

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

گروه عمران

بررسی صلبیت سقف‌های تیرچه بلوک و نحوه انتقال نیروهای زلزله بین عناصر باربر جانبی در محدوده رفتار ارتجاعی

دانشجو: راستین رحیمیان

استاد راهنما:

دکتر وحیدرضا کلاتجاری

استاد مشاور:

مهندس عباس محمدی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۰

تقدیم به مادرم

که چون صنوبری صبور در تمام مراحل زندگی یارم بود . او هم مادر و هم معلم من بود و

با رفتار خستگی ناپذیرش عشق به تحصیل را در من پرورش داد . امیدوارم سایه اش

همواره بر سر خانواده ام باشد.

تقدیر و تشکر

اینک که به لطف پرودگار، توفیقی دست داد تا موفق به برداشتن گام مهمی در زندگی بشوم، وظیفه خود می‌بینم که از اساتید و سرورانی که مرا در این راه یاری نموده‌اند، قدردانی کنم به ویژه از استاد بزرگوارم جناب آقای دکتر وحیدرضا کلاتجاری که همواره از مساعدت‌های پدرانه ایشان برخوردار بوده‌ام و البته بدون کمک‌های ایشان، قطعاً قادر به طی این مسیر نبودم. همچنین از رهنمودهای ارزشمند ایشان که همواره برایم مفید و راهگشا بوده است، سپاسگزاری می‌نمایم.

چکیده:

یکی از مهمترین فرضیاتی که در تحلیل و طراحی ساختمان ها در برابر نیروهای جانبی در نظر گرفته می‌شود، فرض دیافراگم صلب است. اهمیت صلبیت سقف ها، در توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اعضاء باربر جانبی و همچنین کاهش قابل ملاحظه درجات آزادی سازه در محاسبات تحلیلی می باشد. صلبیت جانبی دیافراگم به عوامل زیادی از جمله: نوع سیستم سازه، ابعاد سازه، صلبیت و محل قرارگیری عناصر باربر جانبی، سختی قاب ها، نوع و ضخامت سقف، تعداد طبقات و وابسته است، لذا باید به این فرض مهم توجه بیشتری مبذول داشت.

در این پایان نامه جهت بررسی چگونگی رفتار سقف های تیرچه بلوک، مدل های زیادی در دو حالت دیافراگم صلب (روش گره مرجع) و دیافراگم واقعی (روش اجزای محدود) در محدوده خطی آنالیز و مقایسه شده اند. در محدوده خطی، فرض صلبیت در سازه های کم ارتفاع و ساختمان های متعارف با سیستم های مختلف مقاوم جانبی بررسی شد. همچنین تأثیر نسبت ابعاد پلان مستطیلی، تأثیر تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله X و تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم در ساختمان های متعارف تحقیق شد. علاوه بر این، ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در تعیین صلبیت و انعطاف پذیری دیافراگم، که با نسبت حداکثر تغییر شکل دیافراگم به تغییر مکان نسبی طبقه معرفی شده، مورد بررسی قرار گرفت. نتایج مطالعات نشان می دهد که مقدار این نسبت (عدد ۰.۵) بزرگ بوده و نمی تواند برای سازه های بتنی و فولادی با سیستم های مختلف مقاوم جانبی، شکل پلان، تعداد طبقات و یکسان باشد، بلکه این حد برای حالات مختلف و در سازه های متفاوت باید به چند حالت تفکیک شود.

کلمات کلیدی: دیافراگم ، صلبیت ، سقف تیرچه بلوک ، محدوده خطی .

فهرست مطالب

فصل اول: مقدمه و تاریخچه	۱
(۱-۱) مقدمه	۲
(۲-۱) تاریخچه	۴
فصل دوم: شناخت دیافراگم ها	۲۲
(۱-۲) مقدمه	۲۳
(۲-۲) طبقه بندی رفتار دیافراگم ها	۲۵
(۳-۲) تعیین صلبیت دیافراگم ها	۳۱
(۴-۲) اهم عوامل موثر بر رفتار دیافراگم ها	۳۲
فصل سوم: ضوابط آیین نامه های مختلف در مورد دیافراگم ها	۴۱
(۱-۳) مقدمه	۴۲
(۲-۳) آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) [9]	۴۲
(۱-۲-۳) دیافراگم ها و نیروهای وارد بر آنها (بند ۷-۲)	۴۲
(۲-۲-۳) مقاومت دیافراگم ها (بند ۱-۷-۲)	۴۳
(۳-۲-۳) نیروی افقی وارد به دیافراگم ها (بند ۲-۷-۲)	۴۳
(۴-۲-۳) تعریف و عملکرد	۴۴
(۵-۲-۳) انواع دیافراگم ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی	۴۵
(۶-۲-۳) انواع دیافراگم از نظر صلبیت و انعطاف پذیری	۴۶
(۷-۲-۳) تغییر شکل دیافراگم	۴۹
(۸-۲-۳) نکاتی درباره تحلیل دیافراگم ها	۵۱
(۹-۲-۳) نکاتی درباره طراحی دیافراگم ها	۵۲

۵۳ ضوابط UBC-97 (۳-۳)
۵۳ دیافراگم ها (۱-۳-۳)
۵۵ فصل چهارم: بررسی سیستم های مختلف کف و نحوه مدل کردن آن ها
۵۶ ۱-۴ - سیستم های مختلف کف
۵۶ (۱-۱-۴) دال های یکطرفه
۵۷ (۲-۱-۴) دال های دو طرفه
۵۷ (۳-۱-۴) دال های تخت
۵۷ (۴-۱-۴) دال تخت قارچی
۵۷ (۵-۱-۴) دال تخت مجوف
۵۹ (۶-۱-۴) سقف تیرچه بلوک
۶۰ (۷-۱-۴) سقف مرکب (مختلط) (Composite floor)
۶۱ (۸-۱-۴) سقف طاق ضربی
۶۲ (۲-۴) رفتار سقف های شامل تیرچه در برابر بارهای جانبی
۶۳ (۳-۴) رفتار سقف های پوسته ای در برابر بارهای جانبی
۶۴ (۴-۴) چگونگی مدل کردن سقف های پوسته ای و شامل تیرچه
۶۶ (۱-۴-۴) المان های FRAME
۶۷ (۲-۴-۴) المان های SHELL
۶۸ (۵-۴) نحوه مدل سازی تیرچه در نرم افزار SAP2000
۶۹ (۶-۴) نحوه تحلیل و طراحی دیافراگم ها
۷۲ فصل پنجم : مقایسه آنالیز خطی ساختمان با فرض سقف صلب و انعطاف پذیر
۷۳ (۱-۵) مقدمه
۷۴ (۲-۵) بررسی دیافراگم های سازه های کم ارتفاع با سیستم های مختلف مقاوم جانبی

- ۷۴..... مدل معرفی مدل (۱-۲-۵)
- ۷۷..... مدل سازه بتنی با دیوار برشی (قاب + دیوار) (۱-۱-۲-۵)
- ۷۸..... مدل سازه بتنی با قاب خمشی (۲-۱-۲-۵)
- ۷۹..... مدل سازه فولادی با مهاربندی (قاب + مهاربند) (۳-۱-۲-۵)
- ۸۱..... مدل سازه فولادی با قاب خمشی (۴-۱-۲-۵)
- ۸۲..... جداول نتایج آنالیز (۲-۲-۵)
- ۸۸..... نمودارها (۳-۲-۵)
- ۹۶..... بحث و بررسی (۴-۲-۵)
- ۱۰۰..... مقایسه سیستم های سازه ای (۵-۲-۵)
- ۱۰۱..... بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران (۶-۲-۵)
- ۱۰۲..... بررسی دیافراگم های ساختمان های متعارف (۳-۵)
- ۱۰۳..... مدل معرفی مدل (۱-۳-۵)
- ۱۰۳..... مقایسه سیستم های سازه ای (۲-۳-۵)
- ۱۰۷..... جداول نتایج آنالیز (۱-۲-۳-۵)
- ۱۰۹..... نمودارها (۲-۲-۳-۵)
- ۱۱۱..... بحث و بررسی (۳-۲-۳-۵)
- ۱۱۱..... بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران (۴-۲-۳-۵)
- ۱۱۲..... تأثیر تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله x بر صلبیت جانبی دیافراگم (۳-۳-۵)
- ۱۱۵..... جداول نتایج آنالیز (۱-۳-۳-۵)
- ۱۲۰..... نمودارها (۲-۳-۳-۵)
- ۱۲۲..... بحث و بررسی (۳-۳-۳-۵)
- ۱۲۴..... بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران (۴-۳-۳-۵)

- ۱۲۵.....(۴-۳-۵) تأثیر نسبت ابعاد پلان مستطیلی بر صلبیت جانبی دیافراگم
- ۱۲۶.....(۱-۴-۳-۵) جدول نتایج آنالیز
- ۱۳۰.....(۲-۴-۳-۵) نمودارها
- ۱۳۱.....(۳-۴-۳-۵) بحث و بررسی
- ۱۳۲.....(۴-۴-۳-۵) بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران
- ۱۳۲.....(۵-۳-۵) بررسی تأثیر نزدیک شدن اعضای باربرجانبی بر صلبیت جانبی دیافراگم
- ۱۳۳.....(۱-۵-۳-۵) جداول نتایج آنالیز
- ۱۳۶.....(۲-۵-۳-۵) نمودارها
- ۱۳۸.....(۳-۵-۳-۵) بحث و بررسی
- ۱۳۸.....(۴-۵-۳-۵) بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران
- ۱۳۹.....(۶-۳-۵) تأثیرافزودن اعضای باربرجانبی بر صلبیت جانبی دیافراگم
- ۱۴۰.....(۱-۶-۳-۵) جداول نتایج آنالیز
- ۱۴۴.....(۲-۶-۳-۵) نمودارها
- ۱۴۵.....(۳-۶-۳-۵) بحث و بررسی
- ۱۴۶.....(۴-۶-۳-۵) بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران
- ۱۴۶.....(۷-۳-۵) تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم
- ۱۵۰.....(۱-۷-۳-۵) جداول نتایج آنالیز
- ۱۵۲.....(۲-۷-۳-۵) نمودارها
- ۱۵۴.....(۳-۷-۳-۵) بحث و بررسی
- ۱۵۵.....(۴-۷-۳-۵) بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران
- ۱۵۶.....(۴-۵) بررسی دیافراگم های سازه های کم ارتفاع بتنی با دیوار برشی با مدل سازی در ۲ حالت مختلف
- ۱۵۶.....(۱-۴-۵) معرفی مدل

- ۱۵۷-۴-۱-۱) مدل بتنی با دیوار برشی در حالتی که تیرچه ها موازی دیوار برشی مدل شده اند.....
- ۱۶۰-۴-۱-۲) مدل بتنی با دیوار برشی در حالتی که تیرچه ها عمود بر راستای دیوار برشی مدل شده اند.....
- ۱۶۶-۴-۲) کنترل ضخامت دال بتنی روی بلوک ها.....
- ۱۶۸-۴-۳) کنترل تنش برشی در جان تیرچه.....
- ۱۷۰-۵-۵) بررسی دیافراگم های سازه های ۴ طبقه بتنی با دیوار برشی با مدل سازی در ۲ حالت مختلف.....
- ۱۷۰-۵-۱) معرفی مدل.....
- ۱۷۱-۵-۱-۱) مدل بتنی با دیوار برشی در حالتی که تیرچه ها موازی دیوار برشی مدل شده اند.....
- ۱۷۳-۵-۱-۲) مدل بتنی با دیوار برشی در حالتی که تیرچه ها عمود بر راستای دیوار برشی مدل شده اند.....
- ۱۷۷- فصل ششم: جمع بندی و نتیجه گیری.....
- ۱۷۸-۶-۱) جمع بندی و نتایج.....
- ۱۸۲-۶-۲) پیشنهادات.....
- ۱۸۳- فهرست مراجع فارسی.....
- ۱۸۴- فهرست مراجع لاتین.....

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱: تیپ سازه های یک طبقه فلزی با دیافراگم ۸
- شکل ۱-۲: نحوه رفتار تیرورق برای مدل یک طبقه فلزی ۸
- شکل ۱-۳: ساختار مش نرمال و مش فاین در آنالیز ۱۳
- شکل ۱-۴: پلان ساختمان های U شکل ۱۵
- شکل ۱-۵: ساختمان های مستطیلی با نسبت طول به عرض مختلف ۱۶
- شکل ۱-۶: نمای سه بعدی ساختمان ها ۱۹
- شکل ۱-۷: مدل و ابعاد سقف و دیوار برشی ۲۰
- شکل ۱-۲: نیروهای طراحی روی یک دیافراگم ۲۴
- شکل ۲-۲: توزیع نیروهای جانبی به نسبت سختی ۲۷
- شکل ۲-۳: رفتار دیافراگم ۳۰
- شکل ۲-۴: پلانی که نشان می دهد چگونه کنش کمانی باعث پیچش در دیوارهای انتهایی می شود ۳۳
- شکل ۲-۵: تغییرات ناگهانی در سختی و محل قرارگیری اعضای باربر جانبی می تواند باز توزیع اساسی در نیروها ایجاد کند ۳۴
- شکل ۲-۶: پلان های نامنظم ۳۵
- شکل ۲-۷: تغییر شکل بادبزی بال ها باعث ایجاد تمرکز تنش در محل اتصال آن ها می شود ۳۵
- شکل ۲-۸: زاویه θ در ساختمان های V شکل ۳۷
- شکل ۲-۹: ساختمان های بلند قرار گرفته روی قسمت پایه گسترده کم ارتفاع ۳۸
- شکل ۲-۱۰: بازشوهای بزرگ در کف ها نیازمند توجه ویژه اند ۳۹
- شکل ۲-۱۱: حذف ستون های نما در تراز پایه ۴۰
- شکل ۳-۱: نمونه ای از دیافراگم ۴۵
- شکل ۳-۲: تغییر مکان، تغییر شکل کلی و تکیه گاه های دیافراگم ۴۶

- شکل ۳-۳: عملکرد دیافراگم به صورت یک تیر ممتد بر روی تکیه گاه های صلب ۴۸
- شکل ۳-۴: تیر ساده ۴۹
- شکل ۳-۵: دیافراگم با ضخامت ثابت ۵۰
- شکل ۴-۱: دال های بتن مسلح ۵۸
- شکل ۴-۲: سقف تیرچه بلوک ۵۹
- شکل ۴-۳: تاوه مرکب با کف فولادی ۶۱
- شکل ۴-۴: سقف طاق ضربی ۶۲
- شکل ۴-۵: رفتار سقف های تیرچه بلوک در دو جهت متعامد تحت اثر بار جانبی ۶۳
- شکل ۴-۶: مدل دیافراگم به صورت تیر عمیق ۶۳
- شکل ۴-۷: جزئیات مدل در نظر گرفته شده برای سقف های صلب ۶۶
- شکل ۴-۸: قرارداد علائم نیروهای المان Frame ۶۷
- شکل ۴-۹: قرارداد علائم نیروهای المان Shell ۶۸
- شکل ۴-۱۰: مقطع T شکل تیرچه در Section Designer ۶۹
- شکل ۵-۱: مشخصات مدل یک طبقه ۷۵
- شکل ۵-۲: مدل اصلی سازه بتنی با دیوار برشی (SH۳) ۷۷
- شکل ۵-۳: مدل اصلی سازه بتنی با قاب خمشی (MC۳) ۷۹
- شکل ۵-۴: مدل اصلی سازه فولادی با مهاربند ضربداری (BR۳) ۸۰
- شکل ۵-۵: مدل اصلی سازه فولادی با قاب خمشی (MS۳) ۸۲
- شکل ۵-۶: نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (SH1- SH3) ۸۹
- شکل ۵-۷: نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دیوار برشی (SH4-SH6) ۸۹
- شکل ۵-۸: نمودار مربوط به تغییر در ابعاد تیرها (SH7- SH9) ۹۰
- شکل ۵-۹: نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (MC1-MC3) ۹۰

- شکل ۵-۱۰: نمودار مربوط به تغییر در ابعاد تیرها (MC4-MC6) ۹۱
- شکل ۵-۱۱: نمودار مربوط به تغییر در ابعاد ستون ها (MC7-MC9) ۹۱
- شکل ۵-۱۲: نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (BR1-BR3) ۹۲
- شکل ۵-۱۳: نمودار مربوط به تغییر در مقاطع بادبندها (BR4-BR8) ۹۲
- شکل ۵-۱۴: نمودار مربوط به تغییر در مقاطع تیرها (BR9-BR11) ۹۳
- شکل ۵-۱۵: نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (MS1-MS3) ۹۳
- شکل ۵-۱۶: نمودار مربوط به تغییر در مقاطع تیرها (MS4-MS6) ۹۴
- شکل ۵-۱۷: نمودار مربوط به تغییر در مقاطع ستون ها (MS7-MS9) ۹۴
- شکل ۵-۱۸: نمودار مربوط به مقایسه نتایج چهار حالت SH و MC و BR و MS به ازای تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه ۹۵
- شکل ۵-۱۹: ساختمان با مشخصات متعارف ۱۰۳
- شکل ۵-۲۰: قرارگیری عناصر باربر جانبی در مدل های B۱۰ و S۱۰ ۱۰۴
- شکل ۵-۲۱: المان بندی دیافراگم ۱۰۵
- شکل ۵-۲۲: نمودارهای مربوط به تغییرات Δ با افزایش شماره طبقات در ۴ مدل S۱۰، C۱۰، B۱۰ و M۱۰ ۱۰۹
- شکل ۵-۲۳: نمودار مربوط به مقایسه ۴ مدل S۱۰، C۱۰، B۱۰ و M۱۰ به ازای تغییرات Δ با افزایش شماره طبقات ۱۱۰
- شکل ۵-۲۴: پلان مدل های بتنی با قاب خمشی (CBn) و فولادی با قاب خمشی (Mbn) ۱۱۲
- شکل ۵-۲۵: پلان مدل های بتنی با دیوار برشی (SBn) ۱۱۳
- شکل ۵-۲۶: نمودار مربوط به تاثیر تعداد دهانه ها بر صلبیت جانبی دیافراگم در مدل های بتنی ۱۲۰
- شکل ۵-۲۷: نمودار مربوط به تاثیر تعداد دهانه ها بر صلبیت جانبی دیافراگم در مدل های فولادی ۱۲۱
- شکل ۵-۲۸: پلان مدل ها در حالات نسبت ابعادی مختلف ۱۲۵
- شکل ۵-۲۹: نمودار مربوط به تاثیر نسبت (B/H) بر صلبیت جانبی دیافراگم در مدل های بتنی ۱۳۰

- شکل ۵-۳۰: پلان مدل های SC۲ ، SC۳ و SC۴ ۱۳۲
- شکل ۵-۳۱: نمودارهای مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم ۱۳۶
- شکل ۵-۳۲: نمودار مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم (شماره طبقات- Δ) ۱۳۷
- شکل ۵-۳۳: نمودار مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم (شماره طبقات-Error%) ۱۳۷
- شکل ۵-۳۴: پلان مدل های SA۲ ، SA۳ و SA۴ ۱۳۹
- شکل ۵-۳۵: نمودارهای مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربرجانبی بر صلبیت دیافراگم ۱۴۴
- شکل ۵-۳۶: نمودار مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربرجانبی بر صلبیت دیافراگم(شماره طبقات- Δ) ۱۴۵
- شکل ۵-۳۷: نمودار مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربرجانبی بر صلبیت دیافراگم(شماره طبقات-Error%) ۱۴۵
- شکل ۵-۳۸: پلان مدل های بتنی با تعداد طبقات ۱،۴ ، ۶ و ۹ ۱۴۷
- شکل ۵-۳۹: نمودارهای مربوط به تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم ۱۵۲
- شکل ۵-۴۰: نمودار مربوط به تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم (تعداد طبقات- Δ) ۱۵۳
- شکل ۵-۴۱: نمودار مربوط به تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم(تعداد طبقات-Error%) ۱۵۳
- شکل ۵-۴۲: مشخصات مدل یک طبقه ۱۵۶
- شکل ۵-۴۳: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه‌ها موازی دیوار برشی در مدل یک طبقه
(ضخامت دال- Δ) ۱۵۹
- شکل ۵-۴۴: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه‌ها عمود بر راستای دیوار برشی در مدل یک
طبقه (ضخامت دال- Δ) ۱۶۲
- شکل ۵-۴۵: نمودار مربوط به مقایسه ۲ حالت مدل سازی (تیرچه‌ها موازی دیوار برشی و تیرچه‌ها
عمود بر راستای دیوار برشی) در مدل یک طبقه (ضخامت دال- Δ) ۱۶۳
- شکل ۵-۴۶: نمای سه بعدی سازه یک طبقه در حالت تیرچه موازی دیوار برشی ۱۶۵
- شکل ۵-۴۷: تیرچه به طول ۵ متر در راستای عمود بر دیوار برشی ۱۶۹
- شکل ۵-۴۸: تغییرات تنش برشی در جان تیرچه در طول آن بر حسب (N/mm²) ۱۷۰

شکل ۵-۴۹: مشخصات مدل ۴ طبقه ۱۷۱

شکل ۵-۵۰: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه‌ها موازی دیوار برشی در مدل ۴ طبقه (شماره طبقات- Δ) ۱۷۲

شکل ۵-۵۱: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه‌ها عمود بر راستای دیوار برشی در مدل ۴

طبقه (شماره طبقات- Δ) ۱۷۳

شکل ۵-۵۲: نمودار مربوط به مقایسه ۲ حالت مدل سازی (تیرچه‌ها موازی دیوار برشی و تیرچه‌ها

عمود بر راستای دیوار برشی) در مدل ۴ طبقه (شماره طبقات- Δ) ۱۷۴

شکل ۵-۵۳: نمای سه بعدی سازه ۴ طبقه در حالت تیرچه موازی دیوار برشی ۱۷۶

فهرست جداول

- جدول ۱-۱: ابعاد اعضا در آنالیز ساختمان ۱۲
- جدول ۱-۵: مقادیر B, T, R و C مربوط به ۴ نوع سیستم سازه ای در مدل ۱ طبقه ۷۶
- جدول ۲-۵: مشخصات مدل های $SH1$ تا $SH9$ ۷۸
- جدول ۳-۵: مشخصات مدل های $MC1$ تا $MC9$ ۷۹
- جدول ۴-۵: مشخصات مدل های $BR1$ تا $BR11$ ۸۰
- جدول ۵-۵: مشخصات مدل های $MS1$ تا $MS9$ ۸۱
- جدول ۶-۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه بتنی با دیوار برشی (قاب + دیوار) $SHn (n:1-9)$ ۸۴
- جدول ۷-۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه بتنی با قاب خمشی $MCn (n:1-9)$ ۸۵
- جدول ۸-۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه فولادی با مهاربندی (قاب + مهاربند) $BRn (n:1-11)$ ۸۶
- جدول ۹-۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه فولادی با قاب خمشی $MSn (n:1-9)$ ۸۷
- جدول ۱۰-۵: بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل های بتنی حساس ۱۰۱
- جدول ۱۱-۵: بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل های فولادی حساس ۱۰۱
- جدول ۱۲-۵: مقادیر B, T, R و C مربوط به ۴ نوع سیستم سازه ای در مدل ۴ طبقه ۱۰۵
- جدول ۱۳-۵: مشخصات مدل ها و بارهای وارد بر آن ها ۱۰۶
- جدول ۱۴-۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به ۴ مدل $S10, C10, B10$ و $M10$ در مدل ۴ طبقه ۱۰۸
- جدول ۱۵-۵: مشخصات مدل های Mbn و Bbn و CBn و $SBn (n=1-5)$ ۱۱۴
- جدول ۱۶-۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل بتنی با دیوار برشی با افزایش تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله x ۱۱۶

- جدول ۵-۱۷: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل بتنی با قاب خمشی با افزایش تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله x ۱۱۷
- جدول ۵-۱۸: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل فولادی با مهاربندی با افزایش تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله x ۱۱۸
- جدول ۵-۱۹: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل فولادی با قاب خمشی با افزایش تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله x ۱۱۹
- جدول ۵-۲۰: بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل های بتنی و فولادی حساس با افزایش تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله x ۱۲۴
- جدول ۵-۲۱: مشخصات مدل های C_n و S_n ($n=1-4$) ۱۲۶
- جدول ۵-۲۲: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت $(B/H=1)$ ۱۲۸
- جدول ۵-۲۳: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت $(B/H=2)$ ۱۲۸
- جدول ۵-۲۴: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت $(B/H=3)$ ۱۲۹
- جدول ۵-۲۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت $(B/H=4)$ ۱۲۹
- جدول ۵-۲۶: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی در مدل های بتنی با دیوار برشی با نسبت $(B/H=2)$ ۱۳۴
- جدول ۵-۲۷: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی در مدل های بتنی با دیوار برشی با نسبت $(B/H=3)$ ۱۳۴
- جدول ۵-۲۸: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی در مدل های بتنی با دیوار برشی با نسبت $(B/H=4)$ ۱۳۵
- جدول ۵-۲۹: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی در مدل های بتنی با دیوار برشی با نسبت $(B/H=2)$ ۱۴۱

- جدول ۵-۳۰: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربرجانبی در مدل های بتنی با دیوار برشی با نسبت $(B/H=3)$ ۱۴۲
- جدول ۵-۳۱: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربرجانبی در مدل های بتنی با دیوار برشی با نسبت $(B/H=4)$ ۱۴۳
- جدول ۵-۳۲: مقادیر R, T, B, C, V و F_t مربوط به سازه های بتنی در مدل های ۱، ۴، ۶ و ۹ طبقه ۱۴۸
- جدول ۵-۳۳: مشخصات مدل های M_n و W_n ($n=1,4,6,9$) ۱۴۹
- جدول ۵-۳۴: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر تعداد طبقات در مدل های بتنی با دیوار برشی ۱، ۴، ۶ و ۹ طبقه ۱۵۰
- جدول ۵-۳۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر تعداد طبقات در مدل های بتنی با قاب خمشی ۱، ۴، ۶ و ۹ طبقه ۱۵۱
- جدول ۵-۳۶: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه ۱۵۷
- جدول ۵-۳۷: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۸ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه ۱۵۸
- جدول ۵-۳۸: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۵ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه ۱۵۸
- جدول ۵-۳۹: مقدار تغییرات Δ با افزایش ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک در حالت تیرچه موازی دیوار برشی در مدل ۱ طبقه ۱۵۹
- جدول ۵-۴۰: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه ۱۶۰
- جدول ۵-۴۱: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۸ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه ۱۶۰

- جدول ۵-۴۲: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۵ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه ۱۶۱
- جدول ۵-۴۳: مقدار تغییرات Δ با افزایش ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی در مدل ۱ طبقه ۱۶۲
- جدول ۵-۴۴: مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از ۲ ترکیب بار در مدل ۱ طبقه ۱۶۴
- جدول ۵-۴۵: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۴ طبقه ۱۷۲
- جدول ۵-۴۶: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۴ طبقه ۱۷۳
- جدول ۵-۴۷: مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از ۲ ترکیب بار در مدل ۴ طبقه ۱۷۵

فصل اول

مقدمه و تاریخچه

۱-۱ مقدمه

در مهندسی ساختمان، فراهم آوردن مقاومت لازم برای یک سازه در برابر انواع بارهایی که در طول عمر مفید سازه به آن وارد می شود همراه با رعایت اقتصاد طرح و مهیا کردن فضای لازم جهت بهره برداری بهینه از سازه بسیار مهم به شمار می رود. از دیدگاه یک مهندس سازه بهترین فرم سازه ای، انتخابی است که در آن اعضای اصلی ترکیبهای مختلف بارهای افقی و قائم را به صورت بهینه تحمل نمایند. ولی در عمل معمولاً ملاحظات غیر سازه ای تأثیرات بسیار مهمی بر انتخاب فرم سازه دارند و ممکن است تعیین کننده باشند. [1] از عوامل مهمی که باید در تصمیم گیری فرم سازه دخالت داده شوند پلان داخلی، مواد مصرفی، روش اجرا، ملاحظات معماری و شکل خارجی ساختمان، موقعیت و مسیر سیستمهای تاسیساتی، نوع و مقدار بار جانبی و ارتفاع ساختمان می باشد. اهمیت تأثیر نیروی جانبی با زیاد شدن ارتفاع ساختمان با سرعت بسیار زیادی افزایش می یابد و در ارتفاع معینی تغییر مکان جانبی ساختمان آنقدر زیاد می شود که ملاحظات سختی، کنترل کننده تر از مقاومت مصالح سازه ای می گردد.

درجه سختی یک سازه اساساً بستگی به نوع سیستم سازه دارد، به علاوه بازده هر سیستم با مقدار مصالح مصرفی ارتباط دارد. بنابراین از نقطه نظر بهینه کردن سازه برای شرایط فضایی معین باید با حداقل کردن وزن، حداکثر سختی حاصل شود و این عمل منجر به ابداع سیستمهای سازه ای مناسب برای حدود ارتفاع معین می شود.

برای ایجاد یک مدل مناسب برای آنالیز، لازم است تخمین نسبتاً دقیقی از رفتار سازه ساختمان داشته باشیم. یک سازه چند طبقه در اصل طره قائمی است که تحت اثر بارهای محوری وزنی و بارهای جانبی باد و زلزله قرار می گیرد. بارهای جانبی که به سطح خارجی ساختمان وارد می گردند به انواع اعضای مقاوم در برابر بار جانبی توزیع می گردند. این بارها جرم های متمرکز سازه را تحریک کرده و باعث جابجایی آنها می گردند. در ساختمان های متداول انباشت جرمها بر روی سقف های سازه

متمرکز می باشند. بنابراین نقاط جرمی سازه که جهت بارهای جانبی را به سمت خود معطوف می سازند، سقف های ساختمان می باشند. [1]

دیافراگم ها یا کف های سازه، بارهای افقی را به المانهای مقاوم در مقابل برش مانند دیوارهای برشی قائم، قاب های صلب و مهاربندیهای قائم و از آنجا به پی ها منتقل می کنند. کمیت بارهای محوری اعضای قائم، از طریق تعیین سهم سطوح بارگیر آنها تخمین زده می شود، که معمولاً محاسبه آن کار دشواری نیست. بارهای جانبی در هر تراز ساختمان شامل یک برش، یک لنگر و گاهی یک پیچش است که ماکزیمم مقدار آن در پای سازه بوده و با افزایش ارتفاع ساختمان به شدت آن اضافه می شود. پاسخ یک سازه به بارهای افقی در هنگام تحمل برش، لنگر و پیچش بسیار پیچیده تر از پاسخ آن به بارهای قائم است. معمولاً شناخت رفتار سازه تحت اثر بارهای افقی و ایجاد مدل مناسب، مهمترین مسئله آنالیز است. معیار اصلی رضایت بخش بودن یک مدل آن است که تحت اثر بارهای افقی، تغییر مکان مدل مشابه تغییر مکان سازه حقیقی باشد.

آنالیز یک سازه بلند با منظور نمودن دقیق کلیه مسائل رفتاری اعضاء و مواد ساختمانی حتی اگر خواص و ابعاد آنها نیز کاملاً معلوم باشد، عملاً کاری غیر ممکن است و اعمال فرضیات ساده کننده برای کاهش حجم عملیات عددی مسأله امری اجتناب ناپذیر است. انواع گوناگونی از فرضیات تعریف شده است که ممکن است بعضی معتبرتر از بقیه باشند. فرضیات مورد استفاده در مدل سازی به ترکیب سازه، مودهای رفتاری مورد نظر و نوع آنالیز بستگی دارد. [1]

یکی از مهمترین فرضیاتی که در تحلیل و طراحی ساختمان ها تحت اثر نیروی جانبی در نظر گرفته می شود، صلب فرض کردن کف های طبقات در صفحه خودشان است. این فرض باعث می شود که تغییر مکان های افقی تمام اعضای قائم در تراز طبقات، به چرخش و انتقال افقی کفها وابسته باشند. بنابراین تعداد تغییر مکان های مجهول به مقدار زیادی کاهش می یابد [1]، که بدلیل کاهش قابل ملاحظه تعداد درجات آزادی سازه، باعث سرعت بخشیدن به محاسبات تحلیلی یک ساختمان می شود و کاربرد فراوانی در مهندسی سازه دارد. از طرف دیگر با این فرض نیروهای جانبی بین اعضای

مقاوم جانبی به نسبت سختی آنها توزیع خواهد شد. اما باید توجه داشت که این فرض در همه موارد صادق نیست، به عنوان مثال: ساختمان دو طبقه دبیرستان آروین کالیفرنیا در زلزله ۱۹۶۴، ساختمان دو طبقه V شکل آلاسکا در زلزله ۱۹۶۴، ساختمان چهار طبقه L شکل مارکوس در سانتا باربارا کالیفرنیا در سال ۱۹۵۲ و ساختمانی در بخش امپریال کالیفرنیا در زلزله اکتبر ۱۹۷۸، نمونه سازه‌هایی هستند که به دلیل عدم شناخت کافی در رفتار دیافراگم های آنها خسارت زیادی دیده اند [24] و [25]. صلبیت یک دیافراگم نه تنها به صلبیت تک تک اعضای سازه بستگی دارد بلکه به عوامل زیادی از جمله ابعاد سازه، نوع سیستم سازه، نوع سقف، سختی قاب ها، وجود باز شوها در کف ها، نامنظمی ها در پلان و ارتفاع و تعداد طبقات سازه نیز وابسته است. لذا با توجه به تعداد و تنوع عوامل ذکر شده جا دارد به این فرض مهم در ساختمان با دقت بیشتری توجه شود، چرا که سهل انگاری در توجه به این موضوع باعث عدم صحت چنین فرضی شده و گاهی باعث خسارات جبران ناپذیری خواهد شد.

یکی از قسمت‌هایی که مطالعات انجام شده در مورد آن ناقص است و سوالات اساسی در مورد آن بدون پاسخ مانده است، عملکرد سقف تحت بارهای جانبی و رفتار آن به عنوان دیافراگم صلب است. لذا جهت بررسی چگونگی رفتار دیافراگم ها و بررسی میزان صلبیت جانبی آنها، مدل‌های متنوع و زیادی در دو حالت دیافراگم صلب (روش گره مرجع) و دیافراگم واقعی (روش اجزای محدود)، در محدوده خطی آنالیز و با یکدیگر مقایسه شده است. بعلاوه در این پایان نامه ضوابط مربوط به صلبیت دیافراگم ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران برای تمامی سازه ها، از جمله بتنی و فولادی و با سیستم‌های مختلف مقاوم جانبی، شکلهای مختلف در پلان و تعداد طبقات مختلف و ... مورد نقد و بررسی قرار گرفته است.

۱-۲) تاریخچه

استفاده از فرض صلبیت دیافراگم ها سالهای زیادی است که در سراسر دنیا متداول است، این فرض اولین بار توسط مک لود و ویلسون در سالهای ۱۹۷۰ الی ۱۹۷۵ مطرح گردید. در سالهای اخیر با

پیشرفت در سرعت و حافظه کامپیوترها، مدل نمودن سقف های ساختمان ها با المانهای انعطاف پذیر مانند المانهای صفحه ای و غشائی انجام گرفته است. تا به حال مطالعات گوناگونی در زمینه دیافراگم ها انجام شده است که در اینجا مروری کوتاه بر مطالعات انجام شده خواهیم داشت: گولد برگ و هرنس (Goldberg & Herness – 1965) ساختمان های قابی متعادل پیچشی (TB) با دیافراگم ها و اعضای مقاوم جانبی الاستیک خطی را مطالعه کرده اند. تأثیر انعطاف پذیری سقف در صفحه خود در خواص دینامیکی ساختمان های TB متقارن الاستیک خطی توسط شپرد و دونالد (Shepherd & Donald - 1967) مطالعه شد، که مشتمل بر این است که منظور نمودن انعطاف پذیری سقف، خواص دینامیکی محاسبه شده در ساختمان های متقارن را بطور عمده تغییر نمی دهد. جین (Jain-1984) خواص دینامیکی ساختمان های TB الاستیک خطی باریک متقارن را تحت تأثیر حرکات یک جهته زمین بررسی کرد. او نشان داد که در ساختمان های باریک طویل با قاب ها و سقف های مشابه همانند جرمهای متمرکز در محل تقاطع سقف ها و قاب ها، مودهای ارتعاشی که شامل تغییر شکلهای داخل صفحه سقف می باشند، تحت تحریک زمین نمی باشند. مطالعات مشابهی در ساختمان های TB با پلان باریک الاستیک خطی با دو قاب خارجی توسط جین و جینگز (Jain & Jennings-1985) انجام شده است. [18]

کونات و همکارانش (Kunnath et al-1991) با استفاده از مدل های غیر خطی دال ها و اعضای مقاوم جانبی، اثر انعطاف پذیری سقف در صفحه خود را بر پاسخ دینامیکی ساختمان های باریک متقارن با دیوارهای انتهایی مطالعه کردند. آنها نشان دادند که انعطاف پذیری سقف، تغییر مکانها و نیروهای بیشتری را به قاب های انعطاف پذیر تحمیل می کند. سافارینی و کودایمات (Saffarini & Qudaimat-1992) حدود خطاهایی که در نتیجه استفاده از دیافراگم های صلب در ساختمان های با اشکال مختلف پلان بدست آمده بود را در حالت الاستیک خطی مطالعه کردند، برای ساختمان های قابی آنها پی بردند که استفاده از فرضیه صلبیت سقف در صفحه خود، اکثرا به همان نتایج استفاده از فرضیه انعطاف پذیری می رسد. اما برای ساختمان های با دیوار برشی خطا وجود دارد و بزرگی مقادیر

خطا وابسته به نسبت سختی سقف در صفحه خود به سختی سیستم مقاوم جانبی می باشد. مطالعه مشابهی توسط جو و لین (Ju & Lin-1999) با در نظر گرفتن ساختمان های متعادل پیچشی (TB) الاستیک خطی با دیوار برشی انجام گرفت، که در محاسبه فرمول آماری برای تخمین اختلاف نیروهای ماکزیمم ستون در دو حالت تحلیل با فرض سقف صلب و انعطاف پذیر، متمرکز شده بود. سیستمهای نامتعادل پیچشی (TU) الاستیک خطی با دیافراگم های انعطاف پذیر توسط تن - کولونگا و آبرامز (Tena-Colunga & Abrams-1996) بررسی شد و به این نتیجه رسیدند که اثرات پیچشی هنگامی که شکل پذیری سقف در صفحه خود زیاد می شود، بطور عمده کاهش می یابد و شتابهای دیوار برشی و دیافراگم می توانند در بعضی حالات با دیافراگم انعطاف پذیر، افزایش یابد. [18]

مطالعاتی نیز در کشورمان پیرامون این زمینه انجام شده است که تحت عنوان پایان نامه و مقالات ارائه شده در کنفرانس های بین المللی در قسمت مراجع به آنها اشاره شده است.

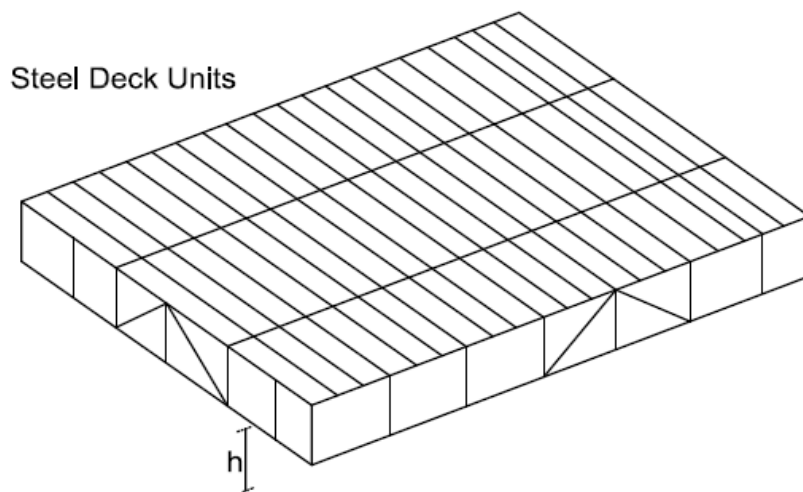
روبرت ترمبلی و سیگفرد اف. استیمر (Robert Tremblay & Sigfried F. Stiemer) [31] در مطالعاتی با عنوان رفتار لرزه ای سازه های یک طبقه فولادی با دیافراگم های کف انعطاف پذیر بر روی سازه های یک طبقه فولادی انجام داده اند. در این بررسی و تحقیق پاسخ غیر خطی ۳۶ سازه یک طبقه فولادی با پلان چهارگوش فولادی تحت بار زلزله برداشت شده از شتابنگارها بررسی شده است. اعضای مقاوم در برابر زلزله شامل یک دیافراگم سقف فولادی انعطاف پذیر و بادبند عمودی دیوار خارجی است. همچنین سازه از نظر پلان، جرم، سختی و مقاومت متقارن است (شکل ۱-۱). این سازه ها بطور وسیعی برای کارخانجات صنعتی سبک و سنگین و ساختمان های اقتصادی و بکار می روند. سازه ها با روشهای موجود طراحی کانادا NBCC طراحی شده اند. نتایج شامل پیرید اصلی سازه، ماکزیمم جابجایی، نیروها و تغییر شکل دیافراگم سقف و شکل پذیری مورد نیاز برای بادبند عمودی است که با روش طراحی موجود کافی نمی باشد. خطوط کلی طراحی بر اساس نتایج این مطالعه پیشنهاد شده است. تحت بار زلزله یک قاب یک طبقه دیافراگم سقف انعطاف پذیر مانند یک تیر ورق با صفحه عمیق که توسط تکیه گاههای نرم و تحت اثر بار واقع در صفحه جاننش قرار گرفته

عمل می نمایند. نحوه رفتار تیر ورق برای مدل ساده ای که در این بحث مطالعه شده در شکل ۱-۲ آورده شده است. جان تیراز واحدهای فولادی، با اتصال داخلی که به قاب سقف ملحق شده اند، ساخته شده است. این طور در نظر گرفته می شود که جان تیر تنها نیروی برشی را تحمل می کند. سختی برشی تیر ورق (G_b که G سختی برشی موثر دیافراگم سقف و b عمق دیافراگم سقف است.) به همان اندازه مقاومت برشی به نوع پروفیل و اتصالات قطعات فولادی وابسته است. بال های تیر ورق از تیرهای فولادی یا هر عضو فولادی دیگری که در امتداد گوشه های سقف و عمود بر جهت زلزله قرار می گیرد، ساخته شده است. در انتها، المانهای با بادبند عمودی که سختی K_b را نمایش می دهند، بارها را از سقف به فونداسیون انتقال می دهند. جابجایی کف در وسط دهانه ساختمان ماکزیمم است و شامل جابجایی برشی و خمشی تیر ورق به همان اندازه تغییر مکان در بادبندیهای عمودی است. بر طبق NBCC این جابجایی ها بایستی در فاکتور R نیز ضرب شوند تا پاسخ غیر الاستیک سازه هانیز بدست آید. این جابجایی نباید از ۲ درصد ارتفاع در ساختمان بیشتر شود. اتصالات و قطعات دیافراگم برای تحمل نیروی برشی و ممان خمشی نشان داده شده در شکل ۱-۲ طراحی می شوند. در طراحی تغییر شکلها و نیروها NBCC احتیاج دارد که اثرات بارهای ثقلی در سازه های تغییر شکل یافته یعنی اثرات P-D را به حساب آورد، اگر چه برای ساختمان های یک طبقه این اثرات در عمل معمولاً قابل صرف نظر است چون هم نیروهای ثقلی و هم تغییر مکان ها کوچک اند.

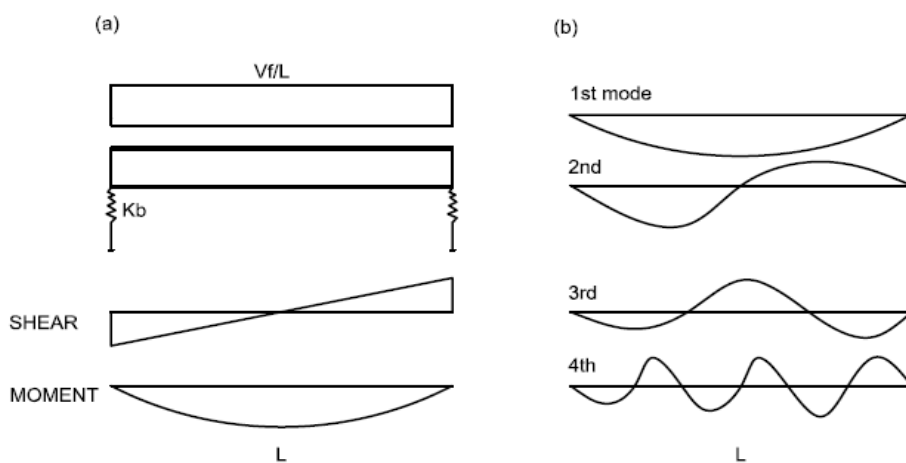
۷۲ سیستم سازه ای با مشخصات متفاوت از نظر زلزله و بار برف و اندازه و وزن سقف بررسی شده اند. خواص دینامیکی سازه ها و پاسخ آنها به زلزله با استفاده از برنامه کامپیوتری DRAIN-2DX بدست آمده است. برای آنالیز تاریخچه زمانی روش نیومارک شتاب ثابت با تغییرات زمانی 0.001 ثانیه مورد مطالعه قرار گرفت. سه روش آنالیز انجام پذیرفته است: [31]

ابتدا آنالیز استاتیکی انجام گرفته است تا مدل ساخته شده ارزیابی شود. مقادیر نیروها و تغییر مکانها با طراحی های دستی مورد مقایسه قرار گرفت. سپس مد شکلها و پرید هر ساختمان محاسبه شده است. تمام این آنالیزها با و بدون اثر P-D صورت پذیرفته است. سری دوم آنالیزها در برگیرنده آنالیز

غیر خطی دینامیکی با استفاده از روش گام زمانی بر روی ۷۲ سازه و بر اساس نتایج شتابنگارها صورت پذیرفته است. اثرات P-D در این آنالیز لحاظ گردیده است. جمعا ۲۱۴۸ آنالیز گام زمانی در این مرحله انجام گرفت. سری سوم آنالیز غیر خطی گام زمانی با معادل سازی سیستم SDOF برای هر سازه بود و نیروی ثقلی در هر یک از این مدل های SDOF برابر با جرم نیروی ثقلی کلی در سیستم واقعی بود. [31]



شکل ۱-۱: تیپ سازه های یک طبقه فلزی با دیافراگم [31]



مدل تیرورق

مدهای ارتعاشی دینامیکی

شکل ۱-۲: نحوه رفتار تیرورق برای مدل یک طبقه فلزی [31]

سختی SDOF اصلاح گردید تا پرید این مدل ها برابر پرید اصلی سازه واقعی شود. سیستم SDOF تحت همان نتایج حاصل از شتابنگار قرار گرفت و اثرات P-D در این روش نیز لحاظ گردید. با توجه به نتایج بدست آمده در موارد زیر بحث و بررسی صورت پذیرفته است:

۱- پرید اصلی:

این مطالعه آشکار ساخت که NBCC برای محاسبه پارامترهای مورد نیاز پرید اصلی هنگامی که انعطاف پذیری درون صفحه ای سقف از اهمیت برخوردار می شود، تخمین واقعی نمی زند. برای همه سازه هایی که در اینجا تحقیق شد استفاده از پریدهای NBCC به طراحی محافظه کارانه ای منجر می گردد.

۲- جابجایی کف و ماکزیمم شکل پذیری:

همه سازه ها نمایشگر پاسخ پایدار تحت حرکات زمین بودند و ماکزیمم جابجایی کف محاسبه شده در وسط دهانه دیافراگم سقف کمتر از ۲٪ ارتفاع سقف باقی ماند. اگرچه رفتار سازه ها در حرکات قوی زمین بیانگر این بود که روشهای طراحی برای پیشگویی جابجایی غیر الاستیک که از ضرب جابجایی الاستیک در فاکتور R بدست می آید، حقیقت را بیان نمی کنند. تغییر شکلهای درون صفحه ای سقف می توانند از آنالیز استاتیکی بدست آیند. اگرچه یک ضریب بزرگنمایی دینامیکی باید در نتیجه ضرب شود. بر اساس نتایج مقدار ۲/۳ پیشنهاد شده است. به نظر می رسد که اثرات P-D تأثیر قابل ملاحظه ای بر رفتار غیر الاستیک دارند. نیاز به شکل پذیری بادبندهای عمودی، نشان دهنده این است که در سازه های با دیافراگم انعطاف پذیر بایستی طراحی برای بار زلزله بیشتر (فاکتور R کمتر) نسبت به سازه های دیگر بکار برده شود. بسیار غیر محتمل به نظر می رسد که سیستم های مختلف اعم از بادبند ضربداری، قاب خمشی و دیوار برشی بتوانند به مقدار شکل پذیری مورد نیاز برسند، بدون اینکه دچار شکست شوند. بنابراین تأثیر مقاومت سطح در شکل پذیری مورد نیاز بایستی در آینده تحقیق شود تا مقاومت کافی برای سیستم های مختلف نتیجه گیری و منتشر شود. [31]

۳- نیروها در دیافراگم:

در همه سازه ها ماکزیمم نیروی برشی که به انتهای دیافراگم گسترش یافته بود از مقاومت در نظر گرفته شده برای بادبندیها بدست می آید. برای جلوگیری از خرابی و شکست دیافراگم، قطعات فولادی کف و اتصالات در تمام سطح بایستی برای برش داخل صفحه ای معادل با مقاومت واقعی بادبندی طراحی شوند. ممان خمشی درون صفحه ای میتواند با آنالیز استاتیکی بدست آید. ضرایب بزرگنمایی مربوط به طبیعت دینامیکی بارها بایستی در طراحی به حساب آید. بر اساس نتایج بدست آمده از این مطالعه پیشنهاد می گردد که ضریب بزرگنمایی $2/3$ که مساوی با مقدار پیشنهاد شده برای تغییر شکلهای سقف است، برای ممان خمشی استاتیکی بکار برده شود.

خلاصه نتایج:

این مطالعه باعث روشن شدن رفتار سازه های یک طبقه با قاب فولادی با سقف نرم در برابر زلزله شد و سوالاتی را در مورد مناسب بودن روشهای طراحی موجود برانگیخت. یافته های اصلی را می توان به صورت زیر خلاصه کرد:

پارامترهای متعددی که انعطاف پذیری سقف را در نظر می گیرند بایستی در بدست آوردن پارامترهای طراحی، مورد بررسی بیشتری قرار گیرند تا به یک معیار طراحی در برابر زلزله دست یابیم. نیروهای درون صفحه ای و تغییر مکان های دیافراگم سقف بایستی تغییر یابند تا اثرات دینامیکی و همچنین این حقیقت را که ممکن است بادبندیها مقاومت بیشتری را، از آنچه که آیین نامه ها نشان می دهند، از خود نشان بدهند، ملحوظ شود.

شکل پذیری مورد نیاز در المانهای با بادبند عمودی به نظر می رسد بیش از مقادیر پیش بینی شده در سیستم SDOF باشد. این مقادیر همچنین شدیداً تحت اثر P-D می باشد. فاکتور R برای این نوع سازه ها بایستی دوباره امتحان شود تا میزان شکل پذیری مورد نیاز به یک سطح مطلوب برسد. مطالعات بیشتری مورد نیاز است تا ارتباط میان میزان شکل پذیری مورد نیاز و مقاومت جاری شدگی بادبند عمودی بدست آید. مدل های آنالیز بهتر است تا ارتباط میان میزان شکل پذیری مورد نیاز و

مقاومت جاری شدگی بابدند عمودی بدست آید. مدل های آنالیز بهتری بایستی در این مطالعات بکار گرفته شوند که در بر گیرنده رفتار واقعی مواد، پریدهای واقعی، میرایی واقعی و با آزمایشهای عملی بر روی سازه های واقعی باشد. بعلاوه این مطالعه محدود به سازه های یکنواخت و چهارگوش واقع شده در محلهای صخره ای بود. بنابراین تحقیقات آینده بایستی در برگیرنده رفتار غیر خطی سازه (هندسه، سختی، جرم) و تأثیر خاک محلی باشد.

در مقاله ای با عنوان مقایسه آنالیز ساختمان با فرض سقف صلب و انعطاف پذیر جو و لین (S.H.Ju & M.C.Lin) [26] در این تحقیق در مورد اختلاف بین آنالیز ساختمان با فرض سقف صلب و انعطاف پذیر مطالعاتی را در ساختمان های مختلف انجام دادند و برای آنالیز ساختمان با دیوار برشی و بدون دیوار برشی از روش اجزای محدود استفاده شد. نتایج آنالیز طیف پاسخ، نشان داد که مدل سقف صلب برای ساختمان های منظم و نامنظم در پلان و بدون دیوار برشی، دارای دقت کافی است. اما اختلاف بین آنالیزهای سقف صلب و انعطاف پذیر در ساختمان های با دیوار برشی می تواند قابل توجه باشد. در این تحقیق یک فرمول خطا با استفاده از آنالیزهای رگرسیون تحلیلهای سقف صلب و انعطاف پذیر برای ۵۲۰ ساختمان با شکلهای مستطیلی، U شکل و T شکل بدست آمده است. با استفاده از این فرمول می توان خطای آنالیزهای سازه ای یک ساختمان با دیوار برشی هنگامی که سقف آن صلب فرض می شود، را محاسبه کرد. برای آنالیز ساختمان با فرض سقف صلب از روش گره مرجع و در حالت فرض سقف انعطاف پذیر از روش مش بندی المان محدود با مدل کردن دال های سقف با المانهای غشائی چهار گرهی با شکلهای متفاوت و المانهای صفحه ای استفاده شده است. همه آنالیزها در محدوده خطی و از آنالیز دینامیکی طیفی با استفاده از طیف پاسخ زلزله ال سنترو کالیفرنیا (May 1940) انجام شده است. [26]

الف) آنالیز ساختمان های بدون دیوار برشی

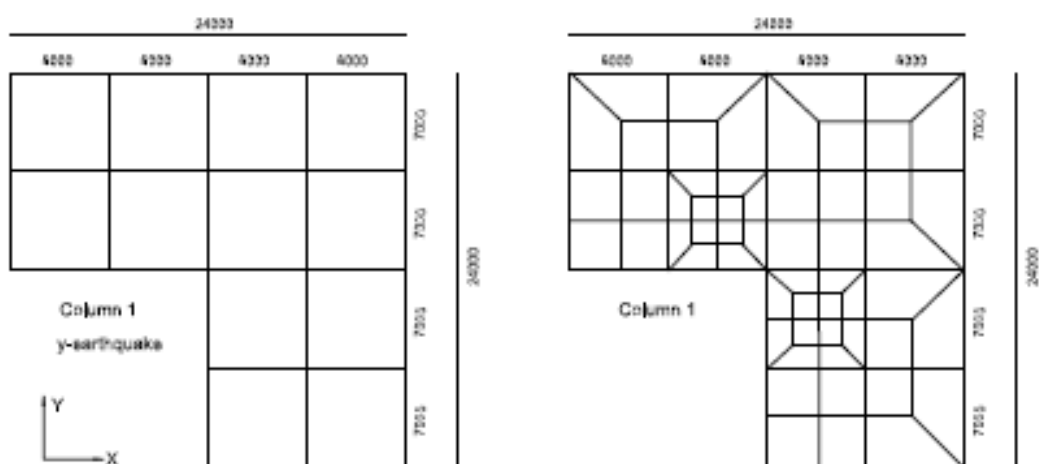
الف-۱) ساختمان های L شکل:

آنالیز ساختمان های L شکل در حالت بدون دیوار برشی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ که ابعاد تیرها و ستون ها در جدول ۱-۱ مشاهده می شود در دو حالت سقف صلب و انعطاف پذیر با نیروی زلزله در جهت Y بررسی می شود. مطابق شکل ۱-۳ در پلان، دارای ۵ ستون در هر جهت و به فواصل ۶ و ۷ متر در جهت X, Y می باشند. برای محاسبه اثر جرم متمرکز نزدیک به گوشه ساختمان L شکل، دو مش بندی المان محدود Fine و Coarse مطابق شکل ۱-۳-ب استفاده شد. نتایج آنالیز ها نشان می دهد که نیروی اعضای سقف صلب و انعطاف پذیر بسیار مشابه می باشد و اختلاف بین نیروی اعضای دو سازه کمتر از ۱۰ درصد می باشند. به علت اینکه سختی داخل صفحه ای دال بسیار بزرگتر از سختی جانبی ستون ها و تیرها است مدل های سقف انعطاف پذیر و صلب همگی نتایج مشابه را نشان می دهند.

جدول ۱-۱: ابعاد اعضاء در آنالیز ساختمان [26]

Story (1)	Column size (m) (2)	Beam size (m) (3)
(a) 5-story building		
Base (F1)	0.4*0.4	0.5*1.0
F2 – roof	0.4*0.4	0.3*0.4
(b) 10-story building		
Base (F1)	0.6*0.6	0.8*2.0
F2-F5	0.6*0.6	0.3*0.6
F6 – roof	0.5*0.5	0.3*0.5
(c) 15-story building		

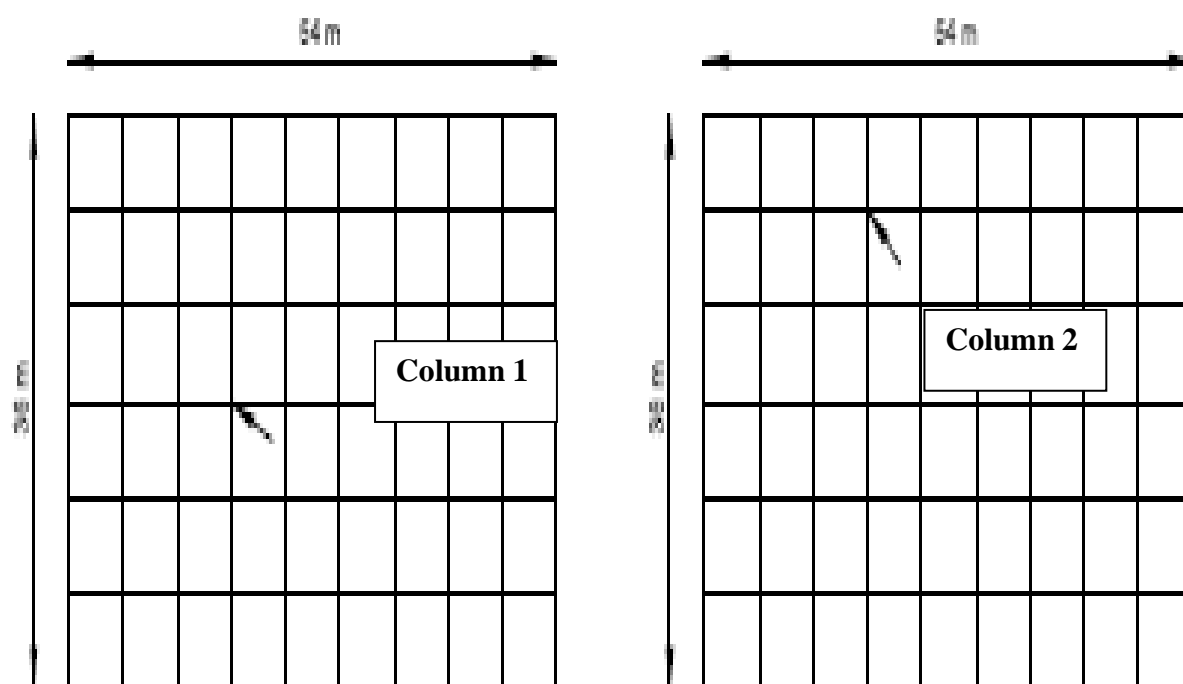
Base (F1)	0.7*0.7	1.0*2.5
F2 – F5	0.7*0.7	0.4*0.7
F6 – F10	0.6*0.6	0.3*0.6
F11- roof	0.5*0.5	0.3*0.5
(d) 22-story building		
Base (F1)	0.8*0.8	1.0*3.0
F2 – F5	0.8*0.8	0.4*0.8
F6 – F10	0.7*0.7	0.4*0.7
F11- F15	0.6*0.6	0.4*0.6
F16-roof	0.5*0.5	0.3*0.6



شکل ۱-۳: ساختار مش نرمال و مش فاین در آنالیز: (الف) مش نرمال (ب) مش فاین [26]

الف-۲) ساختمان های U شکل:

دو ساختمان ۵ طبقه بتن مسلح با فاصله ستون های ۶ متر و ارتفاع ۴ متر برای طبقه اول و ۳ متر در طبقات دیگر با ابعاد ستون ها 0.6×0.6 m و تیرها 0.3×0.5 m و ضخامت دال 0.12 m که پلان دو ساختمان در شکل ۴-۱ نشان داده شده است. آنالیز در دو حالت سقف صلب و انعطاف پذیر با زلزله در جهت ۴۵ درجه به محور انجام شد. مقایسه نیروی اعضاء در دو حالت بسیار مشابه می باشد و اختلاف آنها کمتر از ۱۰ درصد است. اگر ابعاد ستون های بلوک مستطیلی سمت راست دو ساختمان شکل ۴-۱-الف و ب را به اندازه 30×30 cm تغییر دهیم، دو آنالیز صلب و انعطاف پذیر برای ساختمان شکل ۴-۱-الف هنوز نتایج مشابهی را به همراه دارد. اما برای ساختمان شکل ۴-۱-ب نتایج کمی متفاوت است، این اختلاف در سیستم سقف صلب و انعطاف پذیر در ممانهای ستون ۲ به دلیل این است که عرض قسمت بالایی پلان در ساختمان کوچک است و توزیع نامنظم ستون ها منجر به یک تغییر شکل صفحه ای برای مود اول می شود. اگر عرض قسمت بالایی پلان به اندازه کافی بزرگ باشد مانند ساختمان شکل ۴-۱-الف، تغییر شکل صفحه ای نمی تواند بر پاسخ تأثیر بگذارد.



(الف)

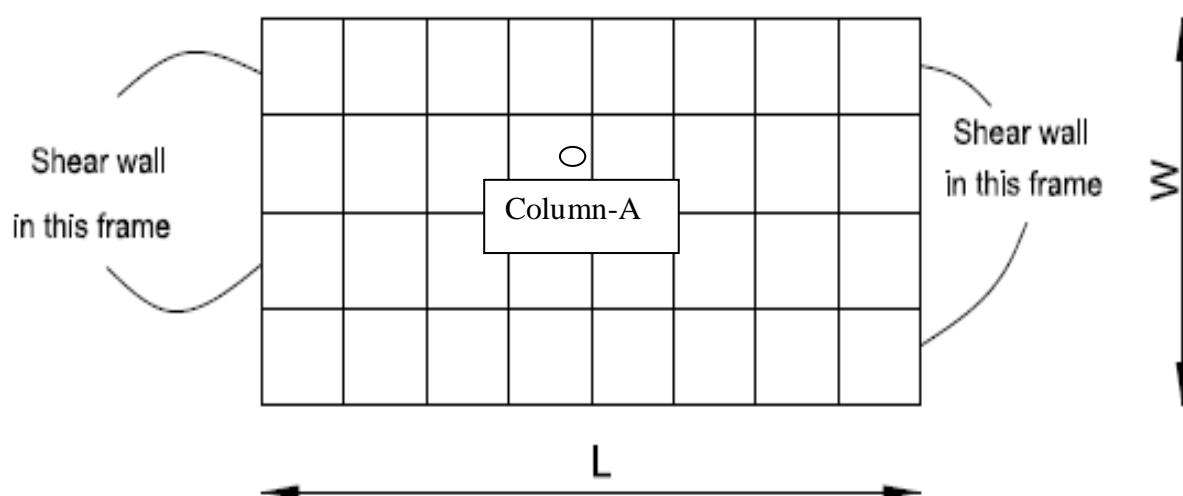
(ب)

شکل ۱-۴: پلان ساختمان های U شکل: (الف) حالت ۱؛ (ب) حالت ۲ [26]

الف-۳) ساختمان مستطیلی با نسبت طول به عرض مختلف:

یک ساختمان بتنی ۵ طبقه با پلان نشان داده شده در شکل ۱-۵ با فاصله ستون های ۶ متر و ارتفاع ۴ متر برای طبقه اول و ۳ متر در بقیه طبقات و ابعاد ستون ها و تیرها و ضخامت دال بترتیب 0.8×0.8 m، 0.5×0.8 m و 0.12 m می باشد. در این مطالعه W عرض و L طول ساختمان و $W=6$ m و برای L/W برابر ۲ و ۴ و ۸، آنالیز طیف پاسخ تحت زلزله وارده در جهت Y ساختمان صورت می

گیرد. نتایج نشان می دهد که ماکزیمم اختلاف نیروی برشی بین آنالیز سقف صلب و انعطاف پذیر برای $L/W=8$ تقریباً ۱۰ درصد و برای $L/W < 8$ اختلاف خیلی کمتر از ۱۰ درصد می باشد.



شکل ۱-۵: ساختمان های مستطیلی با نسبت طول به عرض مختلف [26]

ب- آنالیز ساختمان های با دیوار برشی

ب-۱) ساختمان های مستطیلی با نسبت های شکل مختلف:

آنالیز ساختمان های قبلی با این تفاوت که دو دیوار برشی بتن مسلح ۱۲ سانتی متری در طول دو طرف ساختمان همانگونه که در شکل ۱-۵ نشان داده شده، انجام می شود. ممان حول محور X در ستون A برای ۸ و ۴ و $L/W = 2$ در دو حالت آنالیز صلب و انعطاف پذیر نشان می دهد که اختلاف دو نوع آنالیز حتی برای $L/W = 1$ نمی تواند نادیده گرفته شود. برای $L/W > 1$ نتایج دو طرح خیلی متفاوت می باشد. به علت اینکه سختی جانبی سیستم با دیوار برشی بسیار بزرگ و سختی داخل صفحه ای دال نسبتا قابل چشم پوشی است و تغییر شکل صفحه ای دال می تواند نادیده گرفته شود. لذا دقت فرض سیستم با سقف صلب برای ساختمان با دیوار برشی بایستی بیشتر تحقیق شود.

ب-۲) خطاهای ناشی از فرض سقف صلب برای ساختمان های متقارن با دیوار برشی

یک روش آماری برای یافتن منحنی رگرسیون در تخمین خطاهای آنالیز ساختمان با سقف صلب استفاده می شود. در ابتدا مقدار بین آنالیز سقف صلب و انعطاف پذیر در مختصات و مقدار ورودی نمونه به عنوان درصد اختلاف تغییر مکان آنالیز سقف صلب و انعطاف پذیر در مختصات X تعیین می شوند. هر جفت آنالیز ساختمان سقف صلب و انعطاف پذیر یک مقدار خطا و یک مقدار نمونه را تولید می کند. برای آنالیز رگرسیون جهت تعیین فرمول خطا از ۵۲۰ جفت آنالیز ساختمان استفاده می شود. ترتیب قرارگیری دیوار برشی در این مطالعه بصورت سیستم متقارن می باشد و ساختمان های ۵، ۱۱، ۱۶ و ۲۲ طبقه با ارتفاع طبقه ۳ متر و فاصله ستون های ۷ متر بررسی می شوند که ابعاد اعضا در جدول ۱-۱ مشاهده می شود. همانگونه که در شکل ۱-۶ مشاهده می شود پلان ساختمان ها، مستطیلی، U شکل و T شکل و کلیه دیوارهای برشی بصورت پیوسته در طول سمت راست و چپ قرار دارند. در مورد هر ساختمان ضخامت دال برابر ۱۲ سانتی متر، حالت ضخامت دیوارهای برشی برابر ۶، ۱۲، ۱۸، ۲۴ و ۳۰ سانتی متر و در حالت ضخامت دیوار برشی برابر ۱۵ سانتی متر، حالت ضخامت های دال برابر ۶، ۱۲، ۱۸، ۲۴ و ۳۰ سانتی متر بررسی می شود.

مقدار خطای تعیین شده توسط معادله (۱-۱) برای محاسبه اختلاف نتایج آنالیزهای مدل های سقف صلب و انعطاف پذیر در ساختمان های با دیوار برشی استفاده می شود. هر جفت از آنالیزهای ساختمان یک مقدار خطا را تولید می کنند که هر چهار ممان انتهایی ستون ها در این معادله مقایسه می شود.

(۱-۱)

$$Error \% = 100 \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^4 \left(\left| \frac{Mr_{ij} - Mf_{ij}}{Mf_{ij}} \right| \right) |Mf_{ij}|}{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^4 |Mf_{ij}|} = 100 \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^4 |Mr_{ij} - Mf_{ij}|}{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^4 |Mf_{ij}|}$$

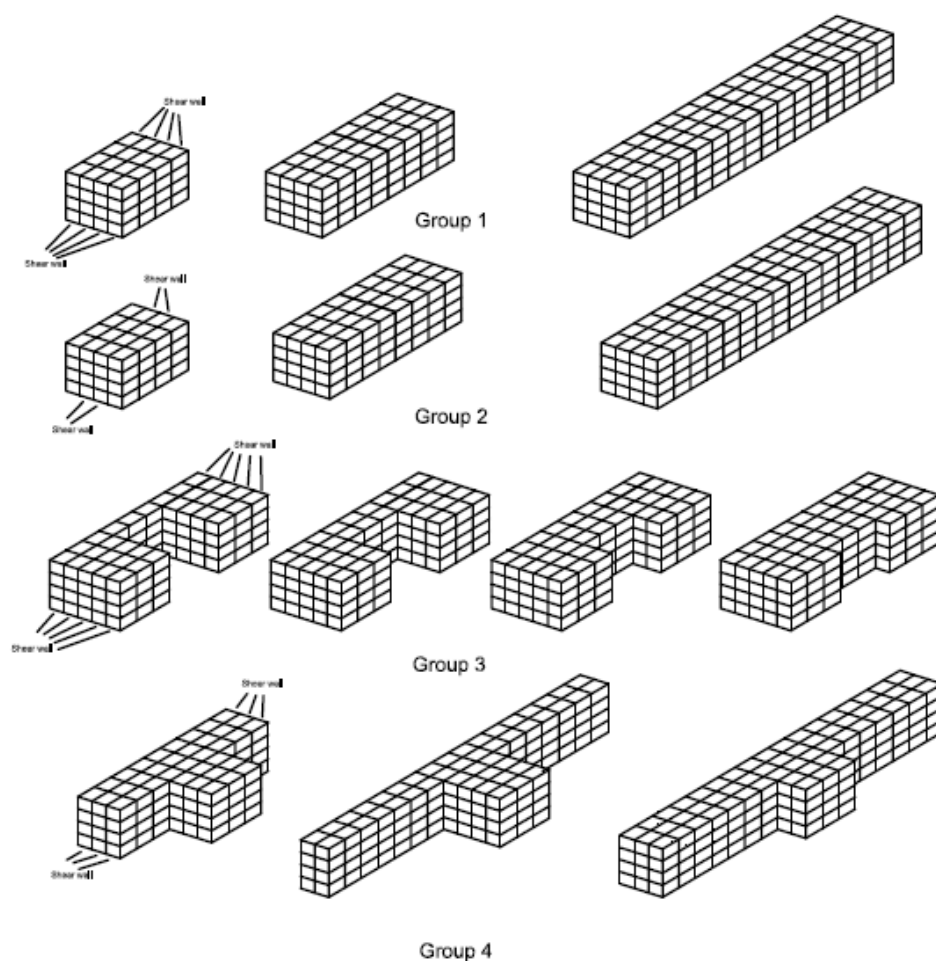
که:

N = تعداد کل ستون های ساختمان

j = شاخص ممانهای خمشی دو محور در دو انتهای ستون

Mrij = ممان ستون i با استفاده از آنالیز سقف صلب

Mfij = ممان ستون i با استفاده از آنالیز سقف انعطاف پذیر

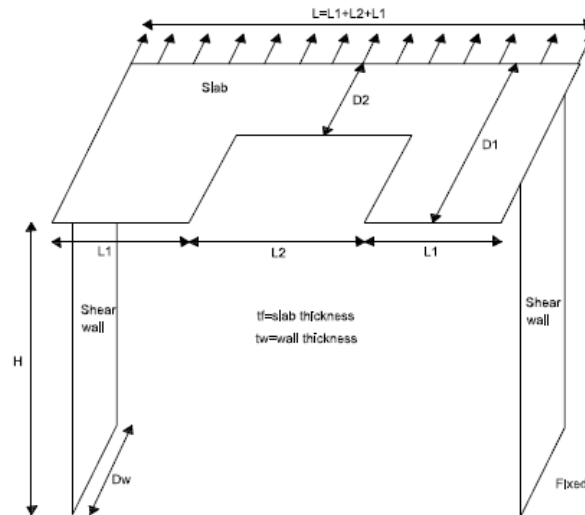


شکل ۱-۶: نمای سه بعدی ساختمان‌ها [26]

مقدار مناسب ورودی نمونه بسیار مهم است، زیرا تغییرات فرمول خطا تا حد زیادی به آن وابسته است. خطای محاسبه شده از فرمول (۱-۱) بایستی متناسب با درصد اختلاف تغییر مکان (R) بین آنالیز سقف صلب و انعطاف پذیر باشد. گامهایی که برای تعیین درصد اختلاف تغییر مکان R استفاده شده است، بصورت زیر است:

۱- سقف بصورت یک تیر با تکیه گاههای ساده و بارگذاری در واحد طول تیر در جهت طول تیر فرض می شود. هنگامی که دیوارهای برشی متقارنند یکی از قسمت های تقارن انتخاب شده و این قسمت از

دیوار برشی بصورت یک تیر طره با اعمال یک بار متمرکز برابر $L/2$ در بالای دیوار فرض می شود
(شکل ۷-۱).



شکل ۷-۱: مدل و ابعاد سقف و دیوار برشی [26]

میانگین تقریبی تغییر مکان های سقف صلب و انعطاف پذیر بصورت زیر فرض می شود:

$$\Delta_{rigid} = \Delta w \quad (2-1)$$

Δ_{rigid} : میانگین تقریبی تغییر مکان سقف تحت فرض سقف صلب

Δw : تغییر مکان بالای تیر طره (دیوار) تحت فرض گام (۱)

$$R = \Delta_{flexible} = \Delta w + \Delta f / 2 \quad (3-1)$$

$\Delta_{flexible}$: میانگین تقریبی تغییر مکان سقف تحت فرض سقف انعطاف پذیر

Δw : تغییر مکان مرکز تیر با تکیه گاه ساده (سقف) تحت فرض گام (۱)

$$R = (\Delta_{flexible} - \Delta_{rigid}) / \Delta_{flexible} = \Delta f / (2\Delta w + \Delta f) \quad (4-1)$$

که برای دال های U شکل و T شکل و مستطیلی مقادیر Δw , Δf از معادلاتی که از روش انرژی مشتق شده اند بدست می آیند که در اینجا از ذکر آنها خودداری می گردد. اگر درصد خطای محاسبه شده از معادله (۵-۱) بسیار بزرگ مثلا بیشتر از ۴۰ درصد ($R < 0.45$) باشد، آنالیز سقف انعطاف پذیر بایستی به جای آنالیز سقف صلب انجام شود اگر ($R < 0.2$) باشد معادله (۵-۱) نشان می دهد که خطای آنالیز سقف صلب کوچکتر از ۲۰ درصد است، لذا آنالیزهای سقف صلب به اندازه کافی دقیق است.

$$Error \% = 81.53R - 3.8 \quad (5-1)$$

پیشنهادات و نتایج:

این مطالعه نشان می دهد که برای ساختمان های بدون دیوار برشی مدل سقف صلب حتی در سیستمهای نامنظم، دقت کافی را دارد. برای ساختمان های با دیوار برشی، آنالیز سقف صلب و انعطاف پذیر می تواند به اندازه زیادی متفاوت باشد که ناشی از سختی جانبی بسیار بزرگ سیستم با دیوار برشی می باشد. فرمول خطای مبتنی بر آنالیز رگرسیون آنالیز سقف صلب و انعطاف پذیر با توجه به ۵۲۰ مدل ساختمان مستطیلی، U شکل و T شکل نشان می دهد که، می توان یک تخمین از خطای نیروهای ستون برای ساختمان های با دیوار برشی متقارن در حالت فرض سقف صلب تعیین نمود.

فصل دوم

شناخت دیافراگم ها

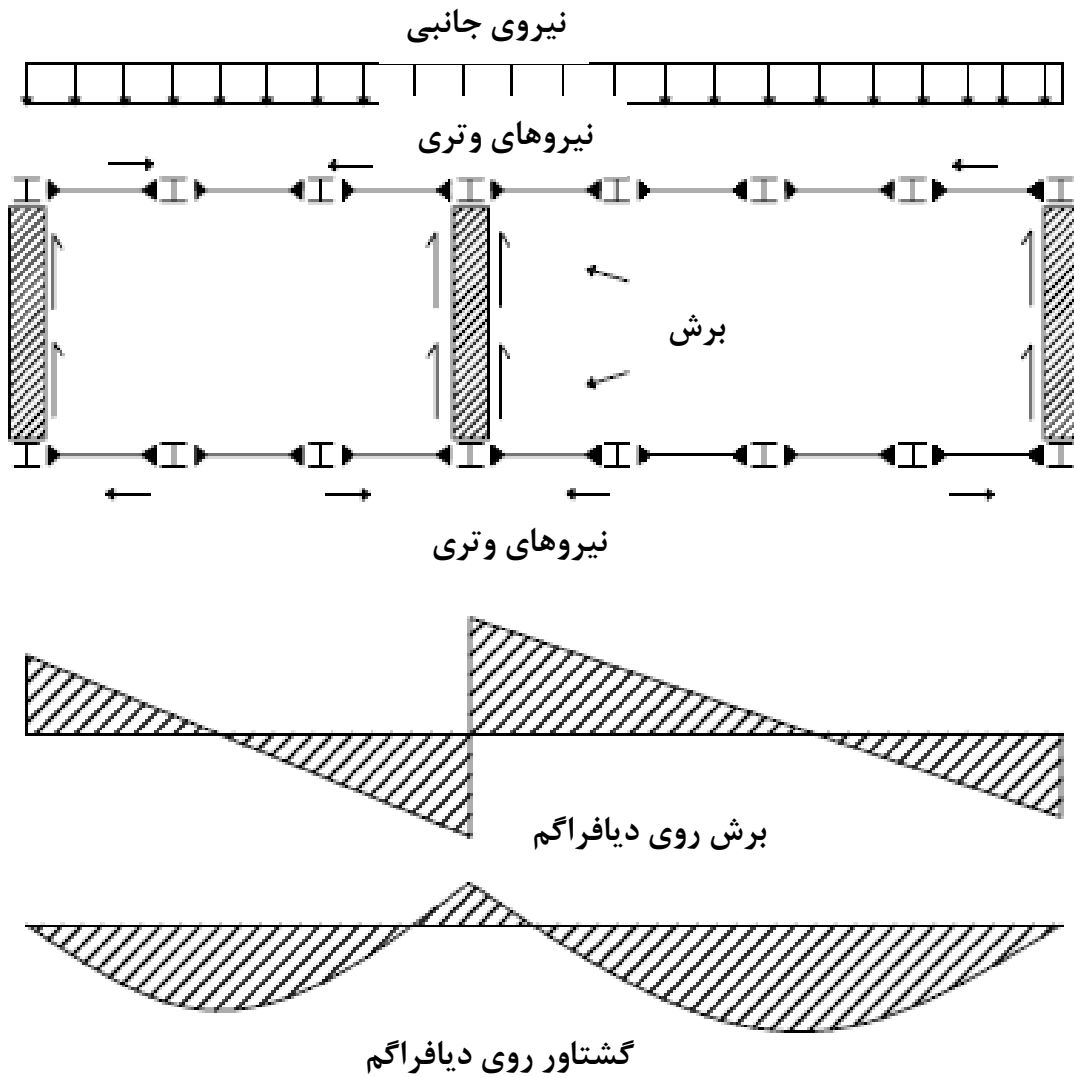
۲-۱) مقدمه

وظیفه اصلی دستگاههای قاب بندی کف طبقات و پشت بام، تحمل بارهای ثقلی و انتقال این بارها به اعضای سازه ای قائم نظیر ستون ها و دیوارهاست. علاوه بر این، آنها نقش اصلی و اساسی را در توزیع نیروهای باد و زلزله بین اعضای قائم دستگاه مقاوم در برابر بار جانبی نظیر قاب ها و دیوارهای سازه ای ایفا می کنند. به این عملکرد دیافراگم گفته می شود. رفتار و نحوه توزیع نیروها در سازه در برابر نیروهای جانبی به مشخصات این کفها بستگی دارد، نیروی حاصل از باد از طریق محل تلاقی دیوارهای خارجی با دیافراگم سقف طبقات منتقل می گردد و نیروی زلزله متناسب با وزن دیوارها و وزن طبقات به سقف طبقه مورد نظر منتقل می شود.

وظیفه دیگر دیافراگم ها، حفظ یکپارچگی سازه و متناسب نمودن تغییر شکلهای اجزای باربر قائم و جانبی تحت اثر بارهای قائم و جانبی است. رفتار دستگاههای کف طبقات تحت اثر بارهای ثقلی به خوبی شناخته شده و ضوابط طراحی سازه ای آنها نیز مشخص است [12 و 13]. بررسی رفتار این کفها در برابر نیروهای جانبی در این پایان نامه انجام می شود.

در طرح سازه ساختمان در برابر زلزله، ساختمان به نحوی طراحی و جزئیات آن به شکلی انتخاب می شود که به صورت یک واحد مستقل در برابر نیروهای زلزله عمل کند. طرح یک ساختمان به صورت یک واحد مستقل، به زیاد شدن قیدهای اضافی و یکپارچگی آن کمک می کند. نیروهای افقی ایجاد شده در اثر حرکتی حاصل از زلزله، توسط دستگاههای قائم ساختمان که برای مقاومت در برابر بار جانبی طرح شده اند (نظیر قاب ها، مهاربندی ها و دیوارهای برشی) به زمین انتقال می یابند. عموماً این دستگاههای قائم توسط کفهای طبقات ساختمان بصورت یک واحد به یکدیگر بسته می شوند بدین ترتیب، دستگاههای سازه ای کف که اساساً برای به وجود آوردن سطوح قابل استفاده و مقاومت در برابر بارهای ثقلی (یا خارج از صفحه) پیش بینی شده اند به عنوان دیافراگم های افقی که بارهای افقی (یا داخل صفحه) را تحمل می کنند و آنها را به اعضای قائم مناسب انتقال می دهند نیز

طرح می شوند. تحلیل و طراحی یک کف طبقه یا بام تحت اثر بارهای افقی با این فرض صورت می گیرد که این کفها بصورت یک تیر یکسره افقی عمل می کنند که روی اعضای قائم مقاوم در برابر بار جانبی تکیه داده شده اند، کف طبقه به عنوان جان این تیر یکسره، و اعضای پیرامون طبقه به عنوان بالهای آن در نظر گرفته می شوند (شکل ۱-۲).



شکل ۱-۲: نیروهای طراحی روی یک دیافراگم [13]

برای تحلیل و طراحی دقیق اعضای یک سازه، ایجاد یک مدل سه بعدی که هم شامل اعضای قائم و هم شامل اعضای افقی (دیافراگم کف) باشد، الزامی است. در این مدلسازی دیافراگم کف طبقه، نیروهای زلزله را بطور واقعی بین اعضای قائم تقسیم می کند. ولی امروزه به دو دلیل چنین مدلسازی های کاملی انجام نمی گیرد. اولی به دلیل هزینه و زمان زیادی که این امر می طلبد و دومی اینکه مدلسازی رفتار دستگاههای خاص برای کف، نظیر دیافراگم های ساخته شده از تخته های چند لا، صفحه فلزی و بتن پیش ساخته، به خاطر اتصالات مختلف آنها مشکل است و در بعضی موارد انجام آزمایشهایی برای کنترل مشخصات مربوط به مقاومت و سختی و کارایی چنین دستگاههایی لازم است. در حال حاضر، به جای چنین مدلسازی هایی، عموماً با در نظر گرفتن فرضیات ساده کننده ای، سازه اعضای قائم از سازه اعضای افقی بطور مستقل تحلیل و طراحی می گردد و با فرض صلبیت دیافراگم افقی، یک تحلیل نسبتاً ساده برای تعیین نحوه توزیع نیروهای جانبی انجام می گیرد و برنامه های کامپیوتری که برای تحلیل سازه ساختمان های چند طبقه به کار می روند، در این راستا تهیه و تدوین شده اند. واضح است که دقت نتایج بدست آمده بستگی به میزان صادق بودن فرضیات در نظر گرفته شده دارد. در این پایان نامه با مدلسازی کامل سازه ها (شامل اعضای قائم و دیافراگم کف) نشان خواهیم داد که صرف نظر کردن از رفتار واقعی دیافراگم های کف می تواند باعث ایجاد خطاهای جدی در ظرفیت های لازم اعضای قائم مقاوم در برابر بارهای جانبی شود، در حالی که در حال حاضر چنین برداشتی می شود که برای اکثر قریب به اتفاق سازه ها، روشهای تحلیلی ساده منجر به نتایج طراحی ایمن می شود.

۲-۲) طبقه بندی رفتار دیافراگم ها

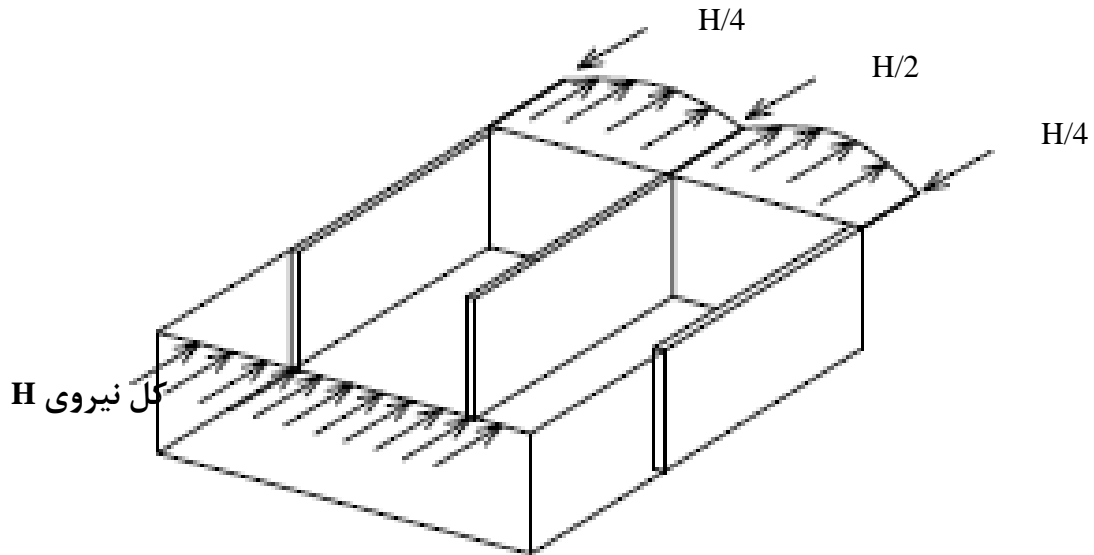
نحوه توزیع نیروهای جانبی توسط دیافراگم افقی در بین اعضای مقاوم در برابر بار جانبی، بستگی به صلبیت نسبی دیافراگم افقی و این اعضای قائم دارد. برای مقاصد طراحی و بسته به این صلبیت نسبی، دیافراگم به سه صورت صلب، نیمه صلب و انعطاف پذیر دسته بندی می شوند. تأثیر عمده نوع

دیافراگم در رفتار سازه، در توزیع نیروی جانبی بین اعضای قائم است ولی علاوه بر آن در مشخصات دیگر رفتار سازه از جمله در زمان تناوب طبیعی سازه، برش پایه، میزان تغییر مکان کل سازه، میزان تغییر مکان داخل صفحه ای دیافراگم کف و ... نیز تأثیر دارد.

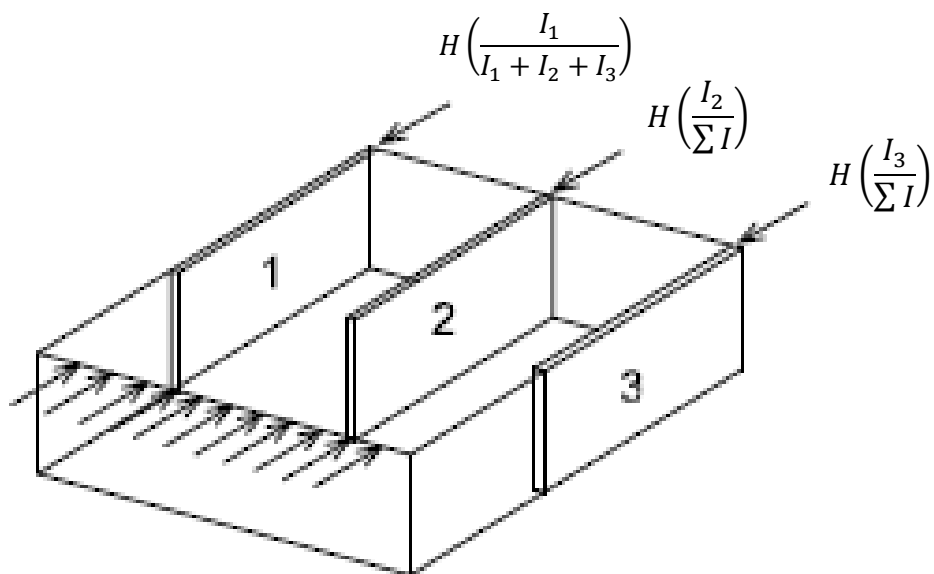
یک دیافراگم وقتی به صورت صلب در نظر گرفته می شود که بتواند نیروهای افقی را بین اعضای قائم مقاوم مستقیماً متناسب با سختی آنها توزیع کند. به عبارت دیگر در بارگذاری متقارن (بدون پیچش) المانهای قائم به اندازه مساوی دچار تغییر شکل می گردند، بنابراین المان قائم با نسبت صلبیت بالاتر مقاومت بیشتری در مقابل بار جانبی نسبت به المان با صلبیت کمتر نشان می دهد. در حالت دیافراگم صلب، تغییر شکل دیافراگم در مقایسه با اعضای قائم جانبی ناچیز خواهد بود. یک دیافراگم وقتی انعطاف پذیر خوانده می شود که نیروهای افقی در بین اعضای قائم مقاوم جانبی مستقل از سختی نسبی آنها باشد. در حالت دیافراگم انعطاف پذیر، تغییر مکان دیافراگم در مقایسه با تغییر شکلهای اعضای قائم مقاوم جانبی بسیار بزرگ است. رفتار دیافراگم انعطاف پذیر مانند تیر سراسری یا یک تیر میان دهانه ای با یک تکیه گاه می باشد که بارهای جانبی را بین اعضای قائم مقاوم جانبی بصورت یک سری تیر ساده قرار گرفته در بین این اعضاء توزیع می کند و به عبارتی به نسبت سطح باربر هر عضو توزیع می کند (شکل ۲-۲). المانهای مقاوم قائم در این حالت فرض می گردد که دچار تغییر شکل نمی شوند، چون سختی آنها در مقایسه با دیافراگم خیلی زیاد است. دیافراگم انعطاف پذیر در توزیع بارهای جانبی به المانهای مقاوم قائم توانایی توزیع بارهای پیچشی را ندارد. [12 و 13]

در واقع دیافراگم های کاملاً انعطاف پذیر وجود ندارد، اما برای ساده کردن تحلیل می توان از فرضیات منطقی برای صلبیت یا انعطاف پذیری دیافراگم ها استفاده کرد. در حالتی که تغییر مکان های دیافراگم و اعضای قائم مقاوم جانبی از نظر بزرگی در یک حدودند و نمی توان منطقاً آن را صلب یا انعطاف پذیر فرض کرد و در حالتی بین این دو باشند، چنین دیافراگمی را نیمه صلب می گویند. در دیافراگم نیمه صلب با وجود اینکه تغییر شکل تحت بار جانبی وجود دارد، معذالک در همان زمان سختی لازم جهت توزیع قسمتی از بارهای جانبی به المانهای مقاوم قائم به نسبت سختی المانهای

قائم وجود دارد. در حالت دیافراگم نیمه صلب توزیع نیرو و سایر مشخصات سازه ای مطلق نبوده و مابین حالت صلب و انعطاف پذیر است. [13]



توزیع نیروهای جانبی از طریق دیافراگم نرم افقی



توزیع نیروهای جانبی با توجه به دیافراگم صلب افقی به نسبت سختی

شکل ۲-۲: توزیع نیروهای جانبی به نسبت سختی [2]

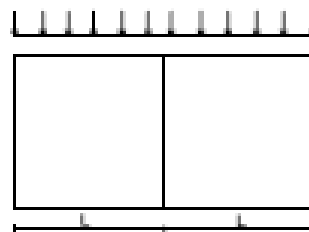
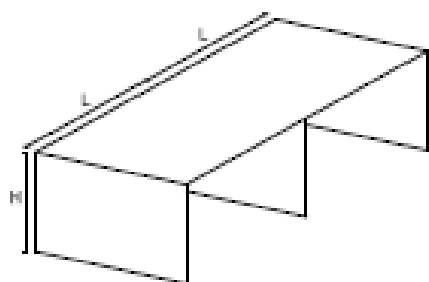
تحلیل دستگاههای سازه ای شامل دیافراگم صلب و انعطاف پذیر نسبتا ساده بوده و با استفاده از برنامه های کامپیوتری مختلف و یا بصورت دستی (با در نظر گرفتن نحوه توزیع بار برای هر دو حالت) انجام می گیرد. در مورد دیافراگم صلب اکثرا برنامه های کامپیوتری گزینه ویژه ای برای مدلسازی آن دارند، که حرکت کلیه گره های مربوط به یک دیافراگم کف را به حرکت گره مرجع آن طبقه، مقید و وابسته می کند. تحلیل دقیق دستگاههای سازه ای شامل دیافراگم نیمه صلب پیچیده است، چون صلبیت نسبی تمام اجزای سازه ای از جمله دیافراگم را در تحلیل باید در نظر گرفت. یک راه تقریبی برای توزیع بار افقی توسط یک دیافراگم نیمه صلب، در نظر گرفتن آن بصورت یک تیر یکسره بر تکیه گاه های کشسان است. در اکثر حالاتی که شامل دیافراگم نیمه صلب اند می توان، بدون نیاز به یک تحقیق پیچیده به جواب دقیق دست یافت.[13]

برای اینکه یک دیافراگم بصورت صلب، انعطاف پذیر و یا نیمه صلب عمل کند، اندازه و سختی مطلق آن، عوامل تعیین کننده نهایی نیستند. ساختمان یک طبقه با دیوار برشی را مطابق شکل ۲-۳-الف در نظر بگیرید. با ثابت نگهداشتن عرض و ضخامت دیوارها و دال ها، و با تغییر ارتفاع دیوارها و دهانه دیافراگم می توان حالت های صلب (شکل ۲-۳-ب)، انعطاف پذیر (شکل ۲-۳-ج) و نیمه صلب (شکل ۲-۳-د) را مجسم کرد. با افزایش ارتفاع طبقه H، سختی دیوار کاهش می یابد. بطور مشابه با افزایش دهانه L سختی دیافراگم کم می شود. خطهای کمرنگ در شکل ۲-۳-ب نشان دهنده تغییر مکان دستگاه تحت تأثیر نیروهای افقی در حالت دیافراگم صلب است. این حالت را می توان با زیاد کردن H و کم کردن L ایجاد کرد، به نحوی که سختی دیافراگم نسبت به دیوار خیلی بیشتر شود. در این وضعیت، تغییر مکان دیافراگم تحت بارهای افقی در مقایسه با تغییر مکان های دیوار ناچیز است. این دیافراگم مانند یک جسم صلب حرکت خواهد کرد. توزیع نیرو بین دیوارها فقط بستگی به سختی نسبی دیوار خواهد داشت. در شکل ۲-۳-ب فرض می شود که بار و سختی دیوارها نسبت به دیوار مرکزی متقارند. اگر این حالت وجود نداشته باشد، علاوه بر انتقال جسم صلب، دیافراگم تحت چرخش جسم صلب نیز قرار خواهد داشت.

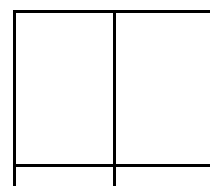
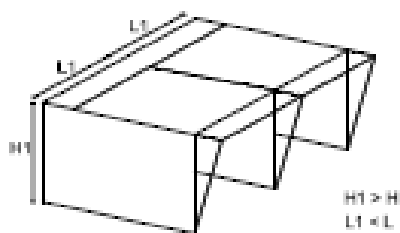
شکل ۲-۳-ج نشان دهنده تغییر مکان دستگاه تحت اثر نیروهای افقی در حالت دیافراگم انعطاف پذیر است. این حالت را با کم کردن H و زیاد کردن L می توان ایجاد کرد، به نحوی که سختی دیافراگم در مقایسه با سختی دیوارها کم شود. در این وضعیت قطعات در بین دیوارها به شکل یک سری تیر با تکیه گاه ساده عمل می کنند و توزیع بار بین دیوارها را می توان به کمک سطح دیافراگم مرتبط با هر دیوار انجام داد. واضح است که یک دیافراگم انعطاف پذیر نمی تواند مانند یک دیافراگم صلب تحت چرخش صلب واقع شود. [13]

شکل ۲-۳-د نمایشگر نقش تغییر مکان یک دیافراگم نیمه صلب تحت اثر نیروهای جانبی است. در این حالت سختیهای دیوارها و دیافراگم از یک مرتبه اند. هم تغییر مکان دیوار و هم تغییر مکان دیافراگم در تغییر مکان کلی دستگاه سهیم اند. تعیین توزیع دقیق نیرو بین دیوارها نیازمند انجام یک تحلیل سه بعدی از کل دستگاه (شامل دیافراگم) است. [13]

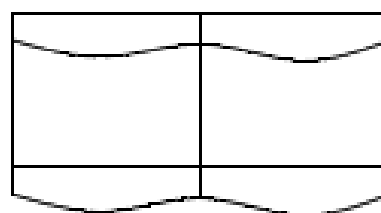
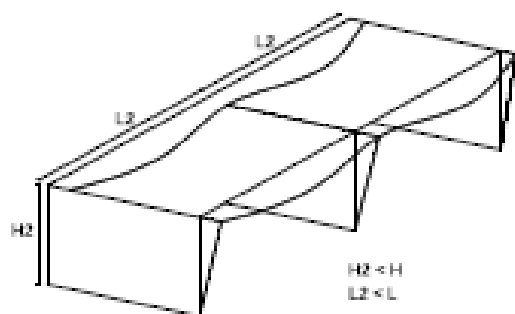
می توان با ثابت نگهداشتن L طول دهانه و H ارتفاع دیوار و با تغییر ضخامت دیوارها و دال نیز، رفتار دیافراگم را عوض کرد. بدین صورت که با افزایش ضخامت دیوارها و کاهش ضخامت دال کف طبقه، سختی دیوارها افزایش و سختی دیافراگم کاهش می یابد و کف به سمت دیافراگم انعطاف پذیر میل می کند و بالعکس با کاهش ضخامت دیوارها و افزایش ضخامت دال، رفتار دیافراگم به سمت صلبیت حرکت می کند.



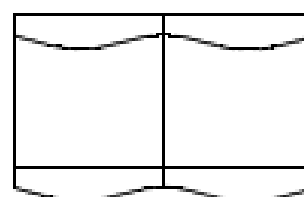
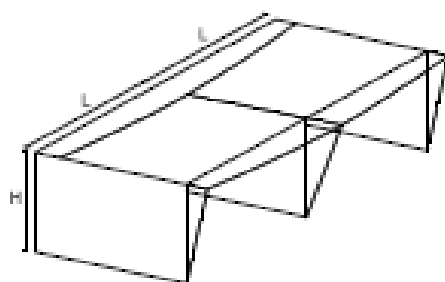
الف - بارگذاری و تناسبات موجود در ساختمان



ب - رفتار دیافراگم به صورت صلب



ج - رفتار دیافراگم به صورت انعطاف پذیر



د - رفتار دیافراگم به صورت نیمه صلب

شکل ۲-۳: رفتار دیافراگم [13]

۲-۳) تعیین صلبیت دیافراگم ها

به منظور تخمین سختی دیافراگم، لازم است که تغییر مکان دیافراگم را تحت اثر بارهای جانبی پیش بینی کنیم. دستگاههای مختلف کف طبقات و پشت بام که در اصل برای تحمل بارهای ثقلی پیش بینی شده اند، اجازه نمی دهند که تحلیل تغییر مکان های جانبی در مورد آنها به سادگی انجام شود. بعضی از دستگاههای کف که امروز متداول ترند، عبارت اند از: (۱) بتن درجا ریخته شده، (۲) قطعات پیش ساخته از تخته یا سپری با یا بدون روکش بتنی، (۳) کف فلزی با یا بدون بتن پرکننده، و (۴) قالب بندی چوبی با صفحات پوشش از تخته چند لایه. [13]

بجز دستگاه کف بتن درجا ریخته شده که یک جسم یکپارچه محسوب می شود، سایر دستگاههای بالا از اتصال واحدهای مجزا ساخته شده اند. در حالت بتن پیش ساخته، واحدهای مجاور معمولاً به وسیله جوش کارگاهی صفحات یا آرماتورهای کار گذاشته شده در قطعه به یکدیگر متصل می شوند. این به واحدها کمک می کند که بدون جدا شدن از یکدیگر در هنگام بروز کنش دیافراگمی، در امتداد قائم تغییر مکان دهند. مقاومت و سختی چنین دیافراگمی به مقدار زیاد بستگی به نوع و فاصله اتصالات دارد. محاسبه تحلیلی تغییر مکانها و سختی چنین دیافراگمی پیچیده است. در دستگاههایی که شامل صفحات فلزی اند، هر واحد در فاصله های معین به تکیه گاههای زیر خود جوش داده می شود. واحدهای مجاور کف توسط منگنه کردن گل میخها یا درزهای جوش به یکدیگر متصل می شوند. در اینجا نیز سختی دیافراگم مستقیماً به فاصله و نوع اتصالات بستگی دارد. در ساختمان های چوبی پوششهای ساخته شده از تخته چند لایه مستقیماً به اعضای قاب بندی چوبی میخ می شوند. در اینجا نیز مقاومت و سختی بستگی به فاصله میخها و نحوه اتصال پانلهای تخته چند لایه مجزا دارد. [13]

عموماً دیافراگم های ساخته شده از بتن درجا ریخته شده، بتن پیش ساخته با روکش بتنی، و کف فلزی با بتن پر کننده را به عنوان دیافراگم صلب و دیافراگم های ساخته شده از تخته های پیش

ساخته بدون روکش بتنی، کف فلزی بدون بتن پر کننده، و پوششهای تخته چند لایه را به عنوان دیافراگم انعطاف پذیر در نظر می گیرند. این دسته بندی برای بیشتر موارد صادق است. اما اگر فرض بالا بدون توجه به صلبیت نسبی اعضای قائم مقاوم جانبی و دیافراگم در نظر گرفته شود، ممکن است خطاهای کلی در توزیع نیرو اتفاق افتد. [13]

برای کمک به مهندسان در برآورد صلبیت نسبی، سازندگان کفهای فلزی برنامه های آزمایشی را برای تهیه مشخصات مربوط به مقاومت و تغییر مکان کفهای فلزی مختلف و نقش های مختلف اتصالات، پایه گذاری کرده اند.

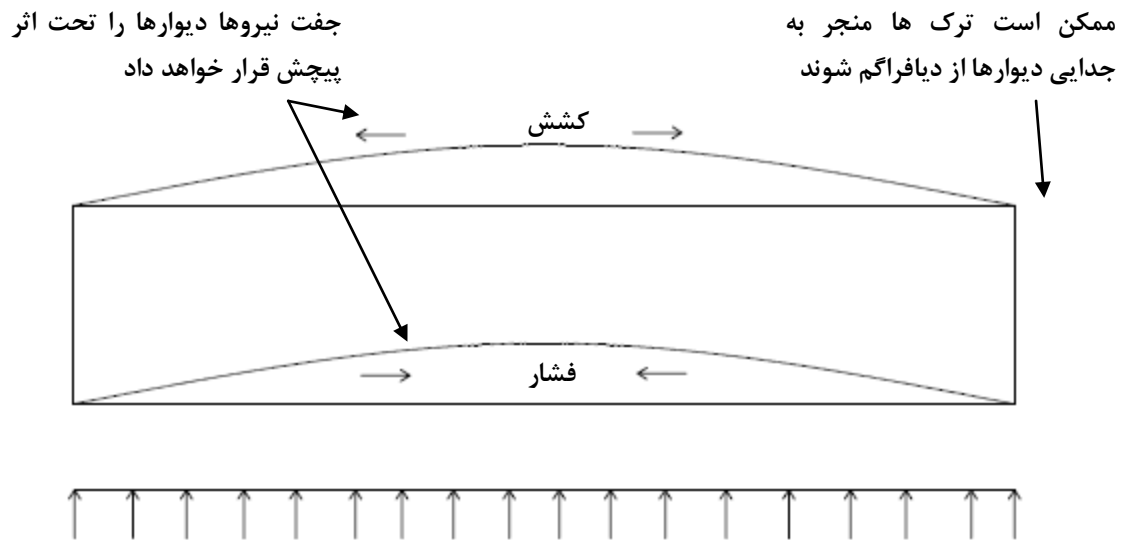
۴-۲) اهم عوامل موثر بر رفتار دیافراگم ها

تشخیص حالت هایی که باید توجه خاص به طراحی و جزئیات دیافراگم های کف مبذول شود، نیازمند تجربه فراوان و قضاوت خوب مهندسین و بررسی های متعدد است. حالت هایی که باید مورد توجه قرار گیرند بیشتر از حالاتی است که نیازمند توجه خاص نیستند، در این بخش سعی می شود راهنمایی های لازم برای تشخیص این حالت ها (دیافراگم های حساس در برابر بار جانبی) ارائه شود. [13]

۴-۲-۱) در حالت کلی، ساختمان های کم ارتفاع و ساختمان های با اعضای قائم خیلی سخت نظیر دیوارهای برشی و یا سیستم های مهاربندی، استعداد بیشتری نسبت به ساختمان های بلندتر (و بالطبع با عناصر قائم نیمه سخت با توجه به ارتفاع) برای ایجاد مشکلات ناشی از دیافراگم کف انعطاف پذیر دارند. [13]

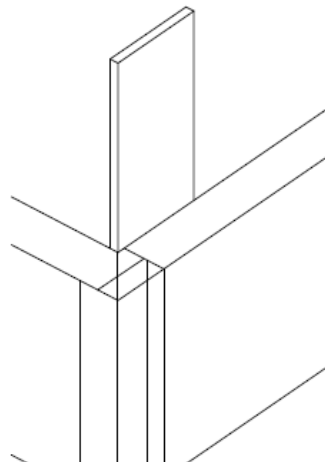
۴-۲-۲) در ساختمان های با پلان بلند و باریک، اگر مقاومت در برابر زلزله فقط توسط دیوارهای انتهایی تأمین شود، و یا دیوارهای برشی با فاصله زیاد از یکدیگر قرار گرفته باشند، دیافراگم های کف ممکن است حالت موسوم به کنش کمانی (شکل ۴-۲) از خود نشان دهند. کنش کمانی باعث می شود که دیوارهای انتهایی تحت تنش ها و تغییر شکل های پیچشی قرار گیرند. اگر پیوستگی کافی بین

دیوارها و دیافراگم موجود نباشد، ممکن است جدایی و ناپیوستگی به وجود آمده و نقطه شروع این جدایی در دیوارهای انتهایی خواهد بود. این جدایی باعث افزایش زیاد پیچش دیوار می شود و می تواند به فرو ریختگی ساختمان منجر شود. [13]

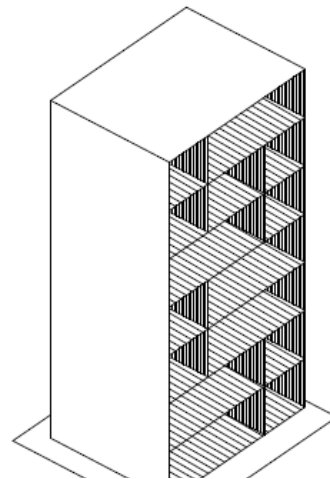


شکل ۲-۴: پلانی که نشان می دهد چگونه کنش کمانی باعث پیچش در دیوارهای انتهایی می شود [13]

۲-۴-۳) هر تغییر ناگهانی و زیاد در سختی نسبی یک دیوار در زیر و بالای تراز یک دیافراگم، یا هر تغییر ناگهانی و زیاد در سختی نسبی دیوارهای مجاور در هنگام عبور از تراز یک طبقه تا طبقه دیگر (شکل ۲-۵) می تواند تنش های برشی زیاد در دیافراگم کف و یا باز توزیع در نیروهای برشی میان دیوارها را ایجاد کند. [13]



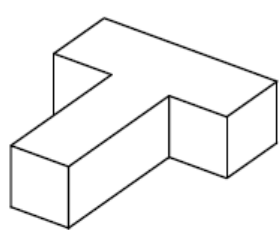
تغییرات ناگهانی در سختی اعضای باربر جانبی



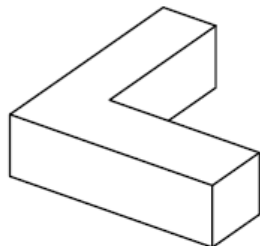
گسستگی در اعضای باربر جانبی

شکل ۲-۵: تغییرات ناگهانی در سختی و محل قرارگیری اعضای باربر جانبی می تواند باز توزیع اساسی در نیروها ایجاد کند [13]

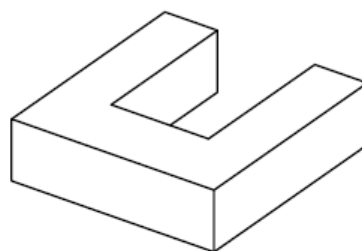
۲-۴-۴) در ساختمان های با نامنظمی زیاد در پلان، نظیر ساختمان های با پلان چند باله، I-شکل، H-شکل، V-شکل، U-شکل، T-شکل، صلیبی و Y-شکل (شکل ۲-۶)، باید توجه خاصی را به محاسبه تنش داخل صفحه دیافراگم در محل تقاطع بال ها و طراحی دیافراگم برای آنها مبذول داشت. در این نوع ساختمان ها، تغییر شکلهای بادبزی در بال های دیافراگم می تواند منجر به تمرکز تنش در محل تقاطع دیافراگم ها شود (شکل ۲-۷).



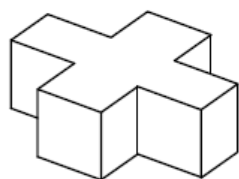
پلان T شکل



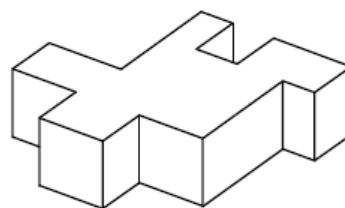
پلان L شکل



پلان U شکل

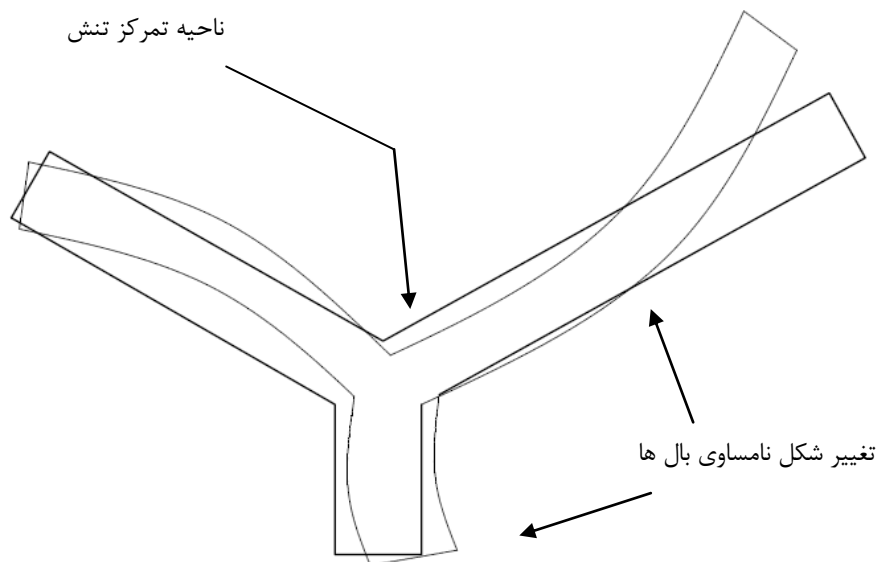


پلان صلیبی



سایر شکل های مختلط

شکل ۲-۶: پلان های نامنظم [13]



شکل ۲-۷: تغییر شکل بادبزنی بال ها باعث ایجاد تمرکز تنش در محل اتصال آن ها می شود [13]

اگر به این تمرکز تنش توجه نشود، ممکن است مسائل خطرناکی رخ دهد. گاهی تنش های دیافراگم ها در محل اتصال بال ها به قدری زیاد است که نمی توان یک جواب عملی برای ضخامت آن و مقدار فولاد بدست آورد. در این حالت ها باید بال ها را با درزهای ضد زلزله از یکدیگر جدا کرد. [13]

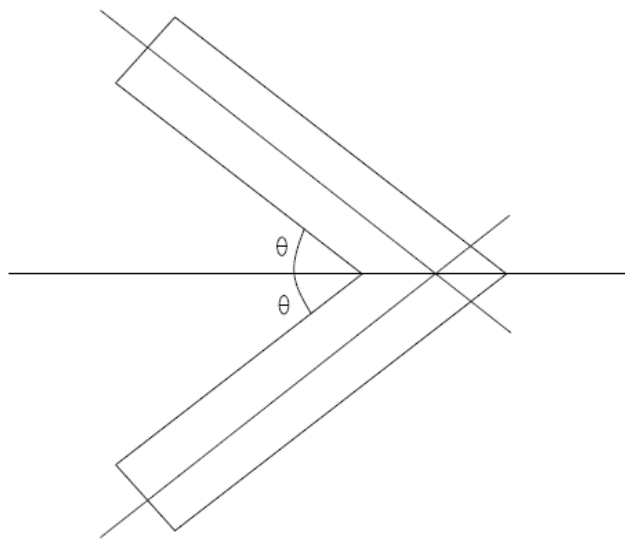
به عنوان نمونه، به علت مزیت استفاده از نور طبیعی و تهویه هوا، پلانهای Y شکل مورد پسند اغلب ساکنین اینگونه برج ها می باشد. نقطه اتصال سه باله پلان مورد نظر اغلب شامل راه پله و قسمت های مشترک ساختمان جهت رفت و آمد ساکنین می باشد. نقاط اتصال بال های اینگونه پلانها خطرناکترین نقاط سازه در برابر حرکات زلزله می باشد و تمرکز تنش در این نقاط به دلیل تمایل سازه در حفظ شکل اولیه خود زیاد می باشد. برای جلوگیری از این تمرکز تنش می توان بال های چنین ساختمان هایی را از یکدیگر جدا ساخت. اما جداسازی راه حل ایده آلی برای حل این مشکل نیست زیرا در این صورت مسئله لگزدن متقابل بین این بلوک های سازه ای پیش می آید. برای دوری از لگزدن متقابل این بلوکها به ناچار باید فاصله آنها را کاملاً زیاد کرد که این در مورد ساختمان های بلند غیر عملی است. علاوه بر این، جداسازی، نمای ساختمان را نیز از لحاظ معماری خراب می کند. بنابراین مصلحت در این است که پیکربندی ساختمان طوری باشد که سازه بدون جداسازی بال هایش، در مقابل حرکات زلزله ایمن باشد.

K.mandal , K.Jain در سالهای ۱۹۹۲ الی ۱۹۹۵ تحقیقات بر روی دیافراگم های سازه های بالدار انجام داده اند. آنها ساختمان های V یا L و یا Y را به شکل صفحات عمودی خمشی - برشی مدل کردند. در این مدل سقف ها به صورت یک نوار افقی انعطاف پذیر که تنها برش را در حرکات افقی انتقال تحمل می کنند، مدل شده اند. [25]

با بررسی های انجام شده به نظر می رسد که انعطاف پذیر بودن سقف تأثیر مهمی بر روی پدید اصلی و برش پایه ندارد اما این موضوع در توزیع برش در بین قاب های انتقالی تأثیر می گذارد.

هنگامی که همه سختیهای انتقالی بیشتر از سختیهای عمودی باشند، اولین مواد ارتعاشی شامل انحراف بیشتری بر روی اتصالات نسبت به انتهای آزادشان می باشند و بر عکس. بنابراین در مود اول

برش بیشتری توسط اتصالات قاب های نزدیک به هسته نسبت به انتهای آزاد آنها تحمل می گردد. در حالی که در مود دوم، قاب ها در انتهای آزادشان بار بیشتری را شامل می شوند. در ساختمان های V شکل (شکل ۸-۲) تأثیر انعطاف پذیری سقف با افزایش θ برای مودهای غیر متقارن، افزایش می یابد و برعکس. بنابراین $2\theta=90^\circ$ برای ساختمان های V شکل زاویه بهینه محسوب می شود. همچنین این تغییرات، تأثیرات مهمی را همراه با افزایش نسبت طول به پهنای بال ها و همراه با کاهش ارتفاع ساختمان خواهد داشت. [25]



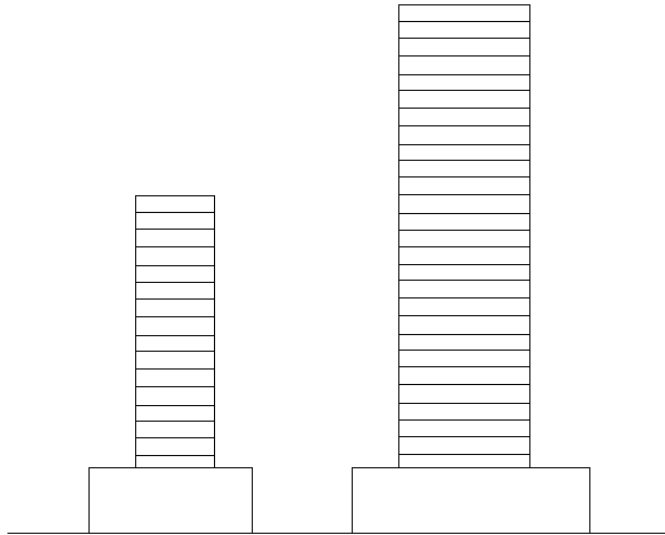
شکل ۸-۲: زاویه θ در ساختمان های V شکل [25]

بدین ترتیب واضح است که بسته به پیکربندی، انعطاف پذیری سقف ممکن است به شدت باعث اضافه بار بعضی از قاب های انتقالی گردد.

۸-۴-۲) از سایر انواع ساختمان هایی که نیازمند توجه ویژه در طراحی دیافراگم ها هستند، می توان از ساختمان های بلندی نام برد که روی یک قسمت بسیار بزرگتر کم ارتفاع تکیه کرده اند (تغییر ناگهانی در مساحت پلان دارند) (شکل ۹-۲). در این حالت، کنش قسمت کم ارتفاع به عنوان پایه برش، و باز توزیع نیروهای برشی مربوط به آن (لگدزدن) ممکن است دیافراگم موجود در محل اتصال

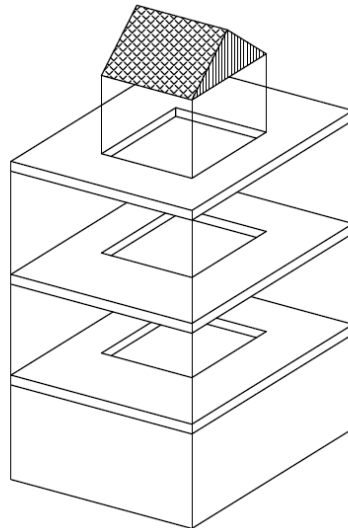
قسمت های کم ارتفاع و مرتفع (و بعضی اوقات تعدادی از دیافراگم های کف در بالا و پایین ناحیه

اتصال) را تحت اثر تغییر شکل های برشی داخلی صفحه بسیار بزرگ قرار دهد. [13]



شکل ۲-۹: ساختمان های بلند قرار گرفته روی قسمت پایه گسترده کم ارتفاع [13]

۲-۴-۶) ساختمان های با بازشوی های نسبتا بزرگ در صفحات کف نیز نیازمند توجه ویژه در طراحی دیافراگم ها می باشند. اگر بازشویی در کف طبقه (به طور مبالغه آمیز) چنان بزرگ باشد که در یک جهت کف راه های ارتباطی را به کلی مسدود کند (شکل ۲-۱۰)، دیافراگم کف نه تنها نقش دیافراگم صلب را بازی نمی کند، بلکه قسمت تضعیف شده کف همانند لولا یا مفصل کار می کند. حال اگر هر چه ابعاد این فضای باز در وسط دیافراگم کوچکتر باشد دیافراگم صلب تر می گردد، در هر صورت تحلیل و طراحی این چنین دیافراگم هایی مستلزم توجه و وقت زیادی می باشد.



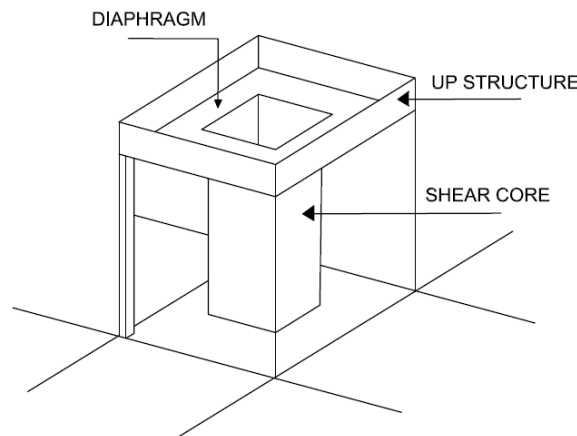
شکل ۲-۱۰: بازشوهای بزرگ در کف ها نیازمند توجه ویژه اند. [13]

۲-۴-۷) سازه های با سیستم لوله ای از دیگر سازه هایی هستند که دیافراگم های آنها نیازمند توجه خاص است. بازده سازه ای سیستم های لوله ای بسیار زیاد است اما در مورد عملکرد واقعی سقف طبقات ساختمان تحت اثر بارهای جانبی چیزی مشخص نیست. [13]

خصوصیات ستون های خارجی با فواصل کم از نقطه نظر طراحی سازه در سیستم لوله ای فواید زیاد دارد، ولی باعث ایجاد مشکلات معماری در پای سازه می گردد. به خصوص در معماری مرسوم که یکی از اهداف آن ایجاد هویت ساختمان در پای سازه می باشد که این ستون ها معمولا در سطح خیابان این هدف را از بین می برند. به همین دلیل مهندسین معمار توصیه می کنند با استفاده از راه حل های سازه ای و بر اساس نیاز، تعدادی از ستون ها به صورتی که عملکرد سازه یکپارچه باقی بماند، حذف گردد.

یکی دیگر از دلایلی که باعث حذف ستون ها در تراز پایه می گردد، استفاده از پارکینگ اتومبیل است که حداقل تعدادی از ستون ها را حذف می کند. حذف تعدادی از ستون ها، اغلب مسائل سازه ای نظیر لزوم ایجاد مقاومت در برابر برش جانبی به وجود می آورد و معمولا باعث می شود که از قاب مهاربندی شده یا دیوارهای برشی بتن آرمه در هسته ساختمان استفاده گردد.

چون اکثرا انتقال نیروی جانبی در پایه با چند ستون غیر اقتصادی است، دیوار برشی یا قاب مهاربندی شده در اطراف آسانسورها و راه پله، سیستمی عالی را برای مقاومت در برابر بارهای جانبی فراهم می کنند (شکل ۲-۱۱). در این صورت سختی برشی هسته بسیار زیاد می شود و کف باید توانایی لازم در انتقال نیروهای برشی که دارای شدت نسبتا زیادی هم می باشد را دارا باشد. مسائل موجود در رفتار این گونه سازه ها تاکنون مطالعات بسیار زیادی را به خود اختصاص داده اما کمبود مطالعات در زمینه رفتار دیافراگم کف استفاده از آنها را محدود ساخته است. در مواردی که ایده ساخت چنین سازه هایی مطرح می گردد به رفتار دیافراگم کف در آنها به دیده تردید نگریسته می شود. خصوصا لزوم باز بودن سقف در قسمت وسط مانند شکل ۲-۱۱، مقاومت دیافراگم و نحوه انتقال برش به دیوارهای برشی یا مهاربندی ها را زیر سؤال برده است، تصویر زیر همچنین مسیر انتقال برش را نشان می دهد. [12]



شکل ۲-۱۱: حذف ستون های نما در تراز پایه [12]

۲-۴-۸) دیافراگم ها نه تنها از لحاظ ابعاد و شکل و موقعیت استقرار آنها در سازه حساس هستند، بلکه باید به نوع جنس سقف نیز توجه شود. لذا انواع سقف هایی که از لحاظ جنس مصالح ضعیف می باشند باید مورد توجه ویژه ای قرار گیرند.

با جمع بندی مطالب اخیر می توان دریافت که بر خلاف آنچه تا کنون تصور می شد، دیافراگم سازه های مختلف همیشه صلب نیستند و باید با تحلیل و محاسبه، آنها را مورد بررسی قرار داد.

فصل سوم

ضوابط آیین نامه های مختلف در مورد دیافراگم ها

۳-۱) مقدمه

در این فصل برای آشنایی با نحوه تحلیل و طراحی دیافراگم ها، ضوابط آیین نامه های مختلف آورده شده است.

این آیین نامه ها عبارتند از:

۱. آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم)

۲. آیین نامه UBC-1997

۳-۲) آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش**سوم) [9]**

بند ۲-۷ این آیین نامه در مورد دیافراگم ها بصورت زیر می باشد:

۳-۲-۱) دیافراگم ها و نیروهای وارد بر آنها (بند ۲-۷)

دیافراگم ها که معمولا کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند، در هنگام زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی به عهده دارند. این عناصر باید در برابر تغییر شکلهای افقی که در میان صفحه آنها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند. نیروی افقی ایجاد شده در دیافراگم ها در بند ۲-۷-۲ ارائه شده است.

دیافراگم ها ممکن است صلب و یا انعطاف پذیر باشند. تحلیل کلی سازه در برابر نیروهای جانبی و توزیع نیروی برشی بین عناصر سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی باید با توجه به این موضوع انجام گردد. در صورتی که برای هر جهت افقی تحت نیروهای وارد به دیافراگم هر طبقه که از بند ۲-۴-۹ بدست آمده حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم نسبت به نقاط دیگر آن از نصف تغییر مکان نسبی طبقه کمتر باشد دیافراگم صلب و در غیر این صورت انعطاف پذیر محسوب می گردد.

در هر حالت تغییر شکل افقی دیافراگم نباید از تغییر مکان جانبی مجاز اجزای قائم باربری که به آن متصل هستند بیشتر باشد.

در پیوست شماره ۶، تعریف، عملکرد، انواع دیافراگم و روش محاسبه تغییر مکان آنها آمده است.

۳-۲-۲) مقاومت دیافراگم ها (بند ۲-۷-۱)

دیافراگم ها باید برای تلاش های برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده در میان صفحه خود زیر اثر بارهای جانبی طراحی شوند. کنترل مقاومت دیافراگم های بتن آرمه بر اساس ضوابط آیین نامه بتن ایران انجام می گیرد. در صورت استفاده از سایر مصالح، کنترل مقاومت آن ها باید بر اساس ضوابط آیین نامه های معتبر دیگر انجام شود.

۳-۲-۳) نیروی افقی وارد به دیافراگم ها (بند ۲-۷-۲)

دیافراگم های کف ها و سقف باید برای نیروی بدست آمده از رابطه زیر محاسبه شوند:

(۱-۳)

$$F_{pi} = \frac{(F_t + \sum_{j=i}^n F_j)}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i$$

در این رابطه:

F_{pi} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i

W_j, F_t, F_j : نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۲-۴-۹

در رابطه فوق حداقل مقدار F_{pi} برابر با $0.35 AIW_i$ بوده و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود. در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروهای زلزله طبقه، نیروهای جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده اند، به یکدیگر

منتقل نماید، مقدار این نیروها نیز باید از رابطه ۳-۱ بدست آمده و اضافه شود. برای توضیحات بیشتر به پیوست ۶ مراجعه شود.

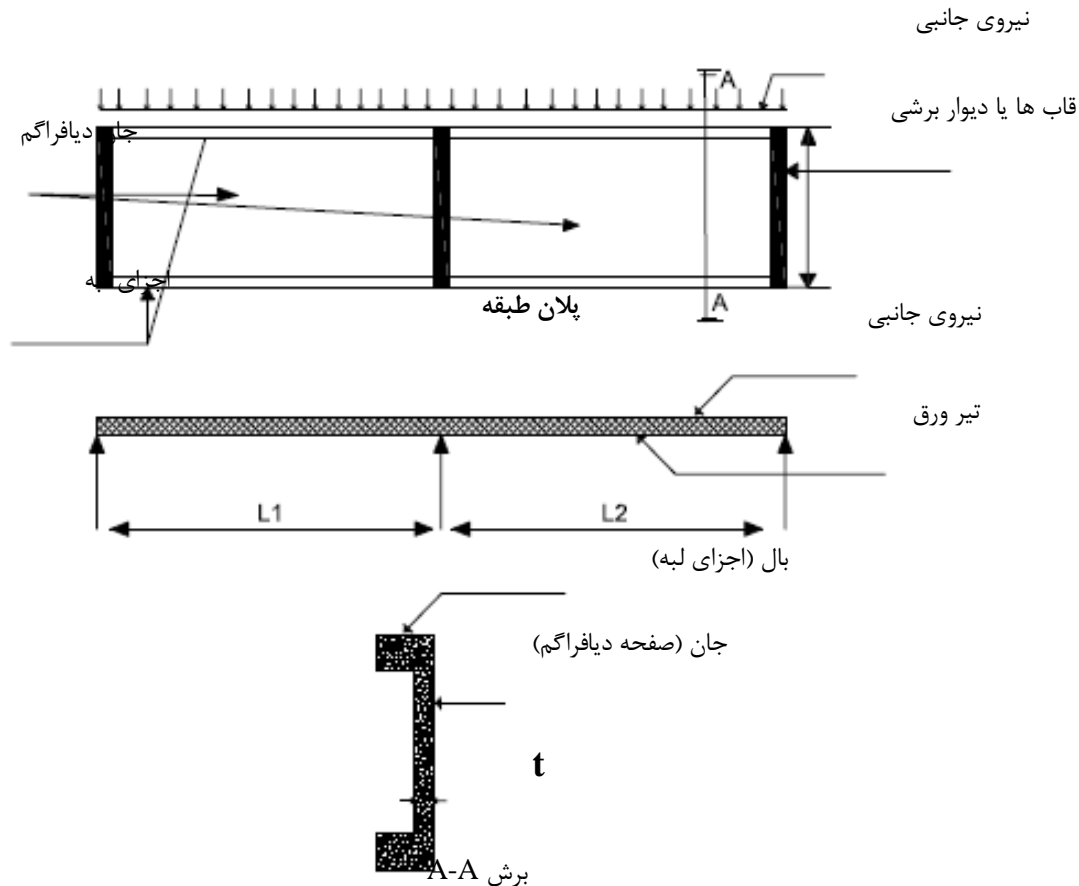
پیوست شماره ۶ این آیین نامه تحت عنوان دیافراگم ها به شرح زیر است:

۳-۲-۴) تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان ها در برابر نیروهای جانبی معمولا از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریبا افقی) تشکیل می شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده ها و نهایتا به زمین منتقل می نمایند. به اجزای افقی یا تقریبا افقی منتقل کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا بطور اختصار «دیافراگم» گفته می شود. در ساختمان های متعارف دیافراگم ها شامل کفها و سقف ها (افقی و با شیب کم) می باشند. در چنین ساختمان هایی دیافراگم ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را بطور هم زمان بر عهده دارند. در ساختمان های صنعتی بطور کلی بادبندی های افقی (یا تقریبا افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب ها) را عهده دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می گردند.

برای سهولت دیافراگم را می توان مشابه یک تیر ورق تصور نمود که بر روی تکیه گاه هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی می باشند (قاب ها و دیوارهای برشی) واقع شده است (شکل ۳-۱). جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم بوده و بال های آن اجزای لبه دیافراگم را شامل می شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه بزرگی نسبت عرض دیافراگم ها (b) به دهانه آنها (L1 یا L2) معمولا این اجزا به عنوان تیرهای عمیق (تیر تیغه) محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییر شکل تیر تیغه باید علاوه بر اثرهای تغییر شکلهای خمشی، اثرهای تغییر شکلهای برشی نیز منظور گردد.

دیافراگم ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه در برابر بارهای جانبی دارای سختی و صلبیت مناسب همراه با مقاومت کافی بوده و طوری با سایر قطعات درگیر شده باشند که سازه و دیافراگم هنگام زلزله یکپارچه باقی بمانند.



شکل ۳-۱: نمونه ای از دیافراگم [9]

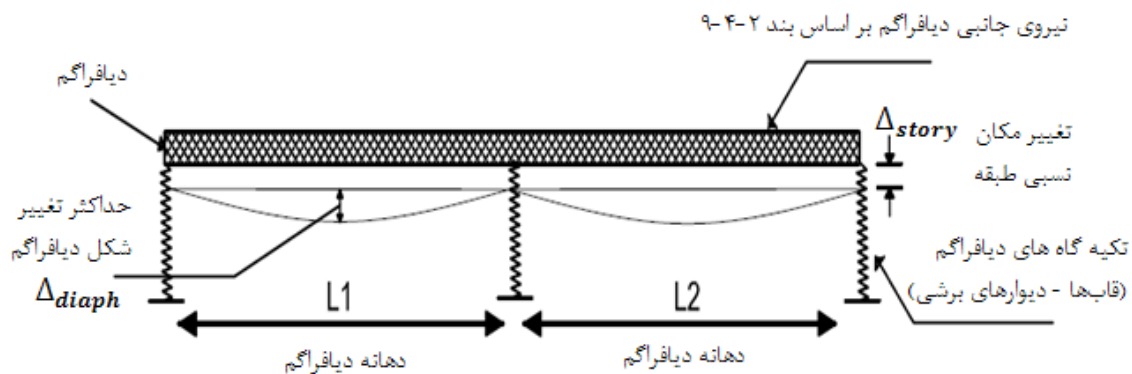
۳-۲-۵) انواع دیافراگم ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی

دیافراگم ها ممکن است از کفهای ساخته شده از بتن آرمه درجا ریخته شده، شامل تیرچه بلوک (با بتن مسلح مناسب رویه)، ورقهای ساده یا موجدار فلزی، ورقهای موجدار فلزی با بتن آرمه رویه به صورت مرکب، کفهای چوبی، کفهای ساخته شده از قطعات پیش ساخته با اتصالات خشک و یا تر با یکدیگر و بدون بتن رویه، طاقهای ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند. همچنین دیافراگم

ها می توانند شامل مهاربندی های افقی که از اجزای فولادی و یا بتنی ساخته شده اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و از ضوابط آیین نامه های مربوطه استفاده می گردد.

۳-۲-۶) انواع دیافراگم از نظر صلبیت و انعطاف پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربر جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند تکیه گاههای دیافراگم (تیر ورق) عمل می نمایند. جامع ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم ها (تلاش ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite element) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه بعدی کلی می باشد. لیکن به منظور صرفه جویی در وقت در دیافراگم های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می باشند، مطلوب تر است که از روش های ساده شده و تقریبی استفاده شود. شکل ۳-۲ وضعیت تغییر مکان و تغییر شکل کلی تیر تیغه (دیافراگم) و تکیه گاههای آن (قاب ها و دیوارهای برشی) را نشان می دهد.



شکل ۳-۲: تغییر مکان، تغییر شکل کلی و تکیه گاه های دیافراگم [9]

Δ_{story} : تغییر مکان نسبی طبقه

Δ_{diaph} : حداکثر تغییر شکل دیافراگم

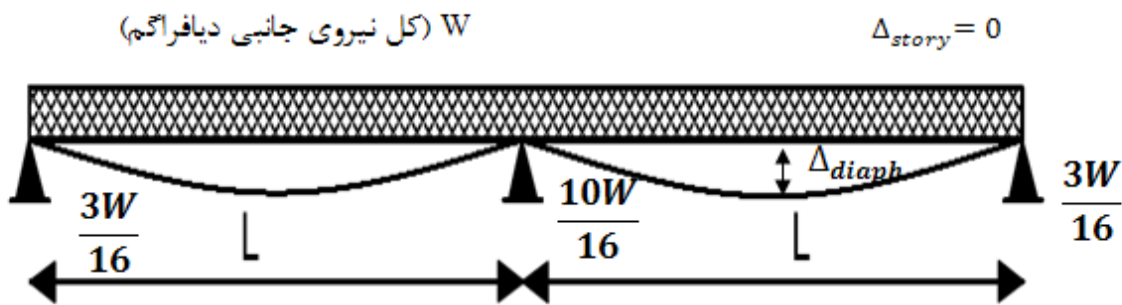
از نظر صلبیت دیافراگم ها را می توان در حالات زیر بررسی نمود:

الف- در حالتی که نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ بسیار کوچک بوده (کمتر از ۰.۵) و یا دیافراگم به تنهایی فاقد هر گونه تغییر شکل تحت تأثیر بارهای جانبی باشد دیافراگم صلب منظور می شود. در صورت وجود پیچش در صفحه دیافراگم Δ_{story} شامل متوسط تغییر مکان های نسبی نقاط مختلف طبقه است.

در صورت صلب بودن دیافراگم توزیع نیرو بین قاب ها و دیوارهای برشی به نسبت سختی این اجزا انجام می گردد. در این صورت مطابق روش معمول در اغلب برنامه های کامپیوتری می توان برای تحلیل سازه، گره های واقع در یک سطح را با هم مرتبط نمود به طوری که عملاً تغییر مکان های جانبی طبقه در کلیه گره های آن سطح یکسان باشد (در حالت عدم وجود پیچش) و یا اینکه تغییر مکان ها با یکدیگر رابطه خطی داشته باشند (در حالت وجود پیچش).

در دیافراگم های صلب بر اساس بند ۲-۴-۱۱ آیین نامه، منظور نمودن پیچش اتفاقی الزامی است. دیافراگم های ساخته شده از بتن آرمه درجا، ورقهای موجدار یا قطعات پیش ساخته همراه با بتن آرمه رویه می توانند به شرط رعایت ضوابط این قسمت، جزو دیافراگم های صلب محسوب گردند. در ساختمان های بلند مرتبه استفاده از سیستم دیافراگم های صلب موکدا توصیه می شود زیرا در صورت استفاده از دیافراگم های انعطاف پذیر در این قبیل ساختمان ها امکان ارتعاش غیر هم زمان قسمت های مختلف دیافراگم در هر طبقه وجود دارد.

ب- در حالتی که همه تکیه گاه های دیافراگم دارای سختی زیاد بوده (Δ_{story} کم) یا نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ بسیار زیاد باشد، دیافراگم به صورت یک تیر ممتد بر روی تکیه گاه های صلب مطابق شکل ۳-۳ عمل می نماید.



شکل ۳-۳: عملکرد دیافراگم به صورت یک تیر ممتد بر روی تکیه گاه های صلب [9]

بر اساس بند ۲-۷ ضوابط آیین نامه در صورتی که نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ مساوی و یا بیشتر از ۰.۵ باشد، دیافراگم انعطاف پذیر محسوب می گردد. در این حالت تلاش های دیافراگم (نیروهای برشی و لنگر خمشی) و عکس العمل های تکیه گاهی آن با استفاده از روش های متداول در مقاومت مصالح برای تیرهای ممتد بدست می آیند.

با توجه به تقریب های موجود و به منظور ساده تر شدن حل مسئله با تقریب قابل قبول، عکس العمل های تکیه گاهی را می توان به صورت سطح بارگیر (نصف دهانه از هر طرف) نیز منظور نمود. بدین طریق عکس العمل های تکیه گاه های میانی (در صورت برابر بودن دهانه های دیافراگم) دو برابر عکس العمل های تکیه گاه های کناری منظور می گردد. در این حالت در واقع کل دیافراگم به صورت چند دهانه تیر ساده بین تکیه گاه ها منظور می گردد.

در دیافراگم های انعطاف پذیر اثرهای پیچش اتفاقی کم اهمیت تر بوده و در حالتی که نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ بیش از ۲ باشد نیازی به منظور نمودن این اثرها نمی باشد. نمونه دیافراگم های انعطاف پذیر متداول شامل دیافراگم های ساخته شده از چوب، گچ، پلاستیک، و قطعات پیش ساخته بدون بتن آرمه رویه، ورقهای موجدار فولادی بدون بتن آرمه رویه و طاق ضربی مهاربندی شده ولی بدون

بتن آرمه رویه (هر چند باید از انسجام و یکپارچگی طاق در هنگام وقوع زلزله اطمینان حاصل شود) می باشد.

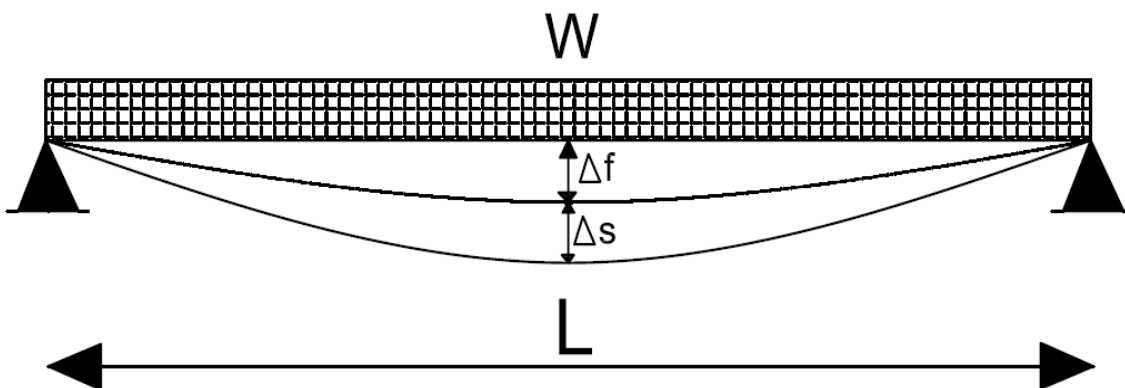
۳-۲-۷) تغییر شکل دیافراگم

با توجه به اینکه متداول ترین نوع دیافراگم در ایران دیافراگم های بتن آرمه می باشند، روش تعیین صلبیت این گونه دیافراگم ها در این قسمت مورد بحث قرار می گیرد.

همان طور که قبلا ذکر شد تغییر شکل کلی هر دیافراگم (Δ_{diaph}) تحت اثر بارهای جانبی وارد بر آن از دو قسمت تغییر شکل خمشی (Δ_f) و تغییر شکل برشی (Δ_s) تشکیل می گردد.

$$\Delta_{diaph} = \Delta_f + \Delta_s$$

در تیرهای معمولی مقدار تغییر شکل های برشی جزئی بوده و از آن صرف نظر می شود لیکن در تیر تیغه، مقدار تغییر شکل های برشی عمده بوده و باید منظور گردند. روش برآورد تغییر شکل های خمشی تیر تیغه، مشابه تیرهای معمولی است. مثلا در تیر ساده شکل ۳-۴ مقدار حداکثر Δ_f را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:



شکل ۳-۴: تیر ساده [9]

$$\Delta f = 5WL^4 / 384EI$$

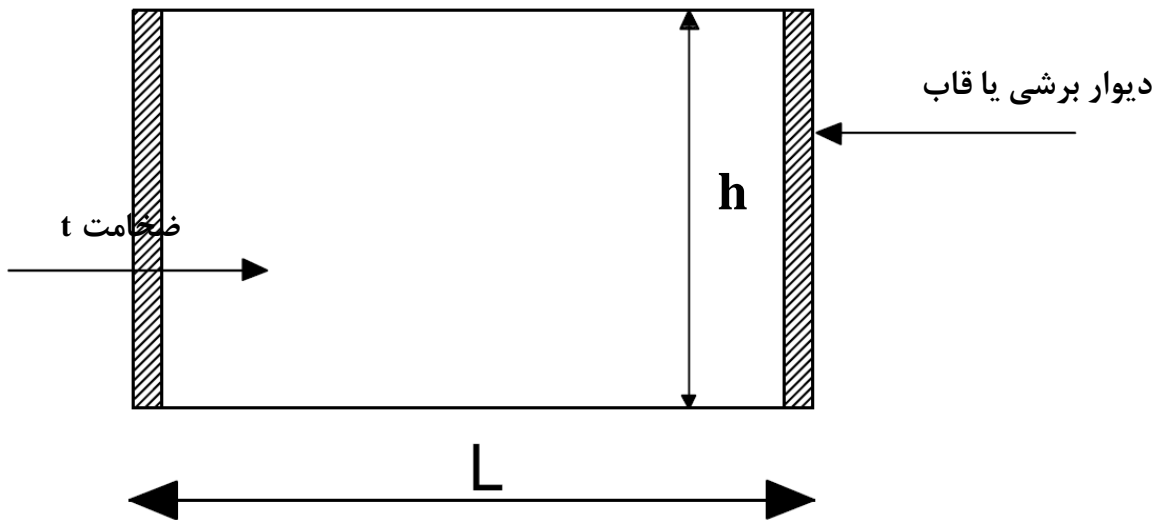
W = بار گسترده یکنواخت

E = مدول ارتجاعی ماده

I = گشتاور ماند مقطع

در دیافراگم های با ضخامت ثابت برای محاسبه I معمولاً کل مقطع دیافراگم منظور می گردد. مثلاً در

شکل ۳-۵ مقدار I برابر است با:



شکل ۳-۵: دیافراگم با ضخامت ثابت [9]

$$I = th^3 / 12$$

تغییر شکل برشی دیافراگم (Δ_s) به شرطی که دیافراگم به صورت تیر تیغه ساده فرض شود از رابطه

زیر بدست می آید:

$$\Delta_s = \frac{\alpha w L^2}{8AG}$$

که:

α = ضریب فرم

A = سطح مقطع کل دیافراگم

G = مدول برشی بتن

W = بار جانبی یکنواخت

در رابطه فوق G برابر با ۰.۴ مقدار مدول ارتجاعی بتن بر اساس آیین نامه بتن ایران، t ضخامت دیافراگم و ضریب α ضریبی است که برای دال های بتنی برابر با ۱.۵ منظور می شود.

در سایر انواع دیافراگم ها مانند دیافراگم های ساخته شده از ورق های موجدار با بتن رویه و یا دیافراگم های چوبی، هر چند اصول محاسبات تغییر شکل دیافراگم مطابق روش فوق است، لیکن باید بر اساس اصول مکانیک جامدات و مقاومت مصالح و رعایت شرایط سازگاری، محاسبات تغییر شکل دیافراگم انجام شود.

۳-۲-۸) نکاتی درباره تحلیل دیافراگم ها

در تحلیل دیافراگم های چند دهانه برای صلبیت یا انعطاف پذیری آن، راه حل محافظه کارانه، منظور نمودن کل دیافراگم به صورت چند دهانه ساده می باشد. بررسی اجمالی یک دیافراگم، بحرانی ترین دهانه های آن را به وضوح مشخص می نماید. کنترل صلبیت دیافراگم می تواند فقط برای دهانه های بحرانی دیافراگم های صلب و بر اساس بارگذاری مطابق بند ۲-۴-۹ آیین نامه کنترل زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) انجام شود. در صورت صلب بودن دیافراگم در چند دهانه و انعطاف پذیر بودن آن در یک دهانه ممکن است نیاز به تحلیل جامع کل دیافراگم و سازه وجود داشته باشد.

از طرف دیگر در صورتی که کل سازه با فرض دیافراگم صلب تحلیل شده باشد می توان مجموعه دیافراگم را به صورت یک تیر ممتد چند دهانه بر روی تکیه گاه های صلب و با منظور نمودن سختی های خمشی (گشتاور ماند) متفاوت و سطوح مقطع برشی موثر متفاوت در دهانه های مختلف را با تغییر مکان های مجاز هر طبقه مقایسه نموده و صلبیت دیافراگم را تأیید نمود. کنترل تغییر شکلهای هر دیافراگم باید در امتداد هر دو محور اصلی دیافراگم انجام گیرد.

از طرف دیگر برای تعیین تلاش های داخلی هر دیافراگم بعد از تعیین صلبیت یا انعطاف پذیری آن باید نیروهای طراحی مطابق بند ۲-۷-۲ آیین نامه زلزله ایران ملاک عمل قرار گیرد. توزیع افقی نیروهای برشی بین تکیه گاه های دیافراگم (عناصر قائم باربر جانبی) با رعایت بند ۲-۴-۱۰ آیین

نامه صورت می گیرد. در صورت صلبیت دیافراگم، این توزیع به نسبت سختی جانبی هر کدام از تکیه گاه ها (دیوار برشی، قاب، مهاربند و...) انجام می شود. برای تعیین نسبت سختی جانبی عناصر قائم می توان تغییر مکان واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرده و در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باشند از نسبت نیروهای برشی ایجاد شده در عناصر قائم برابر جانبی آن طبقه استفاده کرد.

۳-۲-۹) نکاتی درباره طراحی دیافراگم ها

ضخامت حداقل دیافراگم های بتنی و یا بتن رویه دیافراگم های ساخته شده از ورق و یا قطعات پیش ساخته نباید از ۵ سانتی متر کمتر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش های داخلی دیافراگم و ضوابط آیین نامه بتن ایران انجام گردد. این کنترل به خصوص باید در کنار بازشوهای نسبتا بزرگ با دقت خاص انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتن دیافراگم می توان آن را با سیستم مهاربندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. بطور کلی توصیه می گردد که میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم ها به حداقل ممکن محدود گردد. کلیه اجزای متصل به دیافراگم (سازه ای و یا غیر سازه ای) باید قادر به تحمل تغییر شکل در محل اتصال باشند.

همچنین اتصالات دیافراگم با دیوارهای برشی و یا قاب های خمشی باید به نحوی طراحی شوند که کل نیروهای وارده را تحمل نمایند.

کلیه نیروها و تلاشهایی که برای طراحی دیافراگم ها به کار می روند باید بر اساس نحوه بارگذاری مطابق بند ۲-۷ آیین نامه محاسبه شده باشند.

نیروی جانبی که باید برای طراحی دیافراگم منظور شود شامل نیروی اینرسی ایجاد شده در اثر وزن خود دیافراگم و همچنین وزن قطعات سازه ای و غیر سازه ای متصل به آن در طبقات فوقانی و تحتانی (با توجه به نصف ارتفاع هر طبقه مطابق بند ۲-۷-۲ آیین نامه) می باشد. علاوه بر آن

دیافراگم ها باید نیروهای جانبی سازه های باربر جانبی را که در محل دیافراگم جابجا یا قطع شده اند، تحمل نمایند.

۳-۳ ضوابط UBC-97

۳-۳-۱ دیافراگم ها

۱- جابجایی در صفحه دیافراگم نمی بایست از جابجایی اعضای متصل تجاوز نماید. جابجایی مجاز جابجایی است که به اعضای متصل اجازه می دهد که تمام مقاومت خود را تحت بارگذاری های مستقل حفظ کرده و به مقابله با نیروها ادامه دهند.

۲- دیافراگم کف و سقف بایستی برای مقاومت در برابر نیروهایی که از فرمول زیر بدست می آیند، طراحی شوند:

$$F_{PX} = \frac{(F_t + \sum F_i)}{\sum W_i} W_{PX} \quad (۴-۳)$$

نیروی بدست آمده از فرمول ۴-۳ لازم نیست از $C_a I W_{PX}$ ۱.۰ بیشتر باشد اما نباید از $C_a I W_{PX}$ ۰.۵ کمتر باشد. زمانی که جابجایی (انحراف) در قرارگیری اعضای مقاوم عمودی در پلان وجود دارد و یا سختی عمودی اعضا تغییر می کند، دیافراگم بایستی نیروی ارتعاشی را از اعضای مقاوم عمودی بالای دیافراگم به اعضای مقاوم عمودی زیر دیافراگم منتقل کند و این نیروها بایستی به نیروهای فرمول ۴-۳ اضافه شوند.

۳- برای دیافراگم نرم که به عنوان تکیه گاه برای دیوارها با قاب های بنایی یا بتنی عمل می کند، بایستی نیروهای طراحی ارتعاشی با استفاده از فرمول ۴-۳ بر پایه بار در نظر گرفته شده مطابق با فصل ۲-۱۶۳۰ (روش استاتیکی معادل) با استفاده از R که از ۴ تجاوز نمی کند، محاسبه شوند.

۴- دیوارهای بنایی یا بتنی حمایت کننده دیافراگم، بایستی بین اعضای انتهایی دیافراگم قیدهایی پیوسته داشته باشند تا نیروهای ویژه ناشی از لنگر انداختن را توزیع کنند. استفاده از اعضای مرزی اضافه شده زیر دیافراگم باعث می شود دیافراگم زیرین نیروهای لنگری را به قیدهایی پیوسته مقاطع اصلی منتقل کند. بیشترین نسبت طول به عرض زیر دیافراگم سازه ای چوبی ۲.۵ به ۱ است.

۵- زمانی که دیافراگم چوبی همراه با دیوارهای تکیه گاه بتنی یا بنایی مورد استفاده قرار می گیرد، قلاب کردن (کف به دیوار) بایستی صورت پذیرد. در نواحی زلزله خیز تیپ ۲، ۳ و ۴ قلاب کردن (کف به دیوار) نباید با استفاده از میخی که تحت کشش قرار گرفته است صورت بگیرد، تخته ها و قاب های چوبی نباید در خمش مقطعی یا کشش مقطعی مورد استفاده قرار گیرد و قیدهای پیوسته مورد نیاز بایستی علاوه بر پوشش دیافراگم باشد.

۶- اتصالات دیافراگم به اعضای عمودی سازه در نواحی زلزله ۳ و ۴ یا پلان غیر منظم بایستی بدون در نظر گرفتن ۱/۳ افزایش در تنش مجاز برای المان های مقاوم در برابر نیروی زلزله طراحی شوند.

۷- برای سازه ها در نواحی ۳ و ۴ که دارای پلان غیر منظم هستند اعضای مرزی دیافراگم و اعضای کششی بایستی با در نظر گرفتن جابجایی مستقل بال های سازه طراحی شوند. هر یک از این اعضای دیافراگم بایستی برای شدیدترین حالات زیر طراحی شوند:

- حرکت بال ها در همان جهت

- حرکت بال ها در جهت مخالف

فصل چهارم

بررسی سیستم های مختلف کف

و نحوه مدل کردن آنها

۴-۱ - سیستم های مختلف کف

انتخاب یک سیستم کف، تأثیر بسزایی بر هزینه کلی ساختمان دارد. بعضی از عوامل موثر بر انتخاب سیستم کف، جنبه معماری دارند. به عنوان مثال در ساختمان های مسکونی که فضاها ثابت و کوچک هستند دهانه ها می توانند کوچک باشند، در صورتی که در ساختمان های جدید اداری- تجاری که نیاز به فضاهای باز، بزرگ و قابل تقسیم موقت دارند، دهانه های بزرگ لازم است. عوامل موثر در انتخاب سیستم، مربوط به رفتار سازه ای هستند، مانند زمانی که از کف انتظار تحمل بارهای جانبی می رود و یا هنگامی که لازم است کفها پی در پی به سرعت اجرا شوند. [1] وظیفه دال در یک سازه بتن مسلح، ایجاد یک سطح تخت قابل استفاده می باشد. دال بتن مسلح غالباً دارای ضخامت ثابتی است و می تواند روی تیرهای بتن مسلح و فولادی، دیوار بتن مسلح و غیر مسلح و بنایی، ستون های بتن مسلح و فولادی و بالاخره بستر زمین تکیه داشته باشد. [8] دال ها از نظر ساخت و از نظر تکیه گاه انواع مختلفی دارند، اما از نظر رفتار می توان آنها را در دو گروه دال های یکطرفه و دال های دو طرفه قرار داد. در ادامه به بررسی سیستم های مختلف کف که بیشتر مرسوم هستند می پردازیم.

۴-۱-۱) دال های یکطرفه

دال ها ممکن است فقط روی دو لبه تکیه داشته باشند (شکل ۴-۱-الف) که در آن صورت رفتار سازه ای دال اساساً یکطرفه می باشد. بدین معنی که بارهای وارد بر دال در امتداد عمود بر تیرهای تکیه گاهی حمل می گردند. در بعضی حالات نظیر شکل ۴-۱-ج ممکن است تیرهای میانی استفاده شود. به عنوان یک قاعده کلی، اگر نسبت طول به عرض پانل دال بزرگتر از دو باشد، اکثر بارها در امتداد دهانه کوتاهتر حمل شده و به تیرهای دهانه بزرگتر منتقل می شوند. در چنین حالتی با وجود تیرهای تکیه گاهی در چهار طرف، رفتار دال یکطرفه خواهد بود [8]. سقف های تیرچه بلوک یکی از متداول ترین نوع دال های یکطرفه به حساب می آید.

۴-۱-۲) دال های دو طرفه

در حالتی که در هر چهار طرف دال، تیر وجود داشته باشد، رفتار دال دو طرفه خواهد بود (شکل ۴-۱-ب). به عبارت دیگر بارهای وارد بر دال توسط دو گروه نوارهای عمود بر هم حمل شده و به تیرهای چهار طرف منتقل می شود. در دال های دو طرفه پس از اعمال بار، صفحه دال در دو جهت انحنای پیدا می کند. دال های تخت، دال های تخت قارچی و دال های مجوف از جمله دال های دو طرفه می باشند. [8]

۴-۱-۳) دال های تخت

دال های بتن مسلح در مواقعی بدون استفاده از تیر، مستقیماً روی ستون ها تکیه دارند (شکل ۴-۱-د)، این گونه دال ها به دال های تخت موسومند و مورد استفاده آنها در مواقعی است که دهانه ها خیلی بزرگ و بارهای وارده سنگین نباشند. [8]

۴-۱-۴) دال تخت قارچی

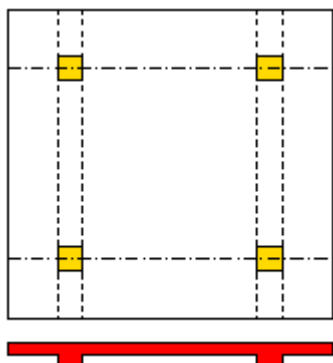
با توجه به اینکه در دال های تخت در مجاورت ستون ها لنگرهای منفی تکیه گاهی و تنش های ناشی از برش بالا می باشند، گاهی مواقع سر ستون ها را همانند شکل ۴-۱-۵ به صورت مخروطی در آورده و احیاناً ضخامت دال را در اطراف ستون قدری افزایش می دهند. به ناحیه مخروطی ستون، سر ستون و به ناحیه برجسته دال (برجسته از زیر) کتیبه سر ستون و به شکل دال حاصل، دال تخت قارچی می گویند. [8]

۴-۱-۵) دال تخت مجوف

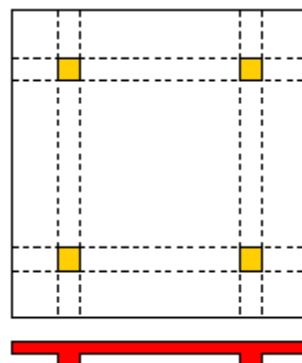
نوع دیگری از دال که عملکرد آن شبیه دال تخت یا قارچی می باشد، دال تخت مجوف (شکل ۴-۱-و) می باشد. در دال مجوف از وزن مرده دال به شدت کاسته می شود. به خاطر بالا بردن مقاومت

برشی دال در اطراف ستون ها، آن ناحیه را به صورت توپر می سازند. گاهی مواقع حتی در امتداد

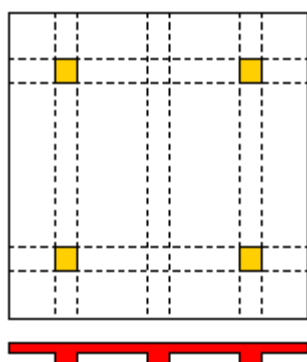
محور واصل ستون ها، دال را به صورت توپر در می آورند. [8]



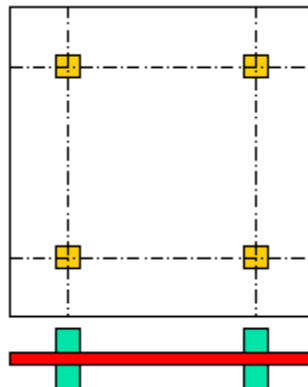
الف) دال یک طرفه



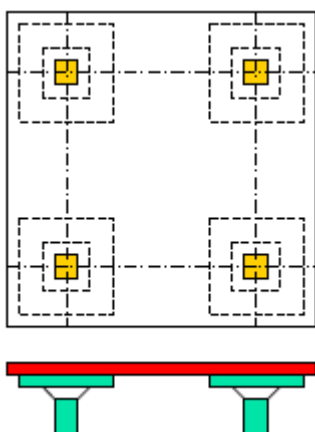
ب) دال دو طرفه



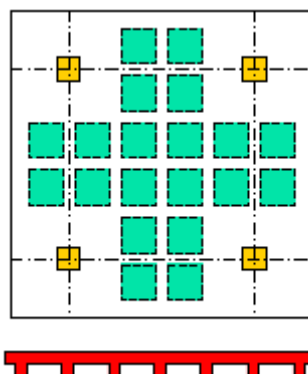
ج) دال یک طرفه با تکیه گاه در چهار طرف



د) دال تخت



ه) دال تخت قارچی



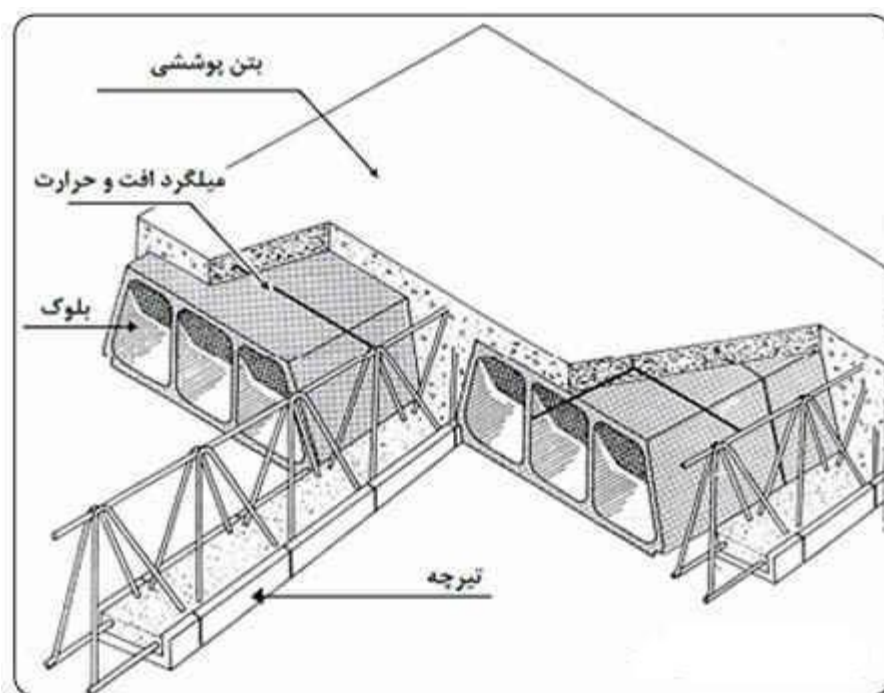
و) دال مجوف

شکل ۴-۱: دال های بتن مسلح [8]

۴-۱-۶- سقف تیرچه بلوک

از سقف های دیگری که در ایران رواج بسیار یافته، می توان سقف های تیرچه بلوک را نام برد. سقف تیرچه بلوک، دال یکطرفه ای می باشد که در آن برای کاستن بار مرده از بلوک های سفالی یا بتنی تو خالی برای پر کردن حجم، استفاده می نمایند (شکل ۴-۲). سقف تیرچه بلوک تشکیل یافته است از:

- ۱- تیرچه هایی که در فواصل مشخص (معمولا محور به محور ۵۰ سانتیمتر) به موازات یکدیگر روی تیرهای باربر قرار می گیرند، ۲- بلوک های تو خالی که با شکل خاصی که دارند، بین تیرچه ها قرار می گیرند و پر کننده فاصله بین تیرچه ها بوده و همچنین حجم قابل ملاحظه ای از سقف را تشکیل می دهند. ۳- بتن که فضای روی تیرچه ها را پر کرده و روی بلوک ها قشری به ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتیمتر تشکیل می دهد. [8]



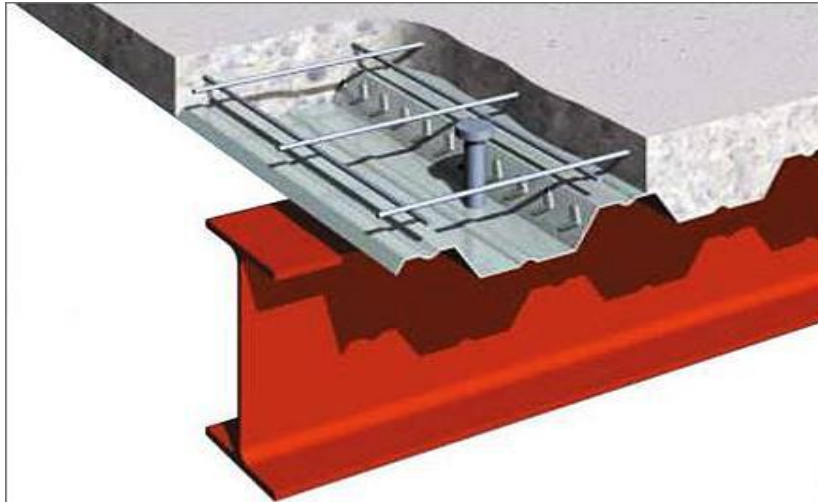
شکل ۴-۲- سقف تیرچه بلوک [5]

۴-۱-۷- سقف مرکب (مختلط) (Composite floor)

از لحاظ تاریخی ساخت سقف های مرکب به سده نوزدهم میلادی بر می گردد. در آن زمان نیمرخ های فولادی را در داخل بتن مدفون می کردند. شروع استفاده از نیمرخ های مرکب به عنوان یک جسم منسجم در ساختمان های معمولی به دهه ۱۹۶۰ میلادی بر می گردد. امروزه استفاده از انواع نیمرخ های مرکب در پل سازی و ساختمان های معمولی و صنعتی متداول گشته است. سقف مرکب از قرارگیری یک دال بتنی کم ضخامت بر روی تیر فولادی شکل به وجود می آید. آنالیز سیستم سقف به گونه ای است که بار فشاری سیستم بر دال بتنی و بار کششی بر تیر فولادی اعمال می گردد، بدین شکل استفاده بهینه از خواص فیزیکی مصالح در این سیستم میسر می گردد، که این امر نتایجی از قبیل افزایش سختی ممان اینرسی مقطع معادل را به همراه دارد، که خود موجب کاهش چشمگیر تغییر شکل سیستم به ویژه در دهانه های بزرگ می گردد و بدین ترتیب تیرهای فولادی را می توان برای دهانه های بزرگتر و مسطح باربر بیشتر مورد استفاده قرار داد. [10]

پرت مصالح در این روش تنزل یافته و با توجه به اینکه سیستم را می توان بدون نیاز به شمع بندی طراحی و اجرا نمود، سرعت عمل به طور چشمگیری افزایش می یابد. نکته قابل توجهی که بکارگیری این سیستم را در کشورهای زلزله خیز افزایش داده است، سبکی این پوشش و کاهش قابل توجه وزن مرده سازه به ویژه در سازه های بلند است که می تواند موجب کاهش نیروی وارده به سازه در هنگام زلزله و بالا بردن مقاومت سازه در برابر نیروی زلزله گردد. اما در مقابل، این گونه سقف ها دارای لرزشی بیش از سقف های تیرچه بلوک (در پانل های مشابه معماری) بوده و نیاز به جوشکاری جهت نصب برشگیرها (Shear Connectors) برای یکپارچه کردن سقف که شامل دال بتنی و تیر فولادی

است، دارد. [10]



شکل ۴-۳- تاوه مرکب با کف فولادی [1]

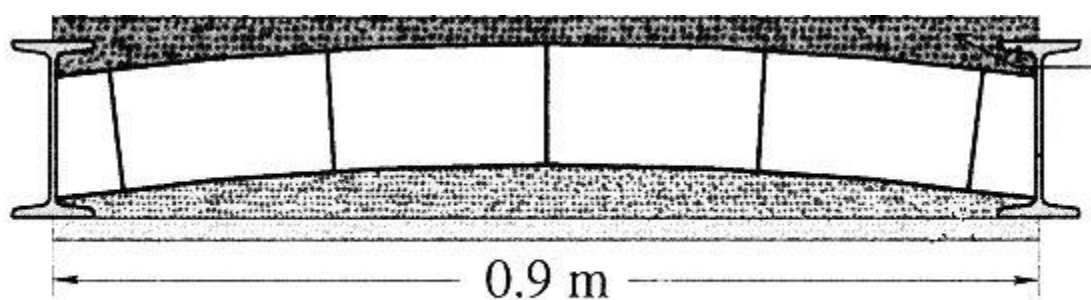
به عبارت دیگر برشگیرها در سقف عمل مهار را بازی می کنند، بدین صورت که بتن و بال فشاری نیمرخ فولادی به وسیله این اتصالات برشی به هم دوخته می شوند و دال بتنی هم عمل پوشش و هم عمل صلب و یکپارچه کردن سقف و نهایتاً بالا بردن تار خنثی در نیمرخ فولادی را عهده دار می شود. این نوع اتصال برشگیر، مرکب از قطعاتی به شکل زائده بر بال فوقانی تیر جوش می گردد. در تمام این حالات مقطعی که خمش را تحمل می نماید، در واقع عبارت است از یک مقطع T شکل که تیغه آن مقطع تیر آهن و بال آن دال بتنی و یا ترکیبی است از بال فشاری تیر آهن و بتنی که در اطراف آن را فرا گرفته است. [10]

۴-۱-۱) سقف طاق ضربی

قسمت باربر سقف های طاق ضربی تشکیل شده است از آجرهایی که در بین دو تیرچه فلزی به فواصل ۸۰ الی ۱۲۰ سانتیمتر توسط گچ و خاک به صورت (شکل ۴-۴) چسبانده می شوند. معمولاً پس از اجرای سقف از ملات ماسه سیمان جهت تراز نمودن سطح روی آن استفاده می گردد که در این صورت اگر آرماتورگذاری نیز لابه لای این ملات انجام شود، سقف طاق ضربی همانند تیرچه بلوک

رفتار می نماید با این تفاوت که اسکلت آجری سقف طاق ضربی نقش قالب سنگینی را برای بتن رویه ایفا می نماید. [2]

سقف طاق ضربی به علت عدم یکپارچگی در برابر نیروهای جانبی (مگر با ایجاد تمهیدات مناسب)، لرزش زیاد، مصرف مقادیر بالایی از فولاد و عدم بهره گیری کامل از مقطع فولادی در مقایسه با سایر سقف ها از کارایی کمتری برخوردار گشته است. [10]



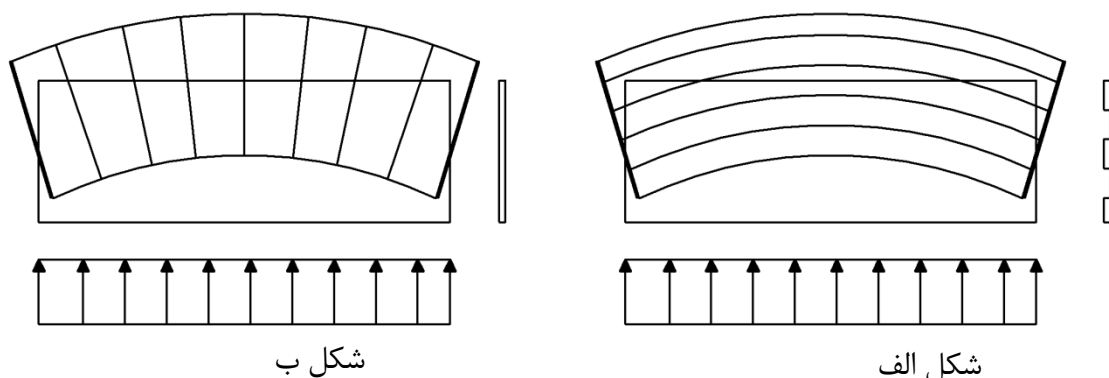
شکل ۴-۴ - سقف طاق ضربی [5]

۲-۴ رفتار سقف های شامل تیرچه در برابر بارهای جانبی

دو نوع سقف تیرچه بلوک و مرکب با فرض یکپارچگی و اتصال کافی بین دال و تیرهای اصلی رفتاری مشابه دارند. رفتار این گونه سقف ها تحت بار جانبی در دو جهت متعامد ارتوتروپ می باشد. به طوری که هر گاه نیروی جانبی عمود بر جهت قرار گیری تیرچه ها اعمال گردد سختی خمشی تیرچه ها وارد عمل شده و لنگر ماند دیافراگم مطابق شکل (۴-۵-الف) خواهد بود. زمانی که نیروی جانبی به موازات قرارگیری تیرچه ها اعمال می گردد تیرچه ها بدون هیچ گونه تغییر شکل اعم از خمشی، برشی یا محوری یک جابه جایی کلی از خود نشان می دهند. بنابراین سختی دیافراگم، متأثر از سختی تیرچه ها نخواهد بود و لنگر ماند موثر در تعیین سختی دیافراگم صرفاً ناشی از دال رویه خواهد بود (شکل ۴-۵-ب). با این توضیح واضح است که سختی دیافراگم در حالت دوم کمتر می

باشد و وجود تیرچه های موازی با جهت نیروی زلزله نقشی در میزان سختی دیافراگم نداشته و می

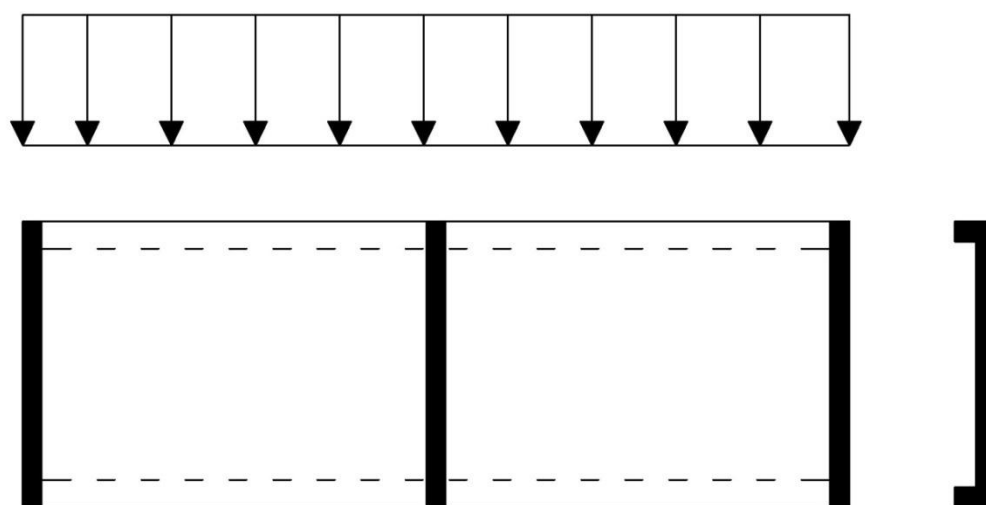
توان در بررسی سختی دیافراگم از وجود تیرچه ها صرف نظر کرد. [11]



شکل ۴-۵- رفتار سقف های تیرچه بلوک در دو جهت متعامد تحت اثر بار جانبی [11]

۳-۴ رفتار سقف های پوسته ای در برابر بارهای جانبی

سقف های بتن مسلح از قبیل دال های بتن آرمه دو طرفه، یکطرفه و مشابه آنها با عنوان سقف های پوسته ای نامگذاری شده اند. رفتار این گونه دیافراگم ها مانند رفتار تیرهای عمیق (تیرتیغه) به صورت خمشی-برشی می باشد. برای سهولت دیافراگم را می توان مشابه یک ورق تصور نمود که بر روی تکیه گاه هایی که همان اعضای باربر جانبی می باشند، واقع شده است. (شکل ۴-۶)



شکل ۴-۶- مدل دیافراگم به صورت تیر عمیق [9]

به دلیل مقاومت پیچشی دیوارهای برشی، تکیه گاه های دیافراگم به صورت ساده (مفصلی) در نظر گرفته می شوند. جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم بوده و بال های آن اجزای لبه دیافراگم را شامل می شوند. لیکن باید توجه داشت که به واسطه بزرگی نسبت عرض دیافراگم (h) به دهانه آنها (I₁ یا I₂) معمولا این اجزا به عنوان تیرهای عمیق یا تیر تیغه محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست.

$$\Delta diaph = \Delta s + \Delta f$$

در تیرهای معمولی غیر عمیق مقدار تغییر شکل های برشی جزئی بوده و از آن صرف نظر می شود. لیکن در تیر تیغه (تیر عمیق) مقدار تغییر شکل های برشی عمده بوده و باید منظور گردند. روش برآورد تغییر شکل های خمشی (رفتار پوسته ای) تیر عمیق مشابه تیرهای معمولی است. [9]

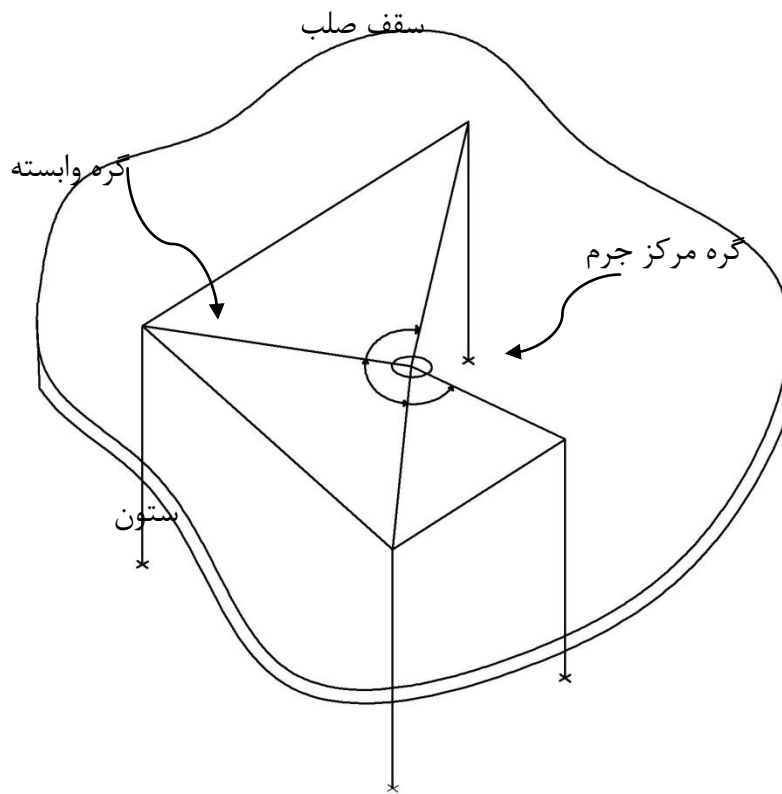
۴-۴) چگونگی مدل کردن سقف های پوسته ای و شامل تیرچه

جامع ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم های پوسته ای و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود همراه با اجزای تیر، ستون و دیوار برشی یا بادبندها در یک مدل سه بعدی کلی می باشد. جهت مدل کردن سقف های سازه که صرفا تحت بار جانبی قرار می گیرند استفاده از یک المان چهار گرهی که هر گره آن دارای دو درجه آزادی می باشد به تنهایی کافی می باشد، اما از آنجایی که باید مدل سازه به صورت سه بعدی همراه با المان های تیر و ستون و مهاربندی ها یا دیوارهای برشی انجام گیرد، تغییر شکل کلی سازه ناشی از بار جانبی، باعث به وجود آمدن خمش در دیافراگم نیز می گردد. لذا سقف سازه حتی بدون در نظر گرفتن بارهای ثقلی نیز رفتاری غشایی - خمشی خواهد داشت.

جهت مدل نمودن سازه از نرم افزار سازه SAP 2000 استفاده می شود. بدین صورت که عناصر پوسته ای مانند دیوار برشی و کف طبقات توسط SHELL و عناصر دیگر سازه از قبیل تیر و ستون و مهاربندی ها توسط FRAME در نظر گرفته می شود. اتصال بین این دو المان توسط گره های

مشترک روی نقاط مرزی آنها تعریف می شود. در مورد سقف های شامل تیرچه نیز با فرض اعمال نیروی زلزله به موازات جهت قرارگیری تیرچه ها که در واقع جهت ضعیف دیافراگم می باشد، از مدل نمودن تیرچه ها صرف نظر می شود و در حالتی که نیروی جانبی عمود بر جهت قرارگیری تیرچه ها اعمال گردد تیرچه ها را با المان FRAME می توان مدل نمود.

برای مدل کردن رفتار دیافراگم صلب، نرم افزار SAP 2000 نوعی وابستگی گرهی تحت عنوان قید دیافراگم (Diaphragm Constraint) پیش بینی نموده است. به کمک این قید می توان تغییر مکان های کلیه نقاط واقع بر یک سقف را در صفحه آنها به هم وابسته نمود. در حقیقت این قید باعث می شود کلیه گره ها به کمک میله هایی که در سقف صلب می باشند اما هیچ محدودیتی برای تغییر مکان در خارج از صفحه ایجاد نمی نمایند به یکدیگر وابسته شوند. این قابلیت برای اعمال نیروهای جانبی حاصل از آنالیز دینامیکی (و یا نیروی استاتیکی معادل آنها) به سازه نیز بسیار مفید می باشد. بدین ترتیب که با توجه به صلبیت غشایی سقف می توان جرم سقف ها را در آنالیز دینامیکی در نقطه مرکز جرم (Master Joint) متمرکز کرد. با توجه به وابستگی گره ها به کمک قید دیافراگم، نیروی حاصل از این جرم متمرکز با توجه به سختی قاب ها بین گره ها تقسیم می شود. در آنالیز استاتیکی نیز کل بار جانبی معادل به گره مرکز جرم وارد می شود و به صورت خودکار بین گره ها تقسیم می شود. بهتر است گره مرکز جرم که در صورت ثابت بودن ضخامت دال کف در مرکز سطح قرار می گیرد، یک گره مستقل بوده و به هیچ المانی متصل نباشد (شکل ۴-۷). [7].



شکل ۴-۷: جزئیات مدل در نظر گرفته شده برای سقف های صلب [7]

FRAME های المان (۱-۴-۴)

این المان برای مدل های زیر به کار می رود:

سیستم قاب های دو و سه بعدی

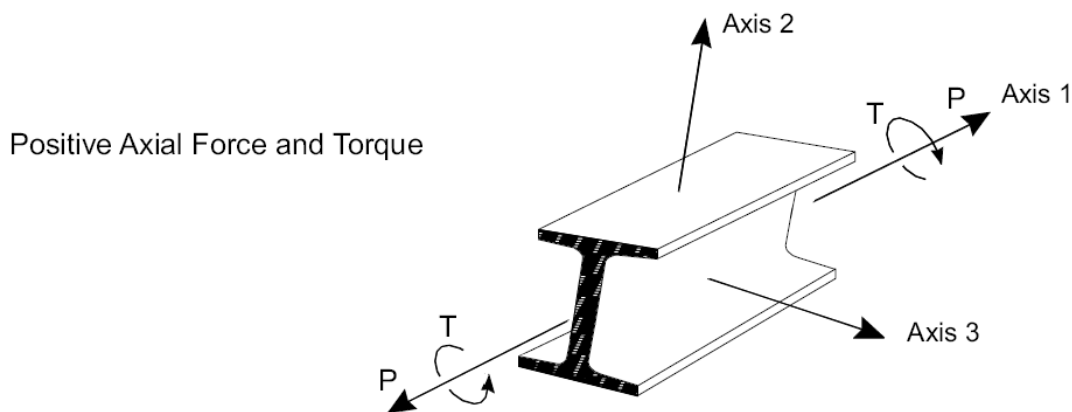
سیستم خرپاهای دو و سه بعدی

در اینجا، المان اصلی، یک المان سه بعدی منشوری یا غیر منشوری به فرم تیر - ستون است که

اثرات ناشی از تغییر شکل های محوری، خمش دو محوری، پیچش و نیز تغییر شکل های برشی دو

محوری، در آن ملحوظ است. قرارداد علائم نیروهای المان FRAME در نرم افزار SAP 2000 به

صورت زیر است: [3]



شکل ۴-۸- قرارداد علائم نیروهای المان Frame [3]

۴-۴-۲) المان های SHELL

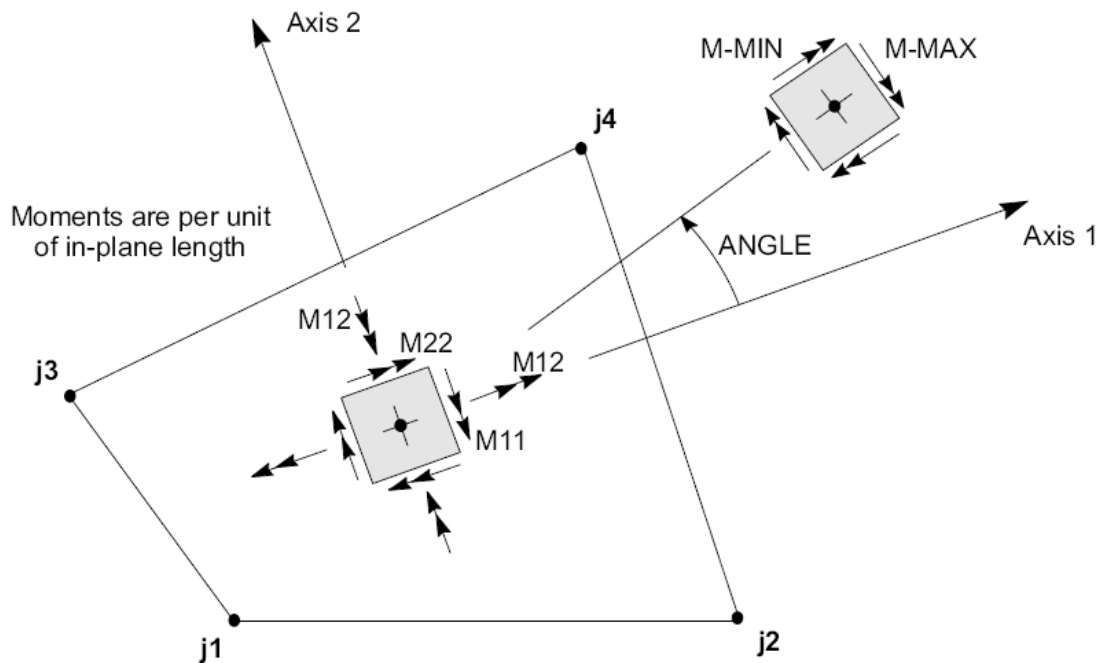
این المان برای مدل های زیر به کار می رود:

سازه های صفحه ای و پوسته ای سه بعدی

سازه های غشایی دو و سه بعدی

سیستم های سازه ای خمش صفحه دو و سه بعدی

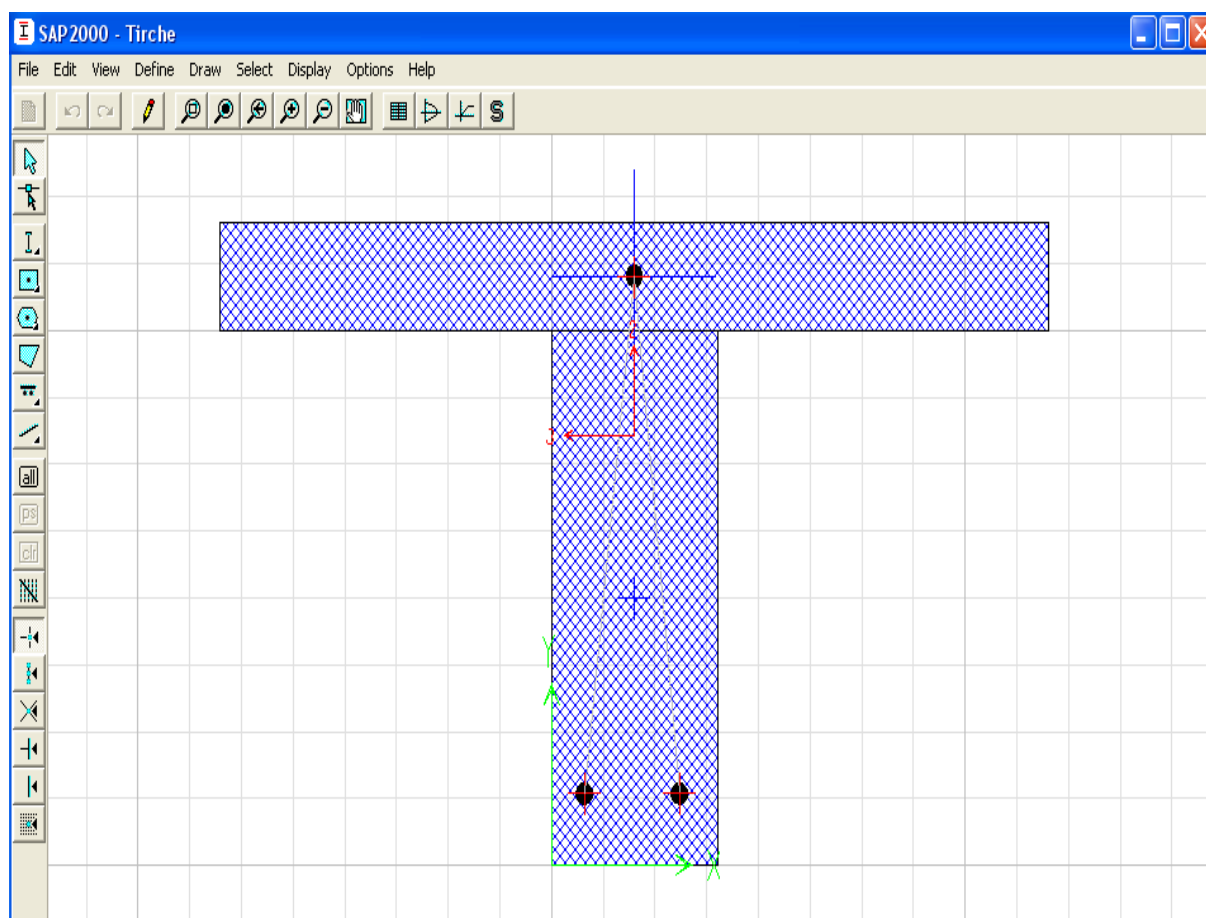
فرمول بندی این المان چهار گرهی، ترکیبی از رفتار غشایی و خمشی را در بردارد. غشاء یک فرمول بندی ایزو پارامتریک حاوی مولفه های سختی انتقالی در صفحه و مولفه های سختی دورانی در جهت عمود بر صفحه المان دارد. المان خمش صفحه، حاوی مولفه های سختی دورانی در جهت عمود بر صفحه المان مزبور می باشد. در رفتار المان خمش صفحه هیچ گونه اثرات ناشی از تغییر شکل های برشی مدنظر قرار نگرفته است. بارگذاری بر روی این المان به صورت بار فشار عمودی، بار گرانشی و حرارتی مقدور می باشد. المان SHELL از نرم افزار SAP 2000 نتایج خود را به صورت نیروهای عمود صفحه ای و نیروهای غشایی برشی در واحد طول و گشتاورهای خمشی خارج از صفحه در واحد طول ارائه می دهد. [3]



شکل ۴-۹- قرارداد علائم نیروهای المان Shell [3]

۵-۴) نحوه مدل سازی تیرچه در نرم افزار sap2000

ابتدا از منوی Define وارد قسمت Section properties می شویم و Frame sections را انتخاب می کنیم، سپس از منوی سمت راست Add new property را انتخاب کرده و از منوی Frame section property type گزینه Other را انتخاب کرده و وارد قسمت Section Designer می شویم، سپس نام تیرچه را در قسمت Section name وارد کرده و در قسمت Base material، نام Concrete را وارد می کنیم. بعد از این مرحله شروع به کشیدن مقطع T شکل در Section Designer می کنیم. با استفاده از Draw polygon shape مقطع T شکل را رسم می کنیم. با استفاده از Draw reinforcing shape گزینه Single Bar میلگردهای کششی و میلگرد بالایی را رسم کرده و با استفاده از گزینه Line Bar میلگردهای برشی (عرضی) را رسم می کنیم، بدین ترتیب تیرچه مدل سازی می شود و سپس به محیط برنامه بر می گردیم. در شکل ۴-۱۰- مقطع T شکل تیرچه در Section Designer نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۰- مقطع T شکل تیرچه در Section Designer

۴-۶) نحوه تحلیل و طراحی دیافراگم ها

همانطوری که بیان شد، برای تحلیل و طراحی دقیق اعضای یک سازه، با در نظر گرفتن سختی ها و رفتار واقعی اجزای مختلف ایجاد مدل سه بعدی که هم شامل اعضای قائم و هم شامل اعضای افقی (دیافراگم کف)، باشد الزامی است. ولی در حال حاضر عموماً با در نظر گرفتن فرضیات ساده کننده ای، سازه اعضای قائم از سازه اعضای افقی به طور مستقل با یک تحلیل و آنالیز نسبتاً ساده تعیین نیرو شده و سپس طراحی می گردد.

برای تحلیل و طراحی اعضای قائم در برابر نیروهای جانبی یکی از دو فرض صلب و یا انعطاف پذیری دیافراگم کف در نظر گرفته می شود و عموماً حالت بین این دو (حالت نیمه صلب) در نظر گرفته نمی شود. همان طور که گفتیم نوع دیافراگم (صلب یا نرم) نقش اساسی و اصلی در نحوه توزیع بار جانبی بین اعضای مقاوم جانبی دارد.

در دیافراگم صلب نیروی هر عضو قائم مقاوم در برابر نیروی جانبی (نظیر قاب، مهاربندی و دیوار برشی) متناسب با سختی آن عضو است. در حالت تقارن (عدم وجود پیچش) نیرو و تغییر مکان اعضا مساوی و در حالت عدم تقارن (وجود پیچش) نیرو و تغییر مکان اعضا با یکدیگر نسبت خطی دارند. برای تحلیل مطابق روش معمول در اغلب برنامه های کامپیوتری می توان گره های واقع در یک سطح را با هم مرتبط نمود (روش گره مرجع).

برای مدل سازی واقعی دیافراگم کف، می توان از روش اجزاء محدود استفاده کرد و کل کف را با المان های صفحه ای (نظیر SHELL) مدل نمود. این روش دیافراگم نیمه صلب را نیز شامل می شود و توزیع در بین اجزای مقاوم و توزیع تنش در سطح دیافراگم را به طور واقعی انجام می دهد.

طرح دیافراگم ها اساساً از مراحل زیر تشکیل می شود: [13]

- تعیین توزیع نیروی جانبی روی دیافراگم و محاسبه نیروهای برشی و گشتاورهای خمشی در نقاط مختلف دیافراگم
- تأمین ظرفیت برشی داخل صفحه کافی در دیافراگم برای انتقال نیروهای جانبی به اجزای قائم مقاوم در برابر نیروهای جانبی.
- تأمین اتصال مناسب بین دیافراگم و اجزای مقاوم جانبی.
- طرح اعضاء یا آرماتور بندی مرزی برای ایجاد نیروهای وتری.

در صورت لزوم محاسبه تغییر مکان های دیافراگم، برای اطمینان از اینکه دیافراگم دارای سختی کافی برای نگهداری اجزای غیر سازه ای نظیر تیغه ها و غیره، بدون تغییر شکل های زیاد است.

علاوه بر این، دیافراگم باید برای اثرات موضعی ناشی از بازشوهای مختلف نظیر سوراخ مربوط به آسانسورها طراحی و تعیین جزئیات شود. دیافراگم های سازه های مربوط به پارکینگ های با رمپ مربوط به یک حالت خاص از دیافراگم های با بازشو هستند. اثر اتصال رمپ به طبقات بالا و پایین آن باید در توزیع نیروهای جانبی، خصوصا در ساختمان های فاقد دیوار برشی، در نظر گرفته شود. [13]

فصل پنجم

مقایسه آنالیز خطی ساختمان با فرض سقف صلب و انعطاف پذیر

۵-۱) مقدمه

همانطور که در بخش ۲-۴ بیان شد، حالت هایی که باید در طراحی و جزئیات دیافراگم های کف (دیافراگم های حساس در برابر بار جانبی) به آن توجه شود، به موارد زیر تقسیم می شود: [13]

- ساختمان های کم ارتفاع و ساختمان های با اعضای قائم خیلی سخت نظیر دیوارهای برشی.
- ساختمان های با پلان بلند و باریک در حالتی که مقاومت در برابر زلزله فقط توسط دیوارهای انتهایی تأمین شود.
- تغییر ناگهانی و زیاد در سختی نسبی یک دیوار در زیر و بالای تراز یک دیافراگم، یا هر تغییر ناگهانی و زیاد در سختی نسبی دیوارهای مجاور در هنگام عبور از یک طبقه به طبقه دیگر.
- دیافراگم سازه های با نامنظمی زیاد در پلان مانند سازه های بال دار مانند T, Z, Y, U, H, V, L شکل.

- ساختمان های بلندی که بر روی یک سازه وسیع کم ارتفاع بنا می شوند.
- ساختمان های با بازشوهای نسبتاً بزرگ در سقف ها.
- دیافراگم های سازه های با سیستم لوله ای.
- دیافراگم های با مقاومت کم مانند سقف های طاق ضربی.

در این موارد دیافراگم سازه ها نیاز به توجه ویژه ای دارند و نمی توان بدون تحلیل و محاسبه آنها را صلب فرض نمود. همانطوریکه مشاهده می شود صلبیت جانبی یک دیافراگم به عوامل زیادی وابسته است از جمله: صلبیت تک تک اعضای سازه، ابعاد سازه، نوع سیستم سازه، سختی قاب ها، تعداد طبقات، نوع سقف، ضخامت سقف، صلبیت عناصر باربر جانبی، محل قرارگیری اعضای باربر جانبی و تعداد آنها، دهانه آزاد بین دو عنصر باربر جانبی، ابعاد سقف، نامنظمی ها در پلان و ارتفاع و ترکیب کلی سازه. لذا با توجه به تعداد و تنوع عوامل ذکر شده باید به این فرض مهم در ساختمان، دقت بیشتری مبذول شود. [5 و 11]

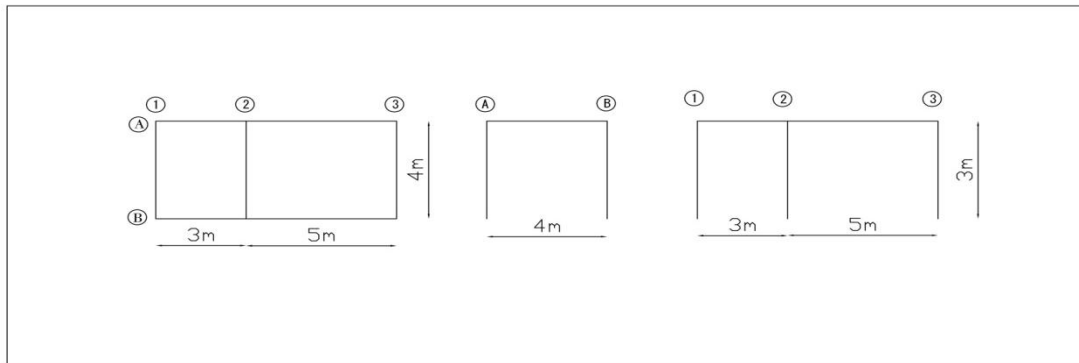
در این فصل مطالعات تحلیلی در محدوده خطی و ابتدا به روی دیافراگم های ساختمان های کم ارتفاع با سیستمهای مختلف مقاوم جانبی انجام می شود و همچنین تأثیر ضخامت دیافراگم، سختی تیرها، سختی ستون ها و سختی اعضای باربر جانبی (دیوار برشی - مهاربند) بر صلبیت جانبی سقف بررسی خواهد شد. در ادامه دیافراگم های ساختمان های متعارف بررسی می شوند که این قسمت شامل: مقایسه سیستم های سازه‌ای، تأثیر تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله X ، تأثیر نسبت طول به عرض پلان در حالت پلان مستطیلی و تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم می باشند.

به طور کلی در این فصل ۸۴ مدل در دو حالت سقف صلب و انعطاف پذیر (کلا ۱۶۸ مدل) در محدوده خطی آنالیز شده است و با محاسبه میزان خطای ناشی از فرض صلبیت با استفاده از روابط بیان شده و همچنین محاسبه ضریب آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران جهت تعیین صلبیت و انعطاف پذیری دیافراگم (نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$)، در مورد ضوابط ارائه شده در این آیین نامه بحث و بررسی انجام شده است.

۵-۲) بررسی دیافراگم های سازه های کم ارتفاع با سیستم های مختلف مقاوم جانبی

۵-۲-۱) معرفی مدل

در این بخش یک سازه یک طبقه با پلان و نما مطابق شکل ۵-۱ با ارتفاع طبقه ۳ متر، عرض ۴ متر، دهانه-های ۳ متر و ۵ متر و دیافراگم کف تیرچه بلوک در نظر گرفته شده است.



شکل ۵-۱- مشخصات مدل یک طبقه (راست: نما چپ: پلان)

بارگذاری طبق آیین نامه ۹۹ - ۳۱۸ ACI برای سازه‌های بتنی و ۸۹ ASD - AISC برای سازه‌های فولادی انجام شده است. تحلیل از نوع استاتیکی می باشد و بار زلزله در جهت X و Y اعمال می شود. سازه در دو حالت بتنی و فولادی، با سیستم های سازه ای مختلف بررسی شده است که عبارتند از: سازه بتنی با دیوار برشی، سازه بتنی با قاب خمشی، سازه فولادی با مهاربندی و سازه فولادی با قاب خمشی.

در هر دو حالت سازه بتنی با دیوار برشی و سازه فولادی با مهاربندی، سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در راستای دو محور ۱ و ۳ در نظر گرفته شده است.

مدل سازی و آنالیز در دو حالت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر به وسیله برنامه SAP2000NL Ver 15 انجام گرفته است. دیافراگم کف به صورت المان بندی SHELL با ابعاد $0.5m \times 0.5m$ و تیرها و ستون ها و بادبندها در صورت وجود با المانهای FRAME و دیوار برشی نیز با المان SHELL با ابعاد $0.5m \times 0.5m$ مدل شده است. کلیه اتصالات و تکیه گاهها گیردار می باشند. در حالت مدل دیافراگم صلب نیز با تعریف گره مرکز جرم (Master joint) و اعمال قید دیافراگم (Diaphragm Constraint) رفتار دیافراگم صلب مدل می شود.

برای محاسبه بار زلزله از روابط آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران استفاده شده است. فرضیات و نمونه محاسبات در ذیل آورده شده است. [6] [9]

$$I = 1, A = 0.35, II \text{ نوع زمین و } T_s = 0.5 \text{ sec}$$

$$LL = 200 \text{ Kg} / m^2 \text{ (بار برف مطابق بخش ۴ آیین نامه)}$$

$$C = AB I / R, V = C W_{\text{eff}}, B = 2.5 (T_s / T)^{2/3} \leq 2.5$$

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

در این رابطه :

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن و نصف وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند. (درصدی از بار زنده + وزن تیرها + نصف وزن دیوارها و ستون ها + وزن

کف ($W_i =$

h_i : ارتفاع تراز i، ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n

می باشند.

جدول ۵-۱- مقادیر R، T، B و C مربوط به ۴ نوع سیستم سازه ای در مدل ۱ طبقه

نوع سیستم	R	T	B	C
قاب ساختمانی ساده (دیوار برشی متوسط)	۷	۰.۱۱۴	۲.۵	۰.۱۲۵
قاب ساختمانی ساده (مهاربندی هم محور)	۶	۰.۱۱۴	۲.۵	۰.۱۴۶
قاب خمشی بتنی متوسط	۷	۰.۱۶	۲.۵	۰.۱۲۵
قاب خمشی فولادی متوسط	۷	۰.۱۸۲	۲.۵	۰.۱۲۵

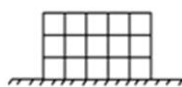
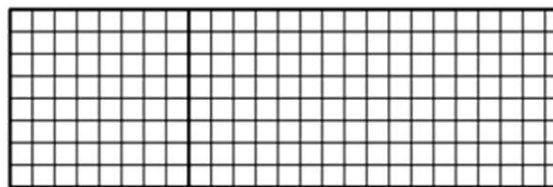
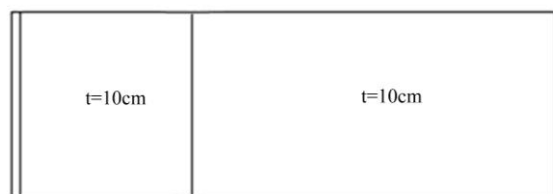
بار زلزله در تراز بام در حالت مدل دیافراگم صلب برابر (V) به مرکز جرم وارد شده و در حالت مدل دیافراگم انعطاف پذیر بار زلزله به طور مساوی به تمامی گره های کف اعمال می شوند. در این مدل ها تعداد گره های کف ۱۵۳ می باشند که به هر گره معادل (V/۱۵۳) بار وارد می شود.

۵-۲-۱-۱) مدل سازه بتنی با دیوار برشی (قاب + دیوار)

همانطوریکه بیان شد صلبیت دیافراگم کف طبقه در سازه های کوتاه مرتبه وابستگی زیادی به صلبیت عناصر باربر جانبی دارد. لذا مدل سازه بتنی، با دو دیوار برشی در محورهای ۱ و ۳ مطابق شکل ۵-۲ در حالات مختلف بررسی شده است.

مدل اصلی این نمونه مطابق شکل ۵-۲، سقف تیرچه بلوک به ضخامت بلوک بتنی ۱۰ سانتی متر و دیوارهای برشی به ضخامت ۳۰ سانتی متر می باشد که با SH_3 نامگذاری شده است. در این مدل با تغییرات در سختی های قسمت های مختلف ۹ آنالیز انجام گرفته و از شماره های SH_1 تا SH_9 نامگذاری شده است.

برای بررسی تأثیر ضخامت بتن روی تیرچه بر روی صلبیت دیافراگم مدل های SH_1 تا SH_3 ، تأثیر ضخامت دیوار برشی بر روی صلبیت دیافراگم مدل های SH_4 تا SH_6 و تأثیر ابعاد تیرها بر روی صلبیت دیافراگم مدل های SH_7 تا SH_9 بررسی شده است. در جدول ۵-۲ مشخصات مدل ها و بارها در حالات صلب و انعطاف پذیر نشان داده شده است.



شکل ۵-۲- مدل اصلی سازه بتنی با دیوار برشی (SH_3)

بالا: پلان مدل وسط: المان بندی دیافراگم پایین: المان بندی دیوار برشی

جدول ۵-۲: مشخصات مدل های SH₁ تا SH₉

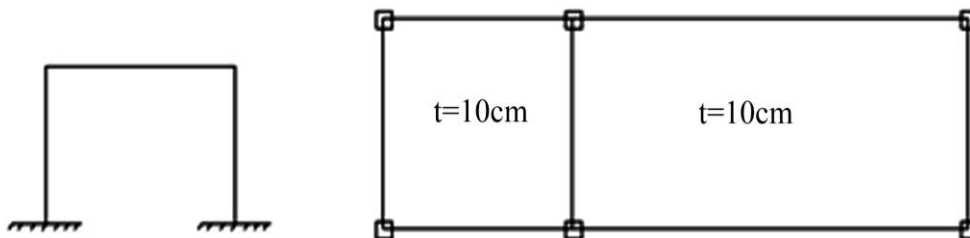
شماره مدل	نوع تغییرات	ضخامت دال بتنی (cm)	ضخامت دیوار برشی (cm)	ابعاد تیرها cm×cm	ابعاد ستون ها cm×cm	بار مرکز جرم در حالت صلب (kg)	بار هر گره در حالت انعطاف پذیر (kg)
SH ₁	تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه	5	30	40×40	40×40 12Ø25	9500	62.091
SH ₂		8				10370	67.778
SH ₃		10				10950	71.569
SH ₄	تغییر در ضخامت دیوار برشی	10	20	40×40	40×40 12Ø25	10140	66.275
SH ₅			25			10545	68.922
SH ₆			40			11760	76.863
SH ₇	تغییر در ابعاد تیرها	10	30	35×35	40×40 12Ø25	9800	64.052
SH ₈				45×45		12100	79.085
SH ₉				50×75		14576	95.268

۵-۲-۱-۲) مدل سازه بتنی با قاب خمشی

مدل اصلی این نمونه مطابق شکل ۵-۳ سقف تیرچه بلوک به ضخامت بلوک بتنی ۱۰ سانتی متر، ستون های به ابعاد 30×30 و تیرهای به ابعاد 30×30 می باشد که با MC₃ نامگذاری شده است. در این مدل نیز با تغییرات در سختی های قسمت های مختلف 9 آنالیز انجام گرفته و از شماره های MC₁ تا MC₉ نامگذاری شده اند. در مدل های MC₁ تا MC₃ تأثیر ضخامت بتن دیافراگم بر روی صلبیت آن، در مدل های MC₄ تا MC₆ تأثیر ابعاد تیرها بر روی صلبیت دیافراگم و در مدل های MC₇ تا MC₉ تأثیر ابعاد ستون ها بر روی صلبیت دیافراگم بررسی شده است. در جدول ۵-۳ مشخصات مدل های MC₁ تا MC₉ آورده شده است.

جدول ۵-۳: مشخصات مدل های MC_1 تا MC_9

شماره مدل	نوع تغییرات	ضخامت دال بتنی (cm)	ابعاد تیرها \times cm cm	ابعاد ستون ها cm \times cm	بار مرکز جرم در حالت صلب (kg)	بار هر گره در حالت انعطاف پذیر (kg)
MC_1	تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه	5	30 \times 30	30 \times 30 8 \varnothing 20	7800	50.98
MC_2		8			8657	56.58
MC_3		10			9250	60.46
MC_4	تغییر در ابعاد تیرها	10	40 \times 40	30 \times 30 8 \varnothing 20	11122	72.69
MC_5			45 \times 45		12058	78.81
MC_6			50 \times 75		13876	90.69
MC_7	تغییر در ابعاد ستون ها	10	30 \times 30	35 \times 35 8 \varnothing 24	11904	77.80
MC_8				40 \times 40 8 \varnothing 25	12354	80.75
MC_9				45 \times 45 8 \varnothing 28	13028	85.15

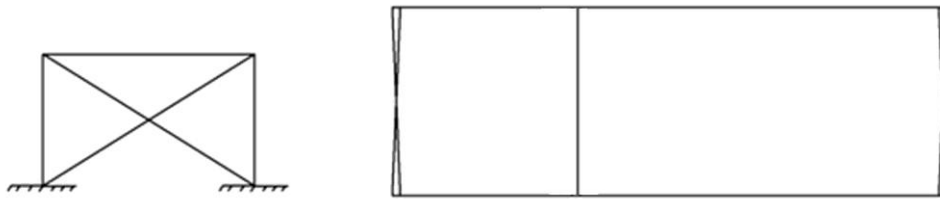
شکل ۵-۳- مدل اصلی سازه بتنی با قاب خمشی (MC_3)

راست: پلان مدل - چپ: نما

۵-۲-۱-۳) مدل سازه فولادی با مهاربندی (قاب + مهاربند)

در این نمونه مطابق شکل ۵-۴ در محورهای ۱ و ۳ مهاربندی به صورت بادبندهای ضربدری با مقاطع دابل نبشی و اتصالات مفصلی تیرها به ستون ها وجود دارد. مدل اصلی سقف تیرچه بلوک به ضخامت

بلوک بتنی 10 سانتی متر می باشد که با BR₃ نامگذاری شده است. در این مدل نیز با تغییرات در سختی های قسمت های مختلف سازه تعداد 11 آنالیز انجام گرفته است و از شماره های BR₁ تا BR₁₁ نامگذاری شده است. شماره های BR₁ تا BR₃ به ازای تغییرات در ضخامت بتن دیافراگم کف، BR₄ تا BR₈ به ازای تغییرات در مقاطع بادبندها و BR₉ تا BR₁₁ به ازای تغییرات در مقاطع تیرها است. جدول ۴-۵ مشخصات مدل های BR₁ تا BR₁₁ را نشان می دهد.



شکل ۴-۵- مدل اصلی سازه فولادی با مهاربند ضربدری (BR_۳)

جدول ۴-۵: مشخصات مدل های BR₁ تا BR₁₁

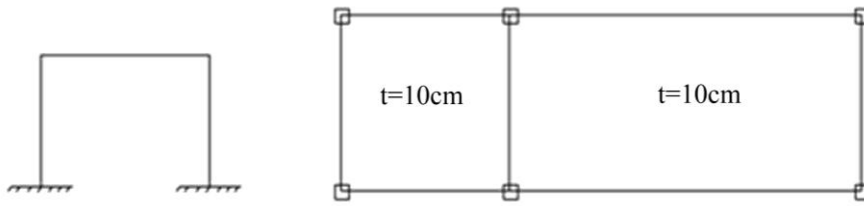
شماره مدل	نوع تغییرات	ضخامت دال بتنی (cm)	مقاطع تیرها	مقاطع بادبندها	مقاطع ستونها	بار مرکز جرم در حالت انعطاف پذیر (kg)	بار هر گره در حالت انعطاف پذیر (kg)
BR ₁	تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه	5	IPE 27	2L150*15	Box 0.30×0.30×0.02	6290	41.11
BR ₂		8					
BR ₃		10					
BR ₄	تغییر در مقاطع بادبندها	10	IPE 27	2L60*6	Box 0.30×0.30×0.02	9478	61.95
BR ₅				2L80*8			
BR ₆				2L90*9			
BR ₇				2L120*12			
BR ₈				2L180*18			
BR ₉	تغییر در مقاطع تیرها	10	IPE 20	2L150*15	Box 0.30×0.30×0.02	11256	73.57
BR ₁₀			IPE 30				
BR ₁₁			IPE 40				

۵-۲-۱-۴) مدل سازه فولادی با قاب خمشی

در این مدل سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی قاب خمشی با اتصالات گیردار تیرها به ستون ها می باشد. مدل اصلی این نمونه مطابق شکل ۵-۵ بوده و دارای ستون های با پروفیل IPB20 و تیرهای با پروفیل IPE30 و سقف تیرچه بلوک به ضخامت دال بتنی ۱۰ سانتی متر می باشد که با MS₃ نامگذاری شده است. در این نمونه با تغییرات در ضخامت بتن دیافراگم (مدل های MS₁ تا MS₃)، تغییرات در مقاطع تیرها (مدل های MS₄ تا MS₆) و تغییرات در مقاطع ستون ها (مدل های MS₇ تا MS₉) تأثیر سختی های قسمت های مختلف سازه بر روی صلبیت دیافراگم بررسی شده است. در جدول ۵-۵ مشخصات مدل های MS₁ تا MS₉ آورده شده است.

جدول ۵-۵: مشخصات مدل های MS₁ تا MS₉

شماره مدل	نوع تغییرات	ضخامت دال بتنی (cm)	مقاطع تیرها	مقاطع ستونها	بار مرکز جرم در حالت صلب (kg)	بار هر گره در حالت انعطاف پذیر (kg)
MS ₁	تغییر در ضخامت دال	5	IPE 30	IPB 20	6744	44.08
MS ₂	بتنی روی تیرچه	8				
MS ₃		10				
MS ₄	تغییر در مقاطع تیرها	10	IPE 22	IPB 20	10856	70.95
MS ₅			IPE 36			
MS ₆			IPE 45			
MS ₇	تغییر در مقاطع ستون ها	10	IPE 30	IPB 16	10302	67.33
MS ₈				IPB 24	10785	70.49
MS ₉				IPB 28	11065	72.32

شکل ۵-۵- مدل اصلی سازه فولادی با قاب خمشی (MS_۳)

۵-۲-۲) جداول نتایج آنالیز

برای نتایج آنالیز هر یک از مدل های $MS_1 - MS_9, BR_1 - BR_{11}, MC_1 - MC_9, SH_1 - SH_9$ جداولی

تهیه شده است که ابتدا به شرح آنها می پردازیم:

در جدول تغییر مکان پارامترهای $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ به ترتیب تغییر مکان های مربوط به راستای محورهای

۱، ۲ و ۳ در تراز بام می باشند. δ_{1-2} تغییر مکان نقطه وسط دیافراگم دهانه اول بین محورهای ۱ و ۲

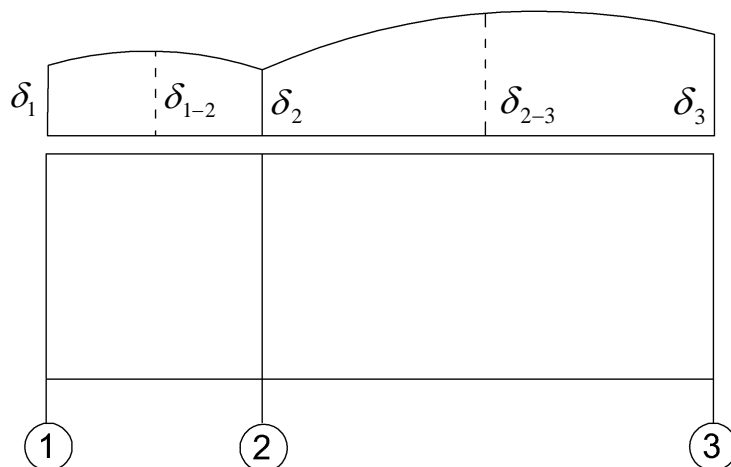
و δ_{2-3} تغییر مکان نقطه وسط دیافراگم دهانه دوم (بین محورهای ۲ و ۳) می باشد (در حالت مدل

با دیافراگم انعطاف پذیر) .

δ_Δ میزان خروج از خطی بودن تغییر مکان های $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ است که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\delta_\Delta = (\delta'_2 - \delta_2) / \delta_2,$$

$$\delta'_2 = (2\delta_1 + \delta_3) / 3$$



Δ_1 و Δ_2 ضرایب دیافراگم هستند که در آیین نامه ها نیز آمده است و از روابط زیر محاسبه می شوند:

$$\Delta_1 = (\delta_{1-2} - (\delta_1 + \delta_2)/2) / ((\delta_1 + \delta_2)/2),$$

$$\Delta_2 = (\delta_{2-3} - (\delta_2 + \delta_3)/2) / ((\delta_2 + \delta_3)/2),$$

$$\Delta = \text{Max}\{\Delta_1, \Delta_2\}$$

Δ همان نسبت ($\Delta_{\text{diaph}} / \Delta_{\text{story}}$) است که در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران نیز آمده است. در این مدل ها

چون همواره $\Delta_2 > \Delta_1$ است، لذا $\Delta = \Delta_2$ به عنوان ضریب دیافراگم محسوب می شود. این ضریب

(Δ) پارامتر تغییر مکانی می باشد که هر چقدر بزرگتر باشد سقف انعطاف پذیرتر خواهد بود.

در همین جدول ستونی با عنوان Error% وجود دارد که نشان دهنده مقدار خطای ناشی از فرض

صلبیت سقف در مقایسه با حالت انعطاف پذیر (حالت واقعی) است. در این رابطه هر چهار ممان دو

انتهای ستون ها در نظر گرفته می شوند. [26]

(رابطه ۵-۸)

$$\text{Error \%} = 100 \times \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{ij} - M_{fij}|}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{fij}|}$$

در رابطه فوق :

n = تعداد کل ستون ها در ساختمان،

j = شاخص نشانگر دو لنگر در دو انتهای ستون،

M_{ij} = لنگر در ستون i در تحلیل با فرض دیافراگم صلب و

M_{fij} = لنگر در ستون i در تحلیل با فرض دیافراگم انعطاف پذیر است.

جدول ۵-۶- پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه بتنی با دیوار برشی (قاب + دیوار) (SH_n (n:1-9)

شماره مدل	شاخص تغییر مکان				Error%
	δ_1	δ_3	δ_5	Δ	
	cm	cm	cm		
SH ₁	0.0027	0.007	0.0026	1.642	61%
SH ₂	0.0033	0.0073	0.0032	1.246	59%
SH ₃	0.0039	0.0081	0.0038	1.104	55%
SH ₄	0.0043	0.008	0.0042	0.88	48%
SH ₅	0.0038	0.0076	0.0037	1.03	54%
SH ₆	0.003	0.0069	0.0029	1.34	57%
SH ₇	0.0034	0.0074	0.0033	1.21	52%
SH ₈	0.0036	0.0072	0.0035	1.03	49%
SH ₉	0.004	0.0074	0.0039	0.87	45%

جدول ۵-۷- پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه بتنی با قاب خمشی (MC_n (n:1-9)

شماره مدل	شاخص تغییر مکان				Error%
	δ_1	δ_3	δ_5	Δ	
	cm	cm	cm		
MC ₁	0.6743	0.7415	0.7625	0.032	3.9%
MC ₂	0.6926	0.7523	0.7745	0.026	4.2%
MC ₃	0.7134	0.7627	0.7812	0.021	6%
MC ₄	0.7431	0.7809	0.7916	0.018	15%
MC ₅	0.7541	0.7953	0.8121	0.016	4%
MC ₆	0.7629	0.8022	0.8205	0.013	2%
MC ₇	0.6541	0.7013	0.7122	0.027	4%
MC ₈	0.5917	0.6401	0.6508	0.030	15%
MC ₉	0.5489	0.5962	0.6019	0.036	15.3%

جدول ۵-۸- پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه فولادی با مهاربندی (قاب + مهاربند) BR_n (n:1-11)

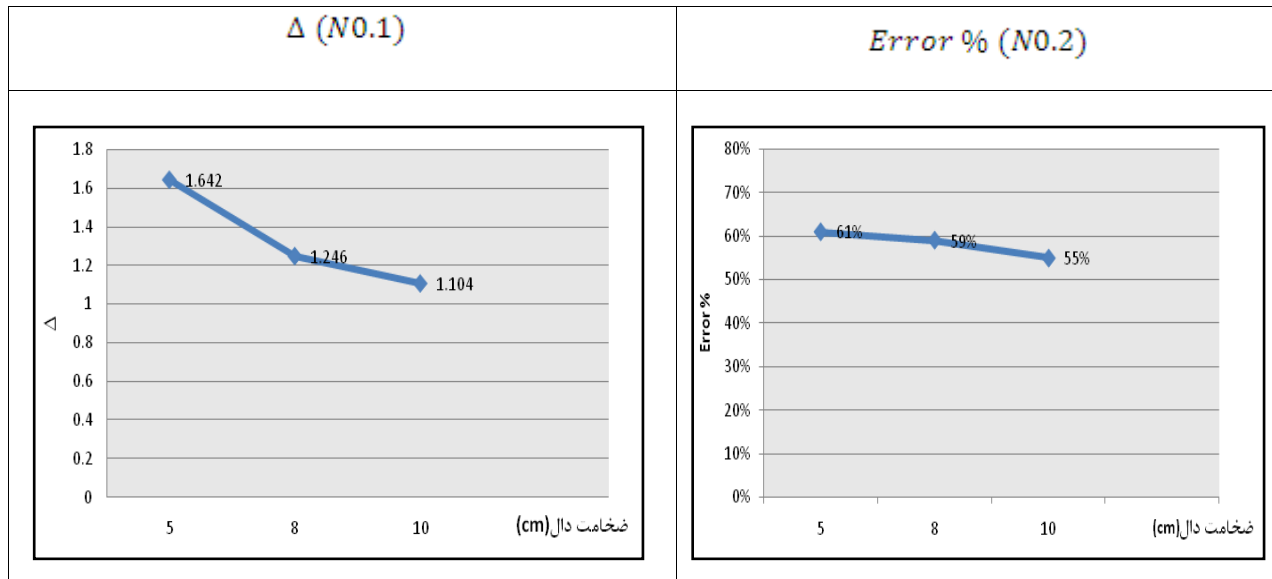
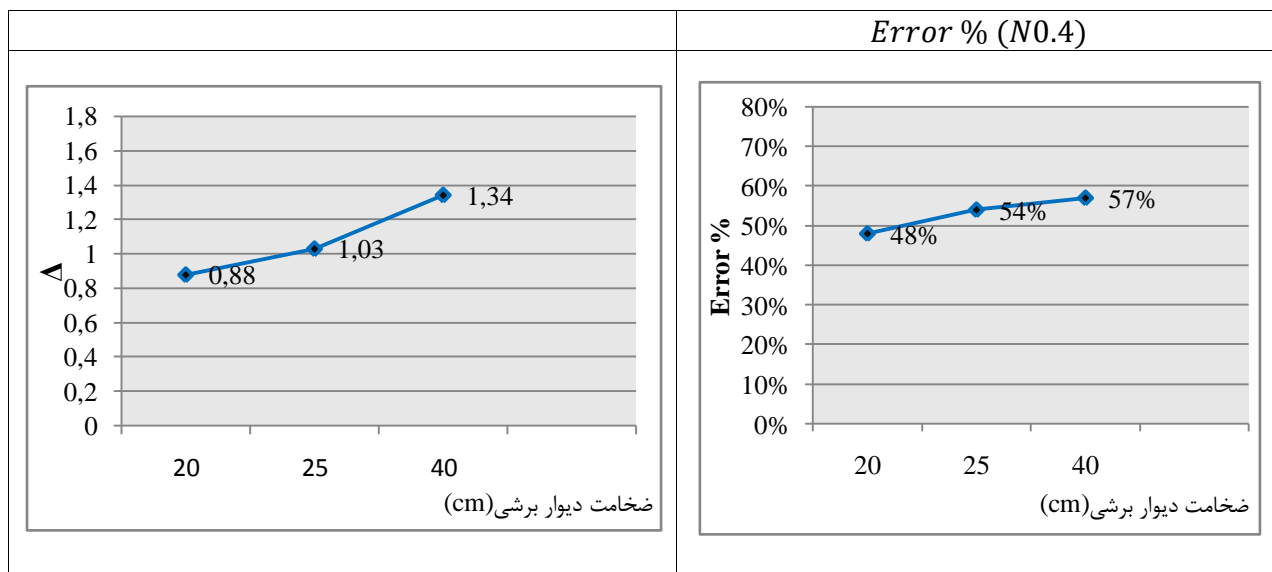
شماره مدل	شاخص تغییر مکان				Error%
	δ_1	δ_3	δ_5	Δ	
	cm	cm	cm		
BR ₁	0.0265	0.0396	0.0266	0.49	31%
BR ₂	0.027	0.0389	0.0271	0.44	24%
BR ₃	0.0273	0.0384	0.0274	0.40	9%
BR ₄	0.1484	0.1655	0.1485	0.11	10%
BR ₅	0.0853	0.1028	0.0854	0.20	15%
BR ₆	0.068	0.0856	0.0681	0.26	23%
BR ₇	0.0397	0.054	0.0395	0.36	28%
BR ₈	0.0194	0.0302	0.0196	0.55	14%
BR ₉	0.0281	0.041	0.0283	0.45	12%
BR ₁₀	0.0265	0.0367	0.0266	0.38	11%
BR ₁₁	0.0258	0.0354	0.0259	0.37	11%

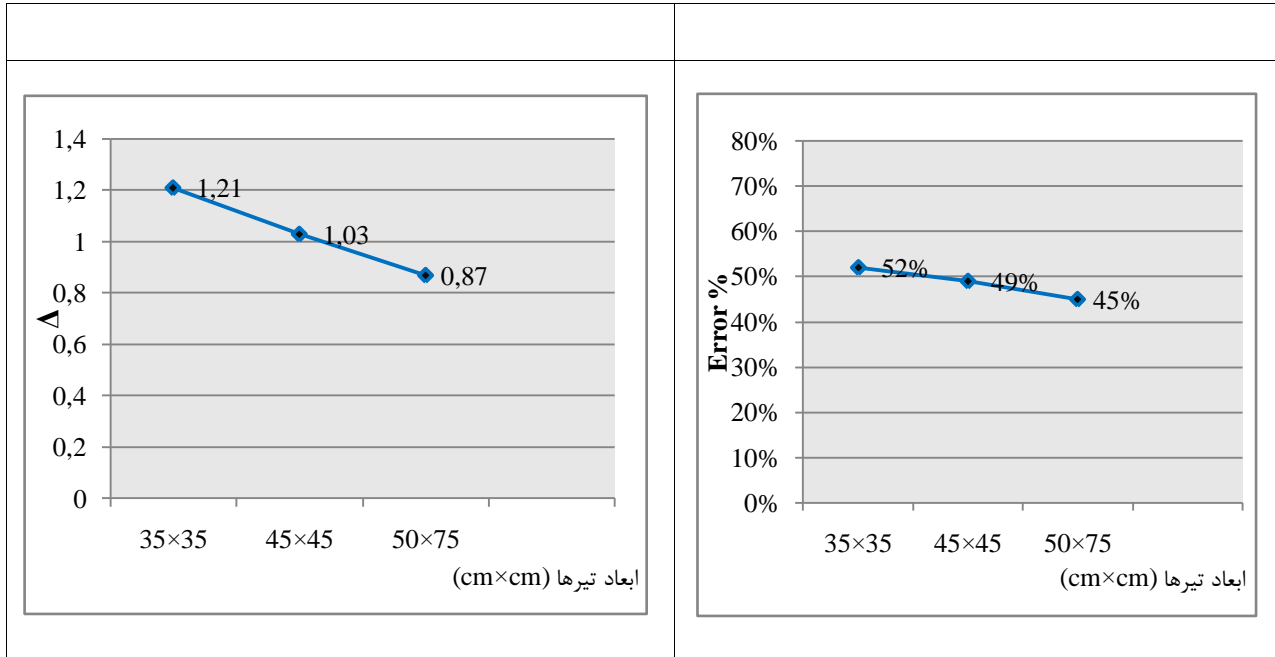
جدول ۵-۹- پارامترهای محاسبه شده مربوط به سازه فولادی با قاب خمشی $MS_n(n:1-9)$

شماره مدل	شاخص تغییر مکان				Error%
	δ_1	δ_3	δ_5	Δ	
	cm	cm	cm		
MS ₁	0.3123	0.3375	0.3493	0.020	1.4%
MS ₂	0.3245	0.3487	0.3632	0.014	2.1%
MS ₃	0.3643	0.4212	0.4715	0.008	4.5%
MS ₄	0.3932	0.4514	0.5023	0.008	15%
MS ₅	0.3532	0.4130	0.4664	0.008	4.3%
MS ₆	0.3472	0.4056	0.4576	0.008	1.6%
MS ₇	0.4754	0.5365	0.5912	0.006	4.8%
MS ₈	0.3429	0.4061	0.4611	0.010	15.3%
MS ₉	0.3279	0.3908	0.4427	0.014	28.4%

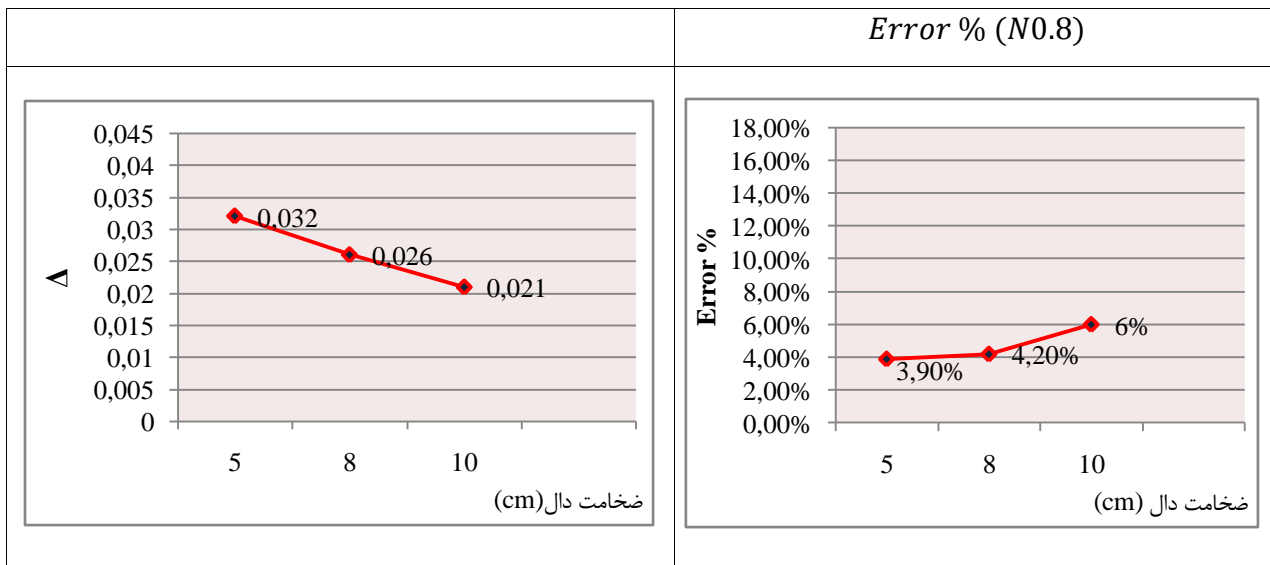
۵-۲-۳) نمودارها

برای بررسی و مشاهده بهتر نتایج در ارتباط با هر کدام از نمونه ها و بر حسب متغیرهای گوناگون، نمودارهایی رسم شده است. متغیرها در مدل های بتنی با دیوار برشی (SH_n)، شامل ضخامت بتن دیافراگم، ضخامت دیوار برشی و ابعاد تیرها، در مدل های بتنی قاب خمشی (MC_n)، شامل ضخامت بتن دیافراگم، ابعاد تیرها و ابعاد ستون ها، برای مدل سازه فولادی با مهاربندی (BR_n)، شامل ضخامت بتن دیافراگم، مقاطع بادبندها و مقاطع تیرها و بالاخره در مدل سازه فولادی قاب خمشی (MS_n)، شامل ضخامت بتن دیافراگم، مقاطع تیرها و مقاطع ستون ها می باشند.

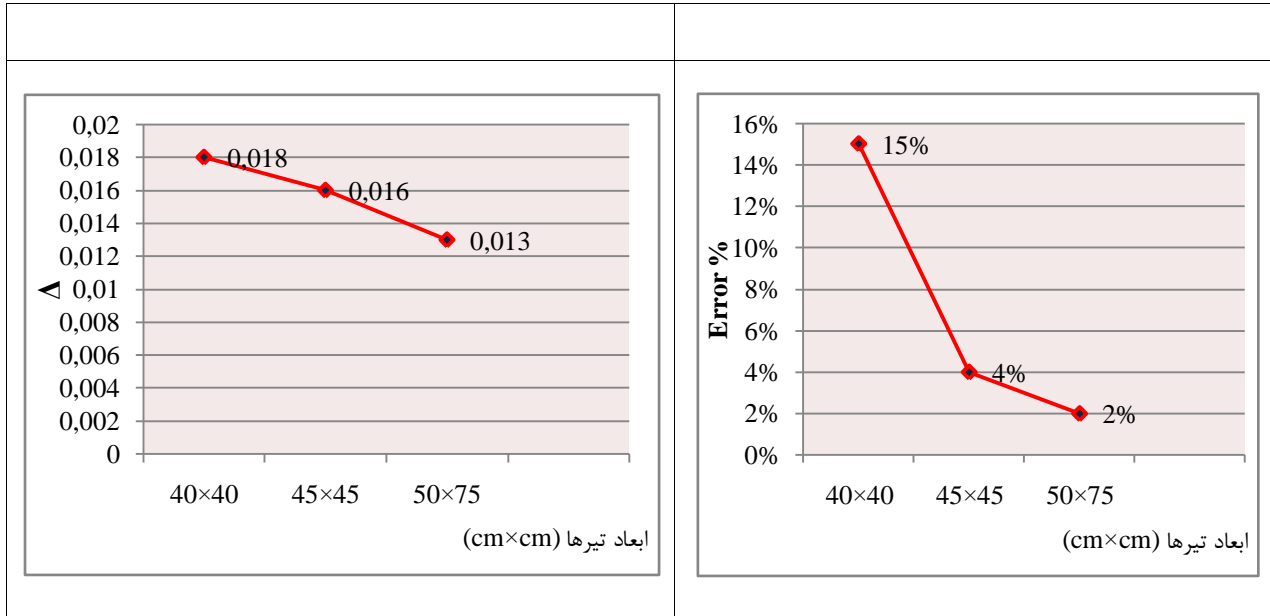
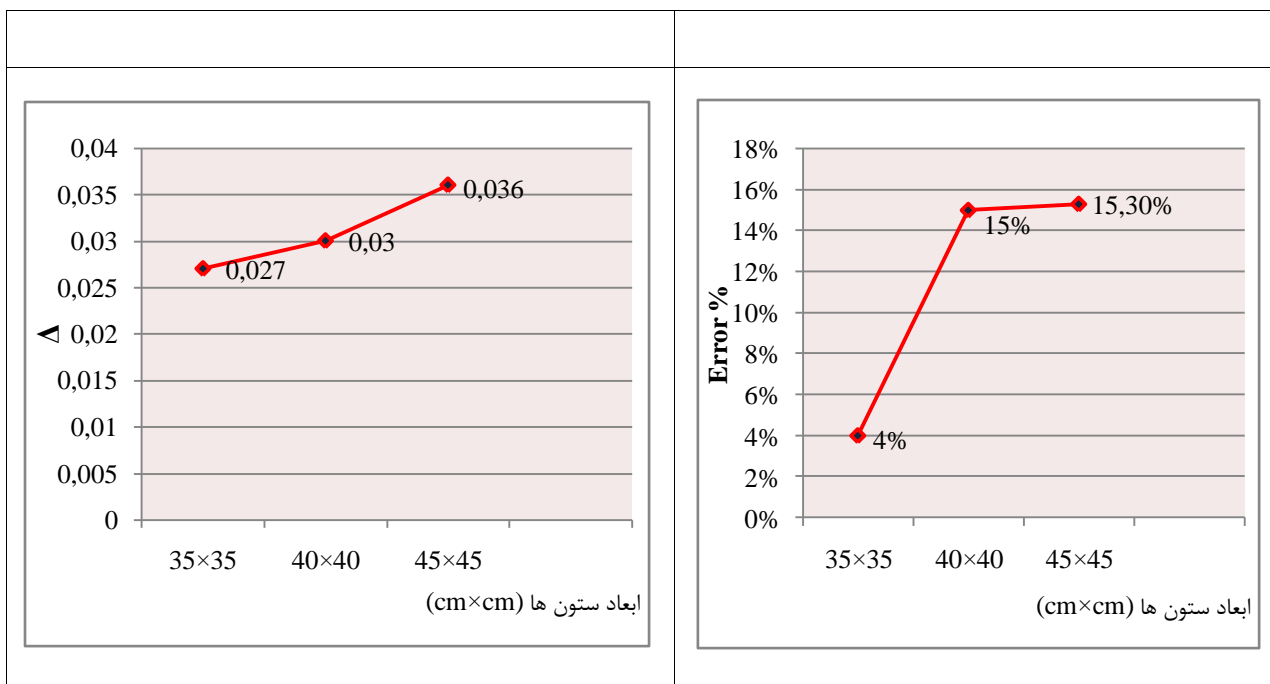
شکل ۵-۶- نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (SH₁- SH₃)شکل ۵-۷- نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دیوار برشی (SH₄-SH₆)

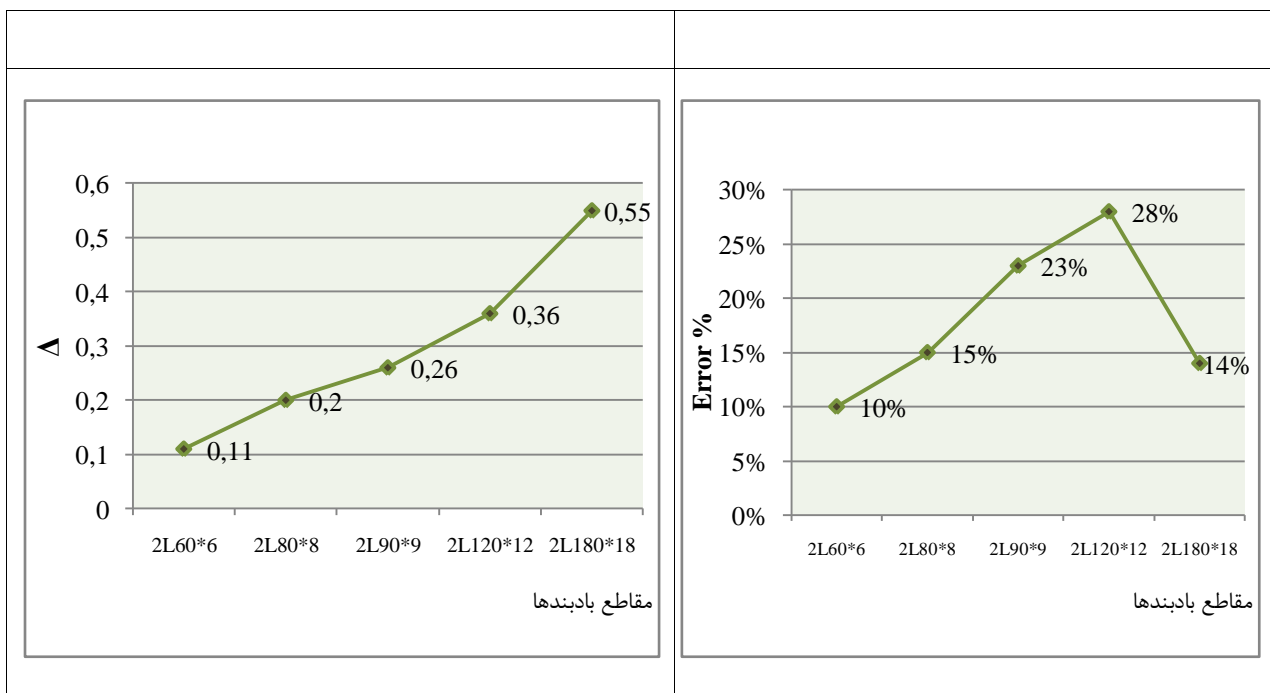


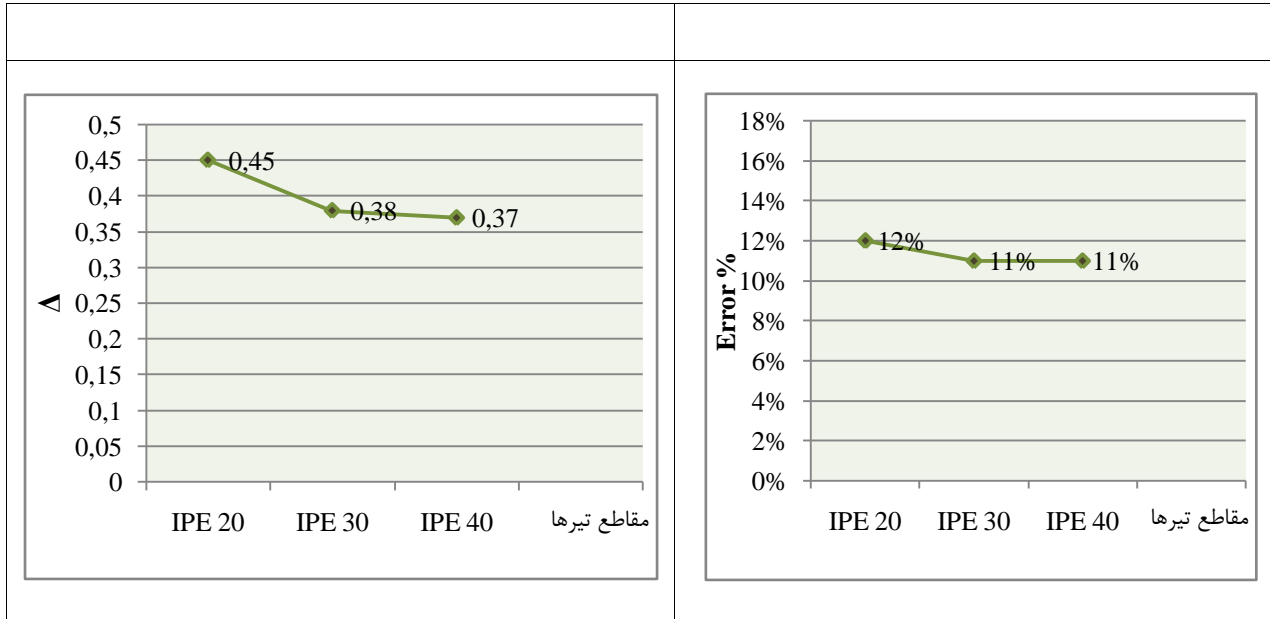
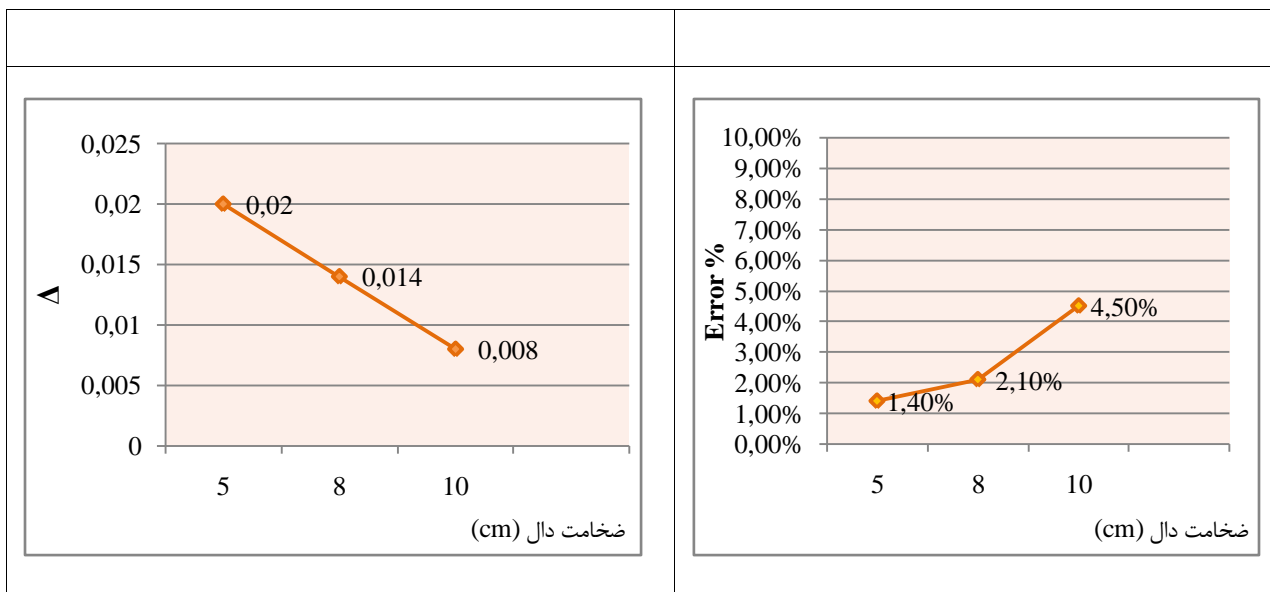
شکل ۵-۸- نمودار مربوط به تغییر در ابعاد تیرها (SH₇- SH₉)

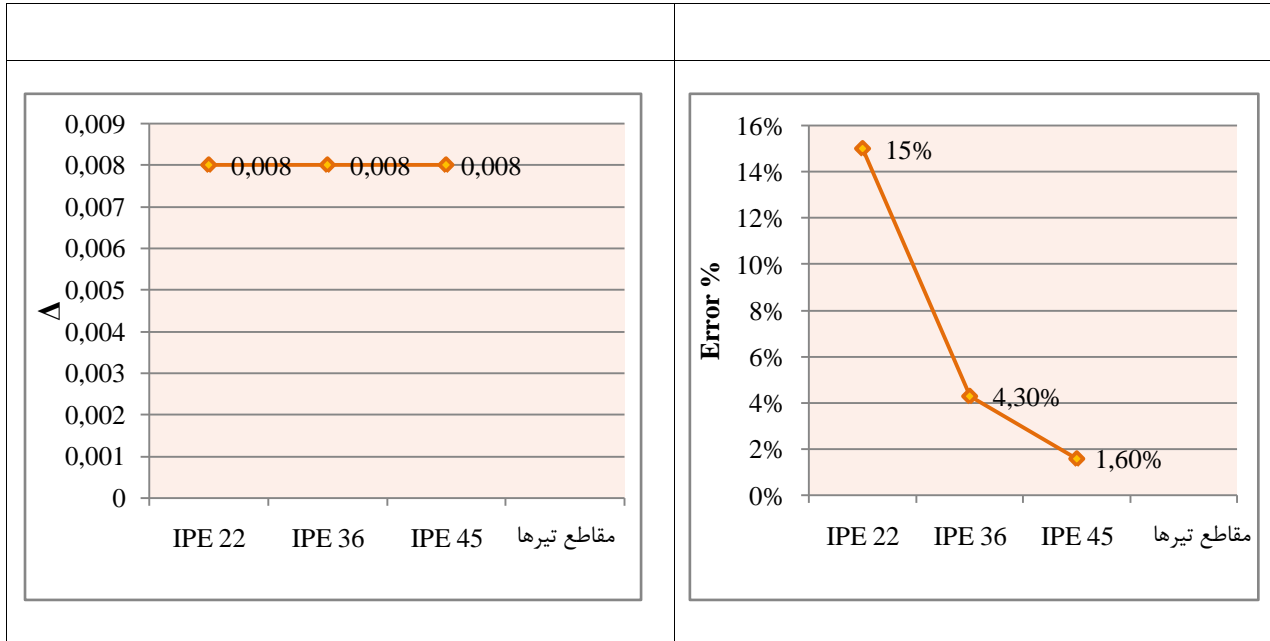
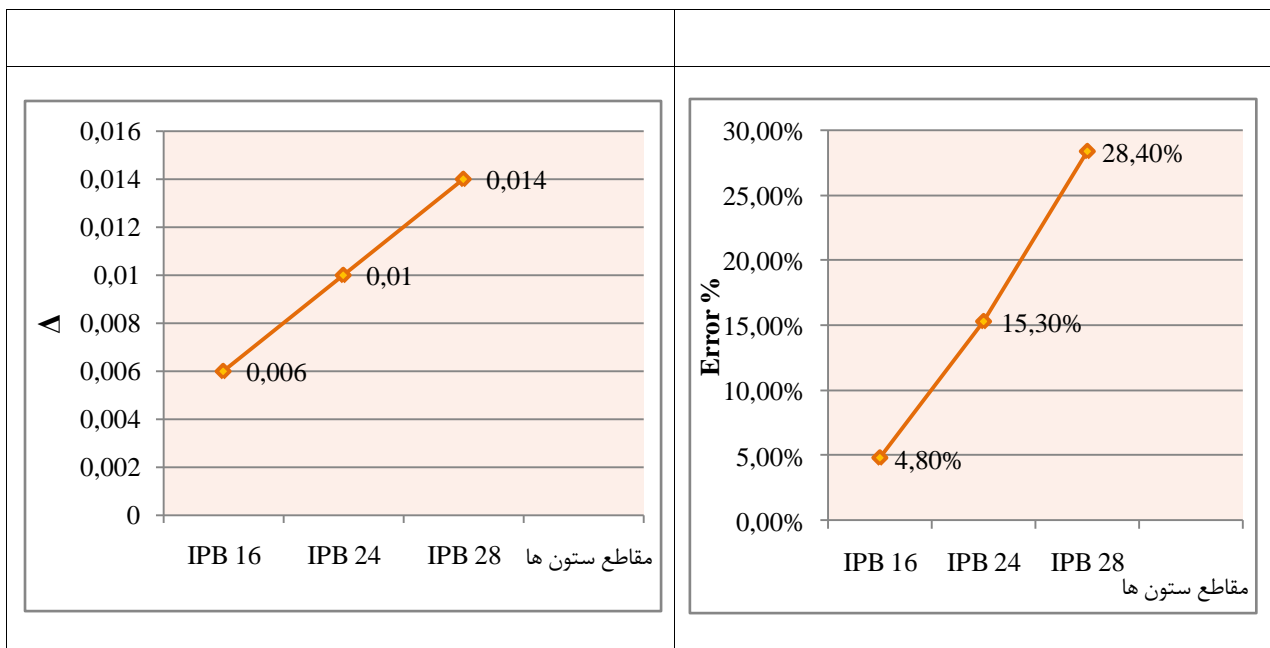


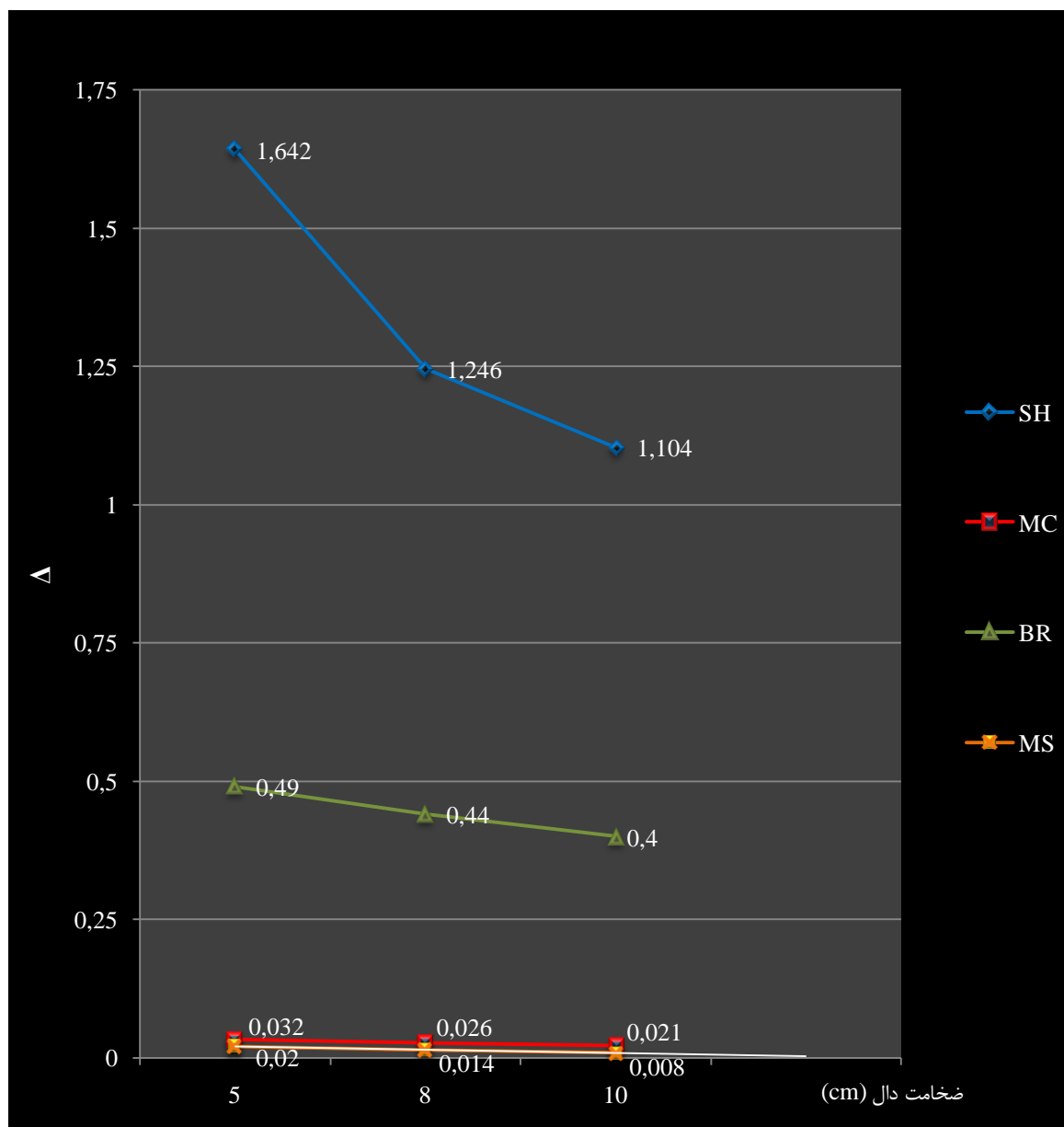
شکل ۵-۹- نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (MC₁-MC₃)

شکل ۵-۱۰- نمودار مربوط به تغییر در ابعاد تیرها (MC₄-MC₆)شکل ۵-۱۱- نمودار مربوط به تغییر در ابعاد ستون ها (MC₇-MC₉)

شکل ۵-۱۲- نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (BR₁-BR₃)شکل ۵-۱۳- نمودار مربوط به تغییر در مقاطع بادبندها (BR₄-BR₈)

شکل ۵-۱۴- نمودار مربوط به تغییر در مقاطع تیرها (BR₉-BR₁₁)شکل ۵-۱۵- نمودار مربوط به تغییر در ضخامت دال بتنی روی تیرچه (MS₁-MS₃)

شکل ۵-۱۶- نمودار مربوط به تغییر در مقاطع تیرها (MS₄-MS₆)شکل ۵-۱۷- نمودار مربوط به تغییر در مقاطع ستون ها (MS₇-MS₉)



شکل ۵-۱۸- نمودار مربوط به مقایسه نتایج چهار حالت SH و MC و BR و MS به ازای تغییر در

ضخامت دال بتنی روی تیرچه

۵-۲-۴) بحث و بررسی

در بخش های قبل ۳۸ مدل در دو حالت سقف صلب و سقف انعطاف پذیر (جمعا ۷۶ مدل) آنالیز شد که ۹ مدل مربوط به سازه بتنی با دیوار برشی، ۹ مدل سازه بتنی با قاب خمشی، ۱۱ مدل سازه فولادی با مهاربندی و ۹ مدل مربوط به سازه فولادی با قاب خمشی بودند. در جداول و نمودارهایی که نشان داده شد مقادیر Δ و $\text{Error}\%$ تعیین شدند. پارامتر تغییر مکانی Δ هر چقدر بزرگتر باشد، سقف انعطاف پذیرتر است و مقدار $\text{Error}\%$ نیز بیانگر خطای استفاده از فرض صلبیت سقف در مقایسه با حالت سقف انعطاف پذیر (حالت واقعی) است و هر چقدر بزرگتر باشد، نشان دهنده خطای بیشتر در فرض صلبیت دیافراگم کف می باشد.

در ادامه در مورد هر سری از مدل ها بحث و بررسی انجام می شود:

مدل های SH_n (n=1-9):

در مدل های بتنی با دیوار برشی همانطوریکه در جداول مشاهده می شود، پارامتر تغییر مکانی مقداری بزرگ ($0.87 < \Delta < 1.642$)، و همچنین مقدار $\text{Error}\%$ نیز بزرگ ($61\% < \text{Error}\% < 45\%$) بدست آمده است. این مقادیر بیانگر حساس بودن مسئله دیافراگم در این نوع سازه ها می باشد. بالا بودن این مقادیر نشانگر انعطاف پذیر بودن دیافراگم ها در این نوع سازه ها می باشد که دلیل آن صلب بودن اعضای باربر جانبی (دیوار برشی) و پایین بودن سختی داخل صفحه ای سقف نسبت به سختی جانبی سیستم با دیوار برشی است.

در مدل های ($\text{SH}_1 - \text{SH}_3$) با افزایش ضخامت دال بتنی روی تیرچه مطابق نمودارهای رسم شده مشاهده می گردد که ضریب Δ کاهش می یابد (نمودار ۱). همچنین مقدار $\text{Error}\%$ (یعنی خطای استفاده از فرض سقف صلب در مقایسه با مدل سقف انعطاف پذیر) با افزایش ضخامت دال بتنی مطابق نمودار ۲ کاهش می یابد. همانطوری که مشاهده می شود با افزایش ضخامت بتن روی تیرچه از ۵ سانتی متر (مدل SH_1) تا ۱۰ سانتی متر (مدل SH_3) مقدار Δ از ۱.۶۴۲ به عدد ۱.۱۰۴ می رسد

و مقدار Error% از 61% به مقدار 55% خواهد رسید که همگی بیانگر کاهش انعطاف پذیری و کاهش خطای استفاده از فرض سقف صلب (افزایش صلبیت) می باشد.

در مدل های (SH₄-SH₆) با افزایش در ضخامت دیوار برشی، پارامتر تغییر مکانی Δ (نمودار ۳) افزایش می یابد که نشان دهنده این است که با افزایش در ضخامت دیوار برشی، صلبیت دیافراگم کاهش می یابد. مطابق نمودار ۴ مقدار Error% با افزایش در ضخامت دیوار برشی، زیاد می شود. با افزایش ضخامت دیوار برشی از ۲۰ سانتی متر (مدل SH₄) تا ۴۰ سانتی متر (مدل SH₆) مقدار Δ از ۰.۸۸ به ۱.۳۴ و مقدار Error% از 48% به 57% افزایش می یابد که بیانگر افزایش انعطاف پذیری و افزایش خطای استفاده از فرض سقف صلب (کاهش صلبیت) می باشد.

در مدل های (SH₇-SH₉) با افزایش در ابعاد تیرها، پارامتر تغییر مکانی Δ (نمودار ۵) کاهش می یابد که نشان دهنده افزایش صلبیت دیافراگم می باشد. مقدار Error% نیز با توجه به نمودار ۶ با افزایش در ابعاد تیرها، کاهش می یابد. با تغییر در ابعاد تیرها از 35×35 (مدل SH₇) تا 50×75 (مدل SH₉) مقدار Δ از ۱.۲۱ به ۰.۸۷ و مقدار Error% از 52% به 45% کاهش پیدا می کند، لذا می توان بیان کرد که تاثیر ابعاد تیرها در صلبیت دیافراگم به اندازه تاثیر ضخامت دال بتنی روی تیرچه و ضخامت دیوار برشی نمی باشد.

مدل های MC_n (n=1-9) :

در مدل های قاب خمشی بتنی همانطوری که در جداول مشاهده می شود پارامتر تغییر مکانی مقدری کوچک ($0.013 < \Delta < 0.036$) و همچنین مقادیر Error% نیز کوچک می باشند ($2\% < \text{Error}\% < 15.3\%$). این مقادیر بیانگر این هستند که مدل های قاب خمشی بتنی سقف صلب تری را نسبت به مدل های بتنی با دیوار برشی ارائه می دهند. دلیلش این است که سختی داخل صفحه ای دال بزرگتر از سختی خارج صفحه ای ستون ها می باشد.

در مدل های (MC_1-MC_3) با افزایش ضخامت دال بتنی روی تیرچه مشاهده می گردد که ضریب Δ کاهش می یابد (نمودار ۷). مقدار Error% با افزایش ضخامت دال بتنی روی تیرچه افزایش پیدا می کند (نمودار ۸)، البته این تغییرات چندان زیاد نمی باشد. دو موضوع غیر قابل انتظار در این مدل ها این است که با افزایش ضخامت دال بتنی روی تیرچه مقادیر Error% افزایش پیدا می کنند که نشان دهنده افزایش انعطاف پذیری می باشد ولی از طرف دیگر کاهش پارامتر تغییر مکانی Δ بیانگر افزایش صلبیت سقف ها می باشد.

در مدل های (MC_4-MC_6) با افزایش در ابعاد تیرها، پارامتر تغییر مکانی Δ (نمودار ۹) کاهش می یابد که بیانگر افزایش صلبیت دیافراگم می باشد. مقدار Error% نیز با افزایش در ابعاد تیرها، کاهش پیدا می کند (نمودار ۱۰)، البته این تغییرات نیز چندان زیاد نمی باشد.

در مدل های (MC_7-MC_9) با افزایش در ابعاد ستون ها، پارامتر تغییر مکانی Δ (نمودار ۱۱) و مقدار Error% (نمودار ۱۲) افزایش می یابند که نشان دهنده کاهش صلبیت دیافراگم و افزایش خطای استفاده از فرض سقف صلب می باشد.

مدل های BR_n (n=1-11) :

در مدل های فولادی با مهاربندی همانطوری که در جداول می بینیم، پارامتر تغییر مکانی نسبتا بزرگ ($0.11 < \Delta < 0.55$)، و مقادیر Error% نیز نسبتا بزرگ ($9\% < Error\% < 31\%$) است که به دلیل اینکه اعضای باربر جانبی نسبتا صلب می باشند دیافراگم ها در این نوع سازه ها نسبتا انعطاف پذیر می باشند.

در مدل های ($BR_1- BR_3$) با افزایش ضخامت دال بتنی روی تیرچه مطابق نمودارهای ترسیم شده مشاهده می گردد که پارامتر تغییر مکانی Δ (نمودار ۱۳) و مقادیر Error% (نمودار ۱۴) کاهش می یابند که نشان دهنده افزایش صلبیت دیافراگم است.

در مدل های (BR₄ – BR₈) با افزایش در مقاطع بادبندها، پارامتر تغییر مکانی Δ (نمودار ۱۵) و مقادیر Error% (نمودار ۱۶) افزایش می یابند که نشان دهنده کاهش صلبیت دیافراگم است.

در مدل های (BR₉ – BR₁₁) با افزایش در مقاطع تیرها پارامتر تغییر مکانی Δ (نمودار ۱۷) و همچنین مقادیر Error% (نمودار ۱۸) کاهش می یابند که مقدار آن ناچیز است و نشان دهنده افزایش ناچیز در صلبیت دیافراگم می باشد.

مدل های MS_n(n=1-9) :

در مدل های قاب خمشی فولادی همانطوری که در جداول مشاهده می شود پارامتر تغییر مکانی مقادیری کوچک ($0.006 < \Delta < 0.020$)، و همچنین مقادیر Error% نیز کوچک می باشند ($1.4\% < \text{Error\%} < 28.4\%$). این مقادیر بیانگر این است که مدل های قاب خمشی فولادی سقف صلب تری را نسبت به مدل های فولادی با مهاربندی ارائه می دهند.

در مدل های (MS₁ – MS₃) با افزایش ضخامت دال بتنی روی تیرچه مشاهده می شود که ضریب Δ کاهش می یابد (نمودار ۱۹). مقادیر Error% نیز با افزایش ضخامت دال بتنی افزایش می یابند (نمودار ۲۰). البته این تغییرات چندان قابل توجه نمی باشند. در این مدل ها نیز همانند مدل های قاب خمشی بتنی دو موضوع غیر قابل انتظار دیده می شود به این معنی که پارامتر تغییر مکانی Δ بیانگر افزایش صلبیت و مقادیر Error% بیانگر کاهش صلبیت می باشند.

در مدل های (MS₄ – MS₆) با افزایش در مقاطع تیرها، پارامتر Δ تقریباً ثابت (نمودار ۲۱) و مقادیر Error% نیز به مقدار قابل توجهی کاهش پیدا می کنند (نمودار ۲۲). به طور کلی در این قسمت با افزایش در مقاطع تیرها صلبیت دیافراگم تقریباً ثابت می باشد.

در مدل های (MS₇ – MS₉) با افزایش در مقاطع ستون ها پارامتر تغییر مکانی Δ و مقادیر Error% افزایش پیدا می کنند (نمودارهای ۲۳ و ۲۴). این افزایش بیانگر کاهش صلبیت دیافراگم می باشد که البته مقدار آن چندان قابل توجه نمی باشد.

۵-۲-۵- مقایسه سیستم های سازه ای:

سیستم های سازه ای مختلفی در این بخش بررسی شدند:

۱-سازه بتنی با دیوار برشی (قاب + دیوار)

۲-سازه بتنی با قاب خمشی

۳-سازه فولادی با مهاربندی (قاب + مهاربندی)

۴-سازه فولادی با قاب خمشی

همانطوری که قبلا بیان شد از مهم ترین عوامل موثر در صلبیت دیافراگم ها، سختی اعضای باربر جانبی می باشد. به طوری که مشاهده شد دیافراگم سیستم های سازه ای ۱ و ۳ از سیستم های سازه ای قاب خمشی ۲ و ۴ انعطاف پذیرتر هستند، به دلیل اینکه در حالات قاب تنها، عنصر باربر جانبی متمرکز در سازه وجود ندارد و تیرها و ستون ها همگی به عنوان یک تکیه گاه تقریبا گسترده برای دیافراگم ها محسوب می شوند لذا تغییر مکان جانبی خالص (Δ_{diaph}) به تغییر مکان بین دو قاب مجاور محدود می گردد. در حالات قاب خمشی به جز مسایل خاصی می توان دیافراگم این گونه مدل ها را صلب در نظر گرفت و همانطوری که دیده می شود خطاها قابل چشم پوشی می باشند. اما در سیستم های سازه ای ۱ و ۳، به دلیل اینکه دیوار برشی سختی جانبی به مراتب بیشتری نسبت به بادبندهای فلزی دارد، سیستم ۱ بیشتر از سیستم ۳ تمایل به انعطاف پذیری دارد.

به طور کلی دیافراگم های سازه های کم ارتفاع و با عناصر باربر جانبی صلب (مدل های BR_n, SH_n) همانطور که مشاهده شد، حساسیت ویژه ای دارند و فرض صلبیت در آن ها با مقادیر خطای بزرگی توأم است. لذا بدون بررسی دقیق نمی توان دیافراگم را در این نوع سازه ها صلب در نظر گرفت.

۵-۲-۶- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران:

همانطوری که در فصل سوم آورده شد، تنها ضابطه ارائه شده در تعیین صلبیت و انعطاف پذیری دیافراگم ها در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران نسبت $(\Delta_{diaph}/\Delta_{story})$ می باشد که اگر این نسبت کوچکتر از ۰.۵ باشد، دیافراگم را صلب و اگر مساوی و یا بزرگتر از ۰.۵ باشد دیافراگم را انعطاف پذیر در نظر می گیرند. مدل هایی که در این بخش در آنها این نسبت (ضریب Δ در پایان نامه) مساوی یا بیشتر از ۰.۵ می باشد را کنار گذاشته و به بررسی و بحث پیرامون مدل هایی که ضریب Δ در آنها کمتر از ۰.۵ و مقدار خطا زیاد (مساوی یا بیشتر از ۱۵ درصد) می باشد می پردازیم:

جدول ۵-۱۰- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل های بتنی حساس

MC ₉	MC ₈	MC ₄	شماره مدل های بتنی
			پارامترها
0.036	0.030	0.018	ضریب Δ
15.3%	15%	15%	Error%

جدول ۵-۱۱- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل های فولادی حساس

MS ₉	MS ₈	MS ₄	BR ₇	BR ₆	BR ₅	BR ₂	BR ₁	شماره مدل های فولادی
								پارامترها
0.014	0.010	0.008	0.36	0.26	0.20	0.44	0.49	ضریب Δ
28.4%	15.3%	15%	28%	23%	15%	24%	31%	Error%

در مدل های MC₄، MC₈ و MC₉ (بتنی با قاب خمشی) مقدار Error% بزرگ می باشد که در مورد این سازه ها باید در مورد مقدار حدی ضریب Δ در آیین نامه تحقیقات گسترده تری صورت گیرد. در مدل های فولادی با مهاربندی BR₁، BR₂، BR₅، BR₆ و BR₇ مقادیر ضریب Δ از عدد ۰.۵ کوچکتر می باشند اما مقادیر خطای قابل توجهی در این مدل ها دیده می شوند. در مورد این سازه

ها نیز باید در مورد مقدار حدی ضریب Δ در آیین نامه تحقیقات گسترده تری صورت گیرد و مقدار آن در مورد سازه های فولادی با مهاربندی اصلاح گردد.

در مدل های MS_4 ، MS_8 و MS_9 (فولادی با قاب خمشی) نیز مقدار $\text{Error}\%$ بزرگ می باشد که در مورد این سازه ها باید در مورد مقدار حدی ضریب Δ در آیین نامه تحقیقات گسترده تری صورت گیرد.

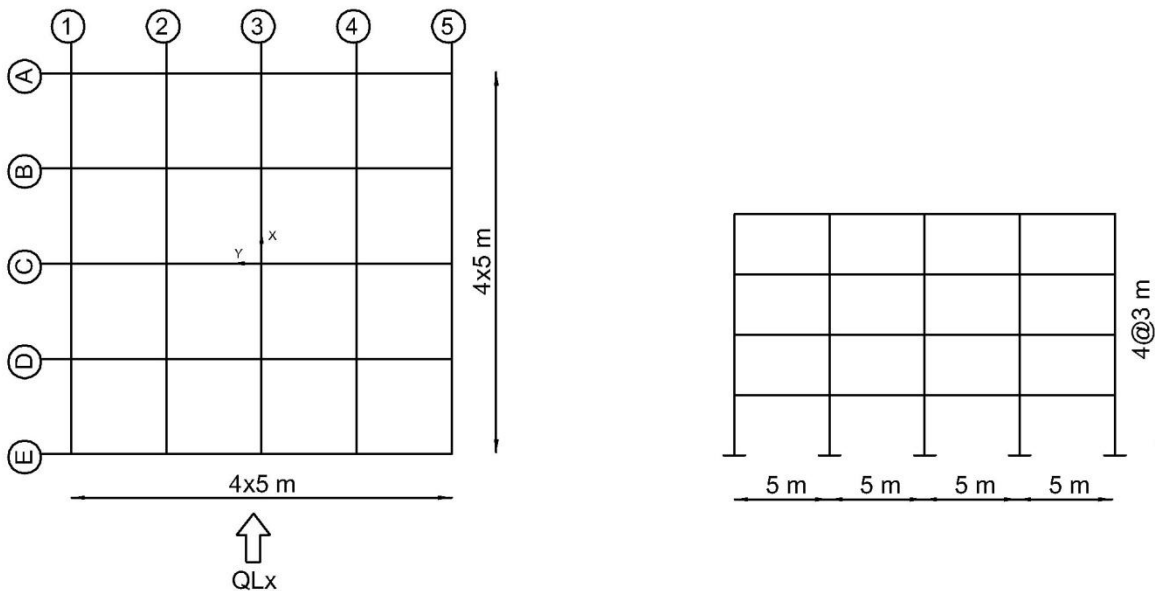
نتایج عددی نشان می دهند که در سازه های کم ارتفاع و با عناصر باربر جانبی صلب حد ضریب Δ در تفکیک مرز صلبیت و انعطاف پذیری دیافراگم در آیین نامه بزرگ به نظر می رسد و در مورد سازه های بتنی این ضریب باید کمتر از سازه های فولادی در نظر گرفته شود.

۵-۳) بررسی دیافراگم های ساختمان های متعارف

پس از بررسی دیافراگم های سازه های کم ارتفاع با سیستم های مختلف مقاوم جانبی و پی بردن به اینکه در بعضی از مدل های بررسی شده فرض صلبیت سقف و مدلسازی به صورت دیافراگم صلب که به طور متعارف توسط برنامه های کامپیوتری (SAP 2000, SAP 90, ETABS و ...) مورد استفاده قرار می گیرد، دارای خطای زیادی بوده و همچنین روابط آیین نامه زلزله ایران در مورد این سازه ها ناکارآمد می باشد در ادامه نوبت به بررسی دیافراگم های ساختمان های متعارف از نظر پلان، ابعاد، سختی ها، مقاطع اجزای مختلف و تعداد طبقه می رسد. در این قسمت مقایسه سیستم های سازه ای مختلف، تأثیر تعداد دهانه های ساختمان در جهت X، تأثیر نسبت ابعاد پلان مستطیلی و تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم بررسی خواهد شد. در این بخش ۴۶ مدل در دو حالت سقف صلب و انعطاف پذیر (جمعا ۹۲ مدل) آنالیز و تجزیه و تحلیل می شوند.

۵-۳-۱) معرفی مدل

یک سازه چهار طبقه در هر جهت ۴ دهانه به فاصله ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر مطابق شکل ۵-۱۹ انتخاب شده که سقف هر چهار طبقه تیرچه بلوک می باشد. ترکیبات بارگذاری طبق آیین نامه ۹۹ - ACI ۳۱۸ برای سازه‌های بتنی و ۸۹ - ASD - AISC برای سازه‌های فولادی انجام شده است و تحلیل از نوع استاتیکی می باشد. مدل سازی و آنالیز توسط نرم افزار SAP 2000 Ver ۱۵ در هر دو حالت سقف صلب و انعطاف پذیر همانگونه که در قسمت قبلی بیان شد، انجام می شود.

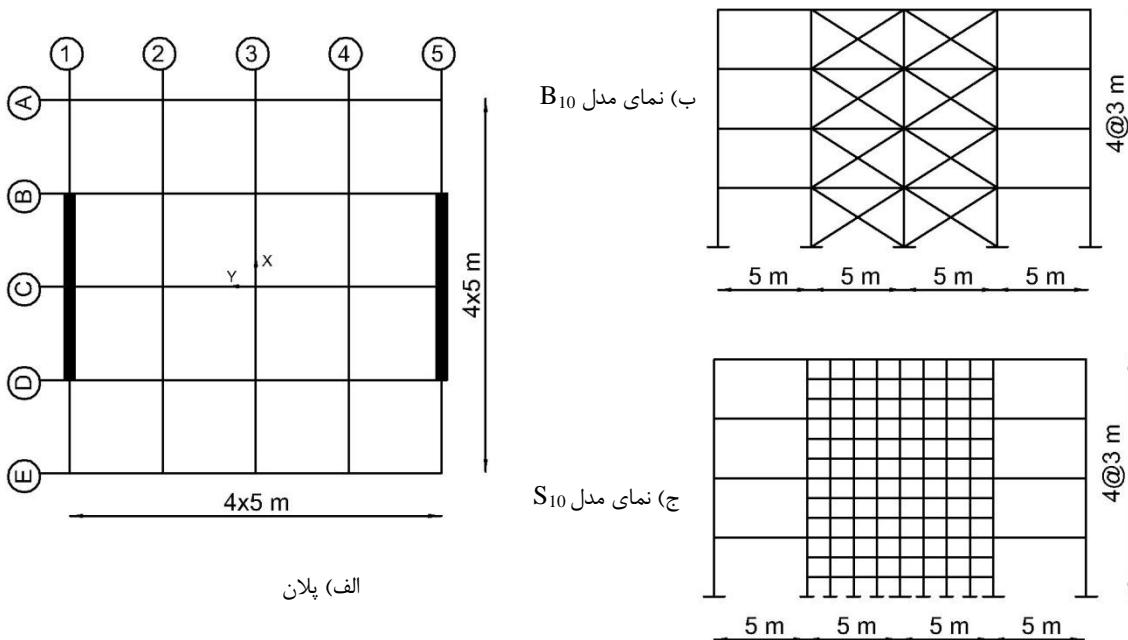


شکل ۵-۱۹: ساختمان با مشخصات متعارف (راست: نما، چپ: پلان)

۵-۳-۲) مقایسه سیستم های سازه ای

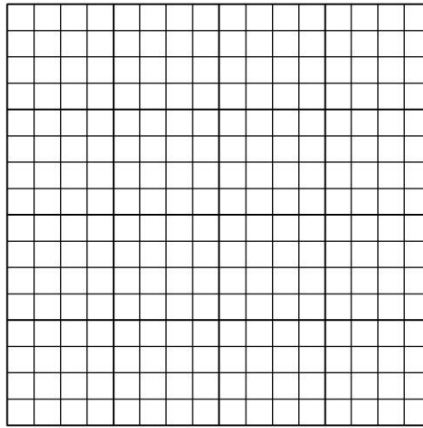
چهار نوع سیستم سازه ای متعارف شامل: ساختمان بتنی با دیوار برشی، ساختمان بتنی با سیستم قاب خمشی، ساختمان فولادی با سیستم مهاربندی جانبی (بادبند ضربدری) و ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی بررسی می شوند، که به ترتیب با نام های $M_{10}, B_{10}, C_{10}, S_{10}$ نام گذاری شده اند.

در حالت سیستم مهاربندی (دیوار برشی در مدل بتنی و مهاربندی در مدل فولادی) عناصر باربر جانبی مطابق شکل ۵-۲۰ قرار می گیرند.



شکل ۵-۲۰: قرارگیری عناصر باربر جانبی در مدل های B₁₀ و S₁₀

در حالت مدل های دیافراگم انعطاف پذیر سقف با المانهای SHELL به ابعاد 0.5×0.5 متر و دیوار برشی با المانهای SHELL به ابعاد 0.5×0.5 متر مدل شده اند. بارهای جانبی در حالات مدل های صلب و انعطاف پذیر همانند قسمت قبلی توزیع خواهند شد، یعنی در مدل با دیافراگم صلب بار به گره مرکز جرم وارد و در حالت مدل با دیافراگم انعطاف پذیر بار به طور مساوی بین گره های کف (۱۶۸۱ گره) تقسیم می شود.



شکل ۵-۲۱: المان بندی دیافراگم

فرضیات و نحوه بارگذاری:

$$I = 1, A = 0.35, II \text{ زمین نوع } (T_s = 0.5 \text{ sec})$$

$$0 \quad 02=LL \text{ که } \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$C = ABI / R, V = CW_{eff}, W_{eff} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4$$

جدول ۵-۱۲- مقادیر C و B، T، R مربوط به ۴ نوع سیستم سازه ای در مدل ۴ طبقه

نوع سیستم	R	T	B	C
قاب ساختمانی ساده (دیوار برشی متوسط)	7	0.322	2.5	0.125
قاب ساختمانی ساده (مهاربندی هم محور)	6	0.322	2.5	0.146
قاب خمشی بتنی متوسط	7	0.451	2.5	0.125
قاب خمشی فولادی متوسط	7	0.516	2.448	0.122

که برش پایه مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می شود:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

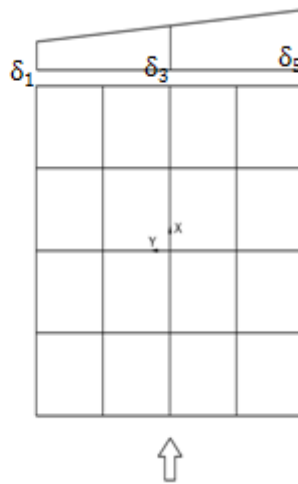
بار وارد بر هر طبقه در دو حالت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر محاسبه شده که به همراه مشخصات مدل های ذکر شده در جدول ۵-۱۳ آورده شده است. لازم به ذکر است که اعضای سازه ای شامل ستون ها، تیرها و دیوار برشی به دو تیپ تقسیم شده اند که دو طبقه اول از تیپ I و دو طبقه آخر از تیپ II می باشند و در مورد بادبندها در هر طبقه، یک تیپ به کار رفته است. در همه مدل ها، سقف تیرچه بلوک با ضخامت دال بتنی ۱۰ سانتی متر می باشد.

جدول ۵-۱۳: مشخصات مدل ها و بارهای وارد بر آن ها

M ₁₀	B ₁₀	C ₁₀	S ₁₀	شماره مدل	
IPB360	IPB220	50×50 8Ø30	40×40 8Ø28	I	ستون ها
IPB280	IPB160	40×40 8Ø28	35×35 8Ø25	II	
IPE360	IPE300	40×60	35×55	I	تیرها
IPE300		35×55	30×45	II	
-	-	-	30	I	ضخامت دیوار برشی (cm)
			20	II	
-	2L100×12	-	-	I	بادبندها
	2L100×10			II	
	2L90×9			III	
	2L80×7			IV	
20160	20131	22979	27015	1-st	بار در حالت صلب (Kg)
40120	40073	45096	52722	2-st	
60152	59817	62715	71993	3-st	
79438	80270	81409	90385	4-st	
11.993	11.976	13.67	16.071	1-st	بار در حالت انعطاف پذیر (Kg)
23.867	23.839	26.827	31.363	2-st	
35.783	35.584	37.308	42.827	3-st	
47.256	47.751	48.429	53.769	4-st	

۵-۳-۲-۱) جداول نتایج آنالیز

برای هر چهار مدل یک جدول تهیه شده که ابتدا محتوای جداول و نحوه بدست آوردن آنها توضیح داده می‌شود: $\delta_5, \delta_3, \delta_1$ به ترتیب تغییر مکان های مربوط به محورهای ۱ و ۳ و ۵ در تراز هر طبقه می باشد (در حالت مدل با دیافراگم انعطاف پذیر) که با استفاده از رابطه زیر ضریب دیافراگم (Δ) برای هر طبقه محاسبه می شود:



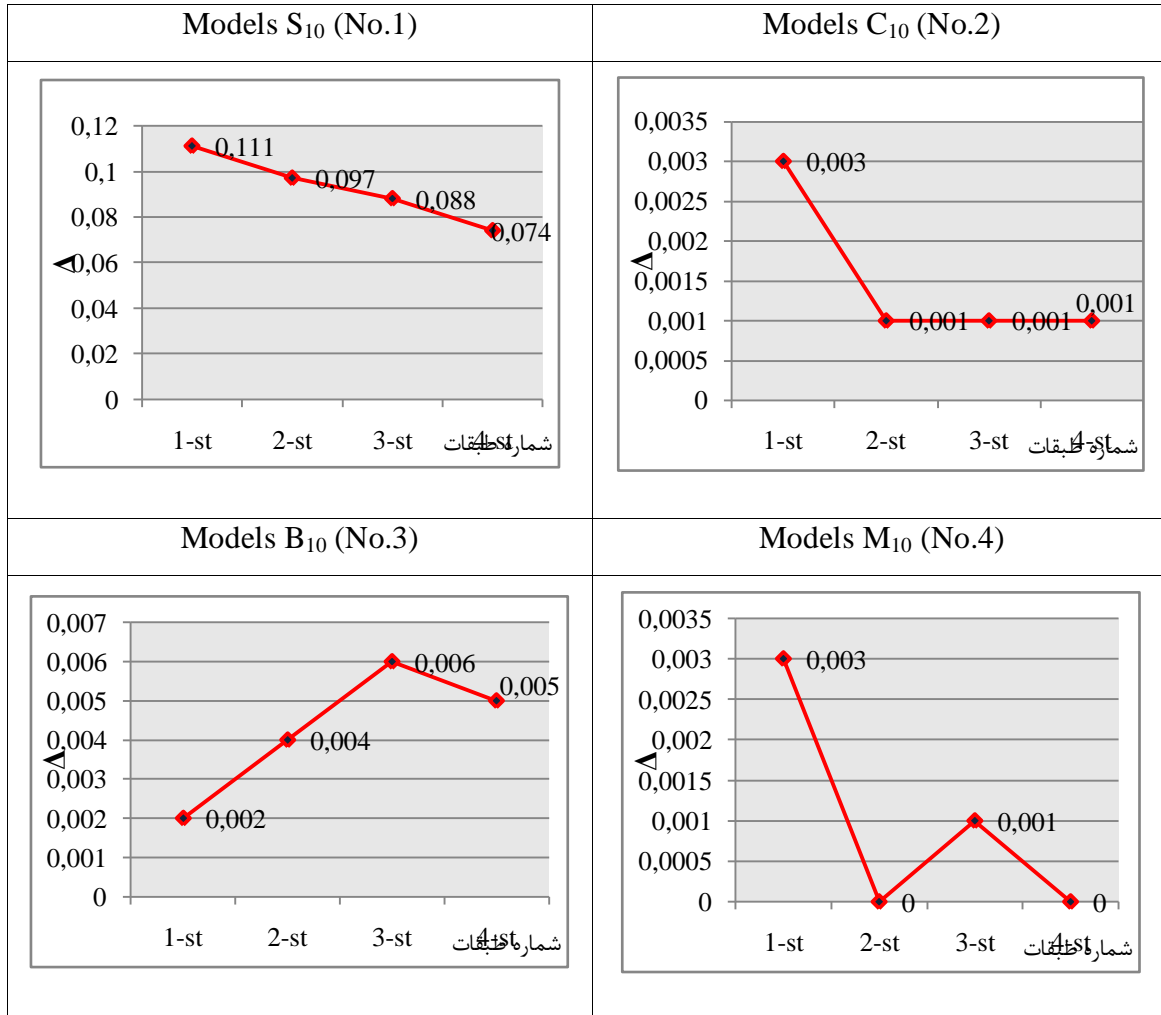
$$\Delta = \Delta_{15} = (\delta_3 - (\delta_1 + \delta_5) / 2) / ((\delta_1 + \delta_5) / 2)$$

و در کل سازه نیز حداکثر Δ مربوط به طبقات را در نظر می‌گیریم. مقدار خطای استفاده از فرض سقف صلب در مقایسه با سقف انعطاف پذیر نیز از فرمول Error% که قبلاً شرح داده شده است، برای هر جفت آنالیز محاسبه می‌شود. با استفاده از ضریب Δ و مقدار خطا می‌توان راجع به ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران اظهار نظر نمود. همچنین برای مقایسه صلبیت سقف های طبقات با یکدیگر، نمودارهایی رسم شده اند که از معیار Δ در سنجش صلبیت استفاده شده است.

جدول ۵-۱۴: پارامترهای محاسبه شده مربوط به ۴ مدل S_{10} ، C_{10} ، B_{10} و M_{10} در مدل ۴ طبقه

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
S_{10}	1-st	0.074	0.0822	0.074	0.111	16%	0.111	15%
	2-st	0.1562	0.1714	0.1562	0.097	13%		
	3-st	0.2535	0.2757	0.2535	0.088	14%		
	4-st	0.341	0.3664	0.341	0.074	17%		
C_{10}	1-st	0.23836	0.23919	0.23836	0.003	2%	0.003	2%
	2-st	0.54597	0.54656	0.54597	0.001	2%		
	3-st	0.95319	0.95452	0.95319	0.001	2%		
	4-st	1.20624	1.2077	1.20624	0.001	3%		
B_{10}	1-st	0.22882	0.22937	0.22882	0.002	14%	0.006	12%
	2-st	0.52502	0.52724	0.52502	0.004	11%		
	3-st	0.85127	0.85609	0.85127	0.006	10%		
	4-st	1.14833	1.15461	1.14833	0.005	12%		
M_{10}	1-st	0.60710	0.60900	0.60710	0.003	14%	0.003	9%
	2-st	1.55755	1.5580	1.55755	0.000	6%		
	3-st	2.63313	2.63509	2.63313	0.001	5%		
	4-st	3.33871	3.34014	3.33871	0.000	9%		

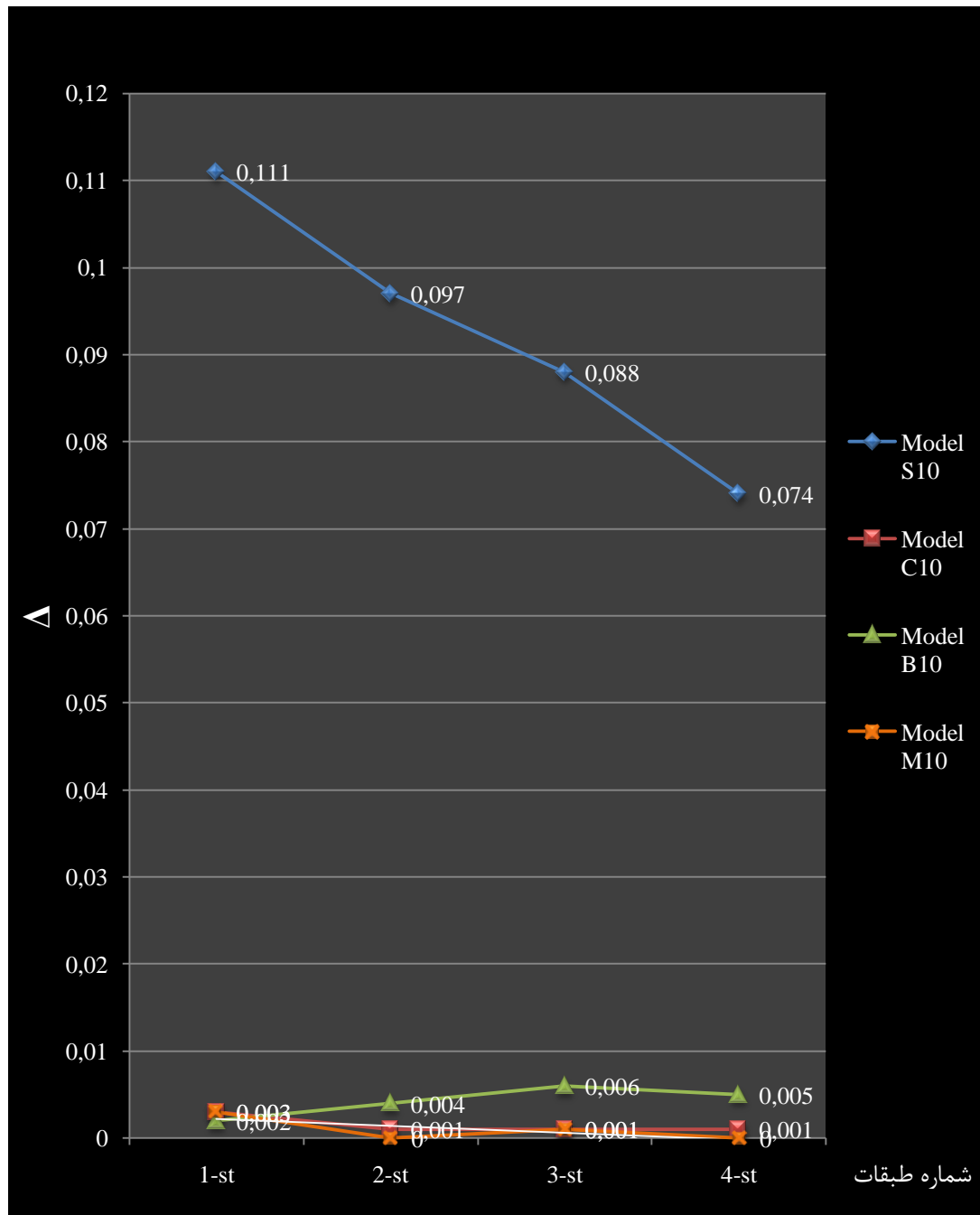
۵-۳-۲) نمودارها



شکل ۵-۲۲- نمودارهای مربوط به تغییرات Δ با افزایش شماره طبقات در ۴ مدل S_{10} ، C_{10} ، B_{10} و M_{10}

مجموعه نمودارهای فوق در قالب یک نمودار ارائه گردیده است تا درک بهتری از تاثیر سیستم های سازه ای حاصل گردد. چهار نوع سیستم سازه ای اشاره شده شامل: ساختمان بتنی با دیوار برشی، ساختمان بتنی با سیستم قاب خمشی، ساختمان فولادی با سیستم مهاربندی جانبی (بادبندی ضربدری) و ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی به ترتیب با نامهای M_{10} ، B_{10} ، C_{10} ، S_{10} نام گذاری شده اند.

بیشترین حساسیت و تغییرات نسبت به طبقات ساختمان مربوط به سیستم سازه ای ساختمان بتنی با دیوار برشی می باشد.



شکل ۵-۲۳- نمودار مربوط به مقایسه ۴ مدل S_{10} ، C_{10} ، B_{10} و M_{10} به ازای تغییرات Δ با افزایش شماره

طبقات

۵-۳-۲-۳) بحث و بررسی

بطور کلی در مدل های این بخش نسبت به مدل های بخش ۲-۵ افزایش صلبیت سقف ها مشاهده می گردد. میزان پارامتر تغییر مکانی Δ و مقدار Error% به میزان زیادی کاهش پیدا کرده اند، هر چند هنوز در بعضی مدل ها خطاهای قابل توجهی وجود دارد.

با بررسی و دقت در جدول می توان مشاهده کرد که مدل بتنی با دیوار برشی نسبت به بقیه مدل ها دارای صلبیت دیافراگم کمتری می باشد (Δ بزرگتر) و بعد از آن مدل فولادی با مهاربندی نسبت به مدل های قاب خمشی بتنی و فولادی، صلبیت سقف آن کمتر می باشد. دلیل این مطلب در ساختمان های متعارف نیز همانند قبل، وجود عناصر باربر جانبی متمرکز در مدل های بتنی با دیوار برشی و مدل های فولادی با مهاربندی می باشد که در این مدل ها خطاها قابل توجه می باشند. در مدل های قاب خمشی بتنی و فولادی، خطاها قابل چشم پوشی می باشند و در این مدل ها می توان دیافراگم را صلب در نظر گرفت.

با مقایسه تغییرات Δ در سقف های مختلف مدل ها، در مدل های S_{15} ، C_{15} و M_{15} سقف طبقه اول Δ بزرگتری را دارد (نمودارهای 1، 2 و 4) که نشان دهنده این است که سقف طبقه اول از سقف های طبقات بعدی صلبیت کمتری را دارا می باشد و لذا سقف طبقه اول در این مدل ها از سقف طبقات بعدی حساس تر است. اما در مدل B_{15} این چنین نمی باشد و سقف طبقه سوم Δ بیشتری دارد البته مقادیر Δ در طبقات مختلف در این مدل بسیار نزدیک به هم می باشند (نمودار ۳).

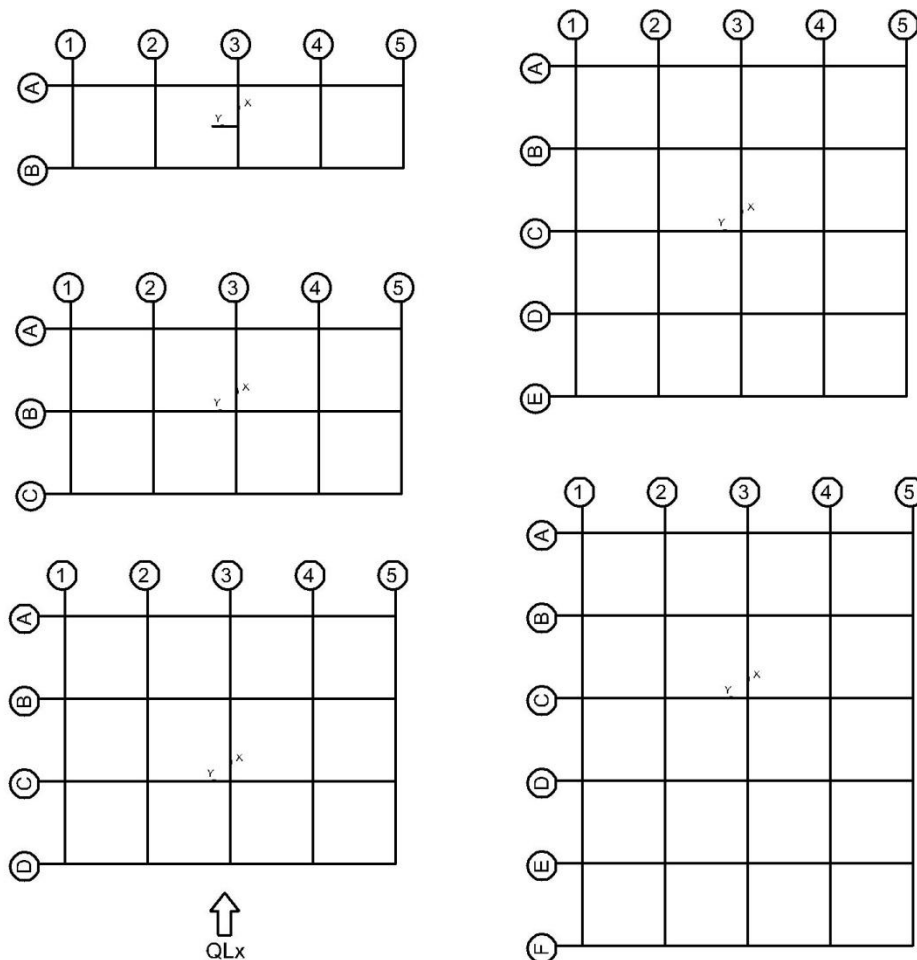
۵-۳-۲-۴) بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران:

تنها در مدل بتنی با دیوار برشی که در آن ضریب Δ برابر ۰.۱۱۱ می باشد، خطای قابل توجهی مشاهده می گردد (Error%=15%). لذا این چنین استنباط می شود که در مورد این سازه ها حد ضریب Δ (عدد ۰.۵) برای تفکیک مرز صلبیت و انعطاف پذیری دیافراگم ها بزرگ می باشد و به نظر می رسد در ضابطه آیین نامه راجع به این نوع سازه ها باید اصلاحاتی صورت گیرد.

۵-۳-۳) تأثیر تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله X بر صلبیت جانبی

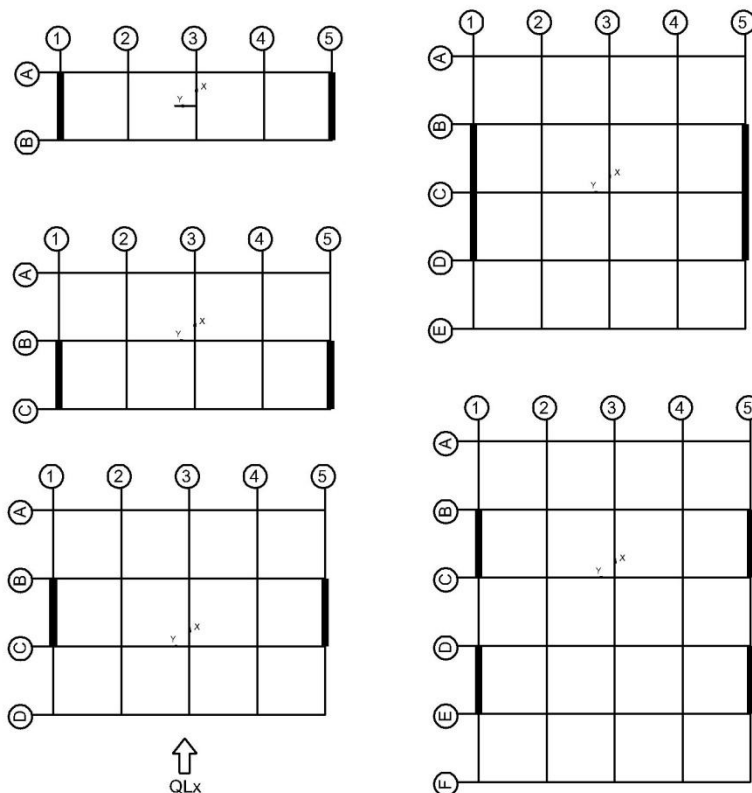
دیافراگم

در این قسمت تأثیر تعداد دهانه ها در جهت X بر صلبیت جانبی دیافراگم در سازه های متعارف با تعداد ۴ طبقه و در چهار نوع سیستم سازه بتنی با دیوار برشی، سازه بتنی با قاب خمشی، سازه فولادی با مهاربندی و سازه فولادی با قاب خمشی بررسی می شوند. تعداد دهانه ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ در جهت X (مطابق شکل ۵-۲۴)، سقف همه مدل ها تیرچه بلوک با ضخامت دال بتنی ۱۰ سانتی متر، ابعاد کلیه دهانه ها ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می باشند.



شکل ۵-۲۴: پلان مدل های بتنی با قاب خمشی (CB_n) و فولادی با قاب خمشی (Mb_n)

همانند قسمت های قبلی سازه برای بار جانبی تحلیل که بار زلزله در جهت x و y وارد می شود. ترکیبات بارگذاری طبق آیین نامه ۹۹ - ۳۱۸ ACI برای سازه های بتنی و ۸۹ - ASD - AISC برای سازه های فولادی انجام شده است که به دلیل تشابه محاسبات با بخش ۵-۳-۲ از آوردن آن اجتناب می ورزیم. در شکل ۵-۲۵ دیوار برشی در دهانه های مشخص شده از پایین تا بالا قرار می گیرند.



شکل ۵-۲۵: پلان مدل های بتنی با دیوار برشی (SB_n)

المان بندی دیافراگم در حالت مدل انعطاف پذیر و المان بندی دیوار برشی همانند بخش ۵-۳-۲ می باشد. مشخصات مدل های ذکر شده در جدول ۵-۱۵ آورده شده است. سقف همه مدل ها تیرچه بلوک با ضخامت دال بتنی ۱۰ سانتی متر و تیپ بندی اعضاء همانند بخش ۵-۳-۲ می باشد. در نام گذاری مدل ها اندیس n نشان دهنده تعداد دهانه در جهت نیروی زلزله X می باشد.

جدول ۵-۱۵: مشخصات مدل های SB_n و CB_n و Bb_n و Mb_n ($n=1-5$)

مقاطع بادبندها				ضخامت دیوار برشی (cm)		تیرها		ستون ها		شماره	نوع				
										مدل	مدل				
IV	III	II	I	II	I	II	I	II	I						
				20		30		30×30 30×45		30×30 8 Ø25		35×35 8 Ø28		SB ₁	سازه بتنی با دیوار برشی
														SB ₂	
														SB ₃	
														SB ₄	
														SB ₅	
						30×45 35×55		35×35 8 Ø25		45×45 8 Ø28		CB ₁	سازه بتنی با قاب خمشی		
												CB ₂			
												CB ₃			
												CB ₄			
												CB ₅			
2L70×7 2L80×7 2L90×9 2L100×10						IPE 300		IPB 140		IPB 200		Bb ₁	سازه فولادی با مهاربندی		
												Bb ₂			
												Bb ₃			
												Bb ₄			
												Bb ₅			
2L80×7 2L90×9 2L100×10 2L100×12						IPE 300		IPB160		IPB220		Mb ₁	سازه فولادی با قاب خمشی		
												Mb ₂			
												Mb ₃			
												Mb ₄			
												Mb ₅			
						IPE300 IPE330		IPB260		IPB 340		Mb ₁	سازه فولادی با قاب خمشی		
												Mb ₂			
												Mb ₃			
												Mb ₄			
												Mb ₅			
						IPE330 IPE360		IPB280		IPB360		Mb ₁	سازه فولادی با قاب خمشی		
												Mb ₂			
												Mb ₃			
												Mb ₄			
												Mb ₅			

۵-۳-۳-۱) جداول نتایج آنالیز

محتوای جداول همانند قسمت قبلی می باشد. برای مشاهده بهتر تأثیر تعداد دهانه ها در جهت نیروی زلزله X بر صلبیت دیافراگم های مدل های مورد نظر، نمودارهایی رسم شده اند که از پارامترهای Δ و Error% جهت سنجش صلبیت استفاده شده است.

جدول ۵-۱۶- پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل بتنی با دیوار برشی با افزایش تعداد دهانه های

ساختمان در جهت نیروی زلزله x

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
SB ₁	1-st	0.01559	0.02571	0.01559	0.65	44%	0.65	34%
	2-st	0.04342	0.06313	0.04342	0.45	31%		
	3-st	0.08053	0.11150	0.08054	0.38	37%		
	4-st	0.11887	0.15504	0.11887	0.30	21%		
SB ₂	1-st	0.02792	0.03149	0.02792	0.128	23%	0.128	18%
	2-st	0.07619	0.08263	0.07619	0.085	14%		
	3-st	0.14134	0.15147	0.14134	0.072	19%		
	4-st	0.20715	0.21907	0.20715	0.058	16%		
SB ₃	1-st	0.03751	0.04017	0.03751	0.071	12%	0.071	10%
	2-st	0.09950	0.10396	0.09950	0.045	7%		
	3-st	0.18233	0.18925	0.18233	0.038	11%		
	4-st	0.26350	0.27133	0.26350	0.030	12%		
SB ₄	1-st	0.074	0.0822	0.074	0.111	16%	0.111	15%
	2-st	0.1562	0.1714	0.1562	0.097	13%		
	3-st	0.2535	0.2757	0.2535	0.088	14%		
	4-st	0.341	0.3664	0.341	0.074	17%		
SB ₅	1-st	0.03177	0.03376	0.03177	0.063	9%	0.063	8%
	2-st	0.08432	0.08791	0.08432	0.043	6%		
	3-st	0.15413	0.15932	0.15413	0.034	9%		
	4-st	0.22271	0.22876	0.22271	0.027	10%		

جدول ۵-۱۷: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل بتنی با قاب خمشی با افزایش تعداد دهانه های

ساختمان در جهت نیروی زلزله X

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
CB ₁	1-st	0.25746	0.25932	0.25746	0.007	5%	0.007	5%
	2-st	0.61514	0.61734	0.61514	0.004	4%		
	3-st	1.11835	1.12243	1.11835	0.004	4%		
	4-st	1.46265	1.46694	1.46265	0.003	6%		
CB ₂	1-st	0.29899	0.30003	0.29899	0.003	4%	0.003	4%
	2-st	0.69595	0.69689	0.69595	0.001	3%		
	3-st	1.27518	1.27713	1.27518	0.002	3%		
	4-st	1.66203	1.66403	1.66203	0.001	6%		
CB ₃	1-st	0.23226	0.23309	0.23226	0.004	3%	0.004	2%
	2-st	0.53626	0.53696	0.53626	0.001	2%		
	3-st	0.93519	0.93664	0.93519	0.002	2%		
	4-st	1.18473	1.18635	1.18473	0.001	3%		
CB ₄	1-st	0.23836	0.23919	0.23836	0.003	2%	0.003	2%
	2-st	0.54597	0.54656	0.54597	0.001	2%		
	3-st	0.95319	0.95452	0.95319	0.001	2%		
	4-st	1.20624	1.2077	1.20624	0.001	3%		
CB ₅	1-st	0.24229	0.24314	0.24229	0.004	2%	0.004	2%
	2-st	0.55215	0.55269	0.55215	0.001	2%		
	3-st	0.96461	0.96592	0.96461	0.001	1%		
	4-st	1.21985	1.22126	1.21985	0.001	3%		

جدول ۵-۱۸: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل فولادی با مهاربندی با افزایش تعداد دهانه های

ساختمان در جهت نیروی زلزله X

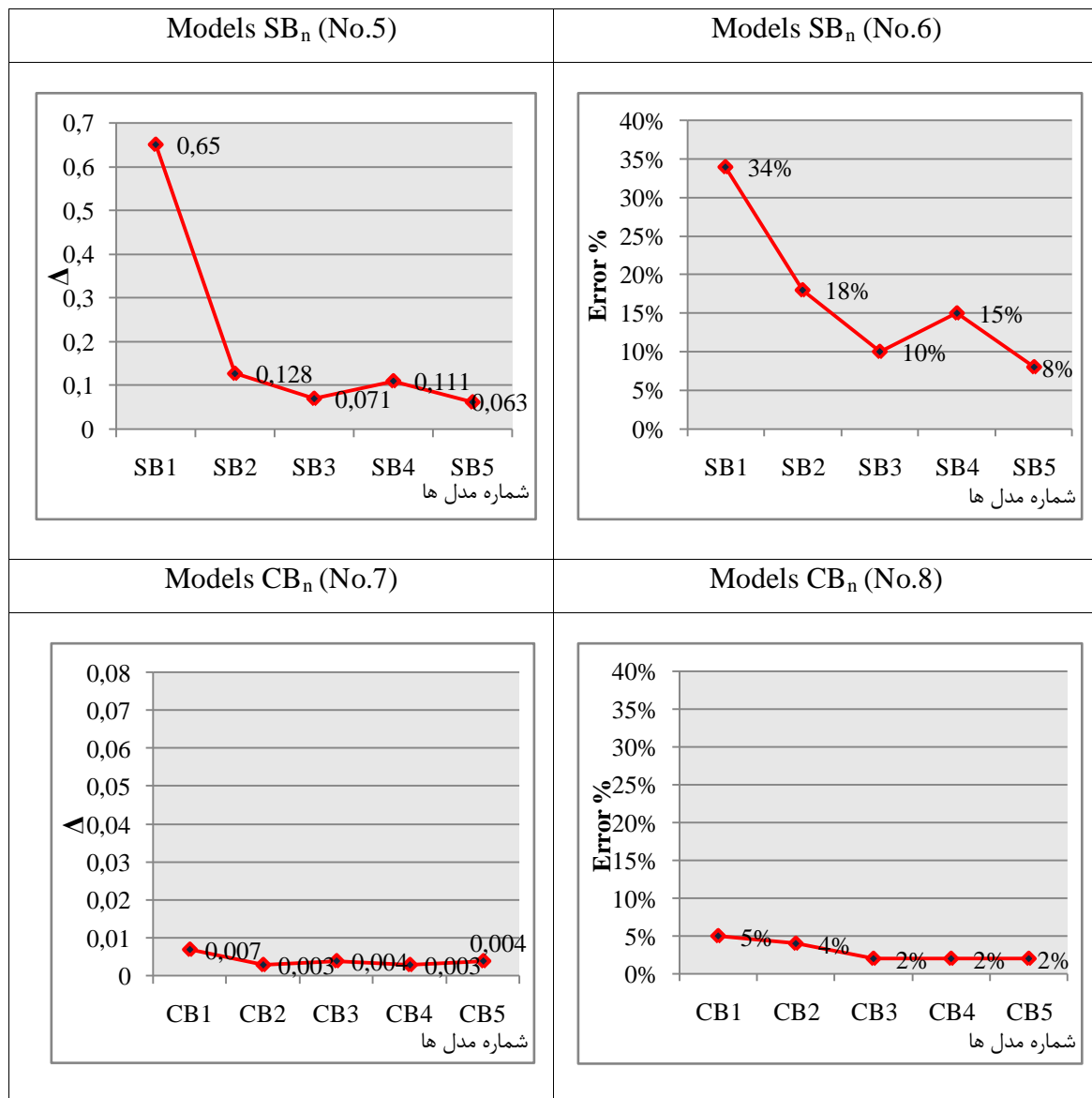
شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
Bb ₁	1-st	0.16074	0.17109	0.16074	0.064	24%	0.064	20%
	2-st	0.40139	0.42182	0.40139	0.051	20%		
	3-st	0.70516	0.37896	0.70516	0.048	17%		
	4-st	0.98038	1.02160	0.98038	0.042	15%		
Bb ₂	1-st	0.30425	0.30772	0.30425	0.011	23%	0.011	18%
	2-st	0.75297	0.75860	0.75297	0.007	17%		
	3-st	1.32250	1.33275	1.32250	0.008	16%		
	4-st	1.82539	1.83760	1.82538	0.007	15%		
Bb ₃	1-st	0.36485	0.36708	0.36485	0.006	17%	0.006	12%
	2-st	0.89568	0.89927	0.89568	0.004	13%		
	3-st	1.51759	1.52471	1.51759	0.005	10%		
	4-st	2.1026	2.11039	2.1026	0.004	10%		
Bb ₄	1-st	0.22882	0.22937	0.22882	0.002	14%	0.006	12%
	2-st	0.52502	0.52724	0.52502	0.004	11%		
	3-st	0.85127	0.85609	0.85127	0.006	10%		
	4-st	1.14833	1.15461	1.14833	0.005	12%		
Bb ₅	1-st	0.31225	0.31398	0.31225	0.006	11%	0.006	9%
	2-st	0.76287	0.76547	0.76287	0.003	9%		
	3-st	1.28929	1.29428	1.28929	0.004	8%		
	4-st	1.87939	1.79523	1.87939	0.003	10%		

جدول ۵-۱۹: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل فولادی با قاب خمشی با افزایش تعداد دهانه های

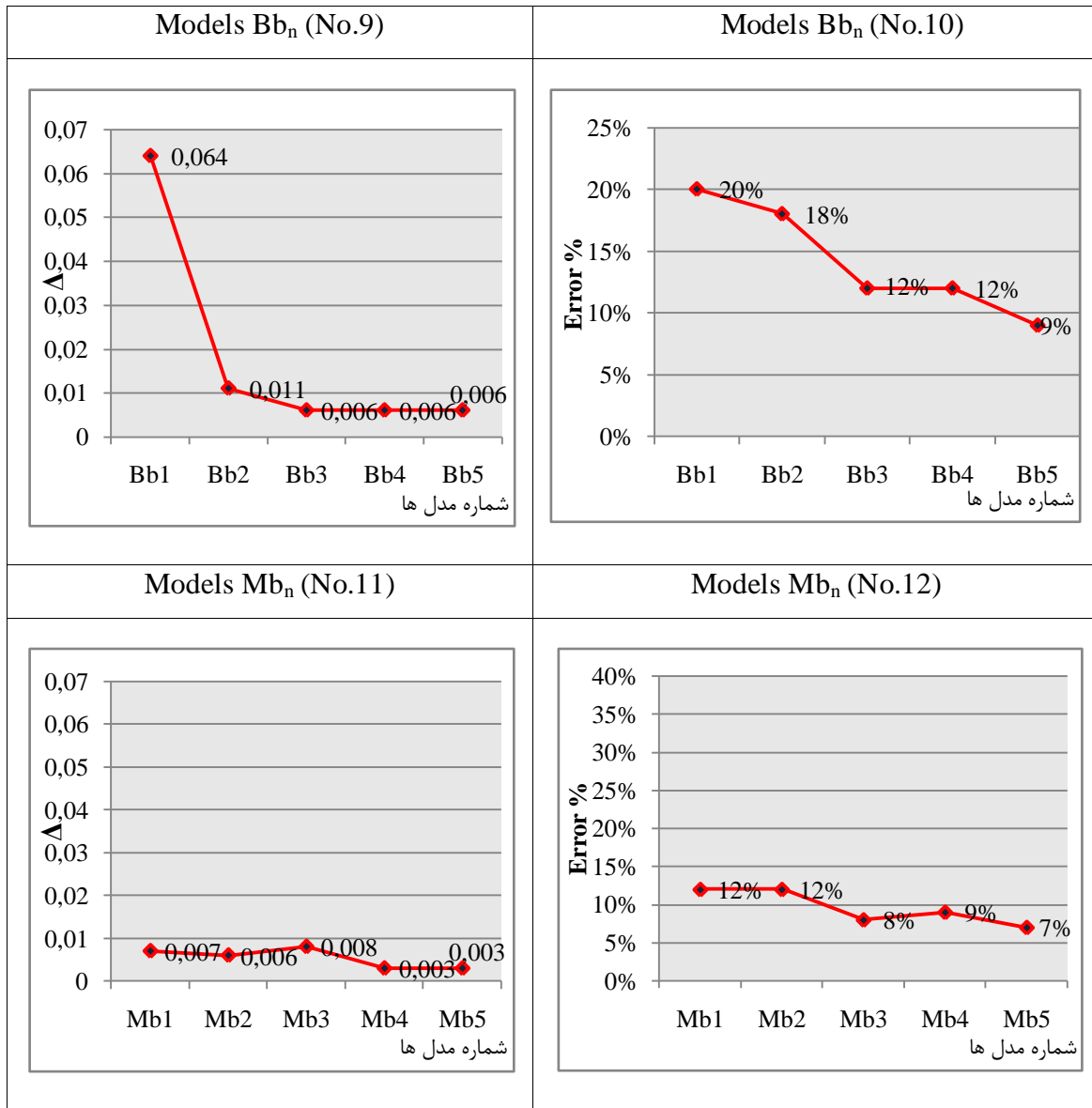
ساختمان در جهت نیروی زلزله X

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
Mb ₁	1-st	0.57175	0.57569	0.57175	0.007	18%	0.007	12%
	2-st	1.56257	1.56545	1.56257	0.002	11%		
	3-st	2.70097	2.70713	2.70097	0.002	6%		
	4-st	3.49394	3.49929	3.49394	0.002	11%		
Mb ₂	1-st	0.66387	0.66615	0.66387	0.006	18%	0.006	12%
	2-st	1.75968	1.76052	1.75968	0.000	9%		
	3-st	3.02604	3.02875	3.02604	0.001	6%		
	4-st	3.87909	3.88122	3.87909	0.001	12%		
Mb ₃	1-st	0.94286	0.95063	0.94286	0.008	13%	0.008	8%
	2-st	2.0395	2.03993	2.0395	0.000	6%		
	3-st	3.13109	3.13306	3.13109	0.001	5%		
	4-st	3.8361	3.83772	3.8361	0.000	9%		
Mb ₄	1-st	0.60710	0.60900	0.60710	0.003	14%	0.003	9%
	2-st	1.55755	1.5580	1.55755	0.000	6%		
	3-st	2.63313	2.63509	2.63313	0.001	5%		
	4-st	3.33871	3.34014	3.33871	0.000	9%		
Mb ₅	1-st	0.61734	0.61934	0.61734	0.000	11%	0.003	7%
	2-st	1.57545	1.57583	1.57545	0.003	6%		
	3-st	2.66046	2.6624	2.66046	0.001	5%		
	4-st	3.3693	3.371	3.3693	0.000	6%		

۵-۳-۲ نمودارها



شکل ۵-۲۶: نمودار مربوط به تاثیر تعداد دهانه ها بر صلبیت جانبی دیافراگم در مدل های بتنی



شکل ۵-۲۷: نمودار مربوط به تاثیر تعداد دهانه ها بر صلبیت جانبی دیافراگم در مدل های فولادی

۵-۳-۳-۳ بحث و بررسی

با دقت در جداول و نمودارها هر کدام از مدل ها را بررسی می کنیم.

مدل های بتنی با دیوار برشی (SB_n):

در این مدل ها با افزایش تعداد دهانه در امتداد X مقدار Δ سیر نزولی دارد. به جزء در مدل SB_4 که نسبت به مدل قبلی (SB_3) کمی صعود دارد (نمودار ۵). بطور کلی با افزایش تعداد دهانه های در امتداد نیروی زلزله X در این مدل ها صلبیت دیافراگم افزایش پیدا می کند. میزان خطا نیز مطابق فرمول Error% (نمودار ۶) مشابه Δ سیر نزولی دارد (به جزء در مدل SB_4) که نشان دهنده این است که با افزایش تعداد دهانه ها، مقدار خطای استفاده از فرض سقف صلب کاهش پیدا می کند و سقف صلب تر می گردد (درصد خطا از 34% به 8% کاهش پیدا می کند که مقدار قابل توجهی است).

مدل های بتنی با قاب خمشی (CB_n):

در این مدل ها با افزایش تعداد دهانه ها در امتداد نیروی زلزله X در Δ مطابق نمودار ۷ روند کلی به صورت نزولی مشاهده می شود، اگرچه در دو قسمت صعود دیده می شود ولی با تطابق با نمودار ۸ مقدار Error% با افزایش تعداد دهانه ها کاهش پیدا می کند که بیانگر افزایش صلبیت دیافراگم می باشد.

مدل های فولادی با مهاربندی (Bb_n):

در این مدل ها نیز با افزایش تعداد دهانه ها در امتداد نیروی زلزله X مطابق نمودار ۹ مقدار Δ کاهش می یابد و مطابق نمودار ۱۰ نیز مقدار Error% روند نزولی دارد که بیانگر افزایش صلبیت دیافراگم می باشد.

مدل های قاب خمشی فولادی (Mb_n):

در این مدل ها با افزایش تعداد دهانه ها در امتداد نیروی زلزله X مطابق نمودار ۱۱ مقدار Δ ابتدا کاهش، سپس افزایش و دوباره کاهش می یابد و به دلیل نزدیک و کوچک بودن اعداد، روند خاصی مشاهده نمی شود. در نمودار ۱۲ مقدار Error% به جزء در یک مورد کاهش می یابد، که بیانگر افزایش صلبیت با افزایش تعداد دهانه ها می باشد.

با دقت در نمودارها می توان نتیجه گیری کرد که با افزایش تعداد دهانه ها در امتداد نیروی زلزله X در مدل های بتنی با دیوار برشی روند افزایش صلبیت، بیشتر از مدل های فولادی با مهاربندی و آنها نیز بیشتر از مدل های قاب خمشی بتنی و فولادی می باشند. همانطوری که مشاهده می گردد در مدل های با پلان باریک که عناصر باربر جانبی صلب و در دو انتها متمرکز هستند، مقادیر خطا بزرگ می باشد. لذا در این گونه سازه ها باید در فرض صلبیت دیافراگم دقت و توجه ویژه ای مبذول داشت.

۵-۳-۴- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران:

مدل هایی که در آنها ضریب Δ از ۰.۵ کمتر و مقدار خطا قابل توجه می باشد را بررسی می کنیم:

جدول ۵-۲۰- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل های بتنی و فولادی حساس با

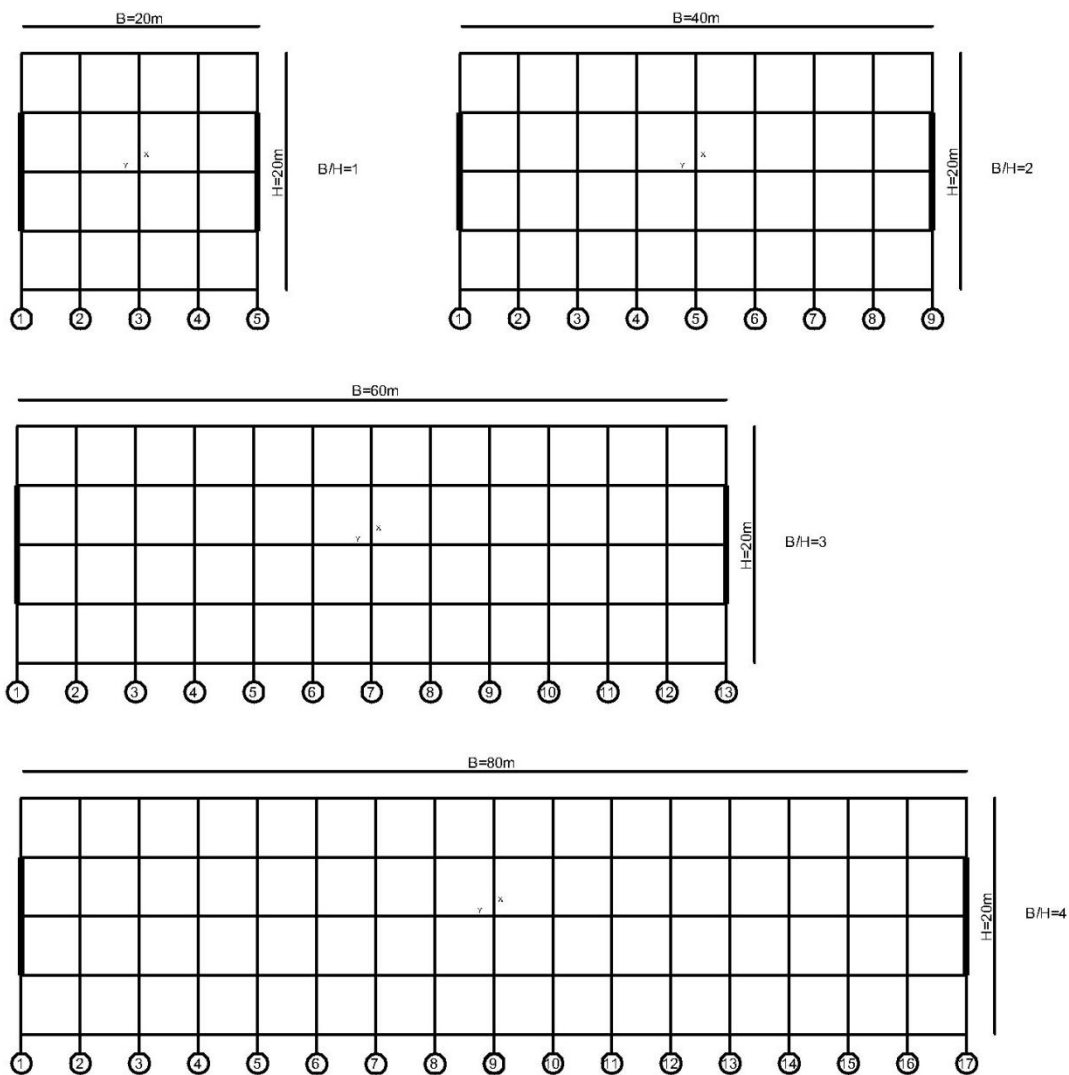
افزایش تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله X

Bb ₂	Bb ₁	SB ₂	شماره مدل
			پارامترها
0.011	0.064	0.128	ضریب Δ
18%	20%	18%	Error%

همانطوری که مشاهده می شود در مدل بتنی با دیوار برشی SB₂ و مدل های فولادی با مهاربندی Bb₁ و Bb₂، به دلیل اینکه پلان سازه باریک و عناصر برابر جانبی در دو انتها متمرکزند، لذا خطاها مقادیر قابل توجهی دارند. این نشان دهنده این است که در سازه های باریک که عناصر برابر جانبی صلب و در دو انتها قرار دارند، باید به مسأله دیافراگم توجه ویژه ای داشت و حد ضریب Δ (عدد ۰.۵) برای این گونه سازه ها بزرگ به نظر می رسد که باید مورد بررسی بیشتر قرار گرفته و اصلاح شود.

۵-۳-۴) تأثیر نسبت ابعاد پلان مستطیلی بر صلبیت جانبی دیافراگم

در این قسمت ساختمان های بتنی با دو سیستم دیوار برشی و قاب خمشی با پلان مستطیلی در حالات نسبت طول به عرض برابر با ۱، ۲، ۳، ۴ و مطابق شکل ۵-۲۸ بررسی می شوند. همه مدل ها، چهار طبقه با سقف تیرچه بلوک، ارتفاع طبقات ۳ متر و ابعاد دهانه ها ۵ متر می باشند.



شکل ۵-۲۸: پلان مدل ها در حالات نسبت ابعادی مختلف

مدل های بتنی با دیوار برشی با S_n و مدل های بتنی با قاب خمشی با C_n نام گذاری شده اند که اندیس n نشان دهنده نسبت (B/H) می باشد. در مدل های بتنی با دیوار برشی، دیوارهای برشی در دهانه های مشخص شده در شکل ۵-۲۸ از پایین تا بالا قرار دارند. مدل ها برای بار جانبی (زلزله x و y) تحلیل می شود و ترکیبات بارگذاری نیز طبق آیین نامه ۹۹ - ACI ۳۱۸ انجام گرفته است. به دلیل تشابه محاسبات با بخش ۵-۳-۲ از ذکر آن خودداری می شود. المان بندی دیافراگم و دیوار برشی و ابعاد آن نیز همانند بخش ۵-۳-۲ می باشد.

مشخصات مدل ها در جدول ۵-۲۱ آورده شده است. تیپ بندی اعضاء همانند بخش ۵-۳-۲ می باشد.

جدول ۵-۲۱: مشخصات مدل های S_n و C_n ($n=1-4$)

ضخامت دیوار برشی (cm)		ابعاد تیرها		ابعاد ستون ها		نوع و شماره مدل ها
II	I	II	I	II	I	
20	30	30×45	35×55	35×35 8Ø25	40×40 8Ø28	سازه بتنی با دیوار برشی S_1, S_2, S_3, S_4
—	—	35×55	40×60	40×40 8Ø25	50×50 8Ø28	سازه بتنی با قاب خمشی C_1, C_2, C_3, C_4

۵-۳-۴-۱) جدول نتایج آنالیز

مدل ها C_1, S_1 همان مدل های قسمت ۵-۳-۲ (مدل های C_{10}, S_{10}) می باشند که مجدداً برای مقایسه، جدول نتایج آنالیز آنها آورده می شود که محتوای آن قبلاً شرح داده شده است.

برای مدل های C_2, S_2 با نسبت $(B/H=2)$ جدولی تهیه شده است که در آن δ_1 و δ_5 و δ_9 به ترتیب تغییر مکانهای مربوط به محورهای ۱ و ۵ و ۹ در تراز هر طبقه می باشند (در حالت مدل با دیافراگم انعطاف پذیر) و با استفاده از رابطه زیر ضریب دیافراگم (Δ) مربوط به هر طبقه محاسبه می شود:

$$\Delta = \Delta_{19} = (\delta_5 - (\delta_1 + \delta_9)/2) / ((\delta_1 + \delta_9)/2)$$

در جدول مدل های C_3, S_3 با نسبت $(B/H=3)$ را داریم که:

δ_1 و δ_7 و δ_{13} به ترتیب تغییر مکانهای مربوط به محورهای ۱ و ۷ و ۱۳ در تراز هر طبقه (در حالت مدل با دیافراگم انعطاف پذیر) می باشند و با استفاده از رابطه زیر ضریب دیافراگم (Δ) مربوط به هر طبقه محاسبه می شود:

$$\Delta = \Delta_{113} = (\delta_7 - (\delta_1 + \delta_{13})/2) / ((\delta_1 + \delta_{13})/2)$$

در جدول مدل های C_4, S_4 با نسبت $(B/H=4)$ نیز داریم:

δ_1 و δ_9 و δ_{17} به ترتیب تغییر مکانهای مربوط به محورهای ۱ و ۹ و ۱۷ در تراز هر طبقه (در حالت مدل با دیافراگم انعطاف پذیر) می باشند و با استفاده از رابطه زیر ضریب دیافراگم (Δ) مربوط به هر طبقه محاسبه می شود:

$$\Delta = \Delta_{117} = (\delta_9 - (\delta_1 + \delta_{17})/2) / ((\delta_1 + \delta_{17})/2)$$

در تمامی مدل ها نیز Δ کل سازه، حداکثر Δ مربوط به طبقات می باشد. فرمول $\text{Error}\%$ نیز جهت سنجش صلبیت استفاده شده است.

جدول ۵-۲۲: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت (B/H=1)

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
S ₁	1-st	0.074	0.0822	0.074	0.111	16%	0.111	15%
	2-st	0.1562	0.1714	0.1562	0.097	13%		
	3-st	0.2535	0.2757	0.2535	0.088	14%		
	4-st	0.341	0.3664	0.341	0.074	17%		
C ₁	1-st	0.23836	0.23919	0.23836	0.003	2%	0.003	2%
	2-st	0.54597	0.54656	0.54597	0.001	2%		
	3-st	0.95319	0.95452	0.95319	0.001	2%		
	4-st	1.20624	1.2077	1.2077	0.001	3%		

جدول ۵-۲۳: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت (B/H=2)

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_5	δ_9	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
S ₂	1-st	0.03154	0.04715	0.03154	0.49	34%	0.49	28%
	2-st	0.07244	0.10352	0.07244	0.43	27%		
	3-st	0.12420	0.17157	0.12420	0.38	27%		
	4-st	0.16994	0.2270	0.16994	0.34	22%		
C ₂	1-st	0.25771	0.25976	0.25771	0.008	3%	0.008	2%
	2-st	0.59035	0.59264	0.59035	0.004	2%		
	3-st	1.03121	1.03546	1.03121	0.004	1%		
	4-st	1.30517	1.31013	1.30517	0.004	3%		

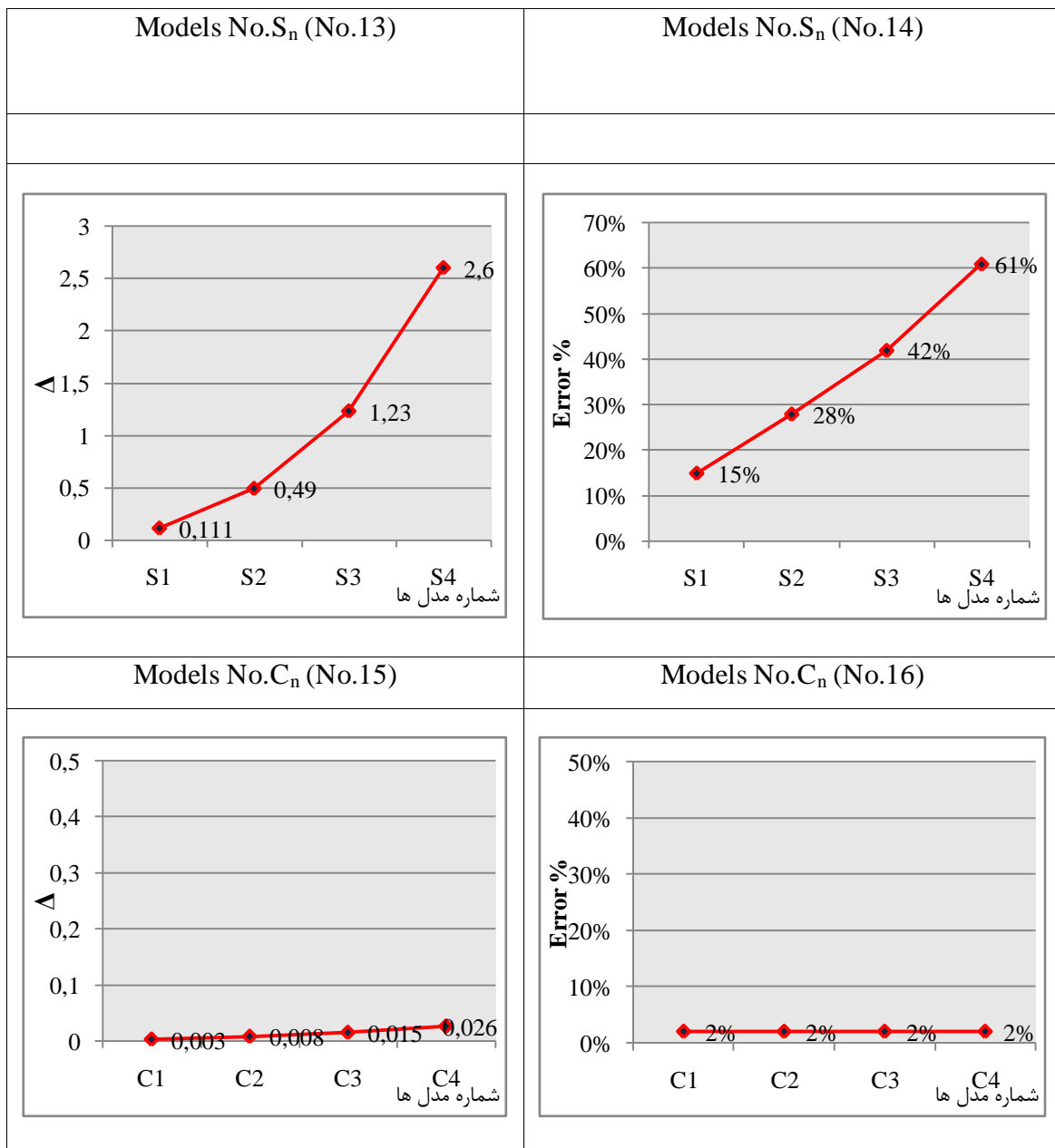
جدول ۵-۲۴: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت (B/H=3)

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_7	δ_{13}	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
S ₃	1-st	0.04133	0.09224	0.04133	1.23	45%	1.23	42%
	2-st	0.09125	0.18461	0.09125	1.02	40%		
	3-st	0.16323	0.30058	0.16323	0.84	41%		
	4-st	0.22899	0.40226	0.22899	0.76	38%		
C ₃	1-st	0.26146	0.26541	0.26146	0.015	3%	0.015	2%
	2-st	0.59946	0.60252	0.59946	0.010	1%		
	3-st	1.05055	1.06077	1.05055	0.010	1%		
	4-st	1.33122	1.34351	1.33122	0.009	4%		

جدول ۵-۲۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به مدل های بتنی با نسبت (B/H=4)

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_9	δ_{17}	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
S ₄	1-st	0.05134	0.18483	0.05134	2.60	66%	2.60	61%
	2-st	0.11839	0.39669	0.11839	2.35	62%		
	3-st	0.20346	0.64427	0.20346	2.17	60%		
	4-st	0.27843	0.81255	0.27843	1.92	46%		
C ₄	1-st	0.26343	0.27015	0.26343	0.026	3%	0.026	2%
	2-st	0.6036	0.61537	0.6036	0.019	2%		
	3-st	1.0516	1.07393	1.0516	0.021	2%		
	4-st	1.33712	1.36152	1.33712	0.018	3%		

۵-۳-۴-۲) نمودارها



شکل ۵-۲۹: نمودار مربوط به تاثیر نسبت (B/H) بر صلبیت جانبی دیافراگم در مدل های بتنی

۵-۳-۴-۳) بحث و بررسی

در مدل های بتنی با دیوار برشی (S_n) با افزایش نسبت (B/H) مطابق نمودار ۱۳ مقادیر Δ به سرعت زیاد می شوند (شیب صعودی نمودار زیاد می باشد) که نشانگر افزایش شدید انعطاف پذیری سقف می باشد که به دلیل دور شدن عناصر باربر جانبی (دیوارهای برشی) و طولیل شدن دیافراگم می باشد. در نمودار ۱۴ نیز افزایش شدید Error% با افزایش نسبت (B/H) مشاهده می شود و مقادیر خطا برای $B/H > 1$ بسیار زیاد و قابل توجه می باشند و حتی در حالت $B/H = 1$ نیز مقدار خطا قابل صرف نظر کردن نمی باشد، لذا فرض صلبیت سقف در این مدل ها دقت کافی را ندارد.

در مدل های بتنی قاب خمشی (C_n) با افزایش نسبت (B/H) مطابق نمودار ۱۵ مقادیر Δ افزایش می یابند که چندان زیاد نمی باشد و نشان دهنده کاهش صلبیت می باشد ولی به نسبت مدل های بتنی با دیوار برشی این کاهش صلبیت چشمگیر نمی باشد و با توجه به نمودار ۱۶ و ثابت بودن مقادیر خطا در این مدل ها می توان بیان کرد که نسبت زیاد (B/H) در مدل های بتنی با قاب خمشی خلی در صلب فرض نمودن دیافراگم سقف وارد نمی کند و این فرض در این مدل ها دقت کافی را دارا می باشد.

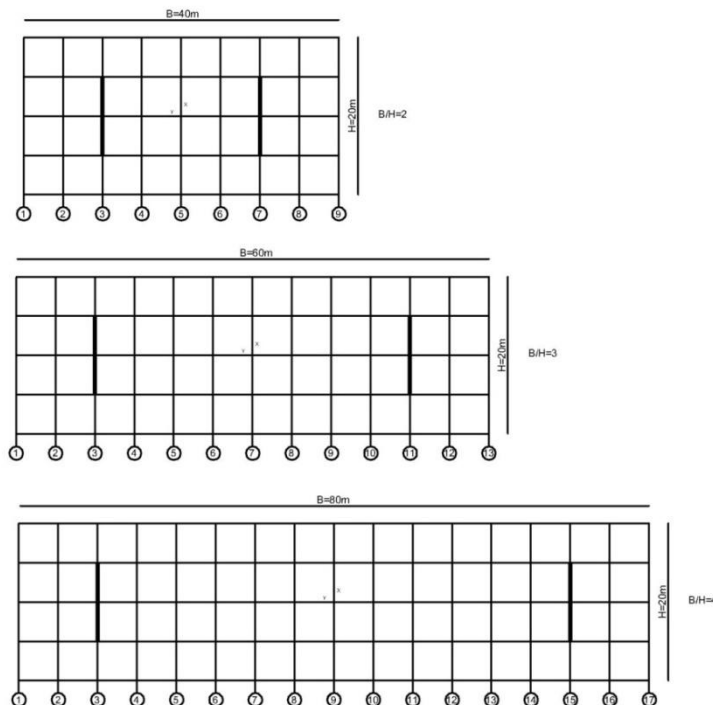
نکته دیگر قابل توجه همانند قسمت های قبل این است که در مدل های این قسمت نیز سقف طبقه اول از بقیه سقف ها صلبیت کمتری را دارد و حساس تر است.

۵-۳-۴- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران:

تنها مدل S_2 با ضریب Δ برابر ۰.۴۹ و مقدار خطای $\text{Error}\%=28\%$ قابل توجه است که به دلیل اینکه در این مدل، سازه باریک و عناصر باربر جانبی صلب و در دو انتها قرار گرفته اند، مسأله دیافراگم حساسیت بیشتری پیدا می کند. لذا در مورد این سازه ها عدد ۰.۵ برای ضریب Δ در آیین نامه بزرگ به نظر می رسد.

۵-۳-۵) بررسی تأثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی بر صلبیت جانبی دیافراگم

در مدل های بتنی با دیوار برشی بخش ۵-۳-۴ با تغییر محل دیوارهای برشی و نزدیک کردن آن ها به یکدیگر تأثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی بر صلبیت جانبی دیافراگم بررسی می شود. مطابق شکل ۵-۳۰، پلان مدل های SC_2, SC_3, SC_4 به ترتیب با نسبت های B/H برابر ۲ و ۳ و ۴ نشان داده شده که دیوارهای برشی از پایین تا بالا در دهانه های مشخص شده، قرار گرفته اند.



شکل ۵-۳۰: پلان مدل های SC_2, SC_3, SC_4

کلیه فرضیات قسمت ۵-۳-۴ در اینجا نیز برقرار می باشد و مشخصات مدل ها همانند مشخصات مدل های بتنی با دیوار برشی قسمت ۵-۳-۴ می باشد.

۵-۳-۵) جداول نتایج آنالیز

برای هر مدل یک جدول تهیه شده است که محتوای آنها شرح داده می شود.

در مدل SC₂ ضریب دیافراگم (Δ) هر طبقه از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta = \Delta_{37} = (\delta_5 - (\delta_3 + \delta_7)/2) / ((\delta_3 + \delta_7)/2)$$

که در آن δ_3 و δ_5 و δ_7 به ترتیب تغییر مکانهای مربوط به محورهای ۳ و ۵ و ۷ در تراز هر طبقه (در حالت مدل انعطاف پذیر) می باشند.

در مدل SC₃ ضریب دیافراگم هر طبقه (Δ) برابر است با:

$$\Delta = \Delta_{311} = (\delta_7 - (\delta_3 + \delta_{11})/2) / ((\delta_3 + \delta_{11})/2)$$

که در آن δ_3 و δ_7 و δ_{11} به ترتیب تغییر مکانهای مربوط به محورهای ۳ و ۷ و ۱۱ در تراز هر طبقه (در حالت مدل انعطاف پذیر) می باشند.

در مدل SC₄ نیز داریم:

$$\Delta = \Delta_{315} = (\delta_9 - (\delta_3 + \delta_{15})/2) / ((\delta_3 + \delta_{15})/2)$$

که در آن δ_3 و δ_9 و δ_{15} به ترتیب تغییر مکانهای مربوط به محورهای ۳ و ۹ و ۱۵ در تراز هر طبقه (در حالت مدل انعطاف پذیر) می باشند.

در همه مدل ها نیز Δ کل سازه، برابر با حداکثر Δ مربوط به طبقات می باشد. فرمول Error% نیز همان رابطه قسمت های قبلی می باشد.

جدول ۵-۲۶: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی در مدل های

بتنی با دیوار برشی با نسبت (B/H=2)

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_3	δ_5	δ_7	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
SC ₂	1-st	0.03132	0.03199	0.03132	0.021	13%	0.022	13%
	2-st	0.07216	0.07374	0.07216	0.022	14%		
	3-st	0.12359	0.12584	0.12359	0.018	13%		
	4-st	0.16874	0.17153	0.16874	0.017	14%		

جدول ۵-۲۷: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی در مدل های

بتنی با دیوار برشی با نسبت (B/H=3)

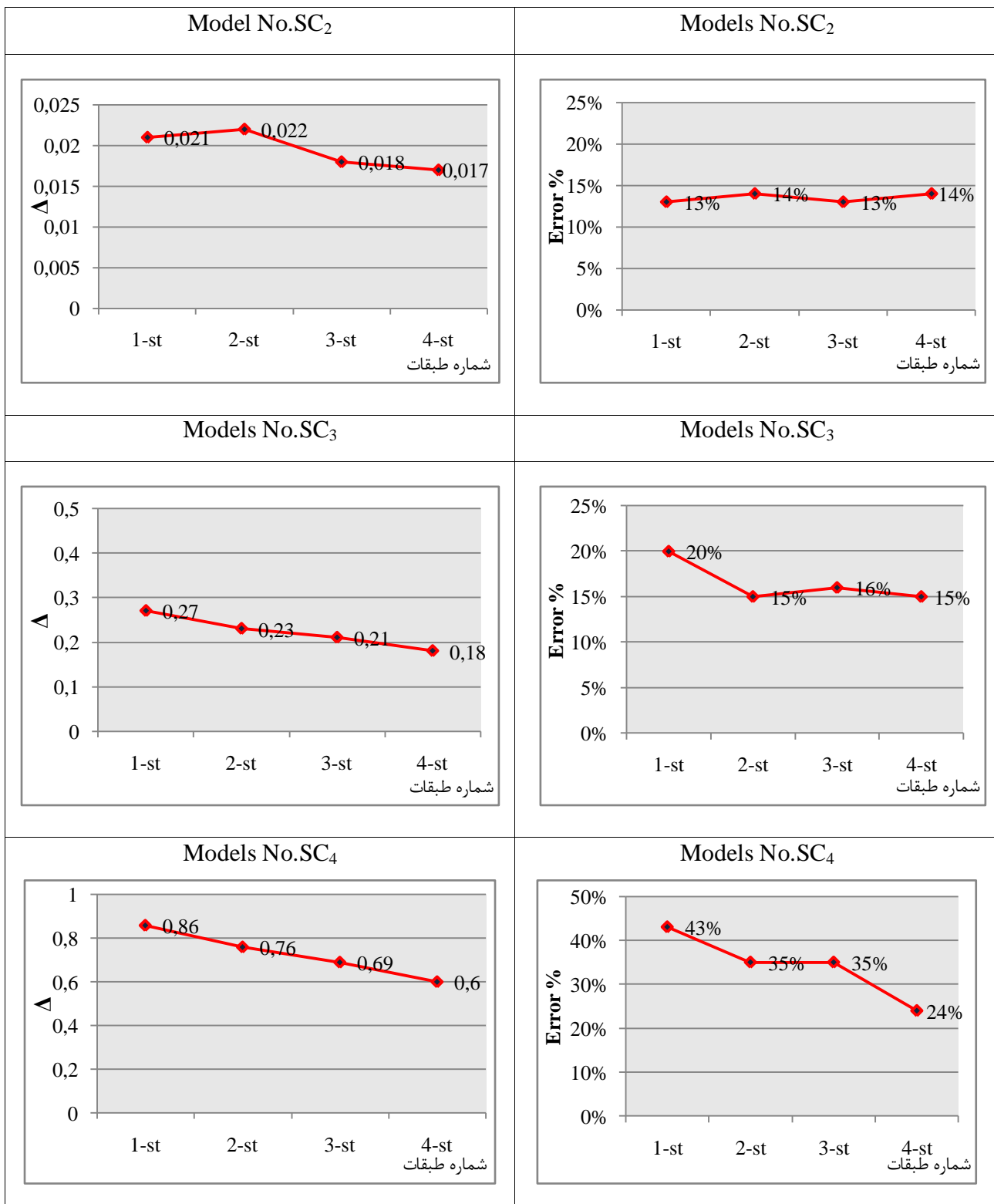
شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_3	δ_7	δ_{11}	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
SC ₃	1-st	0.04473	0.05690	0.04473	0.27	20%	0.27	17%
	2-st	0.10296	0.12669	0.10296	0.23	15%		
	3-st	0.17637	0.21263	0.17637	0.21	16%		
	4-st	0.24046	0.28354	0.24046	0.18	15%		

جدول ۵-۲۸: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی در مدل های

بتنی با دیوار برشی با نسبت (B/H=4)

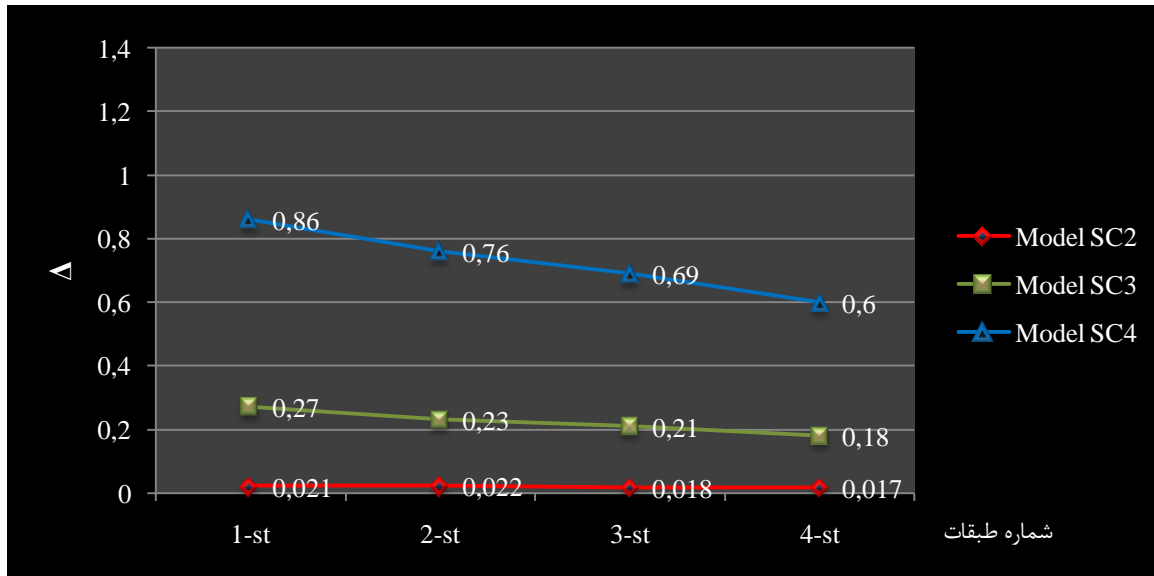
شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_3	δ_9	δ_{15}	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
SC ₄	1-st	0.05625	0.10484	0.05625	0.86	43%	0.86	34%
	2-st	0.12956	0.2274	0.12956	0.76	35%		
	3-st	0.22201	0.37463	0.22201	0.69	35%		
	4-st	0.30243	0.48399	0.30243	0.60	24%		

۵-۳-۵ نمودارها

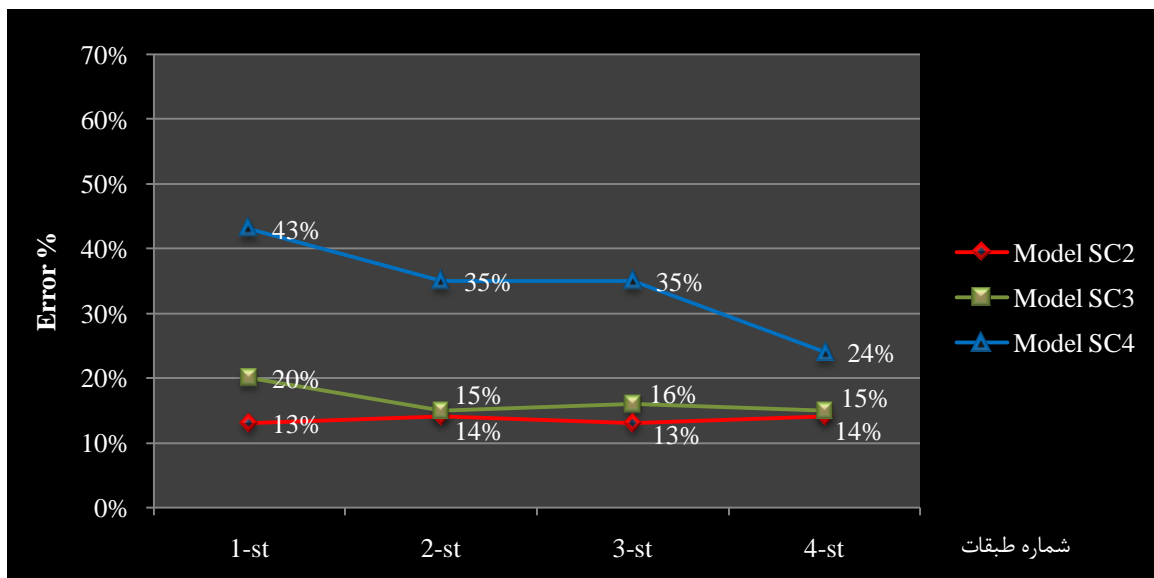


شکل ۵-۳۱: نمودارهای مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضاى باربر جانبى بر صلبیت دیافراگم

در ادامه نمودارهای فوق در قالب یک نمودار ارائه شده اند تا درک بهتری نسبت به کلیه مدل ها به طور هم زمان صورت پذیرد.



شکل ۵-۳۲: نمودار مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم (شماره طبقات- Δ)



شکل ۵-۳۳: نمودار مربوط به تاثیر نزدیک شدن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم (شماره طبقات-Error%)

۵-۳-۵-۳) بحث و بررسی

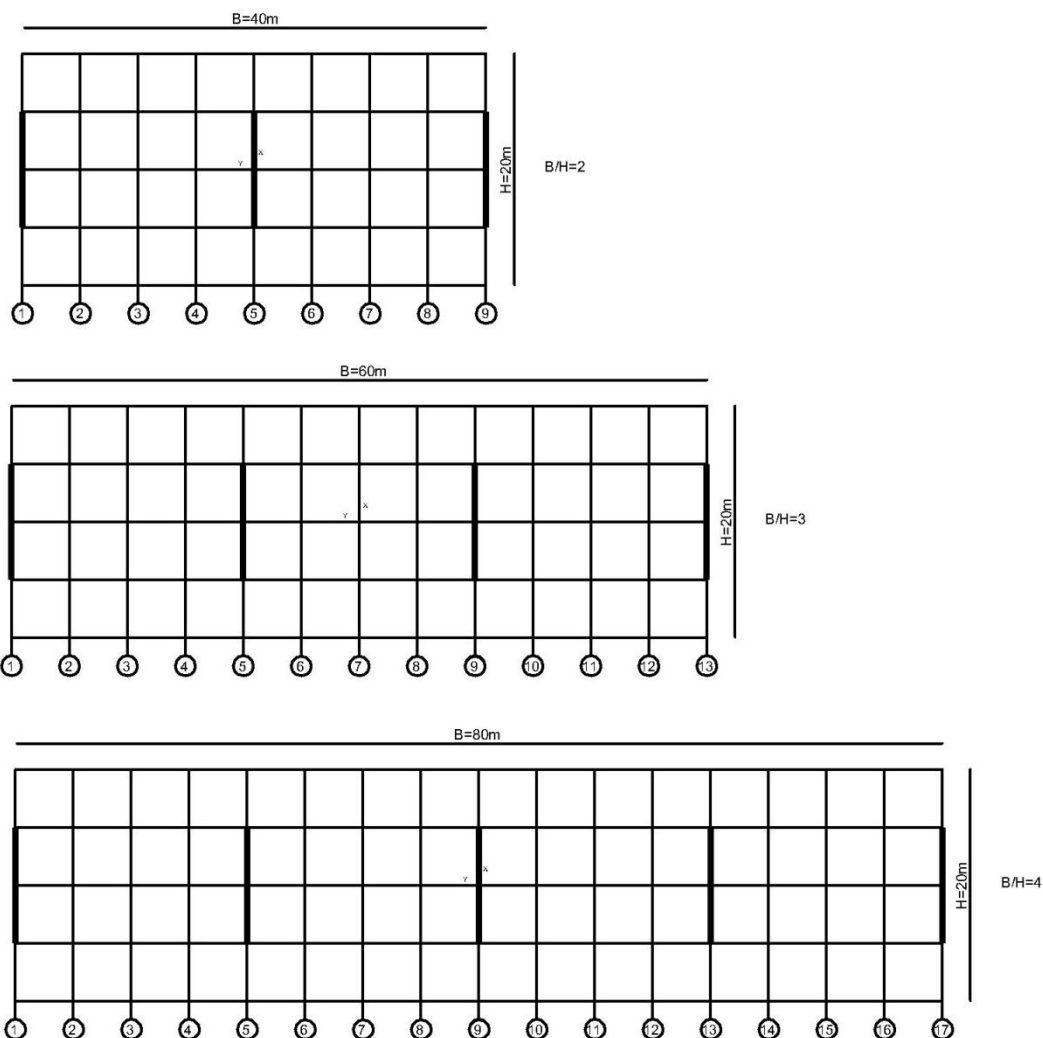
با مقایسه مدل های SC_2 ، SC_3 و SC_4 به ترتیب با مدل های S_2 ، S_3 و S_4 و دقت در مقادیر Δ و Error% که در جداول آمده است، می توان مشاهده کرد که با نزدیک شدن دیوارهای برشی و کوتاhter شدن طول دیافراگم واقع بین دو عنصر برابر جانبی که همانند تکیه گاه عمل می نمایند، مقادیر Δ و درصد خطا به مقدار قابل توجهی کاهش پیدا می کنند. در مدل SC_2 نسبت به مدل S_2 ، مقدار Δ از ۰.۴۹ به ۰.۰۲۲ و مقدار Error% نیز از 28% به 13% کاهش، در مدل SC_3 نسبت به S_3 ، مقدار Δ از ۱.۲۳ به ۰.۲۷ و مقدار Error% نیز از 42% به 17% کاهش می یابد و در مدل SC_4 نیز نسبت به S_4 ، مقدار Δ از ۲.۶ به ۰.۸۶ و مقدار Error% نیز از 61% به 34% کاهش یافته است. کاهش مقادیر Δ و Error% بیانگر افزایش صلبیت دیافراگم در این مدل ها می باشد. لذا می توان نتیجه گیری کرد که در سازه های باریک محل قرارگیری عناصر برابر جانبی بهتر است در دو انتها متمرکز نشده باشد و در دهانه های داخلی اگر قرار می گیرد، در دهانه هایی باشد که: ۱- تحمل پیشگی سازه به طور قابل ملاحظه ای ضعیف نشود. ۲- تغییر مکان دو انتهای سقف که به حالت طره درآمده اند از ماکزیمم تغییر مکان وسط دیافراگم بیشتر نشود.

۵-۳-۵-۴) بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران:

در مدل SC_3 ضریب Δ برابر ۰.۲۷ و مقدار خطا $Error\% = 17\%$ می باشد که از دیدگاه آیین نامه، دیافراگم این مدل از نوع صلب محسوب می شود در حالی که مقدار خطای فرض صلبیت دیافراگم زیاد می باشد. در اینجا نیز عدد ۰.۵ برای ضریب Δ در سازه های بتنی با دیوار برشی بزرگ به نظر می رسد.

۵-۳-۶) تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی بر صلبیت جانبی دیافراگم

در مدل های بتنی با دیوار برشی بخش ۵-۳-۴ با افزودن دیوار برشی در مدل ها تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی بر صلبیت جانبی دیافراگم بررسی می شود. مطابق شکل ۵-۳۴، پلان مدل های SA_4, SA_3, SA_2 به ترتیب با نسبت های B/H برابر ۲، ۳ و ۴ نشان داده شده که دیوارهای برشی از پایین تا بالا در دهانه های مشخص شده قرار گرفته اند. کلیه فرضیات و مشخصات مدل ها همانند بخش ۵-۳-۴ می باشد.



شکل ۵-۳۴: پلان مدل های SA_4, SA_3, SA_2

۵-۳-۶-۱) جداول نتایج آنالیز

برای هر مدل جدولی تهیه شده است که محتوای آنها شرح داده می شود.

در مدل های SA_4 , SA_3 , SA_2 ضریب دیافراگم (Δ) هر طبقه از روابط زیر به دست می آیند:

$$\begin{aligned}\Delta_{SA2} &= \text{Max}\{\Delta_{15}, \Delta_{59}\}, \\ \Delta_{SA3} &= \text{Max}\{\Delta_{15}, \Delta_{59}, \Delta_{913}\}, \\ \Delta_{SA4} &= \text{Max}\{\Delta_{15}, \Delta_{59}, \Delta_{913}, \Delta_{1317}\}, \\ \Delta_{15} &= (\delta_3 - (\delta_1 + \delta_5)/2) / ((\delta_1 + \delta_5)/2), \\ \Delta_{59} &= (\delta_7 - (\delta_5 + \delta_9)/2) / ((\delta_5 + \delta_9)/2), \\ \Delta_{913} &= (\delta_{11} - (\delta_9 + \delta_{13})/2) / ((\delta_9 + \delta_{13})/2), \\ \Delta_{1317} &= (\delta_{15} - (\delta_{13} + \delta_{17})/2) / ((\delta_{13} + \delta_{17})/2)\end{aligned}$$

که در آنها δ_1 ، δ_3 ، δ_5 ، δ_7 ، δ_9 ، δ_{11} ، δ_{13} ، δ_{15} و δ_{17} به ترتیب تغییر مکانهای مربوط به

محورهای ۱، ۳، ۵، ۷، ۹، ۱۱، ۱۳، ۱۵ و ۱۷ در تراز هر طبقه (در حالت مدل با دیافراگم انعطاف

پذیر) می باشند. در همه مدل ها Δ کل سازه، حداکثر Δ مربوط به طبقات می باشد و فرمول

Error% نیز همان رابطه قبلی است.

جدول ۵-۲۹: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی در مدل های بتنی با

دیوار برشی با نسبت (B/H=2)

SA ₂				شماره مدل		
4-st	3-st	2-st	1-st	شماره طبقه		
0.11154	0.08128	0.04730	0.02054	cm	δ_1	تغییر مکان
0.12941	0.09526	0.05620	0.02458	cm	δ_3	
0.13165	0.09668	0.05679	0.02478	cm	δ_5	
0.12941	0.09526	0.05620	0.02458	cm	δ_7	
0.11154	0.08128	0.04730	0.02054	cm	δ_9	
0.064	0.071	0.08	0.085	Δ_{15}		
0.064	0.071	0.08	0.085	Δ_{59}		
0.064	0.071	0.08	0.085	Δ		
18%	18%	16%	20%	Error%		
0.085				Δ		کل سازه
18%				Error%		

جدول ۵-۳۰: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی در مدل های بتنی با

دیوار برشی با نسبت (B/H=3)

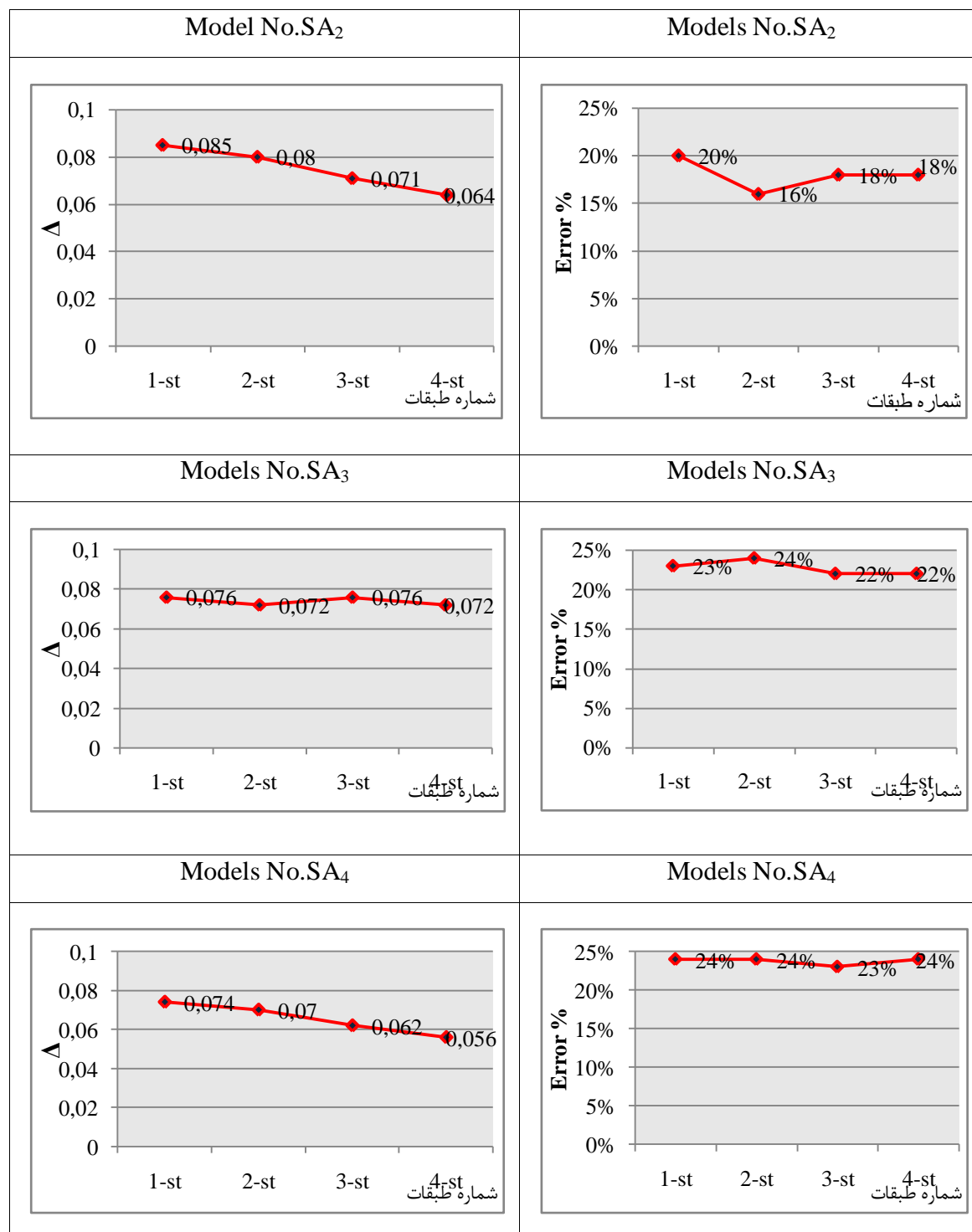
SA ₃				شماره مدل			
4-st	3-st	2-st	1-st	شماره طبقه			
0.11118	0.08094	0.04705	0.0204	cm	δ_1	تغییر مکان	
0.13796	0.10139	0.05965	0.02601	cm	δ_3		
0.14949	0.10964	0.06423	0.02795	cm	δ_5		
0.15853	0.11674	0.06873	0.0300	cm	δ_7		
0.14949	0.10964	0.06423	0.02795	cm	δ_9		
0.13796	0.10139	0.05965	0.02601	cm	δ_{11}		
0.11118	0.08094	0.04705	0.0204	cm	δ_{13}		
0.059	0.064	0.072	0.076	Δ_{15}			
0.072	0.076	0.070	0.073	Δ_{59}			
0.059	0.064	0.072	0.076	Δ_{913}			
0.072	0.076	0.072	0.076	Δ			
22%	22%	24%	23%	Error%			
0.076				Δ			کل سازه
23%				Error%			

جدول ۵-۳۱: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی در مدل های بتنی با

دیوار برشی با نسبت (B/H=4)

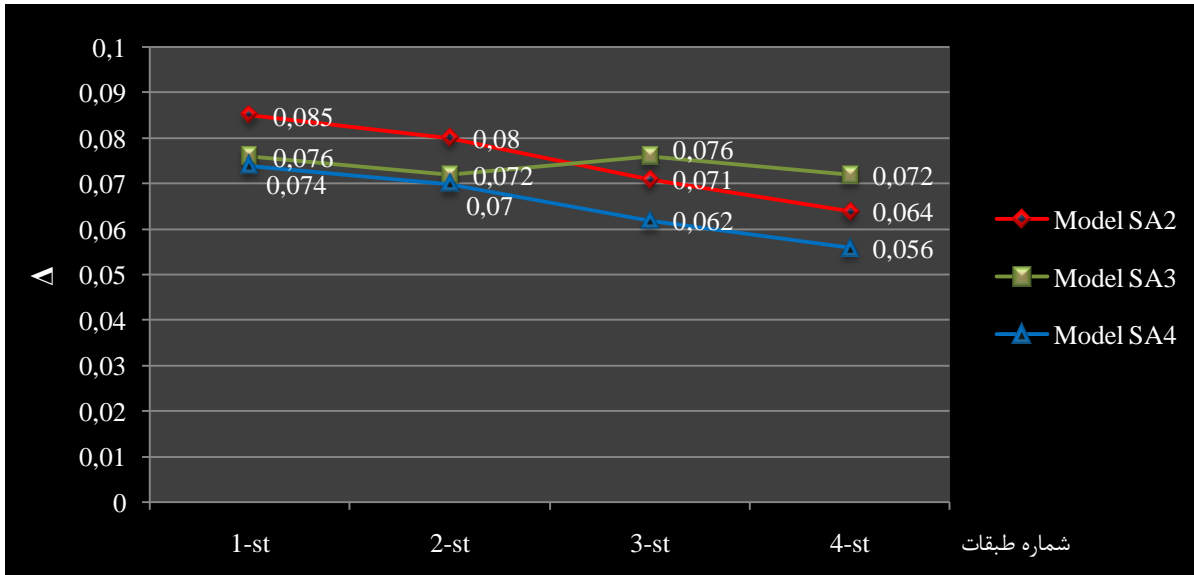
SA ₄				شماره مدل			
4-st	3-st	2-st	1-st	شماره طبقه			
0.1064	0.07745	0.04504	0.01954	cm	δ_1	تغییر مکان	
0.13717	0.10078	0.05927	0.02584	cm	δ_3		
0.15336	0.1124	0.06577	0.02859	cm	δ_5		
0.1689	0.12421	0.07296	0.03178	cm	δ_7		
0.16833	0.12334	0.07210	0.03131	cm	δ_9		
0.1689	0.12421	0.07296	0.03178	cm	δ_{11}		
0.15336	0.1124	0.06577	0.02859	cm	δ_{13}		
0.13717	0.10078	0.05927	0.02584	cm	δ_{15}		
0.1064	0.07745	0.04504	0.01954	cm	δ_{17}		
0.056	0.062	0.070	0.074	Δ_{15}			
0.050	0.054	0.058	0.061	Δ_{59}			
0.050	0.054	0.058	0.061	Δ_{913}			
0.056	0.062	0.070	0.074	Δ_{1317}			
0.056	0.062	0.070	0.074	Δ			
24%	23%	24%	24%	Error%			
0.074				Δ			کل سازه
24%				Error%			

۵-۳-۶-۲) نمودارها

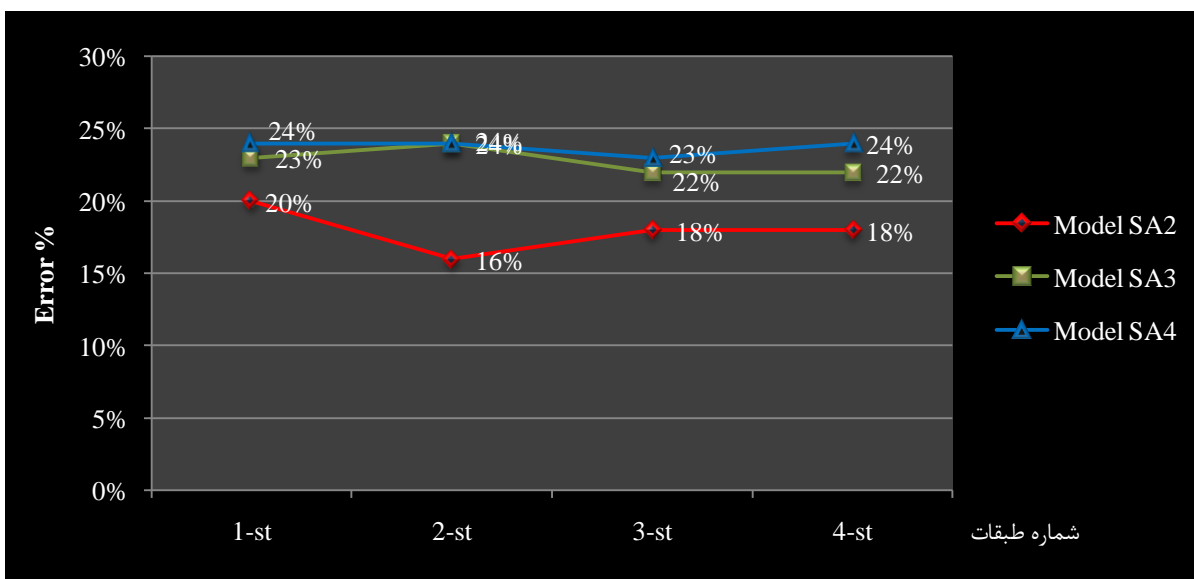


شکل ۵-۳: نمودارهای مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم

در ادامه نمودارهای فوق در قالب یک نمودار ارائه شده اند تا درک بهتری نسبت به کلیه مدل ها به طور هم زمان صورت پذیرد.



شکل ۵-۳۶: نمودار مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم (شماره طبقات- Δ)



شکل ۵-۳۷: نمودار مربوط به تأثیر افزودن اعضای باربر جانبی بر صلبیت دیافراگم (شماره طبقات-Error%)

۵-۳-۶-۳) بحث و بررسی

با مقایسه مدل های SA_2 ، SA_3 و SA_4 به ترتیب با مدل های S_2 ، S_3 و S_4 و دقت در مقادیر Δ و Error% که در جداول آمده است، می توان مشاهده کرد که با افزودن دیوارهای برشی و نزدیک شدن

عناصر برابر جانبی و کوتاه شدن طول دیافراگم، مقادیر Δ و Error% به مقدار قابل توجهی کاهش می یابد. به ویژه در مدل های با نسبت B/H بیشتر این مسئله نمود بیشتری پیدا می کند.

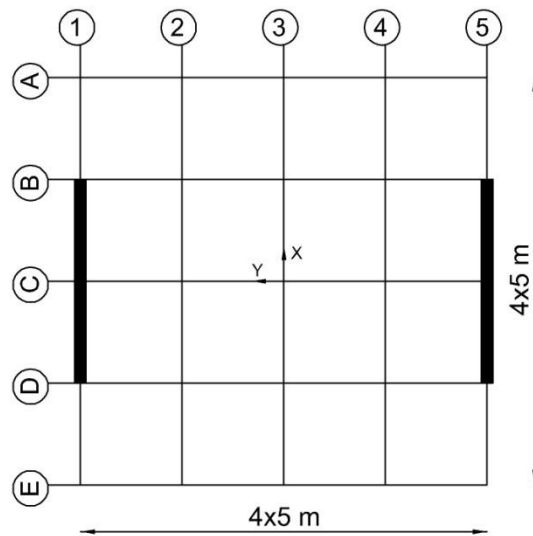
در مدل SA₂ به نسبت مدل S₂، مقدار Δ از ۰.۴۹ به ۰.۰۸۵ و مقدار Error% نیز از 28% به 18% کاهش، در مدل SA₃ به نسبت S₃، مقدار Δ از ۱.۲۳ به ۰.۰۷۶ و مقدار Error% نیز از 42% به 23% کاهش می یابد و در مدل SA₄ نیز به نسبت S₄ مقدار Δ از ۲.۶ به ۰.۰۷۴ و مقدار Error% نیز از 61% به 24% کاهش یافته است. کاهش این مقادیر بیانگر افزایش صلبیت دیافراگم در این مدل ها می باشد.

۵-۳-۴- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران:

در هر سه مدل SA₂، SA₃ و SA₄ مقادیر Δ به ترتیب برابر 0.085، 0.076، 0.074 و مقادیر Error% برابر 18%، 23%، 24% می باشند که از دیدگاه آیین نامه زلزله ایران چون $\Delta < 0.5$ می باشد، دیافراگم این مدل ها در رده صلب قرار می گیرند که به دلیل بالا بودن مقادیر خطا، این حد در سازه های بتنی با دیوار برشی بزرگ به نظر می رسد.

۵-۳-۷) تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم

در این بخش با آنالیز ساختمان ها با تعداد طبقات مختلف در دو حالت مدل با دیافراگم صلب و انعطاف پذیر، تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم در ساختمان های متعارف بررسی می شود. پلان مدل ها مطابق شکل ۵-۳۸ می باشد و ساختمان های بتنی با تعداد طبقات ۱، ۴، ۶ و ۹ در دو سیستم سازه بتنی با دیوار برشی و سازه بتنی با قاب خمشی بررسی می شوند. سقف طبقات تیرچه بلوک با ضخامت دال بتنی ۱۰ سانتی متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می باشد.



شکل ۵-۳۸: پلان مدل های بتنی با تعداد طبقات ۱، ۴، ۶، ۹.

فرضیات بارگذاری، مدل سازی و تحلیل همانند بخش ۵-۳-۱ و نحوه توزیع بارهای جانبی و المان بندی دیافراگم و دیوار برشی نیز مشابه بخش ۵-۳-۲ می باشد.

فرضیات و نحوه بارگذاری:

$I = 1, A = 0.35, II$ زمین نوع $(T_s = 0.5 \text{ sec})$

$$C = ABI / R, V = CW_{eff}, W_{eff} = \sum_{i=1}^n W_i$$

جدول ۵-۳۲: مقادیر F_t, V, C, B, T, R مربوط به سازه های بتنی در مدل های ۱، ۴، ۶ و ۹ طبقه

تعداد طبقات		1	4	6	9
نوع مدل		(H=3)	(H=12)	(H=18)	(H=27)
سازه بتنی با دیوار برشی (R=7)	T	0.114	0.322	0.437	0.592
	B	2.5	2.5	2.5	2.234
	C	0.125	0.125	0.125	0.112
	V(kg)	42863	202013	364363	544119
	F_t (kg)	0	0	0	0
سازه بتنی با قاب خمشی متوسط (R=8)	T	0.16	0.451	0.612	0.829
	B	2.5	2.5	2.185	1.785
	C	0.109	0.109	0.096	0.078
	V(kg)	36199	177921	288794	371687
	F_t (kg)	0	0	0	21569

که برش پایه مطابق رابطه $F_i = (V - F_i) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$ در ارتفاع ساختمان توزیع می شود که F_i

(نیروی شلاقی) از رابطه زیر به دست می آید :

$$T \leq 0.7 \text{Sec} \Rightarrow F_i = 0$$

$$F_i = 0.07TV \leq 0.25V$$

به دلیل حجم بالای محاسبات، از ذکر بارهای وارد بر هر طبقه در حالت صلب و انعطاف پذیر

خودداری می گردد. مدل های بتنی با دیوار برشی با W_n و مدل های بتنی با قاب خمشی با M_n

نام گذاری شده اند که اندیس n معرف تعداد طبقات هر مدل می باشد. مشخصات مدل ها در جدول

۳۳-۵ آورده شده است. مدل های ۴ طبقه، همان مدل های C_{10}, S_{10} بخش ۵-۳-۲ می باشند.

جدول ۳۳-۵: مشخصات مدل های W_n و M_n ($n=1,4,6,9$)

M_n		W_n			تیب بندی	تعداد طبقات
ابعاد تیرها	ابعاد ستون ها	دیوار برشی	ابعاد تیرها	ابعاد ستون ها		
25×45	30×30 8Ø20	15cm	25×40	30×30 8Ø20	I	n=1
40×60	50×50 8Ø28	30cm	35×55	40×40 8Ø28	I	n=4
35×55	40×40 8Ø25	20cm	30×45	35×35 8Ø25	II	
55×85	55×55 8Ø26	30cm	50×75	50×50 8Ø32	I	n=6
45×70	45×45 8Ø26	20cm	40×60	40×40 8Ø30	II	
60×95	65×65 8Ø24	40cm	60×90	60×60 8Ø32	I	n=9
50×80	55×55 8Ø22	30cm	50×75	50×50 8Ø30	II	
45×70	45×45 8Ø22	20cm	40×60	40×40 8Ø28	III	

۵-۳-۷) جداول نتایج آنالیز

برای مدل‌های M_n, W_n جداولی تهیه شده که محتوای آنها همانند جداول بخش ۵-۳-۲-۱ می باشد. هم چنین برای نمایش تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت دیافراگم در مدل های مورد نظر، نمودارهایی رسم شده اند که در آن ها از پارامترهای Δ و $\text{Error}\%$ جهت سنجش صلبیت استفاده شده است.

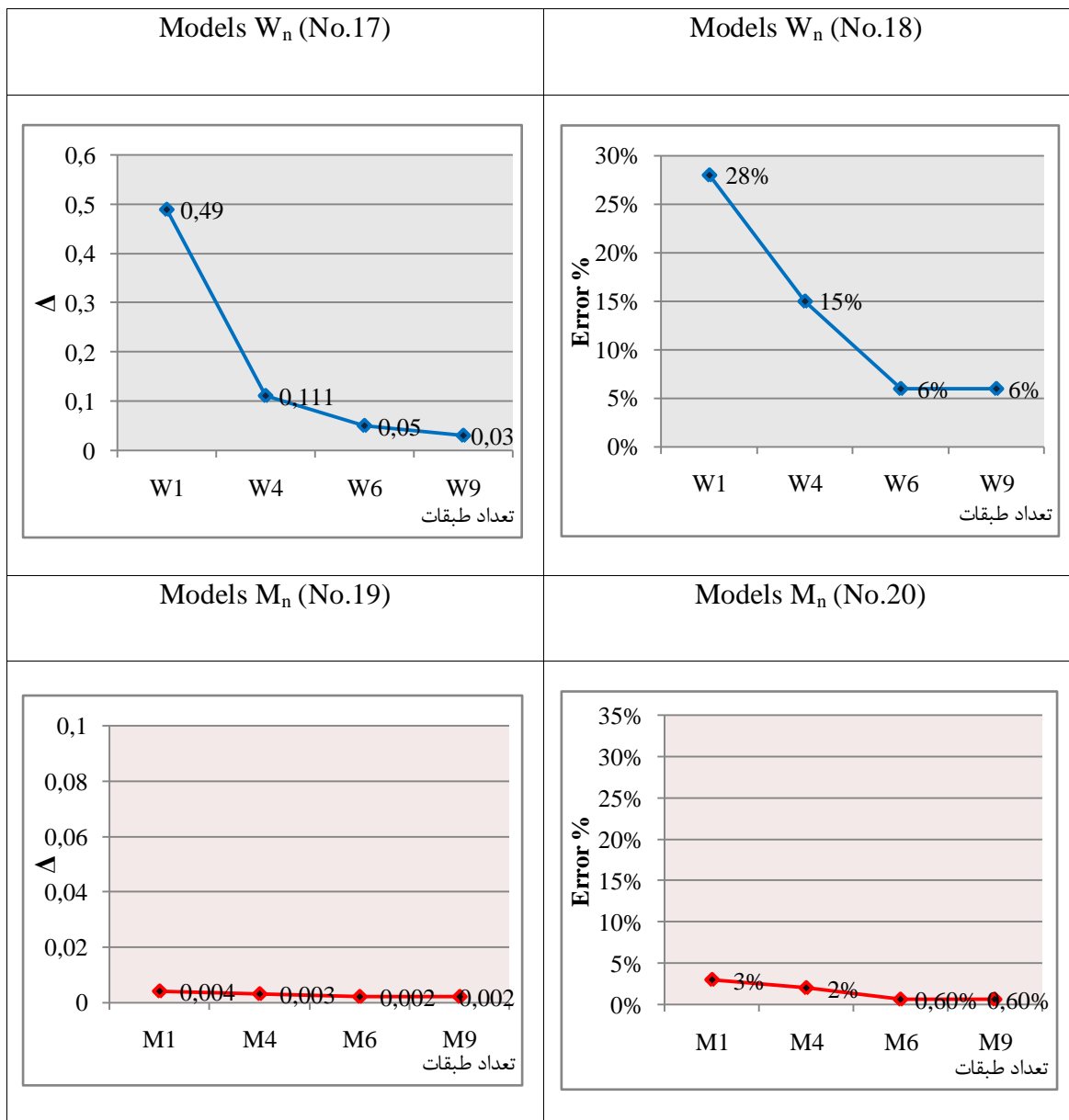
جدول ۵-۳۴: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تأثیر تعداد طبقات در مدل های بتنی با دیوار برشی ۱، ۴، ۶ و ۹ طبقه

شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
W_1	1-st	0.00765	0.0114	0.00765	0.49	28%	0.49	28%
W_4	1-st	0.074	0.0822	0.074	0.111	16%	0.111	15%
	2-st	0.1562	0.1714	0.1562	0.097	13%		
	3-st	0.2535	0.2757	0.2535	0.088	14%		
	4-st	0.341	0.3664	0.341	0.074	17%		
W_6	1-st	0.03074	0.03214	0.03074	0.05	6%	0.05	6%
	2-st	0.07414	0.07758	0.07414	0.05	8%		
	3-st	0.12407	0.12825	0.12407	0.03	5%		
	4-st	0.18786	0.19373	0.18786	0.03	5%		
	5-st	0.25066	0.25814	0.25066	0.03	8%		
	6-st	0.30640	0.31425	0.30640	0.03	6%		
W_9	1-st	0.03609	0.03725	0.03609	0.03	5%	0.03	6%
	2-st	0.09082	0.09364	0.09082	0.03	6%		
	3-st	0.15822	0.16034	0.15822	0.01	7%		
	4-st	0.24883	0.25304	0.24883	0.02	6%		
	5-st	0.34841	0.35401	0.34841	0.02	5%		
	6-st	0.45011	0.45510	0.45011	0.01	6%		
	7-st	0.56569	0.57236	0.56569	0.01	6%		
	8-st	0.67768	0.68543	0.67768	0.01	6%		
	9-st	0.78001	0.78725	0.78001	0.01	5%		

جدول ۵-۳۵: پارامترهای محاسبه شده مربوط به تاثیر تعداد طبقات در مدل های بتنی با قاب خمشی ۱، ۴، ۶ و ۹ طبقه

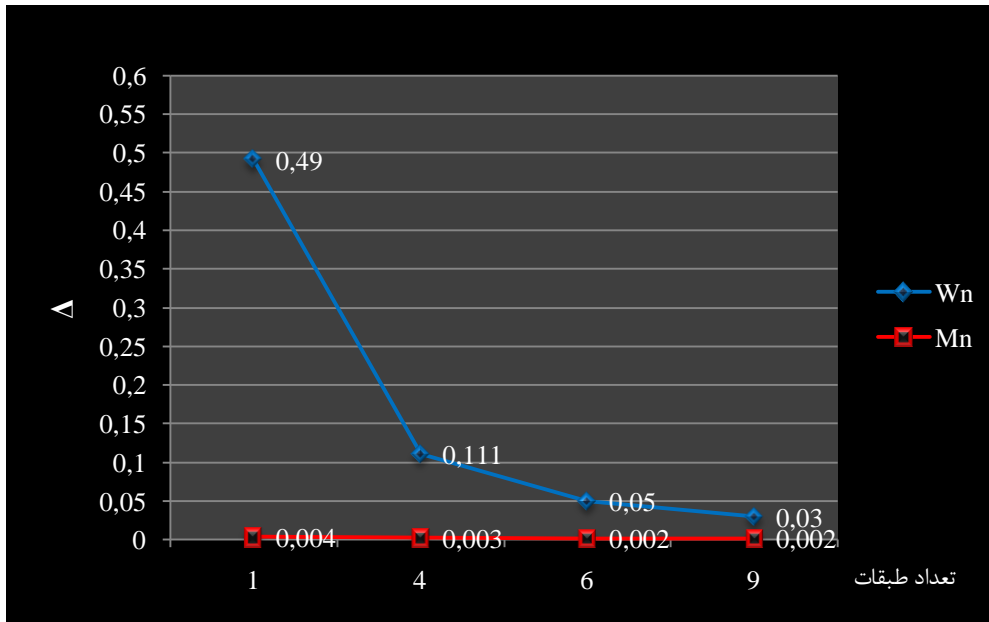
شماره مدل	شماره طبقه	تغییر مکان				Error%	کل سازه	
		δ_1	δ_3	δ_5	Δ		Δ	Error%
		cm	cm	cm				
M ₁	1-st	0.26911	0.27016	0.26911	0.004	3%	0.004	3%
M ₄	1-st	0.23836	0.23919	0.23836	0.003	2%	0.003	2%
	2-st	0.54597	0.54656	0.54597	0.001	2%		
	3-st	0.95319	0.95452	0.95319	0.001	2%		
	4-st	1.20624	1.2077	1.20624	0.001	3%		
M ₆	1-st	0.21057	0.21103	0.21057	0.002	0.5%	0.002	0.6%
	2-st	0.4599	0.46052	0.4599	0.001	0.5%		
	3-st	0.68754	0.68832	0.68754	0.001	0.5%		
	4-st	1.03334	1.03450	1.03334	0.001	0.7%		
	5-st	1.31615	1.31748	1.31615	0.001	0.9%		
	6-st	1.47741	1.47888	1.47741	0.001	1.6%		
M ₉	1-st	0.15432	0.15467	0.15432	0.002	0.4%	0.002	0.6%
	2-st	0.35191	0.35237	0.35191	0.001	0.4%		
	3-st	0.54818	0.54862	0.54818	0.001	0.4%		
	4-st	0.84628	0.84701	0.84628	0.001	0.5%		
	5-st	1.14769	1.14850	1.14769	0.001	0.7%		
	6-st	1.41532	1.41608	1.41532	0.001	0.7%		
	7-st	1.78654	1.78764	1.78654	0.001	0.6%		
	8-st	2.08827	2.08945	2.08827	0.001	0.9%		
	9-st	2.27907	2.28065	2.27907	0.001	1.2%		

۵-۳-۷-۲) نمودارها

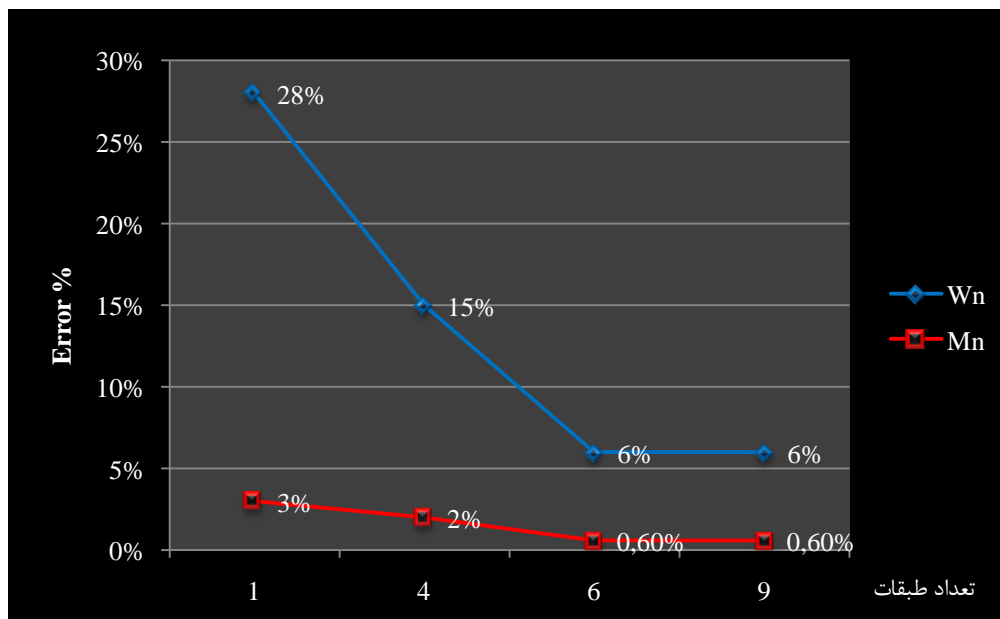


شکل ۵-۳۹: نمودارهای مربوط به تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم

در ادامه نمودارهای فوق در قالب یک نمودار ارائه شده اند تا درک بهتری نسبت به کلیه مدل ها به طور هم زمان صورت پذیرد.



شکل ۵-۴۰: نمودار مربوط به تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم (تعداد طبقات- Δ)



شکل ۵-۴۱: نمودار مربوط به تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم (تعداد طبقات-Error%)

۵-۳-۷-۳ بحث و بررسی

با بررسی مدل های بتنی با دیوار برشی و قاب خمشی با تعداد طبقات مختلف می توان مشاهده کرد که سقف طبقه اول از بقیه سقف ها صلبیت کمتری را دارد و لذا سقف طبقه اول حساس تر است که این مسئله در مورد مدل های بتنی با دیوار برشی مشهودتر است.

با دقت در مدل های بتنی با دیوار برشی می توان دید که مقادیر Δ و $\text{Error}\%$ در مدل ۱ طبقه، بزرگ می باشد ($\text{Error}\% = 28\%, \Delta = 0.49$) که با افزایش تعداد طبقات این مقادیر نیز به میزان قابل توجهی کاهش می یابند (در مدل ۹ طبقه $\text{Error}\% = 6\%, \Delta = 0.03$ می باشد) که بیانگر افزایش صلبیت مدل ها با افزایش تعداد طبقات می باشد. همان طوری که در نمودارهای ۱۷ و ۱۸ مشاهده می شود هر دو نمودار سیر نزولی دارند که نشان دهنده افزایش صلبیت با افزایش تعداد طبقات در مدل های بتنی با دیوار برشی می باشد.

در مدل های بتنی با قاب خمشی نیز با افزایش تعداد طبقات مقادیر Δ و $\text{Error}\%$ کاهش می یابند، اما تغییرات چندان قابل توجه نمی باشند. به طوری که در مدل ۱ طبقه $\Delta = 0.004$, $\text{Error}\% = 3\%$ و در مدل ۹ طبقه $\Delta = 0.002$, $\text{Error}\% = 0.6\%$ می باشند. این مقادیر بیانگر افزایش نه چندان زیاد صلبیت مدل ها با افزایش تعداد طبقات می باشد. (مطابق نمودارهای ۱۹ و ۲۰)

مورد مهم دیگری که در مدل های بتنی با دیوار برشی مشاهده می شود، این است که سقف سازه یک طبقه نرم تر از سقف طبقه اول یک ساختمان چند طبقه با سقف های مشابه می باشد و هر چه تعداد طبقات زیاد می شود، این موضوع بیشتر مشخص می گردد. بطوری که در مدل W_1 مقدار Δ برابر ۰.۴۹ و در سقف طبقه اول مدل W_4 برابر ۰.۱۱۱ و در سقف طبقه اول مدل W_9 این مقدار به ۰.۰۳ می رسد. این مطلب بیانگر این است که با افزایش تعداد طبقات، سقف های پایینی ساختمان صلب تر می شوند که البته این موضوع در ساختمان های بتنی با قاب خمشی نیز با تفاوت های بسیار کم دیده می شود.

۵-۳-۷-۴- بررسی ضابطه آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران:

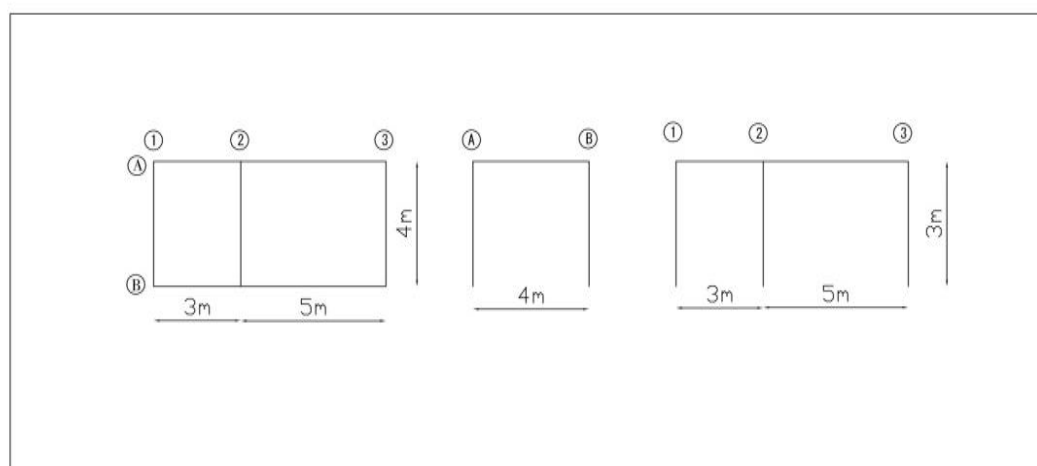
در مدل بتنی با دیوار برشی ۱ طبقه (W_1) همان طوری که در جداول مشاهده می‌شود، مقدار Δ برابر ۰.۴۹ و $\text{Error}\% = 28\%$ می‌باشد. از لحاظ آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران چون $\Delta < 0.5$ می‌باشد، دیافراگم این نوع سازه‌ها صلب محسوب می‌شود. لذا نتایج عددی نشان می‌دهد که باید تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم در سازه‌های بتنی با دیوار برشی در آیین نامه مدنظر قرار گیرد.

۴-۵) بررسی دیافراگم‌های سازه‌های کم ارتفاع بتنی با دیوار برشی با مدل سازی در ۲

حالت مختلف

۴-۵-۱) معرفی مدل:

در این بخش یک سازه یک طبقه با پلان و نمای بررسی شده در مطالب گذشته مطابق شکل ۴۲-۵ با ارتفاع طبقه ۳ متر، عرض ۴ متر، دهانه‌های ۳ و ۵ متر و دیافراگم کف تیرچه بلوک در نظر گرفته شده است.



شکل ۴۲-۵: مشخصات مدل یک طبقه (راست: نما چپ: پلان)

ترکیبات بارگذاری طبق آیین‌نامه‌ی ۹۹ - ۳۱۸ ACI برای سازه‌های بتنی انجام شده است. تحلیل از نوع استاتیکی می‌باشد. مدل‌سازی و آنالیز توسط برنامه‌ی SAP ۲۰۰۰ انجام گرفته است. دیافراگم کف به صورت المان‌بندی Shell به ابعاد $0.5\text{ (m)} \times 0.5\text{ (m)}$ و تیرها و ستون‌ها با المان‌های Frame و دیوار برشی نیز با المان Shell به ابعاد $0.5\text{ (m)} \times 0.5\text{ (m)}$ مدل شده است. سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در راستای ۲ محور ۱ و ۳ در نظر گرفته شده است. مدل مورد بحث در ۲ حالت بررسی شده است که در ادامه هر کدام را شرح می‌دهیم.

۵-۴-۱) مدل بتنی با دیوار برشی در حالتی که تیرچه‌ها موازی دیوار برشی مدل**شده‌اند:**

۵-۴-۱-الف - در حالتی که ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر است. تغییر مکان‌های ۳ گره را

$$\Delta = \frac{\delta_r - \left(\frac{\delta_1 + \delta_r}{2}\right)}{\left(\frac{\delta_1 + \delta_r}{2}\right)}$$

در بحرانی‌ترین حالت حساب می‌کنیم. داریم:

بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری $Comb 4: 0.9D + 1.43EQ_y$ می‌باشد.

جدول ۵-۴: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه

$\delta_1^{(m)}$	$\delta_2^{(m)}$	$\delta_3^{(m)}$	Δ
3.9×10^{-5}	8.1×10^{-5}	3.8×10^{-5}	1.104

ضابطه‌ی کنترل تنش سقف با بلوک ۱۰ سانتیمتری روی تیرچه:

برای به دست آوردن مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی از ترکیب بار:

$Comb 2: 1.4D + 1.7L$ استفاده می‌شود.

$$v_{\max} = 6.3 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < \varphi \times 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$v_{\max} = 6.3 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{250} = 7.123 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

۵-۴-۱-ب - در حالتی که ضخامت دال روی تیرچه ۸ سانتیمتر می‌باشد. تغییر مکان‌های ۳ گره را

در بحرانی‌ترین حالت حساب می‌کنیم.

بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری $Comb 4: 0.9D + 1.43EQ_y$ می‌باشد.

جدول ۵-۳۷: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۸ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه

$\delta_1^{(m)}$	$\delta_2^{(m)}$	$\delta_3^{(m)}$	Δ
3.3×10^{-5}	7.3×10^{-5}	3.2×10^{-5}	1.246

ضابطه‌ی کنترل تنش سقف با بلوک ۸ سانتیمتر روی تیرچه:

برای به دست آوردن مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی از ترکیب بار

$Comb2: 1.4D + 1.7L$ استفاده می شود .

$$v_{\max} = 6.21 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) < 7.123 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

۵-۴-۱-۱-پ - درحالتی که ضخامت دال روی تیرچه ۵ سانتیمتر می‌باشد. تغییر مکان‌های ۳ گره را

در بحرانی‌ترین حالت حساب می‌کنیم.

بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری $Comb4: 0.9D + 1.4EQ_y$ می‌باشد.

جدول ۵-۳۸: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۵ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه

$\delta_1^{(m)}$	$\delta_2^{(m)}$	$\delta_3^{(m)}$	Δ
2.7×10^{-5}	7×10^{-5}	2.6×10^{-5}	1.642

ضابطه‌ی کنترل تنش سقف با بلوک ۵ سانتیمتری روی تیرچه:

برای به دست آوردن مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی از ترکیب بار

$Comb2: 1.4D + 1.7L$ استفاده می شود .

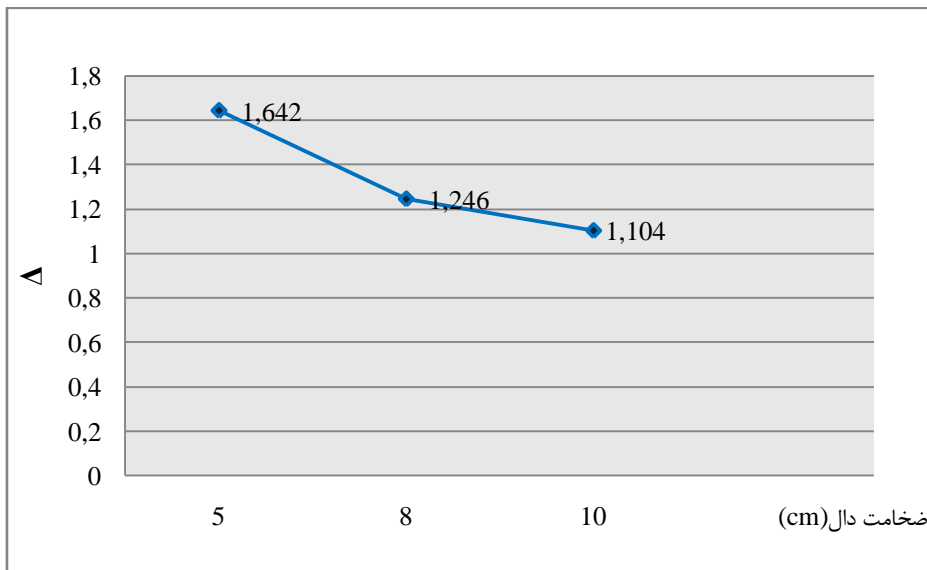
$$v_{\max} = 6.04 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) < 7.123 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

نتایج:

۱- مشاهده می شود که مقدار Δ با افزایش ضخامت دال سقف تیرچه بلوک کاهش می یابد که این به معنای افزایش صلبیت سقف به ازای افزایش ضخامت دال است. چون مقادیر Δ در هر ۳ سقف بیشتر از ۰.۵ می باشد بنابراین انعطاف پذیر عمل می کنند.

جدول ۵-۳۹: مقدار تغییرات Δ با افزایش ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک در حالت تیرچه موازی دیوار برشی در مدل ۱ طبقه

Δ	ضخامت دال سقف تیرچه بلوک (cm)	
۱.۶۴۲	۵	۱
۱.۲۴۶	۸	۲
۱.۱۰۴	۱۰	۳



شکل ۵-۴۳: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه موازی دیوار برشی در مدل ۱ طبقه (ضخامت دال- Δ)

۲- مقدار تنش برشی حداکثر (v_{max}) در سقف، با افزایش ضخامت دال روی تیرچه، افزایش می یابد.

۵-۴-۱-۲) مدل بتنی با دیوار برشی در حالتی که تیرچه‌ها در راستای عمود بر دیوار**برشی مدل شده‌اند:**

۵-۴-۱-۲-الف - در حالتی که ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر است. تغییر مکان‌های ۳ گره را در بحرانی‌ترین حالت حساب می‌کنیم.

بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری $Comb7: 0.9D + 1.43EQ_y$ می‌باشد.

جدول ۵-۴۰: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه

$\delta_1^{(m)}$	$\delta_2^{(m)}$	$\delta_3^{(m)}$	Δ
4.1×10^{-5}	8.5×10^{-5}	4×10^{-5}	1.099

ضابطه‌ی کنترل تنش سقف با بلوک ۱۰ سانتیمتری روی تیرچه:

برای به دست آوردن مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی از ترکیب بار $Comb2: 1.4D + 1.7L$ استفاده می‌شود.

$$v_{\max} = 6.3 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < 7.123 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

۵-۴-۱-۲-ب - در حالتی که ضخامت دال روی تیرچه ۸ سانتیمتر است. تغییر مکان‌های ۳ گره را در بحرانی‌ترین حالت حساب می‌کنیم.

بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری $Comb7: 0.9D + 1.43EQ_y$ می‌باشد.

جدول ۵-۴۱: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۸ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه

$\delta_1^{(m)}$	$\delta_2^{(m)}$	$\delta_3^{(m)}$	Δ
3.5×10^{-5}	7.6×10^{-5}	3.4×10^{-5}	1.203

ضابطه‌ی کنترل تنش سقف با بلوک ۸ سانتیمتری روی تیرچه:

برای به دست آوردن مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی از ترکیب بار

$Comb2: 1.4D + 1.7L$ استفاده می شود.

$$v_{\max} = 6.2 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < 7.123 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

۵-۴-۱-۲-پ - در حالی که ضخامت دال روی تیرچه ۵ سانتیمتر است. تغییر مکان‌های ۳ گره را در

بحرانی‌ترین حالت حساب می‌کنیم. بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری $Comb7: 0.9D + 1.4EQ_y$

می‌باشد.

جدول ۵-۴۲: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۵ سانتیمتر در مدل ۱ طبقه

$\delta_1^{(m)}$	$\delta_2^{(m)}$	$\delta_3^{(m)}$	Δ
2.8×10^{-5}	7.2×10^{-5}	2.7×10^{-5}	1.618

ضابطه‌ی کنترل تنش سقف با بلوک ۵ سانتیمتری روی تیرچه:

برای به دست آوردن مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی از ترکیب بار

$Comb2: 1.4D + 1.7L$ استفاده می شود.

$$v_{\max} = 6.3 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < 7.123 \cdot \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

نتایج:

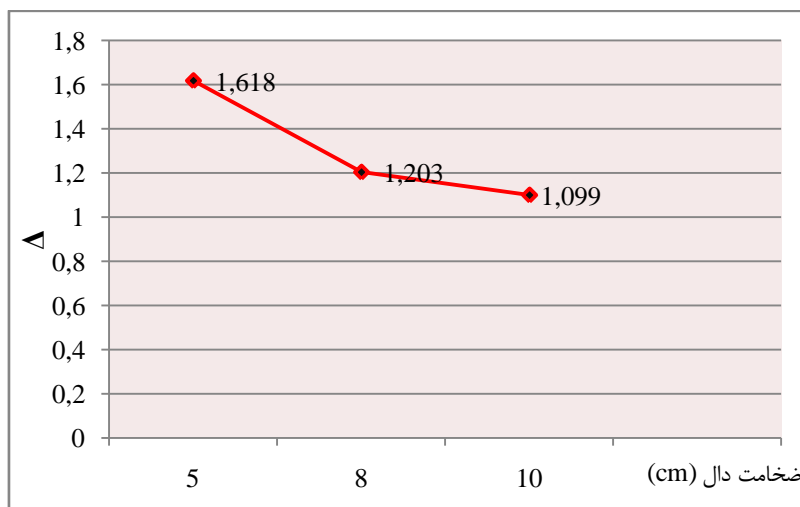
۱- مشاهده می‌شود که مقدار Δ با افزایش ضخامت دال سقف تیرچه بلوک کاهش می‌یابد که این به

معنای افزایش صلبیت سقف به ازای افزایش ضخامت دال است. و چون مقادیر Δ در هر ۳ سقف

بیشتر از ۰.۵ می‌باشد بنابراین انعطاف پذیر عمل می‌کنند.

جدول ۵-۴۳: مقدار تغییرات Δ با افزایش ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی در مدل ۱ طبقه

Δ	ضخامت دال سقف تیرچه بلوک (cm)	
۱.۶۱۸	۵	۱
۱.۲۰۳	۸	۲
۱.۰۹۹	۱۰	۳



شکل ۵-۴۴: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه‌ها عمود بر راستای دیوار برشی در مدل ۱ طبقه (ضخامت دال - Δ)

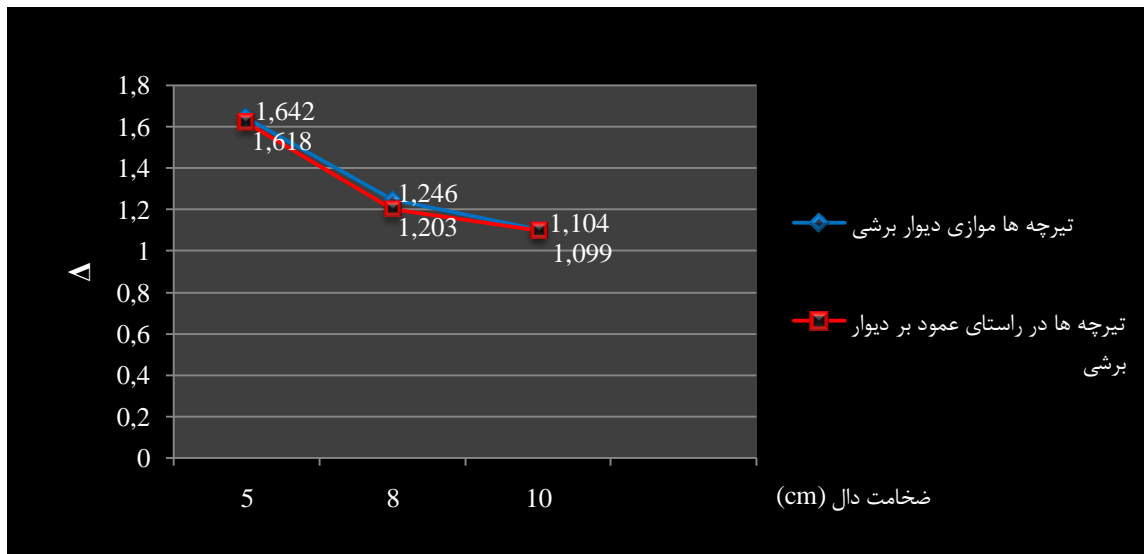
۲- مقدار تنش برشی حداکثر (v_{max}) در سقف، با افزایش ضخامت بلوک روی تیرچه افزایش می‌یابد.

مقایسه‌ی بین دو سیستم و نتایج

۱- نمودارها نشان می‌دهد در حالتی که تیرچه‌ها در راستای عمود بر دیوار برشی مدل شده‌اند،

مقدار Δ تا حدی کمتر شده است و این به معنای افزایش نسبی صلبیت سقف در حالت تیرچه عمود بر

دیوار برشی می‌باشد.



شکل ۵-۴۵: نمودار مربوط به مقایسه ۲ حالت مدل سازی (تیرچه‌ها موازی دیوار برشی و تیرچه‌ها عمود بر

راستای دیوار برشی) در مدل ۱ طبقه (ضخامت دال-Δ)

۲- مقدار تنش برشی حداکثر ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی (v_{max}) در سقف در هر دو حالت تیرچه

موازی دیوار و تیرچه عمود بر دیوار تقریبا با هم برابر است.

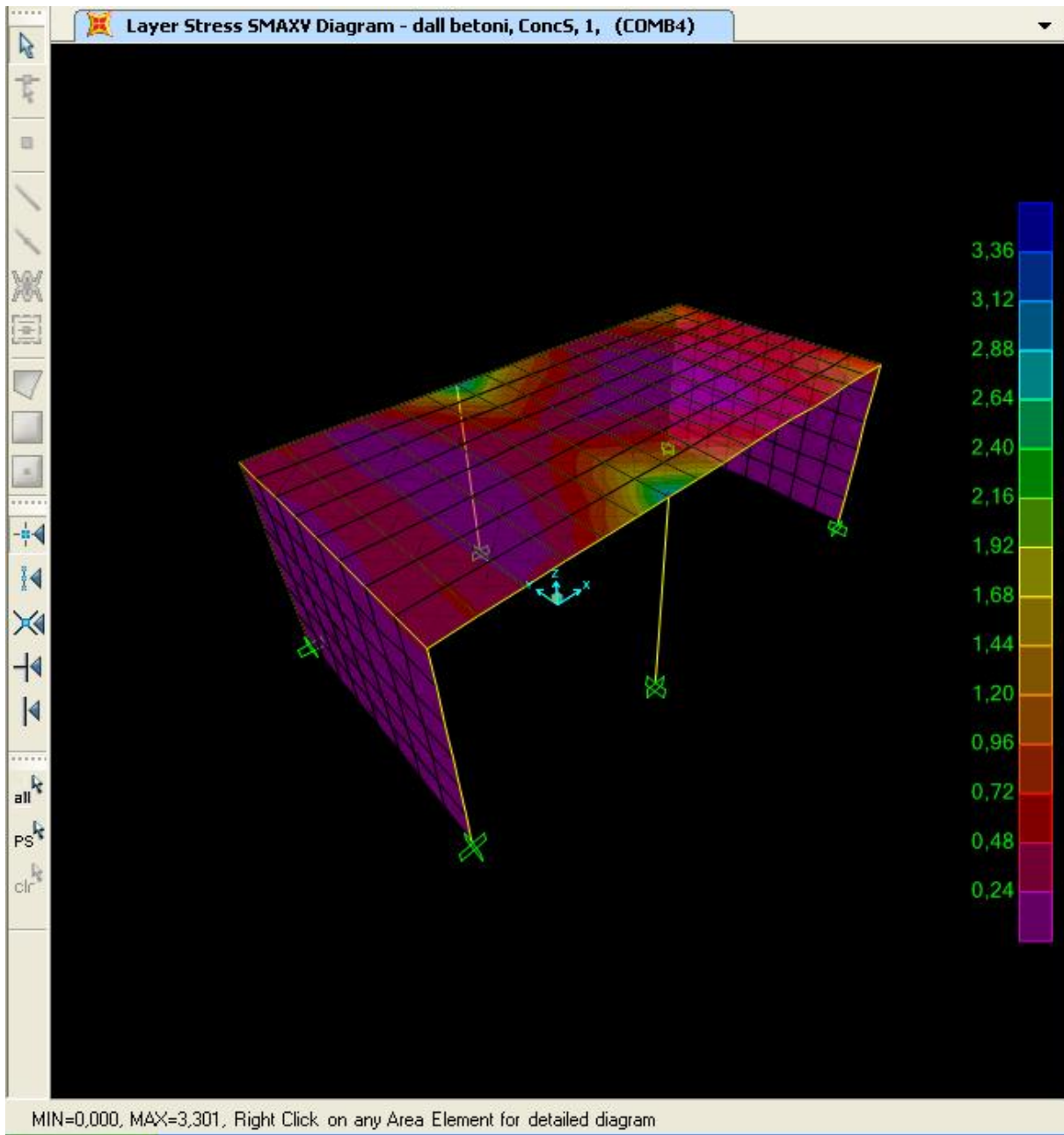
۳- طبق جدول ۵-۴۴ مشاهده می گردد که مقدار تنش برشی حداکثر در سقف کمتر از مقدار مجاز

آیین نامه به دست آمده است و این بدان معنی است که سقف توانایی انتقال نیروهای زلزله به دیوار را

دارد.

جدول ۵-۴۴- مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از ۲ ترکیب بار در مدل ۱ طبقه

مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از بار گذاری نهایی ثقلی (1.4D+1.7L)	مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از ترکیب بار زلزله (0.9D+1.43EQ _y)	ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک (cm)	
۶.۰۴	۳.۳۰	۵	تیرچه ها موازی دیوار برشی
۶.۲۱	۳.۴۸	۸	
۶.۳۰	۳.۵۷	۱۰	
۶.۰۳	۳.۳۳	۵	تیرچه ها عمود بر دیوار برشی
۶.۲۰	۳.۴۱	۸	
۶.۳۰	۳.۴۶	۱۰	



شکل ۵-۴۶- نمای سه بعدی سازه ۱ طبقه در حالت تیرچه موازی دیوار برشی

شکل ۵-۴۶ مربوط به حالتی است که تیرچه ها موازی دیوار برشی مدل شده اند و ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک ۵ سانتی متر می باشد.

۵-۴-۲) کنترل ضخامت دال بتنی روی بلوک ها

این ضخامت را غالباً به صورت تیر دو سر گیردار با مقاومت کششی بتن غیر مسلح مساوی $1.3\sqrt{f'_c}$ با $\Phi=0.65$ طراحی می کنند.

برای دال بتنی به ضخامت ۵ سانتی متر داریم:

$$W_u = 1.4 (0.05 \times 2.4) + 1.4 (0.24) + 1.7 (0.2) = 0.844 \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

$$M_u = \frac{1}{12} \times 0.844 \times 0.4^2 = 0.0113 \left(\frac{t.m}{m}\right)$$

$$M_n = \frac{0.0113}{0.65} = 0.017 \left(\frac{t.m}{m}\right)$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 5^2}{6} = 416.67 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$f_{ct} = \frac{0.017 \times 10^5}{416.67} = 4.08 \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < 1.3\sqrt{250} = 20.55 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

برش در تیرچه را به صورت دستی محاسبه می کنیم :

$$\text{وزن مرده سقف} = 500 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$$

$$W_u = 1.4 \times 0.26 + 1.4 (0.24) + 1.7 (0.2) = 1.04 \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

$$q_u = 0.5 \times 1.04 = 0.52 \left(\frac{t}{m}\right)$$

$$V_u = 0.5q_u l_n - q_u.d = 0.5 \times 0.52 \times 5 - 0.52 \times 0.27 = 1.16 \text{ (t)}$$

$$V_n = \frac{1.16}{0.85} = 1.365 \text{ (t)}$$

$$v_n = \frac{1.365 \times 10^3}{10 \times 27} = 5.056 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$v_c = 1.1 \times 0.53\sqrt{f'_c} = 1.1 \times 0.53\sqrt{250} = 9.218 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

برای دال بتنی به ضخامت ۸ سانتی متر داریم :

$$W_u = 1.4 (0.08 \times 2.4) + 1.4 (0.24) + 1.7 (0.2) = 0.945 \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

$$M_u = \frac{1}{12} \times 0.945 \times 0.4^2 = 0.0126 \left(\frac{t.m}{m}\right)$$

$$M_n = \frac{0.0126}{0.65} = 0.0194 \left(\frac{t.m}{m}\right)$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.67 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$f_{ct} = \frac{0.0194 \times 1.5}{1066.67} = 1.819 \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < 1.3 \sqrt{250} = 20.55 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

برش در تیرچه را به صورت دستی محاسبه می کنیم:

$$\text{وزن مرده سقف} = 590 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$$

$$W_u = 1.4 \times 0.35 + 1.4 (0.24) + 1.7 (0.2) = 1.166 \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

$$q_u = 0.5 \times 1.166 = 0.583 \left(\frac{t}{m}\right)$$

$$V_u = 0.5 q_u l_n - q_u \cdot d = 0.5 \times 0.583 \times 5 - 0.583 \times 0.30 = 1.283 \text{ (t)}$$

$$V_n = \frac{1.283}{0.85} = 1.509 \text{ (t)}$$

$$v_n = \frac{1.509 \times 1.5}{10 \times 30} = 5.03 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$v_c = 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} = 1.1 \times 0.53 \sqrt{250} = 9.218 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

برای دال بتنی به ضخامت ۱۰ سانتی متر داریم:

$$W_u = 1.4 (0.10 \times 2.4) + 1.4 (0.24) + 1.7 (0.2) = 1.012 \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

$$M_u = \frac{1}{12} \times 1.012 \times 0.4^2 = 0.0135 \left(\frac{t.m}{m}\right)$$

$$M_n = \frac{0.0135}{0.65} = 0.0208 \left(\frac{t.m}{m}\right)$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 10^2}{6} = 1666.67 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$f_{ct} = \frac{0.0208 \times 1.5}{1666.67} = 1.248 \left(\frac{kg}{cm^2}\right) < 1.3 \sqrt{250} = 20.55 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

برش در تیرچه را به صورت دستی محاسبه می کنیم:

$$\text{وزن مرده سقف} = ۶۵۰ \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$W_u = ۱.۴ \times ۰.۴۱ + ۱.۴ (۰.۲۴) + ۱.۷ (۰.۲) = ۱.۲۵ \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

$$q_u = ۰.۵ \times ۱.۲۵ = ۰.۶۲۵ \left(\frac{t}{m} \right)$$

$$V_u = ۰.۵ q_u l_n - q_u \cdot d = ۰.۵ \times ۰.۶۲۵ \times ۵ - ۰.۶۲۵ \times ۰.۳۲ = ۱.۳۶۲۵ (t)$$

$$V_n = \frac{۱.۳۶۲۵}{۰.۸۵} = ۱.۶۰۳ (t)$$

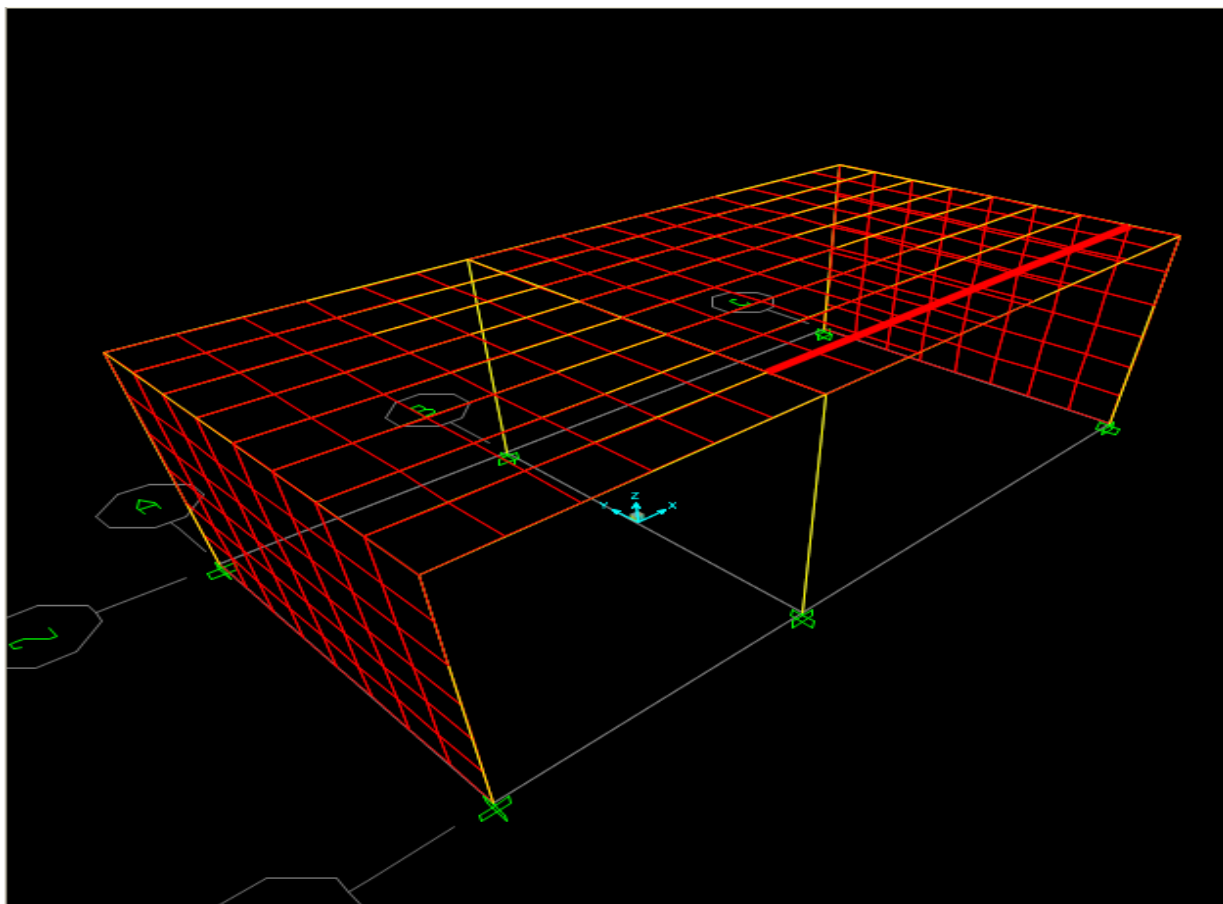
$$v_n = \frac{۱.۶۰۳ \times ۱۰^۳}{۱۰ \times ۳۲} = ۵.۰۰۹ \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$v_c = ۱.۱ \times ۰.۵۳ \sqrt{f'_c} = ۱.۱ \times ۰.۵۳ \sqrt{۲۵۰} = ۹.۲۱۸ \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

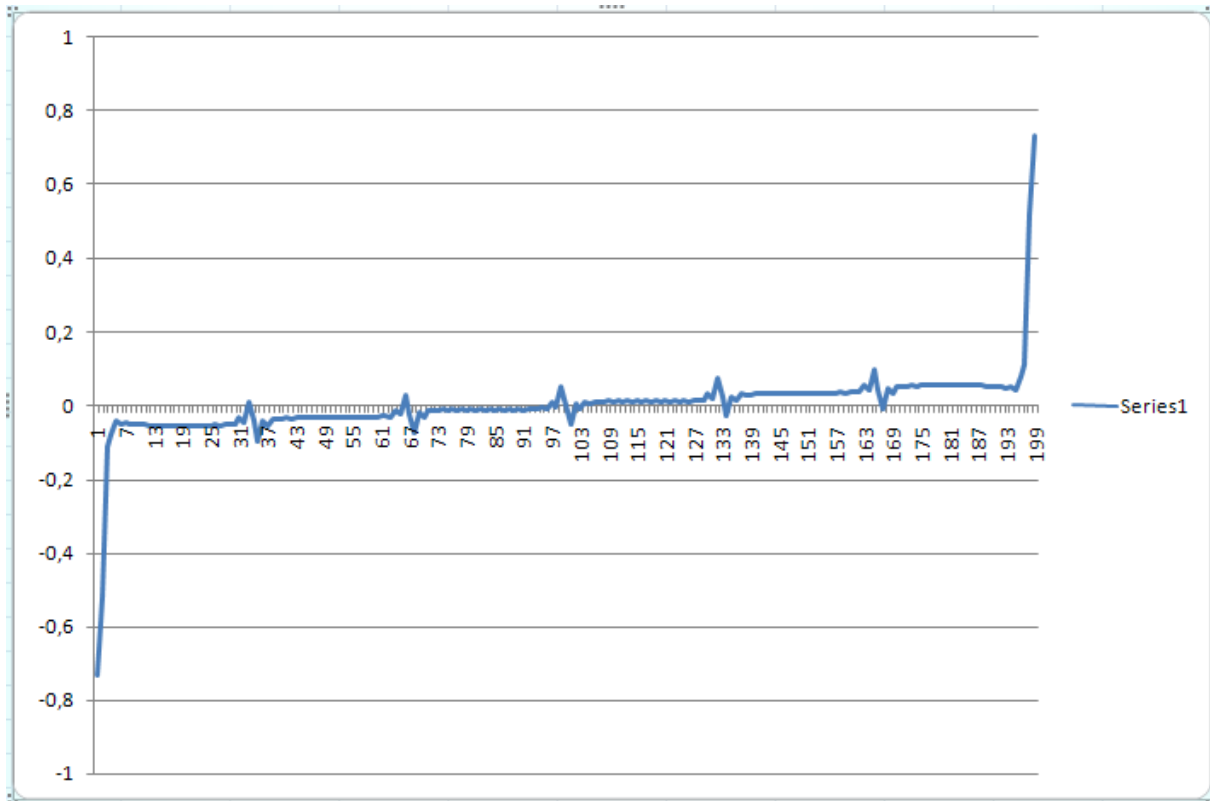
۵-۴-۳) کنترل تنش برشی در جان تیرچه

تیرچه‌ای به طول ۵ متر مطابق شکل ۵-۴۷ به دلخواه در حالتی که تیرچه در راستای عمود بر دیوار برشی می‌باشد را انتخاب کرده (در مدل ۱ طبقه) و پس از تحلیل آن در SAP2000، مقدار نیروهای برشی و لنگر را در هر ۰.۵ متر آن (مش‌بندی) استخراج کرده و با استفاده از نرم‌افزار Abaqus مقدار تنش برشی در جان تیرچه را بدست آورده و با مقدار مجاز آن در آیین‌نامه مقایسه می‌کنیم.

$$۷.۳۴۲ \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \leq ۰.۸۵ \times (۰.۵۳ \sqrt{f'_c}) \times ۱.۱ = ۷.۸۴ \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$



شکل ۵-۴۷- تیرچه به طول ۵ متر در راستای عمود بر دیوار برشی
در نمودار زیر تغییرات تنش برشی در جان تیرچه در طول آن نشان داده شده است .

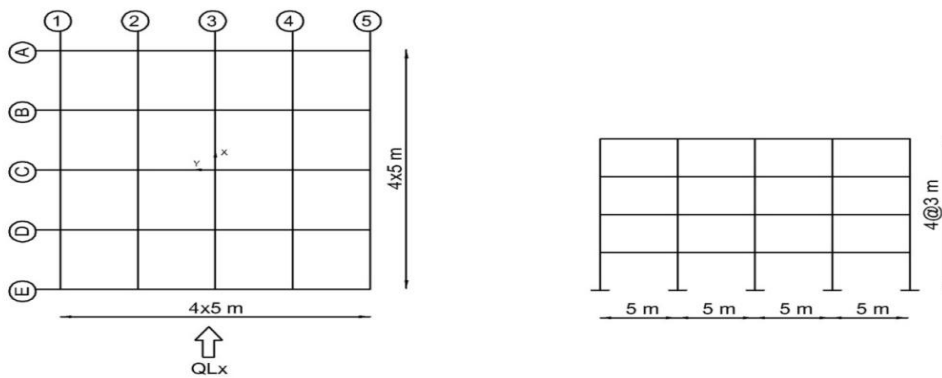


شکل ۵-۴۸- تغییرات تنش برشی در جان تیرچه در طول آن بر حسب (N/mm^2)

۵-۵) بررسی دیافراگم‌های سازه‌های ۴ طبقه بتنی با دیوار برشی با مدل سازی در ۲ حالت مختلف

۵-۵-۱) معرفی مدل:

در این بخش یک بخش از سازه‌ی ۴ طبقه با پلان و نمای بررسی شده در مطالب گذشته مطابق شکل ۵-۴۹ با ارتفاع طبقه ۳ متر، در هر جهت ۴ دهانه به طول ۵ متر و دیافراگم کف تیرچه بلوک در نظر گرفته شده است.



شکل ۵-۴۹- مشخصات مدل ۴ طبقه (راست: نما، چپ: پلان)

ترکیبات بارگذاری طبق آیین‌نامه‌ی ۹۹ - ACI ۳۱۸ برای سازه‌های بتنی انجام شده است. تحلیل از نوع استاتیکی می‌باشد. مدل‌سازی و آنالیز توسط برنامه‌ی SAP ۲۰۰۰ انجام شده است. دیافراگم به صورت المان‌بندی shell به ابعاد $0.5 \text{ (m)} \times 0.5 \text{ (m)}$ و تیرها و ستون‌ها با المان‌های Frame و دیوار برشی نیز با المان Shell به ابعاد $0.5 \text{ (m)} \times 0.5 \text{ (m)}$ مدل شده است. سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در راستای ۲ محور ۱ و ۵ و در دهانه‌های میانی در نظر گرفته شده است. مدل مورد بحث در ۲ حالت بررسی شده است که در ادامه هر کدام را شرح می‌دهیم .

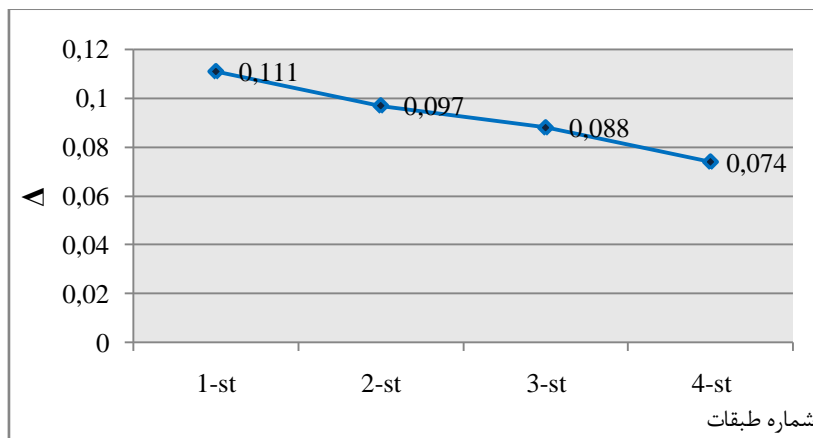
۵-۱-۱) مدل بتنی با دیوار برشی در حالی که تیرچه‌ها موازی دیوار برشی مدل شده‌اند:

در حالی که ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر است، تغییر مکان گره‌ها را در ۴ طبقه بدست می‌آوریم و سپس Δ را محاسبه می‌نماییم. نتایج به صورت زیر است :

جدول ۵-۴۵: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه موازی دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۴ طبقه

شماره ی طبقه	تغییر مکان			Δ
	$\delta_1(m)$	$\delta_3(m)$	$\delta_5(m)$	
1-st	7.4×10^{-4}	8.22×10^{-4}	7.4×10^{-4}	0.111
2-st	1.562×10^{-3}	1.714×10^{-3}	1.56×10^{-3}	0.097
3-st	2.535×10^{-3}	2.757×10^{-3}	2.535×10^{-3}	0.088
4-st	3.41×10^{-3}	3.664×10^{-3}	3.41×10^{-3}	0.074

بحرانی ترین ترکیب بارگذاری $1.43EQ_y - 0.9D - 0.6Comb$ می باشد.



شکل ۵-۵۰: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه ها موازی دیوار برشی در مدل ۴ طبقه (شماره طبقات- Δ)

نتایج:

۱- همانطور که مشاهده می شود تمامی مقادیر Δ از ۰.۵ کوچکتر هستند و این به معنای این است که

سقف تمامی طبقات را می توان صلب فرض کرد.

۲- با توجه به مقادیر Δ بدست آمده در هر طبقه، می توان مشاهده کرد که سقف طبقه ۴ ام صلبیت

بیشتری را نسبت به سقف سایر طبقات دارد.

۵-۱-۲) مدل بتنی با دیوار برشی در حالتی که تیرچه‌ها عمود بر راستای دیوار

برشی مدل شده‌اند:

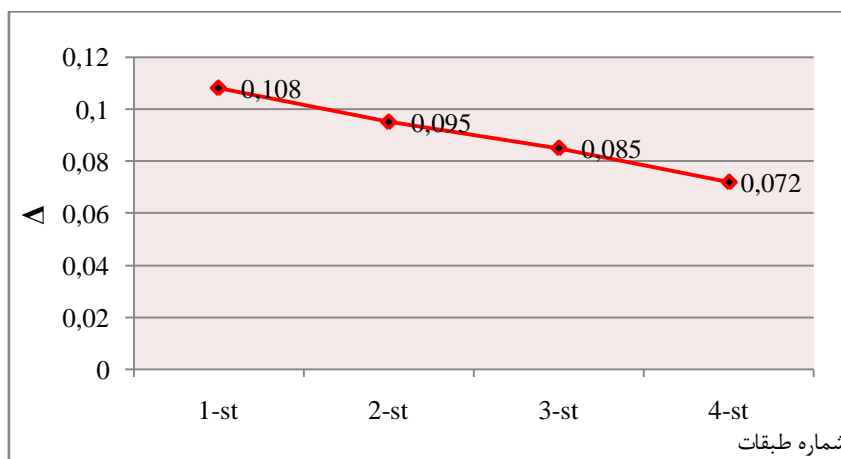
در حالتی که ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر می‌باشد، تغییر مکان گره‌ها را در ۴ طبقه بدست می‌آوریم و سپس Δ را محاسبه می‌نماییم.

نتایج به صورت زیر می‌باشد:

جدول ۵-۴: Δ محاسبه شده در حالت تیرچه عمود بر راستای دیوار برشی و ضخامت دال روی تیرچه ۱۰ سانتیمتر در مدل ۴ طبقه

شماره‌ی طبقه	تغییر مکان			Δ
	$\delta_1(m)$	$\delta_3(m)$	$\delta_5(m)$	
1-st	7.5×10^{-4}	8.32×10^{-4}	7.5×10^{-4}	0.108
2-st	1.584×10^{-3}	1.734×10^{-3}	1.583×10^{-3}	0.095
3-st	2.571×10^{-3}	2.79×10^{-3}	2.571×10^{-3}	0.085
4-st	3.456×10^{-3}	3.705×10^{-3}	3.455×10^{-3}	0.072

بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری $1.43EQ_y - 0.9D - 0.6Comb_6$ می‌باشد.



شکل ۵-۱: نمودار مربوط به مدل بتنی در حالت تیرچه‌ها عمود بر راستای دیوار برشی در مدل ۴

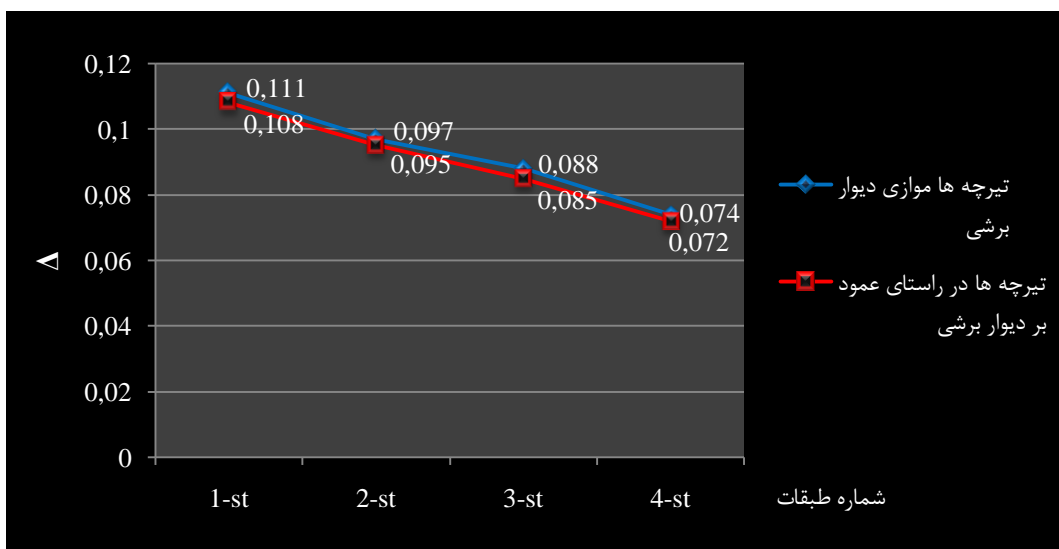
طبقه (شماره طبقات - Δ)

نتایج:

- ۱- همانطور که مشاهده می‌شود تمامی مقادیر Δ از ۰.۵ کوچکتر هستند و این به معنای این است که سقف تمامی طبقات را می‌توان صلب فرض کرد.
- ۲- با توجه به مقادیر Δ بدست آمده در هر طبقه می‌توان مشاهده کرد که سقف طبقه ۴ ام صلبیت بیشتری را نسبت به سقف سایر طبقات دارد.

مقایسه‌ی بین دو سیستم و نتایج :

- ۱- نمودارها نشان می‌دهد در حالتی که تیرچه‌ها در راستای عمود بر دیوار برشی مدل شده‌اند، مقدار Δ تا حدی کمتر شده است و این به معنای افزایش نسبی صلبیت سقف در حالت تیرچه عمود بر دیوار برشی می‌باشد.



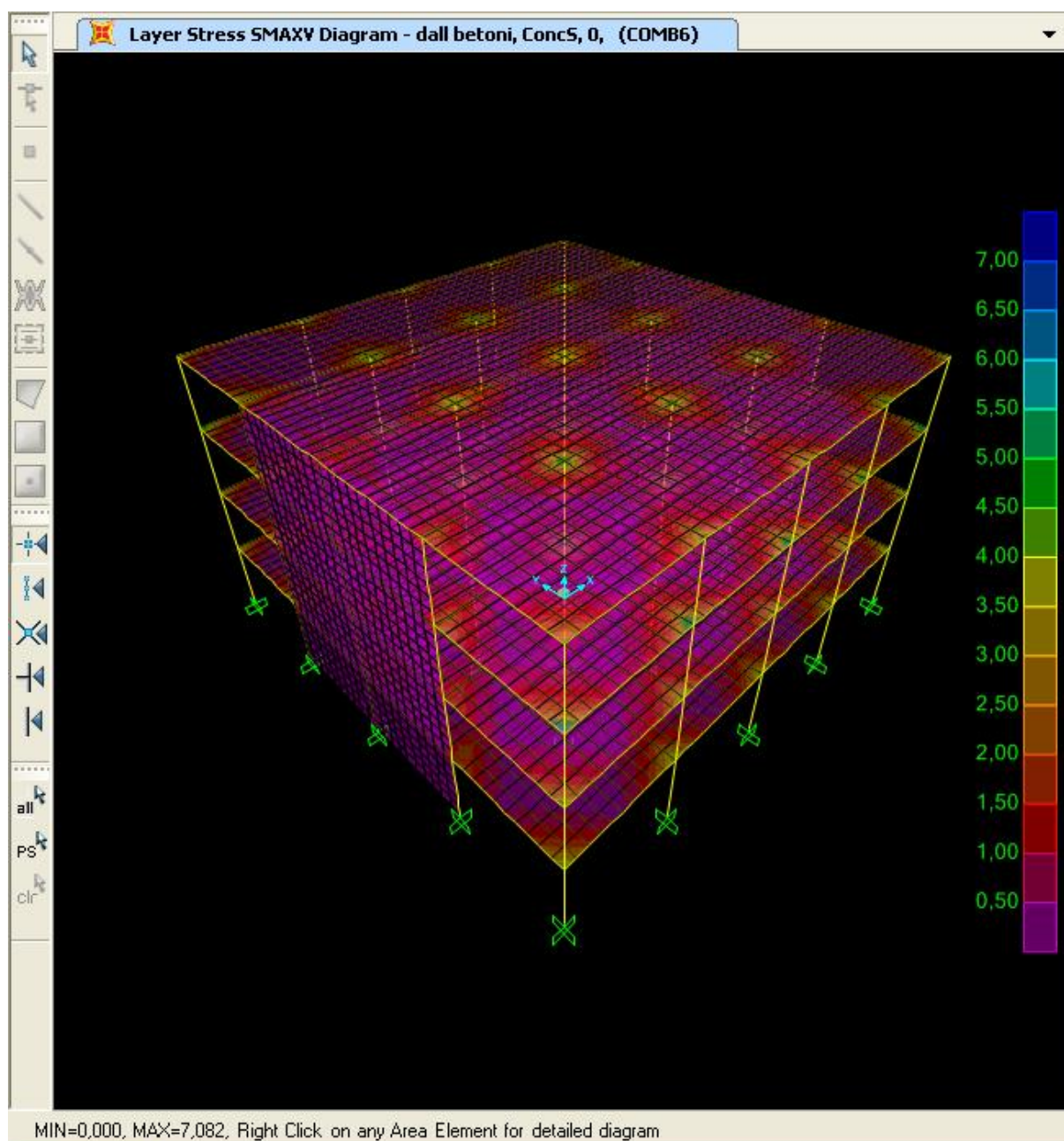
شکل ۵-۵۲: نمودار مربوط به مقایسه ۲ حالت مدل سازی (تیرچه‌ها موازی دیوار برشی و تیرچه‌ها عمود بر راستای دیوار برشی) در مدل ۴ طبقه (شماره طبقات- Δ)

- ۲- مقدار تنش حداکثر ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی (v_{max}) در سقف در حالتی که تیرچه عمود بر دیوار برشی مدل شده است بیشتر از حالتی است که تیرچه موازی دیوار است.

۳- طبق جدول ۵-۴۷ مشاهده می گردد که مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از ترکیب بار زلزله در حالتی که تیرچه ها موازی دیوار برشی مدل شده اند کمتر از مقدار مجاز آیین نامه به دست آمده است و این بدان معنی است که سقف توانایی انتقال نیروهای زلزله به دیوار را دارد.

جدول ۵-۴۷- مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از ترکیب بار در مدل ۴ طبقه

مقدار تنش برشی حد اکثر در سقف ناشی از بارگذاری نهایی ثقلی (1.4D +1.7 L)	مقدار تنش برشی حد اکثر در سقف ناشی از ترکیب بار زلزله (0.9D- 1.43EQ _y)	ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک (cm)	
۱۱.۲۲۳	۷.۰۸۲	۱۰	تیرچه ها موازی دیوار برشی
۱۱.۸۲۴	۷.۴۷۳	۱۰	تیرچه ها عمود بر دیوار برشی



شکل ۵-۵۳-نمای سه بعدی سازه ۴ طبقه در حالت تیرچه موازی دیوار برشی

شکل ۵-۵۳ مربوط به حالتی است که تیرچه ها موازی دیوار برشی مدل شده اند و ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک ۱۰ سانتی متر می باشد .

فصل ششم

جمع بندی و نتیجه گیری

۶-۱) جمع بندی و نتایج

در این تحقیق رفتار دیافراگم های کف در سازه های مختلف مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت. در فصل اول مقدمه و دو مطالعه انجام شده در این زمینه آورده شد. شناخت دیافراگم ها و اهم عوامل موثر بر رفتار آنها در فصل دوم بررسی شد. در فصل سوم ضوابط آیین نامه های مختلف در مورد دیافراگم ها آورده شد. در فصل چهارم سیستم های مختلف کف و نحوه مدل کردن آنها بررسی شد. در فصل پنجم مقایسه آنالیز ساختمان های بتنی و فولادی با سقف تیرچه بلوک با فرض سقف صلب و انعطاف پذیر در محدوده خطی در حالت های مختلف و همچنین تأثیر بعضی از عوامل بر صلبیت جانبی دیافراگم بررسی شد. در این فصل اهم و خلاصه نتایج بدست آمده از پایان نامه آورده شده است. همچنین جهت اصلاح و یا افزودن بندها و مواردی به آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران نیز توصیه هایی شده است. این نتایج و توصیه ها عبارتند از:

۱- صلبیت دیافراگم کف به عوامل زیادی از جمله: صلبیت تک تک اعضای سازه، نوع سیستم سازه، ابعاد سازه، سختی قاب ها، صلبیت عناصر باربرجانبی، دهانه آزاد بین دو عنصر باربرجانبی و تعداد آنها، تعداد طبقات سازه، نامنظمی در پلان و ارتفاع، وجود بازشوها در کف ها و جنس سقف وابسته است. لذا با توجه به تعداد و تنوع عوامل ذکر شده بایستی در فرض صلبیت سقف سازه ها دقت لازم را مبذول داشت.

۲- دیافراگم های سازه های کم ارتفاع و با عناصر باربر جانبی صلب نیاز به توجه ویژه ای دارند و نمی توان بدون تحلیل و محاسبه آنها را صلب فرض کرد. همانطوری که در فصل پنجم مشاهده شد در مدل های اصلی سازه بتنی با دیوار برشی (SH_3) مقدار خطا ۵۵ درصد می باشد که بیانگر خطاهایی زیاد در فرض صلبیت دیافراگم این گونه سازه ها می باشد. در مدل اصلی سازه فولادی با مهاربندی (BR_3) مقدار خطا ۹ درصد می باشد که به دلیل صلبیت کمتر بادبندها نسبت به دیوارهای برشی، در این گونه سازه ها فرض صلبیت دیافراگم دارای خطای کمتری می باشد. لذا دیافراگم کف در سازه

های دارای مهاربندی جانبی قوی و متمرکز همانند سازه های بتنی دارای دیوار برشی و یا سازه های فلزی دارای بادبند، حساسیت بیشتری از خود بروز می دهند. اما دیافراگم ها در سازه های قاب خمشی به دلیل عدم وجود عنصر باربر جانبی متمرکز در سازه، رفتار صلب تری را نشان می دهند.

۳- از مهمترین عوامل موثر بر صلبیت جانبی دیافراگم ها صلبیت عناصر باربر جانبی می باشد که با افزایش سختی اعضای باربر جانبی، صلبیت دیافراگم (به ویژه در مدل های بتنی با دیوار برشی) کاهش می یابد. صلبیت دیافراگم با نسبت سختی سقف در صفحه خود به سختی سیستم مقاوم جانبی رابطه مستقیم دارد. لذا در طراحی سازه هایی که دیافراگم های آن ها بیشتر مشکوک به انعطاف پذیری هستند باید از عناصر باربر جانبی با صلبیت کمتر استفاده شود.

۴- در ساختمان های متعارف نیز رفتار دیافراگم ها در سازه های قاب خمشی کاملاً صلب و در سازه فولادی با مهاربندی، صلب تر از سازه های بتنی با دیوارهای برشی می باشند. در این گونه ساختمان ها در سازه بتنی با دیوار برشی مقدار خطای قابل توجهی مشاهده می گردد، لذا توجه به مسئله دیافراگم در این سازه ها از اهمیت بیشتری برخوردار است.

۵- در ساختمان های متعارف با افزایش تعداد دهانه های ساختمان در جهت نیروی زلزله X ، صلبیت دیافراگم افزایش پیدا می کند که روند افزایش در سازه های بتنی با دیوار برشی و فولادی با مهاربندی بیشتر از سازه های بتنی و فولادی با قاب خمشی می باشد.

۶- در ساختمان های متعارف با پلان مستطیلی با نسبت های طول به عرض متفاوت:

الف- با افزایش نسبت طول به عرض پلان در سازه های بتنی با دیوار برشی متمرکز در دو انتها به دلیل طویل شدن دیافراگم و دور شدن عناصر باربر جانبی، صلبیت جانبی دیافراگم به شدت کاهش می یابد که مقادیر خطا برای $B/H > 1$ بسیار زیاد می باشند.

ب- در سازه های بتنی با قاب خمشی کاهش صلبیت دیافراگم چندان محسوس نمی باشد لذا افزایش نسبت B/H خلی در فرض صلبیت این گونه مدل ها ایجاد نمی کند. به طور کلی به غیر از مسائل خاص سقف سازه های قاب خمشی را می توان به صورت صلب در نظر گرفت.

ج- در سازه های بتنی با دیوار برشی با نزدیک کردن اعضای باربر جانبی به یکدیگر و کوتاه شدن طول دیافراگم، صلبیت دیافراگم افزایش پیدا می کند. لذا در سازه های باریک، محل قرار گیری عناصر باربر جانبی بهتر است در دو انتها متمرکز نشده باشد.

د- در سازه های بتنی با دیوار برشی با افزودن اعضای باربر جانبی و کوتاه تر شدن طول دیافراگم، صلبیت دیافراگم افزایش پیدا می کند.

۷- با بررسی تأثیر تعداد طبقات بر صلبیت جانبی دیافراگم نتایج مهم زیر حاصل می شوند:

الف- با افزایش تعداد طبقات، صلبیت جانبی دیافراگم مدل ها افزایش می یابد که این امر در مدل های بتنی با دیوار برشی بسیار مشهودتر از مدل های بتنی با قاب خمشی می باشد.

ب- سقف سازه یک طبقه، انعطاف پذیرتر از سقف طبقه اول یک سازه چند طبقه با همان مشخصات می باشد (به ویژه در سازه های بتنی با دیوار برشی)، و هر چه تعداد طبقات افزایش یابد این مسئله آشکارتر می شود.

ج- سقف های طبقات بالاتر، از سقف های طبقات پایینی صلب تر می باشند و مشاهده می شود که سقف طبقه اول نسبت به بقیه سقف ها صلبیت کم تری را داراست. این مسئله در سازه های بتنی با دیوار برشی نسبت به سازه های بتنی با قاب خمشی محسوس تر می باشد که کاهش سختی عناصر مقاوم جانبی در طبقات بالاتر ساختمان که معمولا در اجرا هم این کار انجام می شود، باعث تشدید این امر می گردد.

۸- دیافراگم کف از اجزای مهم ساختمان محسوب می شود و به طور کلی نحوه رفتار ساختمان در برابر نیروی جانبی به آن بستگی دارد. لذا روابط و ضوابط دقیق و کامل تری برای تحلیل و طراحی آن مورد نیاز است. در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران ضریب دیافراگم (ضریب Δ) به صورت نسبت حداکثر تغییر شکل دیافراگم به تغییر مکان نسبی طبقه تعریف شده که این ضریب تنها معیار تفکیک دیافراگم به حالت صلب و انعطاف پذیر می باشد. اگر این نسبت از ۰.۵ کوچکتر باشد، دیافراگم را صلب و اگر بزرگتر یا مساوی ۰.۵ باشد، دیافراگم را انعطاف پذیر در نظر می گیرند.

۹- ضریب دیافراگم (ضریب Δ) در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران برای تمامی حالات مقدار یکسانی را در تفکیک مرز حالت صلب و انعطاف پذیر دارا می باشد. تحقیقات پایان نامه نشان می دهد که مقدار این ضریب (عدد ۰.۵) نمی تواند برای ساختمان های مختلف با سیستم های متفاوت مقاوم جانبی، شکل پلان و تعداد طبقات، یکسان باشد و بایستی در حالات مختلف همانند دیافراگم های حساس (سازه کم ارتفاع با عناصر باربر جانبی صلب و سازه با پلان باریک با عناصر باربر جانبی صلب متمرکز در دو انتها) و سازه های بتنی و فولادی و ... به چند حالت تفکیک شود. تعیین دقیق تر محدوده این ضریب در حالات مختلف نیازمند مطالعات وسیع تر و تحقیقات گسترده تری می باشد.

۱۰- صلب فرض نمودن دیافراگم در سازه هایی که دارای دیافراگم انعطاف پذیر هستند، باعث به وجود آمدن خطاهای قابل توجهی در نیروهای داخلی ستون ها، تیرهای پیرامونی و اعضای باربر جانبی می گردد.

۱۱- تاثیر ابعاد تیرها بر صلبیت دیافراگم به اندازه تاثیر ضخامت دال بتنی روی تیرچه و ضخامت دیوار برشی نمی باشد.

۱۲- مقدار Δ با افزایش ضخامت دال روی سقف تیرچه بلوک کاهش می یابد که این به معنای افزایش صلبیت سقف به ازای افزایش ضخامت دال است .

۱۳- مقدار تنش برشی حداکثر (v_{max}) در سقف، با افزایش ضخامت دال روی تیرچه، افزایش می یابد.

۱۴- در مدل سازه بتنی با دیوار برشی ۴ طبقه، مقدار تنش برشی حداکثر در سقف ناشی از ترکیب بار زلزله در حالتی که تیرچه ها موازی دیوار برشی مدل شده اند کمتر از مقدار مجاز آیین نامه به دست آمده است و این بدان معنی است که سقف توانایی انتقال نیروهای زلزله به دیوار را دارد.

۶-۲) پیشنهادات

جهت ادامه تحقیق پیرامون موضوع این پایان نامه می توان در زمینه های زیر مطالعاتی را انجام داد:

بررسی رفتار دیافراگم ها در سازه های با سیستم لوله ای تحت تأثیر بارهای جانبی.

بررسی صلبیت جانبی سقف های تیرچه بلوک و مرکب در محدوده خطی و غیر خطی.

بررسی صلبیت جانبی انواع دیگر دال های بتنی مانند: دال تخت، دال تخت قارچی و دال تخت مجوف، در محدوده خطی و غیر خطی.

بررسی تأثیر نامنظمی ها در پلان و همچنین تأثیر ارتفاع بر صلبیت جانبی دیافراگم ها.

فهرست مراجع فارسی:

- ۱- استفورد اسمیت، برایان؛ کول، الکس، "آنالیز و طراحی سازه های بلند"، ترجمه حسن حاجی کاظمی، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، چاپ اول ۱۳۷۵.
- ۲- بدیعی، مجید، "رفتار اجزاء سازه ها"، آذر ۱۳۶۲
- ۳- حبیب ا...، اشرف؛ ویلسون، ادوارد، "برنامه عمومی تحلیل و طراحی سازه ها SAP 2000"، ترجمه نبی، لاجوردی؛ بیدگلی، نشر کتاب دانشگاهی، ۱۳۸۰.
- ۴- حبیب ا...، اشرف؛ ویلسون، ادوارد، "برنامه عمومی تحلیل و طراحی سازه ها SAP 2000"، ترجمه افشین ترابی، رضا پاشایی، انتشارات سیمای دانش، چاپ دوم ۱۳۸۶.
- ۵- خلیلی جهرمی، کیان، "بررسی تاثیر عوامل موثر بر صلبیت جانبی سقف ها"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه مازندران، ۱۳۷۸.
- ۶- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "آیین نامه حداقل بار وارده بر ساختمان ها و ابنیه فنی (تجدید نظر در استاندارد ۵۱۹)", انتشارات مدیریت، چاپ اول، ۱۳۷۹.
- ۷- رئیسیان زاده، سپهر "خودآموز و مرجع دستورات SAP 2000"، نشر کتاب دانشگاهی، ۱۳۸۰
- ۸- طاحونی، شاپور، "طراحی ساختمان های بتن مسلح (بر مبنای آیین نامه بتن ایران)", انتشارات دانشگاه تهران، چاپ دوم ۱۳۷۵
- ۹- کمیته تدوین آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله، "آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم)", انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ۱۳۸۴.
- ۱۰- محمود آبادی، مسعود؛ حسینی مازیار، "بررسی تحلیلی صلبیت سقف های مرکب (composite) و نگاهی بر مبحث دیافراگم ها در ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران"، سومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، اردیبهشت ۷۸، تهران.

- ۱۱- مصیبی، علیرضا؛ خلیلی جهرمی، کیان، " بررسی رفتار سقف های انعطاف پذیر اورتوتروپ تحت اثر بارهای جانبی"، اولین کنفرانس بین المللی بتن و توسعه، اردیبهشت ۸۰، تهران.
- ۱۲- ناطق الهی، فریبرز؛ کاکاوند اسدی، رضا، " رفتار و طراحی سازه ای ساختمان های بلند"، موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، انتشارات وزارت امور خارجه، چاپ اول ۱۳۷۵.
- ۱۳- نعیم، فرزاد، " طرح سازه ها در برابر زلزله"، ترجمه رضا اوشک سرایی، انتشارات دانشگاه گیلان، جلد دوم، چاپ اول ۱۳۷۴.

فهرست مراجع لاتین:

- 14- "American national standard institute", American national standards building code requirements for minimum design loads in buildings and structures, ANSI A58.1-1982, NewYork, 1982.
- 15- ATC, 1996, "seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", volume 1, ATC-40 report, applied technology council, redwood city, California.
- 16- "Building code requirements for reinforced concrete (1989)", American concrete institute (ACI).
- 17- "Building officials and code administrator's international", the BOCA basic building code, Homewood, IL, 1987.
- 18- De-La-Colina, J. (1999). "Inplane floor flexibility effects on torsionally unbalanced systems". Earthquake Engrg. And Struct. Dyn., 28 (12), 1705-1715.
- 19- "Federal emergency management agency", 1985 edition of NEHRP recommended provisions of development of seismic regulation for new buildings, FEMA-86, Feb 1986.

- 20- FEMA, 1997, "NEHRP guidelines for seismic rehabilitation of buildings", developed by the building seismic safety council for the federal emergency management agency (report No. FEMA 273), Washington, D.C.
- 21- "International conference of building officials", uniform building code-1985, Whittier, CA, 1985.
- 22- "International conference of building officials", uniform building code-1988, Whittier, CA, 1988.
- 23- "International conference of building officials", uniform building code-1997, Whittier, CA, 1997.
- 24- Jain, S.K., and Mandal, U.K. (1995), "Dynamics of building with Y shaped plan and flexible floor diaphragms", J.struct.engr., ASCE, 121(6).
- 25- Jain, S.K., and Mandal, U.K. (1992). "Dynamics of buildings with V-shaped plan." This paper is part of the journal of engineering mechanics, 118(6).
- 26- Ju, S. H., and Lin, M.C. (1990). "Comparison of building analyses assuming rigid or flexible floors." J.Struct. Engr., ASCE, 125(1), 25-31.
- 27- "Recommended lateral force requirements and commentary", seismology committee structural engineers association of California 1990 (SEAOC-1990).
- 28- "SAP 2000 integrated finite elements analysis and design of structures detailed tutorial including pushover analysis", computer and structures, INC. Berkeley, California, USA, 1998.
- 29- Tena-Colunga, A., and Abrams, D.P. (1995). "Simplified 3D dynamic analysis of structures with flexible diaphragms." Earthquake Engrg. And Struct. Dyn., 24(2), 221-232.
- 30- Tena-Colunga, A., and Abrams, D.P.(1996). "Seismic behavior of structures with flexible diaphragms." J.struct.Engr., ASCE, 122(4), 439-445.

31- Tremblay, R., and Stiemer, S.F. (1996). "Seismic behavior of single-story steel structures with a flexible roof diaphragms." Canadian journal of civil engineering, 23(11).

Abstract:

One of the most important assumptions which is being used in analysis and design of buildings against lateral forces is the rigid-floor assumption. Importance of rigidity of floors in appropriate distribution of lateral forces between the lateral load bearing elements and also significant reduction of degrees of freedom of structure are in the analytical calculation. Lateral rigidity of diaphragms depends on several factors such as: type of the structure, dimensions of structure, rigidity and location of lateral load bearing elements, stiffness of frames, type and thickness of floors, number of stories and etc. so, we should give more and more importance to this assumption.

In this study, in order to investigate how filler- joint floors behave, a lot of models in two cases of rigid-floor (master node method) and flexible-floor (finite element method) in linear limitations are analysed and compared. In linear limitation, the rigid-floor assumption has been investigated in short structures and normal structures with the different lateral load bearing systems. In addition to this, the effects of aspect ratio of rectangular plan, the number of bays, and the number of stories on lateral rigidity of diaphragm in normal structures have been studied. Moreover, Iran code principle in determining of rigidity and flexibility of diaphragm which is introduced with ratio of ($\Delta_{\text{diaphragm}}/\Delta_{\text{story}}$) has been investigated. The results of studies indicate that the amount of this ratio (0.5) is high and it can not be the same for different concrete and steel structures having different lateral load bearing systems, the shape of plan, the number of stories and etc. therefore this ratio should be separated into several cases for different cases and different structures.

Key words : Diaphragm , Rigidity , filler-joint floor , elastic behavior



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

A Thesis Submitted for the Degree of Master Science

In Structural Engineering

Analysis of Rigidity of Filler-Joint Floors and
Transfer of Earthquake Forces to the Lateral
Load Bearing Elements within the Elastic
Behavior Range

Rastin Rahimian

Supervisor :

Dr. Vahidreza Kalatjari

January 2012