدلهای مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری ۱۳۶
- شکل (۳-۷) تغییرات نسبت شکل پذیری در مدلهای مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری ۱۳۶
- شکل (۴-۷) تغییرات ضریب مقاومت در مدلهای مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری ۱۳۷
- شکل (۵-۷) منحنیهای پوش آور مدل ۱-A مربوط به الگوهای مختلف بارگذاری در هردو جهت ۱۴۰
- شکل (۶-۷) منحنیهای پوش آور مدل ۲-A مربوط به الگوهای مختلف بارگذاری در هردو جهت ۱۴۱
- شکل (۷-۷) منحنیهای پوش آور مدل ۳-A مربوط به الگوهای مختلف بارگذاری در هردو جهت ۱۴۱
- شکل (۸-۷) مقایسه منحنیهای پوش آور جهت $H1$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ELF ۱۴۲
- شکل (۹-۷) مقایسه منحنیهای پوش آور جهت $H2$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ELF ۱۴۲
- شکل (۱۰-۷) مقایسه منحنیهای پوش آور جهت $H1$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ULD ۱۴۳
- شکل (۱۱-۷) مقایسه منحنیهای پوش آور جهت $H2$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ULD ۱۴۳
- شکل (۱۲-۷) مقایسه منحنیهای پوش آور جهت $H1$ مدلها تحت الگوی بارگذاری MCD ۱۴۴
- شکل (۱۳-۷) مقایسه منحنیهای پوش آور جهت $H2$ مدلها تحت الگوی بارگذاری MCD ۱۴۴
- شکل (۱۴-۷) گامهای روش خطی سازی برای محاسبه تغییرمکان هدف ۱۴۶
- شکل (۱۵-۷) ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوارها در مدل ۱-A ۱۵۷
- شکل (۱۶-۷) ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوار و طبقه اول در مدل ۲-A ۱۵۸
- شکل (۱۷-۷) ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوار و طبقات بالاتر در مدل ۳-A ۱۵۹
- شکل (۱۸-۷) عدم ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوار برای مقاطع L شکل و T شکل در جهت $H2$ ۱۶۰
- شکل (۱۹-۷) پوش لنگر خمشی ($kgf.m$) و نیروی برشی (kgf) برای مقطع L شکل در جهت $H2$ ۱۶۱
- جدول (۱-۲) مقایسه کمی سیستم سوپرپانل با دیگر سیستمهای متعارف از نظر اتلاف انرژی ۲۱
- جدول (۲-۲) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R ، و حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m ۲۵
- جدول (۱-۳) سطوح عملکرد سازه‌ای و خرابی‌های پیش‌بینی شده اعضای دیوارهای بتنی ۳۹

۴۵	جدول (۲-۳) سطوح و محدوده‌های عملکرد کل ساختمان
۴۷	جدول (۳-۳) کنترل خرابی و سطوح عملکرد مختلف
۵۰	جدول (۴-۳) اهداف بهسازی
۵۵	جدول (۵-۳) مقایسه حد تغییرمکان جانبی در استاندارد ۲۸۰۰ و دستورالعمل FEMA 273
۷۲	جدول (۱-۴) مقدار ضرایب اصلاح C_0
۷۳	جدول (۲-۴) مقدار ضرایب اصلاح C_2
۸۳	جدول (۳-۴) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی اعضای کنترل‌شونده با خمش
۸۴	جدول (۴-۴) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی اعضای کنترل‌شونده با برش
۸۶	جدول (۱-۵) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R ، و حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m
۹۴	جدول (۲-۵) مشخصات مصالح بتنی به کار رفته در سیستم سازه سوپرپانل مدل (۱-A)
۹۵	جدول (۳-۵) جزئیات پانلهای دیواری سوپرپانل در مدل (۱-A)
۹۶	جدول (۴-۵) جزئیات تیرهای کوپله در مدل (۱-A)
۹۸	جدول (۵-۵) مشخصات مصالح بتنی به کار رفته در سیستم سازه سوپرپانل مدل (۲-A)
۹۹	جدول (۶-۵) جزئیات پانلهای دیواری سوپرپانل در مدل (۲-A)
۱۰۰	جدول (۷-۵) جزئیات تیرهای کوپله در مدل (۲-A)
۱۰۳	جدول (۸-۵) مشخصات مصالح بتنی به کار رفته در سیستم سازه سوپر پانل مدل (۳-A)
۱۰۴	جدول (۹-۵) جزئیات پانلهای دیواری سوپرپانل در مدل (۳-A)
۱۰۵	جدول (۱۰-۵) جزئیات تیرهای کوپله در مدل (۳-A)
۱۳۳	جدول (۱-۷) مقادیر ضریب نامعینی
۱۳۴	جدول (۲-۷) مقادیر پارامترهای مختلف و ضریب رفتار بدست آمده از تحلیلها برای جهت $H1$
۱۳۴	جدول (۳-۷) مقادیر پارامترهای مختلف و ضریب رفتار بدست آمده از تحلیلها برای جهت $H2$
۱۴۷	جدول (۴-۷) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۱-A تحت الگوی بارگذاری ELF
۱۴۷	جدول (۵-۷) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۱-A تحت الگوی بارگذاری MCD
۱۴۷	جدول (۶-۷) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۱-A تحت الگوی بارگذاری ULD
۱۴۹	جدول (۷-۷) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۲-A تحت الگوی بارگذاری ELF
۱۴۹	جدول (۸-۷) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۲-A تحت الگوی بارگذاری MCD
۱۴۹	جدول (۹-۷) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۲-A تحت الگوی بارگذاری ULD
۱۵۲	جدول (۱۰-۷) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۳-A تحت الگوی بارگذاری ELF

۱۵۲	جدول (۷-۱۱) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل $A-3$ تحت الگوی بارگذاری MCD
۱۵۲	جدول (۷-۱۲) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل $A-3$ تحت الگوی بارگذاری ULD
۱۵۶	جدول (۷-۱۳) شتابنگاشتها، شتاب بیشینه و مدت زمان استفاده شده برای تحلیل دینامیکی غیر خطی

۱-۱- مقدمه

آنچه که از یک زمین لرزه بر جای می ماند تنها خساراتی است که به اشکال مختلف خود را نشان می دهد. مطالعه خسارات اولین و بهترین روشی است که بوسیله آن می توان تاثیر زمین لرزه را بر جامعه از جهات گوناگون مورد بررسی قرار داد.

منطقه زلزله زده آزمایشگاه بزرگی در مقیاس واقعی است که انواع خسارات وارده به ساختمانها، تاسیسات و ... را به نمایش می گذارد و میزان درستی و دقت آیین نامه های مختلف، کیفیت مصالح، کیفیت اجزاء و نکات دیگری را در رابطه با ساختمانها باز می نماید. مطالعه خسارات، نقاط ضعف و دقت روشهای طراحی، اجرائی و آیین نامه ها را مشخص می کند و علاوه بر آن بسیاری از نکات ظریف و دقیق را به مهندسين و متخصصین امر نشان می دهد، زمین لرزه خسارات بسیار متنوع و گوناگونی در پی دارد که به طور اختصاصی به بعضی اشاره خواهد شد. در این بخش تنها به اختصار به بررسی خسارات سازه ای در بناهای بتن آرمه و خصوصاً دیوارهای بتن آرمه پرداخته و پس از آن مطالب کوتاهی در ارتباط با لزوم ارزیابی رفتار دینامیکی سازه های طراحی شده با آیین نامه های موجود را بررسی می کنیم.

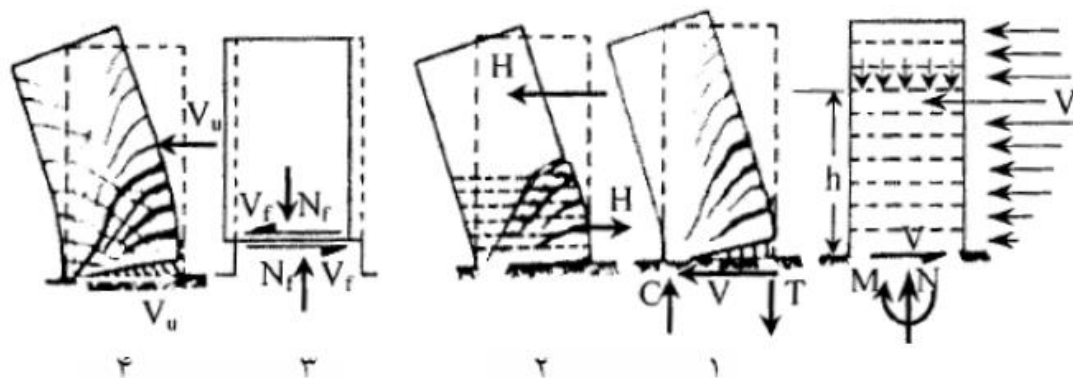
۱-۲- خسارت های سازه ای در سازه های پانلی

اولین خساراتی که در اثر وقوع زمین لرزه بوجود می آید خسارات وارد بر ساختمانهاست که باعث تلفات انسانی، اقتصادی، فرهنگی و ... به آنها می شود. از عوامل موثر بر خسارات ساختمانی می توان خصوصیات زمین ساختی منطقه (مدت زمین لرزه، محتوای فرکانسی، شتاب بیشینه حرکت زمین، دامنه ارتعاش و ...)، کیفیت و کمیت ساختمانها را نام برد. اما خسارات اصلی زمین لرزه تلفات انسانی است که با ارزش ترین سرمایه هاست. از میان خسارات زمین لرزه، خسارات ساختمانی و خصوصاً خسارات ناشی از ضعف عناصر سازه ای به عنوان مولد سایر خسارات، بیشتر مورد بحث قرار خواهد گرفت.

با در نظر گرفتن این نکته که هر سیستم سازه‌ای پانلی را میتوان ترکیبی از دیوارهای برشی و تیرهای کوپله‌کننده آنها دانست، می‌توان وجود ضعف در هر یک از موارد فوق را باعث ایجاد ضعف در کلیت این سازه‌ها تلقی کرد، بنابراین در ادامه به توضیح مختصری از ضعفهای احتمالی موجود و مودهای محتمل شکست در هر یک از آنها می‌پردازیم.

۱-۲-۱- مودهای شکست دیوارهای برشی:

در پی مشاهدات انجام شده از تخریب ساختمانهای دارای دیوارهای برشی، در زلزله‌های گذشته مشخص شده است که دیوارهای برشی غالبا تحت اثر چهار نوع ضعف دچار تخریب شده‌اند. بنا بر مشاهدات و مبتنی بر توصیه‌های اکید بسیاری از آیین‌نامه‌ها و توصیه اکثر طراحان باید حالت‌های شکست را شناسایی کرده و برای جلوگیری از آن در فرآیند طراحی و ساخت و ساز، تمهیدات لازم اندیشیده شود. بطور کلی حالت‌های تخریبی برای دیوارها را می‌توان چنین برشمرد [۱]:



شکل (۱-۱) انواع تخریب‌های متداول در دیوارهای برشی [۱]

۱- تخریب خمشی

۲- تخریب برشی

۳- تخریب لغزندگی

۴- تخریب چرخش پایه یا شالوده

۱-۲-۱-۱- تخریب ناشی از خمش

در تخریب خمشی، مفصل یا لولای خمیری در پای دیوار تشکیل می‌شود که این نقطه محل حداکثر نیروی برشی نیز می‌باشد. برای کنترل برش طول این ناحیه را معمولاً بین یک تا یک و نیم برابر طول دیوار در نظر می‌گیرند. این منطقه از دیوار بایستی بخوبی فولادگذاری شود و بقدر کافی فولادهای برشی نیز در آن تعبیه گردد [۱].

۱-۲-۱-۲- تخریب ناشی از برش

تخریب ناشی از برش در دیوارهای برشی در منطقه مفصل خمیری اتفاق می‌افتد. در این منطقه ترکهای ناشی از خمش رشد کافی یافته، هم در ضخامت و هم در طول بزرگتر شده و سپس با ترکهای ناشی از کشش قطری یعنی تنشهای کششی اصلی حاصل از برش ترکیب شده و پس از چند تناوب، بتن قادر به تحمل برش نبوده و تنها فولادهایی که بصورت افقی تعبیه شده باشند می‌توانند در مقابل برش مقاومت نمایند. از اینرو باید دانست که دیوار برشی که برای تحمل لنگر خمشی طراحی شده است در حالت شدید و بحرانی دچار تنشهای حاکم برشی شده و رفتار آن در منطقه لولای خمیری تابع نیروی برشی خواهد شد. البته لازم به یادآوری است که اگر فولادهای افقی بقدر کافی در مقطع تعبیه شده باشند، تخریب قطری فشاری در مقطع اتفاق خواهد افتاد و در صورت عکس این مطلب تخریب بصورت قطری کششی خواهد بود. مقاومت برشی در واقع ترکیبی از مقاومت برشی بتن و فولادهای افقی است که بر اثر تناوب در اعمال بارهای جانبی بتدریج از مقاومت برشی بتن کاسته می‌شود تا جائیکه تنها فولادهای افقی وظیفه تحمل تنشهای برشی را خواهند داشت.

همانطور که مشخص است بایستی از تخریب برشی دیوارها و کلیه مقاطع جلوگیری بعمل آورد ولی از طرفی در حالت نهائی، حداکثر ظرفیت خمشی دیوار در مقطع پای دیوار است و در همین مقطع نیروی برشی حداکثر که این نیروی برشی تابعی است از ارتفاع نقطه اثر برآیند نیروهای جانبی نیز اثر می‌کند. در آئین‌نامه‌ها تغییرات شتاب طبقات را بصورت خطی در نظر می‌گیرند که البته شتاب طبقات بر حسب ارتفاع آنها تا پای دیوار (ساختمان) در نظر گرفته می‌شود و بهمین دلیل توزیع نیروهای جانبی را معمولاً بصورت مثلی می‌گیرند. بدیهی است که برای روشهای استاتیکی معادل همین نوع تغییرات شتاب را که شکل توزیع نیروهای جانبی در مود اصلی ارتعاش است توصیه می‌کنند و محل اثر برآیندها در $2/3$ ارتفاع

است. از طرفی دیگر تحلیل دینامیکی در منطقه خمیری نشان می‌دهد که در اثر ترکیب مودهای مختلف محل اثر برآیند نیروهای جانبی در ارتفاعی به مراتب کمتر از $2/3$ ارتفاع خواهد بود. بنابراین اگر ظرفیت کامل خمشی در مقطع پای دیوار در حالت نهائی مدنظر باشد، مقدار نیروی برشی نظیر آن بدلیل کاهش در بازوی لنگر خیلی بیشتر از مقادیر محاسبه شده می‌شود [۱].

۱-۲-۳- تخریب برشی در لغزش

در اینگونه تخریب، دیوار در جهت طول خود یعنی در جهت افقی دچار حرکت می‌شود. برای جلوگیری از این حرکت لازم است با تعبیه فولادهای قائم در دیوار و فونداسیون چاره‌اندیشی کرد. البته علاوه بر این فولادها بایستی از فولادهای قطری نیز بهره جست. این قبیل تخریب در محل درزهای اجرائی نیز اتفاق می‌افتد.

این نوع تخریب‌ها در محل درزهای اجرائی اتفاق می‌افتد که می‌تواند ناشی از اشکالات عمده اجرائی، از قبیل عدم رعایت سطح مضرس بتن روز قبل برای حصول چسبندگی بیشتر با بتن روز بعد، عدم وجود آرماتورهای دوخت، عدم تجانس بتن دو مرحله قبل و بعد و این قبیل مشکلات، باشد. بهر حال بیشترین حالتی که ممکن است دیوار برشی دچار چنین تخریبی شود، کم بودن نیروهای ثقلی منتقل شده به دیوار است که پایداری آنرا افزایش نداده باشد. مطالعه در برش لغزشی و در مراحل ارتجاعی - غیرارتجاعی و غیرارتجاعی نشان داده است که در اثر بارهای تناوبی، مقاومت و سختی دیوار بشدت کاهش یافته و از قدرت جذب انرژی دیوار بطرز فاحشی کاسته می‌شود [۱].

۱-۲-۲- مودهای شکست تیرهای همبند [۸]:

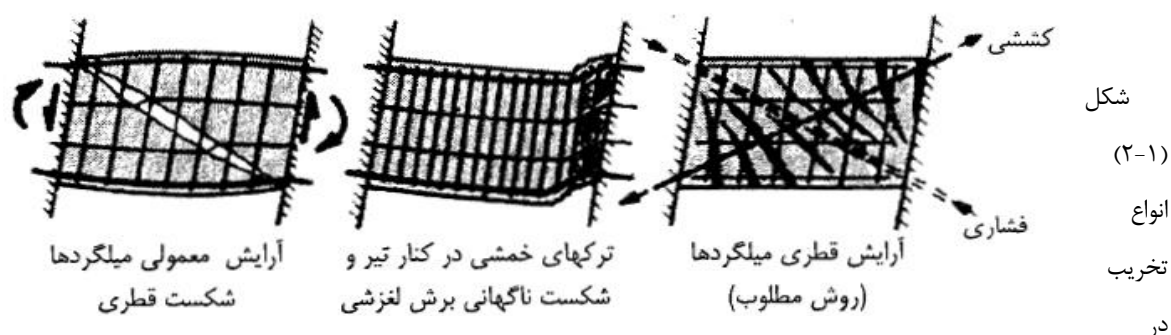
از آنجا که تیر همبند (تیرهایی که دو دیوار برشی را به هم پیوند می‌دهند) نیروی برشی قابل توجهی را از یک دیوار برشی با عملکرد کنسولی به دیوار برشی دیگر انتقال می‌دهد، تغییر شکل برشی زیادی در آن به وقوع می‌پیوندد، در نتیجه این تیر در زلزله سریعاً تخریب می‌شود. تا کنون تحقیقات بسیار زیادی بر روی این

تیر انجام شده است، شرایط و چگونگی تخریب آنها مشخص شده و از این رهگذر ضوابط و قواعد مربوط به طراحی آن بخوبی بدست آمده است. بطور خلاصه و کلی ۳ نوع تخریب برای این تیرها متصور است، به عبارت دیگر غلبه این نوع تخریب بر سایر تخریب‌های احتمالی بیشتر است و آنها عبارتند از :

۱. شکست قطری فشاری و کششی

۲. تخریب خمشی

۳. شکست کششی قطری



تیرهای رابط [۸]

هر یک از این ۳ نوع در شکل (۲-۱) نشان داده شده‌اند، در این تیرها آرایش فولاد گذاری مانند تیرهای متداول یا معمولی بوده است. البته در نوع تخریب خمشی، در کنار تیر پس از ایجاد ترکهای خمشی قابل ملاحظه، سرانجام بر اثر لغزش آرماتورها، شکست ناگهانی رخ می‌دهد. در حالت سوم که به نوعی می‌تواند برآیند دو رفتار اول و دوم تصور شود، ترکهای قطری و کششی در مسیر یک قطر و خردشدگی بتن در مسیر قطر دیگر اتفاق می‌افتد. در هر صورت برای دیوارهای سازه ای دارای بازشو، نشان داده شده است که محل تیرهای همبند بسیار بحرانی است و غالباً شکست دیوارها در این نواحی رخ داده است. نتایج کلیه بررسیها دیکته می‌کند که رفتار ارتجاعی و غیر ارتجاعی تیرهای رابط باید بطور مشخص مورد بررسی قرار گیرد، زیرا هنگام وقوع زلزله، تیرهای همبند تحت اثر نیاز شکل‌پذیری زیاد قرار می‌گیرند و اگر آنها را خیلی سخت طراحی کنیم ممکن است دچار شکست کششی قطری شوند. بنابراین ضمن اینکه باید دارای مقاومت خوب و بالا باشند باید از شکل‌پذیری زیادی نیز برخوردار باشند. البته تحلیل و طراحی دیوارها باید به نحوی باشد که ما را از تشکیل لولای خمیری (جاری شدن فولادها) مطمئن سازد به نحوی که شکست قطری کششی نه

در دیوار و نه در تیرهای رابط رخ دهد به عبارت دیگر باید لولای خمیری ابتدا در تیرهای همبند و سرانجام در پای دیوار تشکیل شود.

۱-۳- مقدمه ای بر لزوم ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها:

در هنگام وقوع زلزله های شدید و متوسط، ساختمانها با ورود به ناحیه غیرارتجاعی، رفتار غیرخطی دارند. از اینرو در صورت طراحی مناسب، بر اثر تغییر شکل‌های غیرارتجاعی، انرژی زیادی را به صورت انرژی میرایی و پسماند^۱ جذب نموده و در نتیجه، توان تحمل نیروهای بزرگتری خواهند داشت. تحلیل و طراحی سازه‌ها، بر اساس رفتار ارتجاعی و عدم توجه به رفتار خمیری و ظرفیت جذب و دفع انرژی آنها به هنگام تحمل نیروهای بزرگی مانند زلزله که نیروهای غیردائمی و ریسکی می‌باشند، باعث یک طرح غیر اقتصادی خواهد شد [۷].

محققین براساس مطالعاتی که بر روی اثرات زمین لرزه‌های اخیر همچون زمین‌لرزه‌هایی Northridge آمریکا در سال ۱۹۹۴ و زمین لرزه‌های دیگر انجام داده‌اند، مشاهده کردند که سازه‌هایی که با آئین‌نامه‌های متداول طراحی شده‌اند از لحاظ تامین امنیت و سلامت جانی عملکرد خوبی دارند ولی میزان خسارت وارد بر این سازه‌ها (مخصوصاً سازه‌هایی که از لحاظ کارایی مهم است مثل بیمارستان‌ها و مراکز درمانی و...) بسیار بالا بوده و از لحاظ اقتصادی تعمیر و مرمت آنها توجیهی ندارد [۷].

علت این رفتار سازه‌ها در برابر زلزله را می‌توان در روشهای طراحی آئین‌نامه‌های متداول جستجو کرد. در طراحی با این آئین‌نامه‌ها دیده می‌شود که ساختمانها در برابر زلزله‌هایی جزئی خسارات چندانی مهمی نمی‌بینند و در برابر زلزله‌های متوسط خسارتهای قابل جبران و در زمین لرزه‌های اصلی بدون فرو ریزش سیستم سازه‌ای باقی می‌مانند در واقع آئین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها در برابر زلزله عمدتاً با هدف کاهش تلفات جانی ناشی از زلزله تدوین شده‌اند [۱۴].

این آئین‌نامه‌ها فاقد مکانیزم لازم جهت کنترل ساختمانها در سطوح عملکرد متفاوت می‌باشند، به عبارت دیگر هرگاه مالک ساختمان سطح رفتاری و عملکردی خاصی را از سازه برای

۱. Hysteresis

سطح خطر خاصی در نظر داشته باشد، روشهای تجویزی این آئین نامه ها کارآیی لازم را ندارد. با توجه به مطالب فوق و همچنین افزایش اطلاعات مهندسين درباره پدیده زلزله و درک بهتر رفتار سازه ها تحت زلزله و پیدایش کامپیوترهای دارای سرعت و حافظه بالا و برنامه های پیشرفته تحلیلی و تحقیقاتی که در کشورهایی چون آمریکا و نیوزلند انجام گرفته است، مبنای طراحی سازه ها در جهان در حال دگرگونی است و برخلاف آئین نامه های قدیمی برای طراحی، معیارهای خاصی را جهت رسیدن به عملکرد مطلوب سازه با توجه به سطح خطر لرزه خیزی در نظر می گیرند. در این دستورالعمل ها با توجه به عملکردی که از عناصر سازه ای و غیرسازه ای یک بنا انتظار می رود سازه طراحی می شود. به عنوان مثال در گزارشات Federal Emergency Management Agency (FEMA) اهداف عملکردی شامل جلوگیری از تخریب کامل^۲، مصونیت جانی^۳، استقرار فوری^۴ و قابل کاربری بودن^۵ پس از زلزله می باشد [۷].

بنابراین با توجه به مطالب فوق ابتدا می بایستی معلوم شود که از یک سازه در برابر زلزله چه انتظاری می رود سپس با توجه به موقعیت ساختگاه سازه، زلزله طرح سازه مشخص شود و طرح سازه بصورتی انجام شود که در برابر این زلزله بتواند انتظارات عملکردی کاربر را فراهم آورد.

پس می توان گفت که سازه طراحی شده براساس مبانی طراحی براساس عملکرد، سازه ای است اقتصادی، بصورتی که عملکرد سازه ای و غیر سازه ای مورد نیاز را با توجه به موقعیت و لرزه خیزی ساختگاه، داشته باشد. بنابراین کاربران سازه می توانند سازه هایی با خسارتهای مورد انتظار در سطوح بخصوصی از زمین لرزه داشته باشند.

در مورد سازه هایی که براساس آئین نامه های کنونی مثل ۲۸۰۰، UBC و ... طراحی و ساخته میشوند می توان گفت که عملکرد مصونیت جانی همچنان مفروض است، ولیکن با روش طراحی براساس عملکرد، آسیب دیدگی واقعی ساختمان در سطوح خاصی از لرزش زمین، در مقایسه با معیارهایی مقرر شده و قابل قبول، مورد ارزیابی قرار می گیرد. در این روش اطلاعات همراه با

۱. Collapse Prevention

۲. Life Safety

۳. Immediate Occupancy

۴. Operational

جزئیات لازم برای مالک سازه در مورد خسارتهای مورد انتظار در سطوح بخصوصی از زمین‌لرزه را فراهم می‌آورد. آنگاه این اطلاعات، پایه و اساس منطقی جهت تصمیم‌گیری برپایه بهینه کردن هزینه‌ها خواهد بود [۷].

کارهای زیادی در زمینه طراحی براساس عملکرد در کشورهای مختلف انجام شده است که خود نشان دهنده اهمیت این موضوع نزد کشورهای زلزله‌خیز دنیا می‌باشند. از جمله این کشورها نیوزلند است که راهنمای ریسک لرزه‌ای ساختمان را تهیه کرده است. این راهنما شامل معیارهای عملکرد لرزه‌ای و اهداف عملکردی می‌باشد. همچنین ارائه مفاهیم طراحی براساس عملکرد در دستورالعمل‌های Applied Technology Council (ATC) و FEMA است که در ایالات متحده معرفی شده‌اند. این اسناد و مدارک قدرت آئین‌نامه‌ها را ندارند اما بهترین جزئیات تجربی را جهت شناخت و مقاوم سازی ساختمانهای موجود در بردارند و چنانچه طراحی براساس عملکرد فراگیرتر شود این راهنماها گسترش بیشتری پیدا می‌کنند.

۴-۱- هدف تحقیق

از اواسط قرن اخیر رشد روز افزون جمعیت و توسعه شهرها موجب گردید تا از فناوری‌های جدید در صنعت ساختمان استفاده شود و همزمان اختراعات و دستاوردهای فنی بسیار پدید آمد تا به کمک آن بتوان با سرعت بیشتر و کیفیت مطلوبتری اقدام به ساخت انبوه مسکن نمود، چرا که روشهای سنتی قادر به پاسخگویی به این نیاز نبودند. ظهور انواع سیستمهای ساختمانی پانلی تحولی قابل ملاحظه در صنعتی کردن روند ساختمان سازی به شمار می‌رفت که از سال ۱۹۷۰ در بسیاری از کشورهای اروپایی و آمریکا مورد استفاده قرار گرفته است. ورود این تکنولوژی به کشور ما نیز همانند دیگر تکنولوژی‌های وارداتی تنها به صورت یک کپی برداری صرف انجام شد [۲۱].

با توجه به ناشناخته ماندن ماهیت زلزله، ضرورت انجام مطالعات مربوط به این سازه‌ها علی‌الخصوص مطالعات دینامیکی و شناخت دقیقتر رفتار دینامیکی بیش از پیش خود را نمایان می‌کند. وجود ابهامات در زمینه پارامترهای دینامیکی خصوصا ضریب رفتار این سازه‌ها در استاندارد [۲۸۰۰] [۴] که به عنوان اصلی‌ترین مرجع و معیار فنی موجود در زمینه برآورد نیروهای زلزله به شمار می‌رود، یکی از بارزترین مشکلاتی است

که طراحان در زمینه بارگذاری لرزه‌ای این سازه‌ها با آن روبرو هستند. وجود ابهاماتی در رابطه با شکل‌پذیری و عملکرد این سازه‌ها نیز نیاز به مطالعه بیشتر در رابطه با رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها را نشان می‌دهد.

برای بررسی دقیق ساختمانهای موجود و کنترل و ارزیابی لرزه‌ای آنها نیاز به یک روند کامل، مشابه طراحی می‌باشد با این تفاوت که در طراحی معمولی همه چیز از ابتدا آغاز می‌گردد و هیچ پیش فرضی وجود ندارد، در حالی که در جریان یک پروژه ارزیابی، در ابتدا نیاز به جمع‌آوری اطلاعات از سازه موجود است، پس از آن با وجود این اطلاعات می‌بایست سازه مورد نظر به صورتی مدلسازی و تحلیل شود تا رفتار و عملکرد سازه در هنگام زلزله مشخص گردد. حال برای کنترل نتایج بدست آمده نیاز به معیارهای خاصی می‌باشد تا در نهایت لزوم یا عدم لزوم به بهسازی برای ساختمان موجود مشخص شود.

هدف از این پایان‌نامه بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های پانلی ۶، ۹ و ۱۲ طبقه متقارن است. برای این منظور سازه‌های مذکور براساس آئین‌نامه‌های *ACI 318-05* [۱۲]، بتن ایران (آبا) [۳] و استاندارد ۲۸۰۰ [۴] بررسی و بصورت سیستم دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی تحلیل و طراحی می‌شوند. سپس با اعمال معیارهای دستورالعمل *FEMA 273* [۹] به ساخت مدل‌های مورد نیاز برای بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های سوپرپانل پرداخته شده است. و در نهایت با جمع‌بندی نتایج بدست آمده به ارزیابی لرزه‌ای آنها با استفاده از روش‌های دستورالعمل *FEMA 440* [۱۰] و بررسی کفایت یا عدم کفایت پاسخ لرزه‌ای این سازه‌ها با توجه به معیارهای موجود در این دستورالعمل به ارائه نتایج و چند پیشنهاد پرداخته شده است.

۲-۱- مقدمه:

امروزه در کشور، سالانه بیش از هفتصد هزار نفر واحد مسکونی ساخته می‌شود و قرار است این مقدار ظرف چند سال آینده به بیش از یک میلیون واحد افزایش یابد. علیرغم اینکه در طراحی‌های معماری، محاسبات فنی مربوط به سازه، تأسیسات گرمایشی، سرمایشی و برقی ساختمانها مسایل فنی و مهندسی بخوبی مدنظر مهندسان طراح قرار می‌گیرد، اما در حین ساخت به علت 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 به نوبه خود باعث افزایش مدت زمان ساخت، پایین آمدن کیفیت و در نهایت عمر مفید ساختمانهاست که به تبع آن ارزش سرمایه گذاری در طی دوره عمر مفید ساختمان را

پایین می‌آورد و نهایتاً در نگاه کلان با توجه به کل ظرفیت ساختمان سازی کشور ما، باعث تحمیل هزینه‌های هنگفت به اقتصاد مملکت می‌شود.

در کشورهای پیشرفته سالهاست که مسایل مربوط به دوام مصالح، سرعت اجرا، کاهش مصالح، جلوگیری از اتلاف انرژی و مقاوم بودن ساختمانها در برابر سوانح طبیعی مورد توجه و تحقیق دائم قرار گرفته که منجر به نوآوری‌ها و تکنیکهای مدرن در زمینه صنعت ساختمان شده است.

استفاده از روشهای صنعتی و نیمه صنعتی جهت پاسخگویی به نیاز مسکن از اهداف و سیاستهای مهم کشورهای در حال توسعه و صنعتی می‌باشد. بطوریکه حجم عظیمی از ساخت و سازها بایستی با بهره‌گیری از قطعات پیش ساخته در کارخانه‌های تولید صنعتی ساختمان تأمین گردد. لذا نیاز به روش نوین در صنعت پیش سازی ساختمان بهترین تدبیر جهت برطرف کردن مرزهای بحرانی برای انبوه سازی می‌باشد.

۲-۲- معرفی سیستمهای سازه‌ای پانلی:

پانل^۶ در زبان انگلیسی به معنی تابلو، صفحه و قطعه می‌باشد. منظور از سازه‌های پانلی نوع خاصی از سازه‌ها نیست. سیستمهای پانلی در واقع سیستمهای سازه‌ای هستند که متشکل از قطعاتی چون دیوارها، سقفها و پارتیشن‌ها هستند، این قطعات پس از کامل شدن چیدمان هندسی طبق پلان معماری ساختمان یا عناصر سازه‌ای بسته به نوع سازه بوسیله یک ماده پرکننده که در اغلب موارد ملات ماسه سیمان است، کارکردی یکپارچه پیدا می‌کنند. اغلب سازه‌های پانلی موجود به دو سبک کلی ساخته می‌شوند.

دسته اول از نوع ساندویچ پانلها بوده که ماده پرکننده آنها (ملات ماسه سیمان) با استفاده از پمپهای ویژه به صورت شاتکریت بر روی پانلها اجرا می‌شود. این پانلها در چندین نوع سقف، دیوار باربر و پارتیشن موجودند ولی اغلب استفاده آنها در سازه‌ها به صورت پارتیشن بندی می‌باشد.

۱. Panel

در نوع دوم که به قالب بندی درجا^۲ معروف است ملات ماسه سیمان بدون استفاده از هیچ ابزار خاصی داخل پانلها ریخته شده و پس از سخت شدن ملات، سازه یکپارچه‌ای که در آن کمترین المانهای قابی (تیر-ستون) موجود است، حاصل می‌شود. به علت کارکرد سازه‌ای این دیوارها استفاده از آنها به عنوان المانهای باربر جانبی باعث می‌شود تا کاربرد آنها از لحاظ ارتفاع و دیگر پارامترهای سازه‌ای تا جایی که ضوابط آیین‌نامه‌ای اجازه می‌دهد هیچ محدودیتی نداشته باشد. با توجه به عنوان این پایان نامه که نوع دوم سازه‌های پانلی را مورد مطالعه قرار می‌دهد، در رابطه با معایب، مزایا و روشهای اجرای این نوع از سازه‌ها در بخشهای بعدی مطالبی را به تفصیل خواهیم گفت.

۲-۳- سیستم پانل پیش ساخته 3D:

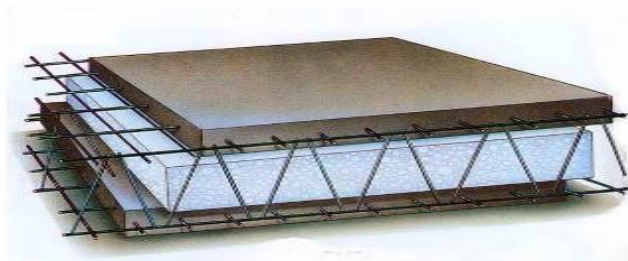
صنعت ساختمان در جهان حدود صد تا صد و ده سال قدمت دارد و شروع آن به زمانی باز می‌گردد که اولین تیرهای بتنی به صورت T شکل، تولید صنعتی شده و قطعات بتنی با اشکال مختلف درمقیاس صنعتی تولید شد. اگر تکنولوژی ساختمان را به معنی وارد شدن صنعت در ساختمان سازی بگیریم از حدود سال ۱۳۴۷ تکنولوژی ساختمان وارد ایران شد و اوج آن زمانی بود که ساختمان سازی به صورت شهرک سازی در بعضی از شهرهای بزرگ مثل اصفهان (مجمع ذوب آهن) اهواز، تبریز، تهران و برخی دیگر از شهرها شروع شد این صنعت بیشتر از کشورهای اروپایی مانند آلمان، هلند، انگلیس و فنلاند به ایران وارد شد [۲۱].

۲-۳-۱- تکنولوژی سازه های پیش ساخته سبک:

تنوع تکنولوژیهای ساختمانی بسیار زیاد است و هر کدام ویژگیها و قاعدتاً محدودیتهای خاص خود را دارند سیستم سازه‌های پیش ساخته سبک را حدوداً ۳۴ سال پیش یک آمریکایی ابداع کرد. مرحله صنعتی شدن آن ۵ تا ۶ سال به طول انجامید. عمده‌ترین شرکت‌هایی که در دنیا این تکنولوژی را به کار می‌گیرند، شرکت $E.V.G$ اتریش و شرکت‌های $3D Panel$ و RAM در آمریکا می‌باشند. توجه زیاد صنایع اروپایی به تکنولوژی سازه‌های پیش ساخته سبک به خاطر مشکلاتی بود که در سایر تکنولوژیهای پیش ساخته وجود

داشت بطور مثال فناوری *Large panel* با وجود سرعت بالا و کارخانه‌ای بودن آن، با مشکل ضعف اتصالات روبرو است و همچنین وزن سنگین ساختمان یک معضل جدی در این تکنولوژی به شمار می‌رود. حمل و نقل قطعات سنگین بتنی این فرایندها را دشوار می‌کند. در زلزله‌ی که چند سال پیش در ترکیه اتفاق افتاد، ساختمانهای زیادی که در آنها از تکنولوژی *Large panel* استفاده شده بود به دلیل ضعف اتصالات تخریب شدند. در تکنولوژی سازه‌های پیش ساخته سبک بر خلاف روش *Large Panel* که اتصالات به صورت کام و زبانه است، اتصالات (دیوار به دیوار، سقف به دیوار و دیوار به پی) به صورت یکپارچه است [۲۱].

در روش سازه‌های پیش ساخته سبک اتصالات به صورت جوش نقطه‌ای است و به جای اینکه ابتدا قطعات سنگین بتنی در کارخانه ساخته شده و بعد به هم متصل شوند، ابتدا سازه به صورت شبکه‌های میلگردی که بین آنها (بین دو شبکه میلگرد) یک لایه فوم پلی‌استایرن قرار می‌گیرند ساخته شده و سپس پانلهای سبک در محل احداث ساختمان به فونداسیون با استفاده از میلگردهای انتظار متصل می‌شوند، همچنین دیواره و سقف نیز با استفاده از میلگردهای انتظار به یکدیگر متصل شده تا ساختمان با استفاده از پانلهای سبک برپا شود پس از آن در همان محل دیوارها و سقف و محل اتصالات به صورت همزمان بتن پاشی می‌شوند. بتن از طریق پمپ با فشار هوا به پانلهای پاشیده می‌شود که اصطلاحاً آن را شاتکریت گویند. این روش باعث یکپارچگی در اتصالات شده، استحکام و پایداری ساختمان را در مقابل نیروهای دینامیکی حاصل از زلزله یا طوفان افزایش می‌دهد.

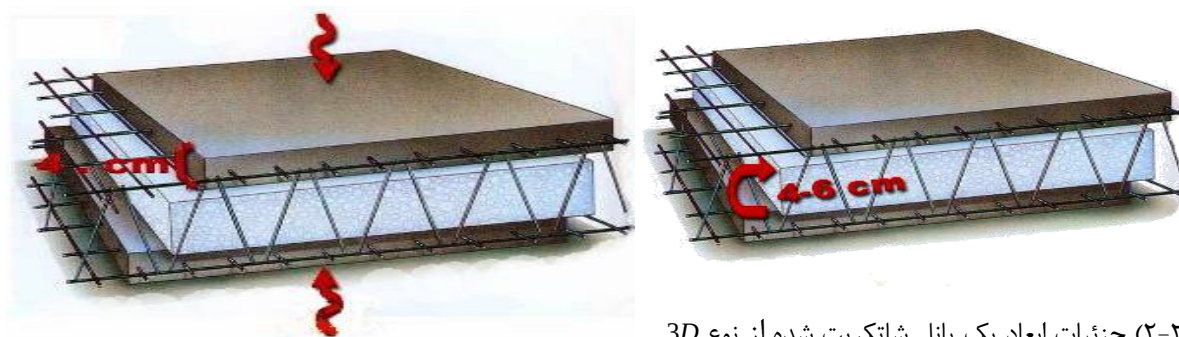


شکل (۱-۲) نمونه یک پانل شاتکریت شده از نوع 3D پانل

این سیستم یک روش جدید در اجرای ساختمان با استفاده از پانلهای باربر با مقاومت بالا برای اجرای سازه‌ها با کاربری مختلف می‌باشد. این سیستم شامل پانلهای تولید شده به صورت شبکه خرپای فضایی جوشی (۳ بعدی - 3D) می‌باشد که با تکنولوژی نقطه جوش تولید شده و صفحه EPS با ضخامت mm ۴۰-۱۰۰ در بین شبکه جوش داده شده فولادی قرار می‌گیرد. دو طرف این

پانل با لایه‌ای از بتن ریز دانه به ضخامت $90 - 50 \text{ mm}$ به روش بتن پاشی پوشیده شده است. در ساختمانهای اجرا شده با این سیستم به علت یکپارچگی دیوارها و سقف سازه ها و نیز باربر بودن پانلها و مکانیزم رفتار باکسی (جعبه ای)، ستونها و تیرهای اضافه ساختمان حذف می شوند و به دلیل کاهش وزن سازه، نیروهای دینامیکی ناشی از زلزله و عوامل محیطی دیگر به شدت کاهش

می یابند، لذا این روش ساختمان سازی در مناطقی با ریسک بالای زلزله (شبهه ایران) و مناطقی که در آنها گردبادها و تندبادهای شدید می وزد، کارایی و کاربرد بالایی داشته و با توجه با کاهش اثر نیروهای پایه حجم عملیات پی سازی در پروژه را کاهش می دهد. قابلیت عالی برش پذیری پانلها



شکل (۲-۲) جزئیات ابعاد یک پانل شاتکریت شده از نوع 3D

پانل

امکان اجرای هر گونه طرح را فراهم می سازد. پانلها در ابعاد استاندارد با عرض 1200 mm و طول مورد نیاز تا 6000 mm بر حسب سفارش تولید می شود. لازم به ذکر است این پانلها به دلیل دارا بودن EPS میانی، صرفه جویی قابل ملاحظه ای در مصرف سوخت و انرژی دارند.

پانلهای سه بعدی را می توان به هر شکل و ابعاد مورد نیاز برش داد. برش بازشوها (اعم از درب و پنجره به راحتی امکان پذیر است.) تأسیسات برقی و مکانیکی قبل از بتن پاشی پانلها در فضای خالی میان مش و پلی استایرن به سهولت قابل اجرا بوده و در نتیجه زمان نصب تأسیسات در این روش سریعتر از روشهای دیگر است. قیمت تمام شده ساختمان در این روش ارزان و اقتصادی بوده و به نیروهای متخصص کمتری در امر اجرا نیاز است.

۲-۴- سیستم ساختمانی سوپر پانل^۱

از جدیدترین سیستمهای ابداعی در زمینه صنعت ساختمان، استفاده از ترکیب بتن آرمه بعنوان عضو باربر و پانلهای پلی استایرن EPS بعنوان قالب بتن و عایق حرارتی می باشند که با نام سیستمهای بتنی با قالب بندی درجا^۲ معروف گشته اند.

سیستم SUPERPANEL که از جدیدترین و کاملترین نوع سیستمهای فوق الذکر می باشد، کمبودها و اشکالات موجود در روشهای قدیمی تر را تا حدود زیادی برطرف نموده است. این سیستم توسط کمپانی PLASTEDIL[®] سوئیس ابداع و تولید آن در ایران تحت لیسانس شرکت مذکور انجام خواهد شد. از این روش تاکنون در بسیاری از کشورهای دنیا از جمله آلمان، ایتالیا، ترکیه، کانادا، آمریکا، امارات متحده، بحرین، عربستان سعودی، روسیه و ایرلند استفاده گردیده است.

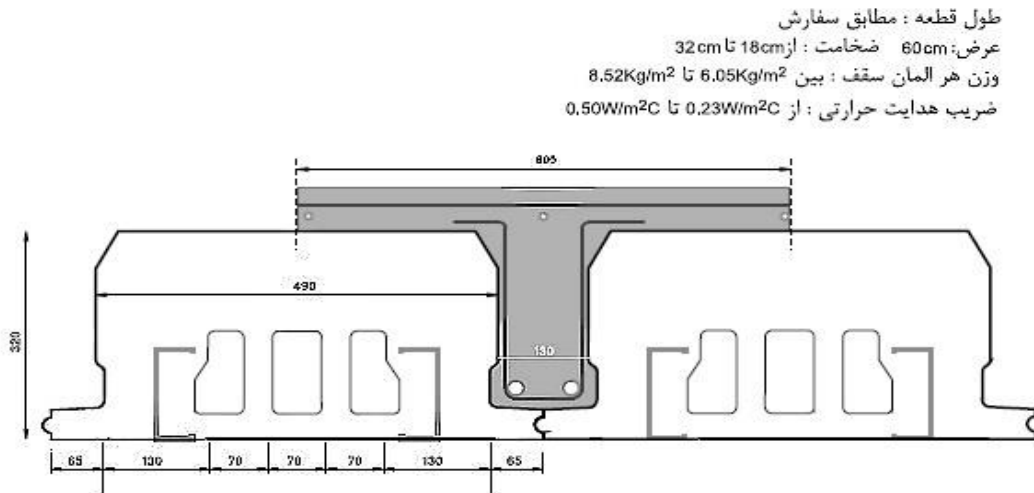
اساس این سیستم همانطور که قبلا نیز اشاره گردید، استفاده از سازه بتن آرمه باربر در سقف و دیوار ساختمان و پارتیشنهای پلی استایرن مسلح سبک، جهت تیغه های غیرباربر می باشد. دیوارها در داخل قالبی از پانلهای مسلح پلی استایرن بتن ریزی می شوند و قالب سقفها نیز از پلی استایرن مسلح بصورت مجوف و شبیه به سقفهای اسپیرال بتنی ساخته می شوند. عبارت دیگر ساختمان در دو لایه از پلی استایرن پیچیده می شود که از لحاظ عایق بندی بیشترین بازدهی را دارا می باشد. کل قطعات دیواری و سقفی و پارتیشن پلی استایرن مسلح در کارخانه آماده و جهت نصب به محل اجرا حمل می شود.

۲-۵- مشخصات فنی سیستم:

۱. Superpanel Construction System

۲. Insulating Concrete Formwork (ICF)

۲-۵-۱- پانل سقفی:



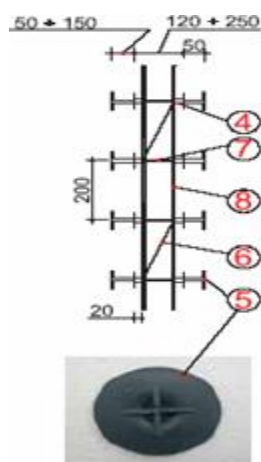
شکل (۲-۳) جزئیات اجرایی پانل‌های سقفی

این پانلها در عرض 60 سانتیمتر و در ضخامت 16 تا 32 سانتیمتر و طول مورد دلخواه تولید می شوند. مطابق شکل (۲-۳) در قسمت زیرین این قطعه ۲ عدد پروفیل از ورق خم شده به شکل ناودانی یا Z وجود دارد که مقاومت مناسبی جهت بارهای وارده در هنگام نصب و ساخت به سیستم می دهند، ضمن آنکه در مرحله نازک کاری می توان از آن به عنوان تکیه گاه، جهت اتصال مکانیکی هر نوع سیستم نازک کاری از جمله پانلهای گچی کناف استفاده نمود. لبه های پایین مقطع به صورت فاق و زبانه با پانلهای مجاور در هم قفل می شوند و در بالا، فضای لازم جهت میلگردگذاری به شکل متداول سقفهای تیرچه بلوک و یا هر شکل دیگر فراهم می کند. همانگونه که در شکل (۲-۳) مشخص است، نیازی به تیرچه جهت اجرای سقف نمی باشد و بتن سقف و تیرچه همزمان ریخته می شود که در نهایت به افزایش سرعت و کیفیت کار منجر خواهد شد. فاصله شمعهای تکیه گاهی در هنگام بتن ریزی تا 2 متر قابل اجراست. جهت گچکاری سنتی میتوان در زیر سقف با استفاده از مش فلزی یا پلاستیکی و مهار آن به سقف، عملیات نازک کاری را انجام داد.

۲-۵-۲- دیوار باربر:

دیوارهای باربر و اصلی سیستم از دولایه پلی استایرن به ضخامت 5 سانتیمتر در طرف داخلی و ضخامت متغیر از 5 سانتیمتر به بالا در لایه بیرونی می باشد که ضخامت لایه اخیر بستگی به میزان عایق حرارتی

خواسته شده قابل افزایش است. شکل (۲-۴) این دو لایه توسط بلتهای دو سر رزوه به قطر 5 میلیمتر در فواصل 20 سانتیمتری به همدیگر متصل می‌شوند. بلتها در کارخانه توسط جوش نقطه‌ای به آرماتورهای قائم وصل و توسط مهره‌های پلاستیکی به پانلهای پلی‌استایرن محکم می‌شوند. نقش بلتها را می‌توان نگهداری پانلهای طرفین، تحمل بار ناشی از بتن‌ریزی و ایجاد تکیه‌گاه برای میلگردهای افقی و قائم دیوار دانست، ضمن آنکه مقاومت بالایی در برابر کمانش دیوار در جهت عمود بر صفحه دیوار فراهم می‌نماید.



۱. پانل پلی‌استایرن خارجی
۲. پانل پلی‌استایرن داخلی
۳. دیواره بتنی یکپارچه
۴. بستهای پلی‌پروپیلن
۵. مهره‌های پلی‌پروپیلن
۶. میله‌های قطری با قطری برابر با 3 mm
۷. میله‌های عرضی رزوه شده با قطری برابر با 5 mm
۸. آرماتور طولی عمودی با قطری برابر با 10-12 mm

شکل (۲-۴) جزئیات اجرایی پانلهای دیواری باربر

فاصله بین دو پانل با تغییر طول بلتها تا 30 سانتیمتر قابل افزایش می‌باشد. عملیات بتن‌ریزی دیوار تا ارتفاع 3.5 متر در یک مرحله قابل اجراست. دانسیته پلی‌استایرن جهت مقاومت در برابر فشار بتن بین 25 تا 30 Kg/m^3 بوده، میلگردها از نوع معمولی AII یا AIII و بتن با مقاومت معمولی از 210 Kg/Cm^2 به بالا می‌باشد. میلگردهای قائم دیوار از قطر 8 تا 12 میلیمتر در کارخانه به همراه بت نگهدارنده در دیوار قرار گرفته و پس از نصب در جای خود مطابق پلان طراحی بتن‌ریزی می‌شوند. از ویژگیهای مهم سیستم خاصیت عایق حرارتی و صوتی آن است که براساس محاسبات و آزمایشهای عملی انجام شده، با اجرای دیوار به ضخامت

بتن 15cm و ۲ صفحه 5cm پلی‌استایرن در طرفین آن، امواج صدا تا میزان 60db و میزان انرژی مصرفی تا 60% کاهش می‌یابد

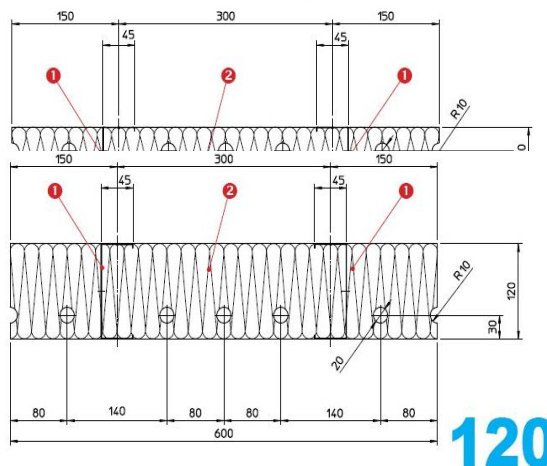
با توجه به اینکه ضخامت بتن و آرماتورگذاری دیوار با محاسبات سازه ای قابل تغییر می‌باشد، لذا محدودیت خاصی در تعداد طبقات قابل ساخت با این سیستم وجود ندارد.

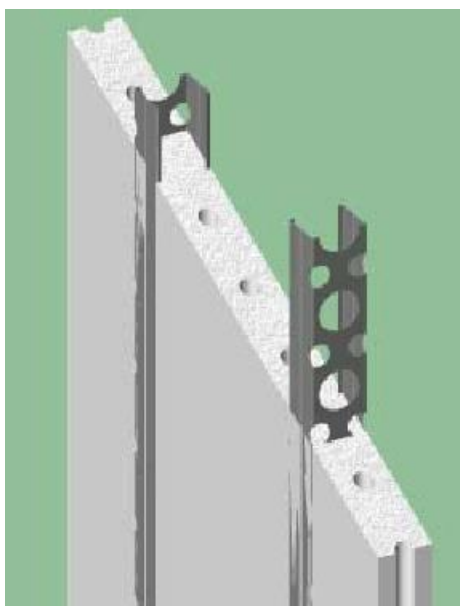
۲-۵-۳- دیوار پارتیشن:

پارتیشن سیستم از جنس پلی‌استایرن و به عرض 60 سانتیمتر و ضخامت از 6 تا 20 سانتیمتر و در طول دلخواه تولید می‌شود. هر مترمربع دیوار حدود 4 - 8.5 Kg بسته به ضخامت وزن دارد. در داخل هر قطعه ۲ عدد پروفیل از ورق خم خورده پانچ شده کار گذاشته شده است که در ارتفاع دیوار ادامه دارد و ضمن فراهم آوردن مقاومت ایستایی، جهت اتصال مکانیکی پارتیشن به سقف و کف و پوشش نازک کاری مورد استفاده قرار می‌گیرد. لوله‌های برق و تاسیسات نیز به سادگی از داخل مقطع پروفیل و سوراخهای پارتیشن قابل عبور می‌باشند.



شکل (۲-۵) نمونه اجرا شده پارتیشن سوپرپانل





۱. پروفیل پانچ شده در سائز های متفاوت بسته به ضخامت پارتیشن
۲. فوم پلی استایرن با ضخامتهای متفاوت بسته به ضخامت پارتیشن

شکل (۶-۲) جزئیات ۲ نمونه از پارتیشنهای سوپرپانل

با توجه به این که در ساختار این پارتیشن‌ها عناصری که باعث بوجود آمدن سختی چشمگیری باشند وجود ندارد می‌توان انتظار داشت که پارتیشن‌های سوپرپانل باعث عدم تقارن در رفتار سازه‌ای نخواهد شد، که این خود نقطه قوتی در مقابل عیب ذاتی پانل‌های ساندویچی است، این مزیت سبب می‌شود تا محاسبات و واقعیت اجرایی از سازه مورد نظر با هم یکسان باشند. جهت حفاظت در برابر آتش اجرای لایه گچی بصورت ورق یا گچکاری سنتی مطابق آیین‌نامه‌های بین‌المللی بر روی پارتیشن می‌بایستی اجرا گردد.

۲-۶- مزایای عمده سیستم سوپر پانل:

۲-۶-۱- سرعت نصب:

بخاطر سبکی وزن قالبهای پلی استایرن وعدم نیاز به جرثقیل در جابجایی آن، قطعات سیستم براحتی و با سرعت در جای خود شاقول و تراز شده و آماده بتنریزی می شود. برای هر مترمربع سقف حدود 1/2 نفر ساعت و جهت دیوار 1/4 نفر ساعت لازم می باشد. با تخمین دست بالا، سازه دیوار و سقف ساختمانی به مساحت 100 مترمربع را در 5 روز کاری می توان اجرا نمود.

۲-۶-۲- صرفه جویی در مصرف انرژی:

از مهمترین ویژگی های این سیستم کاهش مصرف انرژی برای گرم و سرد کردن فضای داخل خانه می باشد. بعلا استفاده از قطعات پلی استایرن در قالب سقف و دیوار، ضریب هدایت حرارتی k بین 0.25 تا $0.35 \text{ W/m}^2.k$ می باشد که حدود 30% ساختمانهای متعارف است. بعبارت دیگر اتلاف انرژی در این سیستم 30% سایر ساختمانهاست که صرفه جویی بسیاری در مصرف سوخت می باشد، ضمن آنکه حجم دستگاههای حرارتی لازم و استهلاك مربوطه را کاهش می دهد [۲۲].

جدول (۱-۲) مقایسه کمی سیستم سوپر پانل با دیگر سیستمهای متعارف از نظر اتلاف انرژی [۲۲]

میزان تولید CO_2 در هر مترمربع در سال	مصرف سوخت هر مترمربع در سال	نوع دیوار	ضخامت دیوار	ضریب - k $\text{W/m}^2.k$
32.9 Kg	12.2 lt	دیوار از آجر سفالی	40	1.22
30.8 Kg	11.4 lt	دیوار از بلوک های سیمانی	40	1.14
17.3 Kg	6.4 lt	دیوار از بتون های سبک گازی	40	0.64
16.7 Kg	6.2 lt	دیوار از دانه های سبک پومیس	40	0.62
6.2 Kg	2.2 lt	تکنولوژی سوپر پانل	35	0.23

۲-۶-۳- افزایش دوام و محافظت سازه ساختمان در برابر محیط:

وجود لایه پلی استایرن در سطح خارجی بتن دیوار و سقف باعث می شود که تاثیرات تغییر درجه حرارت فصول مختلف سال و همینطور اختلاف دمای بین فضای داخل و خارج (حدود 40°C) ساختمان که منجر به ایجاد ترکهای حرارتی و کاهش استحکام می شود حداقل گردد. علاوه بر آن خاصیت ناتراوایی پلی استایرن از نفوذ رطوبت و سایر املاح خورنده به داخل بتن باربر اصلی جلوگیری می نماید که نهایتاً دوام ساختمان را افزایش می دهد.

۲-۶-۴- قابلیت عبور لوله های تاسیساتی:

بعلت وجود سوراخهای سراسری در داخل قالب سقف و فضای مناسب در داخل قالب دیوار لوله های تاسیساتی مربوط به برق، فاضلاب، آب سرد و گرم و گرمایش براحتی در جای خود بصورت دقیق نصب و محکم می شوند، که در نتیجه پس از بتن ریزی نیازی به کنده کاری مجدد نمی باشد.

۲-۶-۵- استحکام و قدرت باربری:

علیرغم اینکه نوع قالب دیوار و سقف از نوع سبک و سریع است ولی بعلت آنکه براحتی میتوان میلگردهای اضافی براساس محاسبات سازه ای در دیوار و سقف قرار داد، محدودیت خاصی نسبت به تعداد طبقات و دهانه های سقف قابل اجرا توسط این سیستم وجود ندارد. به بیان دیگر توان باربری سیستم با سایر سیستمهای بتنی متعارف تفاوتی نخواهد داشت.



شکل

(۲-۷) نمونه

سازه های

مرتفع اجرا

شده با

سیستم باربر

سوپر پانل

۲-۶-۶- کاهش مصرف مصالح نازک کاری:

بخاطر سطوح مسطح و دقیق رویه تمام شده سفتکاری، به علت استفاده از لایه پلی استایرن در رویه آن، ضخامت لایه روکاری نهایی بسیار کاهش می یابد که باعث افزایش سرعت، کاهش وزن و هزینه اجرای پروژه خواهد بود.

۲-۶-۷- قابلیت نصب تخته گچی کناف:

سطح کاملاً مسطح و وجود تکیه گاههای مناسب بر روی سطوح دیوار و زیرسقف امکان نصب مستقیم پانلهای کناف را توسط پیچ یا گچ مخصوص سیستم کناف فراهم می سازد که با درزگیری مختصر پانلهای سطح کار آماده رنگ می شود.

۲-۶-۸- کاهش پرت مصالح و دوباره کاری:

بخاطر دقت اندازه در قطعات سیستم و اجرای توام سیستم آب و فاضلاب با سازه اصلی اکثر دوباره کاریهای معمول در ساختمان و پرت مصالح حذف می گردد.

۲-۶-۹- کاهش وزن ساختمان:

از آنجاییکه در این سیستم در سقف بجای بلوکهای متداول از بلوکهای مجوف پلی استایرن استفاده می شود به دو علت سربار کف کاهش می یابد، اول آنکه هر متر مربع قالب سقف تنها 6 کیلوگرم وزن دارد در حالیکه بلوکهای بتنی وزنی حدود 100 کیلوگرم در مترمکعب را داراست و دوم بعلاوه عبور کلیه لوله های تاسیساتی از داخل سقف و لایه پلی استایرن، احتیاجی به بتن پوکه جهت پر کردن فضای بین لوله های تاسیساتی کف خواب نیست. اگر این ضخامت را 10 سانتیمتر بتن سبک با وزن مخصوص 1000 کیلوگرم در متر مکعب در نظر بگیریم 100 کیلوگرم از بار مرده کاسته می شود، بنابراین در مقایسه با سیستم تیرچه بلوک حداقل از بار مرده سقف 200 کیلوگرم در متر مربع کاسته می شود.

۲-۶-۱۰- انعطاف پذیری و عدم محدودیت معماری:

از آنجاییکه فرم قالبها برآحتی با برش قابل تغییر می باشند، انواع طرحهای پیچیده معماری قابل اجرا است.

۲-۶-۱۱- عایق صدا:

با توجه به استفاده توام بتن و قطعات پلی استایرن بیشتر از 60 دسی بل کاهش صدا در این سیستم قابل دستیابی است که به مراتب بیشتر از سایر روشهای متداول است.

۲-۶-۱۲- صرفه جویی در هزینه حمل:

بعلت وزن ناچیز قطعات پلاستو فوم در یک کامیون ده تن میتوان حدود 40 مترمکعب محصول را حمل و به سایت انتقال داد .

۲-۶-۱۳- بازگشت سریعتر سرمایه ساخت:

با توجه به کوتاه بودن دوره ساخت در این روش نسبت به سایر روشهای سنتی، ساختمان زودتر قابلیت بهره برداری را بدست می آورد که در نتیجه سرمایه ساخت زودتر مستهلک خواهد شد.

۲-۷- معایب و ابهامات موجود در سیستم سازه های پانلی:

۲-۷-۱. بنا به تعریف استاندارد ۲۸۰۰ [۴] از سیستم دیوارهای باربر^{۱۰} (سیستم سازه‌ای است که فاقد یک قاب فضایی کامل برای بردن بارهای قائم می‌باشد. دیوارهای باربر و یا سیستم‌های مهاربندی عمده بارهای قائم را تحمل می‌کنند، مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز با استفاده از دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین می‌شود). می‌توان سازه‌های ساخته شده با سیستم سوپرپانل را از نوع سیستم دیوارهای باربر دانست، لذا برای تعیین ضریب رفتار این سازه‌ها در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] ویرایش ۳ جدول زیر ارائه شده است:

جدول (۲-۲) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R ، و حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان $[H_m]$

H_m	R	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه	با توجه به
۵۰	۷	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	سیستم دیوارهای باربر	
۵۰	۶	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط		
۳۰	۵	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی		
۱۵	۴	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح		

ضرایب رفتار ارائه شده در این جدول و حدود مختلف شکل‌پذیری در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) [۳]، برای ایجاد یک انطباق منطقی بین المانهای این سیستم جدید و مطلوبهای آیین‌نامه‌ای، ابهامات زیادی در زمینه تعیین ضریب رفتار و ارائه جزئیات اجرایی برای تامین شکل‌پذیری مفروض وجود دارد، که این ابهامات از مشکلات اصلی طراحان این سازه‌ها در امر طراحی، و ارائه جزئیات اجرایی منطبق بر ضوابط آیین‌نامه‌ای می‌باشد.

۲-۷-۲. به علت استفاده گسترده از المانهای دیوار باربر در ساخت اسکلت اصلی سازه، مشکل وجود بازشوهای بزرگ برای تعبیه فضاهای لازم جهت پنجره‌ها و دربها باعث بوجود آمدن تیرهای کوپله و دیوارهای همبسته‌ای خواهد شد، که در این تیرها در صورت برقراربودن $\frac{l_n}{h} < 4$ (ACI 318-05 [۱۲])

و یا $\frac{l_n}{h} < 3$ و $V_u > 2A_{cv}v_c$ (آیین‌نامه بتن ایران (آبا) [۳]) (l_n) : طول داخل به داخل تیر، h : ارتفاع کلی تیر، V_u : نیروی برشی نهایی، v_c : تنش برشی مقاوم بتن و A_{cv} : سطح مقطع ناخالص دیوار) تامین مقاومت برشی در این تیرها نیاز به میلگردگذاری قطری در اطراف بازشو دارد که ضوابط مربوط به نحوه آرماتورگذاری

۱۰. Bearing Wall System

قطری و وجود میله‌های قطری و عرضی موجود در بین دو شبکه میلگرد المانهای باربر تا حد زیادی باعث ایجاد مشکلات اجرایی خواهد شد، اگر چه می‌توان با فرض شکل‌پذیری معمولی بر این مشکل فائق آمد، ولی با توجه به نواحی پرخطر لرزه‌ای کشور ایران و پایین بودن جذب انرژی و قابلیت تغییر شکل پلاستیک اندک در سازه‌های با شکل‌پذیری کم، اهمیت برطرف شدن این نیاز اجرایی بیش از پیش خود را نشان می‌دهد.

۳-۷-۲. با توجه به روش اجرای المانهای باربر، میلگردهای افقی در زمان تولید پانل در خط تولید برای ایجاد یکپارچگی در سازه احداث شده با این سیستم حذف می‌شود، تا در زمان اجرا به آرماتورهای مجموعه پانل اضافه شوند، قراردادن میلگردهای افقی علی‌الخصوص زمانی که طول دیوارها کمی بیشتر از حد معمول باشد یکی از نقیصه‌هایی است که اجرای این سازه‌ها را اندکی مشکل می‌کند و این مش‌بندی با در نظر گرفتن شکل میلگردگذاری پانلهای ساندویچی که میلگرد افقی را در مش ابتدایی خود دارد و در زمان نصب تنها از میلگردهای انتظار افقی برای یکپارچه کردن پانلها استفاده می‌کند، نقیصه بزرگی است.

۴-۷-۲. در طراحی ساختمان‌هایی با شکل‌پذیری بالا و متوسط اجرای المانهای مرزی در این سازه‌ها با توجه به ابعاد، شکل، فرم یکنواخت پانلها و جزئیات میلگردگذاری عرضی در این قسمت‌ها، طراحان را بر آن می‌دارد تا توجه بیشتری را هم در مورد شکل‌پذیری و هم در رابطه با انتخاب واریانتهای مختلف میلگردگذاری عرضی داشته باشند. مطلب دیگر در این زمینه وجود محدودیتهای هندسی در المانهای مرزی است، برای مثال در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) [۳] به صراحت حداقل بعد لازم برای المانهای مرزی را 30 cm می‌داند، و با توجه به حداکثر بعد دیوار باربر سوپرپانل که 30 cm است، انتخاب ضخامت اجرائی برای برآورد نیازهای سازه‌ای به علت عدم وجود المانهایی که با آنها بتوان ضخامت را تغییر داد، به امری مشکل تبدیل می‌شود که برای رفع این مشکل نیاز به طراحی قطعاتی است که بتوان با آنها در طول دیوار ضخامت را طبق جزئیات اجرایی کنترل نمود.

۵-۷-۲. عدم حصول اطمینان کامل از ایجاد یک اتصال پوششی^{۱۱} در هنگام نصب المانهای دیوار باربر با توجه به مقادیر رواداریهای ارائه شده برای وصله‌های پوششی در آیین‌نامه‌ها، به این علت که آرایش آرماتورها در المانهای دیوار به صورت منظم بوده ولی در ریشه‌ها به علت وجود خطای نصب نمی‌تواند به همین صورت

۱. Lap Splice

باشد. وجود این عیب ذاتی در حالی است که در ساندویچ پانلها به علت قرار گرفتن مش آرماتور بر روی فوم پلی استایرن این مشکل مرتفع می شود.

۲-۸- روش ساخت اجزا و تولید المانهای سقفی، دیواری و پارتیشن

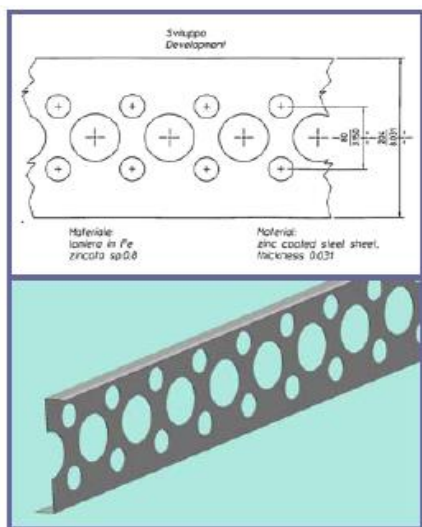
۲-۸-۱- المانهای سقفی و پارتیشن

۲-۸-۱-۱- پلی استایرن منبسط شونده (EPS):

در این روش گرانولهای دانه ای پلی استایرن در داخل محفظه انبساطی ریخته شده و گاز پنتان یا بخار آب که حرارت آن حدود 120°C - 160°C می باشد موجب می گردد تا در زمان کوتاهی دانه ها افزایش حجمی حدود ۸۰ برابر داشته باشند. در مرحله بعدی گرانولها را به داخل قالب هدایت کرده تا با اعمال فشار و بخار، به شکل دلخواه در بیاید.

۲-۸-۱-۲- نوار فلزی گالوانیزه:

این نوار در رولهای حدود 600 کیلویی و به صورت پانچ شده در ابتدای خط تولید قرار می‌گیرد و توسط رول فرمینگ به شکل پروفیل Z و یا ناودانی خم‌خورده و داخل محفظه قالب دستگاه H200 قرار می‌گیرد. سوراخهای روی ورق جهت عبور EPS در زمان انبساط و اتصال یکپارچه EPS در دو طرف نوار فلزی تعبیه گردیده‌اند.



شکل (۲-۸) رولهای فلزی پانچ شده مربوط به پارتیشن‌ها و پانل‌های سقفی

۲-۸-۱-۳- ماشین تولید قطعات H200 به روش قالب‌گیری پیوسته:

این ماشین جهت تولید المان سقفی، پارتیشن و صفحات دو طرف دیوار باربر مسلح استفاده می‌شود. در این ماشین ۵ عمل به صورت پیوسته صورت می‌پذیرد :

۱. رول فرمینگ نوار فلزی پانچ شده و تبدیل آن به مقطع Z یا ناودانی به صورت پیوسته



شکل (۲-۹) عملیات رول فرمینگ، رولهای فلزی پانچ شده

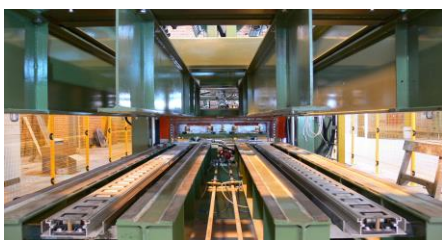
۲. وارد شدن پروفیل فوق الذکر به فضای قالب به صورت پیوسته



شکل (۱۰-۲) وارد شدن رول های Z یا C شکل به قالبها

۳. توقف حرکت رو به جلوی سیستم فرمینگ و مکش EPS به فضای قالب

۴. دمیدن بخار آب و انبساط نهایی EPS



شکل (۱۱-۲) دمیدن بخار آب و انبساط نهایی در قالبها

۵. باز شدن قالب توسط جکهای هیدرولیکی و آزاد شدن المان داخل قالب و بیرون رفتن قطعه از قالب به

صورت پیوسته ضمن حرکت رو به جلو



شکل (۱۲-۲) باز شدن قالبها و اتمام کار ساخت پارتیشن و پانل سقفی

۲-۸-۲-المان دیوار باربر مسلح

۲-۸-۲-۱- ماشین کشش و برش میلگردها:

رولهای میلگرد که از نوع آجدار می باشند در این ماشینها در ابتدا توسط رول بازکن به صورت کاملاً مستقیم باز شده و سپس توسط دستگاه برش بسته به ضخامت دیوار باربر بریده شده و به داخل دستگاه تراش وارد می شود.

۲-۸-۲-۲- ماشین تراش جهت رزوه کاری میلگردها:

توسط این ماشین، دوسر میلگردهای شبکه که در جهت عمود بر صفحه دیوار می باشند، قبل از آنکه در دستگاه نقطه جوش قرار بگیرند، رزوه می گردند. مهره های پلاستیکی مخصوص بر روی این رزوه ها پیچیده شده و سطح قالب را در جای خود محکم می نمایند.

۲-۸-۲-۳- ماشین جوش نقطه ای میلگرد داخل قالب:

شبکه میلگرد دیوار توسط این ماشین با جوش نقطه ای کاملاً کنترل شده و اتوماتیک تولید می شود. میلگردهای این شبکه در سه جهت ارتفاع، ضخامت دیوار و قطری ساخته می شوند. پس از آماده شدن اجزای دیوار، بر روی میز کار مخصوص پانلهای دو طرف دیوار پانچ و اجزای دیوار به همراه شبکه میلگرد در جای خود قرار گرفته و محکم می شوند.



شکل (۲-۱۳) مش فولادی آماده شده برای نصب پانل پلی استایرن و دستگاه رول بازکن



شکل
(۲-۱۴)
عملیات
نصب
پانل

پلی استایرن بر روی مشهای فولادی با استفاده از مهرهای پلی پروپیلن

۲-۹- روش اجرای سیستم سوپر پانل

۲-۹-۱- اجرای دیوار باربر بتن آرمه

بر روی فونداسیون دقیقاً در محل قرارگیری دیوار با ریسمان رنگی امتداد دیوار مشخص میشود سپس درروی امتداد مذکور ناودانی از ورق خم خورده قرارمی گیرد و توسط تفنگ هیلتی درجای خود محکم می شود. پس از آن پای قطعه دیواری روی ناودانی قرار گرفته و پس از شاقول کردن و



شکل
(۱۵-۲)
عملیات
نصب

پانل های باربر بر روی فونداسیون

قراردادن میلگردهای افقی و آرماتورهای انتظار طبقات بالاتر، دیوار بتن ریزی می شود. به علت استفاده از میلگردهای رزوه شده در هر ۲۰ سانتیمتر که فشار بتن ریزی را تحمل می نمایند، قطعه دیواری تا ارتفاع ۴ متر در یک مرحله بتن ریزی می شود. در صورت نیاز می توان لوله های تاسیساتی را قبل از بتن ریزی در داخل قطعه درجای خود قرارداد و پس از آن بتن ریزی نمود. همچنین از ضخامت ۵ سانتیمتر پلی استایرن دیوار میتوان لوله های آب و برق را نیز عبور داد.



شکل (۱۶-۲) کار گذاشتن لوله های تاسیساتی و بتن ریزی دیوارهای باربر

جهت نازک کاری داخلی می توان از پانلهای گچی کناف که مستقیماً بر روی درپوشهای پلاستیکی دیوار پیچ می شوند استفاده نمود. در حالت سیستم سنتی نیز می توان با استفاده از مش پلاستیکی یا توری فلزی که بر روی سطح دیوار محکم می شود عملیات گچکاری را انجام داد.

۲-۹-۲- اجرای سقف در سیستم سوپر پانل

سیستم سقف سوپر پانل از قطعات به عرض ۶۰ سانتیمتر و در طول دلخواه تشکیل یافته است. پس از آماده شدن دیوار باربر سوپر پانل قطعات سقفی در دهانه بین دو دیوار قرار می گیرند. سپس زیر سقف در فواصل حدود ۲ متری شمع بندی می شود، به خاطر شکل خاص مقطع سقف، از قرار گرفتن هردو قطعه در کنار هم فضای تیرچه های فرعی ایجاد شده و میلگردهای تیرچه براساس محاسبات سازه ای در این فضا قرار می گیرد.



شکل
(۱۷-۲)

کارگذاشتن پانلهای سقفی و شمع بندی اتکایی پانلها

در محل تلاقی دیوار و سقف نیز آرماتورهای لازم براساس محاسبات و حداقل های آیین نامه ای اجرا شده و در مرحله آخر شبکه میلگرد حرارتی به صورت جوش شده یا به روش متعارف در محل خود قرار گرفته و در نهایت بتن سقف ریخته می شود.

۲-۹-۳- اجرای پارتیشن سوپر پانل

جهت اجرای پارتیشن در ابتدا ناودانی از ورق خم خورده در امتداد دیوار طبق طرح معماری توسط تفنگ هیلتی محکم می شود. در زیر سقف نیز در امتداد شاقولی ناودانی کف، یک عدد پروفیل نبشی از ورق خم خورده توسط پیچ به نوارهای فلزی روی المان سقف محکم می شود، سپس المان پارتیشن در محل ناودانی کف روی آن قرار گرفته و در بالا به نبشی زیر سقف تکیه می نماید و در نهایت توسط پیچ خودکار نوارهای فلزی روی پارتیشن و زیر سقف بهم دوخته می شوند. پس از آن نازک کاری سنتی و یا پانلهای گچی بر روی پارتیشن اجرا می شود.

۳-۱- مقدمه

روشهای طراحی مقاوم در برابر زلزله، در اکثر کشورهای پیشرفته دنیا در حال تغییر می‌باشد. خرابی بیش از حد انتظار زلزله‌های اخیر کشورهای پیشرفته مانند ایالات متحده و ژاپن، ضعف آئین‌نامه‌های فعلی در برآورده کردن اهداف طراحی مقاوم در برابر زلزله را روشن ساخته است. مشکل اصلی آئین‌نامه‌های فعلی، عدم توانایی این روشها در نمایان ساختن رفتار واقعی سازه‌ها برای مهندسین محاسب و کارفرمایان است، اکثر محاسبین و طراحان با استفاده از این آئین‌نامه‌ها از بازی زلزله بی‌اطلاع باقی می‌مانند.

هدف طراحی در آئین‌نامه‌های فعلی حفظ ایمنی جانی تحت اثر زلزله‌های سطح خطر ۱ (احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال) است که این خود یک بهسازی مبنا است، اما ممکن است برای سازه‌های خاص و در شرایط خاص احتیاج به اهداف کاملتر و مشخص‌تری باشد. آئین‌نامه‌های فعلی سعی کرده‌اند با وارد کردن ضریب اهمیت این مسئله را دربر بگیرند، در صورتیکه تجربه نشان داده است که این روش نمی‌تواند نیازهای مختلف طراحی را برآورده سازد. بدین منظور در روشهای عملکردی به جای دو هدف طراحی خدمت‌پذیری و ایمنی جانی چهار هدف عملکردی شامل، عملکرد کامل، استقرار فوری، ایمنی جانی و حد فرو ریزش را مورد توجه قرار می‌گیرد [۷].

در دستورالعمل‌های جدید برای هر کدام از قسمتهای سازه‌ای و غیرسازه‌ای سطوح عملکردی مشخص می‌شود که ترکیب منطقی آنها سطوح عملکردی کل ساختمان را تشکیل می‌دهد. پس از تشخیص سطح عملکرد مورد نظر ساختمان نوبت به تعیین هدف عملکردی می‌رسد که با توجه به سطح عملکرد ساختمان و سطح خطر زلزله یکی از اهداف عملکردی برگزیده می‌شود، که این خود بستگی به اهمیت ساختمان و درخواست کاربران و کارفرمایان دارد.

۳-۲- سطوح و محدوده‌های عملکرد سازه‌ای در دستورالعمل FEMA 273 [۹]

دستورالعمل FEMA 273 [۹] در واقع ابزاری مناسب برای ارزیابی و بهسازی ساختمانهای موجود می‌باشد. بنابراین انتظار می‌رود ساختمانهایی که براساس این دستورالعمل بهسازی می‌شوند هنگام وقوع زلزله

عملکردی مطابق سطح مورد نظر داشته باشد. در دستورالعمل FEMA 273 [۹] هدف بهسازی براساس سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان تحت زلزله در سطح خطر مشخص تعیین می‌شود. از آنجائی که این روش به طور چشمگیری با روشهای قبلی متمایز است لازم است قبل از بررسی روشهای مختلف تحلیل ارائه شده در این دستورالعمل، آشنایی کافی با این مفاهیم وجود داشته باشد، لذا در این قسمت کلیات و مفاهیم پایه در این رابطه مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۳-۳- مراحل بهسازی

به طور معمول مراحل مختلف بهسازی لرزه‌ای ساختمانها به ترتیب زیر می‌باشند:

الف. بررسی ویژگی‌های ساختمان: که شامل مشخصات اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای آن، میزان خطر زلزله در محل ساخت، نتایج اولیه ارزیابی مقاومت لرزه‌ای، تاریخچه بهره‌برداری گذشته و آتی ساختمان، ملاحظات خاص اقتصادی، اجتماعی و مقررات و قوانین حاکم می‌شود. قبل از اقدام بهسازی ساختمان باید این موارد مورد بررسی دقیق قرار داده شود، زیرا شناخت ویژگی‌های ساختمان موجب ارزیابی بهتر و ارائه طرح بهسازی مناسب‌تر خواهد گردید.

ب. انتخاب هدف بهسازی: هدف بهسازی شامل انتخاب یکی از سطوح عملکرد تحت خطر زلزله مشخص می‌باشد. با این که انتخاب سطوح عملکرد به عنوان مبنایی برای طرح بهسازی می‌باشد، اما باید این نکته را نیز در نظر گرفت که به دلایل متعددی امکان دارد رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر تامین نگردد، از جمله این موارد می‌توان به دلایل زیر اشاره کرد:

۱. عدم اطلاع دقیق از هندسه سازه
۲. عدم اطلاع دقیق از ابعاد اجزاء سازه
۳. عدم شناخت صحیح مصالح به کارگرفته
۴. اطلاعات ناقص از محل ساخت
۵. غیر قابل پیش‌بینی بودن پدیده زلزله
۶. مدلسازی و تحلیل‌هایی که معمولاً به روشهای ساده انجام می‌گردند.

ج. جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان: برای ارزیابی هر چه سریعتر ساختمان تمام اطلاعات مفید از وضعیت موجود ساختمان شامل نقشه‌های چون ساخت و سایر مدارک فنی جمع‌آوری می‌گردد.

د. نیاز یا عدم‌نیاز به بهسازی: لزوم یا عدم لزوم به بهسازی براساس ضوابط و معیارهای دستورالعمل که در قسمتهای آینده به طور مفصل در مورد آن توضیح داده شده است تعیین می‌گردد.

ه. ارائه طرح بهسازی و ارزیابی آن: طرح بهسازی باید با توجه به مدلسازی و تحلیل‌های انجام گرفته براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی تهیه شود.

همانطور که ملاحظه می‌گردد بعد از بررسی ویژگی‌های ساختمان، اولین گام انتخاب هدف بهسازی است. در واقع تعیین هدف بهسازی شامل انتخاب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان تحت زلزله در سطح خطر مشخص می‌باشد. بهمین جهت قبل از بررسی اهداف بهسازی در ابتدا لازم است سطوح عملکرد مختلف و سطح‌های خطر زلزله شرح داده شوند.

۳-۴- سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعریف می‌شود و به اختصار با یک شماره برای عملکرد اجزای سازه‌ای و یک حرف برای عملکرد اجزاء غیرسازه‌ای نشان داده می‌شود.

۳-۴-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای [۹]:

استفاده از آئین‌نامه‌های طرح ساختمان در برابر زلزله برای طرح بهسازی مناسب نمی‌باشد زیرا آئین‌نامه طرح ساختمانهای جدید به گونه ای تنظیم شده اند که طراح را به طرح ساختمان منظم و شکل‌پذیر با استفاده از مصالح مرغوب تشویق می‌کنند، اما ساختمانهای موجود معمولاً دارای این مشخصات نیستند و نمی‌توانند با ضوابط آئین‌نامه طرح ساختمانهای جدید منطبق باشند. در دستورالعمل FEMA 273 [۹] سه سطح عملکرد سازه‌ای مجزا و دو محدوده میانی عملکرد سازه‌ای برای مشخص کردن مقدار آسیب، خسارت اقتصادی و خرابی برای ساختمان تعریف شده است. سطوح عملکرد سازه‌ای مجزا، بصورت استفاده بی‌وقفه (S-1)، ایمنی جانی (S-3)، و آستانه فروریزش (S-5) و محدوده‌های میانی عملکرد سازه‌ای بصورت خرابی محدود (S-2)، و

ایمنی محدود (S-4) تعریف می‌شوند. معیارهای پذیرش که بین نیروهای حاصل از زلزله موردنظر و تغییرشکل‌های اجزای مختلف ساختمان ارتباط برقرار می‌کند، به طور مستقیم به این سطوح و محدوده‌های عملکرد وابسته هستند. طیف وسیعی از ملزومات عملکرد سازه‌ای می‌تواند توسط مالکین ساختمان‌های شخصی مطلوب باشد لذا سه سطح عملکرد سازه‌ای تعریف شده در FEMA 273 طوری انتخاب شده است که با ملزومات عملکرد مشخص شده غالب ساختمان‌ها سازگاری داشته باشد. با تعریف محدوده‌های عملکردی، برای مالکان ساختمان این امکان فراهم می‌شود که این اهداف عملکردی را مطابق نیاز خود انتخاب کنند. جدول (۱-۳) ارتباط بین سطوح عملکرد سازه‌ای و حالات حدی خرابی، برای اعضای قائم و افقی سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در دیوارهای باربر بتنی را نشان می‌دهد. مقادیر تغییرمکان جانبی داده شده در جدول (۱-۲) برای نمونه می‌باشند که برای تشریح پاسخ کلی سازه با سطوح عملکرد متفاوت تهیه شده است. این مقادیر به عنوان حد تغییرمکان جانبی نمی‌باشند. همچنین منظور از تغییر مکان جانبی گذرا معرفی شده در این جدول، حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پیش‌بینی می‌شود در طول وقوع زلزله طرح در ساختمان ایجاد شود و تغییر مکان جانبی ماندگار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می‌ماند. حالات مورد انتظار ساختمان‌ها پس از زلزله، که در جدول (۱-۲) تشریح شده‌اند جهت اهداف طراحی می‌باشد و نباید به عنوان معیاری در فرآیند ارزیابی ایمنی پس از زلزله ساختمان‌ها مورد استفاده قرار گیرد. معیارهای پذیرش برای طراحی در محدوده‌های میانی عملکرد تهیه نشده است. در چنین مواردی مهندس طراح باید معیارهای پذیرش مناسب را تعیین نماید. این معیارها می‌تواند توسط روش‌های درون‌یابی و برون‌یابی از معیارهای داده شده برای سطوح عملکرد سازه‌ای بدست آید.

جدول (۱-۳) سطوح عملکرد سازه‌ای و خرابی‌های پیش‌بینی شده اعضای دیوارهای بتنی [۹]

سطوح عملکرد ساختمان			نوع اعضا
آستانه فروریزش (S-5)	ایمنی جانی (S-3)	استفاده بی‌وقفه (S-1)	نوع عضو و تغییرمکان

اصلی	- ترکهای موئین با عرض کمتر از ۱/۵ میلیمتر در دیوار - ترکهای به عرض کمتر از ۳ میلیمتر در تیرهای همبند در دیوارهای همبسته	- کمانش تعدادی از میلگردهای اجزای لبه دیوار - لغزش در محل سطوح واریز - خرابی دور بازشوها - ترکهای خمشی - ترکهای خمشی و برشی زیاد در تیرهای هم بند بدون ریختن بتن های خرد شده	- ترکهای خمشی و برشی زیاد - لغزش در محل سطوح واریز - خرابی و کمانش میلگردها - گسیختگی دور بازشوها - خرابی زیاد در اجزای لبه دیوار - خرد شدن تیرهای همبند
غیر اصلی	- ترکهای موئین در دیوار - ظهور لغزش های جزئی در محل سطوح واریز دیوارها - ترکهای به عرض کمتر از ۳ میلیمتر در تیرهای همبند در دیوارهای همبسته - خردشدگی جزئی	- ترکهای خمشی و برشی بزرگ - لغزش در سطوح واریز - خرابی دور بازشوها - خرابی زیاد در اجزای لبه دیوار - خرد شدن تیرهای همبند	- خرد شدن و جدایی پانل های دیوار
تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۵ درصد	۱ درصد	۲ درصد
تغییر مکان جانبی ماندگار	ناچیز	۰/۵ درصد	۲ درصد

منظور از تغییر مکان جانبی گذرا حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پیش‌بینی می‌شود در طول وقوع زلزله طرح در ساختمان ایجاد شود و منظور از تغییر مکان جانبی ماندگار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پس از وقوع زلزله بدلیل رفتار خمشی یا ترک خوردگی در سازه باقی می‌ماند

سطوح و محدوده‌های عملکرد را می‌توان به صورت زیر تشریح کرد [۹]:

۱. سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (S-1)، سطحی است که در آن تنها آسیب‌های بسیار محدودی به سازه وارد شده باشد. سیستم‌های اصلی باربر ثقلی و جانبی تقریباً همه سختی و مقاومت قبل از زلزله را دارا می‌باشند. احتمال صدمات جانی در نتیجه آسیب‌های سازه‌ای بسیار کم می‌باشد، اگرچه مقداری تعمیرات سازه‌ای جزئی ممکن است مناسب باشد ولی این تعمیرات به طور کلی قبل از استفاده مجدد لازم نمی‌باشد.

۲. سطح عملکرد ایمنی جانی (S-3)، به این مفهوم می‌باشد که حالات آسیب پس از زلزله، شامل آسیب‌هایی مهم به سازه است، اما مقداری حاشیه اطمینان در برابر خرابی کلی یا قسمتی از سازه باقی می‌ماند. تعدادی از اعضا و اجزای سازه‌ای به شدت آسیب می‌بینند اما موجب خطر سقوط اجسام در داخل و خارج ساختمان نمی‌شود. صدمات جانی ممکن است حین زلزله اتفاق بیافتد، اما انتظار می‌رود که تهدیدات جانی در نتیجه آسیب سازه کم باشد. امکان تعمیر سازه وجود دارد ولی در مواردی به دلایل اقتصادی این تعمیرات مقرون به صرفه نیست. در حالیکه خطر فروریزش قریب‌الوقوع، سازه آسیب دیده را تهدید نمی‌کند ولی جهت احتیاط لازم است با نصب مهاربندی‌های موقت، قبل از سکونت مجدد اقدام به تعمیر شود.

۳. سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (S-5)، به این مفهوم می‌باشد که ساختمان در آستانه تجربه کردن فروریزش کلی یا بخشی از آن می‌باشد. آسیب‌های اساسی در سازه اتفاق افتاده است که شامل زایل شدن سختی و مقاومت سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی می‌باشند. ظرفیت باربری ثقلی نیز تا حدودی زایل می‌شود و تغییر مکان‌های بزرگ دائمی در سازه اتفاق می‌افتد. اما همه اعضای مهم سیستم مقاوم ثقلی باید قادر باشد حداقل نیاز بارهای ثقلی را تحمل کند. خطرات جانی مهم به علت خطر سقوط اجزای سازه موجود می‌باشد. امکان تعمیر سازه به لحاظ فنی وجود ندارد و ساختمان برای سکونت مجدد ایمن نمی‌باشد به طوری که پس‌لرزه‌ها می‌توانند موجب تخریب گردند.

۴. محدوده عملکرد خرابی محدود (S-2)، به این مفهوم می‌باشد که دامنه خرابی‌ها به کمتر از آسیب تعریف شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود گردد. دامنه موردانتظار خرابی‌ها ممکن است از عدم آسیب تا سطح متناظر با ایمنی جانی تغییر یابد. در طراحی برای عملکرد خرابی محدود ممکن است مطلوب باشد تا زمان تعمیر و وقفه در کاربری به حداقل برسد. این محدوده عملکرد برای محافظت از تجهیزات با ارزش، دارایی‌ها و برای محافظت از مکان‌های تاریخی مهم زمانی که هزینه‌های طراحی برای استفاده بی‌وقفه گزاف می‌گردد می‌تواند مطرح شود. معیارهای پذیرش برای این محدوده ممکن است با درون‌یابی بین مقادیر داده شده برای سطوح عملکرد استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی تعیین گردد.

۵. محدوده عملکرد ایمنی محدود (S-4)، به این مفهوم می‌باشد که دامنه خرابی‌ها به بیشتر از خرابی تعریف شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی، محدود گردد. معیارهای پذیرش برای این محدوده ممکن است توسط درون‌یابی ما بین مقادیر داده شده برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش تعیین گردد. علاوه بر ملاحظات کلی پایداری سازه و کنترل خرابی، ایمنی محدود ممکن است شامل ملاحظات متعدد حفاظتی در برابر سقوط اجزا باشد. برنامه‌های بهسازی که به مهار کردن دیوارها درون دیافراگم و یا مهاربندی جان پناه بدون ملاحظات سطوح پایداری کل سازه منجر گردد. طراحی در محدوده عملکرد ایمنی جانی محدود می‌باشد.

۶. بعضی از مالکین ممکن است تمایل به برنامه‌های بهسازی برای آسیب‌پذیری اجزای غیرسازه‌ای خاص داشته باشند که در این حالت سطح عملکرد سازه‌ای لحاظ نشده (S-6) مطرح می‌شود. برای مثال مهاربندی جان‌پناه یا مهار کردن مخازن حاوی مواد پرخطر و ... در این برنامه‌ها عملکردی برای اجزای سازه‌ای لحاظ نمی‌گردد. چنین برنامه‌های بهسازی گاهی اوقات مورد توجه قرار می‌گیرد زیرا می‌توان با هزینه‌ای نسبتاً کم، خطر لرزه‌ای را به صورت قابل ملاحظه‌ای کاهش داد. عملکرد واقعی سازه با توجه به ملزومات بهسازی مشخص نمی‌باشد و می‌تواند در محدوده عملکرد خطر آستانه فرو ریزش تا سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه قرار داشته باشد.

۳-۴-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای [۹]:

سه سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای و یک محدوده عملکرد اجزای غیر سازه‌ای در دستورالعمل FEMA 273 [۹] تعریف شده است. اجزای غیرسازه‌ای که در این سطوح عملکرد به آنها اشاره شده، شامل اجزای معماری مانند تیغه‌ها، تأسیسات مکانیکی و الکتریکی شامل سیستم‌های لوله‌کشی، سیستم‌های اطفاء حریق و روشنایی می‌باشد.

۱. سطح عملکرد خدمت‌رسانی (N-A)، به این مفهوم می‌باشد که حالات خرابی پس از زلزله به گونه‌ای باشد که اجزای غیرسازه‌ای بتوانند به کارکرد موردنظر خود ادامه دهند. در این عملکرد اکثر سیستم‌های غیرسازه‌ای مورد نیاز برای استفاده معمول از ساختمان مانند روشنایی، لوله‌کشی، سیستم‌های کامپیوتری قابل استفاده می‌باشند، اگرچه تعمیرات و نظافت جزئی برای

بعضی از موارد ممکن است لازم باشد. این سطح عملکرد به ملاحظات فراتر از اختیارات معمول یک مهندس سازه نیاز دارد. به علاوه از قرارگیری مناسب اجزای غیرسازه‌ای در محل خود و مهارشده با سازه باید کسب اطمینان گردد. جهت حصول به این سطح عملکرد اغلب لازم است سیستم‌های خطر اضطراری تدارک دیده شود. همچنین ممکن است لازم باشد که آزمایشات کیفیت دقیق از قابلیت کلیدهای الکتریکی و تجهیزات مکانیکی که قرار است در حین و پس از زلزله به کارکرد خود ادامه دهند، انجام گیرد.

۲. سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه ($N-B$)، به مفهوم حالات خرابی پس از زلزله می‌باشد که در آن تنها آسیب‌های غیرسازه‌ای محدودی اتفاق افتاده باشد. دسترسی‌های اصلی و سیستم‌های ایمنی، شامل آسانسورها، روشنایی اضطراری، اعلام حریق و سیستم‌های اطفاء حریق قابل کارکرد باقی می‌مانند. برق اضطراری تدارک دیده شده در دسترس می‌باشد. شکستگی‌ها و آسیب‌های جزئی در شیشه‌ها و بعضی از اجزا می‌تواند ایجاد گردد. با فرض اینکه ساختمان از لحاظ سازه‌ای ایمن باشد، انتظار می‌رود که ساکنین بتوانند به طور ایمن در ساختمان باقی بمانند، اگرچه استفاده عادی از آن مقدور نباشد و نیاز به بازرسی نیز داشته باشد. به طور کلی اجزای سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی از نظر ساختمانی سالم می‌مانند و در صورت در دسترس بودن سرویس‌دهی ضروری می‌توانند به کارکرد خود ادامه دهند. با این وجود بعضی از اجزا ممکن است از تنظیم خارج شده و یا صدمه داخلی ببینند و قابل استفاده نباشد. برق، آب، گاز طبیعی، خطوط ارتباطی و سایر نیازمندیها برای استفاده طبیعی از ساختمان ممکن است در دسترس قرار نگیرد. خطر صدمات جانی به علت خرابی‌های غیر سازه‌ای بسیار کم می‌باشد.

۳. سطح عملکرد ایمنی جانی ($N-C$)، به مفهوم حالات خرابی پس از زلزله می‌باشد که در آن آسیب‌های عمده و پرهزینه برای اجزای غیرسازه‌ای اتفاق افتاده باشد. اما این اجزا از جای خود خارج نشده و سقوط نکرده و برای ایمنی جانی افراد چه در داخل و چه در خارج ساختمان تهدید ایجاد نکرده باشد. راه‌های خروجی در داخل ساختمان به طور کامل مسدود نمی‌گردد اما ممکن است توسط نخاله‌های ساختمانی آسیب دیده باشد. سیستم‌های تهویه، آبیاری و اطفاء حریق امکان دارد آسیب دیده باشد. در حالی که ممکن است صدمات جانی از شکست اجزای

غیرسازه‌ای در حین زلزله اتفاق بیافتد، احتمال خطرات جانی زیاد بسیار کم می‌باشد. بازسازی این اجزای غیرسازه‌ای ممکن است وقت گیر و پرهزینه باشد.

۴. محدوده عملکرد خطر کاهش یافته ($N-D$)، یک محدوده خرابی پس از زلزله را مشخص می‌سازد که در آن آسیب‌های شدید به اجزای غیرسازه‌ای وارد می‌شود. اگرچه این محدوده بدون هیچ حدی پایین‌تر از ایمنی جانی قرار می‌گیرد، اما لازم است از فروریزش اشیای بزرگ و سنگین مانند سقف‌ها و جان‌پناه‌ها که تلفات جانی زیادی را چه در داخل و چه در خارج ساختمان به همراه دارد جلوگیری کند. با این وجود سقوط اشیاء و نخاله‌ها می‌تواند تلفاتی را به طور مجزا باعث گردد. در این سطح عملکرد در خصوص آسیب‌های وارده به راه‌های خروجی، سیستم اطفاء حریق و سایر موارد مطرح در ایمنی جانی اشاره‌ای نشده است.

۵. عملکرد غیر سازه‌ای لحاظ نشده ($N-E$)، در مواردی مطرح است که تصمیم برای بهسازی سازه بدون لحاظ کردن آسیب‌پذیری اجزای غیرسازه‌ای مد نظر باشد. این تصمیم زمانی می‌تواند مطلوب باشد که انجام عملیات بهسازی باید بدون هیچ خللی در خدمت‌رسانی ساختمان انجام گیرد. در مواردی ممکن است همه یا اعظم بهسازی سازه‌ای در خارج ساختمان مورد استفاده صورت پذیرد، در صورتیکه برای انجام بهسازی غیرسازه‌ای انفصال در خدمت‌رسانی ساختمان ممکن است لازم شود. همچنین چون بسیاری از خطرهای شدید برای ایمنی افراد در نتیجه آسیب‌پذیری اجزای سازه‌ای اتفاق می‌افتد، بعضی از شهرداری‌ها ممکن است تمایل داشته باشند مقررات بهسازی تنها جهت بهسازی سازه‌ای تنظیم شود.

۳-۵- سطح عملکرد کل ساختمان [۹]

سطوح عملکرد کل ساختمان از ترکیب سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای بدست می‌آید. تعداد زیادی ترکیب برای سطح عملکرد ممکن می‌باشد. جدول (۳-۲) دلالت بر ترکیبات ممکن دارد و ترکیباتی را که در طراحی جهت بهسازی اهمیت دارد را معرفی می‌نماید. سطوح عملکرد مختلف ساختمان که اغلب جهت بهسازی انتخاب می‌شود در زیر تشریح می‌گردد.

جدول (۲-۳) سطوح و محدوده‌های عملکرد کل ساختمان [۲]

سطوح عملکرد سازه						سطوح عملکرد
(S-6)	(S-5)	(S-4)	(S-3)	(S-2)	(S-1)	اجزای غیرسازه‌ای
لحاظ نشده	آستانه فرو ریزش	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	خرابی محدود	قابلیت استفاده بی‌وقفه	
*	*	*	*	(2-A)	خدمت‌رسانی بی‌وقفه (1-A)	خدمت‌رسانی بی‌وقفه (N-A)
*	*	*	(3-B)	(2-B)	قابلیت استفاده بی‌وقفه (1-B)	قابلیت استفاده بی‌وقفه (N-B)
(6-C)	(5-C)	(4-C)	ایمنی جانی (3-C)	(2-C)	(1-C)	ایمنی جانی (N-C)
(6-D)	(5-D)	(4-D)	(3-D)	(2-D)	*	ایمنی جانی محدود (N-D)
نیازی به بهسازی نیست.	آستانه فرو ریزش (5-E)	(4-E)	*	*	*	لحاظ نشده (N-E)

سطح عملکردی که با علامت * نشان داده شده است دارای اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌باشند و به همین دلیل توصیه نمی‌شوند.

۱. سطح خدمت‌رسانی^{۱۲} (1-A)، ترکیبی از سطح عملکرد سازه‌ای استفاده بی‌وقفه و سطح عملکرد غیرسازه‌ای خدمت‌رسانی می‌باشد. ساختمانی که این سطح عملکرد را دارا می‌باشد انتظار می‌رود که کوچکترین آسیبی به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای آن وارد نگردد. این ساختمان برای استفاده عادی مناسب می‌باشد، اگرچه احتمالاً در بعضی از حالات خاص خرابی، سرویس‌های اضطراری آب و برق با سایر سرویس‌های غیرضروری نتوانند این خدمت‌رسانی را داشته باشند، برای ساختمانی که این سطح عملکرد در آن تأمین گردد خطر فوق‌العاده کمی برای ایمنی افراد ساکن در آن وجود خواهد داشت. تحت زلزله‌های خفیف اکثر ساختمان‌ها باید بتوانند این سطح عملکرد را نشان دهند. به طور کلی از لحاظ اقتصادی میسر

۱. Operational

نمی‌باشد تا طراحی برای زلزله‌های شدید برای این سطح عملکرد انجام گیرد فقط برای ساختمان‌هایی که دارای خدمت‌رسانی بسیار ضروری می‌باشند این طراحی توجیه می‌شود.

۲. سطح استفاده بی‌وقفه^{۱۳} (1-B)، ترکیب سطوح عملکرد سازه‌ای و غیرسازه‌ای استفاده بی‌وقفه می‌باشد. ساختمان‌هایی که این سطح عملکرد را تأمین کنند، انتظار می‌رود که به اجزای سازه‌ای آن آسیبی وارد نشود و یا آسیب جزئی وارد شود و اجزای غیرسازه‌ای نیز آسیب جزئی ببینند. اگرچه سکونت مجدد در ساختمانی با این سطح عملکرد بلافاصله پس از زلزله‌های بزرگ ایمن می‌باشد، اما اجزای غیرسازه‌ای ممکن است به علت قطع برق و صدمات وارده به تجهیزات نتوانند به کارکرد خود ادامه دهند. بنابراین انجام بعضی از تعمیرات و انتظار تا بازسازی خدمات شهری قبل از استفاده عادی از ساختمان ضروری می‌باشد. خطر ایمنی جانی افراد در این سطح عملکرد بسیار کم می‌باشد. بسیاری از مالکان ساختمان ممکن است راغب باشند تا ساختمان این سطح از عملکرد را هنگام رویارویی با زلزله‌های متوسط از خود نشان دهد. به علاوه بعضی از مالکان ممکن است طالب این سطح از عملکرد برای ساختمان‌های بسیار مهم تحت سطوح شدید حرکت زمین باشند. این سطح عملکرد بسیاری از پشتیبانی‌های سطح عملکرد خدمت‌رسانی را دارا می‌باشد بدون اینکه هزینه‌های تأمین خدمات فوری و انجام کنترل کیفیت لرزه‌ای دقیق از عملکرد تجهیزات را داشته باشد.

۳. سطح ایمنی جانی^{۱۴} (3-C)، ترکیبی از سطوح سازه‌ای و غیرسازه‌ای ایمنی جانی می‌باشد. ساختمان‌هایی که دارای این سطح عملکرد هستند ممکن است آسیب‌های بسیار شدیدی را به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تجربه نمایند. تعمیرات قبل از استفاده مجدد از ساختمان لازم می‌باشد در حالیکه این تعمیرات ممکن است از نظر اقتصادی موجه نباشد. خطر جانی در ساختمان‌هایی که این سطح عملکرد را تأمین کنند کم می‌باشد. بسیاری از مالکان راغب هستند که این سطح از عملکرد را تحت زلزله‌های شدید برای ساختمان تأمین کنند.

۴. سطح آستانه فروریزش^{۱۵} (5-E)، شامل سطح عملکرد سازه‌ای آستانه فروریزش بدون لحاظ آسیب‌پذیری‌های غیرسازه‌ای است. در ساختمان‌هایی که این سطح عملکرد را داشته باشند، امکان بروز

۱. Immediate Occupancy

۲. Life Safety

۳. Collapse Prevention

خطرات عمده جانبی برای ایمنی افراد در نتیجه شکست اجزای غیرسازه‌ای وجود دارد. بسیاری از ساختمان‌های دارای این سطح عملکرد، پس از زلزله‌های شدید بدون ارزش اقتصادی خواهند بود.

هر یک از این سطوح بیشتر از لحاظ کیفی تعریف می‌شوند تا از لحاظ کمی. بنابراین یکی از موضوعات اصلی در مهندسی زلزله براساس عملکرد، تعیین پارامترهایی است که از لحاظ کیفی و به خصوص کمی بیانگر حدود مشخص برای هر یک از این سطوح باشد. این پارامترها می‌توانند پارامترهای پاسخ از قبیل تنش‌ها، کرنش‌ها، تغییرمکانها، شتاب و غیره باشد. برای کنترل و یا قرار دادن سازه یا اجزاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای در هر یک از ترازهای عملکرد، از کنترل خسارت سازه یا محدود کردن پارامترهای پاسخ استفاده می‌شود. در اینجا از شاخص خسارت که ارتباطی بین پارامترهای پاسخ و ترازهای عملکرد از لحاظ کمی است، استفاده می‌شود.

جدول (۳-۳) کنترل خرابی و سطوح عملکرد مختلف [۹]

سطوح عملکرد ساختمان				
خدمت‌رسانی (1-A)	استفاده بی‌وقفه (1-B)	ایمنی جانی (3-C)	آستانه فرو ریزش (5-E)	
بسیار کم	کم	متوسط	شدید	خسارت کلی
سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند، تغییر شکل ماندگار و ترک‌خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند. تغییر شکل ماندگار و ترک‌خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود.	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد، سیستم باربر ثقلی عمل می‌کند، گسیختگی دیوارها خارج صفحه آنها رخ نمی‌دهد، تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد.	سختی و مقاومت ناچیز ولی ستونها و دیوارها عمل می‌کنند، تغییرشکلهای ماندگار زیاد است، ساختمان در آستانه فرو ریزش است.	اعضای سازه‌ای
خرابیهای ناچیز ایجاد می‌شود، سیستم تأسیسات و برق‌رسانی فعال باقی می‌ماند	آسانسور و تجهیزات اطفاء حریق قابل استفاده هستند، تأسیسات ساختمان با تعمیرات جزئی قابل استفاده می‌باشند.	از خطرات فرو ریزش اشیاء جلوگیری می‌شود، اما بسیاری از تأسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می‌بیند.	خرابی گسترده در اعضای غیرسازه‌ای ایجاد می‌شود.	اعضای غیرسازه‌ای

۳-۶- سطوح خطر زلزله

خطرات زمین‌لرزه شامل تأثیرات مستقیم مانند: گسیختگی گسل‌های زمین، تکان زمین، روانگرایی خاک و تأثیرات غیرمستقیم از قبیل سونامی، سیل زمین لغزش و آتش‌سوزی می‌باشد. هر کدام از تأثیرات فوق می‌تواند در خسارت ساختمان نقش مهمی داشته و سطوح عملکرد در ساختمان را تحت تأثیر قرار دهد. عوامل دیگری همچون بزرگی، فاصله سایت از گسل مسبب، جهت گسیختگی گسل و زمین ساخت ناحیه و ... می‌تواند در سطح عملکردی که سازه در آن قرار می‌گیرد، مؤثر باشد.

به طور عمومی احتمال بالایی وجود دارد که ساختمان در عمر مفید خود وقوع خطرهای پایین را تجربه کند و از طرفی احتمال پایینی وجود دارد که ساختمان خطر بالایی را در طول عمر مفید خود تجربه کند. بنابراین مهندسی زلزله براساس عملکرد به دنبال کنترل کردن سطوح خسارت تجربه شده به وسیله ساختمان در طیف کاملی از رویدادهایی که ممکن است رخ دهد، می‌باشد. به طور کلی نیاز به انتخاب مجموعه‌ای از زمین‌لرزه‌های مجزا از بین طیف کامل زمین‌لرزه‌هایی که ممکن است رخ دهد می‌باشد که باید به عنوان رنجی از شدت زمین‌لرزه برای عملکرد خاصی از سازه ارائه شود.

سطوح خطر زلزله را می‌توان هم با روش احتمالاتی و هم با روش انتخابی^{۱۶} تعریف کرد. خطرات احتمالاتی بر حسب احتمال شدیدترین تقاضا (احتمال وقوع) که در یک دوره ۵۰ سال تجربه می‌شود تعریف می‌گردد. در روش انتخابی سطح خطر زلزله برحسب یک مقدار مشخص وقوع بر روی گسل موردنظر تعریف می‌گردد. این گسل فعال اصلی بر روی ساختمان‌های واقع شده در حوالی آن بسیار مؤثر می‌باشد.

در اکثر آیین‌نامه‌ها سطوح خطر احتمالاتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. آیین‌نامه‌های مختلف معمولاً تعاریف متفاوتی از سطوح خطر ارائه می‌کنند. البته بعضی از این تعاریف برای سطح خطر خاص نزدیک هم می‌باشد. برای نمونه زلزله طرح در اکثر آیین‌نامه‌ها از لحاظ مفهوم و نامگذاری یکسان می‌باشد. در این بخش دسته‌بندی سطوح مختلف خطر براساس دستورالعمل [FEMA 273]^۹ ارائه می‌گردد.

۳-۶-۱- سطوح مختلف خطر براساس FEMA 273

براساس دستورالعمل FEMA 273 سه سطح خطر برای زمین‌لرزه تعریف می‌شود، که به صورت زیر است [۹]:

۱. Deterministic

۱. سطح خطر-۱ ($BSE-1$)، براساس ۱۰ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال تعریف می‌شود که دوره بازگشت متوسطی برابر ۴۷۵ سال دارد.

۲. سطح خطر-۲ ($BSE-2$)، براساس ۲ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال تعریف می‌شود که دوره بازگشت متوسطی برابر ۲۴۷۵ سال دارد.

۳. سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال) برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب می‌باشد.

۳-۷- اهداف عملکردی ساختمان

هدف عملکردی را می‌توان تراز مطلوب و مورد نظر عملکرد لرزه‌ای سازه در قبال تراز مشخصی از خطر زلزله دانست. به عبارت دیگر با ترکیب یک تراز عملکرد ساختمان و یک تراز زمین‌لرزه، یک سطح (هدف) عملکردی شکل می‌گیرد.

در یک امر بهسازی، هدف بهسازی باید به عنوان اساس طراحی انتخاب گردد. اهداف بهسازی بیانگر سطح عملکرد مطلوب، هنگامی که ساختمان با یک تقاضای شدید زلزله مشخص روبرو می‌شود، می‌باشد. طیف وسیعی از سطوح عملکرد می‌توانند در انتخاب هدف بهسازی به کار روند.

هدف بهسازی انتخاب شده به عنوان اساس طراحی، تا حدود زیادی هزینه و عملی بودن آن را تعیین می‌کند. همچنین امتیازات عاید شده بر حسب بهبود ایمنی، کاهش خسارات به اموال و وسعت اخلاص در کاربری ساختمان را در رویداد زلزله آتی مشخص می‌کند. جدول (۳-۴) دامنه‌ای وسیع از اهداف بهسازی که در FEMA 273 [۹] قابل استفاده است را نشان می‌دهد.

جدول (۳-۴) اهداف بهسازی [۹]

احتمال وقوع در ۵۰ سال		سطوح عملکرد ساختمان			
		خدمت رسانی-۱) (A)	استفاده بی وقفه (1-B)	ایمنی جانی (3-C)	آستانه فرو ریزش (5-E)
زلزله سطوح خطر	۵۰٪ (سطح خطر انتخابی)	a	b	c	d
	۲۰٪ (سطح خطر انتخابی)	e	f	g	h

	سطح خطر-۱ (BSE-1)	i	j	k	l
	سطح خطر-۲ (BSE-2)	m	n	o	p

بهسازی ایمنی مبنا $k+p$

بهسازی ارتقاء یافته $k+p$ و هر یک از $m.i.e.a$ یا $i.f.b$ یا n

بهسازی ارتقاء یافته o

بهسازی محدود شده k به تنهایی یا p به تنهایی

بهسازی محدود شده = هر یک از $h.d.g.c$

۳-۷-۱- اهداف بهسازی ایمنی مبنا

یک هدف مطلوب برای بهسازی تامین بهسازی ایمنی مبنا می باشد. برای تامین این هدف، طراحی بهسازی ساختمان برای تامین سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) برای تقاضای سطح خطر-۱ و سطح عملکرد آستانه فرو ریزش برای تقاضای سطح خطر-۲ انجام می گیرد.

هدف از برنامه های بهسازی ساختمان طراحی شده برای بهسازی ایمنی مبنا، فراهم آوردن یک احتمال خطر کم برای هر زلزله محتمل اثر کننده بر ساختگاه می باشد. در ساختمانهایی که این سطح عملکرد را تامین می کنند انتظار است که در مقابل زلزله های متوسطی که حادث می شود آسیب جزئی، ولی در زلزله های شدیدتر و با دوره بازگشت بزرگ، آسیب عمده اتفاق بیافتد.

در مواردیکه لازم باشد یک ساختمان بتواند زلزله ها را با صدمات کمتری از آنچه برای بهسازی ایمنی مبنا مشخص شده تحمل کند، در اینصورت بهسازی ممکن است برای بهسازی ارتقاء یافته مطابق بخش ۳-۷-۲ طراحی شود. [۹]

۳-۷-۲- اهداف بهسازی ارتقاء یافته

علاوه بر تامین ملزومات لازم جهت بهسازی ایمنی مبنا، ساختمان‌هایی که برای آنها رسیدن به سطح عملکرد بالاتری مطلوب‌ست است ممکن است بهسازی مطابق یک یا چند هدف از هدف‌های زیر انجام گیرد [۹].

- سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) برای تقاضای لرزه‌ای بزرگتر از سطح خطر-۱
- سطح عملکرد استفاده بی وقفه (1-B) برای تقاضای لرزه‌ای با هر احتمال رویداد مشخص
- سطح عملکرد خدمت رسانی (1-A) برای تقاضای لرزه‌ای با هر احتمال رویداد مشخص
- سطوح عملکرد (1-C)، (2-A)، (2-B)، (2-C)، (2-D) و (3-B) برای تقاضای لرزه‌ای با هر احتمال رویداد

۳-۷-۳- اهداف بهسازی محدود شده

برنامه‌های که هدف ایمنی مبنا را تامین نمی‌نمایند ممکن است شامل بهسازی موضعی یا بهسازی کاهش یافته باشند. بهسازی موضعی یا کاهش یافته به شرطی مجاز می‌باشد که شرایط زیر برآورده گردد [۹]:

- انجام بهسازی سبب نامنظمی سازه‌ای نگردد یا نامنظمی سازه‌ای موجود را حادثر نکند.
- انجام بهسازی موجب کاهش در ظرفیت سازه در مقابله با بارهای جانبی یا تغییر شکل‌ها نگردد.
- انجام بهسازی نباید موجب افزایش نیروی لرزه‌ای در هر عضوی که کفایت لازم در برابر این نیرو را ندارد شود. مگر اینکه رفتار این اعضا همچنان با لحاظ عملکرد کلی سازه قابل قبول باشد.
- تمام اعضای جدید یا بهسازی شده مطابق با ضوابط لازم در دستورالعمل به سازه موجود متصل شود.
- با انجام بهسازی شرایط غیر ایمن ایجاد و یا در صورت وجود داشتن بدتر نشود.

۳-۷-۳-۱- بهسازی موضعی

هر برنامه بهسازی که به ظرفیت مقاوم بارهای جانبی کل سازه توجه نداشته باشد، بهسازی موضعی نامیده می‌شود. قسمتی از سازه که بهسازی موضعی در آن بخش اجرا می‌گردد لازم است جهت هدف بهسازی نهایی طراحی شود و برنامه‌ریزی‌ها به گونه‌ای باشد که بهسازی‌های اضافی برای رسیدن به هدف بهسازی کامل در زمان‌های بعدی انجام گیرد [۹].

۳-۷-۳-۲- بهسازی کاهش یافته

در برنامه‌های بهسازی کاهش یافته به ظرفیتی مقاوم در برابر بارهای جانبی کل سازه در سطوح عملکرد پایین‌تر از سطح مورد نیاز جهت بهسازی ایمنی مبنا توجه می‌شود. بهسازی کاهش یافته ممکن است برای یک یا چند مورد از هدف‌های زیر طراحی گردد [۹]:

- سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) برای تقاضای لرزه‌ای که پایین‌تر از سطح خطر-۱ باشد.
- سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (5-E) برای تقاضای لرزه‌ای که پایین‌تر از سطح خطر-۲ باشد
- سطوح عملکرد (4-C)، (4-D)، (4-E)، (5-C)، (5-D)، (5-E)، (6-D) و (6-E) برای سطح خطر-۱ یا پایین‌تر از آن

۳-۸- تطبیق اهداف عملکردی استاندارد ۲۸۰۰ [۴] با روش طراحی براساس عملکرد

مطابق بند ۱-۱ استاندارد ۲۸۰۰ طرح ساختمانها در برابر زلزله اهداف عملکردی ساختمانها بصورت ذیل بیان شده است [۴]:

الف. با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله‌های شدید، تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه‌ای قادر به مقاومت باشد.

ب. ساختمانهای « با اهمیت زیاد » گروه ۲ در بند ۱-۷، در زمان وقوع زلزله‌های خفیف و متوسط قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ کنند و در ساختمانهای با اهمیت متوسط گروه ۳ در بند ۱-۷، خسارت سازه‌ای و غیر سازه‌ای به حداقل برسد.

پ. ساختمانهای « با اهمیت خیلی زیاد » گروه ۱ در بند ۱-۷، در زمان وقوع زلزله‌های شدید، بدون آسیب عمده سازه‌ای، قابلیت بهره‌برداری بدون وقفه خود را حفظ کند.

زلزله شدید که « زلزله طراحی » نامیده می‌شود، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، کمتر از ده درصد باشد.

زلزله خفیف و متوسط « زلزله سطح بهره‌برداری »، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، بیشتر از ۹۹/۵ درصد باشد.

اهداف فوق را می‌توان بسادگی با اهداف عملکردی تعریف شده در روش طراحی براساس عملکرد مطابقت داد. تمهیدات استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای رسیدن به اهداف عملکردی فوق در روش ساده تحلیل استاتیکی معادل، که روش قابل قبول این استاندارد برای طراحی برای تامین نیاز لرزه‌ای می‌باشد، با استفاده از ضرایبی اعمال شده که در ادامه ذکر می‌شوند.

به منظور در نظر گرفتن اثرات رفتار غیرخطی و شکل‌پذیری سازه، نیروی استاتیکی معادل با ضریب رفتار R کاهش داده می‌شود و نیروی حاصله در طرح ساختمانهای معمولی با اهمیت متوسط بکار می‌رود. برای سازه‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد این نیرو با ضریب اهمیت I به ترتیب به مقدار ۲۰ و ۴۰ درصد افزایش داده می‌شود تا تراز عملکرد بالاتری در مقایسه با سازه‌های معمولی، بدست آید. علاوه بر این، سازه‌های با اهمیت زیاد در برابر زلزله سطح بهره‌برداری که در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] بصورت زلزله با احتمال وقوع ۹۹/۵٪ تعریف شده است نیز ارزیابی می‌گردند. با توجه به اینکه هدف عملکردی پایه در روش طراحی براساس عملکرد، برای ساختمانهای معمولی با درجه اهمیت متوسط، تامین ایمنی جانی در برابر زلزله طرح می‌باشد، می‌توان نیروی استاتیکی معادل را بدون ضریب افزایش I ، متناظر با تامین این هدف عملکردی دانست.

استاندارد ۲۸۰۰ برای حد تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در بند ۲-۶ مواردی را متذکر می‌شود که در ادامه عنوان شده است [۴]:

۲-۵-۳- تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح، با تغییر مکان جانبی نسبی غیرارتجاعی طرح، در هر طبقه، تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی در تحلیل آن به دست می‌آید. این رفتار تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می‌شود، این تغییر مکان را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\Delta_M = 0.7R.\Delta_w \quad (۱-۳)$$

در این رابطه :

$$\Delta_M = \text{تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه}$$

$$\Delta_w = \text{تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه}$$

$$R = \text{ضریب رفتار سازه}$$

۴-۵-۲- تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$ موضوع بند ۶-۲، باید در محاسبه تغییر مکانها منظور شده باشد.

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰,۷ ثانیه $\bar{\Delta}_M < 0.25$ برابر ارتفاع طبقه

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی ۰,۷ ثانیه $\bar{\Delta}_M \leq 0.2$ برابر ارتفاع طبقه

$\bar{\Delta}_M$ = در رابطه بالا مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ است

۵-۵-۲- تغییر مکان جانبی نسبی در زلزله سطح بهره‌برداری در هر طبقه ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت تنها در مواردی که نوع و نحوه به کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه‌ای به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارت عمده، برجا بمانند می‌توان تا ۰/۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

$$R = 5$$

$$\text{if } T < 0.7 \rightarrow 0.7R.\Delta_w < 0.025 \rightarrow \text{drift} = \Delta_w < \frac{0.025}{0.7R} = \frac{0.025}{3.5} = 0.0071$$

$$\text{if } T \geq 0.7 \rightarrow 0.7R.\Delta_w < 0.02 \rightarrow \text{drift} = \Delta_w < \frac{0.02}{0.7R} = \frac{0.02}{3.5} = 0.0057$$

با توجه به مقادیر بدست آمده در صفحه قبل و مقادیر ذکر شده در جدول (۳-۱) می‌توان نتایج بدست آمده را در جدول زیر مشاهده کرد:

جدول (۳-۵) مقایسه حد تغییر مکان جانبی در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و دستورالعمل FEMA 273 [۹]

سطوح عملکرد سازه‌ای			تغییر مکان جانبی گذرا
استفاده بی‌وقفه (S-1)	ایمنی جانی (S-3)	آستانه فروریزش (S-5)	
جدول (۳-۱) FEMA 273	0.01	0.02	
استاندارد ۲۸۰۰ $T < 0.7$	0.0071	0.0071	
استاندارد ۲۸۰۰ $T \geq 0.7$	0.0057	0.0057	

همانطور که در جدول (۳-۵) مشاهده می‌شود، تغییر مکان جانبی گذرا در تمام پریودهای مفروض عددی است که از عدد مفروض برای سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه بیشتر و از سطح عملکرد ایمنی جانی کمتر است، بنابراین محدودیت تغییر مکان استاندارد ۲۸۰۰ [۴] در بین دو سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی قرار می‌گیرد. محدودیت تغییر مکان در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] سطح عملکرد این استاندارد را بین دو سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانبی قرار می‌دهد.

۴-۱- مقدمه

پس از بررسی وضعیت و جمع‌آوری اطلاعات لازم از یک سازه، مدلسازی تحلیلی و کامپیوتری سازه انجام می‌شود. روشهای آنالیز براساس این دستورالعمل به دو روش کلی خطی و غیرخطی که هر یک به دو روش استاتیکی و دینامیکی قابل انجام است، تقسیم‌بندی می‌شود. در سازه‌های بتن مسلح، روشهای تحلیل و طراحی در دستورالعمل FEMA 273 [۹] براساس آئین‌نامه ACI 318 [۱۲] در نظر گرفته شده است، اما بایستی به این نکته توجه داشت که انجام پاره‌ای اصلاحات و تغییرات در ضوابط به جهت مدلسازی ضروری می‌باشد، زیرا این آیین‌نامه برای طراحی ساختمانهای جدید است در حالیکه این دستورالعمل برای بهسازی ساختمانهای موجود می‌باشد. از آنجائی که ممکن است یک ساختمان موجود اساساً بر طبق ضوابط صحیح طراحی نشده باشد یا حتی در طراحی آن بارهای زلزله در نظر گرفته نشده باشد، لذا لازم است در مدلسازی آن این موارد لحاظ گردند.

هدف اصلی این فصل آن است که روشهای مدلسازی تحلیلی دستورالعمل FEMA 273 [۹] را مورد بررسی قرار دهد. اما قبل از آن، مختصری در مورد حالت‌های رفتار اجزاء مختلف سازه و کیفیت اطلاعات جمع‌آوری شده برای انجام عملیات بهسازی بحث می‌شود.

۴-۲- سطوح اطلاعات

پس از انتخاب هدف گام بعد در مراحل بهسازی جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان می‌باشد. پیش از ارزیابی ساختمان و ارائه طرح بهسازی، تا آن جا که ممکن است باید مشخصات ساختمان موجود که مستقیماً با عملکرد آن هنگام زلزله ارتباط دارد جمع‌آوری گردد. اطلاعات پیکربندی سازه‌ای شامل نوع،

جزئیات، اتصالات، مشخصات مصالح و نوع اعضای تشکیل دهنده ساختمان و همچنین اطلاعات لازم اعضای غیرسازه‌ای که در هنگام وقوع زلزله بر نیروها و تغییر مکانهای اعضای سازه‌ای موثر می‌باشند می‌بایست جمع‌آوری گردند.

حتی در مواردی که مدارک فنی کاملی در اختیار باشد لازم است انطباق آنها با آنچه اجرا شده است توسط بازدید محلی و برداشتن نازک‌کاری‌ها در نقاطی از ساختمان بررسی شود. برای این منظور باید ابتدا برنامه‌ریزی کاملی با استفاده از تحلیل‌های اولیه انجام شود تا توسط آن حداقل نقاط مناسب برای برداشتن نازک کاریها و انجام آزمایشهای مخرب یا غیرمخرب تعیین گردد.

اما ممکن است برای یک ساختمان دسترسی به اطلاعات مورد نیاز برای بهسازی به طور کامل میسر نباشد در این صورت طرح بهسازی برحسب میزان اطلاعات موجود و با اعمال ضریب آگاهی انجام می‌شود و هر قدر میزان اطلاعات بیشتر و مآخذ آن معتبرتر باشد ضریب آگاهی بزرگتر انتخاب می‌شود. دامنه اطلاعات جمع‌آوری شده از وضعیت موجود ساختمان بر طبق دستورالعمل FEMA 273 [۹] در دو سطح اطلاعات حداقل، و جامع طبقه‌بندی می‌گردد [۹].

۴-۳- ضریب آگاهی

درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود توسط ضریب آگاهی K در روابط محاسبه ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌گردد. در حقیقت برای مقایسه ظرفیت اعضاء با نیاز لرزه‌ای آنها به جهت ملحوظ نمودن میزان اطمینان به مشخصات اعضای سازه که مدلسازی شده‌اند و ظرفیت و نیاز بر مبنای این مدلسازی محاسبه شده است از ضریب آگاهی استفاده می‌شود. بر طبق دستورالعمل FEMA 273 [۹] استفاده از اطلاعاتی در سطح حداقل برای تحلیل‌های خطی مجاز می‌باشند اما در تحلیل‌های غیرخطی جمع‌آوری اطلاعات باید در سطح جامع انجام گیرد. مقدار K برای سطح اطلاعات حداقل برابر با ۰/۷۵ و مقدار آن برای سطح اطلاعات جامع برابر با ۱ است [۹].

۴-۴- اعضای سازه‌ای اصلی و غیراصلی

در مدلسازی یک سازه موجود برای بهسازی، چنانچه وضعیت اعضاء مختلف سازه بصورتی باشد که میزان آسیب‌پذیری در تعدادی از آنها بزرگ بوده و انجام بهسازی در مورد آنها نیاز به صرف هزینه قابل ملاحظه‌ای داشته باشد، این امکان وجود دارد که از بهسازی این اعضاء خودداری گردد و از اثر آنها در مقاومت جانی سازه به طور کلی صرف‌نظر گردد. همچنین می‌توان این اعضا را تحت بهسازی کمتری قرار داد و مقاومت کمتر آنها را در مقاومت جانبی سازه منظور کرد. تشخیص و انتخاب این نوع اعضاء به عهده و نظر طراح بهسازی است. در دستورالعمل FEMA 273 [۹]، این آزادی عمل به طراح داده شده است که تعدادی از اعضاء سازه را که یا نیاز به هزینه سنگین دارند و یا اساساً نقش آنها در مقاومت جانبی چندان زیاد نیست، به صورت اعضای غیر اصلی منظور نموده و با شدت کمتری مورد بهسازی قرار دهند البته درصد اینگونه اعضاء نمی‌تواند از حدی تجاوز نماید که در دستورالعمل آورده شده است [۹].

بهمین جهت در FEMA 273 [۹] اعضاء سازه به دو گروه اصلی و غیراصلی طبقه‌بندی می‌گردند. اعضای اصلی آن دسته از اعضای سازه هستند که برای باربری جانبی در نظر گرفته شده‌اند. اما اعضای غیراصلی اعضایی هستند که حذف آنها از سازه خللی در سیستم باربر جانبی سازه ایجاد نکند. در انتخاب اعضای غیراصلی، طبیعی است که اعضاء مهم سازه‌ای که نقش آنها در مقاومت جانی سازه تعیین کننده است نمی‌تواند نادیده گرفته شوند. گاهی اعضایی از سازه تحت بار جانبی تغییر شکلهایی را متحمل می‌شوند که بیش از ظرفیت آنهاست لذا زودتر از اعضای دیگر از سیستم بار بر جانی خارج می‌شوند. در چنین مواردی می‌توان این اعضاء را غیراصلی فرض کرده و به آنها اجازه تغییر شکل همسان با سازه بدهد مشروط بر آنکه این تغییر شکلهای و خرابی‌های احتمالی ناشی از آن منجر به کاهش باربری قائم و جانبی سایر اعضاء نگردد [۹].

در تحلیل‌های خطی فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند و اعضای غیراصلی فقط برای شکلهای حاصل از تحلیل کنترل می‌شوند، زیرا اعضای غیراصلی معمولاً تحت بارهای رفت و برگشتی کاهش سختی و کاهش مقاومت قابل توجهی خواهند داشت و به سرعت از سیستم باربر جانبی خارج می‌گردند. اما در تحلیل‌های غیرخطی تمام اعضای اصلی و غیراصلی را مدل شده و اثر کاهش سختی و مقاومت آنها در مدل وارد می‌شود. در تحلیل‌های خطی سختی جانبی اعضای غیراصلی نباید بیش از ۲۵ درصد سختی اعضای اصلی باشد بنابراین چنانچه سختی اعضای غیراصلی بیشتر از ۲۵ درصد باشد باید تعدادی از اعضای غیراصلی، اصلی

محسوب گردند و در مدلسازی وارد گردند تا آنجا که سختی اعضای غیراصلی باقیمانده کمتر از ۲۵ درصد سختی اعضای اصلی شوند [۹].

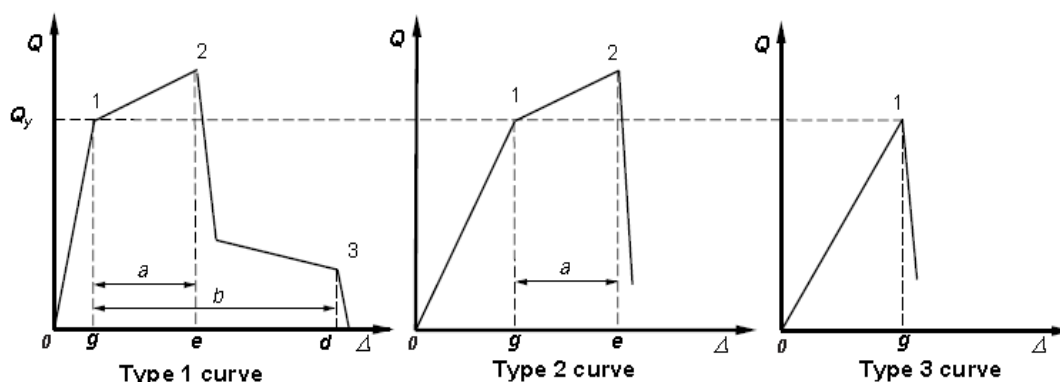
در تحلیل‌های غیرخطی، سختی المانهای اصلی و همچنین غیر اصلی را بایستی در مدل وارد کرد. بعلاوه، سختی المانهای غیرسازه‌ای همچون پانلهای پیش ساخته خارجی نبایستی از ۱۰ درصد سختی جانبی کل هر طبقه تجاوز کند، در غیر اینصورت (در صورت تجاوز از ۱۰ درصد) المانهای غیرسازه‌ای بایستی در مدل آورده شوند. دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی باید به گونه‌ای انجام گیرد که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل نگردد [۹].

۴-۵- رفتار اجزای سازه [۹]

اعضاء را می‌توان به دو گروه کنترل شونده توسط نیرو و تغییرشکل تقسیم کرد. کنترل‌شونده بودن توسط تغییرشکل و یا نیرو برای رفتار اعضای سازه وابسته به میزان شکل‌پذیری عضو می‌باشد. کنترل‌شونده بودن توسط تغییرشکل به این معناست که عضو می‌تواند دارای تغییرشکلی بیش از حد تسلیم باشد، یعنی تغییرشکل ماکزیمم عضو با شکل‌پذیریش محدود شده است. کنترل‌شونده بودن توسط نیرو به این معناست که عضو نمی‌تواند تغییرشکلی بیش از حد تسلیم داشته باشد. اعضای با شکل‌پذیری محدود بایستی به عنوان اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو مطرح شوند. رفتار اعضای سازه با توجه به تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو-تغییرشکل حاصله به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل یا کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد. شکل (۴-۱) منحنی‌های نیرو تغییرشکل ایده‌آل را برای انواع مختلف تلاشها نشان می‌دهد.

در رفتار شکل‌پذیر منحنی نیرو-تغییرشکل مطابق منحنی نوع ۱ شکل (۴-۱) است. این رفتار شامل یک محدوده الاستیک (نقطه ۰ تا ۱ بر روی منحنی)، یک محدوده پلاستیک (نقطه ۱ تا ۳) را که ممکن است شامل سخت‌شدگی کرنشی یا نرم‌شونده (نقطه ۱ تا ۲) و یک محدوده زایل شدن مقاومت (نقطه ۲ تا ۳) باشد. معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی که این چنین رفتاری را نشان می‌دهند، بطور کلی با توجه به سطح عملکرد در محدوده‌های الاستیک و پلاستیک (نقطه ۱ تا ۲) و برای اعضای غیر اصلی می‌تواند در هر محدوده‌ای قرار گیرد. تلاش‌های اعضای اصلی که دارای چنین رفتاری باشند در صورتیکه محدوده پلاستیک به قدر کافی بزرگ باشد ($e > 2g$) کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و در غیر اینصورت کنترل‌شونده توسط

نیرو محسوب می‌شوند. تلاشهای اعضای غیر اصلی که دارای چنین رفتاری باشند برای هر نسبت از e/g کنترل‌شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شوند.

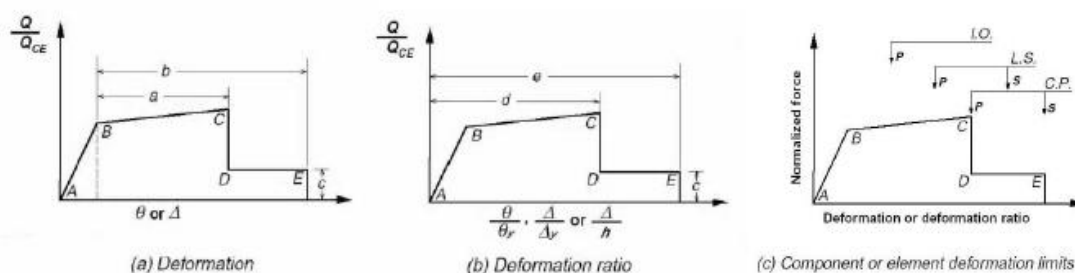


شکل (۱-۴) منحنی نیرو-تغییر شکل برای اجزا با شکل پذیری متفاوت [۹]

منحنی نوع ۲ شکل (۱-۴) بیانگر رفتار نیمه شکل‌پذیر می‌باشد. این رفتار با یک محدوده الاستیک و یک محدوده پلاستیک و بدنبال آن زایل شدن سریع مقاومت، مشخص می‌شود. اگر محدوده پلاستیک به قدر کفایت بزرگ باشد ($e > 2g$)، رفتار کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و در غیر اینصورت کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی که چنین رفتاری را نشان دهند با توجه به سطح عملکرد در محدوده‌های الاستیک یا پلاستیک جای می‌گیرند.

منحنی نوع ۳ شکل (۱-۴) بیانگر رفتار ترد یا غیر شکل‌پذیر می‌باشد. این رفتار با یک محدوده الاستیک و بدنبال آن زایل شدن سریع مقاومت مشخص می‌شود. تلاشهای اعضا در نتیجه این رفتار همواره کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌گردند. معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی همواره در محدوده الاستیک جای می‌گیرند.

منحنی (a) و (b) شکل (۲-۴) یک منحنی نیرو-تغییر شکل ایده‌آل را نشان می‌دهد که در بهسازی برای مشخص کردن معیارهای پذیرش برای اجزای کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و تلاشهای اعضا، مورد استفاده قرار می‌گیرد. پاسخ خطی بین نقطه A و نقطه موثر تسلیم B قرار می‌گیرد. شیب از B تا C برای در نظر گرفتن اثر سخت‌شدگی کرنشی بطور کلی درصد کوچکی (۰-۱۰٪) از شیب الاستیک منظور می‌گردد، و طول نقطه C مساوی با تغییر شکلی که در آن زایل شدن مقاومت آغاز می‌شود. بعد از نقطه D پاسخ عضو یک مقاومت کاهش یافته تا نقطه E می‌باشد. در تغییرشکلهایی بزرگتر از E، مقاومت عضو از بین می‌رود.



شکل (۲-۴) منحنی ایده‌ال نیرو-تغییرشکل برای مدلسازی اجزاء و تعریف معیارهای پذیرش [۹]

وقتی که رفتار یک عضو به صورت کنترل‌شونده با تغییرشکل باشد بجای استفاده از Q_y از Q_{CE} استفاده می‌شود. Q_{CE} ، مقاومت مورد انتظار مصالح برابر با متوسط مقادیر حاصل از آزمایش نمونه‌ها است و وقتی که رفتار یک عضو به صورت کنترل‌شونده با نیرو باشد از کرانه پایین مقاومت مصالح Q_{CL} استفاده می‌شود. Q_{CL} برابر متوسط منهای یک انحراف معیار مقادیر مقاومت نمونه‌ها است.

برای برخی از اعضا توصیف ضابطه پذیرش با استفاده از تغییرشکل (Δ, θ) معمول بوده در حالیکه در برخی دیگر این ضابطه با استفاده از نسبت تغییرشکل انجام می‌شود. دستورالعمل FEMA 273 [۹] برای مدلسازی رفتار اعضا به صورت منحنی‌های ایده‌ال نیرو-تغییرشکل، از منحنی‌های (a) و (b) شکل (۲-۴) استفاده می‌کند. منحنی (a) که در آن نسبت نرمال‌شده نیرو (Q/Q_{CE}) در مقابل تغییرشکل (Δ, θ) با استفاده از پارامترهای a ، b و c و منحنی (b) که در آن نسبت نرمال‌شده نیرو (Q/Q_{CE}) در مقابل نسبت تغییرشکل $(\Delta/\Delta_y, \theta/\theta_y, \text{or } \Delta/h)$ با استفاده از پارامترهای d ، e و c انجام می‌شود. سختی الاستیک و مقدار پارامترهای a ، b ، c ، d و e که برای مدلسازی اعضاء استفاده می‌شود در ادامه ارائه خواهند شد. در منحنی (c) شکل (۲-۴) به صورت شماتیک منحنی ایده‌ال تغییرشکل یا نسبت تغییرشکل تقریبی در مقابل نیرو و ضابطه‌های پذیرش برای سطوح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP)، در اعضای اصلی (P) و غیراصلی (S) سازه‌ای نمایش داده شده است. مقادیر عددی تغییرمکانها یا نسبت تغییرمکانهای مورد پذیرش برای این سطوح عملکرد در جداولی که در این دستورالعمل ارائه شده‌اند قابل مشاهده هستند.

۴-۶- مقاومت مصالح

۴-۶-۱- مقاومت اعضاء نظیر تلاشهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل [۹]

مقاومت اعضاء در تلاشهای کنترلشونده توسط تغییرشکل در FEMA 273 [۹] به یکی از دو روش زیر محاسبه می‌شود:

۱. با آزمایش تعدادی از قطعات و آزمایشگاه، که در اینصورت مقاومت عضو متناظر با متوسط بیشترین مقاومت‌های بدست آمده از آزمایش تعدادی از اعضا است که در معرض تغییرشکلهای مشابه آنچه عضو موردنظر احتمالاً تجربه خواهد کرد، قرار گرفته‌اند.

۲. با استفاده از روشهای محاسباتی عنوان شده در آیین‌نامه ACI 318 که در این صورت برای مقاومت‌های بتن و فولاد از مقاومت‌های مورد انتظار آنها استفاده می‌شود، و ضرایب کاهش مقاومت بتن و فولاد برابر با یک در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر این مقاومت مشخصه فولاد را در محاسبات می‌توان با در نظر گرفتن اثر اضافه مقاومت و سخت‌شدگی کرنش در نظر گرفت. برای این منظور معمولاً می‌توان مقاومت مشخصه فولاد را $1/25$ برابر مقاومت اسمی تسلیم آن فرض نمود.

۴-۶-۲- مقاومت اعضاء نظیر تلاشهای کنترلشونده توسط نیرو [۹]

مقاومت اعضاء در تلاشهای کنترل شونده توسط نیرو در FEMA 273 [۹] به یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

الف. با آزمایش تعدادی از قطعات در آزمایشگاه در این حالت کرانه پایین مقاومت برابر است با مقدار متوسط مقاومت‌های حاصله منهای انحراف معیار آنها.

ب. با استفاده از روش‌های محاسبه عنوان شده در آیین‌نامه ACI 318، که در این حالت برای مقاومت‌های بتن و فولاد از مقاومت‌های کرانه پایین آنها استفاده می‌شود و ضرایب کاهش مقاومت بتن و فولاد برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

۴-۷- ملزومات مدلسازی

در امر بهسازی ساختمان، مدلسازی و انتخاب روش تحلیل، نقش بسزایی در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ایفا می‌کند. یک مدل مناسب باید بتواند همه شرایط و واقعیت‌های سازه را که ممکن است در ارزیابی سازه موثر باشد، در مدل ساخته شده منعکس نماید. در مدل تحلیلی باید

خصوصیاتی مانند سختی و مقاومت اعضا و اتصالات و همچنین خصوصیات مفاصل پلاستیک و موقعیت آنها به روشنی مشخص شده باشد. همچنین روش تحلیل نیز باید قادر باشد برآورد مناسبی از نیروهای اجزا تحت زلزله ارائه دهد. در ادامه ملاحظات کلی تحلیل جهت ساختن مدل ریاضی ساختمان شامل فرضیات اولیه، اثرات پیچش، صلبیت دیافراگم، اثرات $P - \Delta$ و ... مطرح خواهد شد سپس روش‌های مختلفی که برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها استفاده می‌شود، معرفی خواهد شد.

۴-۷-۱- فرضیات مدلسازی [۹]

به طور کلی یک ساختمان باید به صورت یک مدل سه‌بعدی از اعضاء و اجزای اصلی و غیر اصلی مدل شود و مورد تحلیل و ارزیابی قرار گیرد. برای ساختمانهایی با پلان نامنظم حتماً باید از مدل ریاضی سه‌بعدی برای تحلیل، بررسی و ارزیابی بهره گرفته شود. در مواردی که اثرات پیچش به قدری کوچک باشد که بتوان اثر آن را نادیده گرفت یا این اثر به طور غیرمستقیم اعمال شود، استفاده از مدل‌های دو بعدی در مدلسازی، تحلیل و ارزیابی ساختمانهایی با دیافراگم صلب مجاز می‌باشد.

مدل کردن اتصالات برای تحلیل‌های خطی لازم نمی‌باشد در تحلیل‌های غیرخطی در صورتی که اتصال ضعیف‌تر از اجزای اتصال باشد و یا انعطاف‌پذیری اتصال موجب افزایش قابل توجه در تغییر شکل نسبی بین اجزای اتصال شود مدلسازی اتصال ضروری می‌گردد.

۴-۷-۲- پیچش افقی [۹]

اثرات پیچش افقی باید برای ساختمان‌های دارای دیافراگمی که بتواند چنین پیچشی را تحمل کنند، اعمال گردد. جمع لنگر پیچشی در یک طبقه مشخص باید مساوی مجموع دو لنگر پیچشی زیر قرار داده شود:

۱. پیچش واقعی، یعنی لنگر حاصل از خروج از مرکزیت بین مراکز جرم در طبقات فوقانی نسبت به مرکز سختی طبقه مورد نظر.

۲. پیچش اتفاقی، یعنی لنگر پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت اتفاقی جرم بوده و یا در نظر گرفتن خروج از مرکزیتی برای ۵ درصد بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای بار جانبی محاسبه می‌شود.

اثر پیچش واقعی در مواردی که تغییر مکان جانبی در هر نقطه از دیافراگم از تغییر مکان مرکز جرم طبقه ۱۰ درصد بیشتر باشد باید در نظر گرفته شود. اگر اثرات پیچش لازم باشد که مورد بررسی قرار گیرد، نیروهای افزایش یافته و تغییر مکانهای بدست آمده از پیچش افقی مورد ارزیابی قرار گرفته و برای طراحی در نظر گرفته می‌شوند. اثرات کاهنده پیچش بر روی نیروها و تغییر شکل‌های اعضا و اجزا نباید مورد استفاده قرار گیرد.

اگر نسبت η ، یعنی حداکثر تغییر مکان افقی در یکی از طبقات به تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه بزرگتر از $1/5$ باشد استفاده از مدل سه‌بعدی برای تحلیل و ارزیابی ضروری می‌باشد. همچنین اگر η در تمام طبقات از $1/1$ کمتر باشد می‌توان از اثرات پیچش اتفاقی صرف‌نظر کرد.

۴-۷-۳- دیافراگم کف [۹]

دیافراگم کف طبقات نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را به اعضای قائم سیستم‌های قاب انتقال می‌دهند. اتصالات مابین دیافراگم‌های کف و اعضای قائم باید مقاومت کافی برای انتقال حداکثر نیروی برش محاسبه شده برای دیافراگم به اعضای قائم قاب را داشته باشند. دیافراگم‌ها به سه نوع انعطاف‌پذیر، نیمه‌صلب و صلب دسته‌بندی می‌شوند. چنانچه حداکثر تغییر شکل جانبی دیافراگم بزرگتر از دو برابر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر آن باشد، آن دیافراگم انعطاف‌پذیر محسوب می‌گردد. در دیافراگم‌هایی که بر روی دیوار زیر زمین تکیه نموده‌اند، متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بالایی مدنظر قرار می‌گیرد. چنانچه این نسبت کمتر از $0/5$ باشد دیافراگم ممکن است صلب فرض گردد. دیافراگمی که نه صلب و نه انعطاف‌پذیر باشد نیمه‌صلب نامیده می‌شود. خیز داخل صفحه‌ای دیافراگم کف بر مبنای توزیع نیروی افقی متناسب با توزیع جرم در طبقه و همچنین نیروهای افقی ناشی از جابجا شدن سیستم قائم باربر جانبی از طبقه‌ای به طبقه دیگر محاسبه می‌شود. در مدلسازی سازه با دیافراگم نیمه‌صلب و یا انعطاف‌پذیر باید اثر تغییر شکل دیافراگم بر حسب سختی آن در نظر گرفته شود.

۴-۷-۴- اثرات $P-\Delta$ [۹]

اثرات $P-\Delta$ در محدوده رفتار خطی مصالح باید در هر نوع تحلیل سازه‌ای در نظر گرفته شود. در تحلیل‌های خطی، ضریب پایداری $\left(\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}\right)$ باید برای هر طبقه و در هر جهت محاسبه شده و تغییرمکان‌های نسبی طبقات و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل به نسبت $\frac{1}{1-\theta_i}$ در هر طبقه افزایش داده شود. چنانچه ضریب پایداری در تمام طبقات کمتر از ۰/۱ باشد، می‌توان از اثر $P-\Delta$ صرف‌نظر کرد. اگر ضریب پایداری بزرگتر از ۰/۳۳ باشد سازه ناپایدار تلقی می‌شود و برای کاستن از تغییرمکان جانبی در جهت کاستن اثرات $P-\Delta$ بهسازی می‌گردد. در تحلیل‌های غیرخطی، اثرات $P-\Delta$ در محدوده رفتار خطی مصالح با در نظر گرفتن سختی هندسی تمامی اعضایی که تحت اثر بار محوری قرار دارند در مدلسازی اعمال می‌شود.

۴-۷-۵- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی [۹]

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات باید از روابط زیر محاسبه شود:

وقتی که اثر بارهای ثقلی و زلزله با یکدیگر قابل جمع شدن هستند.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (۱-۴)$$

و هنگامی که بارهای ثقلی اثر بارهای زلزله را خنثی می‌کند

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۴)$$

$$Q_D = \text{بار مرده}$$

$$Q_L = \text{بار زنده موثر که برابر با } ۲۵\% \text{ بار زنده بدون کاهش در طراحی است.}$$

$$Q_S = \text{بار برف موثر}$$

۴-۸- روشهای تحلیل سازه [۹]

برای ارزیابی سازه دو روش کلی تحلیل سازه بیان شده است. این دو روش عبارتند از:

۱. روش خطی

۲. روش غیرخطی

هر یک از این دو روش می‌تواند به صورت استاتیکی و دینامیکی انجام شود. قابل استفاده بودن هر یک از این روشها براساس میزان دقت نتایج حاصل از تحلیل تعیین می‌گردد.

روش استاتیکی غیرخطی معمولاً دقیق‌تر از روش استاتیکی خطی است. اما برای ساختمانهای که در آنها اثر مودهای بالاتر قابل توجه است این روش ممکن است جوابهای صحیحی ندهد و معمولاً روش دینامیکی خطی که توزیع بار جانبی را با دقت بیشتری برآورد می‌کند، نتیجه بهتری بدست می‌دهد. با توجه به اینکه در این تحقیق از روشهای خطی در ارزیابی لرزه‌ای استفاده‌ای نشده است، در این قسمت تنها به توضیح روشهای غیر خطی پرداخته شده است.

۴-۸-۱- روشهای خطی [۹]

منظور از تحلیل خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی خطی برای اعضاء آن می‌باشد. در این روش تحلیل چنانچه آثار $P-\Delta$ با ترک خوردگی اجزاء بتنی مدنظر باشد، این آثار به صورت ساده شده در مدل وارد می‌گردند. مثلاً اثر $P-\Delta$ در تحلیل استاتیکی خطی به صورت اضافه بار جانبی و اثر ترک خوردگی صرفاً با کاهش مشخصات مقاطع اعضاء در مدل وارد می‌شوند. به طور کلی تحلیلهای خطی هنگامی دارای دقت مناسب می‌باشند که رفتار اعضاء سازه بهنگام وقوع زلزله از محدوده خطی خارج گردند و یا تعدادی کمی از اعضاء از حد خطی خارج شوند.

۴-۸-۲- روشهای غیرخطی [۹]

تحلیل غیرخطی می‌تواند به دو روش استاتیکی غیرخطی و یا دینامیکی غیرخطی انجام شود. روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی برای اکثر ساختمانها قابل استفاده است اما برای ساختمانهایی که اثر مودهای بالا قابل توجه باشد، لازم است در کنار این روش از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز استفاده گردد.

۴-۹- تحلیل استاتیکی غیرخطی [۹]

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌گردد تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخص (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فرو ریزد که منظور از نقطه کنترل مرکز جرم بام سازه است. در واقع این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

۱. رفتار غیرخطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می‌گردد.

۲. اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، برحسب تغییرشکل برآورده می‌گردد.

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، باید مدل رفتار غیرخطی به صورت چند خطی یا در حالت ساده شده به صورت دو خطی برای هر یک از اجزاء سازه تعریف شود. در طول تحلیل، هنگام افزایش تدریجی بار جانبی تغییر شکلها و نیروهای داخلی تمام اجزاء محاسبه شده و با ظرفیت آنها مقایسه می‌شود، نتایج حاصل از این روش رفتار واقعی سازه را بهتر نشان می‌دهد. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از طیف طراحی نرم شده استفاده می‌شود. بنابراین نسبت به تغییرات زمان تناوب حساس نمی‌باشد. اما یکی از معایب این روش آن است که تغییر رفتار غیرخطی اجزاء سازه بدلیل حرکات رفت و برگشتی مستقیماً منظور نمی‌شود، زیرا در این روش فقط یک چهارم دوره تناوب ارتعاش بررسی می‌گردد.

در روش استاتیکی غیرخطی پس از اینکه سازه تحت اثر بارهای ثقیل قرار گرفت شدت بار جانبی به تدریج افزوده می‌شود و تغییر شکلها و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می‌شوند تا آنجا که یکی از اعضا آن قدر تغییر شکل دهد که مصالح آن تسلیم شده و سختی آن تغییر کند، سختی عضو تسلیم شده در مدل اصلاح شده و بار جانبی مجدداً افزایش داده می‌شود، این مرحله مجدداً تکرار می‌شود تا تعداد بیشتری از اعضا به مقاومت نهایی برسند. افزایش شدت بار تا آنجا ادامه می‌یابد که عملکرد سازه نامطلوب شود یا تغییر مکان جانبی در نقطه کنترل (مرکز جرم بام) از تغییر مکان پیش‌بینی شده هنگام زلزله طرح بیشتر شود. منحنی تغییر مکان نقطه کنترل برحسب نیروی برش پایه ترسیم می‌شود. این منحنی رفتار غیرخطی سازه را بیان می‌کند. محل شکستگی منحنی، نقطه تسلیم سازه را نشان می‌دهد.

با استفاده از منحنی بدست آمده در مرحله قبل، زمان تناوب موثر از رابطه (۴-۳) بدست آمده و تغییر مکان هدف از رابطه (۴-۴) برآورد می‌شود. از آنجا که محاسبه زمان تناوب موثر ممکن است خود تابع تغییر مکان باشد، این روش به صورت آزمون و خطا انجام می‌شود. پس از تعیین تغییر مکان هدف، نیروهای داخلی

و تغییر شکل اعضای سازه برای حالتی که تغییر مکان نقطه کنترل برابر تغییر مکان هدف می‌شود، برای بررسی سطح عملکرد سازه محاسبه شده تا مورد استفاده قرار گیرد.

۴-۹-۱- الگوی توزیع بار جانبی [۹]

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید حتی‌الامکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ داده باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. این توزیع تابع مشخصات دینامیکی سازه و رفتار غیرخطی آن است و در طول زلزله تغییر می‌کند، از آنجا که توزیع بار جانبی، توزیع نیروهای داخلی و تغییر شکل‌ها را در اجزاء سازه تعیین می‌کند، ممکن است برای مجموعه‌ای از اجزاء سازه یک توزیع بار و برای مجموعه‌ای دیگر، توزیع دیگری حالت بحرانی ایجاد نماید بنابراین برای تعیین حالت‌های بحرانی، مطابق این دستورالعمل باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به سازه اعمال گردد. بدین ترتیب انتظار می‌رود که اکثر حالت‌های بحرانی بررسی شود.

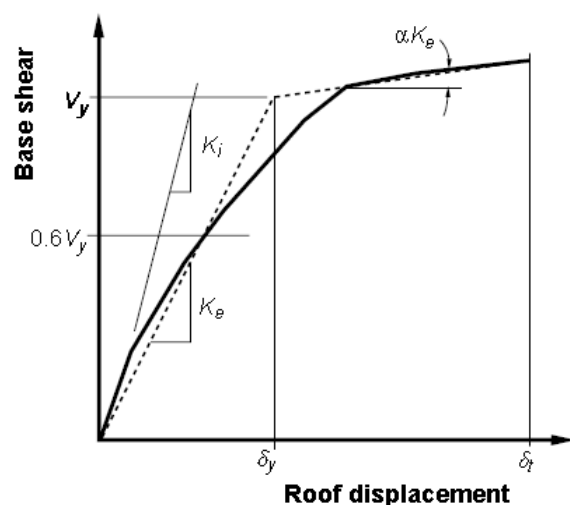
به عنوان توزیع نوع اول که الگوی توزیع یکنواخت نامیده می‌شود بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه به سازه اعمال می‌شود. الگوی توزیع بار نوع دوم از میان دو حالت زیر انتخاب می‌شود:

۱. الگوی توزیع بار مثلی که متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی است، استفاده از این الگوی توزیع بار زمانی مجاز است که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند.

۲. الگوی توزیع بار متناسب با نیروی برش طبقاتی حاصل از ترکیب مدهای پاسخ که با استفاده از تحلیل دینامیکی خطی بدست می‌آید. این تحلیل به دو صورت انجام می‌گیرد، ۱. تحلیل دینامیکی طیفی که در این حالت مدهای ارتعاش مورد بررسی چنان انتخاب می‌شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل سازه مشارکت کند. ۲. تحلیل دینامیکی به روش تاریخچه زمانی که با استفاده از طیف مناسب برای حرکت زمین انجام گرفته باشد.

۴-۹-۲- مدل رفتار دوخطی نیرو-تغییر مکان سازه [۹]

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل را مطابق شکل (۳-۴) مشخص می نماید، به منظور محاسبه سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دوطرفی ساده جایگزین شود. برای ساده سازی مدل رفتار غیرخطی، باید سطح زیر مدل رفتار دوطرفی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد. مدول سکانت بیانگر سختی جانبی موثر (K_e) برای برش پایه ای برابر با $0.6V_y$ در منحنی رفتار غیرخطی است. در مدل ساده شده باید دقت شود V_y بزرگتر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. در شکل زیر K_i سختی جانبی اولیه سازه در جهت مورد نظر است.



شکل (۳-۴) منحنی ساده شده نیرو-تغییرمکان [۹]

۳-۹-۴- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر [۹]

هنگامی که سازه دارای رفتار غیرخطی باشد سختی آن تغییر کرده و در نتیجه زمان تناوب آن ثابت باقی نمی ماند. هر چند در هر گام اعمال بار جانبی، برحسب سختی های لحظه ای می توان زمان تناوب سازه را تعیین کرد اما از آنجا که با استفاده از طیف پاسخ ارتجاعی خطی هنگامی که رفتار سازه غیرخطی باشد، فقط تقریبی از پاسخ غیرارتجاعی بدست می آید، لذا خطا در محاسبه زمان تناوب اهمیت زیادی ندارد. براساس این دستورالعمل زمان تناوب اصلی برحسب سختی متناظر با ۶۰٪ نیروی تسلیم محاسبه شده و به نام زمان تناوب موثر تعریف می شود که از رابطه زیر بدست می آید:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3-4)$$

۴-۹-۴- محاسبه تغییر مکان هدف [۹]:

محاسبه تغییر مکان هدف با استفاده از بررسی‌های تحلیلی و آماری انجام شده بر روی سیستم‌های یک درجه آزادی با رفتار غیرخطی غیرکاهنده (دو خطی یا سه خطی) و نسبت میرایی ۵٪ مطابق رابطه زیر خواهد بود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (4-4)$$

که در رابطه فوق T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان برای امتداد موردنظر و S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e می‌باشد.

ضریب C_0 : این ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان طیفی یک سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی می‌باشد که با در نظر گرفتن مود اول ϕ_1 و مدل با رفتار خطی، ضریب C_0 برابر است با ضریب مشارکت مود اول که این مقدار از رابطه صفحه بعد بدست می‌آید.

$$C_0 = \phi_{1,roof} \frac{[\phi_1]^T [M] [I]}{[\phi_1]^T [M] [\phi]} \quad (4-4)$$

برای ساختمانهایی که دارای جرم یکنواخت در تمام طبقات هستند، می‌توان C_0 را از جدول زیر استخراج کرد. در جدول زیر منظور از ساختمان برشی ساختمانی است که در تمام طبقات آن تغییر مکان جانبی نسبی کوچکتر از طبقه زیرین باشد.

جدول (۴-۱) مقدار ضرایب اصلاح $[C_0]$

C_0	تعداد طبقات ساختمان
۱/۰	۱

۲	۱/۲
۳	۱/۳
۵	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۵

ضریب C_1 : این ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان طیفی خطی به تغییرمکان حداکثر غیرخطی است که مطابق روابط زیر تعیین می‌گردد:

$$T_e \geq T_0 \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_0 \rightarrow C_1 = \frac{[1 + (R-1) \frac{T_0}{T_e}]}{R} \quad (5-4)$$

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \times \frac{1}{C_0}$$

T_0 = زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح

در هر صورت مقدار ضریب C_1 نباید کوچکتر از یک و بزرگتر از مقدار آن براساس رابطه (5-4) باشد. در این رابطه R نسبت مقاومت و S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e می‌باشد.

W = وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده است.

ضریب C_2 : این ضریب اصلاح برای اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزاء سازه بر تغییر مکان هدف است. در آنالیز، رفتار اجزاء سازه دو خطی و بدون افت ناشی از رفت و برگشت‌های متوالی فرض شده است. به دنبال حرکت رفت و برگشتی و گسترش خرابی‌ها، سختی اجزاء سازه کاهش یافته و مقاومت آنها افت می‌کند. در سازه‌هایی که دارای حلقه هیستریزیس کامل و پایدار باشند ضریب C_2 برابر یک در نظر گرفته می‌شود، اما برای سازه‌هایی که دارای حلقه هیستریزیس خوب نباشند حرکات رفت و برگشتی سازه موجب گسترش ترکها و خرابی شده و علاوه بر کاهش سختی و افزایش تغییرشکل‌ها افت مقاومت را نیز به دنبال خواهد داشت. از این رو ضریب C_2 برای این سازه‌ها بزرگتر از یک در نظر گرفته می‌شود. در این حالت می‌توان ضریب C_2 را از جدول زیر بدست آورد.

جدول (۴-۲) مقدار ضرایب اصلاح $[C_2]$

$T \geq T_0$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع ۲	قاب نوع ۱	قاب نوع ۲	قاب نوع ۱	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده بی وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه فرو ریزش

در این جدول قابهای نوع یک شامل سیستمهای سازه‌ای هستند که در آنها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط اعضای حمل می‌شود که هنگام زلزله صدمه می‌بینند. این نوع قابها هنگام زلزله عملکرد خوبی نداشته و به سرعت کاهش سختی و افت مقاومت خواهند داشت.

ضریب C_3 : این ضریب اصلاح اثر افزایش تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر $P-\Delta$ در محدوده رفتار غیرخطی مصالح را بر تغییر مکان هدف اعمال می‌کند. اگر سختی جانبی طبقه‌ای پس از تسلیم منفی باشد، اثر $P-\Delta$ ($\alpha < 0$) قابل توجه شده و تغییر مکان هدف را افزایش می‌دهد، که از رابطه (۴-۶) محاسبه می‌شود و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند هستند ($\alpha > 0$) مقدار این ضریب برابر با ۱ خواهد بود.

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| [R-1]^{3/2}}{T_e} \quad (۴-۶)$$

پس از محاسبه تغییر مکان هدف به کمک رابطه (۴-۴)، نیروی جانبی به تدریج و به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا تغییر مکان در نقطه کنترل به این حد برسد و یا سازه فرو ریزد.

۴-۱۰- تحلیل دینامیکی غیر خطی [۹]:

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرهندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعدی می‌تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است بدین ترتیب پاسخ مدل تحت شتاب زلزله

به روشهای عددی و برای هر گام زمانی ثابت است بدین ترتیب پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روشهای عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود. شتاب زمین مورد استفاده در آنالیز باید از نظر محتوای فرکانسی و پاسخ طیفی و دوام جنبش شدید زمین مشابه زلزله‌هایی باشد که امکان رویداد آنها در منطقه مورد مطالعه وجود دارد و تحلیل سازه در هر امتداد برای حداقل ۷ شتاب نگاشت انجام می‌شود. از آنجا که پاسخهای غیرخطی ساختمان بیش از پاسخهای خطی به ویژگیهای جنبش زمین و ویژگیهای محتوای طیفی پاسخ حساس است این پاسخها می‌تواند تحت تأثیر دوام، ویژگیهای فازی شدن و پالسهای جنبش شدید زمین قرار گیرد.

چنانچه تعداد شتاب نگاشت‌ها کمتر از ۷ مورد باشد پاسخ حداکثر به عنوان نتیجه نهایی در نظر گرفته می‌شود اما در حالت بیش از ۷ مورد پاسخ نهایی را می‌توان برابر متوسط مقدار پاسخها انتخاب کرد.

۴-۱۱- سیستمهای سازه‌ای :

در دستورالعمل FEMA 273 [۹] سیستمهای سازه‌ای بتنی به هفت دسته کلی قابهای خمشی بتنی، قابهای بتنی پیش‌ساخته، قابهای بتنی با میانقاب، دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته و قابهای بتنی مهار بندی شده تقسیم شده‌اند. با توجه به اینکه موضوع این تحقیق، بررسی سیستم دیوارهای برشی بتنی می‌باشد، در این قسمت فقط به توضیح این سیستم پرداخته می‌شود.

۴-۱۱-۱- سیستم دیوارهای برشی بتنی [۲]:

به علت داشتن سختی و ظرفیت باربری جانبی زیادی که دیوارهای برشی در مقابل زلزله از خودشان نشان می‌دهند، طبعاً یک انتخاب ایده‌آل برای سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی می‌باشند. دیوارهای لاغر، طبیعتاً پاسخ خمشی پایداری تحت بارگذاری جانبی شدید نشان می‌دهند. در صورتی که دیوارهای چاق، بیشتر احتمال دارد که بوسیله پاسخ برشی کنترل گردند، بنابراین باید آنها را برای شکل‌پذیری‌های کمتری طراحی کرد. سه دسته کلی سازه وجود دارند که در آنها از دیوارهای برشی به عنوان اجزاء اصلی مقاوم در برابر بار جانبی استفاده می‌شود.

۱. سیستمهای دیوار باربر : در این سازه‌ها، دیوارهای برشی به عنوان اعضای اولیه هم برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی و هم برای مقاومت در برابر بارهای جانبی به کار می‌روند.

۲. سیستم دیوار برشی : به سیستمی اطلاق می‌شود که دیوارهای برشی، تنها سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی است و یک قاب فضایی برای تحمل اکثر بارهای ثقلی ایجاد شده است. در چنین سیستم‌هایی، دیوارهای برشی، پیرامون یک هسته داخلی که آسانسورها و راه‌پله‌ها را در بر می‌گیرند، قرار دارند.

۳. سیستم دوگانه (قاب خمشی - دیوار برشی) : هنگامی که دیوارهای برشی با یک قاب خمشی فضایی، که بیشتر بارهای ثقلی را تحمل می‌کند و در مقاومت در برابر بارهای جانبی نیز کمک می‌کند، ترکیب می‌شوند، سازه، یک سیستم دو گانه (دیوار - قاب) نامیده می‌شود. بدلیل نحوه تغییر شکل ارتجاعی متفاوت دیوارها و قابها، سیستم دو گانه، در محدوده رفتار ارتجاعی، سختی مناسبتری از خود نشان می‌دهد. در بارگذاری جانبی و غیرارتجاعی، قاب به عنوان خط دوم مقاومت عمل می‌کند، که پس از تسلیم اولیه در پای دیوارهای برشی، سختی و مقاومت جانبی چشمگیری ایجاد می‌کند.

۴-۱۱-۲- انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط:

۴-۱۱-۲-۱- دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیوار [۹]:

دیوارهای برشی بتن مسلح یکپارچه شامل المان‌های قائم درجا ریخته شده، به صورت کوپله و غیر کوپله با فرم سطح مقطع بسته یا باز می‌باشند. این دیوارها باید سطح مقطع‌های نسبتاً پیوسته داشته و برخلاف دیوارهای میانقاب، باید هم در مقابل بار ثقلی و هم بار جانبی مقاومت داشته باشند.

دیوارهای برشی یا قطعات دیوار با نیروهای محوری بزرگتر از $0.35P_0$ (نیروی محوری حداکثر قابل تحمل توسط دیوار) در تحمل بار زلزله موثر فرض نمی‌شوند حداکثر فاصله افقی و عمودی آرماتورها نباید از 45 cm بیشتر باشد. دیوارهایی که نسبت آرماتور آنها از 0.0025 کمتر باشد. ولی فاصله آرماتورها کمتر از 45 cm باشد، از دید این دستورالعمل می‌توانند در تحمل بار جانبی سهمیم باشند به شرطی که نیروی برشی نیاز از مقاومت برشی اسمی کاهش یافته دیوار، کمتر باشد.

مطلب دیگری که در این دستورالعمل بدان اشاره شده رفتار دیوارهای برشی است که به دو صورت رفتار برشی و رفتار خمشی تقسیم‌بندی شده است. در این دستورالعمل تمایز این دو نوع رفتار با استفاده از نسبت h_w/l_w انجام می‌گیرد. به این صورت که برای دیوارهای با سطح مقطع مسطیلی با نسبت $h_w/l_w \leq 2.5$ و برای دیوارهای بالدار با نسبت $h_w/l_w \leq 3.5$ ، تغییرشکلهای برشی و طبیعتاً رفتار برشی حاکم و در صورت تجاوز این نسبت از مقادیر فوق رفتار خمشی حاکم خواهد بود.

۴-۱۱-۲-۲- ستونهای بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند [۲]

ستونهای بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، در جریان تکان‌های شدید زمین در معرض تقاضاهای زیاد نیرو و تغییرمکان هستند. آئین‌نامه‌ها، محدودیت‌هایی برای میزان مجاز تغییر سختی دارند که باعث می‌شوند این از خرابی‌ها حذف شوند. اما در بعضی ساختمانهای بتن مسلح موجود دیوارهای برشی در تراز پی پیوسته نیستند. در این ساختمانها لازم است ستون‌هایی که دیوارهای ناپیوسته را تحمل می‌کنند به دقت تحلیل شوند.

در بیشتر موارد، مقاومت برشی ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، یک تلاش کنترل شونده به وسیله نیرو خواهد بود. تنها در صورتی که ستونها دارای آرماتورهای عرضی باشند که ضوابط طراحی شکل‌پذیری آیین‌نامه را ارضا کنند، می‌توان آنها را به عنوان اعضای کنترل‌شونده به وسیله تغییرشکل، تحلیل کرد. حتی در این موارد، مقادیر مجاز شکل‌پذیری، خیلی کم خواهند بود.

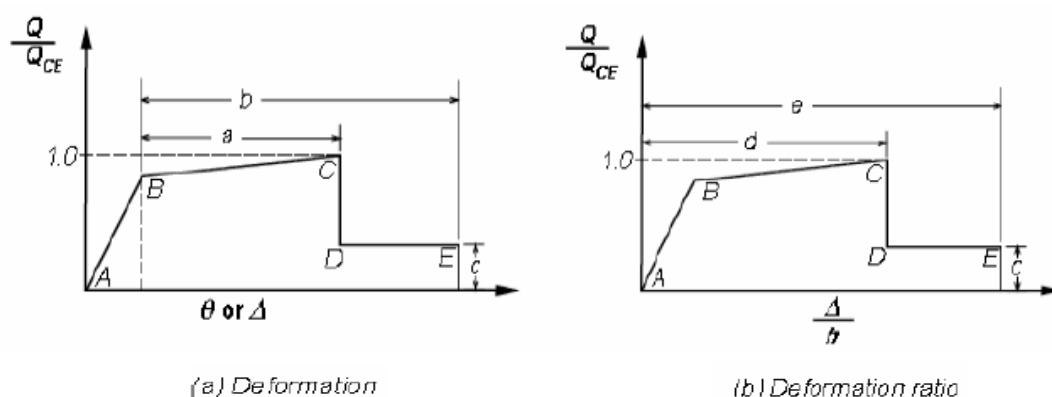
۴-۱۱-۲-۳- تیرهای کوپله بتن مسلح [۲]:

تیرهای کوپله بتن مسلح آنهايي هستند که نسبت به دهانه خود، عمیق هستند. مشاهدات خسارات وارده به ساختمان‌های دیوار برشی پس از زلزله، مکرراً گسیختگی‌های کششی قطری را در تیرهای کوپله نشان داده‌اند، شایع‌ترین علت این آسیب، مقاومت برشی ناکافی برای ایجاد مقاومت خمشی تیر، تحت بارگذاری چرخه‌ای تکرارشونده است. باید از هر گونه مشارکت بتن در ظرفیت برشی، صرف‌نظر کرد و باید خاموت‌های بسته را در فواصل نزدیک (کوچکتر از $\frac{d}{4}$)، فراهم کرد. اما، این اقدامات هر چند ممکن است گسیختگی

برشی ناگهانی تحت تغییر جهت‌های تکرارشونده بار زیاد را به تاخیر بیندازد ولی نمی‌تواند مانع از وقوع آن شود. ولی تیرهای کوبله‌ای که با آرماتورهای قطری در طول تیر، طراحی شده‌اند

۴-۱۲- مدلسازی سختی دیوارهای برشی بتن مسلح در روشهای غیرخطی [۹]:

در روشهای غیرخطی نیاز به تعریف ارتباط غیرخطی بار- تغییر شکل می‌باشد. برای روش غیرخطی استاتیکی کافی است یک رابطه بین بار و تغییر شکل وجود داشته باشد که رفتار سازه را تحت افزایش یکنواخت تغییر مکان جانبی تشریح کند. دستورالعمل FEMA 273 [۹] ارتباط بار- تغییر شکل را در مورد روش غیرخطی استاتیکی به صورت اشکال زیر ارائه می‌دهد.



شکل (۴-۴) رابطه کلی نیرو-تغییر شکل برای اجزای بتنی [۹]

نقطه A مربوط به حالت اولیه است این رابطه از نقطه A تا یک نقطه تسلیم موثر در B، خطی است. در نقطه B مقاومت در عضو به حالت جاری شدن رسیده است. بین نقاط B، C، سختی کاهش یافته‌ای به صورت خطی وجود دارد. شیب بین این دو نقطه معمولاً بین ۰ تا ۱۰٪ شیب اولیه است و نشان دهنده سخت‌شدگی است که در اغلب اعضای بتن‌آرمه دیده می‌شود. نقطه C مربوط به مقاومت اسمی عضو می‌باشد افت مقاومت از نقطه C تا D شکست اولیه در عضو را مشخص می‌کند مقاومت باقی مانده از D تا E ممکن است در بعضی حالتها صفر و در بعضی حالتها غیر صفر باشد. نقطه E نقطه‌ای است که حد نهایی تغییر شکل را مشخص می‌کند و سازه بعد از آن به طور کامل می‌شکند.

روابط یکنوای بار-تغییر شکل برای مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی، المانهای دیوار، تیرهای کوبله و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند، باید مطابق رابطه کلی شکل (۴-۴) باشد. برای

دیوارهای برشی و قطعات دیواری که تحت اثر بار جانبی رفتار غیرارتجاعی خمشی دارند و نیز برای ستون هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند می توان از روش زیر استفاده کرد.

منحنی (a) شکل (۴-۴) در نظر گرفته شده و در آن محور X نمایشگر میزان چرخش در بالای

منطقه مفصل پلاستیک در انتهای عضو مطابق آنچه در شکل (۵-۴) نشان داده شده فرض می شود. میزان چرخش مفصل در نقطه B در شکل (۴-۴) متناظر است با میزان چرخش در نقطه جاری شدن، θ_y ، که مقدار آن را می توان از رابطه (۷-۴) محاسبه نمود:

$$\theta_y = \left[\frac{M_y}{E_c I} \right] l_p \quad (۷-۴)$$

که در این معادله:

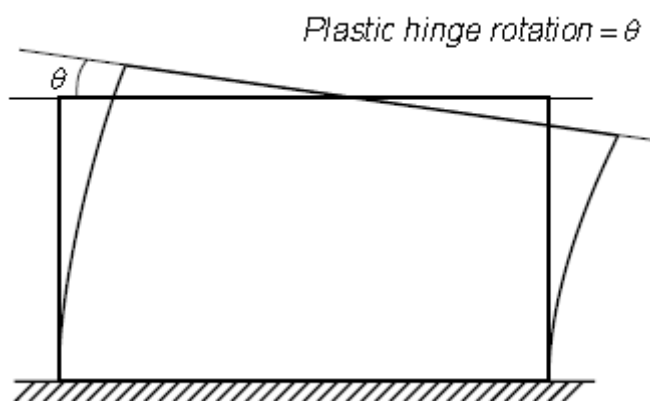
M_y = ظرفیت لنگر تسلیم (جاری شدن) دیوار برشی یا قطعه دیوار می باشد.

E_c = ضریب ارتجاعی بتن می باشد.

I = لنگر اینرسی عضو است.

l_p = طول فرض شده برای مفصل پلاستیک است.

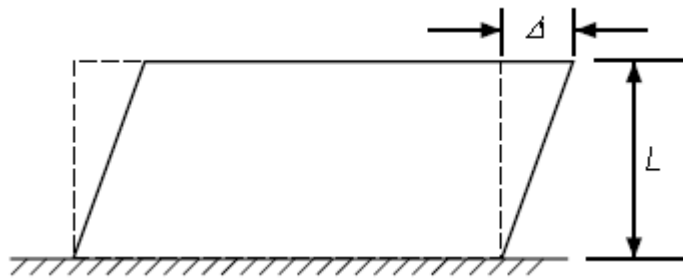
در مدل های تحلیلی دیوارهای برشی و قطعات دیوار، مقدار l_p برابر نصف طول دیوار در پلان و یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کمتر باشد، برای ستون هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می کنند، مقدار l_p برابر نصف عمق موثر خمشی عضو فرض می شود. مقادیر متغیرهای a ، b و c که برای تعیین E و D ، C در منحنی (a) شکل (۴-۴) مورد نیازند، در جدول (۵-۴) داده شده اند.



شکل (۵-۴) چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که خمش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است [۹].

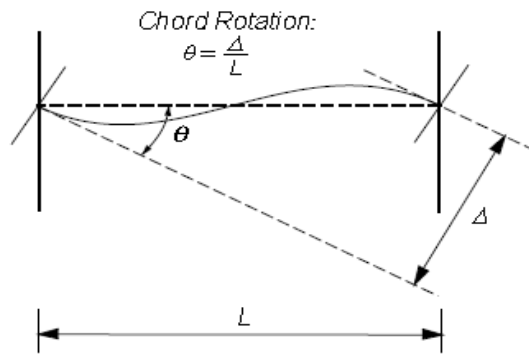
برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که پاسخ غیر ارتجاعی آنها با برش کنترل می‌گردد، می‌توان از روش زیر استفاده کرد:

منحنی (b) شکل (۴-۴) در نظر گرفته شده و در آن محور X نمایشگر تغییرمکان جانبی نسبی فرض می‌شود. برای دیوارهای برشی مقدار این تغییرمکان نسبی به عنوان تغییرمکان نسبی طبقه مطابق آنچه در شکل (۶-۴) نشان داده شده فرض می‌شود. برای قطعات دیوار، شکل (۶-۴) تعریف تغییرمکان نسبی عضو را نمایش می‌دهد.



شکل (۶-۴) تغییرمکان نسبی در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است [۹]

برای تیرهای کوپله، رابطه بار - تغییرشکل مطابق شکل منحنی (b) شکل (۴-۴) در نظر گرفته و محور X در آن شکل به عنوان چرخش عضو، به نحوی که در شکل (۷-۴) نمایش داده شده، اختیار می‌شود. مقادیر متغیرهای متغیرهای c ، d و e که برای تعیین C ، D و E در منحنی (b) شکل (۴-۴) مورد نیازند، در جدول (۶-۴) داده شده‌اند. در صورتیکه شرایط عضو موردنظر بین حدود داده شده در جداول باشد می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد.



شکل (۷-۴) دوران در تیرهای همبند [۹]

۱۳-۴- مدلسازی مقاومت دیوارهای برشی بتن مسلح در روشهای غیر خطی [۹]:

مقدار مقاومت خمشی اسمی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار، باید طبق اصول ارایه شده در آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] و با فرض ضرایب کاهش مقاومت برابر یک محاسبه شود. در محاسبه مقاومت خمشی اسمی، از عرض‌های موثر بال‌های فشاری و کششی مطابق بندهای بخش 10.5 فصل ۱۰ این آیین‌نامه می‌توان استفاده کرد. برای تعیین مقاومت جاری‌شدن خمشی دیوار برشی، که با نقطه B در منحنی (a) شکل (۴-۴) مشخص است، تنها باید میلگردهای طولی واقع در عضو مرزی در نظر گرفته شوند. در صورتی که دیوار فاقد اعضای مرزی باشد، تنها میلگردهایی که در 25% انتهایی مقطع دیوار قرار دارند باید در محاسبه مقاومت تسلیم دخالت داده شوند. برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی دیوار که با نقطه C در منحنی (a) شکل (۴-۴) متناظر است، تمام میلگردهای طولی (شامل میلگردهای جان) باید در محاسبه دخالت داده شوند. در کلیه محاسبات مربوط به محاسبه مقاومت خمشی، مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی باید برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار با در نظر گرفتن اثرات اضافه مقاومت و سخت‌شدگی کرنش، فرض شود. نیروی محوری وارد شده بر دیوار باید شامل اثرات بارهای ثقلی مطابق ضوابط بخش ۴-۷-۵ باشد.

مقاومت برشی اسمی دیواربرشی یا قطعه دیوار باید براساس ضوابط آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] فصل ۲۱ تعیین شود. مقاومت برشی اسمی ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند نیز باید براساس ضوابط فصل ۲۱ همین آیین‌نامه تعیین شود. در کلیه محاسبات مربوط به محاسبه مقاومت برشی،

باید از مقاومت جاری شدن تعیین شده (*Specified*) بدون ضریب استفاده شود. برای این حالت، تفاوتی بین مقاومت‌های برشی جاری شدن و اسمی که متناظر با نقاط B و C

در شکل (۴-۴) می‌باشند، وجود ندارد.

اگر درصد میلگرد افقی یک دیوار برشی یا قطعه دیوار ρ_n کمتر از 0.0025 ولی بزرگتر از 0.0015 باشد، در محاسبه مقاومت برشی دیوار می‌توان مطابق فوق از آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] استفاده کرد. در صورتی که درصد میلگرد جانبی کمتر از 0.0015 باشد می‌توان سهم میلگردهای دیوار را در مقاومت برشی ثابت و برابر مقدار حاصل در حالت $\rho_n = 0.0015$ فرض نمود.

مقاومت‌های برشی و خمشی اسمی تیرهای کوپله باید براساس ضوابط آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] فصل ۲۱ محاسبه شوند. در این محاسبات از مقاومت مورد انتظار آرماتورهای طولی و قطری استفاده می‌شود.

۴-۱۴- برآورد نیروها و تغییر شکل‌ها:

در روشهای غیرخطی نیروها و تغییر مکانهای حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه مستقیماً از تحلیل مدل سازه محاسبه می‌شوند لذا نیازی به اصلاح آنها مانند آنچه که برای روشهای خطی انجام می‌شود، نیست [۹].

۴-۱۵- معیارهای پذیرش [۹]:

۱. اعضاء با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییر شکل:

در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل‌شونده توسط تغییر شکل هستند نباید تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آنها باشد. ظرفیتهای چرخش مفصل خمیری تیرها، ستونها و دیوارها در جداول (۴-۳) و (۴-۴) داده شده است.

۲. اعضاء با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو:

در اعضای اصلی و غیراصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچکتر از کرانه پایین مقاومت اعضاء با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می شود، باشد.

جدول (۳-۴) پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی اعضای کنترل شونده با خمش [۹]

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)					
				Component Type					
				Primary			Secondary		
	Performance Level								
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
i. Shear walls and wall segments									
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	Shear $\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ¹							
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.001	0.003	0.005	0.005
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.004
ii. Columns supporting discontinuous shear walls									
Transverse reinforcement ²									
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.
		Chord Rotation (radians)							
		d e							
iii. Shear wall coupling beams									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	Shear $\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.025	0.040	0.75	0.006	0.015	0.025	0.025	0.040
	≥ 6	0.015	0.030	0.50	0.005	0.010	0.015	0.015	0.030
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
	≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050
1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 318-95.									
2. Requirements for conforming transverse reinforcement are: (a) closed stirrups over the entire length of the column at a spacing ≤ d/2, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq$ required shear strength of column.									
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the beam at a spacing ≤ d/3, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of beam.									

جدول (۴-۴) پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی اعضای کنترل شونده با برش [۹]

Conditions	Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹					
				Component Type					
				Primary		Secondary			
				Performance Level					
	d	e	c	IO	LS	CP	LS	CP	
i. Shear walls and wall segments									
All shear walls and wall segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
ii. Shear wall coupling beams									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.018	0.030	0.60	0.006	0.012	0.015	0.015	0.024
	≥ 6	0.012	0.020	0.30	0.004	0.008	0.010	0.010	0.016
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

- For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.
- For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15 A_g f_c'$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.
- Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of beam.

در جداول (۴-۳) و (۴-۴) پارامترهای موجود به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$A_s = \text{سطح مقطع فولاد کششی}$$

$$A'_s = \text{سطح مقطع فولاد فشاری.}$$

$$P = \text{نیروی محوری وارد بر دیوار برشی.}$$

$$l_w = \text{طول کل یا قسمتی از دیوار که در راستای نیروی برشی می‌باشد.}$$

$$t_w = \text{ضخامت جان دیوار}$$

$$\text{Shear} = \text{نیروی برشی طراحی وارده به دیوار}$$

۵-۱- مقدمه

با توجه به عنوان ارائه شده در این پژوهش، برای طراحی و ساخت مدلها ابتدا سازه‌های پانلی را از لحاظ تعاریف ارائه شده در آیین‌نامه‌ها بررسی کرده و سپس به طراحی و ساخت مدل‌های مورد نیاز می‌پردازیم. در این فصل پس از ارزیابی این سیستم برای شناخت نوع سازه و محدودیتهای اعمال شده از لحاظ

طبقه‌بندیهای آیین‌نامه‌ای، با استفاده از آیین‌نامه‌های ACI 318-05 [۱۲]، آبا [۳]، و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۴] به معرفی سازه‌های مورد مطالعه و نحوه طراحی آنها براساس معیارها و ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، آیین‌نامه ACI و آبا، پرداخته می‌شود. برای تحلیل و طراحی این سازه‌ها از نرم‌افزار *Etabs Nonlinear* (ver 9.20) [۱۶] استفاده شده است.

۵-۲- استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۴]:

سیستم دیوارهای باربر (*Bearing Wall System*):

سیستم سازه‌ای است که فاقد قاب فضایی کامل برای بردن بارهای قائم می‌باشد. دیوارهای باربر و یا سیستمهای مهاربندی عمده بارهای قائم را تحمل می‌کنند. مقاومت در برابر نیروهای جانبی با دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین می‌شود [۴]. بنا به تعریف استاندارد ۲۸۰۰ از سیستم دیوارهای باربر^{۱۷}، می‌توان سازه‌های ساخته شده با سوپرپانل را از نوع دیوارهای باربر دانست، لذا برای تعیین ضریب رفتار این سازه‌ها در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ [۴] می‌توان از مقادیر جدول صفحه بعد استفاده کرد، با توجه به جدول (۵-۱) می‌توان چهار نوع مختلف از سیستم دیوارهای باربر را مشاهده نمود. در توضیحات ارائه شده مربوط به این جدول توضیحاتی در رابطه با انواع سیستمهای ساختمانی آمده است که به صورت زیر است:

قابهای خمشی بتن مسلح معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب همان قابهای خمشی با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد در آیین‌نامه بتن ایران «آبا» اند، با این تفاوت که در قابهای خمشی متوسط فاصله تنگ‌ها از یکدیگر در ناحیه L_0 ستونها از ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود [۴].

جدول (۵-۱) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R ، و حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m [۴]

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m
سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵

با توجه به

توضیحات بند فوق که هیچ اشاره‌ای به دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی، متوسط و ویژه ندارد می‌توان با استناد به همین توضیحات دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی، متوسط و ویژه را همان دیوارهای برشی بتن مسلح با شکل‌پذیری کم، متوسط و ویژه در آیین‌نامه بتن ایران [۳] (آبا) دانست که در آن هیچ بندی برای ایجاد محدودیت در زمینه ارتفاع این سازه‌ها، مکانهای ساخت از لحاظ میزان خطر نسبی و میزان اهمیت این سازه‌ها وجود ندارد. نکته حائز اهمیت وجود بندهای ۳-۸-۳-۲ و ۴-۸-۳-۲ هستند، که بصورت کلی برای همه سازه‌ها عنوان شده‌اند.

۳-۸-۳-۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمانهای با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستمهایی که عنوان «ویژه» دارند انتخاب شود [۴].

۴-۸-۳-۲- در ساختمانهایی با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمانها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرأ به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین گردد [۴].

با توجه به توضیحات بالا باید ضوابط شکل‌پذیری موجود در آیین‌نامه آبا را نیز بررسی نمود. که دربخش بعدی به آن پرداخته شده است.

۵-۳- آیین‌نامه بتن ایران (آبا) [۳]

در این بخش به ذکر بندهای موجود در آیین‌نامه آبا برای تعیین شکل‌پذیری در سازه‌های سوپرپانل می‌پردازیم. این آیین‌نامه حدود شکل‌پذیری را به سه دسته کلی تقسیم‌بندی کرده و هر یک از این حدود را با ارائه ضوابطی از رده‌های دیگر تمیز می‌دهد.

۲۰-۲-۵ حدود شکل‌پذیری سازه [۳]:

۲۰-۲-۵-۱ اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله باید برای یکی از سه حد شکل‌پذیری که در بندهای ۲۰-۲-۵-۲ تا ۲۰-۲-۵-۴ تعریف شده‌اند، طراحی شوند. ضوابط طراحی برای هر یک از این حدود در قسمتهای ۲۰-۳ تا ۲۰-۵ تعیین شده‌اند.

۲۰-۲-۵-۲ حد شکل‌پذیری کم: این حد برای سازه‌هایی مناسب است که در آنها انتظار بوجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود و تنها تامین تدابیر خاص برای حفظ ایمنی آنها در برابر بارهای تکراری و رفت و برگشتی زلزله مورد نظر است.

۲۰-۲-۵-۳ حد شکل‌پذیری متوسط: این حد برای سازه‌هایی الزامی است که در آنها بازتاب سازه در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و مقاطع سازه باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد برخوردار باشند.

۲۰-۲-۵-۴ حد شکل‌پذیری زیاد: این حد برای سازه‌هایی الزامی است که در اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیاد برخوردار باشند بطوریکه در صورت ایجاد مکانیزم در آنها پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد.

۲۰-۳ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری کم

۲۰-۳-۱ در اعضای خمشی قابها نسبت آرماتور کششی در هر مقطع نباید کمتر از مقادیر $\frac{1.4}{f_y}$ و

$$\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \text{ و بیشتر از } 0.025 \text{ اختیار شود [۳].}$$

۲۰-۳-۱ در اعضای تحت خمش و فشار نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع S400 است، نسبت میلگرد در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود [۳].

۲۰-۳-۳ در اعضای تحت خمش و فشار فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد [۳].

۲۰-۳-۴ در اتصالات تیرها به ستونها، در طول بیشترین ارتفاع تیر یا دال که به محل اتصال منتهی می‌شود باید در امتداد عمود بر آرماتور طولی ستون آرماتور عرضی به مقدار حداقل برابر به مقدار زیر پیش‌بینی شود :

$$A_v = \frac{0.35bs}{f_y} \quad (۲۰-۱)$$

در این رابطه b بعد بزرگتر مقطع مستطیل ستون و یا قطر مقطع دایره‌ای ستون است [۳].

با کنترل بندهای ذکر شده برای سازه‌هایی با شکل‌پذیری کم می‌توان از برقراری این شرایط برای سازه‌های پانلی اطمینان حاصل نمود. با توجه به این مطلب که این حد از شکل‌پذیری حداقل نیاز شکل‌پذیری است با بررسی شرایط مربوط به دیوارها برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط به بررسی این سیستم و وجود یا عدم وجود این حدود می‌پردازیم.

۲۰-۴ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط

۲۰-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۲۰-۳-۴-۱ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۲۰-۳-۵-۱ تا ۲۰-۳-۵-۳، مربوط به سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثنای بندهای ۲۰-۳-۴-۲ و ۲۰-۳-۴-۳ رعایت شوند [۳].

۲۰-۳-۴-۲ بجای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۲۰-۳-۵-۱ تا ۲۰-۳-۵-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند ۲۰-۴-۲-۴ به کار برد [۳].

۲۰-۳-۴-۳ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۲۰-۳-۵-۶ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل هیجدهم صورت می‌گیرد [۳].

با بررسی بندهای بالا می‌توان به برقرار بودن بیشتر شرایط پی برد، البته باید گفت در آیین‌نامه آبا جز مرزی باید دارای حداقل بعد، ۳۰ سانتیمتر باشد و این برای سازه‌های پانلی که دارای مقاطع یکنواخت هستند، از مشکلات عمده محسوب می‌شود.

اصلی ترین مشکل موجود در سازه‌های پانلی مشکل خاموت‌گذاری عرضی این سازه‌هاست، در صورت وجود المانهای مرزی برای داشتن سازه‌ای با شکل‌پذیری متوسط باید مطابق ضابطه بند ۴-۲-۲-۴-۲۰ این دیوارها را خاموتگذاری کرد، که این موضوع با توجه به روش ساخت دیوارهای باربر سوپرپانل امری مشکل می‌نماید. زیرا لایه‌های عایق پلی‌استایرن در هنگام نصب بر روی شبکه‌های فولادی با استفاده از مهره‌های پلی‌پروپیلن در جای خود ثابت می‌شوند. هر چند آرماتورهای عمودی دیوار در فواصل ۲۰ سانتیمتری با استفاده از میله‌های قطری ۳ میلیمتری و میله‌های عرضی رزوه شده با قطری برابر با ۵ میلیمتر ثابت شده‌اند، ولی مطابق ضابطه بند ۴-۲-۲-۴-۲۰ که حداقل قطر آرماتور عرضی را ۸ میلیمتر و فاصله آنها را مقداری به مراتب کمتر از ۲۰ سانتیمتر می‌داند، می‌توان به عدم کفایت میلگردهای عرضی موجود برای داشتن سازه‌ای با شکل‌پذیری متوسط پی‌برد. با توجه به عدم کفایت این مقاطع برای داشتن این حد از شکل‌پذیری بررسی بندهای مربوط به شکل‌پذیری بالا ضرورتی نخواهد داشت.

با توجه به مطالب بالا می‌توان گفت که از نظر آیین‌نامه بتن ایران (آبا) [۳] سیستم سازه‌ای سوپرپانل از لحاظ شکل‌پذیری دارای شکل‌پذیری کم خواهد بود.

۵-۴- آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲]

این آیین‌نامه برای دیوارهای سازه‌ای و انواع آن تعاریف زیر را ارائه می‌کند:

دیوارهای سازه‌ای: دیوارهایی که برای مقاومت در برابر ترکیبی از برشها، لنگرها و نیروهای محوری بوجود آمده از حرکات زلزله طراحی می‌شوند. یک دیوار برشی، یک دیوار سازه‌ای است. دیوارهای سازه‌ای را می‌توان به ترتیب زیر تقسیم‌بندی نمود:

دیوار سازه‌ای بتنی غیر مسلح معمولی - دیواری که مطابق ضوابط فصل ۲۲ است [۱۲].

دیوار سازه‌ای بتنی مسلح معمولی - دیواری که مطابق ضوابط فصول ۱ الی ۱۸ است [۱۲].

دیوار سازه‌ای بتنی مسلح ویژه- دیوار بتنی در جایی که علاوه بر ضوابط مربوط به دیوارهای سازه‌ای بتنی مسلح، مطابق ضوابط بندهای ۲۱،۲،۳، ۲۱،۲،۳، ۲۱،۲،۳، الی ۲۱،۲،۷ نیز باشد [۱۲].

دیوار سازه‌ای پیش‌ساخته متوسط - دیواری که علاوه بر ضوابط مربوطه در فصول ۱ الی ۱۸، مطابق ضوابط بند ۲۱،۱۳ نیز باشد [۱۲].

دیوار سازه‌ای پیش‌ساخته ویژه- دیوار پیش‌ساخته‌ای که علاوه بر ضوابط مربوطه به دیوارهای سازه‌ای بتنی مسلح معمولی و ضوابط بند ۲۱،۸ می‌بایست ضوابط بندهای ۲۱،۲،۳، ۲۱،۲،۳، ۲۱،۲،۳، الی ۲۱،۲،۷ و ۲۱،۷ را نیز برآورده سازد [۱۲].

برای بررسی سازه‌های پانلی و شناخت نوع آنها از نظر آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] با بررسی تعاریف صفحه قبل در ابتدا ضوابط مربوط به دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح معمولی را بررسی می‌کنیم. مطابق این تعریف اگر ضوابط فصول ۱ الی ۱۸ برای این سازه‌ها برقرار باشد، این سیستم سازه‌ای را می‌توان از نوع دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح معمولی دانست، که پس از بررسی این فصول می‌توان به برقرار بودن ضوابط موجود در آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] برای سازه‌های پانلی پی برد.

نوع بعدی دیوارها، دیوار سازه‌ای بتن مسلح ویژه است که برای بررسی کفایت این سیستم طبق تعریف باید ضوابط بندهای ۲۱،۲،۳، ۲۱،۲،۳، ۲۱،۲،۳، الی ۲۱،۲،۷ در این سیستم بررسی شود. با بررسی این ضوابط موارد تناقضی به چشم می‌خورد که برخی از آنها در ادامه آمده‌اند.

بند ۲۱،۷،۶،۴، قسمت (ب) در مقاطع بالدار، المانهای مرزی می‌بایست شامل عرض موثر بال فشاری بوده و حداقل به اندازه ۳۰۰ میلیمتر به داخل جان گسترش یابند [۱۲].

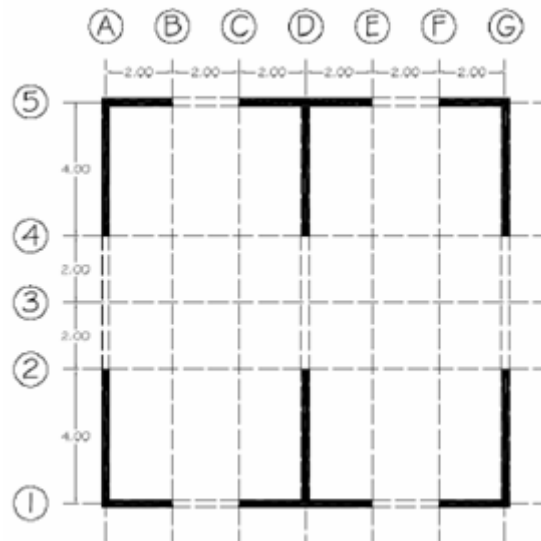
پ) آرماتورهای عرضی المانهای مرزی ویژه می‌بایست ضوابط بندهای ۲۱،۴،۴،۱ تا ۲۱،۴،۴،۳ را برآورده کنند؛ بجز آنکه نیازی به برآورده شدن رابطه (۳-۲۱) نمی‌باشد [۱۲].

با بررسی ضوابط بندهای ۲۱،۴،۴،۱ تا ۲۱،۴،۴،۳ می‌توان به این نتیجه رسید که نوع آرماتورهای عرضی مورد نظر در این آیین‌نامه با آنچه در سیستم سوپرپانل به چشم می‌خورد متفاوت بوده و فاصله این آرماتورها از فاصله ۲۰ سانتیمتری موجود در پانلهای باربر این سیستم کمتر است. در مورد سایر بندهای این آیین‌نامه، مثل ضوابط مربوط به تیرهای کوپله نیز مشکلاتی از این دست وجود دارد. که برای مثال می‌توان مشکل اجرای آرماتورهای قطری را به علت وجود میله‌های قطری و میله‌های عرضی رزوه شده در پانلهای باربر نام

برد. بنابراین نیاز به بررسی بیشتر ضوابط بندهای موجود در قسمت دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح ویژه نبوده و می‌توان گفت سوپرپانلها از نظر *ACI* دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح معمولی بشمار می‌روند. پس از شناخت نوع و طبقه‌بندی دیوارهای سوپرپانل، از دیدگاه آیین‌نامه‌ای در بخش بعدی با طراحی و ارائه جزئیات به تفصیل مدلها را معرفی خواهیم کرد.

۵-۵- مشخصات کلی مدلها:

با توجه به مطالب گفته شده در بخش قبلی مدلها به صورت سیستم دیوار باربر با شکل‌پذیری کم که کاملاً متقارن هستند طراحی می‌شود. تعداد کلی مدلهای موجود ۳ تاست، در هر مدل اختلاف نسبتاً زیادی در عرض بازشوها و نسبت طول به ارتفاع تیرهای کوپله در هر جهت به چشم می‌خورد. دلیل استفاده از این تفاوت که برابر با ۲.۰ می‌باشد، در نظر گرفتن تاثیر سختی تیرهای کوپله در رفتار دینامیکی سازه‌های پانلی است. در قابهای ۱ و ۵ تمام مدلها نسبت $(L/d)_{Coupling\ Beam} < 4$ بوده و در قابهای A, D, G و مدلها هر گروه این نسبت بزرگتر از ۴ است. با توجه به این نسبتها می‌توان احتمال حاکم بودن رفتار برشی در مدل اول و رفتار خمشی را در مدل دوم انتظار داشت.



شکل (۱-۵) پلان کلیه مدل‌های مورد مطالعه

با توجه به شکلهای (۱-۵) هر دو مدل دارای پلان مربع شکل به ابعاد ۱۲ متر بوده و عرض تیرها برابر عرض دیوارهاست. در تمام مدل‌ها تیرهای محور ۱ و ۵ دارای ارتفاع 120 cm و طول 2 m و تیرهای محورهای A، D و G دارای ارتفاع 120 cm و طول 4 m که این ابعاد در تمام مدل‌ها هیچ تغییری ندارد.

۵-۶- معرفی مدل A-۱:

در مدل A-۱ فرضیات طراحی بصورت زیر در نظر گرفته شده است.

این مدل با ۶ طبقه، هر یک به ارتفاع ۳,۳۰، در مجموع ارتفاعی حدود ۲۰ متر خواهد داشت که در یک جهت سه پانل (دیوار) و در راستای دیگر دو پانل (دیوار) برای اجرای سازه در نظر گرفته شده است. پانل‌ها پس از تلاقی با یکدیگر دیوارهایی به شکل L و T را می‌سازند، که با تیرهای کوپله به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین سیستم سقف مدل از نوع تیرچه‌بلوک سوپرپانل بوده و بصورت دیافراگم صلب مدلسازی شده است. با توجه به محل قرارگیری دیوارها این سیستم سازه‌ای از لحاظ شکل هندسی کاملاً متقارن می‌باشد.

در قابهای ۱ و ۴ مدل A-۱ تیرهای کوپله دارای نسبت $L/d = 1.66$ و در قابهای A، D و G این نسبت برابر با 3.33 است. و نسبت ارتفاع به عرض در دیوارهای این مدل $H/L \geq 4$ است. برای طراحی سازه مدل از آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] استفاده شده است.

بار مرده و زنده طبقات براساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان [۵] لحاظ شده به نحوی که بار مرده ساختمان با لحاظ کردن بار تیغه‌بندی پارتیشن سوپرپانل برابر $500 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ است. بار زنده طبقات برابر $200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ بوده که با در نظر گرفتن اثر کاهش سربار به کفها اعمال شده و بار زنده طبقه بام برابر $150 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ می‌باشد.

جهت بارگذاری زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۴] استفاده شده است.

در تعیین مقدار نیروی برش پایه فرض شده که سازه در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، شتاب مبنای طرح $A = 0.35$ قرار دارد و خاک ساختگاه از نوع II ($T_s = 0.5$) می‌باشد [۴].

ضریب رفتار ساختمان، R ، که در تعیین مقدار این پارامتر عواملی از قبیل شکل‌پذیری سازه، درجه نامعینی و اضافه مقاومت سازه لحاظ شده است، براساس استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای سازه با دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی با شکل‌پذیری کم برابر ۵ انتخاب می‌گردد.

ضریب اهمیت ساختمان (I) که با فرض کاربری مسکونی (اهمیت متوسط) برابر یک می‌باشد [۴].

زمان تناوب اصلی نوسان سازه (T) که با توجه به وجود دیوار برشی در سازه، بر اساس رابطه $T = 0.05H^{\frac{3}{4}}$ محاسبه می‌شوند [۴].

C : ضریب زلزله که طبق روابط زیر بدست می‌آید:

$$A = 0.35$$

$$I = 1.0$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 0.05(19.8)^{\frac{3}{4}} = 0.47 \text{ sec}$$

$$T_0 = 0.1, T_s = 0.5, S = 1.5 \rightarrow T_0 \leq T \leq T_s : B = (S + 1) = 2.50$$

$$R = 5$$

$$C = \frac{ABI}{R} \rightarrow C = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{5} = 0.175, T < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$$

اثر پیچش اتفاقی طبق بند ۲-۳-۱۰ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای بارگذاری لرزه‌ای این مدلها لحاظ شده است.

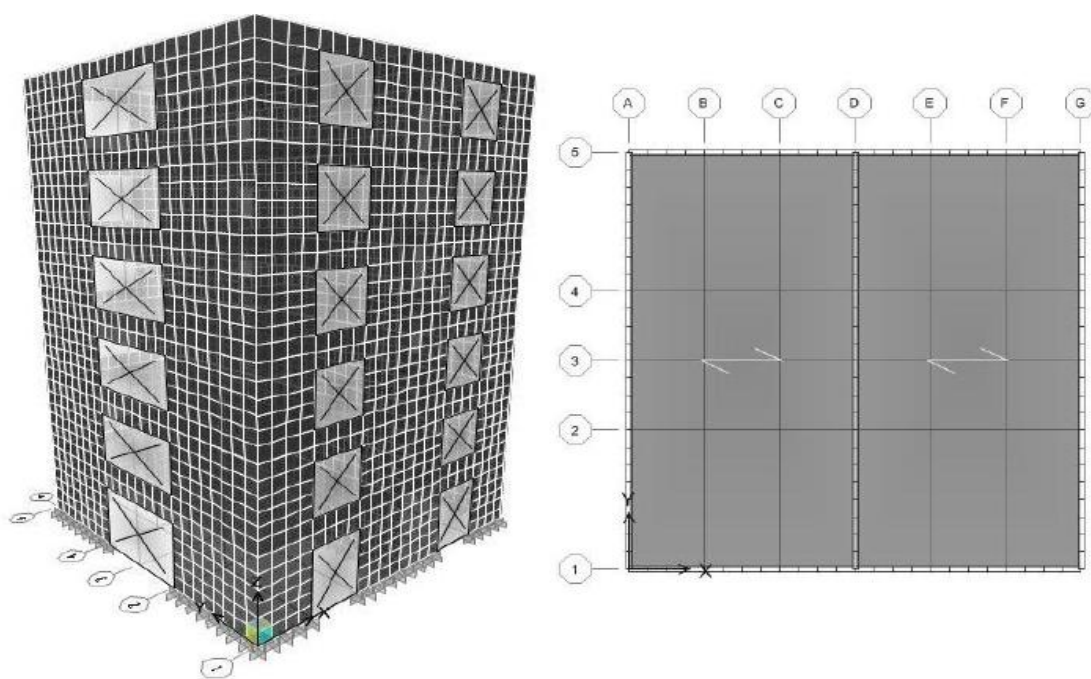
اتصال ستون به پی به صورت گیردار فرض شده است و اثر $P-\Delta$ در هنگام طراحی سازه در نظر گرفته شده است.

پس از طراحی نوبت به کنترل تغییرمکان نسبی هر طبقه می‌رسد، که بایستی طبق بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] این کنترل انجام شود، این مدل تمام ضوابط این بند را ارضاء می‌کند.

مشخصات مربوط به مصالح بتنی بکار رفته در این مدل بصورت زیر در نظر گرفته شده است میلگردهای طولی و عرضی استفاده شده در هنگام نصب پانلها همگی از نوع AIII هستند.

جدول (۲-۵) مشخصات مصالح بتنی به کار رفته در سیستم سازه سوپر پانل مدل (۱-A)

2500 kg/cm^3	وزن واحد حجم، w
$2.34 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	مدول ارتجاعی، E_s
0.2	ضریب پواسون، ν
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگرد طولی، f_y
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگرد عرضی، f_{ys}



شکل (۲-۵) تصویری از پلان و نمای کلی مدل (۱-A)

جدول (۳-۵) جزئیات پانلهای دیواری سوپرپانل در مدل (۱-A)

طبقه	ارتفاع طبقه (m)	عرض پانل (cm)	آرماتورهای طولی (در ۲ ردیف)	آرماتورهای برشی (در ۲ ردیف)	مقاومت فشاری بتن f'_c (Kg / cm ²)
۱	3.30 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۲	6.60 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۳	9.90 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۴	13.20 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۵	16.50 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۶	19.80 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²

جدول (۴-۵) جزئیات تیرهای کوپله در مدل (A-۱)

طبقه	قاب	آرماتورهای طولی		آرماتورهای برشی قائم (در ۲ ردیف)	آرماتورهای برشی افقی (در ۲ ردیف)
		بالا	پایین		
۱	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
۲	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
۳	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 20$	2 $\phi 20$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
۴	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 20$	2 $\phi 20$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 20$	2 $\phi 18$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$

۵	قاب ۱ و ۴	2 ϕ 18	2 ϕ 18	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب D	2 ϕ 20	2 ϕ 18	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب A , G	2 ϕ 20	2 ϕ 18	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
۶	قاب ۱ و ۴	2 ϕ 18	2 ϕ 18	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب D	2 ϕ 20	2 ϕ 18	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب A , G	2 ϕ 20	2 ϕ 18	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20

۵-۷- معرفی مدل A-۲:

در مدل A-۲ فرضیات طراحی بصورت زیر در نظر گرفته شده است.

این مدل با ۹ طبقه، هر یک به ارتفاع ۳،۳۰، در مجموع ارتفاعی حدود ۳۰ متر خواهد داشت که در یک جهت سه پانل (دیوار) و در راستای دیگر دو پانل (دیوار) برای اجرای سازه در نظر گرفته شده است. پانلها پس از تلاقی با یکدیگر دیوارهایی به شکل L و T را می‌سازند، که با تیرهای کوپله به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین سیستم سقف مدل از نوع تیرچه‌بلوک سوپرپانل بوده و بصورت دیافراگم صلب مدلسازی شده است. با توجه به محل قرارگیری دیوارها این سیستم سازه‌ای از لحاظ شکل هندسی کاملاً متقارن می‌باشد.

در قابهای ۱ و ۴ مدل A-۱ تیرهای کوپله دارای نسبت $L/d = 1.66$ و در قابهای A, D, G این نسبت برابر با 3.33 است. و نسبت ارتفاع به عرض در دیوارهای این مدل $H/L \geq 4$ است. برای طراحی سازه مدل از آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] استفاده شده است.

بار مرده و زنده طبقات براساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان [۵] لحاظ شده به نحوی که بار مرده ساختمان با لحاظ کردن بار تیغه‌بندی پارتیشن سوپرپانل برابر $500 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ است. بار زنده طبقات برابر

$200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ بوده که با در نظر گرفتن اثر کاهش سربار به کفها اعمال شده و بار زنده طبقه بام برابر $150 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ می باشد.

جهت بارگذاری زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۴] استفاده شده است.

در تعیین مقدار نیروی برش پایه فرض شده که سازه در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، شتاب مبنای طرح $A = 0.35$ قرار دارد و خاک ساختگاه از نوع II ($T_s = 0.5$) می باشد [۴].

ضریب رفتار ساختمان، R ، که در تعیین مقدار این پارامتر عواملی از قبیل شکل پذیری سازه، درجه نامعینی و اضافه مقاومت سازه لحاظ شده است، براساس استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای سازه با دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی با شکل پذیری کم برابر ۵ انتخاب می گردد.

ضریب اهمیت ساختمان (I) که با فرض کاربری مسکونی (اهمیت متوسط) برابر یک می باشد [۴].

زمان تناوب اصلی نوسان سازه (T) که با توجه به وجود دیوار برشی در سازه، بر اساس رابطه

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} \text{ محاسبه می شوند [۴].}$$

C: ضریب زلزله که طبق روابط زیر بدست می آید:

$$A = 0.35, \quad I = 1.0$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 0.5(29.7)^{\frac{3}{4}} = 0.636 \text{ sec}$$

$$T_0 = 0.1, \quad T_s = 0.5, \quad S = 1.5 \rightarrow T > T_s : B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.129, \quad R = 5$$

$$C = \frac{ABI}{R} \rightarrow C = \frac{0.35 \times 2.129 \times 1}{5} = 0.149, \quad T < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$$

اثر پیچش اتفاقی طبق بند ۲-۳-۱۰ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای بارگذاری لرزه ای این مدلها لحاظ شده است.

اتصال ستون به پی به صورت گیردار فرض شده است و اثر $P - \Delta$ در هنگام طراحی سازه در نظر گرفته شده است.

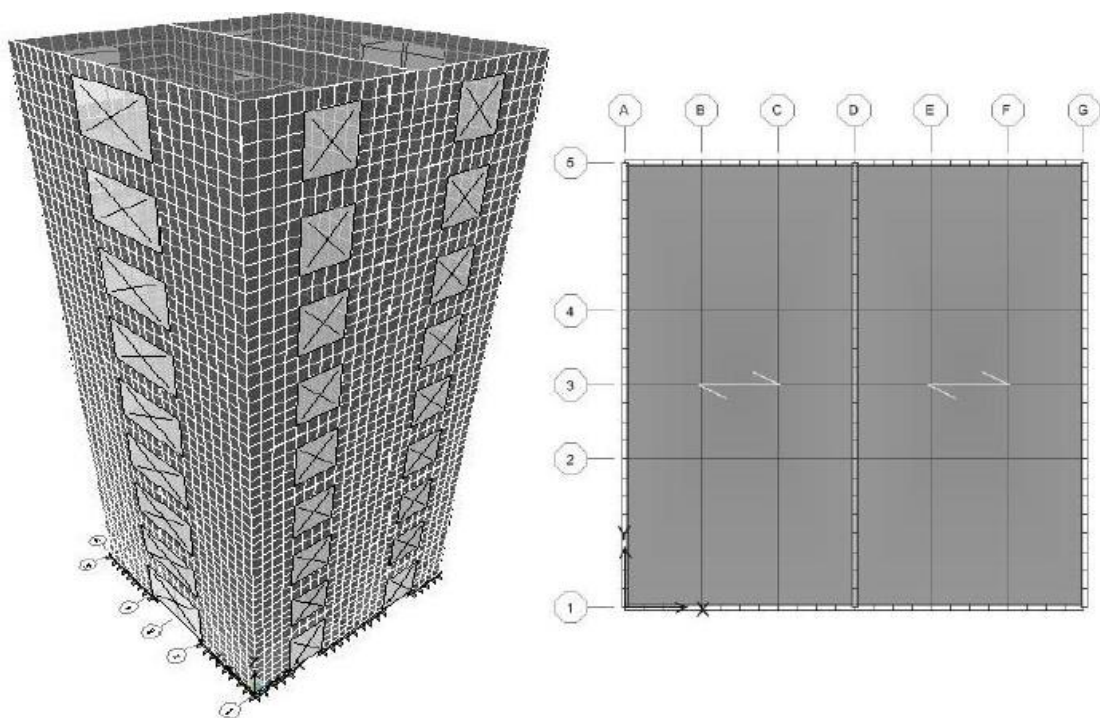
پس از طراحی نوبت به کنترل تغییرمکان نسبی هر طبقه می‌رسد، که بایستی طبق بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] این کنترل انجام شود، این مدل تمام ضوابط این بند را ارضاء می‌کند.

مشخصات مربوط به مصالح بتنی بکار رفته در این مدل بصورت زیر در نظر گرفته شده است. جدول (۵-۵)

مشخصات مصالح بتنی به کار رفته در سیستم سازه سوپر پانل مدل (۲-A)

2500 kg/cm^3	وزن واحد حجم، W
$2.34 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	مدول ارتجاعی، E_s
0.2	ضریب پواسون، ν
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگرد طولی، f_y
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگرد عرضی، f_{ys}

میلگردهای طولی که در هنگام مونتاژ پانلها استفاده می‌شوند و میلگردهای عرضی استفاده شده در هنگام نصب پانلها همگی از نوع AIII هستند.



تصویری از پلان و نمای کلی مدل (۲-A)

جدول (۵-۶) جزئیات پانلهای دیواری سوپرپانل در مدل (۲-A)

طبقه	ارتفاع طبقه (m)	عرض پانل (cm)	آرماتورهای طولی (در ۲ ردیف)	آرماتورهای برشی (در ۲ ردیف)	مقاومت فشاری بتن f'_c (Kg/cm^2)
۱	3.30 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۲	6.60 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۳	9.90 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۴	13.20 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۵	16.50 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۶	19.80 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۷	23.10 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۸	26.40 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2
۹	29.70 m	15 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg/cm^2

جدول (۷-۵) : جزئیات تیرهای کوپله در مدل (۲-A)

طبقه	قاب	آرماتورهای طولی		آرماتورهای برشی قائم (در ۲ ردیف)	آرماتورهای برشی افقی (در ۲ ردیف)
		بالا	پایین		
۱	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
۲	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
۳	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
۴	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 25$	2 $\phi 25$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
۵	قاب ۱ و ۴	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$
	قاب D	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 10 @ 20$	$\phi 10 @ 20$
	قاب A , G	2 $\phi 22$	2 $\phi 22$	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$

۶	قاب ۱ و ۴	2 ϕ 22	2 ϕ 22	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب D	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب A , G	2 ϕ 22	2 ϕ 22	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
۷	قاب ۱ و ۴	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب D	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب A , G	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
۸ و ۹	قاب ۱ و ۴	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب D	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20
	قاب A , G	2 ϕ 20	2 ϕ 20	ϕ 8@ 20	ϕ 8@ 20

۵-۸- معرفی مدل A-۳:

در مدل A-۳ فرضیات طراحی بصورت زیر در نظر گرفته شده است.

این مدل با ۱۲ طبقه، هر یک به ارتفاع ۳,۳۰، در مجموع ارتفاعی حدود ۴۰ متر خواهد داشت که در یک جهت سه پانل (دیوار) و در راستای دیگر دو پانل (دیوار) برای اجرای سازه در نظر گرفته شده است. پانلها پس از تلاقی با یکدیگر دیوارهایی به شکل L و T را می‌سازند، که با تیرهای کوپله به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین سیستم سقف مدل از نوع تیرچه‌بلوک سوپرپانل بوده و بصورت دیافراگم صلب مدلسازی شده است. با توجه به محل قرارگیری دیوارها این سیستم سازه‌ای از لحاظ شکل هندسی کاملاً متقارن می‌باشد. نکته ای که در مورد این مدل باید خاطر نشان کرد ارتفاع بیش از حد مجاز آن است، به طوری که این مدل حدود ۱۰ متر بیش از ارتفاع مجاز استاندارد ۲۸۰۰ [۴] که برابر ۳۰ متر است ارتفاع دارد. این افزایش ارتفاع به علت بررسی رفتار دینامیکی آنها در شرایطی که استاندارد ۲۸۰۰ [۴] ساخت آنها را غیر مجاز دانسته، می‌باشد.

در قابهای ۱ و ۴ مدل A-۱ تیرهای کوپله دارای نسبت $L/d = 1.66$ و در قابهای A, D, و G این نسبت برابر با 3.33 است. و نسبت ارتفاع به عرض در دیوارهای این مدل $H/L \geq 4$ است. برای طراحی سازه مدل از آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] استفاده شده است.

بار مرده و زنده طبقات براساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان [۵] لحاظ شده به نحوی که بار مرده ساختمان با لحاظ کردن بار تیغه‌بندی پارتیشن سوپرپانل برابر $500 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ است. بار زنده طبقات برابر $200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ بوده که با در نظر گرفتن اثر کاهش سربار به کفها اعمال شده و بار زنده طبقه بام برابر $150 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ می‌باشد.

جهت بارگذاری زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۴] استفاده شده است.

در تعیین مقدار نیروی برش پایه فرض شده که سازه در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، شتاب مبنای طرح $A = 0.35$ قرار دارد و خاک ساختگاه از نوع II ($T_s = 0.5$) می باشد [۴].

ضریب رفتار ساختمان، R ، که در تعیین مقدار این پارامتر عواملی از قبیل شکل پذیری سازه، درجه نامعینی و اضافه مقاومت سازه لحاظ شده است، براساس استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای سازه با دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی با شکل پذیری کم برابر ۵ انتخاب می گردد.

ضریب اهمیت ساختمان (I) که با فرض کاربری مسکونی (اهمیت متوسط) برابر یک می باشد [۴].

زمان تناوب اصلی نوسان سازه (T) که با توجه به وجود دیوار برشی در سازه، بر اساس رابطه

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} \text{ محاسبه می شوند [۴]}$$

C : ضریب زلزله که طبق روابط زیر بدست می آید:

$$A = 0.35$$

$$I = 1.0$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 0.05(39.6)^{\frac{3}{4}} = 0.789 \text{ sec}$$

$$T_0 = 0.1, T_s = 0.5, S = 1.5 \rightarrow T > T_s : B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.843$$

$$R = 5$$

$$C = \frac{ABI}{R} \rightarrow C = \frac{0.35 \times 1.843 \times 1}{5} = 0.129, \quad T > 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0.07TV$$

با توجه به بند ۲-۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ وقتی $T > 0.7 \text{ sec}$ باشد باید اثر نیروی شلاقی در بارگذاری زلزله لحاظ شود، که این مورد لحاظ شده است [۴].

اثر پیچش اتفاقی طبق بند ۲-۳-۱۰ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای بارگذاری لرزه ای این مدل لحاظ شده است.

اتصال ستون به پی به صورت گیردار فرض شده است و اثر $P - \Delta$ در هنگام طراحی سازه در نظر گرفته شد.

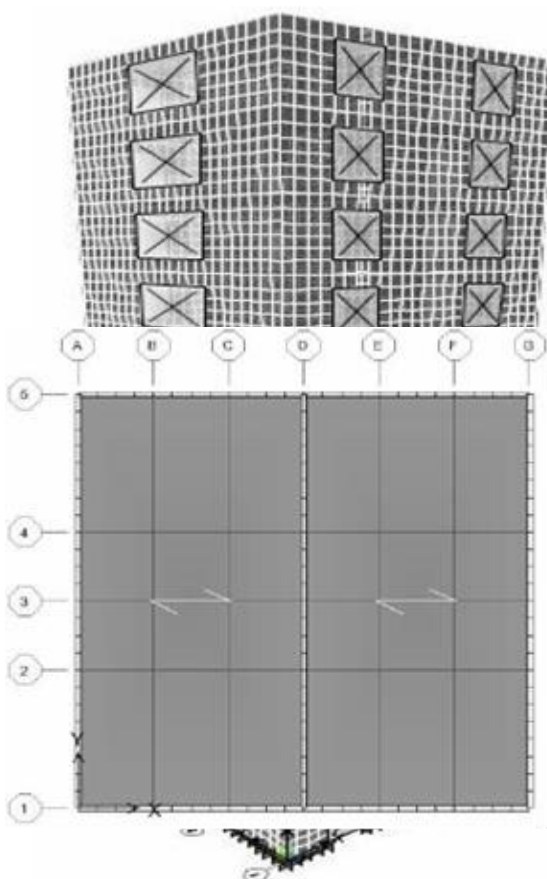
پس از طراحی نوبت به کنترل تغییرمکان نسبی هر طبقه می‌رسد، که بایستی طبق بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] این کنترل انجام شود، این مدل تمام ضوابط این بند را ارضاء می‌کند

مشخصات مربوط به مصالح بتنی بکار رفته در این مدل بصورت زیر در نظر گرفته شده است. جدول جدول (۵-۵)

(۸) مشخصات مصالح بتنی به کار رفته در سیستم سازه سوپر پانل مدل (۳-۴)

2500 kg/cm^3	وزن واحد حجم، w
$2.34 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	مدول ارتجاعی، E_s
0.2	ضریب پواسون، ν
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگرد طولی، f_y
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم میلگرد عرضی، f_{ys}

میلگردهای طولی که در هنگام مونتاژ پانلها استفاده می‌شوند و میلگردهای عرضی استفاده شده در هنگام نصب پانلها همگی از نوع AIII هستند.



شکل (۴-۵) تصویری از پلان و نمای کلی مدل (۳-۴)

جدول (۵-۹) جزئیات پانلهای دیواری سوپر پانل در مدل (۳-۴)

مقاومت فشاری بتن (Kg/cm^2) f'_c	آرماتورهای برشی	آرماتورهای طولی	عرض پانل (cm)	ارتفاع طبقه (m)	طبقه
---	--------------------	-----------------	------------------	--------------------	------

			(در ۲ ردیف)	(در ۲ ردیف)	
۱	3.30 m	20 cm	$\phi 12 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	300 Kg / cm ²
۲	6.60 m	20 cm	$\phi 10 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۳	9.90 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۴	13.20 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۵	16.50 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۶	19.80 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۷	23.10 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۸	26.40 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۹	29.70 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۱۰	33.00 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۱۱	36.30 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²
۱۲	39.60 m	20 cm	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	250 Kg / cm ²

جدول (۵-۱۰) جزئیات تیرهای کوپله در مدل (A-۳)

آرماتورهای برشی افقی	آرماتورهای برشی قائم	آرماتورهای طولی	قاب	تیر
----------------------	----------------------	-----------------	-----	-----

		بالا	پایین	(در ۲ ردیف)	(در ۲ ردیف)
۴ و ۱۲، ۳	قاب ۱ و ۴	3 ϕ 25	3 ϕ 25	ϕ 10 @ 20	ϕ 10 @ 20
	قاب D	3 ϕ 22	3 ϕ 20	ϕ 12 @ 20	ϕ 12 @ 20
	قاب A , G	3 ϕ 22	3 ϕ 22	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20
۶ و ۵	قاب ۱ و ۴	3 ϕ 22	3 ϕ 22	ϕ 10 @ 20	ϕ 10 @ 20
	قاب D	3 ϕ 22	3 ϕ 20	ϕ 12 @ 20	ϕ 12 @ 20
	قاب A , G	3 ϕ 22	3 ϕ 22	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20
۸ و ۷	قاب ۱ و ۴	3 ϕ 22	3 ϕ 22	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20
	قاب D	3 ϕ 22	3 ϕ 20	ϕ 12 @ 20	ϕ 12 @ 20
	قاب A , G	3 ϕ 22	3 ϕ 22	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20
۱۰ و ۹	قاب ۱ و ۴	3 ϕ 20	3 ϕ 20	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20
	قاب D	3 ϕ 22	3 ϕ 20	ϕ 10 @ 20	ϕ 10 @ 20
	قاب A , G	3 ϕ 20	3 ϕ 20	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20
۱۲ و ۱۱	قاب ۱ و ۴	3 ϕ 20	3 ϕ 20	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20
	قاب D	3 ϕ 22	3 ϕ 20	ϕ 10 @ 20	ϕ 10 @ 20
	قاب A , G	3 ϕ 20	3 ϕ 20	ϕ 8 @ 20	ϕ 8 @ 20

۶-۱- مقدمه

در این بخش ابتدا به معرفی جنبه‌های مختلف مدلسازی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی از قبیل مدلسازی دیوارها با استفاده از المانهای موازی^{۱۸} با هم، محاسبه ظرفیت تغییر شکل دیوارها، ارتفاع ناحیه خمیری دیوارها، مقاومت برشی و مدول برشی المانهای دیوار و سایر موارد موجود در مدلسازی پرداخته می‌شود. در قسمت بعدی به چگونگی تعیین ظرفیت و مدلسازی رفتار غیرخطی برشی و خمشی در تیرهای کوپله پرداخته شده است.

مدلسازی، تحلیل و ارزیابی مدل‌های مورد مطالعه در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار *PERFORM-3D* (ver 4.0.1) [۱۷] انجام شده است.

1. Parallel Elements

برای مدلسازی و تعیین ظرفیت دوران و تغییر شکل‌های برشی و خمشی، اجزای سازه‌ای از ضوابط و جداول موجود در دستورالعمل FEMA 273 [۹] استفاده شده است

۶-۲- مدلسازی رفتار غیر خطی دیوارها

با توجه به مطالب گفته شده در بخش قبل در این بخش به بررسی مطالبی در ارتباط با نحوه مدلسازی رفتار غیرخطی و تعیین ظرفیت و دیگر جنبه‌های مربوط به این دو مقوله خواهیم پرداخت.

در این تحقیق برای مدلسازی رفتار غیرخطی از المانهای دیوار^{۱۹} موجود در نرم‌افزار *PERFORM-3D* (ver 4.0.1) [۱۷] استفاده شده است. المانهای دیوار موجود در این نرم‌افزار به دو دسته کلی المانهای دیوار برشی^{۲۰} [۱۸] و المانهای دیوار چند منظوره^{۲۱} [۱۸] تقسیم می‌شوند. المانهای دیوار برشی اغلب برای مدلسازی دیوارهای نسبتاً لاغر^{۲۲} استفاده شده و از المانهای دیوار چند منظوره بیشتر برای مدلسازی دیوارهای عریض یا نامنظم^{۲۳} استفاده می‌شود. در این تحقیق با توجه به ضوابط ارائه شده در

۱. Wall Elements

۲. Shear Wall Elements

۳. General Wall Elements

۴. Slender Shear Walls

۵. Squat or irregular Walls

دستورالعمل FEMA 273 [۹] در رابطه با نسبت طول به عرض^{۲۴} می‌توان گفت در تمامی مدلها این نسبت بیش از ۳ بوده و دیوارهای مذکور از نوع دیوارهای لاغر می‌باشد، بنابراین در این تحقیق از المانهای دیوار برشی برای مدلسازی رفتار دیوارهای برشی استفاده شده است. در قسمت بعدی به معرفی جنبه‌های مختلف رفتاری و نحوه کارکرد المانهای دیوار برشی می‌پردازیم.

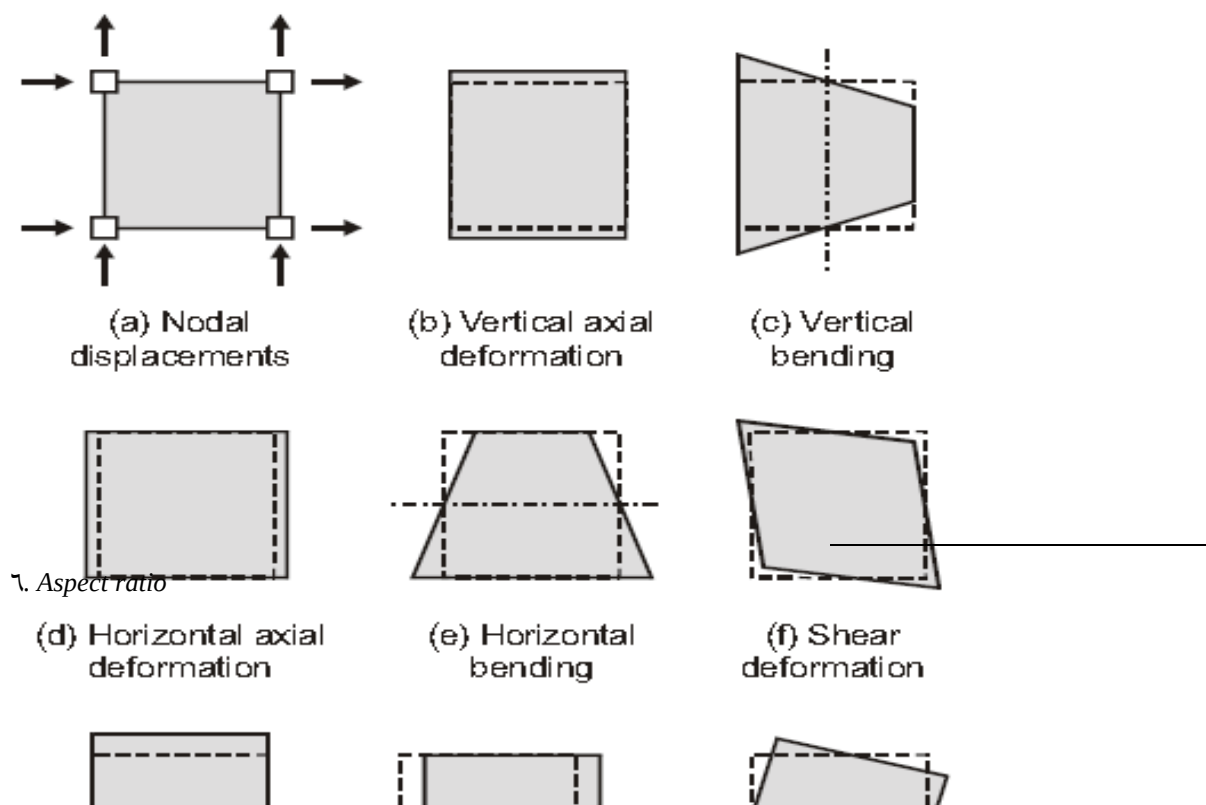
۶-۲-۱- خصوصیات اصلی المانهای دیوار برشی [۱۸]:

۶-۲-۱-۱- مودهای تغییر شکل و علائم قراردادی در المانهای دیوار برشی [۱۸]:

هر المان دیوار برشی 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 (a) (۶-۱) دیده می‌شود. تغییرشکلهای مذکور مهمترین مودهای تغییر شکل در المانهای دیوار برشی 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 (b) (۶-۱) تا شکل (i) (۶-۱) به نمایش در آمده است. این اشکال نشان دهنده تغییر مکانهای مثبت در المانهای دیوار برشی نیز می‌باشد.

نکته مهم در مورد این المانها ثابت بودن تغییرشکلهای خمشی، کرنش محوری، انحنا و کرنش

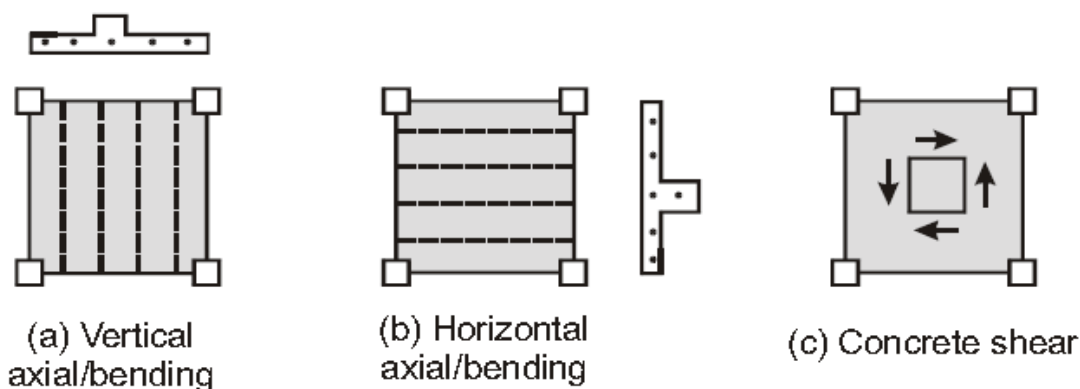


شکل (۱-۶) تغییرشکلهای درون صفحه‌ای المانهای دیوار برشی [۱۸]

برشی در طول المان است و می‌توان گفت تمامی تغییرشکلهای المان در طول آن ثابت است. بنابراین آنها المانهایی با مرتبه نسبتاً پایین هستند. این عناصر در واقع المانهایی هستند که منحصر به منظور مدلسازی رفتاری برای دیوارهای برشی به کار می‌روند و نمی‌توان از آنها به عنوان المانهای اجزاء محدود کامل استفاده کرد. همچنین المانهای دیوار برشی 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.

۶-۲-۱-۲- لایه‌های خمشی و برشی در المانهای دیوار برشی [۱۸]:

برای مدلسازی رفتارهای خمشی و برشی در دیوارهای برشی از یک المان که بصورت 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. لایه‌های مذکور در شکل (۲-۶) نمایش داده شده‌اند.



لایه‌های مذکور به قرار زیر هستند :

۱. لایه خمشی - محوری قائم^{۲۵} که در شکل (a) (۶-۲) نمایش داده شده است. سطح مقطع این لایه به صورت مقطع الیافی^{۲۶} 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^{۲۷} که در شکل (b) (۶-۲) نمایش داده شده است. در المانهای دیوار برشی نمی‌توان از دو لایه خمشی - محوری افقی و عمودی به صورت همزمان استفاده نمود، در واقع در المانهای دیوار برشی لایه خمشی - محوری افقی همان لایه خمشی - محوری عمودی است، که چرخشی معادل 90° دارد.

۳. لایه برشی متداول^{۲۸} که در شکل (c) (۶-۲) 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^{۲۹} نیز نامیده می‌شود.

هر یک 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.

۶-۲-۱-۳- مشخصات و رفتار المانهای دیوار برشی [۱۸]:

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 خمشی و

۱. Vertical axial-bending layer

۲. Fiber section

۱. Horizontal axial-bending layer

۲. Conventional shear layer

۳. Concrete shear layer

برشی را به صورت غیرخطی در جهت طولی مدلسازی نمود. رفتار درون صفحه‌ای عرضی از اهمیت کمتری برخوردار بوده و رفتار آن در المانهای دیوار برشی الاستیک فرض می‌شود.

رفتار خارج از صفحه این المانها نیز الاستیک فرض می‌شود.

در مدلسازی دیوارها با استفاده از المانهای دیوار برشی وقتی لایه‌های دیوار را اعم از برشی و خمشی به صورت الاستیک فرض می‌کنیم 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 مورد نظر از رفتاری غیرخطی در برش و خمش برخوردار خواهد بود.

در المانهای دیوار برشی وقتی سطح مقطع الیافی را معرفی می‌کنیم در نقاطی که پتانسیل ایجاد ترک در بتن (انتهای دیوارها) وجود دارد باید سطح مقطع الیاف را تا اندازه معقولی کاهش داد. با این کار در هنگام اعمال نیرو الیاف موجود در این نقاط به سرعت تسلیم شده و رفتاری مشابه با آنچه در واقعیت اتفاق می‌افتد در مدل محاسباتی نیز منظور می‌شود.

۶-۲-۲- لایه خمشی - محوری عمودی در مدلها:

برای ساخت لایه خمشی - محوری در مدلها از ۳ نوع الیاف استفاده شده است. این لایه خود به شکل دو لایه مجزا به صورت موازی به هم متصل شده و در نهایت لایه خمشی - محوری قائم را می‌سازد. هر چند با استفاده از یک لایه مجزا و الیاف بتنی و فولادی می‌توان به مدلسازی رفتار فشاری و خمشی اقدام کرد ولی برای مدلسازی دقیقتر رفتار مدلها از دو لایه استفاده شده است.

دو لایه خمشی - محوری استفاده شده در مدلسازی دیوارها به صورت دو لایه، صرفاً بتنی و صرفاً فولادی تقسیم می‌شوند. الیاف استفاده شده در ساخت لایه‌ها عبارتند از: الیاف بتنی، الیاف فولادی و الیافی که به عنوان یک الیاف مجازی برای ساخت لایه خمشی - محوری صرفاً فولادی استفاده شده است. در بخش بعدی به بررسی مشخصات هر یک از الیاف به کار رفته در ساخت لایه‌های مذکور پرداخته و پس از آن طریقه ساخت لایه خمشی - محوری توضیح داده شده است.

۶-۲-۱- الیاف بتنی:

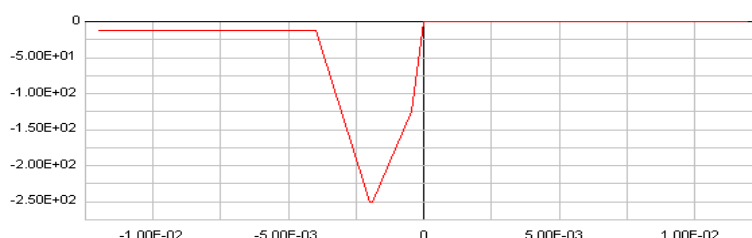
با توجه به آنچه در رابطه با ساختار سازه‌های پانلی در فصل پنجم ذکر شد، می‌توان این سازه‌ها را از نوع سیستم دیوارهای باربر با سیستم مقاوم دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی با شکل‌پذیری کم تلقی نمود، لذا

سازه‌های فوق که از لحاظ شکل‌پذیری در پایین‌ترین رده قرار می‌گیرد، ضوابطی را در آیین‌نامه‌های طراحی سازه برای تامین محصورشدگی ندارند و اثر محصورشدگی بتن توسط آرماتورهای عرضی در آنها موجود نیست، لذا الیاف بتنی استفاده شده در مدلسازی از نوع بتن محصور نشده^{۳۰} می‌باشد. برای مدلسازی ریاضی رفتار الیاف بتنی از معادله رفتاری تغییرات تنش فشاری تک‌محوری بتن بر حسب کرنش به صورت منحنی هاگنستاد^{۳۱} یا سهمی هاگنستاد به صورت رابطه (۱-۶) استفاده می‌شود:

$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1-6)$$

در رابطه (۱-۶) f_c'' تنش حداکثری است که در عضو بتنی حاصل می‌شود. در حالی که f_c' مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای است. مقدار f_c'' به صورت $f_c'' = K_s f_c'$ به دست می‌آید که ضریب K_s را می‌توان برای بتن‌هایی با مقاومت فشاری استوانه‌ای ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و مساوی یا بزرگتر از ۳۵ مگاپاسکال، به ترتیب برابر ۱/۰، ۰/۹۷، ۰/۹۵، ۰/۹۳ و ۰/۹۲ در نظر گرفت [۶].

برای تعیین مدول الاستیسیته الیاف بتنی استفاده شده از رابطه بند ۸،۵ آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] استفاده شده است. شکل (۳-۶) مدل تحلیلی الیاف بتنی با مقاومت فشاری 250 kg/cm^2 را که در مدل‌های A-۱، A-۲ و A-۳ استفاده شده است به نمایش می‌گذارد. الیاف بتنی استفاده شده برای بتن با مقاومت فشاری 300 kg/cm^2 نیز که در پانلهای طبقه اول مدل A-۳ استفاده شده‌اند نیز با استفاده از منحنی هاگنستاد مدلسازی شده است.



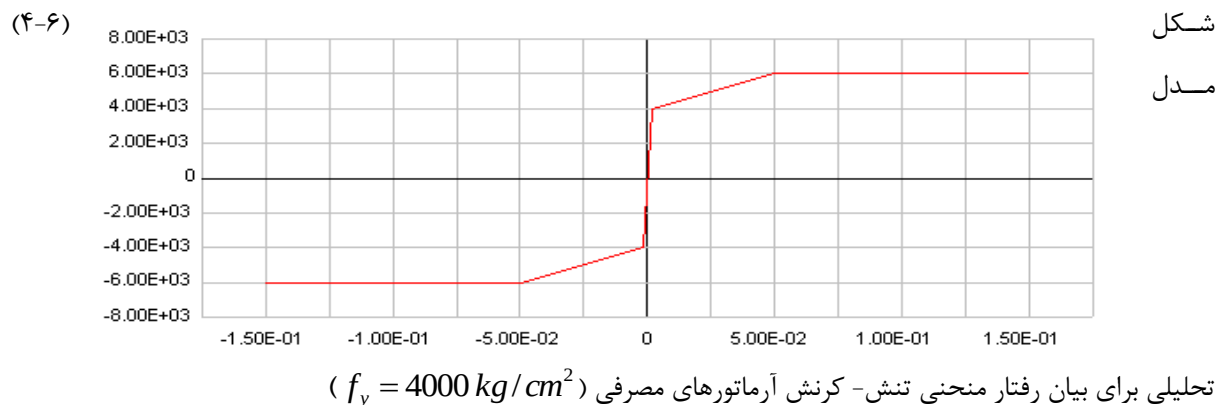
شکل (۳-۶) مدل تحلیلی برای بیان رفتار منحنی تنش-کرنش فشاری بتن ($f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$)

۶-۲-۲-۲- الیاف فولادی:

۱. Unconfined concrete

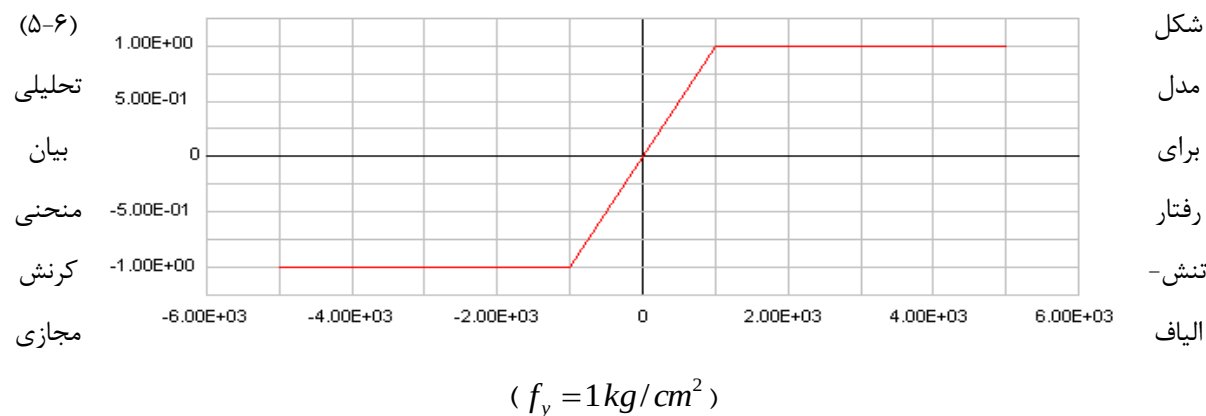
۲. Eivind Hognestad, 1951

آرماتورهای استفاده شده در هنگام مونتاژ شبکه‌های فولادی سوپرپانل از نوع *AIII* بوده و برای مدلسازی ریاضی رفتار الیاف فولادی از نتایج آزمایشگاهی موجود در کارخانه استفاده شده است. منحنی ارائه شده در شکل (۴-۶) به عنوان منحنی تنش- کرنش الیاف فولادی مورد استفاده در لایه خمشی- محوری است.



۳-۲-۲-۶- الیاف بتنی استفاده شده به عنوان محیط مجازی:

آخرین الیاف استفاده شده در ساخت لایه خمشی- محوری، الیافی است که به عنوان یک محیط مجازی نقش بتن را برای قرارگیری آرماتورها بازی می‌کند



این الیاف دارای مدول الاستیسیته بسیار کوچک و کرنش تسلیم بسیار بزرگ هستند، استفاده از این مقادیر به علت عدم تاثیرگذاری مشخصات این الیاف در مدلسازی سختی و مقاومت در رفتار لایه خمشی- محوری است. منحنی ارائه شده در شکل (۵-۶) به عنوان منحنی تنش- کرنش الیاف بتنی مجازی است.

۳-۲-۲-۶- روش ساخت لایه خمشی- محوری عمودی:

برای ساخت این لایه از دو لایه مجزا که به صورت موازی با یکدیگر عمل می‌کنند استفاده می‌شود. لایه اول که به عنوان لایه آرماتورهای فلزی است شامل دو نوع از الیاف است، نوع اول الیاف فولادی و نوع دوم

الیاف بتنی مجازی است. با توجه به ساختار پانلهای باربر در سیستم سوپرپانل، می‌توان توزیع آرماتور در این پانلها را به صورت یکنواخت دانست. به همین دلیل از الیاف فولادی که به صورت یکنواخت با مساحت‌های یکسان در طول دیوار توزیع شده‌اند استفاده می‌شود. برای ساخت این لایه، از الیاف بتنی مجازی، به صورت تکی با ضخامتی برابر ضخامت دیوار استفاده می‌شود.

لایه دوم لایه‌ای با الیاف صرفاً بتنی بوده که توزیع آنها در طول دیوار بصورت یکنواخت نیست. به دلیل مدلسازی پدیده ترک‌خوردگی باید از سطح مقطع‌های کوچکتر در لبه‌ها و سطح مقطع‌های بزرگتر در قسمتهای مرکزی دیوار استفاده کرد. در شکل (۶-۶) توزیع الیاف بتنی با استفاده از سطح مقطع‌های مختلف و مختصات مرکز سطح مربوط به آنها در بال پانلها نشان داده شده است.

No.	Type	Name	Area	Coordinate
1	Concrete	Concrete.Material-fc=250	75	97.5
2	Concrete	Concrete.Material-fc=250	150	90
3	Concrete	Concrete.Material-fc=250	300	75
4	Concrete	Concrete.Material-fc=250	450	50
5	Concrete	Concrete.Material-fc=250	525	17.5
6	Concrete	Concrete.Material-fc=250	525	-17.5
7	Concrete	Concrete.Material-fc=250	450	-50
8	Concrete	Concrete.Material-fc=250	300	-75
9	Concrete	Concrete.Material-fc=250	150	-90
10	Concrete	Concrete.Material-fc=250	75	-97.5

شکل (۶-۶) مساحت (cm^2) و موقعیت الیاف بتنی (cm) در لایه بتنی استفاده شده برای مدلسازی بال پانلها

۶-۲-۴- لایه برشی بتن در مدلها:

در ساخت لایه برشی بتن نمی‌توان از الیاف استفاده کرد. در این تحقیق رفتار برش در دیوارها الاستیک فرض شده و برای ساخت این لایه از دو پارامتر مدول صلابت^{۳۲} و تنش برشی استفاده می‌شود. برای تعیین ظرفیت برشی در لایه برشی، با توجه به آنچه در دستورالعمل *FEMA 273* [۹] آمد، از روشهای عنوان شده در آیین‌نامه *ACI 318* می‌توان استفاده نمود. با توجه به آنچه در فصل پیش ذکر شد از دیدگاه آیین‌نامه-*ACI 318* [۱۲] این سازه‌ها از نوع دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح معمولی بوده و برای تعیین ظرفیت برشی در آنها باید مطابق فصول ۱ الی ۱۸ این آیین‌نامه استفاده نمود. در این آیین‌نامه مقاومت برشی تامین شده در مقطع به دو قسمت مقاومت برشی تامین شده به وسیله بتن و مقاومت برشی تامین شده به وسیله آرماتورها تقسیم

۱. Modulus of rigidity

می‌شود. برای تعیین مقاومت برشی تامین شده به وسیله بتن از معادله (۳-۱۱) بند ۱۱,۳,۱,۱ استفاده شده و برای تعیین مقاومت برشی تامین شده به وسیله آرماتورهای برشی از معادله (۱۵-۱۱) بند ۱۱,۵,۷,۲ استفاده شده است. با توجه به مطالب عنوان شده تنش برشی لایه برشی بتن برابر 25 kg/cm^2 خواهد بود.

برای تعیین مدول صلابت (G) با استفاده از رابطه (۶-۲) و فرض $\nu = 0.25$ مقداری برابر با $G = 0.4 E$ بدست می‌آید، که این مقدار برای مصالح بتنی در حالت ترک‌خورده عددی بسیار بزرگ خواهد بود، و استفاده از آن در زمان حاکم بودن رفتار برشی، باعث برآورد ظرفیت برشی بسیار بالایی خواهد شد.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (۶-۲)$$

استفاده از این مقدار برای بتن ترک‌نخورده، مقداری معقول بوده ولی برای بتن ترک‌خورده نمی‌توان از آن استفاده نمود. با توجه به ظرفیت برشی محاسبه شده برای لایه برشی بتن که برابر 25 kg/cm^2 بوده و تقسیم آن بر عدد به دست آمده از رابطه (۶-۲) خواهیم داشت:

$$\gamma = \frac{25}{0.4 \times 274000} = 0.00023 \text{ ، که مقدار بدست آمده از این رابطه، در مقابل } \gamma_y = 0.004 \text{ حاصل از دایره}$$

مور کرنشها برای آرماتورهای فولادی با $\epsilon_y = 0.002$ عدد بسیار کوچکی خواهد بود. اگر ظرفیت برشی محاسبه شده برای لایه برشی بتن که برابر 25 kg/cm^2 بوده را بر $\gamma_y = 0.004$ تقسیم کنیم، مدول صلابت

$$\text{بتن در هنگام تسلیم آرماتورهای برشی و ترک‌خوردگی بتن بدست می‌آید، } G_{cr} = \frac{25}{0.004} = 6250 \text{ که این}$$

مقدار در مقابل مدول صلابت الاستیک عددی بسیار کوچک خواهد بود. با توجه به اینکه رفتار برشی لایه برشی بتن در مدلها الاستیک فرض شده، امکان تغییر مدول صلابت وجود نداشته و باید یک مدول صلابت را به عنوان مدول صلابت لایه فرض نمود. بنابراین برای تعیین مدول صلابت در لایه برشی بتن باید مقداری بین $G_E = 109600$ و $G_{cr} = 6250$ اختیار شود. در این تحقیق با استفاده از یک تخمین ساده از $1/4$ مدول صلابت الاستیک $G_{eq} = 27400 \text{ kg/cm}^2$ برای ساخت لایه برشی بتن استفاده شده است.

۶-۲-۵- ارتفاع ناحیه خمیری:

با توجه به ضوابط دستورالعمل FEMA 273 [۹] در رابطه با دیوارها می‌توان از لاغر بودن تمامی دیوارهای موجود در مدلها اطمینان حاصل نمود، بنابراین رفتار جاکم برای مدلسازی در آنها، رفتار غیرخطی خمشی است. پارامتر تغییرشکل استفاده شده در دستورالعمل FEMA 273 [۹] برای ارزیابی رفتار غیرخطی خمشی

دیوارها، میزان دوران بالای ناحیه خمیری است که در انتهای عضو واقع شده است. با توجه به رابطه (۴-۷) میزان چرخش در ناحیه خمیری با ارتفاع ناحیه پلاستیک، l_p ، نسبت مستقیم دارد. با توجه به این مطلب تعیین ارتفاع ناحیه خمیری مهمترین مطلب در ارزیابی دوران دیوارهاست. دستورالعمل FEMA 273 [۹] ارتفاع ناحیه پلاستیک، l_p ، را برابر نصف طول دیوار در جهت مورد نظر و یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کمتر باشد می‌داند، با توجه به این مطلب ابهامی در رابطه با تعیین طول دیوار وجود دارد، زیرا برای یک دیوار که به صورت مجزا عمل می‌کند، طول دیوار برابر طول واقعی آن فرض می‌شود، اما برای دیوارهایی که با استفاده از تیرهای کوپله به هم متصل می‌شوند تعیین طول دیوار کار ساده‌ای نیست. این مقدار وابسته به سختی تیرهای کوپله کننده است زیرا در صورت وجود سختی بالا در این تیرها طول دیوار برابر مجموع طول دو دیوار خواهد بود و در صورتیکه تیرهای کوپله سختی پایینی داشته باشند، طول دیوار برای هر یک از دیوارها به صورت مجزا محاسبه می‌شود.

با توجه به اینکه در سازه‌های سوپرپانل تیرهای کوپله کننده دارای مشکلات اجرایی از قبیل عدم اجرای آرماتورهای قطری و یا مشکل اجرای خاموتهای شکل پذیری هستند، از این تیرها نمی‌توان انتظار عملکرد و ظرفیت بالایی را داشت، بنابراین طول هریک از دیوارهای موجود را برابر با طول آن دیوار به صورت مجزا فرض می‌کنیم. با توجه به این مطلب برای دیوارهای با مقطع T شکل که طول بال و جان آنها مساوی ۴ متر است، طول ناحیه خمیری در راستای بال و جان برابر با ۲ متر خواهد بود و برای دیوارهای با مقطع L شکل که طول بال آنها ۲ متر و طول جان آنها ۴ متر است، طول ناحیه خمیری در راستای بال آنها برابر با ۱ متر و طول ناحیه خمیری در راستای جان آنها برابر با ۲ متر بدست می‌آید.

۶-۲-۶- محاسبه ظرفیت دورانی دیوارهای برشی:

پارامتر تغییرشکل استفاده شده در دستورالعمل FEMA 273 [۹] برای ارزیابی رفتار غیرخطی خمشی دیوارها، میزان دوران در بالای منطقه پلاستیک در انتهای عضو است. این دستورالعمل ظرفیت دوران در دیوارهای برشی را وابسته به ۳ پارامتر می‌داند:

$$۱. \text{نسبت } \frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f_c} : \text{این نسبت نیروی محوری وارده به ظرفیت محوری دیوار می‌باشد. با افزایش}$$

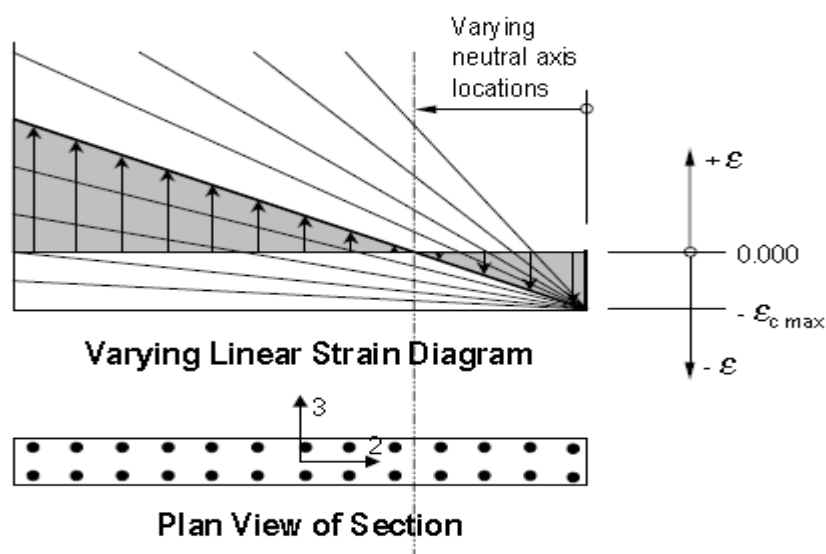
این نسبت، ظرفیت دوران ناحیه خمیزی دیوار کوچکتر می‌گردد.

۲. نسبت $\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$: این نسبت، برش وارده به ظرفیت برشی دیوار می‌باشد. با افزایش این نسبت، ظرفیت دوران ناحیه خمیزی دیوار کوچکتر می‌شود.

۳. شرایط محصورشدگی مرزی : ضوابط محصورشدگی مرزی همان ضوابط ارایه شده در آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتن مسلح می‌باشد، که در صورت برقرار بودن این شرایط ظرفیت دوران ناحیه خمیزی دیوار افزایش می‌یابد.

پس از تعیین این ۳ پارامتر، می‌توان با استفاده از جدول (۶-۱۷) که در دستورالعمل FEMA 273 [۹] ارائه شده است ظرفیت دوران ناحیه خمیزی را بدست آورد. مطلب مهمی که در محاسبه ظرفیت دورانی دیوارها حائز اهمیت است، تفاوت ظرفیت دوران دیوارها در جهات مختلف است. با توجه به شکل دیوارها که به صورت T و L هستند، باید ظرفیت دوران را برای هر یک از این مقاطع در جهات مثبت و منفی محورهای طولی و عرضی مقاطع بدست آورد. در یک مقطع T شکل ظرفیت دوران بالها در دو جهت مثبت و منفی محور طولی بالها یکسان بوده، ولی در امتداد محور طولی جان این مقطع ظرفیت دوران برای دو جهت مثبت و منفی یکسان نخواهد بود، بنابراین در یک مقطع T شکل ۳ ظرفیت دوران مختلف برای مقطع وجود خواهد داشت و در مقطع L شکل به دلیل عدم وجود تقارن مقطع، ۴ ظرفیت دوران مختلف برای مقطع وجود دارد.

برای محاسبه این ظرفیتهای مختلف در سازه باید نسبتهای اول و دوم مربوط به جدول (۶-۱۷) دستورالعمل FEMA 273 [۹] را محاسبه کرد. برای این منظور باید سازه مدلهای طراحی شده را در ۴ مرحله مجزا با اعمال نیروی جانبی در جهات مثبت و منفی محورهای طولی و عرضی تحلیل نموده و پس از بدست آوردن پارامترهای A_s ، A'_s ، P و V مربوط به هر یک از تحلیلهای انجام شده، برای هر یک از دیوارها، در هر طبقه ظرفیتهای دوران دیوارها بدست خواهد آمد. برای محاسبه دو پارامتر A_s و A'_s در دیوارها با استفاده از مقادیر بدست آمده از تحلیل سازه و نرم‌افزار CSICOL (ver 8.3.1) [۱۹] به محاسبه مکان قرارگیری تار خنثی در مقطع دیوار و محاسبه A_s و A'_s می‌پردازیم. روشی که این نرم‌افزار برای محاسبه مکان تار خنثی استفاده می‌کند روش سازگاری کرنشها^{۳۳} است.



شکل (۷-۶) صفحات متغییر کرنش خطی [۱۹]

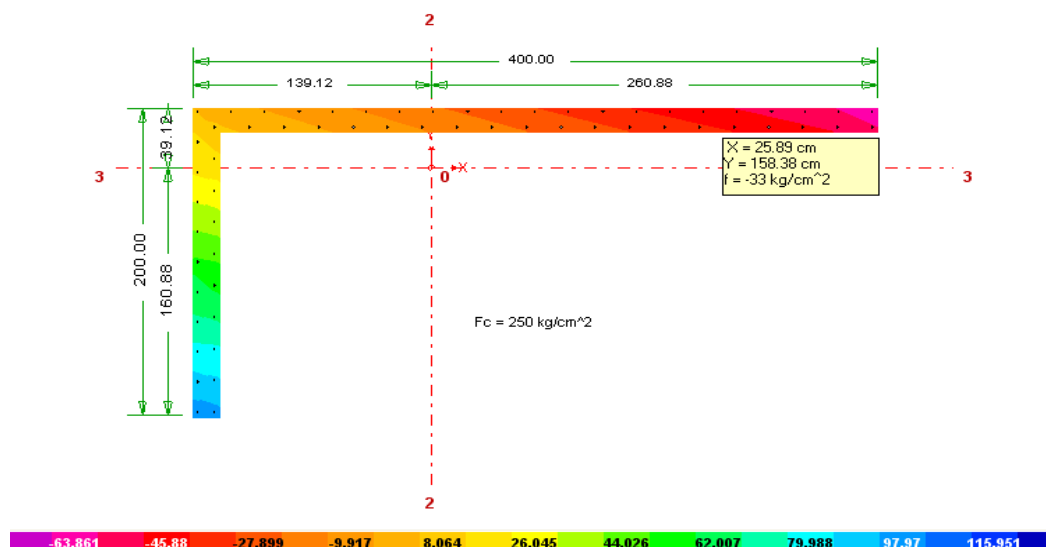
شکل (۷-۶)، صفحه متغییر کرنش خطی را هنگامی که زاویه بین محور محلی ۳ مقطع و محور خنثی صفر درجه است نشان می‌دهد. در این صفحات، کرنش ماکزیمم بتن به $-\epsilon_{c\max}$ محدود می‌شود و کرنش فولاد بین $-\epsilon_{c\max}$ تا مثبت بی‌نهایت تغییر می‌کند. توجه داشته باشید که مقدار $\epsilon_{c\max}$ به آیین‌نامه انتخاب شده بستگی دارد. هنگامی که کرنش فولاد برابر $-\epsilon_{c\max}$ باشد مقدار حداکثر نیروی فشاری، P_{oc} ، از روی روابط سازگاری کرنش بدست می‌آید و هنگامی که کرنش فولاد برابر مثبت بی‌نهایت باشد، مقدار حداکثر نیروی کششی، P_{ot} ، را می‌توان محاسبه کرد [۱۹].

نکته دیگر در تعیین ظرفیت دوران دیوارها شرایط محصورشدگی مرزی دیوارهاست، که با توجه به

دستورالعمل FEMA 273 [۹] این شرایط در فصل پنجم با توجه به آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲]

بررسی شد. با توجه به مطالب گفته شده در فصل ۵، شرایط محصورشدگی در سازه‌های سوپرپانل

برقرار نبوده و محاسبه ظرفیت دوران این سازه‌ها برای شرایط بدون محصورشدگی مرزی انجام می‌شود.



شکل (۸-۶) توزیع تنش در یکی از دیوارهای L شکل که توسط نرم‌افزار CSICOL محاسبه شده است.

پس از محاسبه ظرفیت دوران دیوارها در هر یک از طبقات برای اندازه‌گیری نیاز دوران و نسبت DCR^{34} در دیوارها باید از المانهای دوران سنج^{۳۵} موجود در نرم‌افزار *PERFORM-3D* [۱۷] استفاده نمود، این المانها هیچ سختی و مقاومتی را به سازه اضافه نمی‌کنند، همچنین این المانها با دقت بالایی می‌توانند نیاز دوران را محاسبه کنند. با استفاده از این المانها نیاز دوران در نواحی خمیری پای دیوارها محاسبه می‌شود. با توجه به اینکه دستورالعمل *FEMA 273* [۹] شکل‌گیری ناحیه خمیری را منحصرأ مربوط به انتهای دیوار می‌داند، نیازی به بررسی نیاز دوران در طبقات بالایی نیست ولی برای بررسی دقیقتر از المانهای دوران سنج در طبقات بالایی نیز استفاده می‌شود تا در صورت بروز رفتاری مغایر با آنچه در این دستورالعمل آمده است بتوان آنرا بررسی نمود.

۱. Demand Capacity Ratio

۲. Rotation Gage

۶-۲-۷- المانهای کرنش سنج^{۳۶}:

همانطور که در بخشهای قبلی عنوان شد دستورالعمل FEMA 273 [۹] شکل‌گیری ناحیه خمیری را منحصرًا مربوط به انتهای دیوار می‌داند و شکل‌گیری ناحیه خمیری را در طبقات بالایی مجاز نمی‌داند. این مطلب بیانگر عدم بروز تسلیم در آرماتورهای طولی دیوار و ترک خوردگی گسترده در طبقات بالایی خواهد بود.

برای کنترل این مطلب از المانهای کرنش سنج استفاده می‌شود. این المانها نیز همانند المانهای دوران سنج هیچ سختی و مقاومتی را به سازه اضافه نمی‌کنند، همچنین این المانها با دقت بالایی می‌توانند نیاز کرنش را محاسبه کنند. برای کنترل شکل‌گیری نواحی خمیری در طبقات بالایی از کرنش سنجهایی در محل تقاطع بال و جان دیوارها و لبه دیوارها استفاده شده است. این کرنش سنجها دارای ظرفیتی هستند که با نیاز به دست آمده از تحلیل سازه مقایسه شده، تا بیان کننده تشکیل ناحیه خمیری در طبقات بالایی باشند.

ظرفیت کرنشی استفاده شده در این کرنش سنجها برای کرنش فشاری برابر کرنش فشاری نقطه تسلیم در مدل تحلیلی استفاده شده برای الیاف بتنی یعنی $\varepsilon = 0.002$ بوده و ظرفیت کرنشی استفاده شده برای کرنش کششی را برابر کرنش کششی نقطه تسلیم برای الیاف فولادی یعنی $\varepsilon_y = 0.002$ در نظر می‌گیریم.

۶-۳- مدلسازی رفتار غیرخطی تیرهای کوپله

مدلسازی رفتار غیرخطی تیرهای کوپله کننده در سازه‌های سوپرپانل از مواردی است که باید در انجام آن به موارد زیر توجه نمود:

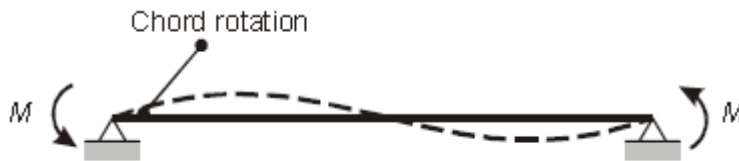
۱. گاهی اعضای از سازه تحت بار جانبی تغییرشکلهایی را محتمل می‌شوند که بیش از ظرفیت آنهاست لذا زودتر از اعضای دیگر از سیستم باربر جانبی خارج می‌شوند. در چنین شرایطی طراح می‌تواند این اعضا را غیر اصلی فرض کرده و به آنها اجازه تغییرشکل همساز با سازه بدهد مشروط بر آنکه این تغییرشکلهای و خرابی احتمالی ناشی از آن منجر به کاهش باربری قائم و جانبی سایر اعضا نگردد. به عنوان مثال تیر کوپله در دیوارهای برشی هم‌بسته^{۳۷} می‌تواند به عنوان عضو غیراصلی محسوب گردد در صورتیکه پس از تغییرشکلهای زیاد و خارج شدن از سیستم باربری جانبی، دیوارها همچنان باربری جانبی را تامین کنند[۲].

با توجه به این مطلب انتخاب تیرهای کوپله به عنوان اعضای اصلی یا غیراصلی مطلبی است که باید قبل از انجام مدلسازی به آن توجه نمود. همانطور که در بخشهای قبلی گفته شد تیرهای کوپله‌کننده در سیستم سوپرپانل دارای مشکلات اجرایی هستند که این مطلب باعث عدم وجود عملکرد لرزه‌ای و سختی و مقاومت بالا در این تیرها می‌شود. در این تحقیق با توجه به این نقاط ضعف، تیرهای کوپله را به عنوان اعضای غیراصلی در مدلسازی رفتار غیرخطی تلقی می‌کنیم.

۲. چگونگی رفتار غیرخطی تیرهای کوپله در سازه‌های سوپرپانل نیز از مطالبی است که باید قبل از مدلسازی به آن توجه نمود. انتخاب نوع تلاش (کنترل‌شونده توسط نیرو یا کنترل‌شونده توسط تغییرمکان) در اختیار طراح نمی‌باشد بلکه بر حسب نوع رفتار اعضا مشخص می‌شود. تلاش‌های موجود در تیرهای کوپله، لنگر خمشی (M) و برش (V) هستند، که در مورد نوع آنها از لحاظ کنترل‌شونده بودن توسط نیرو یا تغییرشکل باید تصمیم‌گیری شود. در یک نگاه کلی می‌توان گفت تیر کوپله لاغر ممکن است با خمش یا برش کنترل شود که احتمال آنکه با خمش کنترل شود بیشتر از احتمال وقوع رفتار برشی است و پانلهای کوپله عمیق در بیشتر موارد با برش کنترل می‌شوند. با توجه به این مطلب باید در مورد رفتار تیرهای کوپله و حاکم بودن رفتار برشی یا خمشی تصمیم‌گیری نمود. در این تحقیق برای برآورد دقیقتر رفتار غیرخطی مدلهای مورد مطالعه، هر دو تلاش موجود (V و M) را به صورت کنترل‌شونده با تغییرشکل مدلسازی می‌کنیم.

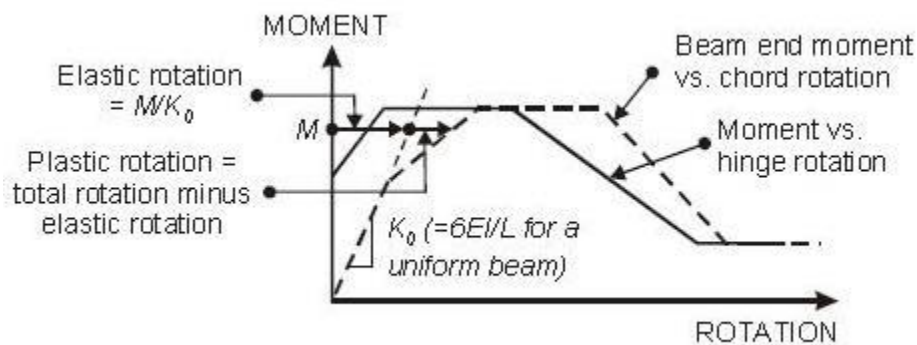
۶-۳-۱- مدلسازی رفتار غیرخطی خمشی در تیرهای کوپله

برای مدلسازی رفتار غیرخطی خمشی در تیرهای کوپله به جای استفاده از مفاصل پلاستیک از اجزاء تیر FEM^3 استفاده می‌شود. اساس کار در این اجزا مدل دوران میله^۹ است. مطلب کلیدی در مورد این مدل آن است که رابطه نیرو- تغییرشکل، به صورت لنگر دورانی انتهای عضو در مقابل دوران انتهای عضو است.



شکل (۶-۹) مدل دوران عضو [۱۸]

با توجه به شکل (۶-۱۰) که بیانگر رابطه لنگر انتهای عضو در مقابل دوران عضو است، می‌توان دید که سختی اولیه تیر با فرض وجود نقطه عطف آن در وسط، برابر با $6EI/L$ است و پس از آن



شکل (۶-۱۰) لنگر انتهای عضو در مقابل دوران عضو و مقایسه آن با مدل مفصل پلاستیک [۱۸]

رفتار غیرخطی است. این مدل تمامی ضوابط دستورالعمل FEM^3 ۲۷۳ [۹] را اجرا می‌کند. اساساً در این مدل فرض بر آن است که نقطه عطف در وسط است، اما این تنها در حالتی اتفاق می‌افتد که تیر متقارن بوده و بارگذاری جانبی بر روی آن وجود نداشته باشد. فرض قرارگیری نقطه عطف در وسط تیر در حالتی که بارگذاری جانبی بر روی تیر وجود دارد با پذیرش مقداری تقریب همراه است. با توجه به اینکه نیروهای

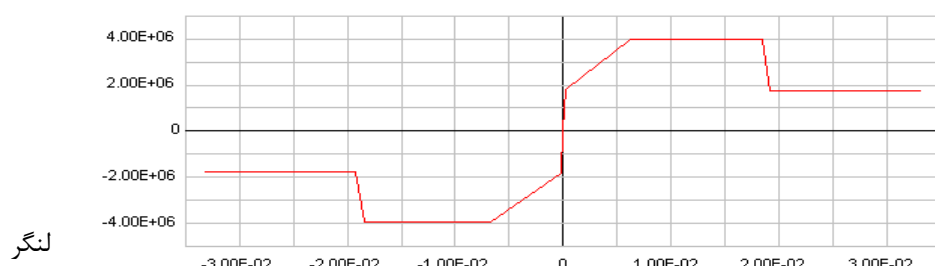
۱. *FEM Beam Element*

۱. *Chord Rotation Model*

جانبی بالنسبه بزرگ نیستند اثر قابل توجهی را در تغییر مکان نقطه عطف نمی گذارند، پس این فرض تقریب زیادی را در برآورد رفتار تیرهای کوپله وارد نمی کند.

برای برآورد دقیقتر رفتار تیرهای کوپله در طول تیر از دو جزء تیر *FEMA* استفاده می شود، علت استفاده از این دو جزء در یک تیر امکان وجود لنگرهای متفاوت در دو انتهای تیر است همچنین با اینکار می توان مکان قرارگیری نقطه عطف را درجایی غیر از وسط تیر فرض کرد. در اجزاء تیر *FEMA* ظرفیت تغییرشکل به صورت میزان دوران میله تعریف می شود.

برای مدلسازی رفتار غیرخطی خمشی در تیرهای کوپله از ضوابط و جداول ارائه شده در دستورالعمل *FEMA 273* [۹] استفاده شده است با این تفاوت که در رابطه لنگرخمشی در مقابل دوران بجای استفاده از شکل ارائه شده در این دستورالعمل که از یک رابطه خطی تا مقاومت خمشی اسمی (M_n) استفاده می کند از یک رابطه دو خطی تا مقاومت خمشی اسمی استفاده شده است. رابطه لنگرخمشی در مقابل دوران در قسمت اول با شیبی برابر $6EI/L$ به لنگری معادل با حداکثر لنگر مجاز قابل تحمل براساس روش تنش مجاز ارائه شده در آیین نامه *ACI 318-99* [۱۳] می رسد و در قسمت بعدی به مقاومت خمشی اسمی (M_n)، که با توجه به ضوابط *ACI 318-05* [۱۲] محاسبه شده ختم می شود.



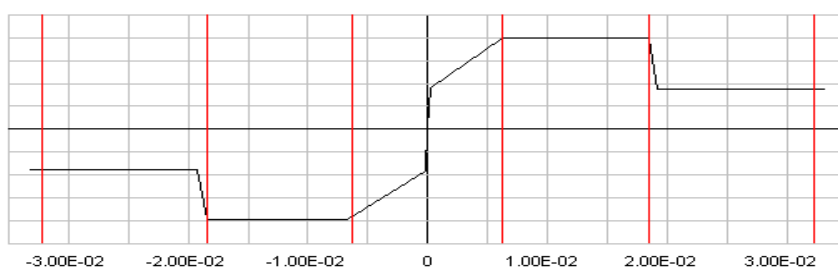
انتهایی ($kgf.cm$) - دوران عضو در مدل دوران عضو یکی از تیرهای کوپله مدلهای

برای محاسبه ظرفیتهای دوران مربوط به سطوح مختلف عملکرد از جدول (۶-۱۷) دستورالعمل *FEMA 273* [۹] استفاده شده است. این دستورالعمل ظرفیت دوران تیرهای کوپله ای که با خمش کنترل می شوند را به دو عامل وابسته می داند که این عوامل عبارتند از:

$$۱. \text{نسبت } \frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}} : \text{این نسبت، برش وارده به ظرفیت برشی تیرهای کوپله می باشد. با افزایش این نسبت،}$$

ظرفیت دوران تیرهای کوپله کوچکتر می شود.

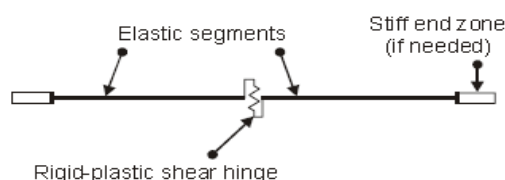
۲. شرایط آرماتورهای طولی و عرضی : دستورالعمل *FEMA 273* [۹] با عنوان کردن شرایطی برای آرماتورهای طولی و عرضی، ظرفیت دوران را به این شرایط وابسته می‌داند. با توجه به مطالب گفته شده در رابطه با اجرای تیرهای کوپله در سیستمهای سازه‌ای سوپرپانل، در این تحقیق تیرهای کوپله را فاقد شرایط دانسته و با این فرض به محاسبه ظرفیت دوران اعضا می‌پردازیم.



شکل (۱۲-۶) ظرفیتهای دوران محاسبه شده برای سطوح مختلف عملکرد یکی از تیرهای کوپله مدلها

۶-۳-۲- مدلسازی رفتار غیرخطی برشی در تیرهای کوپله

برای مدلسازی رفتار غیرخطی برشی در تیرهای کوپله از مفصل برشی پلاستیک صلب استفاده می‌شود که در آنها برای مدلسازی ظرفیت تغییرشکل مفصل از پارامتر تغییرشکل در امتداد مفصل برشی استفاده می‌شود.



شکل (۱۳-۶) مدل مفصل برشی پلاستیک صلب

برای مدلسازی رفتار غیرخطی برشی در تیرهای کوپله از ضوابط و جداول ارائه شده در دستورالعمل *FEMA 273* [۹] استفاده شده است با این تفاوت که در رابطه مقاومت برشی اسمی در مقابل دوران بجای استفاده از شکل ارائه شده در این دستورالعمل که از یک رابطه خطی تا مقاومت برشی اسمی (V_n) استفاده می‌کند از یک رابطه دو خطی تا مقاومت برشی اسمی استفاده شده است. رابطه نیروی برشی در مقابل دوران در قسمت اول با شیب بینهایت به برشی معادل با نصف مقاومت برشی اسمی که با توجه به ضوابط *ACI 318-05* [۱۲] محاسبه شده است رسیده و در قسمت بعدی به مقاومت برشی اسمی (V_n)، در دورانی معادل $\gamma_y = 0.004$ که در قسمتهای قبلی نحوه محاسبه آن عنوان شد می‌رسد.

برای محاسبه ظرفیتهای دوران مربوط به سطوح مختلف عملکرد از جدول (۶-۱۸) دستورالعمل FEMA

273 [۹] استفاده شده است. این دستورالعمل ظرفیت دوران تیرهای کوپله‌ای که با برش کنترل می‌شوند را

به دو عامل وابسته می‌داند که این عوامل عبارتند از:

۱. نسبت $\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$: این نسبت، برش وارده به ظرفیت برشی تیرهای کوپله می‌باشد. با افزایش این نسبت،

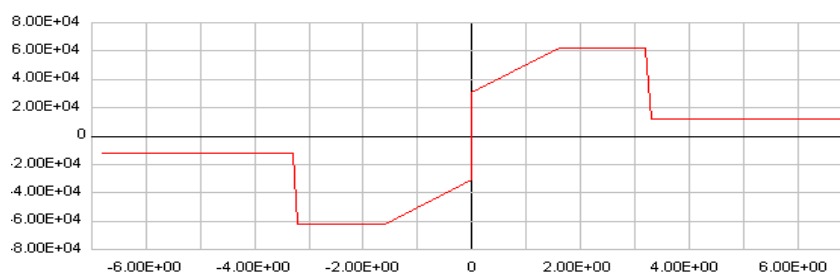
ظرفیت دوران تیرهای کوپله کوچکتر می‌شود.

۲. شرایط آرماتورهای طولی و عرضی : دستورالعمل FEMA 273 [۹] با عنوان کردن شرایطی برای

آرماتورهای طولی و عرضی، ظرفیت دوران را به این شرایط وابسته می‌داند. با توجه به مطالب گفته شده در

رابطه با اجرای تیرهای کوپله در سیستمهای سازه‌ای سوپرپانل، در این تحقیق تیرهای کوپله را فاقد شرایط

دانسته و با این فرض به محاسبه ظرفیت دوران اعضا می‌پردازیم.



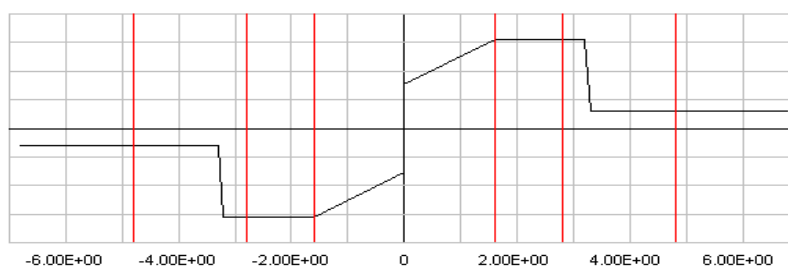
شکل (۶-۱۴) رابطه برش (kgf) - تغییرمکان مفصل برشی (cm) در یکی از مفاصل برشی پلاستیک صلب مدلها

پس از محاسبه ظرفیت دوران اعضا برای سطوح مختلف عملکرد برای استفاده از آنها در مفاصل

پلاستیکی که معیار تغییرشکل در آنها از نوع تغییرمکان در امتداد مفصل پلاستیک است، باید این دورانها به

تغییرمکانهای متناظر با تغییرمکان مفاصل تبدیل شود. برای اینکار در هر یک از مفاصل مقدار دوران را در

طول تیر کوپله ضرب نموده و از آن به عنوان تغییرمکان مفاصل استفاده می‌شود.



شکل (۶-۱۵) ظرفیتهای تغییرمکان محاسبه شده (cm) برای سطوح مختلف عملکرد یکی از تیرهای کوپله

۷-۱- ضریب رفتار مدلهای مورد مطالعه:

تعداد زیادی از کشورهای جهان دارای خطر زلزله خیزی بالایی می‌باشند و سالانه زلزله‌های شدیدی در برخی از کشورها، تلفات انسانی و خسارات مالی زیادی وارد می‌سازد. لذا تدوین آیین‌نامه‌هایی که جهت محاسبه و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله دارای دقت و حاشیه اطمینان کافی باشند، امری ضروری است. بدین منظور پرداختن به جزئیات روش‌های مختلف تحلیل سازه‌ها و چگونگی انتخاب ضرایب مختلف طراحی در این آیین‌نامه‌ها اجتناب ناپذیر است.

تنها یک تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌تواند بیانگر رفتار صحیح و واقعی سازه‌ها به هنگام وقوع زلزله باشد. اما به علت آنکه با امکانات موجود این تحلیل هنوز بسیار پرهزینه و وقت‌گیر است، لذا استفاده از این روش برای آنالیز و طراحی قابهای متداول ساختمانی همچنان غیرعملی است. از طرفی آنالیز و طراحی سازه‌ها، صرفاً براساس رفتار ارتجاعی اعضا و عدم توجه به رفتار خمیری آنها و ظرفیت جذب و دفع انرژی آنها به هنگام تحمل نیروهای بزرگی مانند زلزله که نیروهای غیردائمی و ریسکی می‌باشند، باعث یک طرح غیراقتصادی و رسیدن به سازه‌ای با اعضای بسیار سنگین خواهد شد. لذا جهت منظور کردن اثرات مثبت رفتار خمیری سازه در تحمل نیروهای جانبی، تقریباً تمامی آیین‌نامه‌های معتبر دنیا یک ضریب ویژه موسوم به "ضریب رفتار ساختمان"^{۴۰} یا "ضریب تصحیح بازتاب"^{۴۱} که جهت کاهش نیروهای زلزله محاسبه شده است، در نظر گرفته و طراح را مجاز به آنالیز الاستیک سازه تحت نیروهای کاهش یافته و طراحی براساس نتایج آن می‌نمایند. این ضریب تابع عوامل گوناگونی است که از جمله مهمترین آنها، می‌توان به شکل‌پذیری سازه، خواص مصالح، مشخصات میرایی، مشارکت اعضا غیرسازه‌ای، درجه نامعینی سازه و اضافه مقاومت اعضا (اثر طراحی دست بالا اعضا) اشاره نمود. تا چند دهه قبل چگونگی محاسبه این ضریب برای سیستم‌های مختلف ساختمانی روشن نبوده و مقدار آن صرفاً براساس قضاوت و درک مهندسی اعضا کمیته تدوین‌کننده آیین‌نامه‌ها از چگونگی رفتار انواع سیستم‌های سازه‌ای تعیین می‌شده، اما در چند سال گذشته که محققین چند روش مستدل و نسبتاً قابل اعتماد، جهت محاسبه ضریب رفتار ارائه داده‌اند، امکان بررسی تاثیر عوامل مختلف برروی این ضریب فراهم شده است.

۱. Behavior Factor

۲. Response Modification Factor

اساس تمامی روش‌های محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی که یک قاب، از زمان تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می‌رسد، تحمل یا جذب می‌نماید [۱۵].

آیین‌نامه‌های ساختمانی حاضر برای طراحی اعضاء سازه‌ای، در سیستم‌های لرزه‌ای از نیروهای جانبی مشخصی در تحلیلهای خطی استفاده می‌کند. این نیروها از تقسیم نیروهای مربوط به پاسخ کشسان سازه بر ضریب اصلاح پاسخ یا ضریب رفتار R بدست می‌آیند. استراتژی استفاده از این ضریب بر اساس این فرض بنا شده است که سازه در حین زمین لرزه تغییرشکل‌هایی فراتر از حد کشسان را بدون شکست تحمل کند و به مقاومت‌هایی بیش از مقاومت طراحی سازه برسد. ضریب اصلاح پاسخ R برای اولین بار توسط (ATC-3-06)، انجمن تکنولوژی کاربردی در سال ۱۹۸۷ پیشنهاد گردید [۱۱]. آنچه در این تحقیق پیش رو دارید استفاده از روش پیشنهادی ATC19 [۱۱] در محاسبه ضریب اصلاح پاسخ سازه‌هاست.

۷-۱-۲- محاسبه ضریب اصلاح پاسخ (R):

طبق آخرین تحقیقات جهت محاسبه ضریب اصلاح پاسخ R در دستورالعمل ATC19 [۱۱] فرمول جدیدی ارائه شده است، بطوریکه ضریب R را به صورت حاصلضرب ۳ ضریب به شکل زیر معرفی می‌کند:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (۷-۱)$$

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

۷-۱-۳- پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه‌ها:

این منحنی ارتباط پاسخهای یک سازه را به نسبت بارهای افزایشی که به سازه اعمال می‌شوند و یا تغییر مکانهایی که بصورت نموی به سازه اعمال می‌شوند، نشان می‌دهد. به جهت یافتن نیروهای طراحی تقریب این منحنی به صورت دوخطی پهنه وسیعی از محاسبات را در بر گرفته است. از میان روشهای متفاوتی که برای مدل سازی این منحنی غیرخطی به شکل دوخطی وجود دارد، طبق توصیه دستورالعمل ATC19 [۱۱] از روش برابری مقادیر انرژی استفاده می‌کنیم. در این روش فرض بر اینست که سطح محصور در زیر منحنی واقعی و سطح محصور در زیر منحنی دو خطی برابر باشد. روش استفاده شده در این تحقیق برای تقریب این منحنی به صورت دوخطی روش ارائه شده در دستورالعمل ATC19 [۱۱] است، با این تفاوت که در

تقریب این منحنی از ضوابط استفاده شده در دستورالعمل FEMA 273 [۹] نیز استفاده شده که منظور نقطه تقاطع منحنی پاسخ و تقریب دو خطی در نقطه $0.6V_y$ است.

۷-۱-۴- ضریب مقاومت (R_s):

آنچه در دستورالعمل ATC19 [۱۱] بیان شده است، این است که جهت یافتن ضریب مقاومت از تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) استفاده شود، در این دستورالعمل ضریب مقاومت به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$R_s = \frac{V_o}{V_d} \quad (۷-۲)$$

که در این رابطه :

V_o : نیروی مقاوم حداکثر سازه حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی

V_d : نیروی برشی طراحی است که سازه مورد نظر برای آن طراحی شده است [۱۱].

در این تحقیق نیروی برشی طراحی برای هر یک از سازه‌های مورد بحث مطابق استاندارد ۲۸۰۰ به صورت تقریبی از وزن کل سازه بدست آمده است. پس از محاسبه V_d برای محاسبه R_s در سازه‌های پانلی باید مقدار V_d را در ۱٫۴ ضرب کنیم، ضرب این مقدار در نیروی برشی طراحی به علت استفاده از ضریب ۱٫۴ در ترکیب بارهای طراحی برای اجزاء سازه‌ای است که در آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] ارائه شده‌اند.

۷-۱-۵- شکل‌پذیری و نسبت شکل‌پذیری (μ):

شکل‌پذیری^{۴۲}: قابلیت جذب و اتلاف انرژی و حفظ تاب باربری یک سازه هنگامی که تحت تاثیر تغییر مکانهای غیرخطی چرخه‌ای ناشی از زلزله قرار می‌گیرد [۴].

نسبت شکل پذیری μ عبارتی است که می تواند برای یک سیستم و یا یک عضو مطرح شود، بدین طریق که این نسبت برای یک سیستم شکل پذیری تغییرمکانی را بازگو می کند و این در حالی است که برای یک عضو این نسبت بازگو کننده نسبت شکل پذیری کرنشی و یا انحنایی آن می باشد. بنابراین آنچه از نسبت شکل پذیری در نظر داریم، شکل پذیری تغییرمکانی است که در سازه های مورد بحث ارزیابی می شود و مقدار آن را از رابطه (۳-۷) محاسبه می کنیم [۸]:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (۳-۷)$$

مقدار Δ_m در این رابطه متشکل از دو قسمت است یکی Δ_y که متناظر با جاری شدن مقطع سازه در نزدیکی پایه یا شالوده است و دیگری Δ_p که متناظر با رفتار خمیری کامل می باشد. بنابراین Δ_m که تغییر مکان بالاترین تراز است برابر است با:

$$\Delta_m = \Delta_y + \Delta_p \quad (۴-۷)$$

برای محاسبه نسبت شکل پذیری در این تحقیق مقدار Δ_m برابر با حداکثر تغییرمکان در منحنی پاسخ حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی تا لحظه ناپایداری سازه بوده و مقدار Δ_y برابر با تغییرمکان Δ_y مربوط به تقریب دو خطی منحنی پاسخ استفاده شده در مرحله قبل می باشد.

۷-۱-۶- ضریب شکل پذیری (R_μ):

با مشخص شدن نسبت شکل پذیری μ طبق رابطه (۳-۷) باید رابطه ای برای محاسبه ضریب شکل پذیری داشته باشیم. ارائه رابطه ای مناسب برای محاسبه ضریب شکل پذیری، یکی از موضوعاتی بوده است که در سالهای اخیر محققین مختلفی را بر آن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این مقوله انجام دهند. از میان تحقیقات به عمل آمده، دستورالعمل ATC19 [۱۱] روشهای نیومارک، کراوینکلر و میراندا را برای محاسبه این ضریب پیشنهاد می کند. این دستورالعمل از میان این روشها، روش میراندا را که نسبت به دو روش قبلی جدیدتر بوده دارای اعتبار بیشتری دانسته و استفاده از آن را توصیه می کند. در این روش ضریب شکل پذیری به وسیله روابطی به پارامترهای نسبت شکل پذیری، زمان تناوب سازه و نوع زمین محل قرارگیری ساختمان

مرتبط می‌شود. این روش زمین محل قرارگیری ساختمان را به ۳ گروه زمینهای سنگی، رسوبی (آبرفتی) و زمینهایی با خاک نرم طبقه بندی می‌کند. برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری در این تحقیق نوع زمین محل قرارگیری را از نوع رسوبی دانسته و با استفاده از روابط (۵-۷) و (۶-۷) ضریب شکل‌پذیری را محاسبه می‌کنیم.

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (5-7)$$

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (6-7)$$

۷-۱-۷- ضریب نامعینی (R_R):

تا کنون راه حل دقیقی برای محاسبه ضریب نامعینی ارائه نشده است. ولی آنچه در دستورالعمل ATC19 [۱۱] توصیه شده است، معرفی مقادیر این ضریب بر حسب تعداد پانلهای مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد که در جدول (۱-۷) ارائه شده است. طبق آنچه در این دستورالعمل آورده شده است مقادیر موجود در این جدول از مبنای علمی برخوردار نبوده و تنها جنبه پیشنهادی دارند.

جدول (۱-۷) مقادیر ضریب نامعینی [۱۱]

تعداد پانلهای مقاوم در برابر بارهای جانبی	ضریب نامعینی (R_R)
۲	۰/۷۱
۳	۰/۸۶
۴ و بیشتر	۱

۷-۱-۸- محاسبه ضریب رفتار در مدل‌های مورد مطالعه:

برای ارزیابی ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد [۴] ۲۸۰۰، ضریب رفتار مدل‌های ۱-A، ۲-A و ۳-A طبق دستورالعمل ATC19 [۱۱] محاسبه می‌شود. برای این منظور طبق توصیه این دستورالعمل از منحنی پاسخ حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی توزیع بار مثلثی استفاده شده است. در این منحنی‌های پاسخ، تغییر مکان سازه تا لحظه ناپایداری سازه ثبت شده است. برای بررسی دقیقتر مدل‌ها، منحنی پاسخ حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی توزیع بار متناسب با اشکال مودی نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

برای محاسبه ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه، مدل‌ها به صورت ۳ بعدی مدلسازی و تحلیل شده‌اند. در هر تحلیل طبق دستورالعمل FEMA 273 [۹] بارگذاری ثقلی به دو صورت کرانه بالا و کرانه پایین بارهای ثقلی انجام شده است. نتایج حاصل از این محاسبات در جداول (۲-۷) و (۳-۷) منعکس شده‌اند. به دلیل عدم وجود یک مبنای علمی در تعیین ضریب نامعینی در ستون آخر هر دو جدول (۲-۷) و (۳-۷) حاصلضرب ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت برای مقایسه با ضریب رفتار بدست آمده از دستورالعمل ATC19 [۱۱] ارائه شده‌است تا معیاری قویتر برای مقایسه رفتار سازه‌ها با یکدیگر باشد. در صفحات بعدی با بررسی مقادیر جداول (۲-۷) و (۳-۷) به ارائه نتایج حاصل از تحلیل‌ها پرداخته شده است. در جداول و نمودارهای ارائه شده در این بخش جهت مربوط به قابهای ۱ و ۵ و قابهای A، D و G پلان سازه که در شکل (۵-۱) نشان داده شده‌اند را به ترتیب با نمادهای H1 و H2 و بارگذاری معادل با الگوی کران پایین بارهای ثقلی معادل با رابطه (۴-۲) و بارگذاری معادل با الگوی کران بالای بارهای ثقلی معادل با رابطه (۴-۱) را به ترتیب با نمادهای QG.1 و QG.2 نمایش می‌دهیم.

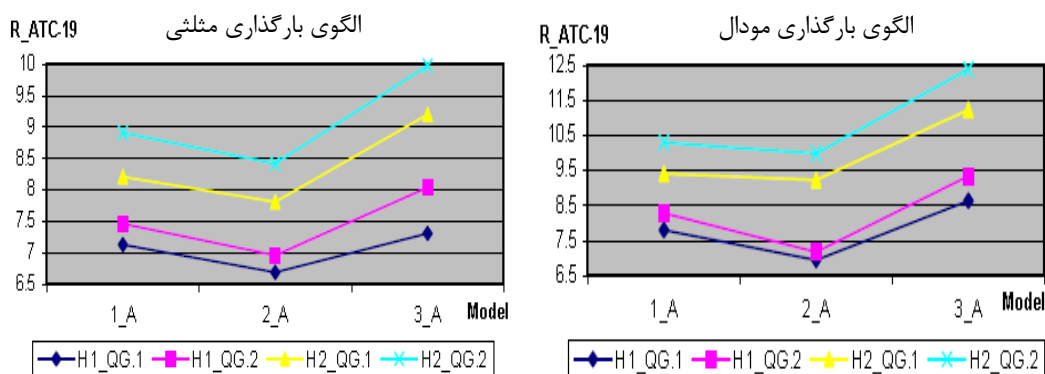
جدول (۲-۷) مقادیر پارامترهای مختلف و ضریب رفتار بدست آمده از تحلیل‌ها برای جهت H1

مدل	الگوی بارگذاری	بارگذاری ثقلی	μ	T (sec)	V_o (ton)	V_d (ton)	R_s	R_μ	R_R	R (ATC-19)	$R = R_s \times R_\mu$
۱-A	مودال	QG.۱	6.65	0.272	467.4	133.0	2.51	4.38	0.71	7.80	10.98
		QG.۲	6.41	0.31	482.9	133.0	2.59	4.50	0.71	8.28	11.66
	مثلی	QG.۱	7.21	0.272	411.8	133.0	2.21	4.55	0.71	7.13	10.04
		QG.۲	6.86	0.31	418.8	133.0	2.25	4.67	0.71	7.46	10.50
۲-A	مودال	QG.۱	6.09	0.428	470.3	170.0	1.98	4.94	0.71	6.94	9.77
		QG.۲	5.7	0.488	480.0	170.0	2.02	5.01	0.71	7.17	10.09
	مثلی	QG.۱	6.9	0.428	417.9	170.0	1.76	5.36	0.71	6.69	9.42
		QG.۲	6.45	0.488	425.9	170.0	1.79	5.48	0.71	6.96	9.42
۳-A	مودال	QG.۱	7.09	0.542	645.5	234.0	1.97	6.17	0.71	8.63	12.15
		QG.۲	6.81	0.616	664.0	234.0	2.03	6.49	0.71	9.34	13.15
	مثلی	QG.۱	7.4	0.542	534.0	234.0	1.63	6.32	0.71	7.31	10.29
		QG.۲	7.25	0.616	550.0	234.0	1.68	6.75	0.71	8.04	11.32

جدول (۳-۷) مقادیر پارامترهای مختلف و ضریب رفتار بدست آمده از تحلیل‌ها برای جهت H2

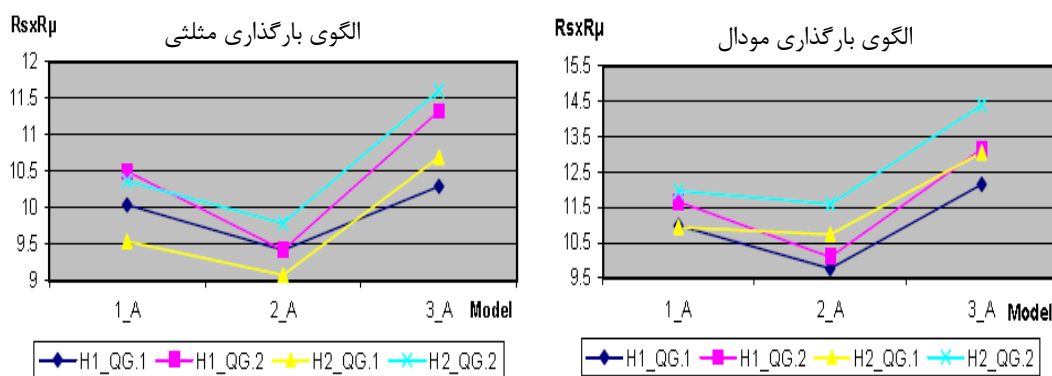
مدل	الگوی بارگذاری	بارگذاری ثقلی	μ	T (sec)	V_o (ton)	V_d (ton)	R_s	R_μ	R_R	$R(ATC-19)$	$R = R_s \times R_\mu$
۱-۸	مودال	QG.۱	7.77	0.239	461.6	133.0	2.48	4.42	0.86	9.41	10.94
		QG.۲	8.12	0.272	475.2	133.0	2.55	4.69	0.86	10.30	11.97
	مثلی	QG.۱	7.8	0.239	402.1	133.0	2.16	4.42	0.86	8.21	9.54
		QG.۲	7.99	0.272	411.8	133.0	2.21	4.68	0.86	8.91	10.36
۲-۸	مودال	QG.۱	7.49	0.393	476.1	170.0	2.00	5.37	0.86	9.23	10.73
		QG.۲	7.35	0.447	487.8	170.0	2.05	5.68	0.86	9.98	11.60
	مثلی	QG.۱	7.53	0.393	402.1	170.0	1.69	5.38	0.86	7.81	9.08
		QG.۲	7.31	0.447	412.6	170.0	1.73	5.65	0.86	8.42	9.79
۳-۸	مودال	QG.۱	7.73	0.509	687.8	234.0	2.10	6.22	0.86	11.23	13.05
		QG.۲	7.45	0.578	716.1	234.0	2.18	6.59	0.86	12.39	14.40
	مثلی	QG.۱	8.13	0.509	553.5	234.0	1.69	6.33	0.86	9.20	10.69
		QG.۲	7.75	0.578	564.9	234.0	1.72	6.72	0.86	9.98	11.60

اعدادی که در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای ضریب رفتار ساختمانها ارائه شده است، از مطالعات آماری بر روی نمونه‌های زیادی از یک نوع سازه با گونه‌های متنوع حاصل شده است، و این مطلب در حالیه که این مقادیر کمترین مقدارهای ممکن برای انجام یک تحلیل استاتیکی معادل است. آنچه در این تحقیق بررسی شد استفاده از روش پیشنهادی دستورالعمل ATC19 [۱۱] بود که برای مدل‌های مورد مطالعه و به کمک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با دو نوع توزیع بار مثلی و مودال، در هر دو جهت بکارگرفته شد. نتایج انطباق تقریباً خوبی را با مقدار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] که برابر با ۵ است نشان می‌دهد و این انطباق در مورد مدل ۲-۸ و در جهت H1 بیشتر مشهود است.



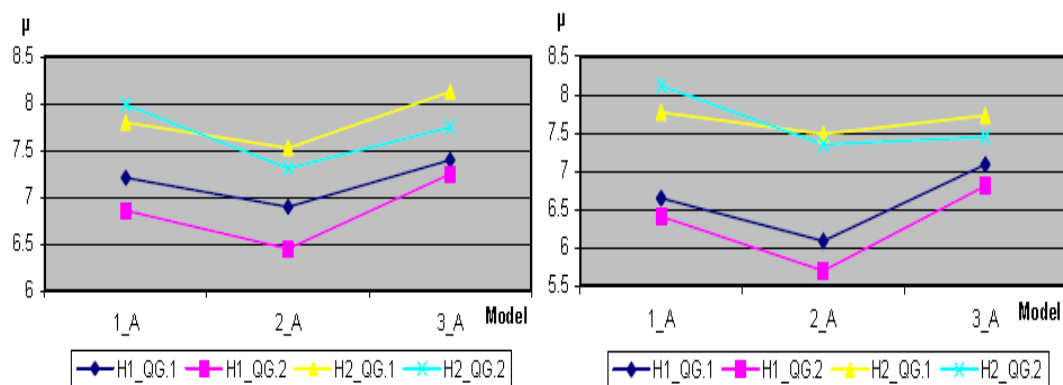
شکل (۷-۱) تغییرات ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری

با توجه به شکل (۷-۱) ضریب رفتار مدلها در جهت $H2$ افزایش قابل ملاحظه‌ای نسبت به جهت $H1$ در هر دو الگوی بارگذاری نشان می‌دهد که مقدار زیادی از آنرا می‌توان ناشی از مقدار ضریب نامعینی دانست. با توجه به این موضوع برای بررسی دقیقتر حاصلضرب ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت نیز در شکل (۷-۲) ارائه شده است که منطبق بر این نتایج نبوده و دلیلی بر عدم وجود مبنای علمی دقیق در تعیین ضریب نامعینی است. در شکل (۷-۲) همگرایی بسیار خوبی بین مقادیر بدست آمده برای هر دو جهت و برای هر دو الگوی بارگذاری قابل مشاهده است. مطلب دیگری که در شکل (۷-۲) به چشم می‌خورد رشد اختلاف موجود در این حاصلضرب با افزایش ارتفاع در الگوی بارگذاری مودال است که چنین چیزی در نتایج بدست آمده از الگوی بارگذاری مثلثی به چشم نمی‌خورد.



شکل (۷-۲) تغییرات حاصلضرب ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت مدل‌های مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری

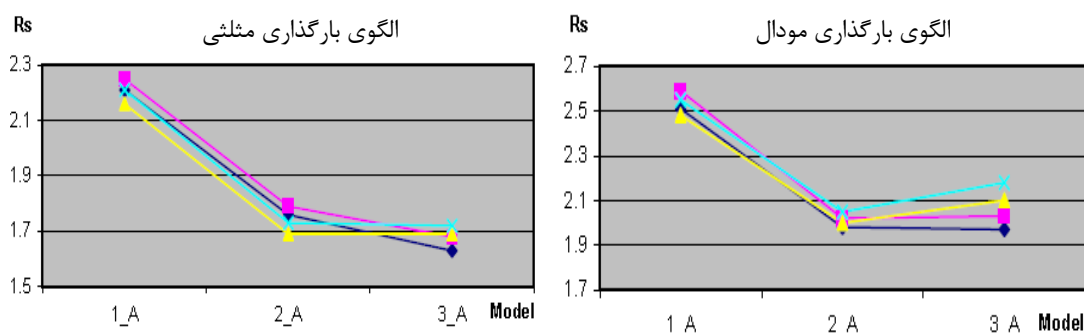
با توجه به اینکه ضریب شکل‌پذیری با استفاده از فرمول‌های تجربی محاسبه می‌شود، برای بررسی یک سازه می‌بایست از معیاری مثل نسبت شکل‌پذیری که از مشخصه‌های ذاتی سازه است استفاده شود. بنابراین برای بررسی و مقایسه شکل‌پذیری در مدل‌های مورد مطالعه از نسبت شکل‌پذیری استفاده شده است. با توجه به شکل (۷-۳) می‌توان روند یکسانی را در تغییر نسبت شکل‌پذیری در هر دو الگوی بارگذاری مشاهده نمود. نسبت شکل‌پذیری در دو مدل ۱-A و ۳-A نسبت به مدل ۲-A بالاتر است، دلیل بالاتر بودن این نسبت در هر دو مدل ۱-A و ۳-A به خاطر بزرگ بودن مقدار Δ_m در مقابل Δ_y در هر دو مدل است که در هر دو مدل باعث افزایش نسبت شکل‌پذیری می‌شود و این در حالیکه ضریب شکل‌پذیری ارائه شده در جداول (۷-۲) و (۷-۳) یک رشد یکنواخت را در مقادیر این ضریب با افزایش ارتفاع در مدل‌ها نشان می‌دهد.



شکل (۳-۷) تغییرات نسبت شکل پذیری در مدل‌های مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری

دلیل این امر اثری است که مقدار پارامتر T در برآورد ضریب شکل‌پذیری رابطه میراندا دارد در حالیکه چنین رشدی در تغییر مقدار نسبت شکل‌پذیری وجود ندارد.

شکل (۴-۷) تغییرات ضریب مقاومت مدل‌ها را در دو الگوی بارگذاری نشان می‌دهد. روند تغییر ضریب مقاومت در هر دو الگوی بارگذاری تقریباً یکسان بوده و تغییر اندکی در مدل‌های ۲-A و ۳-A به چشم می‌خورد. در هر دو الگوی بارگذاری بیشترین ضریب مقاومت به مدل ۱-A اختصاص دارد که انتظار وجود چنین چیزی نیز در ابتدا وجود داشت. در طراحی سازه مدل ۱-A از پانلهایی استفاده شده است که از لحاظ بعد و آرماتور دارای حداقل مقادیر موجود در لیست محصولات کارخانه است و این در حالیست که نسبت تنش‌های بدست آمده از طراحی پانل‌ها در بیشترین مقدار آن از 0.5 تجاوز نکرده است. بنابراین سازه مدل A-۱ در طراحی اصطلاحاً دست بالا طراحی شده است و وجود بیشترین مقدار در ضریب مقاومت این مدل می‌تواند امری طبیعی باشد. از طرف دیگر وجود ضریب مقاومت بالا در سازه‌های کم ارتفاع و سخت که از شکل‌پذیری و زمان تناوب کمی برخوردارند می‌تواند امری محتمل باشد زیرا این سازه‌ها بیشتر با ظرفیت مقاومتی که دارند در مقابل نیروی زلزله مقاومت می‌کنند و این در حالیست که از ظرفیت شکل‌پذیری اندکی برخوردارند.



شکل (۴-۷) تغییرات ضریب مقاومت در مدل‌های مورد مطالعه در دو الگوی بارگذاری

با توجه به مطالب گفته شده در مجموع می‌توان گفت در سازه‌های سوپرپانل با افزایش ارتفاع ضریب شکل‌پذیری نقش بیشتری در تغییرات ضریب رفتار داراست. در مدل A-۳ که از ارتفاعی بیش از حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برخوردار است، شکل‌پذیری تقریباً برابری در مقایسه با مدل‌های A-۲ و A-۱ به چشم می‌خورد و این در حالیست که ضریب شکل‌پذیری در این مدل از هر دو مدل مذکور بالاتر است و می‌توان آنرا به بروز رفتار خمشی شکل‌پذیر در این مدل مربوط دانست. همچنین ضریب مقاومت این مدل کمتر از ضریب مقاومت مدل A-۱ و مقداری برابر با ضریب مقاومت مدل A-۲ است. آنچه در نهایت می‌توان نتیجه‌گیری کرد، رفتار مطلوب این مدل در مقابل مدل‌های A-۱ و A-۲ است که با توجه به محدودیت ارتفاعی موجود در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] در ابتدا قابل تصور نبود.

۷-۲- سطوح عملکرد مدلهای مورد مطالعه:

۷-۲-۱- مقدمه

پس از طراحی مدلها، در این فصل به ارزیابی سازه‌ها و تعیین سطوح عملکردی هر یک از آنها در سطح خطر تعیین شده، پرداخته می‌شود. برای این منظور ابتدا به ارائه الگوهای مختلف بارگذاری آنها، به منظور آنالیز استاتیکی غیرخطی پرداخته شده، سپس با معرفی کلی روشهای ارزیابی موجود در دستورالعمل FEMA 440 [۱۰] به ارزیابی نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تعیین سطوح عملکردی هر یک از سازه‌ها بر اساس این روشها، تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۴] پرداخته می‌شود.

۷-۲-۲- الگوهای توزیع بار در تحلیلهای استاتیکی غیرخطی:

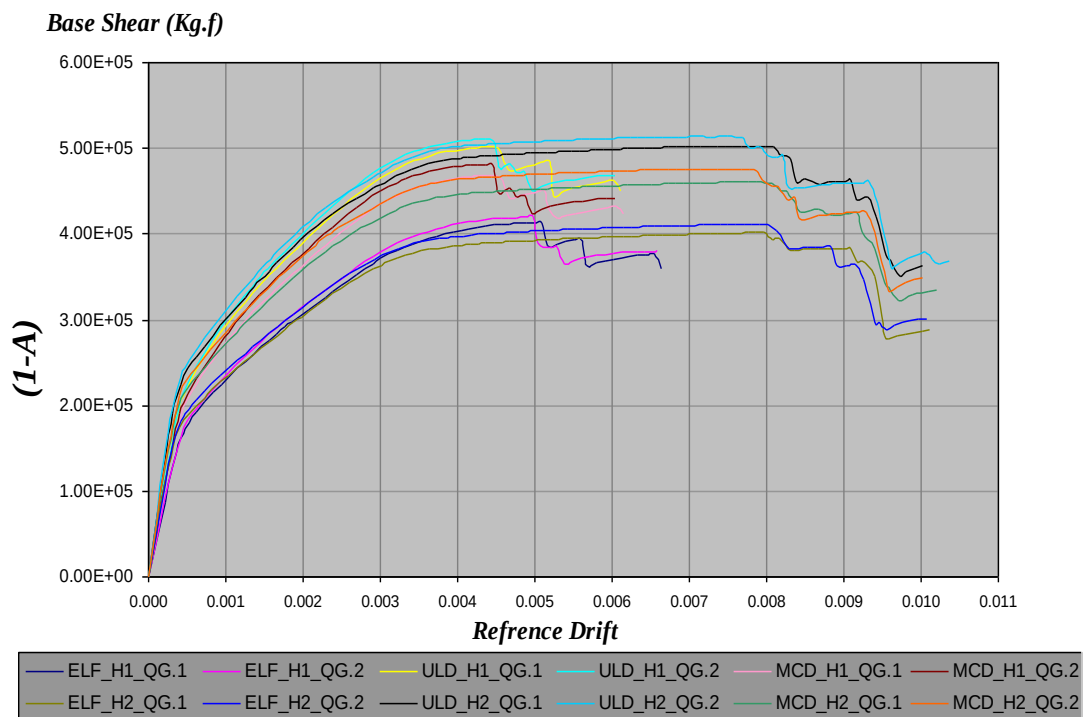
همانطور که در فصول گذشته بیان شد، هدف از آنالیز استاتیکی غیرخطی، محاسبه منحنی برش پایه در برابر تغییر مکان نقطه‌ای از بام (که در این تحقیق مرکز جرم طبقه بام گرفته شده است) می‌باشد. این تحلیل به نوع بارگذاری و چگونگی تعریف عناصر غیرخطی مدل بسیار حساس است. انواع بارگذاری استفاده شده در تحلیل استاتیکی غیرخطی که در این تحقیق استفاده شده است طبق دستورالعمل FEMA 273 [۹] عبارتند از:

۱. بار معادل جانبی^{۴۳} (ELF): این بارگذاری همان بارگذاری معرفی شده در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] است. در این الگوی بارگذاری برش پایه ساختمان به نسبت جرم و ارتفاع طبقات بر مرکز جرم طبقات وارد می‌شود.
 ۲. بار سازگار با اشکال مودی^{۴۴} (MCD): در این بارگذاری برش پایه حاصل از تحلیل طیفی با توجه به تعداد مودهایی که بیشتر از ۹۰٪ درصد در جرم مودی مشارکت داشته‌اند، بر مرکز جرم طبقات وارد می‌شود.
 ۳. بارگسترده یکنواخت^{۴۵} (ULD): در این بارگذاری نیز همان طور که از نام آن پیدا است برش پایه متناسب با وزن هر طبقه بر مرکز جرم طبقات وارد می‌شود.
- در این تحقیق برای محاسبه سطح عملکرد مدلهای مورد مطالعه تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در هر دو جهت و برای تمامی الگوهای بارگذاری جانبی ذکر شده انجام شده است. برای بارگذاری ثقلی نیز در هر تحلیل طبق دستورالعمل FEMA 273 [۹] بارگذاری ثقلی به دو صورت کرانه بالا و کرانه پایین بارهای ثقلی بر مدلها اعمال شده‌است. در جداول و نمودارهای ارائه شده در این بخش جهت مربوط به قابهای ۱ و ۵ و قابهای A، D و G پلان سازه که در شکل (۵-۱) نشان داده شده‌اند را به ترتیب با نمادهای H1 و H2 و بارگذاری معادل با الگوی کران پایین بارهای ثقلی معادل با رابطه (۴-۲) و بارگذاری معادل با الگوی کران بالای بارهای ثقلی معادل با رابطه (۴-۱) را به ترتیب با نمادهای QG.1 و QG.2 نمایش می‌دهیم.

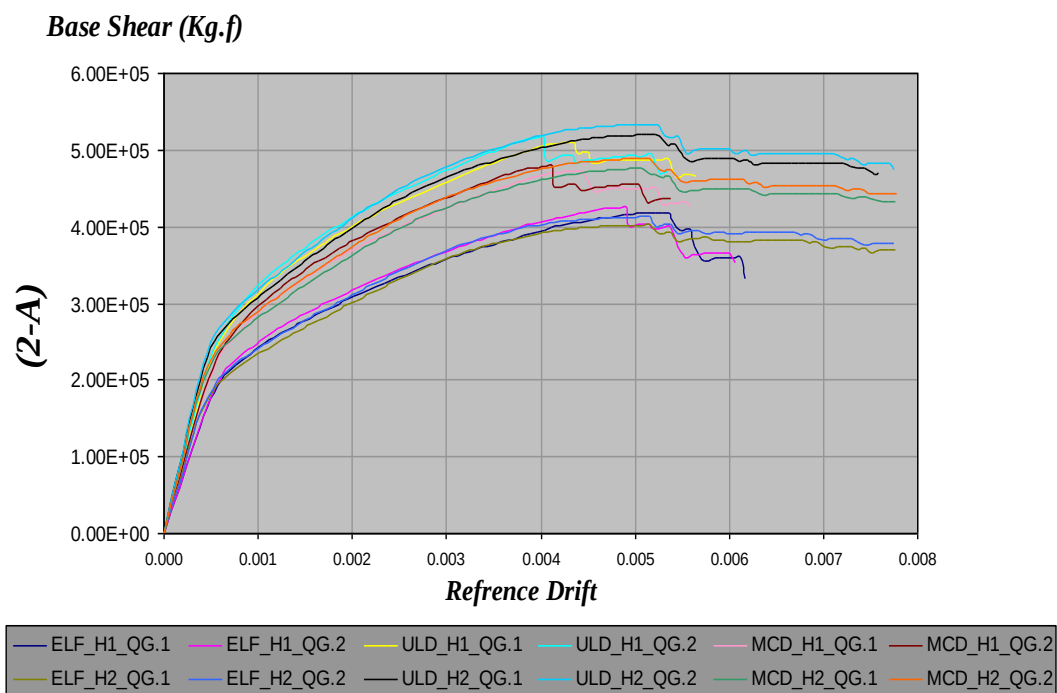
۱. Equivalent Lateral Force

۲. Modal Compatible Distribution

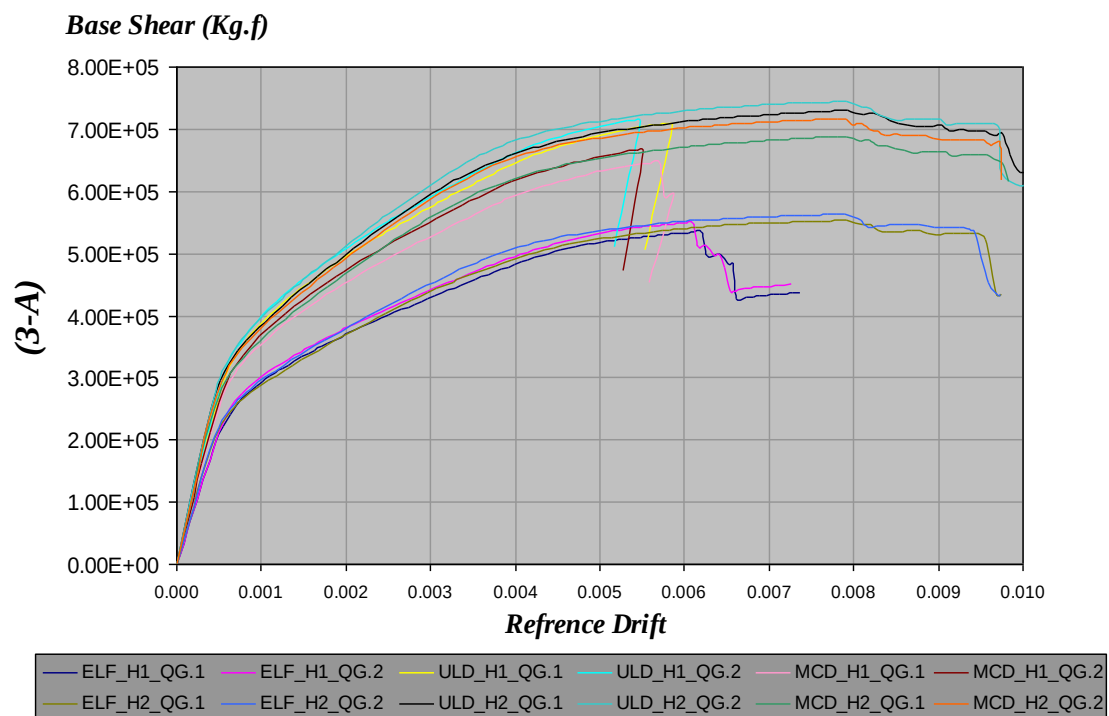
۳. Uniform Load Distribution



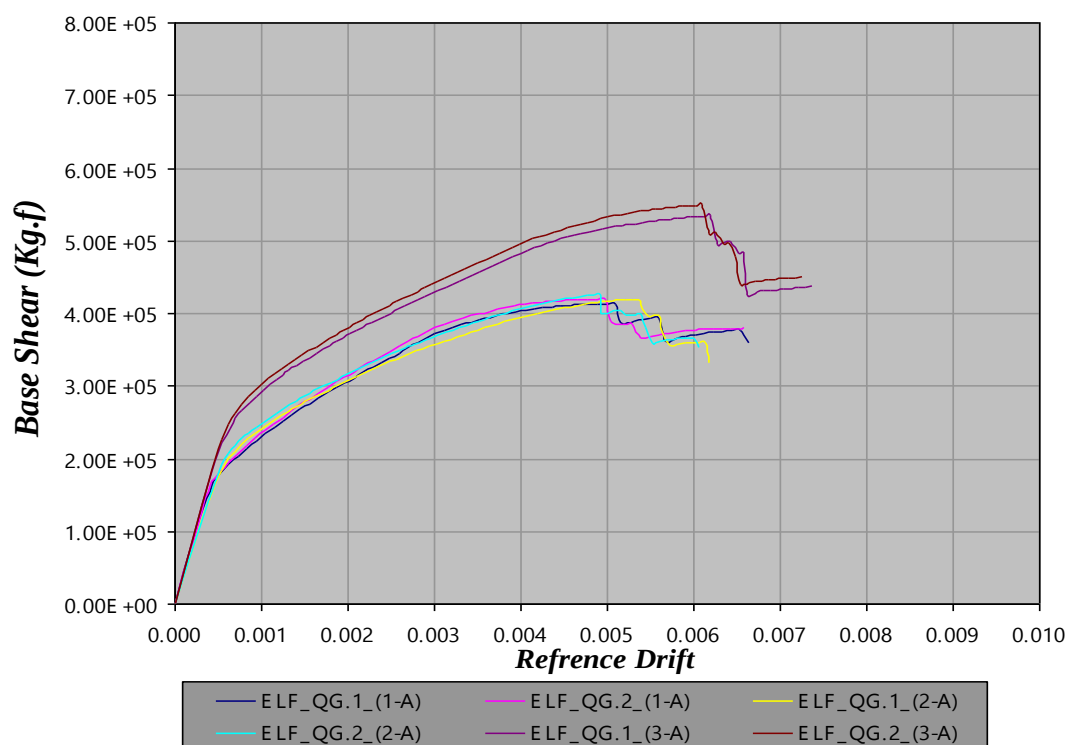
شکل (۵-۷) منحنی‌های پوش‌آور مدل ۱-A مربوط به الگوهای مختلف بارگذاری در هردو جهت



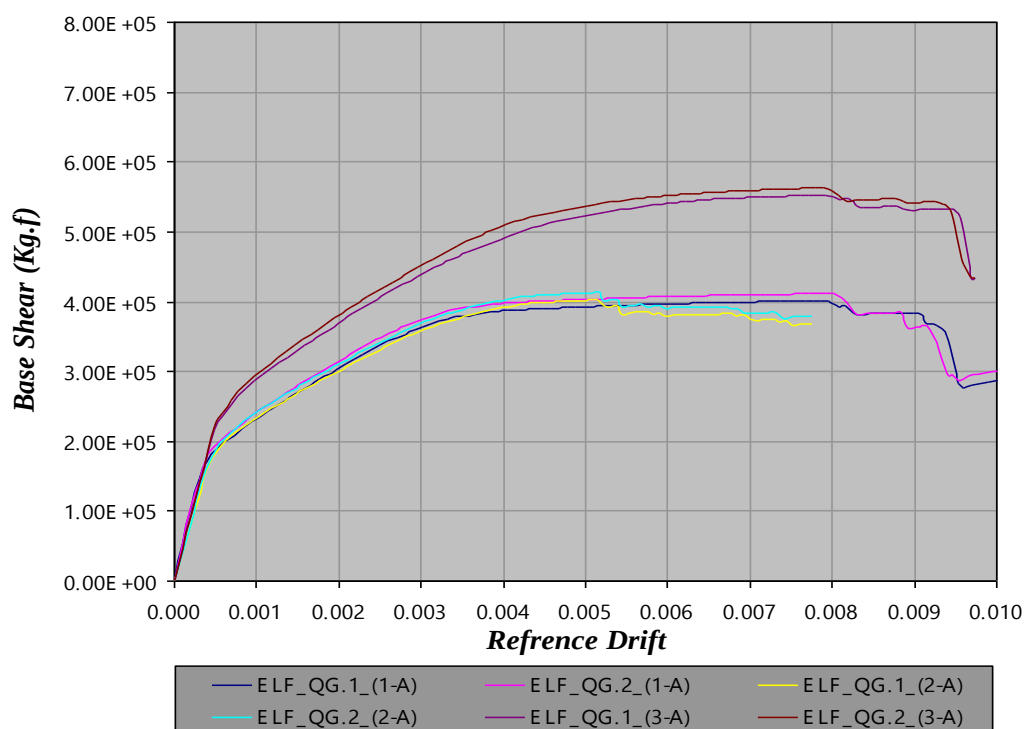
شکل (۶-۷) منحنی‌های پوش‌آور مدل ۲-A مربوط به الگوهای مختلف بارگذاری در هردو جهت



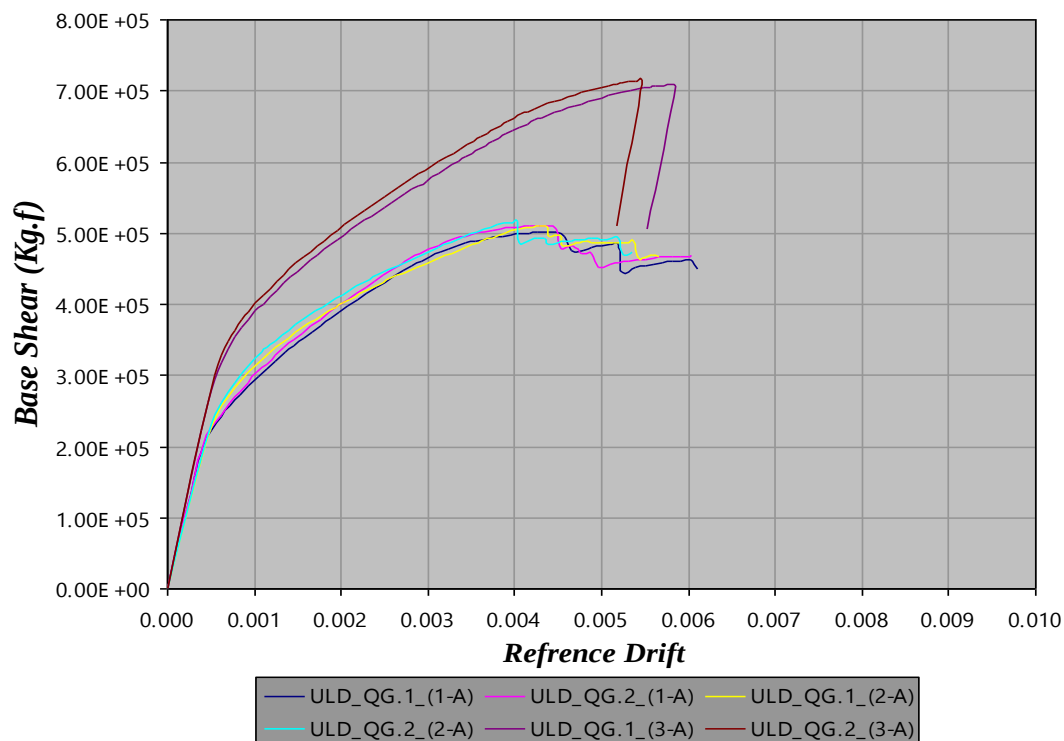
شکل (۷-۷) منحنی‌های پوشش‌آور مدل ۳-آ مربوط به الگوهای مختلف بارگذاری در هردو جهت



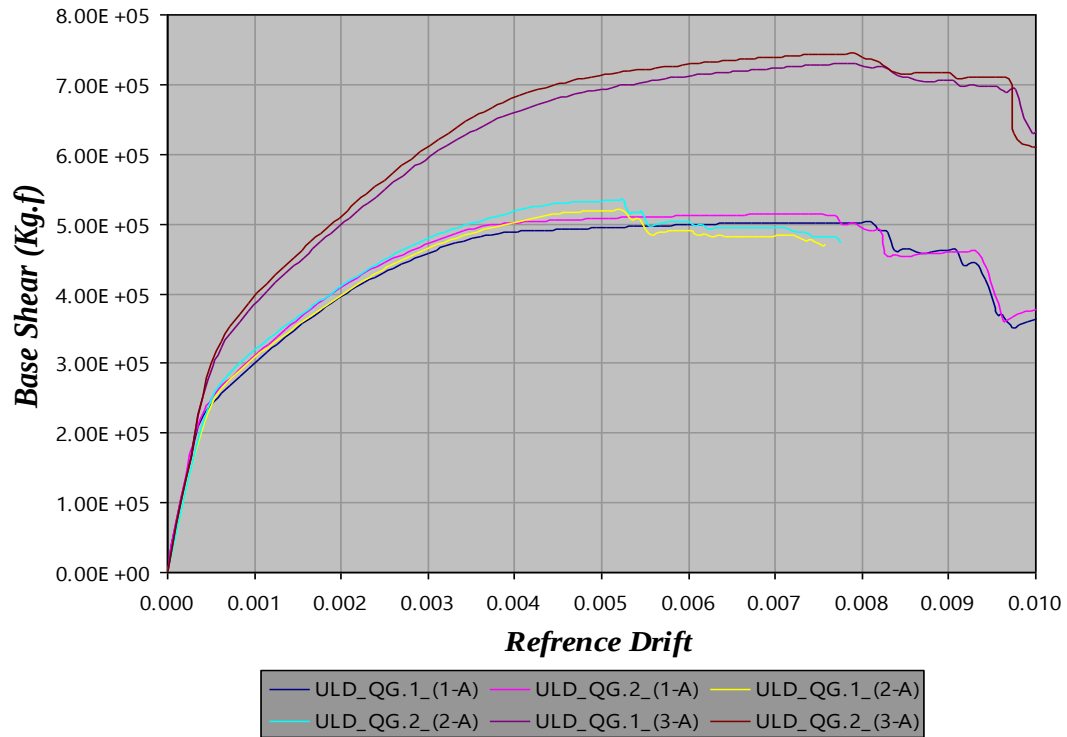
شکل (۷-۸) مقایسه منحنی‌های پوش‌آور جهت $H1$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ELF



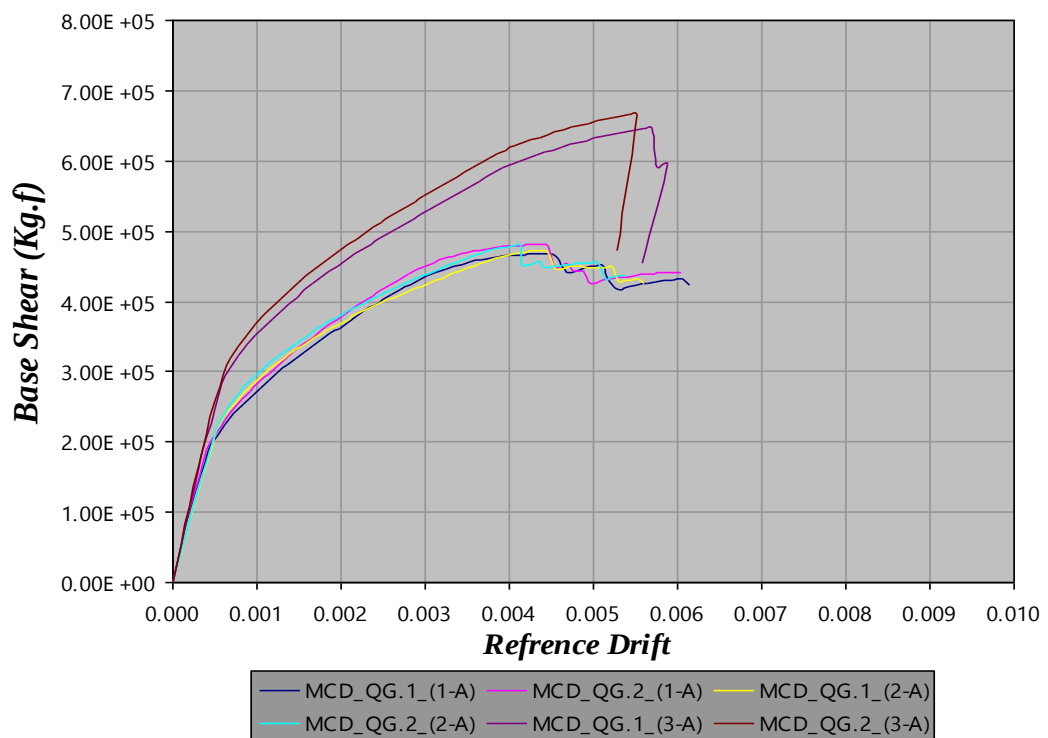
شکل (۷-۹) مقایسه منحنی‌های پوش‌آور جهت $H2$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ELF



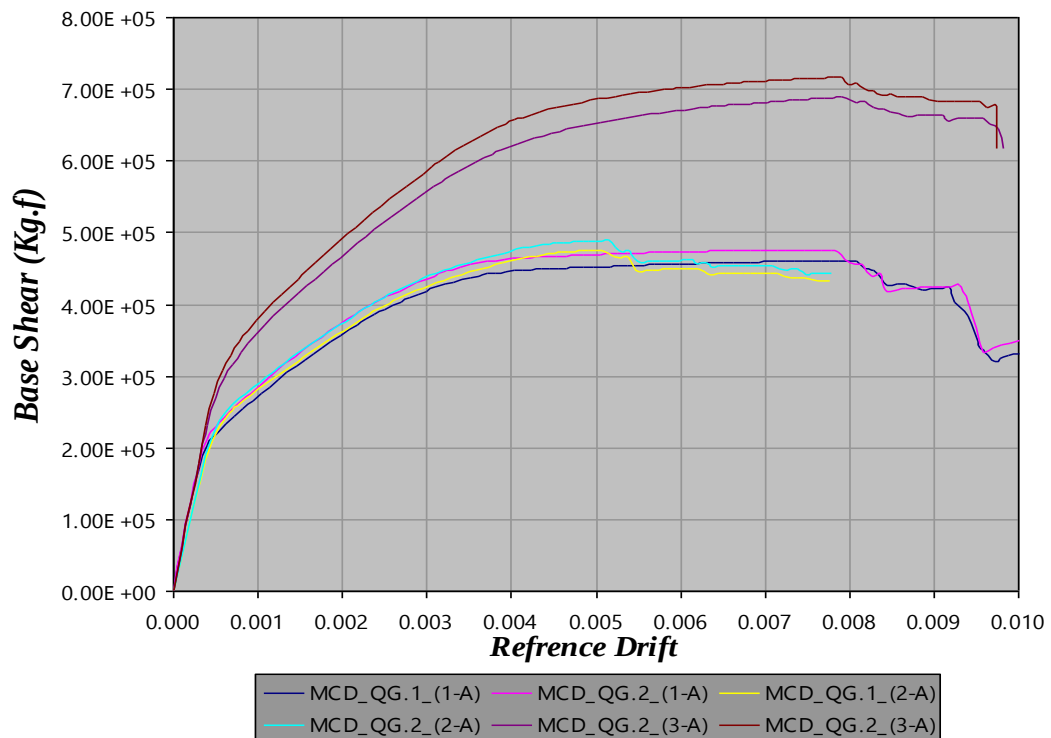
شکل (۷-۱۰) مقایسه منحنی‌های پوش‌آور جهت $H1$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ULD



شکل (۷-۱۱) مقایسه منحنی‌های پوش‌آور جهت $H2$ مدلها تحت الگوی بارگذاری ULD



شکل (۷-۱۲) مقایسه منحنی‌های پوش‌آور جهت $H1$ مدلها تحت الگوی بارگذاری MCD



شکل (۷-۱۳) مقایسه منحنی‌های پوش‌آور جهت H2 مدلها تحت الگوی بارگذاری MCD

۷-۲-۳- تعیین سطح عملکرد مدلها:

پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و رسم منحنی‌های پوش‌آور در این بخش به تعیین سطح عملکرد مدلها با استفاده از روشهای ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440 [۱۰] پرداخته شده‌است. در دستورالعمل FEMA 440 [۱۰] از دو روش ضرایب^{۴۶} و خطی‌سازی^{۴۷} برای تعیین سطح عملکرد سازه‌ها استفاده می‌شود.

روش ضرایب ارائه شده در این دستورالعمل در واقع اصولی کاملاً مشابه با روش ضرایب ارائه شده در دستورالعمل FEMA 273 [۹] که در بخش ۴-۹-۴ ارائه شد دارد با این تفاوت که در تعیین ضرایب C_1 ، C_2 و C_3 در این دستورالعمل تغییراتی اعمال شده که به اختصار می‌توان به نقش تعیین‌کننده نوع زمین محل ساخت سازه در محاسبه ضریب C_1 در این روش، یا استفاده از یک فرمول تجربی برای محاسبه ضریب C_2 و خنثی کردن اثر ضریب C_3 برای محاسبه تغییرمکان هدف اشاره کرد [۱۰].

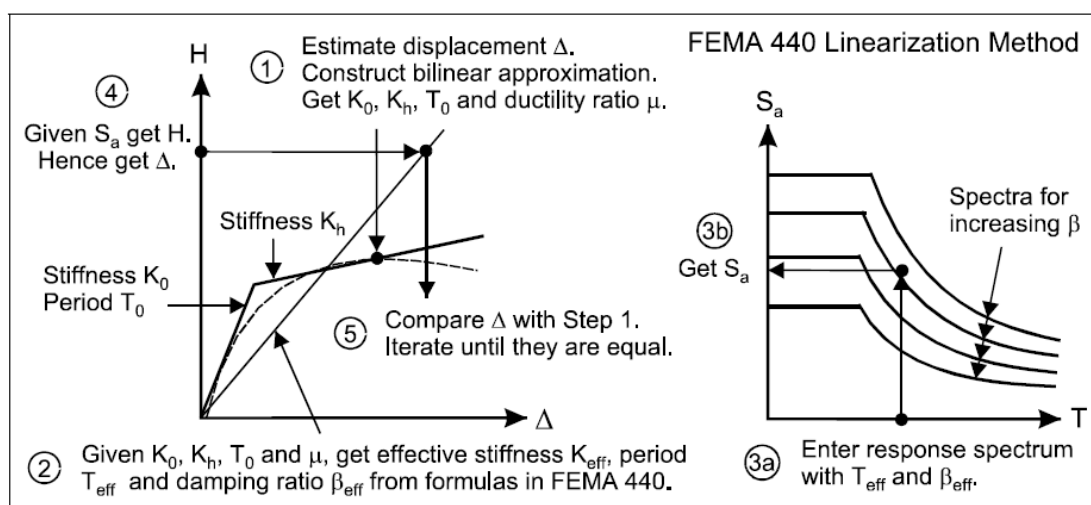
۱. Coefficient Method

۲. Linearization Method

در روش خطی سازی نیز مثل روش ضرایب برای محاسبه تغییرمکان هدف از یک سری فرمولهای تجربی که به وسیله آزمایشهای زیادی بدست آمده اند استفاده می شود. در این روش بر خلاف روش ضرایب که در تعیین تغییرمکان هدف از یک طیف پاسخ با میرایی ۵٪ استفاده می کند از یک سری طیف با میرایی های متفاوت استفاده شده است. فرآیندی که در روش خطی سازی استفاده می شود به صورت ساده شده در شکل (۷-۱۴) قابل مشاهده است.

با توجه به شکل (۷-۱۴) در این روش در گام اول ابتدا با یک حدس، تغییرمکانی را به عنوان تغییرمکان هدف فرض می کنند و با استفاده از این تغییرمکان هدف تقریبی دوطبقی از منحنی پوش آور بدست می آید که می توان با این تقریب پارامترهای سختی اولیه، سختی ناحیه تسلیم، شکل پذیری و پریود موثر را محاسبه کرد.

در گام دوم با استفاده از فرمولهای تجربی موجود سختی موثر، میرایی موثر و پریود موثر قابل محاسبه هستند. در گام سوم با استفاده از میرایی موثر و پریود موثر بدست آمده از گام قبل با استفاده از طیفهای پاسخ معرفی شده S_a محاسبه می شود. در گام چهارم با استفاده از S_a بدست آمده در مرحله قبل برش پایه متناظر با آن محاسبه شده و با خطی که شیب آن برابر با سختی موثر است قطع داده می شود. تغییرمکان متناظر با این برش پایه با تغییرمکان محاسبه شده در گام اول مقایسه می شود. در صورتی که بین مقدار بدست آمده در این گام و میزان حدس اولیه اختلافی بیش از حد مجاز وجود نداشته باشد می توان فرایند را متوقف نمود در غیر این صورت باید به گام اول رفت تا این فرآیند دوباره تکرار شود.



شکل (۷-۱۴) گامهای روش خطی سازی برای محاسبه تغییرمکان هدف [۲۰]

پس از معرفی روشهای استفاده شده در دستورالعمل FEMA 440 [۱۰] در ادامه به تعیین سطح عملکرد مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق می‌پردازیم. همانطور که در معرفی روشهای استفاده شده ذکر شد برای تعیین تغییرمکان هدف در هر دو روش از طیف پاسخ استفاده شده است. با توجه به اینکه هدف از این تحقیق تعیین سطح عملکرد مدل‌ها تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۴] است، طیف استفاده شده در تعیین سطح عملکرد مدل‌ها طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۴]

برای منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد ($EPA=0.35g$) و خاک نوع II ($T_s = 0.5S$) است.

پس از تعیین تغییرمکان نسبی هدف در هر یک از مدل‌ها تحت الگوهای مختلف بارگذاری با استفاده از این تغییرمکان‌های نسبی 4DCR مدل‌ها برای هریک از سطوح عملکرد کنترل می‌شود تا سطح عملکرد مدل تعیین شود.

جدول (۷-۴) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۱-A تحت الگوی بارگذاری ELF

مدل	۱-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0014	0.0012	0.0019	0.0017	0.0012	0.0010	0.0016	0.0013
D / C	0.607	0.604	0.907	0.803	0.415	0.346	0.545	0.445
Performance Level	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)

مدل	۱-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0011	0.0009	0.0015	0.0014	0.0009	0.0007	0.0011	0.0010
D / C	0.630	0.580	0.861	0.805	0.342	0.275	0.420	0.367
Performance Level	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)

جدول (۷-۵) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۱-A تحت الگوی بارگذاری MCD

جدول (۷-۶) تغییرمکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۱-A تحت الگوی بارگذاری ULD

مدل	۱-A			
راستا	H1		H2	
بارگذاری ثقلی	QG.1		QG.2	

Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0011	0.0009	0.0014	0.0011	0.0008	0.0007	0.0011	0.0009
D / C	0.646	0.551	0.828	0.704	0.354	0.279	0.442	0.342
Performance Level	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)

مقادیر محاسبه شده برای تغییر مکانهای نسبی هدف با دو روش ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440 [۱۰] و نسبتهای DCR متناظر با آنها در جداول (۴-۷)، (۵-۷) و (۶-۷) تفاوتی اندک و روندی یکسان را در تمام الگوهای بارگذاری نشان می‌دهد و آن وجود تغییر مکان نسبی بزرگتر با استفاده از روش ضرایب در تمام الگوهای بارگذاری است. نکته دیگری که در این جداول مشاهده می‌شود حاکم بودن الگوی کران بالای بارهای ثقلی است که معادل با رابطه (۱-۴) است. با توجه به شکل (۵-۷) می‌توان روندی مشابه را در منحنی‌های پوش‌آور مشاهده کرد. در این شکل تمامی منحنی‌های پوش‌آور مربوط به الگوی کران بالا از مقاومت بیشتری نسبت به الگوی کران پایین برخوردارند و بالاتر از منحنی مربوط به الگوی کران پایین قرار گرفته‌اند.

با توجه به مقادیر موجود در جداول (۴-۷)، (۵-۷) و (۶-۷) می‌توان مشاهده کرد که مدل A-۱ با ارتفاعی معادل ۲۰ متر در تمامی الگوهای بارگذاری و در هر دو جهت دارای سطح عملکرد (IO) تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۴] است. این مطلب در حالیکه نسبتهای DCR این مدل در جهت H1 تقریباً دو برابر نسبتهای DCR در جهت H2 است. در مدل A-۱ با توجه به شکل (۵-۷) در هر دو جهت بیشینه مقاومت در تمامی الگوهای بارگذاری تقریباً یکسان است، بنابراین تفاوت مقاومت در دو جهت سبب وجود این اختلاف نیست. با توجه به شکل (۴-۷) نیز می‌توان به وجود تفاوت بسیار اندک میان ضرایب مقاومت جهت‌های H1 و H2 در هر دو الگوی بارگذاری پی‌برد که همین مطلب را بازگو می‌کند.

مطلب دیگری که می‌توان در شکل (۵-۷) مشاهده کرد، وجود تفاوت محسوسی است که در تغییر مکانهای نسبی نقطه ناپایداری سازه در جهت‌های H1 و H2 وجود دارد و این اختلاف در الگوی بارگذاری مودال بیش از سایر الگوها خود را نشان می‌دهد. این مطلب در شکل (۳-۷) نیز قابل مشاهده است و تفاوت زیادی بین نسبت شکل‌پذیری جهت‌های H1 و H2 وجود دارد. با توجه به این مطالب وجود نسبتهای DCR کوچکتر در جهت H2 را می‌توان به دلیل وجود ظرفیت شکل‌پذیری بالاتری که در این جهت وجود دارد مربوط دانست.

جدول (۷-۷) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۲-A تحت الگوی بارگذاری ELF

مدل	۲-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقیلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0021	0.0019	0.0028	0.0025	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019
D / C	1.165	1.02	1.667	1.387	0.935	0.935	0.926	0.926
Performance Level	(LS)	(LS)	(LS)	(LS)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)

مدل	۲-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقیلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0018	0.0015	0.0022	0.0022	0.0015	0.0014	0.0019	0.0019
D / C	1.23	1.05	1.625	1.619	0.88	0.84	1.108	1.108
Performance Level	(LS)	(LS)	(LS)	(LS)	(IO)	(IO)	(LS)	(LS)

جدول (۷-۸) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۲-A تحت الگوی بارگذاری MCD

جدول (۷-۹) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۲-A تحت الگوی بارگذاری ULD

مدل	۲-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقیلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0016	0.0014	0.0020	0.0016	0.0013	0.0012	0.0017	0.0017
D / C	1.167	1.043	1.55	1.228	0.765	0.70	1.064	1.064
Performance Level	(LS)	(LS)	(LS)	(LS)	(IO)	(IO)	(LS)	(LS)

مقادیر محاسبه شده برای تغییر مکانهای نسبی هدف با دو روش ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440 [۱۰] و نسبتهای DCR متناظر با آنها در جداول (۷-۷)، (۷-۸) و (۷-۹) برای مدل ۲-A نیز همانند مدل ۱-A تفاوتی اندک و روندی یکسان را در تمام الگوهای بارگذاری نشان می‌دهد. در این مدل نیز حاکم بودن الگوی کران بالای بارهای ثقیلی مشاهده می‌شود و با توجه به شکل (۷-۶) می‌توان دید که منحنی‌های پوش‌آور مربوط به الگوی کران بالا از مقاومت بیشتری نسبت به الگوی کران پایین برخوردارند و بالاتر از منحنی مربوط به الگوی کران پایین قرار گرفته‌اند.

با توجه به مقادیر موجود در جداول (۷-۷)، (۷-۸) و (۷-۹) می‌توان به این نکته پی برد که مدل ۲-A با ارتفاعی معادل ۳۰ متر در اکثر الگوهای بارگذاری و در هر دو جهت نمی‌تواند حائز شرایط مربوط به سطح عملکرد (IO) باشد و سطح عملکردی ما بین سطوح (IO) و (LS) را دارا خواهد بود. با توجه به اینکه سطح عملکرد مورد نظر در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] تحت زلزله طرح این استاندارد سطح عملکرد (LS) است می‌توان از سطح عملکرد مطلوب این مدل نیز اطمینان حاصل کرد. این مطلب در حالیست که نسبت‌های DCR این مدل نیز در جهت H1 بیش از نسبت‌های DCR در جهت H2 است اما در این مدل اختلاف این نسبت کمتر از مدل ۱-A است. در مدل ۲-A با توجه به شکل (۷-۶) در هر دو جهت بیشینه مقاومت در تمامی الگوهای بارگذاری تقریباً یکسان است، بنابراین تفاوت مقاومت در دو جهت سبب وجود این اختلاف نیست. مطلب دیگری که می‌توان در شکل (۷-۶) مشاهده کرد، وجود تفاوتی اندکی است که در تغییر مکان‌های نسبی نقطه ناپایداری سازه در جهت‌های H1 و H2 است. آنچه در جداول مربوط به سطح عملکرد مدل ۲-A نیز آمده است بیان‌کننده همین مطلب است زیرا در این مدل در هر دو جهت کاهش سطح عملکرد وجود دارد و اغلب DCR های موجود بزرگتر از یک شده‌اند. در الگوی ELF نیز با آنکه DCR ها در جهت H2 از یک کوچکترند ولی همگی از ۰.۹ بالاتر هستند.

در این سازه با توجه به منحنی‌های پوش‌آور در هر دو جهت تقریباً می‌توان انتظار یک پاسخ تقریباً یکسان را داشت، البته با توجه به ظرفیت شکل‌پذیری بیشتر در جهت H2 باید اندکی سطح عملکرد در این جهت بالاتر باشد که در جداول (۷-۷)، تا (۷-۹) می‌توان آنرا مشاهده کرد. دلیل ضعیفتر شدن سطح عملکرد این مدل نسبت به مدل ۱-A را می‌توان در شکل‌های (۷-۹)، (۷-۱۱) و (۷-۱۳) مشاهده نمود. با توجه به منحنی‌های پوش‌آور جهت H2 در دو مدل ۱-A و ۲-A می‌توان تفاوت چشمگیری را در تغییر مکان نسبی نظیر نقطه ناپایداری مشاهده کرد. با توجه به اینکه در مدل‌های ۱-A و ۲-A همانطور که در فصل پنجم نیز گفته شد از یک سازه استفاده شده است، وجود مقاومتی یکسان در مدل ۲-A با توجه به افزایش نیاز لرزه‌ای این مدل باعث کاهش سطح عملکرد در آن خواهد شد که نتیجه‌ای منطقی است.

این مطلب در شکل (۳-۷) نیز قابل مشاهده است و اختلاف موجود بین نسبت شکل پذیری مدل‌های A-۳ و A-۲ در جهت‌های H1 و H2 بیانگر این مطلب است.

مدل	۳-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0018	0.0015	0.0021	0.0020	0.0016	0.0014	0.0018	0.0017
D / C	0.887	0.725	1.085	1.033	0.623	0.552	0.690	0.662
Performance Level	(IO)	(IO)	(LS)	(LS)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)

جدول (۷-۱۰) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۳-A تحت الگوی بارگذاری ELF

مدل	۳-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line

Target Drift	0.0023	0.0022	0.0027	0.0025	0.0022	0.002	0.0026	0.0022
D / C	0.803	0.74	0.962	0.866	0.715	0.648	0.88	0.685
Performance Level	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)

جدول (۷-۱۱) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۳-A تحت الگوی بارگذاری MCD

جدول (۷-۱۲) تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل ۳-A تحت الگوی بارگذاری ULD

مدل	۳-A							
راستا	H1				H2			
بارگذاری ثقلی	QG.1		QG.2		QG.1		QG.2	
Method	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line	Coeff	Line
Target Drift	0.0017	0.0013	0.0020	0.0017	0.0015	0.0012	0.0018	0.0016
D / C	0.864	0.646	1.045	0.868	0.625	0.472	0.696	0.612
Performance Level	(LS)	(LS)	(LS)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)	(IO)

مقادیر محاسبه شده برای تغییر مکانهای نسبی نقطه هدف با دو روش ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440

[۱۰] و نسبتهای DCR متناظر با آنها در جداول (۷-۱۰)، (۷-۱۱) و

(۷-۱۲) برای مدل ۳-A نیز همانند مدل‌های ۱-A و ۲-A تفاوتی اندک و روندی یکسان را در تمام الگوهای بارگذاری نشان می‌دهد. در این مدل نیز حاکم بودن الگوی کران بالای بارهای ثقلی مشاهده می‌شود و با توجه به شکل (۷-۷) می‌توان دید که منحنی‌های پوش‌آور مربوط به الگوی کران بالا از مقاومت بیشتری نسبت به الگوی کران پایین برخوردارند و بالاتر از منحنی مربوط به الگوی کران پایین قرار گرفته‌اند.

نسبت‌های DCR این مدل در جهت H1 بیش از نسبت‌های DCR در جهت H2 است البته این اختلاف برابر با اختلاف‌های موجود در مدل ۱-A نیست. در مدل ۳-A نیز مثل مدل ۱-A با توجه به شکل (۷-۷) در هر دو جهت بیشینه مقاومت در تمامی الگوهای بارگذاری تقریباً یکسان است، بنابراین تفاوت مقاومت در دو جهت سبب وجود این اختلاف نیست بلکه وجود تفاوت محسوسی که در تغییر مکانهای نسبی نقطه ناپایداری سازه در جهت‌های H1 و H2 وجود دارد باعث بروز چنین اختلافی می‌شود. با توجه به این مطالب وجود نسبت‌های DCR کوچکتر در جهت H2 را می‌توان به دلیل وجود ظرفیت شکل‌پذیری بالاتری که در این جهت وجود دارد مربوط دانست.

با توجه به مقادیر موجود در جداول (۷-۱۰)، (۷-۱۱) و (۷-۱۲) می‌توان مشاهده کرد که مدل ۳-A با ارتفاعی معادل ۴۰ متر که از نظر استاندارد ۲۸۰۰ [۴] ارتفاعی بیش از حد مجاز را داراست در اکثر الگوهای

بارگذاری و در هر دو جهت می‌تواند حائز شرایط مربوط به سطح عملکرد (IO) باشد و با اندکی چشم‌پوشی سطح عملکرد (IO) را دارا خواهد بود.

دلیل عملکرد خوب مدل ۳-A در مقابل مدل ۲-A با وجود افزایش ارتفاع را می‌توان با توجه به اشکال (۸-۷) تا (۱۳-۷) مشاهده نمود. در این مدل با توجه به اینکه ارتفاع افزایش یافته است نیاز مقاومت مدل نیز افزایش می‌یابد. در مدل ۳-A با افزایش ضخامت پانلها از ۱۵ cm به ۲۰ cm و تغییر قطر آرماتور در طبقه اول به ۱۲ mm و در طبقه دوم به ۱۰ mm ظرفیت مقاومت سازه را افزایش می‌دهیم این تغییر در تمام منحنی‌های پوش‌آور به وضوح قابل ملاحظه است.

در تمام اشکال مربوط به منحنی‌های پوش‌آور جهت $H1$ می‌توان به افزایش اندکی در تغییر مکانهای نسبی نقطه ناپایداری سازه پی برد. این موضوع باعث افزایش ظرفیت شکل‌پذیری در این جهت نسبت به سایر مدلها خواهد شد که در شکل (۳-۷) نیز می‌توان همین الگوی تغییرات در نسبت شکل‌پذیری را مشاهده کرد ولی این مطلب در جهت $H2$ نمود ضعیفتری دارد.

در این مدل با توجه به مطالبی که ذکر شد می‌توان گفت، افزایش ظرفیت شکل‌پذیری و ظرفیت مقاومت به صورت توأم باعث افزایش سطح عملکرد این مدل شده است که در این مدل می‌توان اثر افزایش مقاومت را در افزایش ظرفیت شکل‌پذیری دانست.

با توجه به مطالب گفته شده در مجموع می‌توان گفت که در سازه‌های سوپرپانل با افزایش ارتفاع سطح عملکرد سازه دچار افت خواهد شد. اما این نزول در سطح عملکرد تابع شکل‌پذیری و مقاومت سازه است. همانطور که مشاهده می‌شود نزول سطح عملکرد در مدل ۲-A نسبت به ۱-A به دلیل کاهش شکل‌پذیری در این مدل است. اما با افزایش ارتفاع از ۲-A به ۳-A به دلیل افزایش چشمگیر در مقاومت و افزایش نه چندان زیادی که در شکل‌پذیری ایجاد می‌شود بجای کاهش سطح عملکرد مدل، عملکرد مطلوبتری در آن به چشم می‌خورد.

۷-۲-۴- حد تغییرمکان نسبی در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و FEMA 273 [۹]:

با توجه به جدول (۳-۱) می‌توان حد تغییرمکان نسبی هر یک از سطوح عملکرد دستورالعمل FEMA 273 [۹] را برای دیوارهای بتنی مشاهده کرد. آنچه در این جدول مشاهده می‌شود حد تغییرمکان نسبی 0.005 برای سطح عملکرد (IO) و حد تغییرمکان نسبی 0.01 برای سطح عملکرد (LS) است. همچنین در بخش ۳-۸ نیز حد تغییرمکان نسبی مجاز از دیدگاه استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برای دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی محاسبه شده است که با توجه به این استاندارد حد تغییرمکان جانبی برای زلزله طرح در سازه‌های سوپرپانل برابر 0.0071 خواهد بود و این تغییرمکان نسبی با توجه به مطالب بخش ۳-۸ مربوط به سطح عملکردی ما بین (IO) و (LS) می‌باشد. با نگاهی به منحنی‌های پوش‌آور مدلهای می‌توان دید که اکثر مدلهای در تغییرمکان جانبی نسبی برابر با 0.007 دچار ناپایداری شده‌اند و تغییرمکان نسبی 0.005 نیز مربوط به قسمتهای انتهایی اکثر نمودارهاست.

با توجه به این مطلب هیچ یک از حدود ارائه شده در دستورالعمل FEMA 273 [۹] و استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برآورد دقیقی از حد تغییرمکان جانبی نسبی سازه‌های سوپرپانل ارائه نمی‌دهند و نمی‌توان از آنها در برآورد یا کنترل سطوح عملکرد این سازه‌ها استفاده کرد. با توجه به مقادیر بسیار اندک تغییرمکانهای نسبی هدف بدست آمده در جداول تعیین سطح عملکرد می‌توان به ترد بودن این سازه‌ها پی برد، بنابراین طراحی بر مبنای مقاومت می‌تواند به تنهایی کافی باشد. به بیان دیگر در صورتیکه این سازه‌ها بتوانند ضوابط

طراحی براساس مقاومت را ارضاء کنند می‌توان از عملکرد مطلوب این سازه‌ها اطمینان حاصل کرد و کنترل تغییرمکان آنها یا طراحی بر اساس تغییرشکل در این سازه‌ها در واقع کاری بی‌فایده خواهد بود.

۷-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی:

۷-۳-۱- مقدمه

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود.

آنچه در این قسمت ارائه شده است نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی است. هدف از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی در این تحقیق تعیین سطح عملکرد این مدلها نبوده بلکه به منظور بررسی رفتار سازه‌ها تحت زلزله‌ای با شتاب بیشینه $PA = 0.7g$ که شتاب بسیار بالایی است انجام شده است. به این منظور ۷ شتابنگاشت مختلف که به صورت تصادفی انتخاب شده را برای شتاب بیشینه $0.7g$ نرمال کرده و با استفاده از این شتابنگاشتها تحلیل دینامیکی غیرخطی در هر دو جهت و برای هر دو الگوی بارگذاری ثقلی انجام می‌شود..

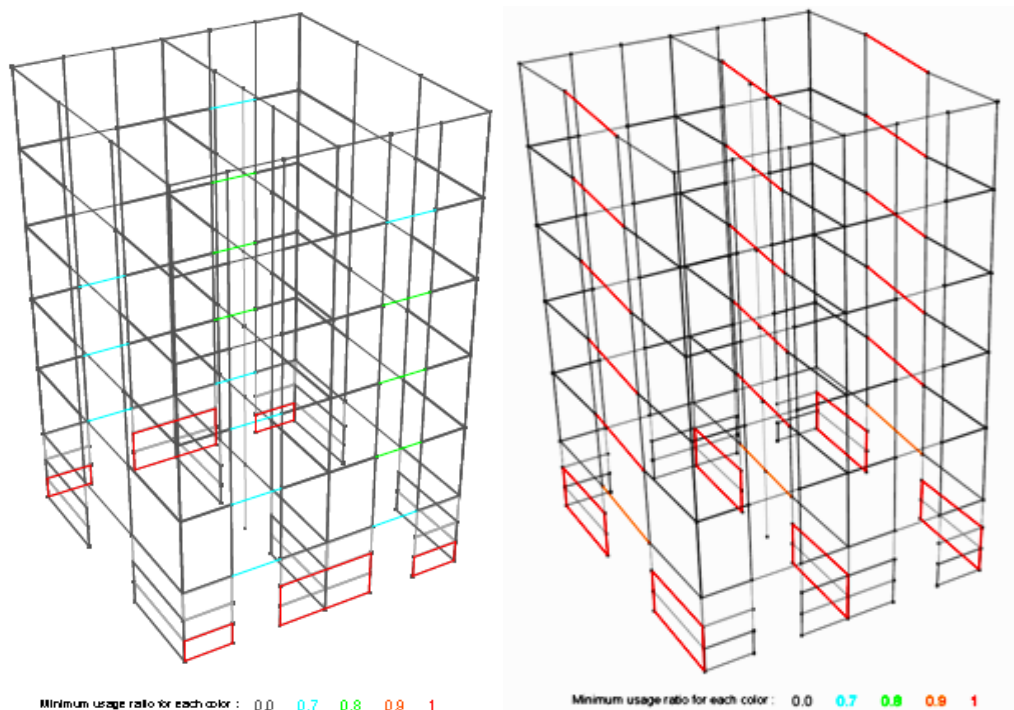
۷-۳-۲- شتابنگاشتهای استفاده شده:

۷ شتابنگاشت استفاده شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی به همراه شتاب بیشینه و مدت زمان آنها در جدول (۷-۱۳) ذکر شده‌اند.

جدول (۷-۱۳) شتابنگاشتها، شتاب بیشینه و مدت زمان استفاده شده برای تحلیل دینامیکی غیرخطی

ردیف	شتابنگاشت	Peak Acceln (g)	مدت زمان
۱	Santa Monica, City Hall, N-S	-0.8823	25 Sec
۲	Santa Monica, City Hall, E-W	-0.3695	25 Sec
۳	Yermo, Fire Station, N-S	-0.2446	25 Sec
۴	Yermo, Fire Station, E-W	-0.1514	25 Sec
۵	El Centro, Array 6, Huston RD, N-S	-0.3129	25 Sec
۶	El Centro, Array 6, Huston RD, E-W	-0.2148	25 Sec
۷	Northridge, 14145 Mulholland, N-S	0.4158	25 Sec

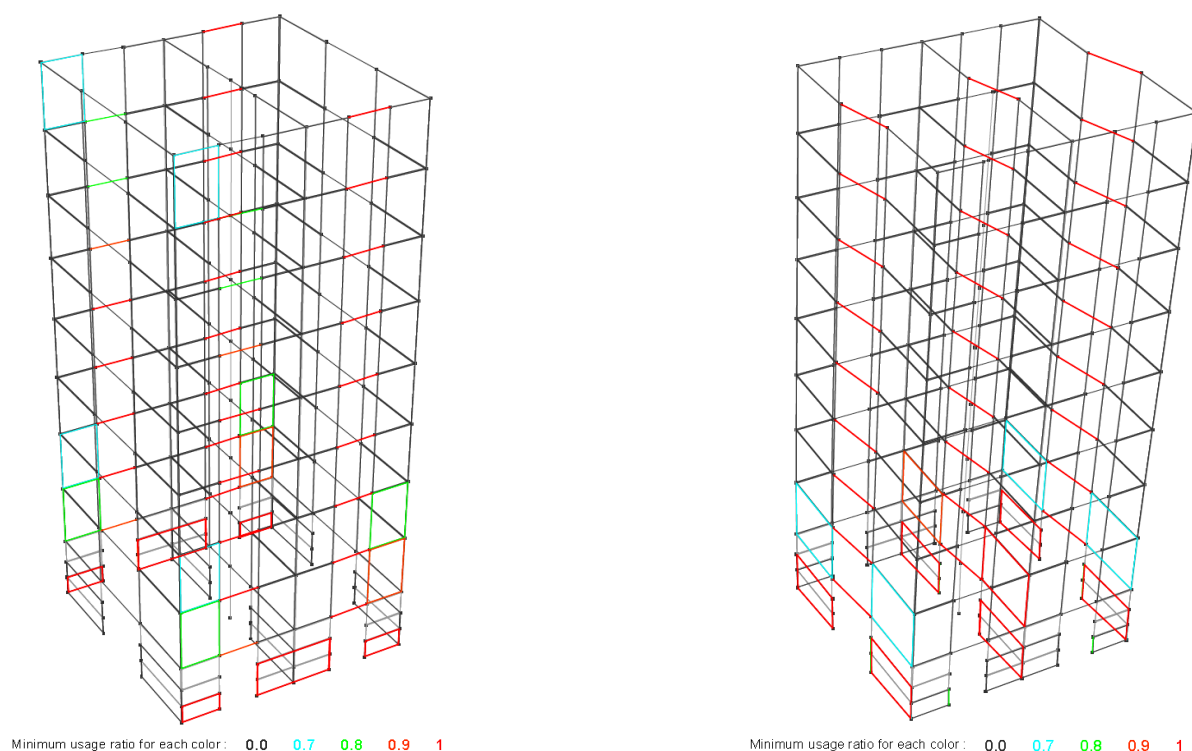
۷-۳-۳- نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی:



شکل (۷-۱۵) ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوارها در مدل ۱-A

پس از انجام تحلیل به ارزیابی رفتار مدل‌های مورد مطالعه پرداخته شده است. بررسی رفتار دینامیکی تحت الگوی بارگذاری ثقیلی کران بالا و در هر دو جهت صورت گرفته است. آنچه در بررسی نتایج به چشم می‌خورد حاکی از آن است که در مدل ۱-A و در هر دو جهت ناحیه خمیری فقط در پای دیوار رخ می‌دهد و این رفتار برای دیوارها که به عنوان اعضای اصلی در تحلیل‌ها مدل شده‌اند رفتاری مطلوب و مورد انتظار است زیرا در زمان طراحی یک دیوار هم بیشترین نیروی برشی و بیشترین لنگر خمشی در پای دیوار لحاظ شده و با این فرض به طراحی سازه دیوار اقدام می‌کنیم. هر چند در شکل (۷-۱۵) ایجاد مفصل خمیری در

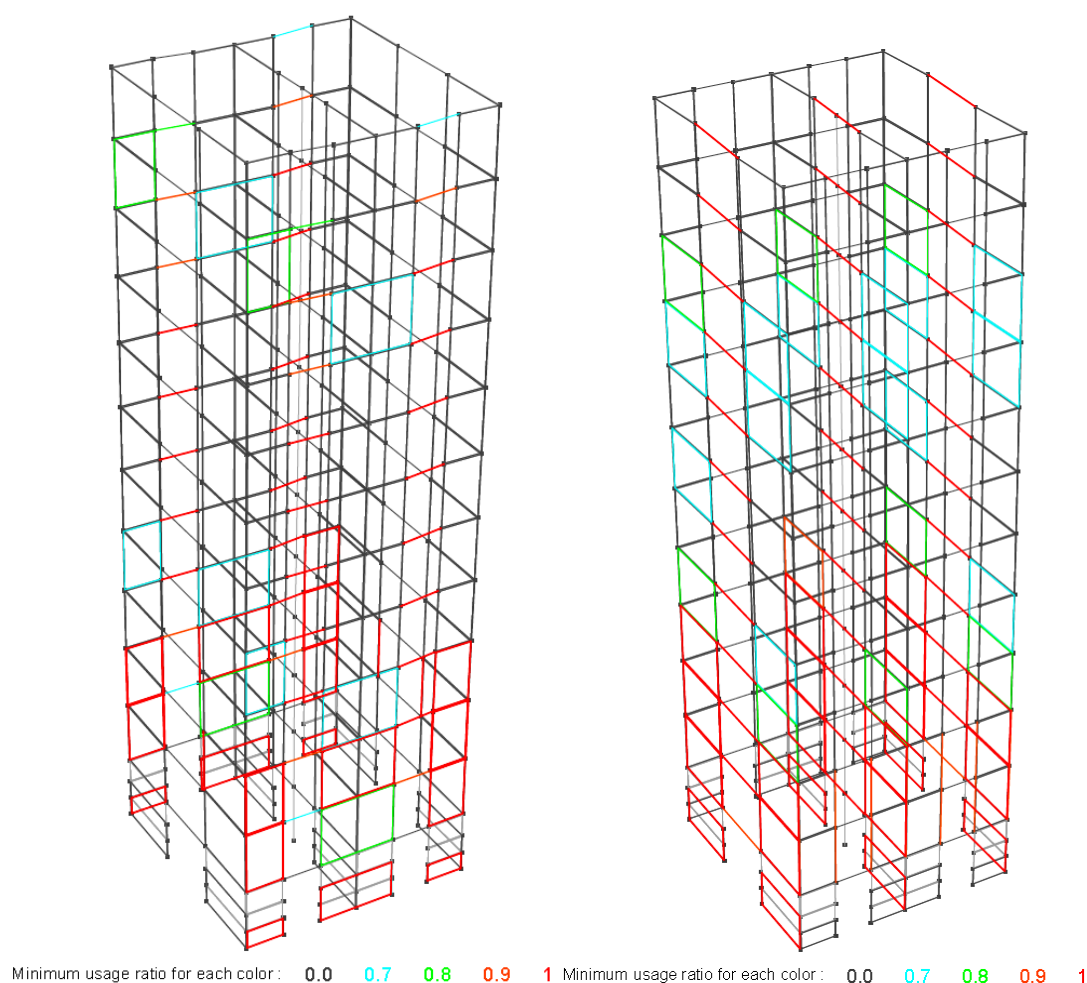
تیرهای کوپله نیز دیده می‌شود ولی این رفتار نیز رفتاری قابل پیش‌بینی بوده و با توجه به اینکه این اعضا اعضای غیراصلی هستند، رفتار سازه دچار مشکل نخواهد شد.



شکل (۷-۱۶) ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوار و طبقه اول در مدل ۲-A

بررسی رفتار دینامیکی در این مدل نیز تحت الگوی بارگذاری ثقلی کران بالا و در هر دو جهت صورت گرفته است. آنچه در بررسی نتایج به چشم می‌خورد حاکی از آن است که در مدل ۲-A و در جهت H1 ناحیه خمیری فقط در پای دیوار رخ می‌دهد و این رفتار برای دیوارها رفتاری مطلوب و مورد انتظار است، اما در جهت H2 آنچه اتفاق افتاده است امری خلاف انتظار است زیرا در این مدل با شکل‌گیری ناحیه خمیری در پای دیوار در طبقه اول نیز ناحیه خمیری تشکیل شده است که این امر رفتاری نامطلوب در دیوارها محسوب شده و در زمان طراحی دیوار چنین چیزی لحاظ نمی‌شود. چون بیشترین نیروی برشی و لنگر خمشی در پای دیوار لحاظ می‌شود. هر چند در شکل (۷-۱۶) ایجاد مفصل خمیری در تیرهای کوپله نیز دیده می‌شود

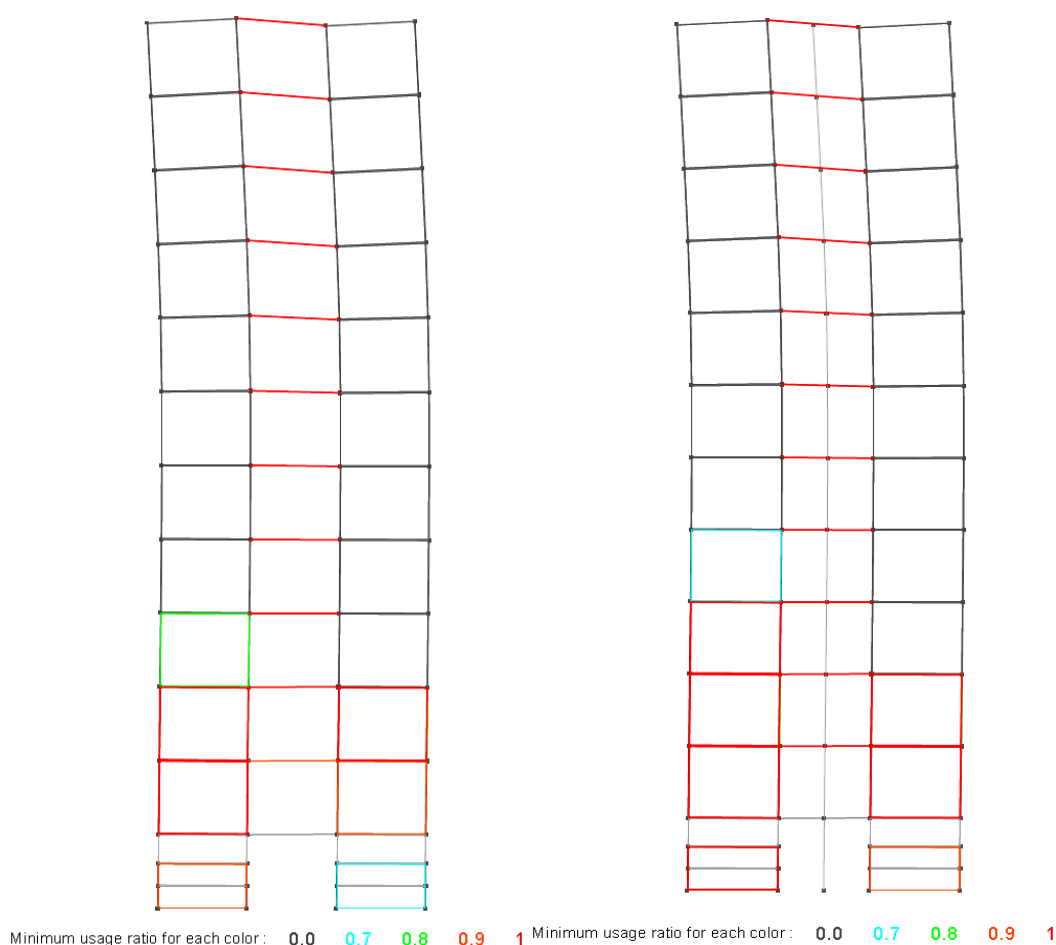
ولی مثل مدل ۱-۸ این رفتار نیز رفتاری قابل پیش‌بینی بوده و با توجه به اینکه این اعضا اعضای غیراصلی هستند، رفتار سازه دچار مشکل نخواهد شد.



شکل (۷-۱۷) ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوار و طبقات بالاتر در مدل ۳-۸

بررسی رفتار دینامیکی در این مدل نیز تحت الگوی بارگذاری ثقیلی کران بالا و در هر دو جهت صورت گرفته است. آنچه در بررسی نتایج به چشم می‌خورد با آنچه انتظار می‌رفت تفاوت داشته و نتایج با دو مدل ۲-۸ و ۱-۸ متفاوت است. آنچه در مدل ۳-۸ و در جهت $H1$ و $H2$ دیده می‌شود تشکیل ناحیه خمیری در پای دیوار و در طبقات بالاتر است که امری خلاف انتظار است زیرا در این مدل با شکل‌گیری ناحیه خمیری در پای دیوار در طبقات بالاتر نیز ناحیه خمیری تشکیل شده است که این امر رفتاری نامطلوب در دیوارها

محسوب شده و در زمان طراحی دیوار چنین چیزی لحاظ نمی‌شود. چون بیشترین نیروی برشی و لنگر خمشی در پای دیوار لحاظ می‌شود.

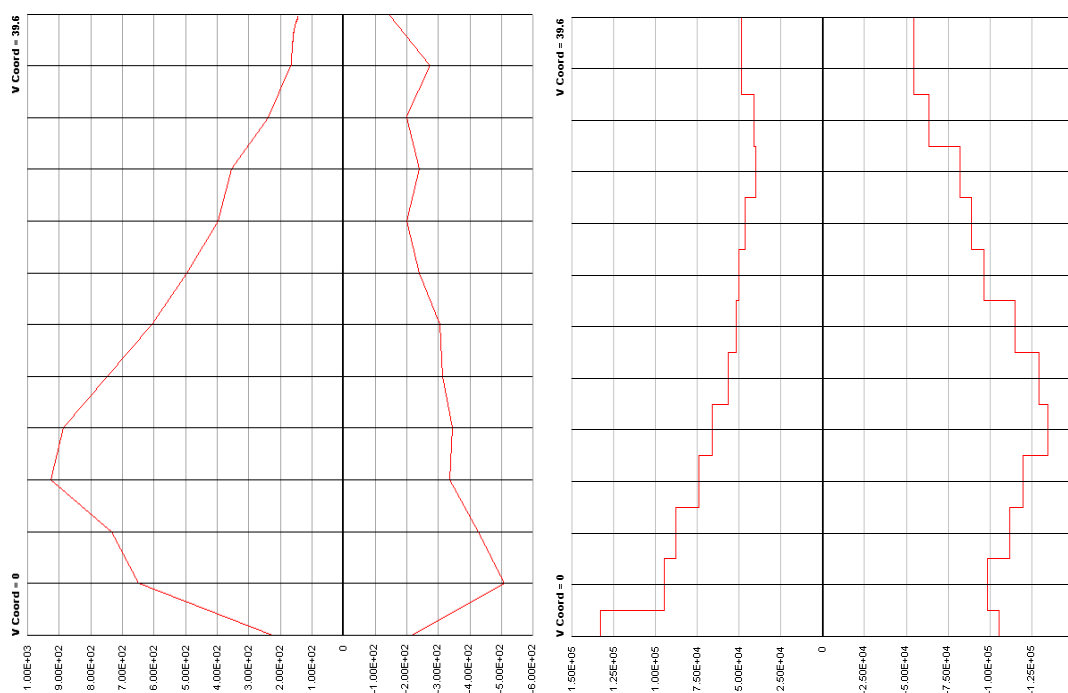


شکل (۷-۱۸) عدم ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوار برای مقاطع L و T شکل در جهت H2

اما نتیجه‌ای که بیش از سایر نتایج جلب توجه می‌کند عدم تشکیل ناحیه خمیری در پای دیوار در جهت H2 و تشکیل ناحیه خمیری در طبقات بالاتر است که امری دور از انتظار به نظر می‌رسد.

نتایج حاصل از تحلیل درهر دو شتابنگاشت *El Centro, Array 6, Huston RD* این نتیجه را نشان می‌دهد. آنچه در شکل (۷-۱۸) دیده می‌شود عدم ایجاد ناحیه خمیری در پای دیوار و ایجاد آن در طبقات بالاتر در جهت H2 است. برای بررسی دقیقتر این موضوع پوش لنگر خمشی و نیروی برشی دیوار L شکل در جهت H2 و

برای $El Centro, Array 6, Huston RD, E-W$ در صفحه بعدی بررسی شده‌اند. دلیل انتخاب مقطع L شکل بارزتر شدن این رفتار در این مقطع است.



شکل (۷-۱۹) پوش لنگر خمشی ($kgf.m$) و نیروی برشی (kgf) برای مقطع L شکل در جهت $H2$

با نگاه به شکل (۷-۱۹) می‌توان پوش لنگر خمشی و نیروی برشی مقطع L شکل محورهای ۱ و A در جهت $H2$ را مشاهده نمود. با توجه به این شکل می‌توان دلیل بروز چنین رفتاری را درک کرد. وجود بیشینه لنگر خمشی در طبقه سوم و وجود بیشینه نیروی برشی در طبقات سوم و چهارم که در این شکل مشاهده می‌شود بارزترین دلیل برای چنین اتفاقی است زیرا آنچه در فرآیند طراحی اتفاق می‌افتد کاملاً متفاوت است. در طراحی دیوارهای برشی فرض بر این است که بیشترین لنگر خمشی و نیروی برشی در پای دیوار اتفاق می‌افتد و با نگاه به شکل (۷-۱۹) می‌توان به عدم وجود چنین چیزی پی برد. بنابراین اگر سازه‌ای که سیستم باربر جانبی آن دیوارهای برشی بتن مسلح است با استفاده از روشهای متداول طراحی آیین‌نامه‌ای طراحی کنیم تحلیل دینامیکی غیرخطی بیان می‌کند که طراحی مناسبی نخواهد بود. هر چند در قسمت قبلی وجود سطح عملکرد مطلوب این مدل به اثبات رسید ولی روشهای متداول طراحی حتی در دیوارهای برشی ویژه نیز نمی‌تواند جوابگوی چنین مشکلی باشد چه رسد به سازه‌های سوپرپانل که از نوع دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی بوده و ضوابطی را برای طراحی لرزه‌ای ندارند.

۸-۱- مقدمه

در تحقیق حاضر سعی شده است با استفاده از اصول مهندسی زلزله و ضوابط موجود در دستورالعملهای FEMA 273 [۹]، FEMA 440 [۱۰] و ATC-19 [۱۱] رفتار لرزه‌ای ساختمانهای پانلی نوع دوم که در ایران با نام تجاری سوپرپانل تولید می‌شود، به صورت کلی مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور ۳ مدل سازه سوپرپانل ۶، ۹ و ۱۲ طبقه براساس استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و آئین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] تحلیل و طراحی می‌شوند. سپس، با استفاده از ضوابط دستورالعمل FEMA 273 [۹] به ساخت مدل غیرخطی آنها پرداخته و با استفاده از دستورالعمل ATC-19 [۱۱] ضریب رفتار مدلها محاسبه می‌شود. در ارزیابی عملکرد با استفاده از مدلهای مرحله قبل و استفاده از روشهای ارزیابی دستورالعمل FEMA 440 [۱۰] تحت زلزله طرح معرفی شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ [۴] با احتمال وقوع ۱۰٪ در مدت ۵۰ سال (سطح خطر یک) به ارزیابی عملکرد این مدلها پرداخته شده و در انتها نیز با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت ۷ شتابنگاشت مختلف که برای شتاب بیشینه 0.7g نرمال شده‌اند به بررسی رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها در ناحیه رفتار غیرخطی آنها می‌پردازیم.

۸-۲- نتیجه‌گیری

۱. محدودیت تغییر مکان نسبی در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۴] برای سیستم سازه‌ای سوپرپانل، سطح عملکرد این استاندارد را بین دو سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی ارائه شده در دستورالعمل FEMA 273 [۹] قرار می‌دهد.

۲. استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۴] سازه‌های سوپرپانل را از نوع سیستم دیوارهای باربر دانسته که سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی در آنها دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی می‌باشد.

۳. آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] سیستم سازه‌ای سوپرپانل را از نوع دیوارهای بتن مسلح معمولی می‌داند و ضوابط خاصی را برای شکل‌پذیری آنها ارائه نمی‌کند.

۴. آیین‌نامه بتن ایران (آبا) [۳] سیستم سازه‌ای سوپرپانل را از نوع دیوارهای بتنی با شکل‌پذیری کم دانسته و برای این سیستم سازه‌ای هیچ ضوابطی را در رابطه با شکل‌پذیری آن ارائه نمی‌کند.

۵. ضریب رفتارهای بدست آمده در این تحقیق برای سازه‌های سوپرپانل از انطباق نسبتاً خوبی با مقدار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۴] برخوردارند، و این مطلب خصوصاً در رابطه با مدل A-۲ و در جهت H1 بیش از سایر مدلها خود را نشان می‌دهد.

۶. در سازه‌های سوپرپانل با افزایش ارتفاع ضریب شکل‌پذیری نقش بیشتری در تغییرات ضریب رفتار داراست. در مدل A-۳ که از ارتفاعی بیش از حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ [۴] برخوردار است، نسبت شکل‌پذیری تقریباً برابری در مقایسه با مدل‌های A-۲ و A-۱ به چشم می‌خورد و این در حالیست که ضریب شکل‌پذیری در این مدل از هر دو مدل مذکور بالاتر است و می‌توان آنرا به بروز رفتار خمشی شکل‌پذیر در این مدل مربوط دانست. همچنین ضریب مقاومت این مدل کمتر از ضریب مقاومت مدل A-۱ و مقداری برابر با ضریب مقاومت مدل A-۲ است. آنچه در نهایت می‌توان نتیجه‌گیری کرد، رفتار مطلوب این مدل در مقابل مدل‌های A-۱ و A-۲ است که با توجه به محدودیت ارتفاعی موجود در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۴] در ابتدا قابل تصور نبود.

۷. با توجه به نتایج ارزیابی لرزه‌ای، سازه‌های سوپرپانل طراحی شده برای زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم [۴] دارای عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر یک هستند.

۸. مدل‌های A-۱ و A-۳ در سطح خطر یک استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم [۴] دارای عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه بوده و مدل A-۲ در این سطح خطر دارای سطح عملکرد ایمنی جانی می‌باشد، که کاهش

سطح عملکرد در این مدل را می‌توان به کمتر بودن ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت آن نسبت به دو مدل دیگر مربوط دانست. در مجموع می‌توان گفت در سازه‌های سوپرپانل با افزایش ارتفاع، سطح عملکرد سازه دچار افت می‌شود ولی مقدار این کاهش در سطح عملکرد تابع شکل‌پذیری و مقاومت سازه است.

۹. هر چند که ارتفاع‌ها و محدودیت‌های ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم [۴] مبتنی بر مطالعات آماری بسیاری است اما در مدل A-۳ با ارتفاعی معادل ۴۰ متر، که ۱۰ متر بیش از محدودیت استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم [۴] ارتفاع دارد، نه تنها کاهش در سطح عملکرد این مدل نسبت به مدل A-۲ دیده نمی‌شود بلکه سطح عملکرد آن بالاتر از مدل A-۲ یعنی سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه می‌باشد.

۱۰. نسبت‌های DCR بدست آمده در تمام الگوهای بارگذاری و در تمام روش‌های استفاده شده برای ارزیابی سازه‌ها در الگوی بارگذاری کران بالا بحرانی‌تراند. به عبارت دیگر می‌توان گفت الگوی بارگذاری ثقلی کران بالا در تمام مدل‌ها برای ارزیابی عملکرد آنها حاکم است.

۱۱. با افزایش ارتفاع DCR های بدست آمده برای تغییر مکان هدف در دو جهت به یکدیگر نزدیکتر شده و باعث یکسان شدن سطح عملکرد مدل‌ها در هر دو جهت می‌شود.

۱۲. محدودیت تغییر مکان جانبی استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم [۴] و تغییر مکان‌های جانبی نسبی نظیر سطوح عملکرد ارائه شده در دستورالعمل FEMA 273 [۹] برآورد دقیقی از حد تغییر مکان جانبی نسبی سازه‌های سوپرپانل ارائه نمی‌دهند. با توجه به مقادیر اندک تغییر مکان‌های نسبی هدف و مقادیر بدست آمده در آنالیز استاتیکی سازه می‌توان به الاستیک ماندن این سازه‌ها پی برد. بنابراین طراحی بر مبنای مقاومت در این سازه‌ها به تنهایی کافی بوده و کنترل تغییر مکان‌ها یا طراحی براساس تغییر شکل در این سازه‌ها کاری غیر ضروری است.

۱۳. با بررسی نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی تحت شتابنگاشت‌های نرمال شده به شتاب بیشینه $0.7g$ می‌توان دید ناحیه خمیری در مدل A-۱ تنها در پای دیوار شکل گرفته ولی در مدل‌های A-۲ و A-۳ این ناحیه خمیری در طبقات بالاتر نیز شکل می‌گیرد که این موضوع رفتاری نامطلوب در دیوارها محسوب می‌شود.

۱۴. با توجه به نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی در دیوارهای با مقطع L شکل در مدل A-۳ تحت شتابنگاشت‌های El Centro در جهت H2 ناحیه خمیری در پای دیوار تشکیل نشده و این ناحیه در طبقات دوم

و سوم شکل می‌گیرد که با بررسی پوش لنگر خمشی و نیروی برشی این دیوارها می‌توان مقادیر بیشینه این دو پارامتر را در طبقات ۳ و ۴ مشاهده کرد. با استناد به این مطلب می‌توان گفت اگر این دیوارها را با روشهای متداول آیین‌نامه‌ای طراحی کنیم تحلیل دینامیکی غیرخطی عدم کفایت آنها را در زلزله‌های شدید بیان می‌کند.

۸-۳- پیشنهادات

۱. در این تحقیق به بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های پانلی متقارن توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخته شده است، لذا پیشنهاد می‌شود در ادامه این تحقیق مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی با تحلیل استاتیکی غیرخطی در تعیین سطوح عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها صورت گیرد.
۲. بررسی اندرکنش سازه‌ها با پی و تاثیر در سطح عملکرد سازه‌ها در حالات متقارن و نامتقارن مفید به نظر می‌رسد.

۳. تمامی مدل‌هایی که در این تحقیق بررسی شده متقارن انتخاب شده‌اند، پیشنهاد می‌شود مدل‌های نامنظم در پلان نیز مورد بررسی قرار گیرد.
۴. با توجه به مدلسازی غیرخطی دیوارها که با استفاده از المانهای دیوار برشی و لایه برشی بتن به صورت خطی انجام شده است پیشنهاد می‌شود برای مدلسازی دیوارها از المانهای چندمنظوره دیوار و لایه برشی بتن به صورت غیرخطی نیز استفاده شود.
۵. با توجه به بررسی عامل ارتفاع در این تحقیق پیشنهاد می‌شود اثر کاهش سطح مقطع دیوارها نیز به تنهایی مورد بررسی قرار گیرد.

۱. تسنیمی، عباسعلی، "رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ک-۳۴۴، ۱۳۸۴.
۲. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، "تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، مهرماه ۱۳۸۱.
۳. دفتر امور فنی و تدوین معیارها، "آیین‌نامه بتن ایران (آبا)"، تهران، سازمان برنامه و بودجه، ۱۳۷۸.
۴. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰"، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
۵. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مبحث ۶ - بارهای وارد بر ساختمان"، ۱۳۸۰.
۶. مستوفی‌نژاد، داود، "سازه‌های بتن آرمه (جلد اول)"، انتشارات ارکان دانش، ۱۳۸۶.
۷. نماینده، نیاسر، "روش طراحی بر اساس عملکرد برای طرح لرزه‌ای سازه‌ها"، سمینار کارشناسی ارشد، تهران، دانشگاه تربیت مدرس ۱۳۸۱.

8. *Paulay, T, and Priestley, M.I.N "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", J.Wiley & Sons, New York, 1992.*
9. *FEMA 273,(1996), "NEHRP Guideline for the Seismic Rehabilitation of Building", Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C, USA.*

10. FEMA 440, (2005), *"Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures"* Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C, USA.
11. ATC-19, (1995), *"Structural Response Modification Factors"*, Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California 94065
12. ACI 318-05, *"Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary"* - ACI 318R-05, American Concrete Institute, Farming Hills, MI, USA, 2005
13. ACI 318-99, *"Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary"* - ACI 318RM-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 1999
14. Ghobarah, Ahmed, *"Performance-based design in earthquake engineering ,state of Development"*, Engineering Structure ,Vol ,pp878-884, 2001.
15. Clough, R, and Penzien, *"Dynamics of Structures"* Computers & Structures, Inc.
1995 University Ave.Berkeley, CA 94704, USA, 2003
16. User's Interface Reference Manual, *"Etabs (version 9) Integrated Building Design Software"*, Computers & Structures, Inc, 1995 University Ave.Berkeley, USA, 2007.
17. User Guide, *"PERFORM-3D (version 4) Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures"*, Computers & Structures, Inc, 1995 University Ave.Berkeley, USA, 2007
18. *"PERFORM Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE"*, Computers & Structures, Inc, 1995 University Ave.Berkeley, USA, 2006
19. User's Manual And Technical Reference, *"CSICOL (version 8) for Analysis and Design of Reinforced and Composite Columns"*, Computers & Structures, Inc.,1995 University Ave.Berkeley, USA, 2003
20. Powell, Graham H, *"Static Pushover Methods-Explanation, Comparison and Implementation"*, 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Paper No.133, 2006
21. www.material.itan.ir
22. www.plastbau.com