

# ارزیابی و بهسازی انواع سقف‌ها

تهیه‌کنندگان:

جمال‌الدین برزویی

علیرضا مهدیزاده

ارزیابی لرزه‌ای آسیب‌پذیری و مقاوم‌سازی انواع سقف‌های ساختمان‌های رایج در ایران

نتایج حاصل از زلزله‌های اخیر حکایت از نقش کلیدی سقف‌ها، در سطح عملکرد ساختمان در برابر زلزله داشته است. بنابراین رسیدن به سطح عملکرد مورد انتظار در گرو شناخت دقیق عملکرد دیافراگم ساختمان مورد نظر و همچنین ارائه راهکار بهسازی منطبق با عملکرد ساختمان می‌باشد. تمرکز مدارک فنی رایج بر ارزیابی دیافراگم-ها بر اساس بار ثقلی از یک سو و ابهام ضوابط ارزیابی لرزه‌ای دیافراگم‌ها در آیین‌نامه‌ها از سوی دیگر باعث عدم آشنایی مهندسين با رفتار لرزه‌ای دیافراگم‌ها شده است. این گزارش به صورت تفصیلی به بررسی عملکرد لرزه‌ای سقف‌ها، بررسی و مقایسه روش‌های مختلف ارزیابی و مقاوم‌سازی آنها پرداخته است و در نهایت مجموع مطالب خود را در قالب یک دستورالعمل پیشنهادی در انتهای گزارش ارائه نموده است.



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## بسمه تعالی

واحد مقاومت سازی سازمان نوسازی مدارس کشور

# ارزیابی و بهسازی انواع سقفها

ارزیابی لرزه‌ای آسیب پذیری و مقاومت سازی انواع سقف‌های ساختمان‌های رایج در ایران

تهیه کنندگان:

جمال الدین برزویی – علیرضا مهدیزاده

تابستان ۱۳۹۰

کلیه حقوق مادی و معنوی این اثر متعلق به سازمان نوسازی توسعه و تجهیز مدارس کشور بوده و هر گونه استفاده تجاری از این اثر ممنوع می‌باشد. تکثیر این اثر با حفظ شناسنامه آن، بدون بهره‌برداری مادی بلامانع خواهد بود.

## پیشگفتار مولفین

ارزیابی‌های صورت گرفته بر روی پروژه‌های اجرا شده مقاوم‌سازی نشان می‌دهد، که نوع سقف و نحوه ارزیابی و بهسازی لرزه ای آن تاثیر قابل ملاحظه ای در هزینه تمام شده پروژه خواهد داشت. نحوه این تاثیر از دو منشا جداگانه به شرح ذیل می باشد.

۱. میزان صلبیت و انسجام سقف به طور مستقیم در انتخاب روش مقاوم سازی و توزیع المان های مقاوم جانبی در سطح ساختمان تاثیر گذار است.

۲. مساحت کف ساختمان در مقایسه با دیگر وجوه ساختمان که نیازمند مقاوم سازی می‌باشند از نسبت بالایی برخوردار است.

۳. عناصر گران قیمتی مانند سنگ کف و تاسیسات الکتریکی و مکانیکی در کف ساختمان جایگیر است که با ورود اقدامات مقاوم سازی در این قسمت آسیب‌های جدی به آنها وارد می‌گردد.

علی‌رغم نقش موثر سقف‌ها در انتخاب روش مقاوم سازی و هزینه تمام شده پروژه‌های مقاوم سازی، ارزیابی و بهسازی این جزء از ساختمان در دستورالعمل‌های رایج بهسازی لرزه ای ساختمان‌ها به صورت مختصر و پراکنده و در مواردی با تناقض بیان شده است. از طرف دیگر در پاره‌ای از موارد اظهار نظر قطعی در خصوص روش‌های ارزیابی و مقاوم سازی سقف‌ها نشده است. به نحوی که مدل‌سازی بعضی از انواع سقف را وابسته به نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود توسط محاسب نموده است و این امر باعث اختلاف در نحوه برخورد مشاورین با ارزیابی و بهسازی سقف‌ها و در نتیجه روش‌های گوناگون و هزینه‌های مختلف تحمیلی به پروژه گردیده است. بر این اساس تصمیم به نگارش گزارش فنی ارزیابی لرزه‌ای سقف‌ها برای یکسان‌سازی طرح‌های مشاورین و بهینه‌سازی هزینه مقاوم‌سازی و عملکرد لرزه‌ای سقف‌ها گرفته شده است.

همچنین با توجه به کثرت زیاد سقف‌های طاق ضربی در پروژه‌های رایج مقاوم‌سازی کشور، بخش مجزایی به سقف‌های طاق ضربی در این گزارش اختصاص داده شده است. در این فصل علاوه بر ارائه ضوابطی برای بررسی کفایت برشی و میزان صلبیت سقف طاق ضربی در خصوص نحوه توزیع نیرو در بین المان‌های مقاوم جانبی ارائه راهکار شده است.

در پایان دفتر مقاوم سازی سازمان نوسازی مدارس کشور بر خود لازم می‌داند از کلیه همکاران، مهندسان و اساتید، که در تهیه این گزارش ما را یاری نمودند تقدیر و تشکر نماید.

جمال الدین برزویی - علیرضا مهدیزاده

## فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۹	۱. کلیات.....
۹	۱-۱. عملکرد دیافراگم.....
۱۱	۲-۱. اجزای دیافراگم.....
۱۱	۱-۲-۱. دال.....
۱۲	۲-۲-۱. تیرهای لبه (Chord).....
۱۲	۳-۲-۱. جمع کننده های دیافراگم (Collector).....
۱۵	۱-۲-۱. اتصال دیافراگم به دیوار برشی.....
۱۶	۳-۱. جزئیات اجرایی بر اساس آیین نامه های متداول.....
۲۱	۲. ارزیابی دیافراگم ها.....
۲۱	۱-۲. مرور اجمالی بر آیین نامه های مرتبط.....
۲۳	۲-۲. صلبیت سقف.....
۲۴	۳-۲. نیروی زلزله.....
۲۴	۱-۳-۲. توزیع نیروی زلزله.....
۲۴	۱-۱-۳-۲. سقف صلب.....
۲۷	۲-۱-۳-۲. سقف انعطاف پذیر.....
۲۸	۱-۱-۳-۲. سقف نیمه انعطاف‌پذیر.....
۲۹	۲-۳-۲. مروری بر مطالعات و مدارک علمی مرتبط.....
۲۹	۱-۲-۳-۲. دیافراگم های متشکل از قطعات پیش ساخته.....
۳۴	۲-۳-۲-۲. دیافراگم های چوبی.....
۴۳	۳-۲-۳-۲. دیافراگم های بتن مسلح.....
۴۳	۱-۳-۲-۳-۲. انواع دیافراگم های بتن مسلح.....
۴۶	۲-۳-۲-۳-۲. عملکرد رفتاری دیافراگم های بتن مسلح.....
۴۷	۴-۲-۳-۲. دیافراگم طاق ضربی.....
۴۷	۳-۳-۲. ضوابط طراحی اجزای دیافراگم.....
۴۷	۱-۳-۳-۲. تیر لبه.....
۴۸	۲-۳-۳-۲. جمع کننده.....
۴۹	۳-۳-۳-۲. کلاف‌های کششی دیافراگم.....
۴۹	۴-۲. روشهای کلی برای ارزیابی دیافراگم ها.....
۴۹	۱-۴-۲. طراحی نیرویی.....

- ۲-۴-۲. طراحی بر اساس نسبت نیرو به ظرفیت (DCR)..... ۵۰
- ۲-۴-۳. طراحی بر اساس ظرفیت..... ۵۲
- ۲-۴-۴. طراحی براساس عملکرد..... ۵۴
- ۲-۴-۴-۱. نیروی زلزله طراحی در طراحی بر اساس عملکرد..... ۵۵
- ۲-۴-۴-۲. محاسبه تلاش در اعضای مختلف دیافراگم..... ۵۷
- ۲-۴-۴-۲-۱. تلاش در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل..... ۵۷
- ۲-۴-۴-۲-۲. تلاش در اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو..... ۵۷
- ۲-۴-۴-۳. معیار پذیرش..... ۵۹
- ۲-۴-۴-۳-۱. استنتاج عملکرد اعضای سقف بر اساس آیین نامه های رایج بهسازی..... ۶۰
- ۲-۴-۴-۳-۲. روش پیشنهادی برای در نظر گرفتن عملکرد اعضای سقف..... ۶۵
- ۲-۵. ضوابط خاص طراحی و اجرای دیافراگم ها..... ۶۶
۳. سقفهای طاق ضربی..... ۷۰
- ۳-۱. کلیات..... ۷۰
- ۳-۲. مقاوم سازی سقفهای طاق ضربی..... ۷۱
- ۳-۳. صلبیت..... ۷۳
- ۳-۴. توزیع نیروی جانبی در بین المانهای باربر جانبی..... ۷۸
- ۳-۵. ضوابط کیفی برای ارزیابی دیافراگمهای طاق ضربی..... ۸۳
۴. دستورالعمل پیشنهادی..... ۸۵
- ۴-۱. محدوده کاربرد..... ۸۵
- ۴-۲. اجزای دیافراگم..... ۸۵
- ۴-۲-۱. دال (بدنه دیافراگم)..... ۸۵
- ۴-۲-۲. تیر لبه (Chord)..... ۸۵
- ۴-۲-۳. جمع کننده (Collector)..... ۸۶
- ۴-۲-۴. اتصالات به دیوار برشی برای کنترل حرکت خارج از صفحه دیوار..... ۸۹
- ۴-۲-۵. کلافهای کششی..... ۸۹
- ۴-۳. ارزیابی دیافراگم ها..... ۸۹
- ۴-۳-۱. صلبیت سقف..... ۹۰
- ۴-۳-۱-۱. دیافراگم صلب..... ۹۰
- ۴-۳-۱-۲. دیافراگم نرم..... ۹۰
- ۴-۳-۱-۳. دیافراگم نیمه صلب..... ۹۰
- ۴-۳-۲. محاسبه تلاش در اعضای مختلف دیافراگم..... ۹۱
- ۴-۳-۲-۱. تلاش در اعضای اصلی دیافراگم ( دال، تیر لبه و جمع کننده)..... ۹۱

- ۹۱..... روش خطی ..... ۱-۱-۲-۳-۴
- ۹۲..... روش غیرخطی ..... ۲-۱-۲-۳-۴
- ۹۲..... تلاش در اعضای ثانویه دیافراگم ( کلاف کششی و اتصالات به دیوار برشی برای کنترل حرکت خارج از صفحه دیوار)..... ۲-۲-۳-۴
- ۹۲..... کلاف کششی ..... ۱-۲-۲-۳-۴
- ۹۲..... مهارهای متصل کننده دیوار به دیافراگم اتصالات به دیوار برشی برای کنترل حرکت خارج از صفحه دیوار..... ۲-۲-۲-۳-۴
- ۹۳..... توزیع نیروی زلزله در روش خطی..... ۳-۳-۴
- ۹۳..... سقف صلب ..... ۱-۳-۳-۴
- ۹۳..... توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ..... ۱-۱-۳-۳-۴
- ۹۵..... توزیع نیروی جانبی در بین المانهای باربر جانبی ..... ۲-۱-۳-۳-۴
- ۹۵..... سقف نرم..... ۲-۳-۳-۴
- ۹۵..... توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ..... ۱-۲-۳-۳-۴
- ۹۵..... توزیع نیروی جانبی در بین المانهای باربر جانبی ..... ۲-۲-۳-۳-۴
- ۹۶..... سقف نیمه صلب..... ۳-۳-۳-۴
- ۹۶..... توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ..... ۱-۳-۳-۳-۴
- ۹۶..... توزیع نیروی جانبی در بین المانهای باربر جانبی ..... ۲-۳-۳-۳-۴
- ۹۶..... مقاومت..... ۴-۳-۴
- ۹۶..... معیار پذیرش..... ۵-۳-۴
- ۹۸..... سقف های طاق ضربی..... ۴-۴
- ۹۸..... صلبیت..... ۱-۴-۴
- ۹۸..... توزیع نیروی جانبی در بین المانهای باربر جانبی ..... ۲-۴-۴
- ۱۰۰..... ارزیابی کلاف افقی ..... ۳-۴-۴
- ۱۰۰..... ضوابط کیفی برای ارزیابی دیافراگمهای طاق ضربی ..... ۴-۴-۴
- ۱۰۲..... ضوابط خاص طراحی و اجرای دیافراگم ها..... ۴-۵
- ۱۰۶..... مثال..... ۶-۴
- ۱۱۲..... مراجع.....

## فهرست جداول

صفحه	عنوان
۲۱	جدول ۱-۲: ضوابط سقف‌های آییننامه‌های رایج بهسازی.....
۵۶	جدول ۲-۲: مقادیر ضریب $C_M$ .....
۶۱	جدول ۳-۲: معیار پذیرش در اجزای سقف.....
۶۲	جدول ۴-۲: معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - دیافراگم‌های بتنی.....
۶۳	جدول ۵-۲: معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - تیرلبه و جمع‌کننده بتنی.....
۶۴	جدول ۶-۲: ضریب $\alpha$ .....
۷۴	جدول ۱-۳: نتایج حاصل از آزمایش‌های خانمحمدی و همکاران.....
۷۵	جدول ۲-۳: نتایج حاصل از آزمایش‌های شکیب و میرجلیلی در سال ۱۳۸۱.....
۷۵	جدول ۳-۳: نسبت مقاومت و سختی دیوار و سقف طاق ضربی.....
۷۶	جدول ۴-۳: نسبت مقاومت و سختی دیوار و سقف طاق ضربی در حالت آزمایشگاهی و محاسباتی.....
۹۳	جدول ۱-۴: ضریب $\alpha$ .....



## فهرست اشکال

عنوان	صفحه
شکل ۱-۱: عملکرد دیافراگم به عنوان تکیهگاه جانبی برای سیستم باربر جانبی.....	۹
شکل ۲-۱: عملکرد دیافراگم در هنگام انقطاع سیستم باربر جانبی.....	۱۰
شکل ۳-۱: مکانیزم عملکردی تیر لبه فشاری و کششی بر اثر نیروی جانبی.....	۱۲
شکل ۴-۱: عملکرد جمع کنندهها.....	۱۳
شکل ۵-۱: عملکرد جمع کننده با ضخامت کمتر از دیوار برشی.....	۱۴
شکل ۶-۱: عملکرد جمع کننده با ضخامت بیشتر از دیوار برشی.....	۱۵
شکل ۷-۱: مکانیزم خمش در عضو مابین دو دیوار برشی.....	۱۵
شکل ۸-۱: اتصال دیوار برشی به دیافراگم.....	۱۶
شکل ۹-۱: تیپهای گوناگون تیر لبه و جمع کننده.....	۱۶
شکل ۱۰-۱: تقویت ظرفیت خمشی دیافراگم.....	۱۷
شکل ۱۱-۱: استفاده از جمع کننده برای انتقال برش از دیافراگم.....	۱۷
شکل ۱۲-۱: جزئیات جمع کننده بتنی بر اساس FEMA 547.....	۱۹
شکل ۱۳-۱: جزئیات جمع کننده فولادی بر اساس FEMA 547.....	۱۹
شکل ۱-۲: Δ Story- Δ Diaphragm.....	۲۳
شکل ۲-۲: توزیع نیروی زلزله.....	۲۵
شکل ۳-۲: اثر دیوار برشی در ساختمان اسکلتدار و بنایی در عملکرد سقف طاق ضربی.....	۲۷
شکل ۴-۲: توزیع افقی نیروی زلزله در بین اعضای بار بر جانبی در دیافراگم انعطافپذیر.....	۲۸
شکل ۵-۲: دیافراگم بتنی پیش ساخته با بتن رویه و اتصالات جانبی.....	۳۰

- شکل ۲-۶: شکل کامل سازه انتخاب شده برای تحلیل ..... ۳۱
- شکل ۲-۷: مدل جرم گسترده دیافراگم با المانهای قاب (شکل سمت راست) و مدل جرم متمرکز نصف سازه (شکل سمت چپ) ..... ۳۱
- شکل ۲-۸: مقاومت مورد نیاز طراحی دیافراگم برای روش طراحی الاستیک ..... ۳۳
- شکل ۲-۹: مقاومت مورد نیاز طراحی دیافراگم برای روش طراحی غیرالاستیک ..... ۳۳
- شکل ۲-۱۰: نمونه ساختمان بنائی غیرمسلح با مقیاس واقعی و دیافراگم چوبی با مهارهای دیوار به سقف (برانیو و پاکویوت ۲۰۰۵) ..... ۳۶
- شکل ۲-۱۱: تنظیم سیستم آزمایش برانیو با استفاده از قاب عکس العمل و پی صلب ..... ۳۶
- شکل ۲-۱۲: ساختمانهای با دیوار برشی و با دیافراگم انعطاف پذیر: (a) اجزای سازه ای و شکل تغییر نیافته؛ (b) مد خمشی در جهت N-S؛ (c) مد خمشی در جهت E-W؛ (d) مد چرخش برشی در دو جهت؛ (e) مدهای ترکیبی چرخش برشی و خمشی در دو جهت ..... ۳۸
- شکل ۲-۱۳: شکل کلی و ابعاد نمونه ساختمان مورد آزمایش ..... ۳۹
- شکل ۲-۱۴: تغییر شکل مدل عددی ساختمان: (a) سازه با دیافراگم صلب؛ (b) سازه با دیافراگم صلب و دیوارهای شرقی و غربی؛ (c) سازه با دیافراگم انعطاف پذیر ..... ۳۹
- شکل ۲-۱۵: جابجایی ساختمان یک دهانه یک طبقه با دیافراگم انعطاف پذیر ..... ۴۱
- شکل ۲-۱۶: مدل سه بعدی ساختمان دو طبقه مورد آزمایش تیانیی ..... ۴۲
- شکل ۲-۱۷: سقف کامپوزیت ..... ۴۴
- شکل ۲-۱۸: سقف تیرچهبلوک ..... ۴۵
- شکل ۲-۱۹: سقف کرمیت ..... ۴۶
- شکل ۲-۲۰: مکانیزم انتقال برش از دیافراگم به دیوار برشی ..... ۴۸

- شکل ۲-۲۱: نمودار نسبت تقاضا به ظرفیت نسبت به طول دهانه..... ۵۲
- شکل ۲-۲۲: زنجیر ایمن..... ۵۳
- شکل ۲-۲۳: مسیر انتقال نیرو در ساختمان بنایی غیر مسلح..... ۵۳
- شکل ۲-۲۴: میلگردگذاری ویژه در گوشه‌های حاصل از پیش‌آمدگی و تورفتگی..... ۶۷
- شکل ۲-۲۵: محصورشدگی بر اساس ACI2008..... ۶۸
- شکل ۳-۱: نمونه‌های مورد آزمایش در توسط خانمحمدی و همکاران در سال ۱۳۸۸..... ۷۳
- شکل ۳-۲: الف-نمای شماتیک بارگذاری در جهت تیرریزی سقف طاق ضربی. ب- نتایج حاصل از بارگذاری در جهت تیرریزی سقف طاق ضربی. ج- نتایج حاصل از بارگذاری در جهت عمود بر سقف طاق ضربی... ۷۴
- شکل ۳-۳:  $\Delta Diaph \Delta Story$  - نسبت ابعادی دیافراگم..... ۷۷
- شکل ۳-۴: پلان نمونه جهت بررسی توزیع نیرو..... ۸۱
- شکل ۳-۵: نمودار شماتیک نیروی محوری کلاف افقی واقع در خط مقاوم شماره ۲..... ۸۲
- شکل ۳-۶: پاتاق سقف طاق ضربی..... ۸۳
- شکل ۳-۷: تلاقی مهاربندهای چشمه‌های مجانب..... ۸۴
- شکل ۳-۸: پاتاق آخر سقف طاق ضربی..... ۸۴
- شکل ۴-۱: مکانیزم عملکردی تیر لبه فشاری و کششی بر اثر نیروی جانبی..... ۸۶
- شکل ۴-۲: عملکرد جمع‌کنندهها..... ۸۷
- شکل ۴-۳: مکانیزم انتقال برش از دیافراگم به دیوار برشی..... ۸۷
- شکل ۴-۴: عملکرد جمع‌کننده با ضخامت کمتر از دیوار برشی..... ۸۸
- شکل ۴-۵: عملکرد جمع‌کننده با ضخامت بیشتر از دیوار برشی..... ۸۸
- شکل ۴-۶: اتصال دیوار برشی به دیافراگم..... ۸۹

- شکل ۷-۴: توزیع نیروی زلزله ..... ۹۴
- شکل ۸-۴: توزیع افقی نیروی زلزله در بین اعضای بار بر جانبی در دیافراگم انعطافپذیر ..... ۹۵
- شکل ۹-۴: پاتاق سقف طاق ضربی ..... ۱۰۱
- شکل ۱۰-۴: تلاقی مهاربندهای چشمه های مجانب ..... ۱۰۱
- شکل ۱۱-۴: میلگردگذاری ویژه در گوشه های حاصل از پیشآمدگی و تورفتگی ..... ۱۰۳
- شکل ۱۲-۴: جزئیات محصورشدگی دیافراگم ..... ۱۰۴
- شکل ۱۳-۴: پلان ساختمان مورد بررسی ..... ۱۰۶
- شکل ۱۴-۴: توزیع نیروی زلزله ..... ۱۰۷
- شکل ۱۵-۴: پلان قرارگیری دیوارهای برشی ..... ۱۰۷
- شکل ۱۶-۴: لنگر وارده به دیافراگم ..... ۱۰۸
- شکل ۱۷-۴: پلان میلگردگذاری گسترده ..... ۱۰۹
- شکل ۱۸-۴: پلان میلگردگذاری متمرکز ..... ۱۱۰
- شکل ۱۹-۴: پلان مهاربندی سقف ..... ۱۱۱

## ۱. کلیات

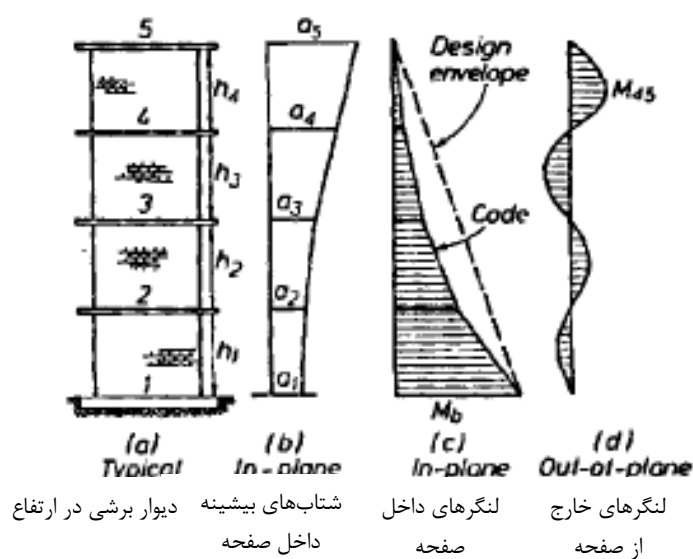
### ۱-۱. عملکرد دیافراگم

دیافراگمها المانهای سازه‌ای می‌باشند که یکی از ابعاد آن در مقایسه با دو بعد دیگر کوچک می‌باشد و برای انتقال بار در بامها و کفهای طبقات ساختمان به کار می‌روند. دیافراگمها بر اساس نیروهای وارد شده به آنها چندین نقش مختلف را در ساختمان ایفا می‌کنند:

الف. مقاومت در برابر بار ثقلی

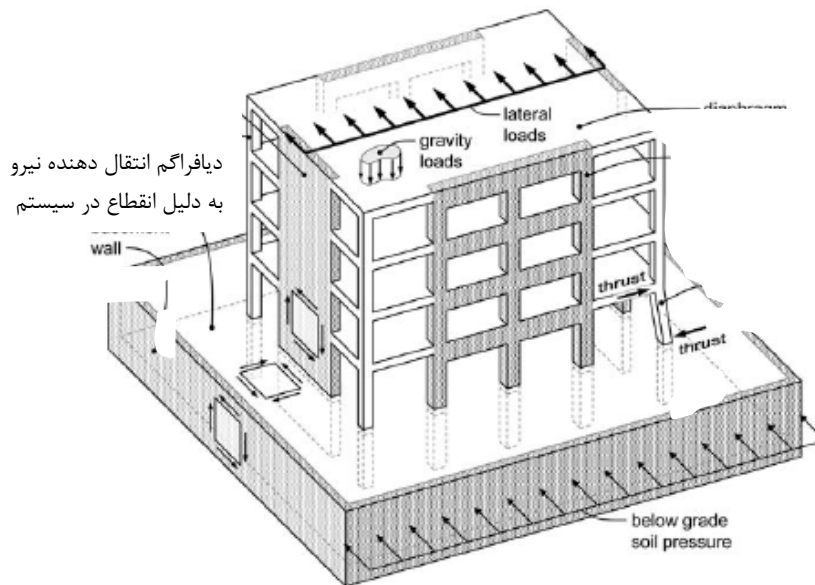
ب. مقاومت در برابر بارهای جانبی حاصل از زلزله در سطح دیافراگم و انتقال نیروها به اعضای مقاوم باربر جانبی: با توجه به این که وزن دیافراگم قسمت اعظم وزن ساختمان را تشکیل می‌دهد بنابراین نیروهای زیادی را در هنگام زلزله تجربه می‌کنند. یکی از وظایف اصلی دیافراگم انتقال این نیروی جانبی به سیستم باربر جانبی می‌باشد.

ج. تکیه‌گاه جانبی برای سیستم باربر جانبی برای مقابله با کمناش اعضای باربر جانبی به دلیل نیروی محوری وارده بر آنها



شکل ۱-۱: عملکرد دیافراگم به عنوان تکیه‌گاه جانبی برای سیستم باربر جانبی

د. انتقال و توزیع نیرو از یک عضو باربر جانبی به بقیه اعضا در هنگامی که انقطاع در سیستم باربر جانبی رخ می‌دهد.



شکل ۱-۲: عملکرد دیافراگم در هنگام انقطاع سیستم باربر جانبی

لازم به ذکر است که وظایف جانبی دیگری نیز از دیافراگم مانند مقابله با حرکت خارج از صفحه دیوارهای بنایی و همچنین مقاومت در برابر نیروهای خارج از صفحه در دیوار برشی می‌توان متصور بود.

با توجه به وظایف مورد انتظار از دیافراگم سه عملکرد کلی برای آن در حین زلزله در نظر گرفته می‌شود:

۱. **انسجام دیافراگم:** هنگامی که دیافراگم متشکل از تعداد زیادی از المان‌ها باشند، تغییر شکل‌ها و نیروهای حاصل از زلزله در دیافراگم در صورت عدم انسجام مناسب منجر به جداشدگی المان‌ها به صورت موضعی و یا در سطح وسیع‌تر می‌شود.

۲. **صلبیت دیافراگم:** صلبیت دیافراگم به صورت مستقیم به صورت مستقیم در نحوه تحلیل و ارزیابی ساختمان‌ها تاثیرگذار می‌باشد. در صورتی که دیافراگم صلب باشد توزیع نیرو وابسته به سختی المان‌های باربر جانبی می‌باشد و در غیر این صورت نیروی وارده به المان‌های مقاوم جانبی بر اساس دهانه بارگیر و طول تماسی با دیافراگم می‌باشد. استفاده از مهاربند یا دیوار برشی به عنوان سیستم باربر جانبی صلبیت دیافراگم را طلب می‌کند.

۳. **کفایت برشی:** نیروی طراحی اجزای مختلف دیافراگم و تامین کفایت برشی بستگی به استراتژی طراحی دیافراگم دارد. لازم به ذکر است که در بعضی از رویکردهای طراحی رفتار غیرارتجاعی بخش‌هایی از دیافراگم پذیرفته شده است که در این حالات ارزیابی ظرفیت باید به صورت اضافه مقاومت در ظرفیت اجزا و یا کاهش نیروی وارده به دیافراگم در نظر گرفته شود.

### ۱-۲-۱. اجزای دیافراگم

اجزای تشکیل‌دهنده دیافراگم شامل دال، تیرهای لبه (Chord)، جمع‌کننده‌ها (Collector) و اتصال دهنده‌های دیافراگم به سیستم باربر جانبی می‌باشد. لازم به ذکر است که روال طراحی دال در آیین‌نامه‌های موجود بر اساس تامین ظرفیت برای بارهای ثقلی می‌باشد که جزئیات محاسباتی آن به تفصیل در تمامی مراجع مرتبط با طراحی سازه‌های بتنی موجود می‌باشد.

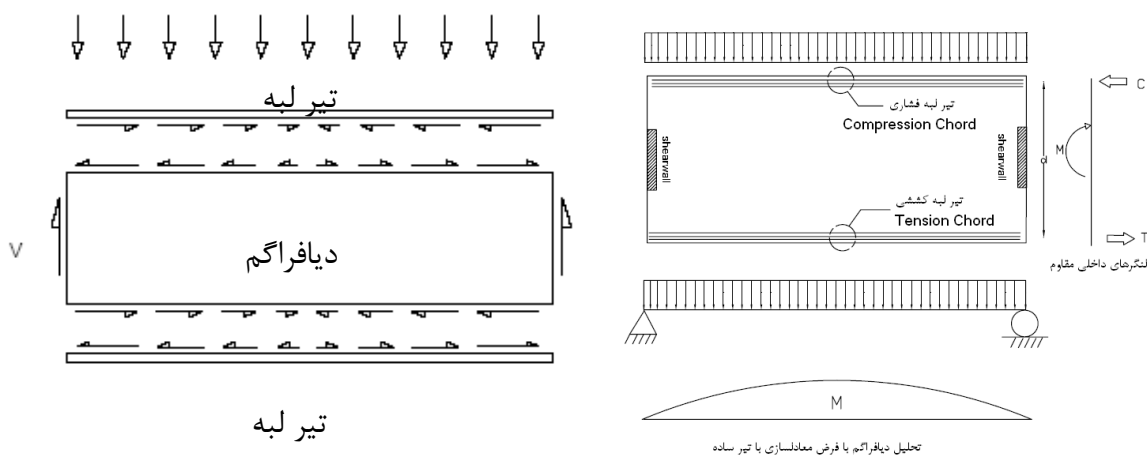
### ۱-۲-۱-۱. دال

عملکرد ابتدایی این اعضا مقاومت در برابر نیروی ثقلی و در هنگام زلزله انتقال نیروی زلزله به اعضای باربر جانبی می‌باشد. مکانیزم انتقال نیروی زلزله به سیستم باربرجانبی به دو صورت مختلف می‌باشد:

- تحمل و انتقال برش و خمش توسط خود دال : مه در این صورت نیاز به آرماتورگذاری ویژه برای بررسی این اثر می‌باشد.
- تعبیه اعضای مختص ایجاد ظرفیت و انتقال برش و خمش از دیافراگم به سیستم باربر جانبی: که شامل جمع‌کننده‌ها و تیرهای لبه می‌باشند و در ادامه مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

### ۲-۲-۱. تیرهای لبه (Chord)

در صورتی که دیافراگم مشابه یک تیر و سیستم باربر جانبی مشابه تکیه‌گاه در نظر گرفته شود، بعد از اعمال نیروی جانبی مشخص است که نیاز به مقاومت خمشی در جهت لنگر حاصل می‌باشد. بر این اساس نیاز به تعبیه تیرهای لبه در دو لبه دیافراگم عمود بر راستای آرماتورگذاری می‌باشد. بنابراین هدف از تعبیه این تیرها تامین ظرفیت خمشی داخل صفحه دیافراگم در راستای اعمال نیرو می‌باشد. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل ۳-۱ نشان داده شده است.

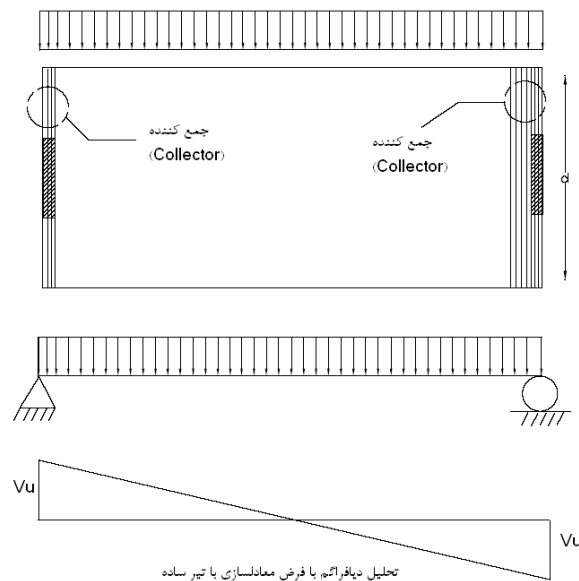


شکل ۳-۱: مکانیزم عملکردی تیر لبه فشاری و کششی بر اثر نیروی جانبی

### ۳-۲-۱. جمع‌کننده های دیافراگم (Collector)

هدف از تعبیه این المان‌ها افزایش ظرفیت برشی در نزدیکی المان‌های باربر جانبی و انتقال نیروهای دیافراگم به اعضای باربر جانبی می‌باشد. انتقال برش دیافراگم به المان‌های باربر جانبی در این اعضا از طریق فشار و کشش جمع‌کننده‌ها تامین می‌گردد. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل ۴-۱ نشان داده شده است.

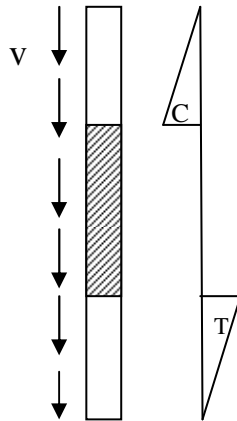




شکل ۱-۴: عملکرد جمع کننده‌ها

در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش از طریق جمع کننده به دیوار وجود دارد. در حالت اول انتقال برش از طریق برش اصطکاکی در راستای طول دیوار می‌باشد و در حالت دوم از طریق کشش و فشار جمع کننده و انتقال نیرو از طریق لبه‌های دیوار برشی می‌باشد. میزان مشارکت هر کدام از مکانیزم‌های فوق بر اساس ضخامت جمع کننده نسبت به دیوار می‌باشد. به صورت کلی دو حالت زیر را می‌توان متصور بود:

**الف. عرض جمع کننده کمتر از ضخامت دیوار:** در این صورت مطابق شکل ۱-۵ بخشی از برش در راستای طول دیوار از طریق مکانیزم برش اصطکاکی منتقل می‌شود. مقدار این نیرو در این حالت معادل برش یکنواخت موجود در طول دیوار برشی می‌باشد. باقیمانده نیرو به صورت مستقیم از طریق اتصال به دو لبه آزاد دیوار برشی منتقل می‌شود.

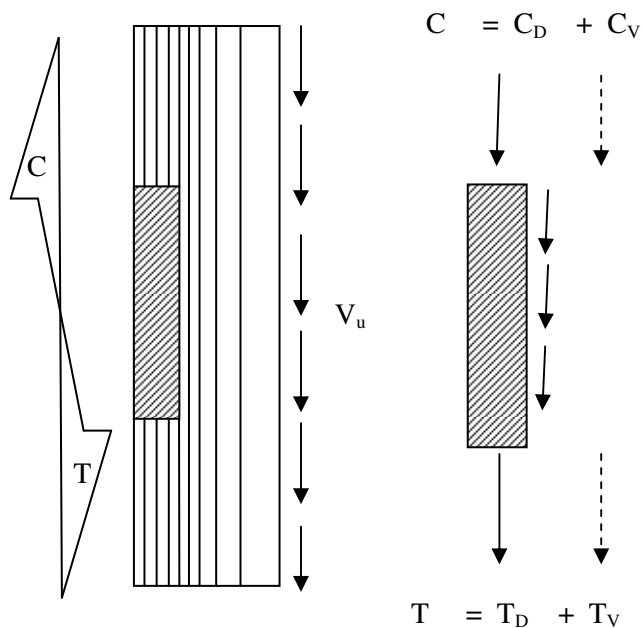


شکل ۵-۱: عملکرد جمع کننده با ضخامت کمتر از دیوار برشی

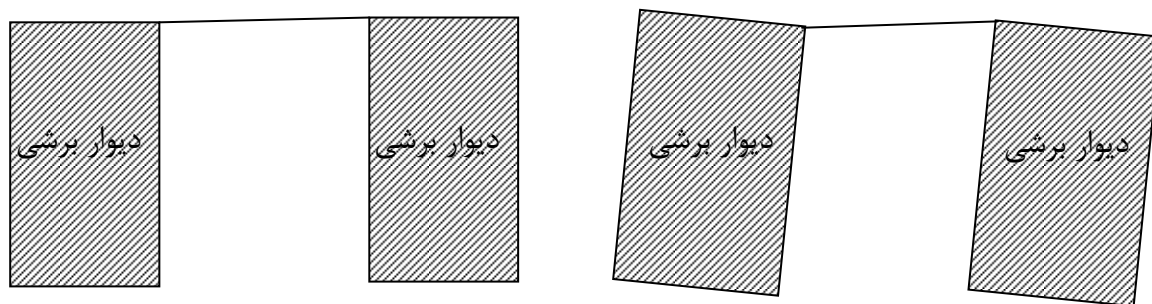
ب. عرض جمع کننده بیشتر از ضخامت دیوار: در این صورت مطابق شکل ۶-۱ قسمتی از

نیروهای برشی دیافراگم به صورت مستقیم از طریق اتصال به دو لبه آزاد دیوار برشی منتقل می-شود ( $T_D, C_D$ ) و قسمت باقیمانده بر اساس ظرفیت برش اصطکاکی دیافراگم به دیوار انتقال می یابد. ( $T_V, C_V$ ) لازم به ذکر است که استفاده از جمع کننده با عرض بیشتر از ضخامت دیوار باعث امکان استفاده از حداکثر ظرفیت برش اصطکاکی را فراهم می سازد.

نیروهای موثر به جمع کننده و تیر لبه در آیین نامه ها به صورت فشاری و کششی در نظر گرفته شده اند. در صورتی که تیر لبه یا جمع کننده مابین دو دیوار برشی با فواصل نزدیک به یکدیگر، قرار بگیرد در این صورت علاوه بر نیروی محوری، نیروی خمشی نیز به این اعضا وارد می شوند. مکانیزم ایجاد این نیرو در شکل ۷-۱ نشان داده شده است.



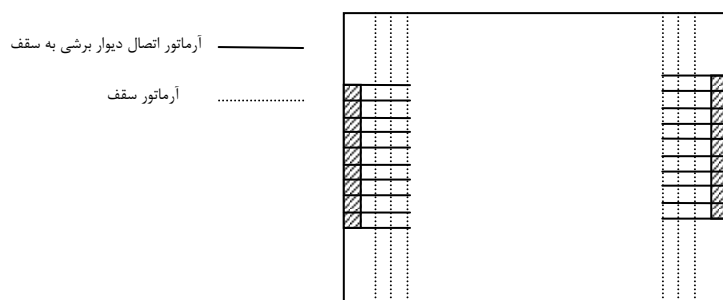
شکل ۱-۶: عملکرد جمع کننده با ضخامت بیشتر از دیوار برشی



شکل ۱-۷: مکانیزم خمش در عضو مابین دو دیوار برشی

### ۱-۲-۱. اتصال دیافراگم به دیوار برشی

برای اتصال دیافراگم به دیوار برشی از آرماتورهای عمود بر دیوار برشی مطابق شکل ۱-۸ استفاده می-شود. هدف از تعبیه این آرماتورها مقابله با حرکت خارج از صفحه دیوار و همچنین تامین ظرفیت برش اصطکاکی می باشد.

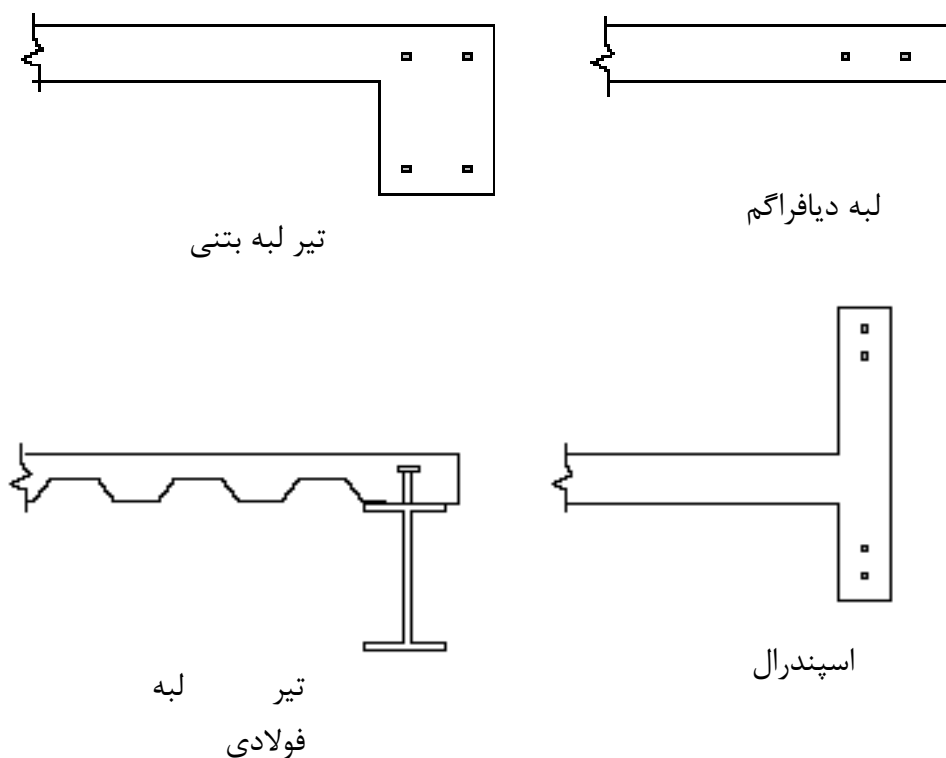


شکل ۸-۱: اتصال دیوار برشی به دیافراگم

### ۳-۱. جزئیات اجرایی بر اساس آیین نامه های متداول

در این بخش جزئیات پیشنهادی برای تیر لبه و جمع کننده در آیین نامه های مختلف جهان مورد اشاره قرار می گیرد. آیین نامه FEMA 310 جزئیات کلی برای اجزای لبه و جمع کننده دیافراگم (مطابق

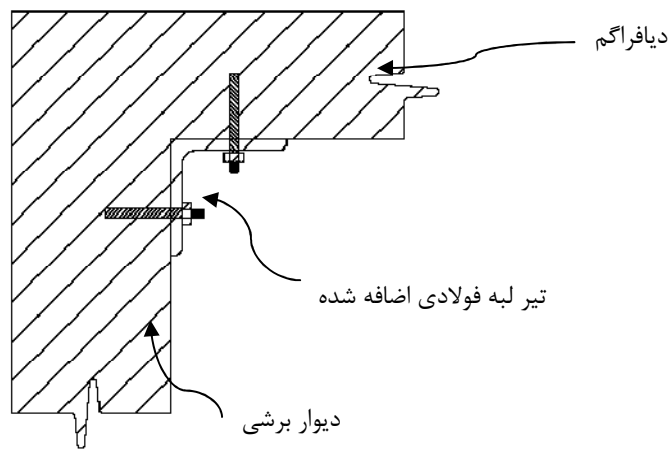
شکل ۹-۱) که توانایی عملکرد مورد انتظار را دارد نشان می دهد.



شکل ۹-۱: تیپ های گوناگون تیر لبه و جمع کننده

بر اساس بند ۳.۵.۴.۳ دستورالعمل FEMA172 روش های ایجاد تیر لبه شامل:

استفاده از عضو فولادی و اتصال آن به دیافراگم مطابق شکل ۱۰-۱ می‌باشد.

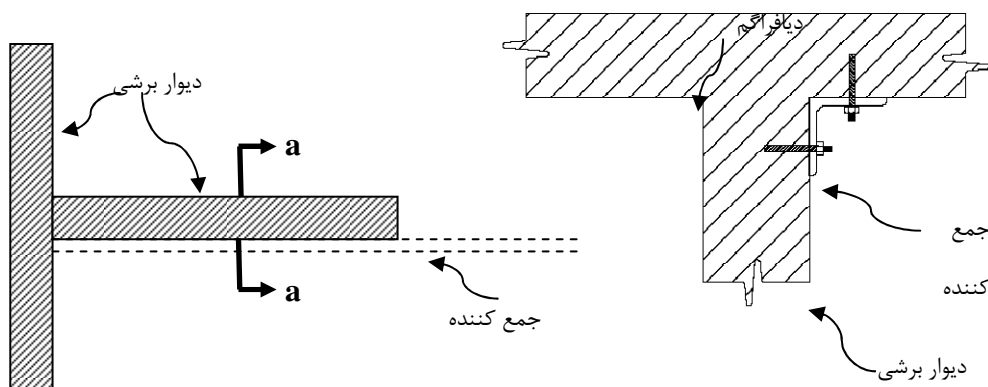


شکل ۱۰-۱: تقویت ظرفیت خمشی دیافراگم

۱- برداشتن قسمت کناری دیافراگم و جاگذاری تیر لبه به صورت بتن مسلح

۲- کاهش نیروی موجود در جمع کننده به وسیله اضافه کردن دیوار برشی

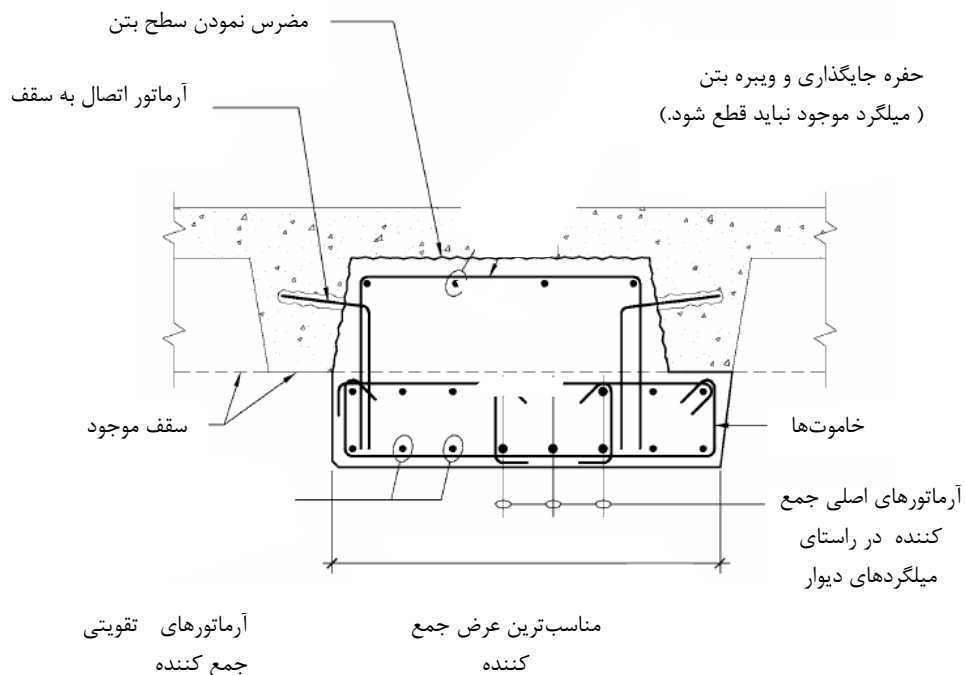
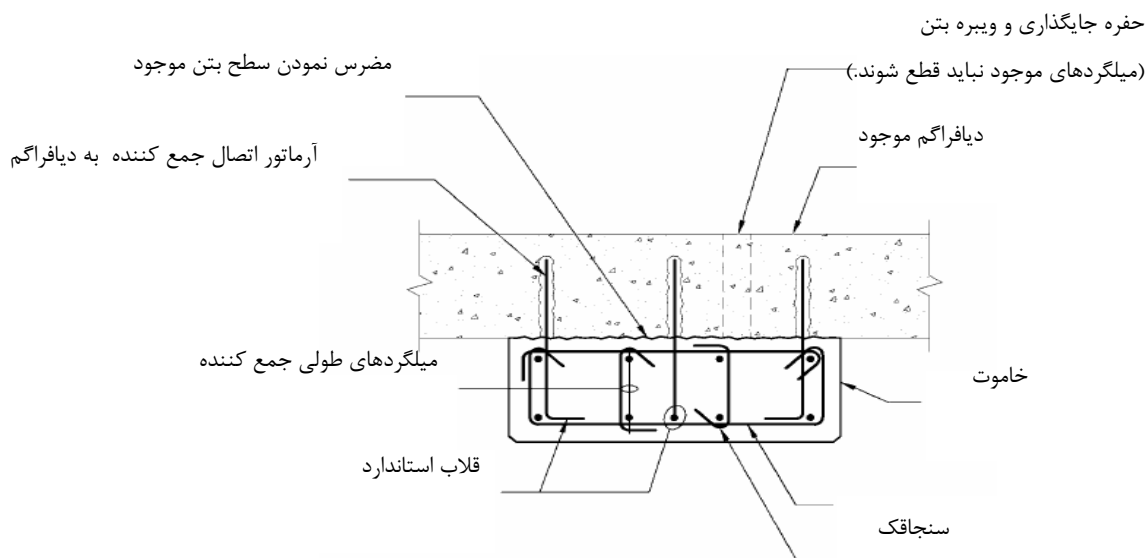
در بند ۳.۷.۱.۳ و ۳.۷.۲.۲ دستورالعمل FEMA 172 برای تقویت اتصال دیوار برشی به دیافراگم جزئیات نشان داده شده در شکل ۱۱-۱ پیشنهاد شده است. روش ارائه شده شامل اضافه کردن یک عضو فولادی جهت انتقال برش می‌باشد.

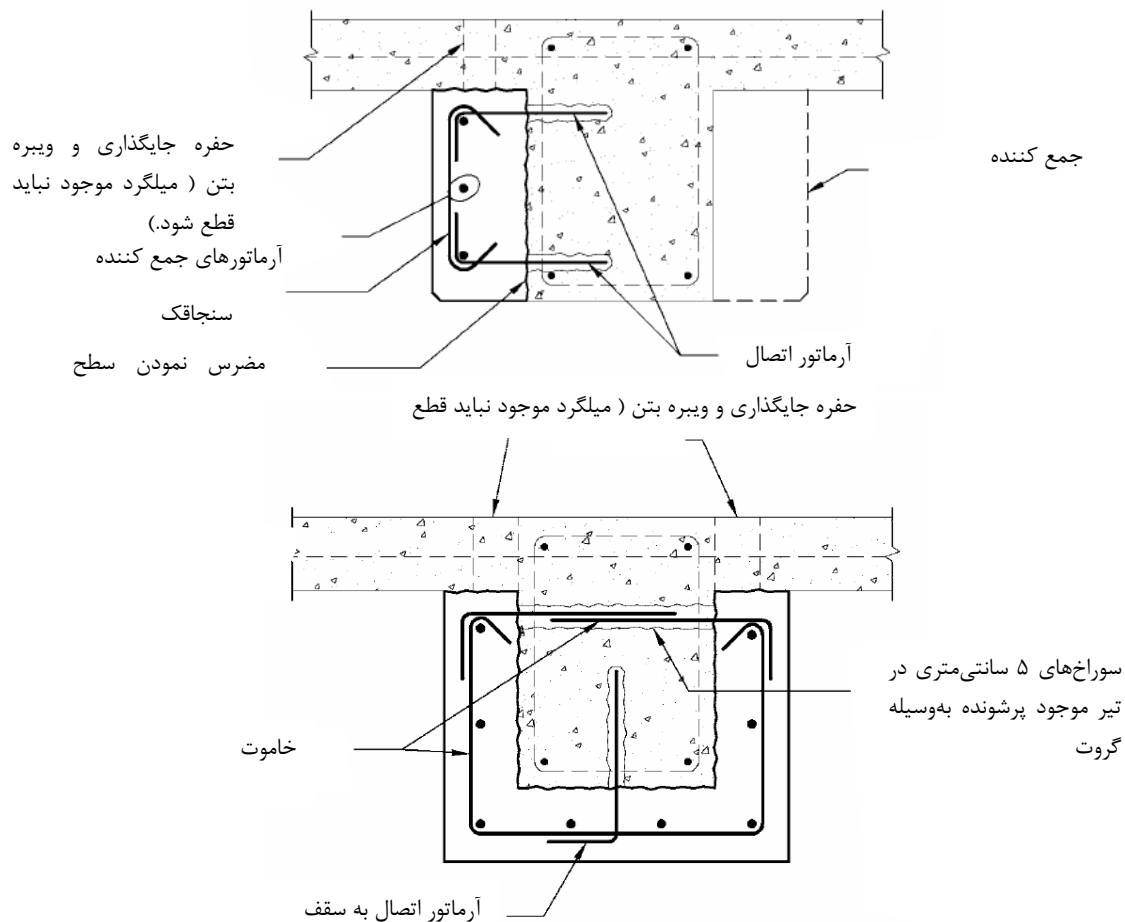


شکل ۱۱-۱: استفاده از جمع کننده برای انتقال برش از دیافراگم

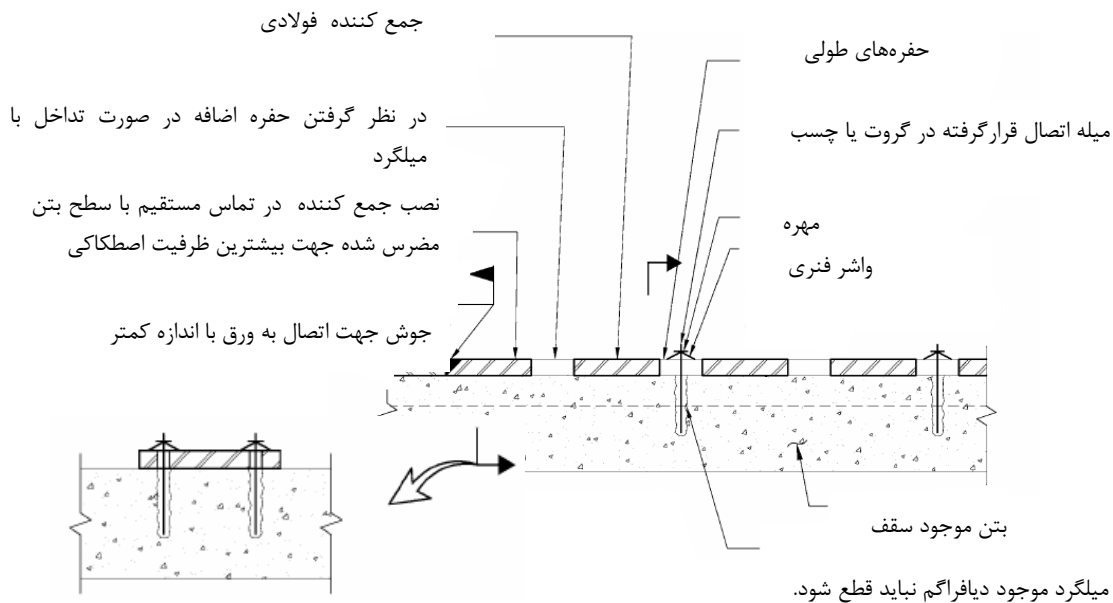
در آیین‌نامه FEMA547 به تفصیل به جزئیات اجرایی جمع کننده ها و تیرهای لبه پرداخته است. استفاده از بتن مسلح نسبت به نوار فولادی برای اعضای جمع کننده و تیر لبه با توجه به همسانی کرنش

نزدیکتر با بتن موجود پیشنهاد می گردد. جزئیات ارائه شده برای جمع کننده و تیر لبه بتنی (در حالات مختلف قرارگیری اعضا) بر اساس FEMA 547 در اشکال زیر ارائه گردیده است.





شکل ۱-۱۲: جزئیات جمع کننده بتنی بر اساس FEMA 547



شکل ۱-۱۳: جزئیات جمع کننده فولادی بر اساس FEMA 547

---

برای اتصال قسمت‌های فولادی اضافه شده جهت تقویت به قسمت بتنی موجود مطالعات آزمایشگاهی در سال ۱۹۹۳ توسط Pacheco, Kreger انجام شد. آن‌ها نشان دادند سنبلاست کردن سطح فولاد و استفاده اپوکسی جهت اتصال دو لایه فولادی و بتنی به یکدیگر باعث افزایش قابل توجه مقاومت اتصالی آن‌ها می‌شود. البته استفاده از واشر فنری جهت اتصال نوار فولادی به دیافراگم بتنی باعث حفظ نیروی لازم برای لغزش این صفحه با گذشت زمان می‌شود. استفاده از گروت منبسط شونده بین فولاد و بتن می‌تواند ظرفیت شکل‌پذیری را به میزان قابل قبولی افزایش دهد.



## ۲. ارزیابی دیافراگم‌ها

بسیاری از دستورالعمل‌ها، آیین‌نامه‌ها و کتاب‌های مرتبط با دیافراگم‌ها، ظرفیت دیافراگم را تنها از منظر نیروهای ثقل وارده به آن مورد بررسی قرار داده‌اند و به دلیل عدم آشنایی با اساس انتقال نیروی زلزله در دیافراگم، اثر زلزله و ضوابط خاص مورد نیاز را منظور نکرده‌اند. ابهام موجود در آیین‌نامه‌ها ارتباط مستقیم با کمبود مقالات علمی و آزمایش‌های صورت گرفته در زمینه دیافراگم‌ها دارد. هدف از این بخش ارائه روش تحلیل و طراحی برای اجزای مختلف دیافراگم با در نظر گرفتن اثر توام نیروی زلزله و ثقل می‌باشد. برای این منظور در ابتدا بررسی اجمالی ضوابط دیافراگم‌ها در آیین‌نامه‌های مختلف جهان انجام خواهد شد، در گام بعدی صلبیت سقف مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. مطالب مرتبط با ارزیابی کمی و طراحی در چهار بخش صلبیت، نیروی زلزله وارده، توزیع نیرو در ارتفاع و مابین اعضای باربر جانبی و ظرفیت اعضا ارائه گردیده است.

### ۲-۱. مرور اجمالی بر آیین‌نامه‌های مرتبط

در جدول ۲-۱ آیین‌نامه‌های طراحی و مقاوم‌سازی که به بیان ضوابط در زمینه دیافراگم‌ها پرداخته، معرفی شده‌اند.

جدول ۲-۱: ضوابط سقف‌ها آیین‌نامه‌های رایج بهسازی

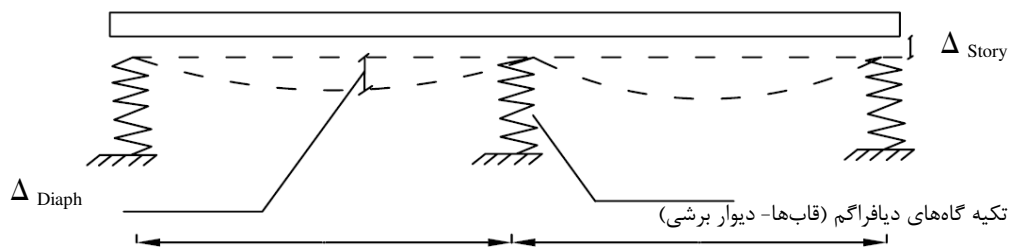
آیین‌نامه	فصل مورد بررسی	موارد مورد بحث
ASCE7-05	12.10	معرفی نیروی طراحی دیافراگم ارائه ترکیب بارگذاری و ضریب اضافه مقاومت برای جمع‌کننده‌ها
ACI 318-02	21.9	کلیه ضوابط مرتبط با تیر لبه و جمع‌کننده
IBC 2006	1602	تعریف جمع‌کننده و تیر لبه
ACI 318-08	2.2	تعریف جمع‌کننده و تیر لبه
	21.9.6	ضوابط تیر لبه

آیین نامه	فصل مورد بررسی	موارد مورد بحث
	21.11	ضوابط جمع کننده
Fema 356	2.6.6	کلیات جمع کننده و تیر لبه
	3.3.1.3.4	نیروی زلزله وارده به دیافراگم
	5.9.6	ضوابط کلی، مقاومت، معیار پذیرش برای جمع کننده ها و تیرهای لبه
	6.11	دیافراگم‌های بتنی
ASCE 41-06	2.6.6	کلیات جمع کننده و تیر لبه
	3.3.1.3.4	نیروی زلزله وارده به دیافراگم
	5.8.6	ضوابط کلی، مقاومت، معیار پذیرش برای جمع کننده ها و تیرهای لبه
	6.10	دیافراگم‌های بتنی درجا
Fema 172	3.5.2.3 3.5.4.3	روش‌های تقویت تیر لبه
	3.7.1.3 3.7.2.2	استفاده از جمع کننده برای تقویت اتصال دیوار برشی مطابق
	5.8.6	جمع کننده ها و تیرهای لبه فولادی
Fema 273	6.11.1.2	کلیات و محل قرارگیری جمع کننده های بتنی در دیافراگم
	6.11.1.3	کلیات و محل قرارگیری تیرهای لبه بتنی در دیافراگم
	12.4.3	جمع کننده و تیر لبه در سقف بتنی (جزئیات اجرایی)
FEMA 310	4.2.6.3	تعریف نسبت نیرو به ظرفیت برای دیافراگم و بررسی معیارهای پذیرش
	4.5.1	عملکرد و مکانیابی جمع کننده و تیر لبه
دستورالعمل بهسازی کشور هندوستان	7.4.5.5	مکانیابی جمع کننده
	Appendix 1.2	ارزیابی دیافراگم بر اساس نسبت نیرو به ظرفیت
نشریه ۳۶۰	6.7.2	مبانی و ملزومات دیافراگم‌ها
	9.5	دیافراگم‌های فولادی
	3.5.6	دیافراگم‌های بتنی درجا

تنوع روش‌های گوناگون برای ارزیابی دیافراگم و همچنین عدم آشنایی مهندسان سازه با مفاهیم مرتبط با دیافراگم منجر به انتشار دستورالعمل جامع "طراحی لرزه‌ای دیافراگم‌ها، تیرهای لبه، جمع کننده های بتنی درجا" توسط "National Institute of Standard and Technology U.S Department of Commerce" در سال ۲۰۱۰ گردید.

## ۲-۲. صلبیت سقف

میزان صلبیت در انواع سقف‌ها، با توجه به میزان جابجایی سقف نسبت به سیستم مقاوم لرزه ای تعریف می‌گردد. (شکل ۱-۲) در حالتی که  $\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 0.5$  باشد، آیین نامه های رایج اجازه می‌دهند از جابجایی سقف در توزیع بار مابین اعضای باربر جانبی و همچنین بین طبقات در ارتفاع چشم پوشی شود. به این معنا که سقف نسبت به سیستم باربر جانبی صلب فرض می‌گردد. در حالتی که  $\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} > 2$  باشد، سیستم باربر جانبی نسبت به سقف صلب فرض شده و این فرضیه در توزیع بار سقف مابین سیستم باربر جانبی و در ارتفاع تاثیرگذار خواهد بود که در جای خود به آن پرداخته خواهد شد. در حالتی که  $0.5 < \frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 2$  سقف نیمه صلب بوده و بر اساس آیین‌نامه‌های مرسوم سقف و سیستم باربر جانبی باید تا حد امکان به صورت دقیق مدلسازی شوند. لازم به ذکر است که بعضی از آیین‌نامه‌ها مانند آیین‌نامه ۲۸۰۰ سقف‌ها را به دو صورت صلب و انعطاف‌پذیر با حد  $\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}}$  برابر ۲ در نظر می‌گیرند.



$\Delta_{Story}$ : تغییر مکان نسبی طبقه     $\Delta_{Diaphragm}$ : حداکثر تغییر شکل دیافراگم

شکل ۱-۲:  $\Delta_{Story}$  -  $\Delta_{Diaphragm}$

## ۲-۳. نیروی زلزله

نیروی زلزله مورد استفاده در ارزیابی ساختمان بسته به روش ارزیابی ساختمان متفاوت می‌باشد. در حالت کلی دو روش کلی برای محاسبه نیروی وارده وجود دارد. در روش اول که کاربرد گسترده در طراحی بر اساس سطح عملکرد دارد کل نیروی زلزله وارده بر ساختمان بدون هیچ اثر کاهشی در نظر گرفته می‌شود. نیروی زلزله در حالت دوم که در طراحی ظرفیتی کاربرد دارد شامل درصدی از کل نیروی زلزله وارده به ساختمان بر اساس عملکرد غیرخطی کلیه اجزای ساختمان می‌باشد. در آیین‌نامه‌های طراحی این نسبت بر اساس ضریب رفتار سازه (R) در نظر گرفته می‌شود.

### ۲-۳-۱. توزیع نیروی زلزله

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع و در افق در حالت کلی وابسته به میزان صلبیت دیافراگم می‌باشد، بنابراین بر اساس میزان صلبیت روش جداگانه‌ای برای توزیع ارائه می‌گردد.

### ۲-۳-۱-۱. سقف صلب

#### الف. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان برای طراحی سیستم باربر جانبی برحسب نیروی برشی پایه، ارتفاع و وزن طبقات می‌باشد و عبارت است از:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۱-۲)$$

که در آن  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه  $i$ -ام،  $W_i$  وزن طبقه  $i$ -ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$ -ام از تراز

پایه طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران است و مقدار  $k$  برابر است با:

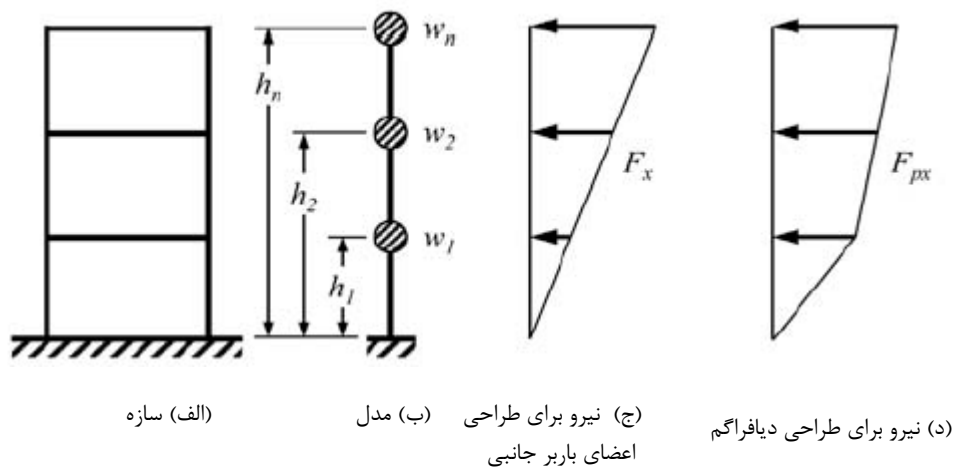
$$k = 0.5T + 0.75 \quad (۲-۲)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از  $0.5$  ثانیه  $[T \leq 0.5]$  مقدار  $k$  برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگتر از  $2.5$  ثانیه  $[T \geq 2.5]$  مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می‌شود.

در ساختمان‌های چند طبقه به دلیل اثر مدهای بالاتر طبقات مختلف شتاب‌های مختلفی را تجربه می‌کنند. طراحی برای دیافراگم هر طبقه باید بر اساس شتاب بیشینه آن طبقه در زلزله صورت بگیرد. لازم به ذکر است که اگر نیروی حاصل از مجموع بیشینه شتاب هر طبقه را برای طراحی سیستم باربر جانبی استفاده کنیم در این صورت سیستم باربر جانبی به صورت محافظه‌کارانه‌ای طراحی شده است. بنابراین دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی  $F_{pi}$  مطابق رابطه‌ی (۳-۲) طراحی شوند.

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=1}^n F_j}{\sum_{j=1}^n W_j} W_i \quad (3-2)$$

که در آن  $F_j$  بر اساس رابطه (۱-۲) تعریف می‌شوند. و  $W_i$  وزن دیافراگم مطابق تعریف در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای طبقه‌ی موردنظر می‌باشد. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و همچنین برای طراحی دیافراگم در شکل ۲-۲ نشان داده شده است.



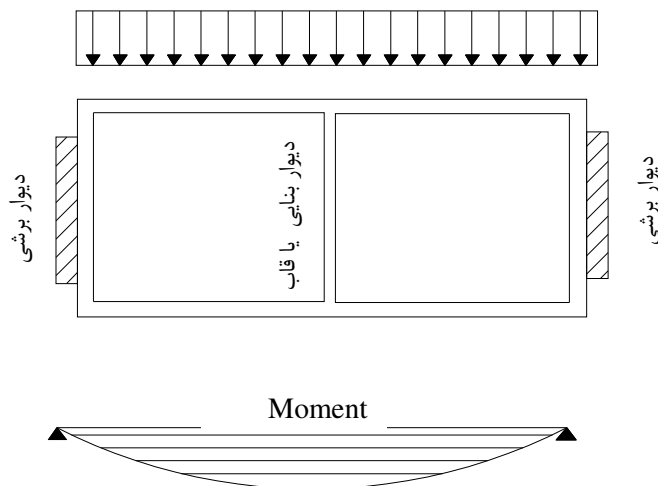
شکل ۲-۲: توزیع نیروی زلزله

نیروی نهایی برای طراحی دیافراگم ناشی از تمام تلاش‌های وارده به دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله مانند: تغییر موقعیت سیستم باربر جانبی در ارتفاع و نیروی وارده به دیافراگم به دلیل انطباق تغییر مکان سیستم‌های مختلف باربر جانبی می‌باشد.

### ب. توزیع نیروی جانبی در بین المان‌های باربر جانبی

در حالتی که  $\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 0.5$  باشد در اینصورت تغییر شکل دیافراگم در برابر تغییر مکان نسبی طبقه کوچک می‌باشد و می‌توان از اثر تغییر شکل دیافراگم چشم‌پوشی کرد. در این حالت تغییر مکان تمام دیوارها یکسان می‌باشد. بنابر این عملکرد کلی سازه مشابه تعداد فنر موازی می‌باشد که به یک صفحه صلب بسته شده و تغییر مکان در هر فنر برابر تغییر مکان کل می‌باشد. بر این اساس نیروی وارده به دیوار به نسبت سختی دیوار به سختی کل می‌باشد. در این حالت دیافراگم صلب می‌باشد و باید اثر پیچش را در طراحی سازه در نظر گرفت.

یکی از روش‌های رایج در مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی استفاده از دیوار برشی به منظور مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها می‌باشد. روش ساده شده پیشنهادی برای ارزیابی این نوع سازه‌ها در نظر گرفتن سختی و مقاومت دیوارهای برشی و صرف‌نظر از سختی و مقاومت دیوارهای بنایی با فرض صلبیت سقف می‌باشد. به بیان بهتر در صورتی که سقف طوری طراحی شود که نسبت به دیوارهای برشی به صورت صلب عمل نماید در اینصورت به دلیل اختلاف قابل ملاحظه سختی دیوار برشی بتنی ترک خورده و دیوار بنایی ترک خورده نیروی وارده به دیوار بنایی نسبت به دیوار برشی بتنی شدیداً کاهش می‌یابد. این موضوع در شکل ۲-۳ نشان داده شده است.



شکل ۳-۲: اثر دیوار برشی در ساختمان اسکلت‌دار و بنایی در عملکرد سقف طاق ضربی

### ۲-۱-۳-۲. سقف انعطاف پذیر

#### الف. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

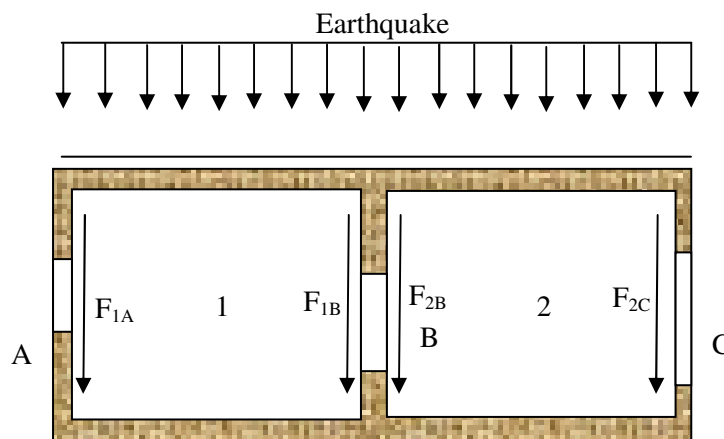
آیین‌نامه‌های و مدارک فنی موجود دو نگرش مختلف را نسبت به توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در ساختمان‌های با سقف‌های انعطاف‌پذیر در نظر می‌گیرند. در نگرش اول وزن طبقات تعیین‌کننده توزیع نیروی وارده به دیافراگم‌ها می‌باشد. فلسفه این توزیع بر اساس اختلاف قابل توجه سختی سیستم باربر جانبی و دیافراگم می‌باشد به صورتیکه سیستم باربر جانبی مانند یک تکیه‌گاه ثابت برای دیافراگم‌ها در ترازهای مختلف عمل می‌کند. بنابراین در این تیپ ساختمان‌ها زمان تناوب سقف حاکم بر رفتار کلی ساختمان می‌گردد. بنابراین هر طبقه بر اساس جرم خود از برش پایه سهم می‌برد.

در حالت دوم که مورد اشاره بسیاری از آیین‌نامه‌ها می‌باشد، توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در سقف-

های انعطاف‌پذیر مشابه سقف‌های صلب بوده و بر اساس قسمت الف بند ۲-۳-۱-۱ محاسبه می‌گردد.

### ب. توزیع نیروی جانبی در بین المان‌های باربر جانبی

افزایش تغییرشکل دیافراگم نسبت به تغییرمکان طبقه منطق توزیع نیرو بر اساس سختی را منتفی می‌کند. طول تماس سقف با سیستم باربر جانبی و عرض بارگیر سیستم باربر جانبی از سقف عوامل اثرگذار در توزیع نیروی در سقف‌های انعطاف‌پذیر بر مبنای روش‌های مرسوم می‌باشد. به عنوان مثال در شکل ۴-۲ توزیع نیرو بین اعضای باربر جانبی در یک ساختمان با سه دیوار A, B, C با دیافراگم انعطاف‌پذیر نشان داده شده است.



شکل ۴-۲: توزیع افقی نیروی زلزله در بین اعضای باربر جانبی در دیافراگم انعطاف‌پذیر

بررسی مبنای پیشنهادی آیین‌نامه‌های مختلف در خصوص توزیع نیروی جانبی بین اعضای باربر جانبی این نکته را مشخص می‌سازد که تیپ دیافراگم انعطاف‌پذیر در نحوه توزیع نیرو دخیل می‌باشد

### ۲-۳-۱-۱. سقف نیمه انعطاف‌پذیر

آیین‌نامه‌های موجود توزیع نیرو در ارتفاع و همچنین مابین اعضای باربر جانبی را در این سقف‌ها بر اساس مدلسازی دقیق این سقف‌ها و در نظرگرفتن اثر تغییرشکل دیافراگم بر حسب سختی آن دانسته‌اند. در صورت نبود مدلسازی مورد اطمینان می‌توان توزیع نیرو در ارتفاع را بر اساس رابطه (۳-۲) محاسبه نمود.

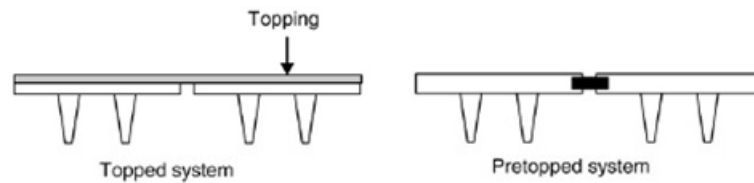


## ۲-۳-۲. مروری بر مطالعات و مدارک علمی مرتبط

هدف از این قسمت بررسی جامع مطالعات صورت گرفته بر انواع دیافراگمها می باشد. برای این منظور چهار نوع دیافراگم قطعات پیش ساخته، چوبی، بتن مسلح و طاق ضربی مورد ارزیابی قرار خواهند گرفت.

### ۲-۳-۲-۱. دیافراگم های متشکل از قطعات پیش ساخته

دو سیستم دیافراگم پیش ساخته که بیشتر در پوشش دهانه های بزرگ سالنهای اجتماعات، پارکینگها و... استفاده می شود، مطابق شکل ۲-۵ است: ۱- قطعات پیش ساخته با یک لایه بتن رویه؛ ۲- قطعات پیش ساخته با اتصالات جانبی. مشخص است که قطعات پیش ساخته در سیستم دوم، ضخامت بیشتری برای تحمل لنگر خمشی نیاز دارند. این دو سیستم در حین زلزله در محل اتصالات دچار ترک خوردگی می شوند و سختی آنها کاهش می یابد. رفتار دوخطی سختی دیافراگم مقدار پاسخ را بطور قابل توجه تحت تأثیر قرار می دهد؛ لذا تعیین تغییرات سختی این سقفها حائز اهمیت است. اتصالات جانبی در مقایسه با المانهای بتنی پیش ساخته انعطاف پذیرترند، بطوری که سختی مؤثر دیافراگم در اثر این اتصالات مجزا بطور قابل توجهی کاهش می یابد. بطور معمول، سختی مؤثر دیافراگم های رایج شامل المانهای پیش ساخته با جمع کننده های جان یا دال بتنی رویه حدود ۰/۴ تا ۰/۰۵ سختی اولیه ملاحظه شده است. این ضریب بر شدت خرابی و آسیب پذیری سازه تأثیر دارد و به نسبت بعدی دیافراگم، نوع پوشش، نوع اتصالات جانبی، خطر زلزله و روش ارزیابی بستگی دارد. سختی کاهش یافته دیافراگم مرتبط با سختی اولیه منجر می شود دیافراگم لاغرتر از نسبت بعدی اولیه گردد و یک تأثیر قابل توجه بر تخمین نیاز جابجایی نسبی طبقه داشته باشد.



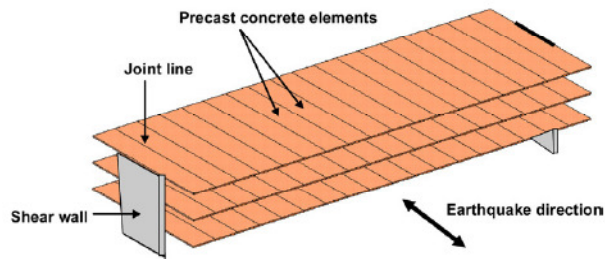
شکل ۲-۵: دیافراگم بتنی پیش ساخته با بتن رویه و اتصالات جانبی

تحلیل خرابی تعدادی از سازه های پارکینگ در زلزله نوتریج (۱۹۹۴) نشان داد دیافراگم های انعطاف پذیر می توانند شتاب افقی بزرگتر و جابجایی های بیشتری نسبت به مقادیر آیین نامه ها داشته باشند. بدین منظور تحقیقاتی بر روی بزرگنمایی نیروها و جابجایی سقف این پارکینگها که شامل تعدادی قطعات پیش ساخته بتنی با اتصالات جانبی و یا بتن رویه است، صورت گرفت.

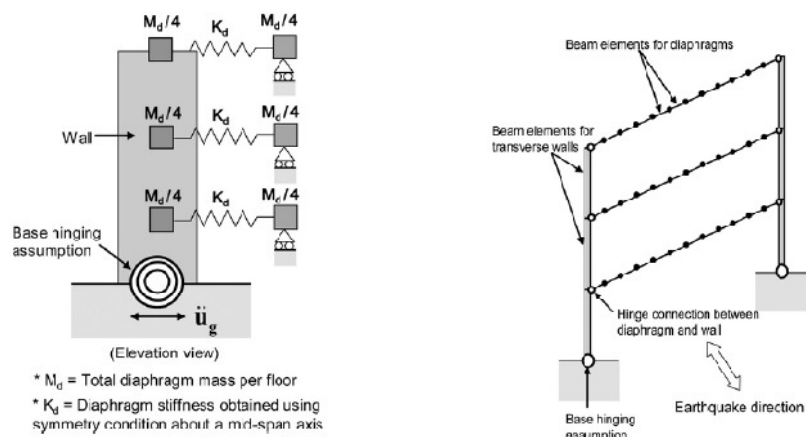
ناکاکاکی (۲۰۰۰) مقاومت خمشی و سختی جانبی دیافراگم های انعطاف پذیر با قطعات پیش ساخته را مطالعه کرد و تأثیر طول دهانه، سختی و نسبت بعدی را در طراحی دیافراگم را بررسی کرد و بیان کرد مدل دیافراگم صلب به نتایج غیرواقعی در ارزیابی تنش المانهای قائم باربر جانبی منجر می شود و توزیع تنش در المانهای قائم را نمی تواند ارائه کند.

لی<sup>۱</sup> و همکارانش (۲۰۰۶) [۶۹-۷۱] در دانشگاه ایلینویس، سازه پارکینگ پیش ساخته را بصورت دالهای بتنی افقی مستقر بر دیوارهای برشی بتنی در دو انتها در نظر گرفت و بصورت مدل‌های جرم متمرکز (مدل تحلیلی ساده) و جرم گسترده با نرم افزار ABAQUS بصورت دینامیکی غیرخطی بررسی کرد. نتایج تحلیلهای وی نشان داد آیین نامه های موجود UBC97، IBC2000 و IBC2003 تخمین پایینی از نیروهای دیافراگم در طبقات بالا و پایین تحت شرایط رایج ارائه می کند.

<sup>1</sup> Ho Jung Lee



شکل ۲-۶: شکل کامل سازه انتخاب شده برای تحلیل



شکل ۲-۷: مدل جرم گسترده دیافراگم با المانهای قاب (شکل سمت راست) و مدل جرم متمرکز نصف سازه (شکل سمت چپ)

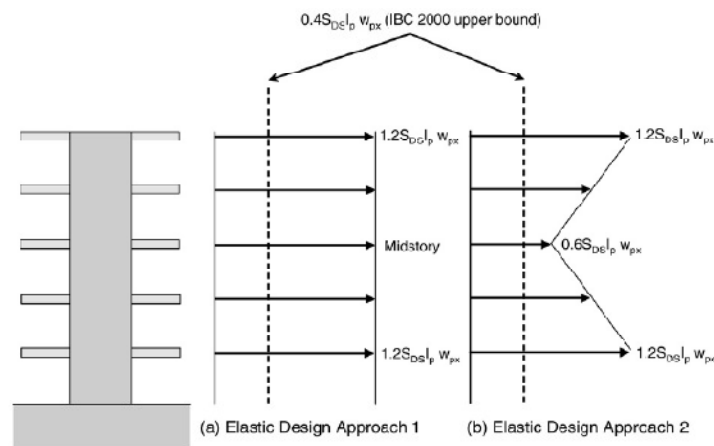
وی مقاومت مورد نیاز دیافراگم برای پاسخ الاستیک و غیرالاستیک طبق تحلیل‌های پارامتریک دینامیکی را مورد مطالعه قرار داد و مقاومت مورد نیاز برای رفتارهای الاستیک براساس متغیرهای طراحی ۱- سختی مؤثر دیافراگم؛ ۲- ابعاد پلان دیافراگم؛ ۳- تعداد طبقات؛ ۴- مقاومت افزون دیوارهای برشی اطراف ارزیابی کرد. همچنین پاسخ دیافراگم ضعیف تر را که پاسخ غیرالاستیک در آن گسترش می یابد برای متغیرهای طراحی ۱- مقاومت دیافراگم؛ ۲- سختی پس از جاری شدن بررسی کرد.

با وجود این که مقاومت افزون دیوارها می تواند یک نقش قابل توجه در پیشگیری از خرابی سازه داشته باشد، می تواند منجر به پاسخ غیرالاستیک دیافراگم مخصوصاً در طبقات بالا گردد؛ لذا تأثیر مقاومت افزون در تعیین نیروهای دیافراگم مهم است. مقاومت افزون ناشی از عوامل مختلفی است که عبارتند از: ۱- مقاومت واقعی مصالح بیش از مقادیر طراحی باشد؛ ۲- سخت شدگی فولاد خمشی؛ ۳- محافظه کار بودن مقاومت فشاری بتن؛ ۴- تخمین پایین پیروید اصلی ارتعاش سیستم های دیافراگم

انعطاف پذیر که منجر به برش پایه بیشتر می‌گردد. مقاومت افزون دیوار تأثیر زیادی بر تقاضای نیروی دیافراگم (برش و ممان) در طبقات بالا دارد بطوری که با افزایش مقاومت افزون دیوار، تقاضای شکل پذیری دیافراگم در طبقات بالا افزایش می‌یابد؛ ولی در پایه کاهش می‌یابد.

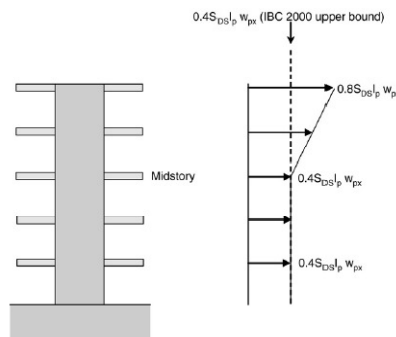
معمولا طراحی دیافراگم‌ها بصورت تأمین مقاومت کافی دیافراگم برای پاسخ الاستیک در زلزله طرح صورت می‌گیرد؛ بنابراین به جزئیات خاص رفتار شکل پذیر در طراحی دیافراگم تأکید نمی‌شود. در زلزله‌های شدید نیروی ایجاد شده در دیافراگم بیش از نیروی طراحی است و نسبت تقاضای خمشی یا برشی به خمش یا برش طراحی بصورت فاکتور بزرگنمایی نیروی دینامیکی دیافراگم بیان می‌شود. لی و همکارانش متوسط مقادیر پیک در طول تحریکهای زلزله‌های مختلف را بصورت پارامتریک بررسی نمودند و مقاومت طراحی دیافراگم در دو حالت الاستیک و غیرالاستیک را بشرح ذیل پیشنهاد کردند:

الف) رفتار کاملا الاستیک دیافراگم: در شکل ۸-۲ دو روش برای در نظر گرفتن مقاومت طراحی دیافراگم ارائه شده است. شکل ۸-۲ a روش طراحی مقاومت ثابت در ارتفاع ساختمان را نشان می‌دهد که مقاومت مورد نیاز حدود سه برابر مقدار حداکثر پیشنهادی IBC می‌باشد. در شکل ۸-۲ b مقاومت مورد نیاز طراحی در طبقات میانی به نصف کاهش یافته است. لازم به ذکر است حتی اگر روشهای طراحی الاستیک برای دیافراگم مدنظر باشد، دیافراگم باید از ظرفیت شکل پذیر متوسط برای جلوگیری از خرابی ترد برخوردار باشد. استفاده از این حد غیرمحافظة کارانه آیین نامه‌ها می‌تواند باعث رفتار غیرالاستیک قابل توجه و خرابی دیافراگم‌ها شود مگر این که دیافراگم مقاومت بیش از مقادیر طراحی اسمی داشته باشد.



شکل ۸-۲: مقاومت مورد نیاز طراحی دیافراگم برای روش طراحی الاستیک

ب) رفتار غیرالاستیک دیافراگم: روش طراحی غیرالاستیک دیافراگم به منظور کاهش مقاومت دیافراگم و استفاده از ظرفیت شکل پذیری اعضا می‌باشد. بر اساس شکل ۹-۲ پیشنهاد شده است مقاومت‌های دیافراگم در ارتفاع بدین صورت باشد که مقاومت طراحی طبقات پایینی و میانی حد بالای آیین نامه باشد و طبقه بالا به دو برابر آن افزایش یابد.



شکل ۹-۲: مقاومت مورد نیاز طراحی دیافراگم برای روش طراحی غیرالاستیک

در مجموع، برخی از نتایج تحلیل‌های لی و همکارانش بطور خلاصه عبارتند از:

- انعطاف پذیری دیافراگم می‌تواند منجر به جابجایی‌های نسبی زیاد مخصوصاً در طبقه پایین گردد که ناشی از مشارکت قابل توجه پاسخهای مدهای بالاتر است.
- با افزایش مقاومت دیافراگم، نیاز شکل پذیری، جابجایی حداکثر و جابجایی نسبی (مخصوصاً در طبقه بالا) کاهش می‌یابد.

## ۲-۲-۳-۲. دیافراگم های چوبی

در اکثر مدل‌های سه بعدی در نظر گرفته شده در تحلیلهای ساختمانهای مختلف از پاسخ الاستیک خطی یا بار افزون غیرخطی استفاده شده است. استفاده از مدل‌های سه بعدی غیرخطی پیچیده برای تحلیل ساختمانهای معمول بدلیل هزینه محاسباتی بالا و ظرافتهای مدلسازی کاربرد عملی نمی‌تواند داشته باشند. مدل‌های هیستریزیس می‌توانند کاهش سختی و زوال مقاومت دیافراگم را در طول بارگذاری رفت و برگشتی لحاظ نمایند. در دیافراگم های چوبی، کاهش قابل توجه سختی در اثر لغزش میخها، شکافتن تخته های پوشش و بروز ترک و جدایی در مهاری ها ایجاد می‌شود. تاکنون تحقیقات گسترده ای بر روی این دیافراگم ها صورت پذیرفته است که از جامعترین این تحقیقات، مطالعات گروه ABK است.

روش ارائه شده توسط UCBC [۱۰۲] برای ارزیابی و بهسازی لرزه ای ساختمانهای بنائی غیرمسلح با دیافراگم چوبی که از کارهای ABK(1984) و FEMA178(1992) توسعه یافته است، در مناطق لوس آنجلس بطور گسترده استفاده شده است و کاهش قابل توجه در خسارت وارده بر ساختمانها را در زلزله های اخیر نشان داده است؛ ولی نمونه های واقعی دیافراگم چوبی که مورد آزمایش قرار گیرد، اخیرا مورد توجه قرار گرفته است.

"تنا و آبرامس" (۱۹۹۶) [۹۲ و ۹۳] پاسخ لرزه ای سه ساختمان بنائی غیرمسلح با سقف چوبی را در زلزله "لوما پریتا" بررسی کردند. این سه ساختمان که در طول زلزله مزبور شتاب نگاشتها و سرعت سنجهای نصب شده بر روی آنها اطلاعات ارزشمندی را از رفتار دیافراگم ثبت نموده اند عبارتند از: ۱- ساختمان دو طبقه آشنشانی گیلوری؛ ۲- ساختمان دو طبقه اداری پالوآلتو؛ ۳- هتل هفت طبقه اوکلند. تنا و آبرامس با مدل‌های دینامیکی چند درجه آزادی مجزا و مدل اجزاء محدود به کمک نرم افزار ABAQUS و براساس رفتار خطی مصالح بنائی و رفتار الاستیک دیافراگم مطالعات تحلیلی خود را با پاسخهای ثبت شده مقایسه و کالیبره کردند. مطالعه آنها نشان داد شتابهای دیوارها و دیافراگم با انعطاف

پذیری دیافراگم افزایش می یابد و اثرات پیچش بطور قابل ملاحظه با انعطاف پذیری دیافراگم کاهش می یابد. آنها پیشنهاد نمودند تحلیل سه بعدی شبه دینامیکی که روش ارزان و قابل قبولی است برای ارزیابی ساختمانهای با سقف انعطاف پذیر استفاده شود و برای دقت بیشتر از روش تاریخچه زمانی که پیچیده تر و زمانبر است، استفاده گردد.

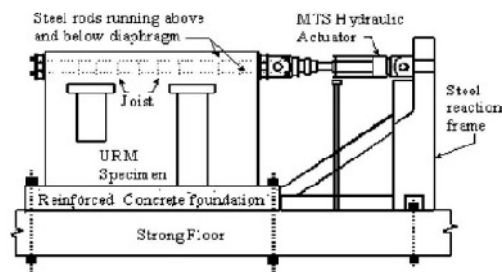
"فلیچمن" (۲۰۰۰) [۴۳] مطالعه ای بر پاسخ لرزه ای ساختمانهای با دیافراگم انعطاف پذیر با المانهای مقاوم باربر جانبی پیرامونی انجام داد و نشان داد تقاضای نیروی دیافراگم بطور قابل ملاحظه ای بیش از توصیه آیین نامه های جاری است و بیشترین نیرو در طبقات پایین سازه اتفاق می افتد؛ لذا پیشنهاد داد همه دیافراگم ها برای مقاومت یکنواخت در ارتفاع ساختمان طراحی گردند که مقاومت طراحی برابر با مقاومت دیافراگم طبقه بالا ضربدر ضریبی برحسب تعداد طبقات و شکل پذیری دیافراگم بر اساس عملکرد است. الگوی توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در ساختمانهای با دیافراگم انعطاف پذیر با الگوی مثلثی متفاوت است. در ساختمانهای با دیوارهای برشی بتنی، طراحی با الگوی مثلثی جابجایی نسبی زیادی در طبقات میانی و بالا بوجود می آورد؛ با طراحی بر اساس مقاومت یکنواخت در طبقات، جابجایی نسبی طبقات برای سازه های با دیافراگم الاستیک کاهش می یابد. الاستیک یا غیرالاستیک بودن دیافراگم به مقاومت و تراز نیروی وارده بستگی دارد. حداکثر نیاز نیرو در سازه های با دیافراگم الاستیک و حداکثر جابجایی نسبی در سازه با دیافراگم غیرالاستیک در طبقه پایینی رخ می دهد.

برانیو و پاکیوت (۲۰۰۵) [۳۰-۳۱] در دانشگاه بوفالو مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی یک ساختمان بنائی غیرمسلح با دیافراگم چوبی را انجام دادند. آنها یک نمونه با مقیاس کامل را تحت آزمایش شبه دینامیکی قرار دادند تا اندرکنش دیوار صلب - سقف انعطاف پذیر و اثر دیافراگم نسبتا ضعیف بر رفتار لرزه ای مورد انتظار بررسی گردد. همچنین آنها دیوارها را با نوارهای FRP بازسازی و تعمیر نمودند تا ظرفیت درون صفحه دیوارها افزایش یافته و رفتار دیافراگم در محدوده غیرالاستیک را ملاحظه کرد. با این وجود، آنها در آزمایشهای خود نتوانستند رفتار غیرخطی دیافراگم را مشاهده کنند ولی نتایج آنها

نشان داد تغییر شکل های دیافراگم آزمایش شده نزدیک به مقادیر پیش بینی FEMA356 و ABK است. نتایج آنها نشان داد در طول زلزله های با شدت کم سختی متفاوت برای دیوارهای دو طرف مشاهده می شود ولی منحنی های سیکلی در طول حرکت های شدید خیلی مشابه هم است، لذا اثر گوشه های ناپیوسته در زمین لرزه های شدید قابل چشم پوشی است. در اشکال زیر تصاویری از آزمایشهای آنها نشان داده شده است.



شکل ۲-۱: نمونه ساختمان بنائی غیر مسلح با مقیاس واقعی و دیافراگم چوبی با مهارهای دیوار به سقف (برانیو و پاکوت ۲۰۰۵)



شکل ۲-۱۱: تنظیم سیستم آزمایش برانیو با استفاده از قاب عکس العمل و پی صلب

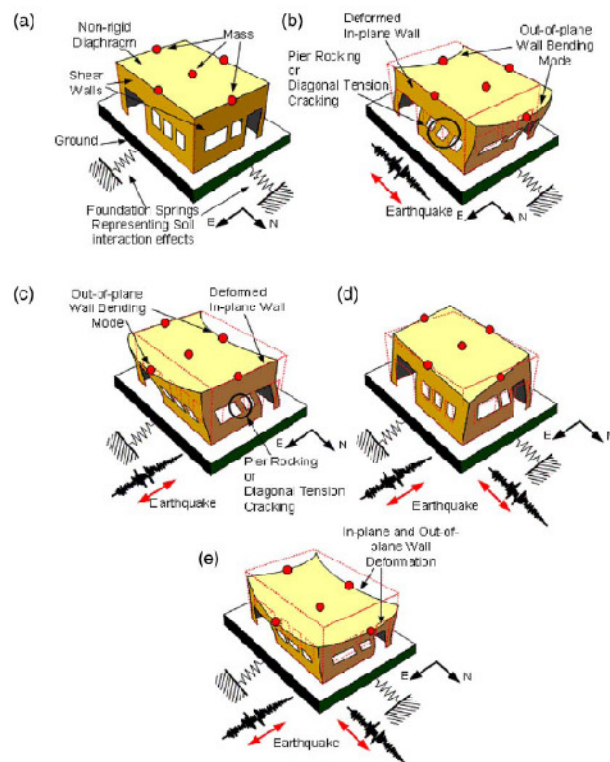
محققین دانشگاه تگزاس در آزمایشگاه تحقیقاتی مهندسی ساختمان ارتش امریکا دو نوع دیافراگم انعطاف پذیر شامل یک لایه پوشش قطری چوبی و سقف فلزی چیندار را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این آزمایشها رفتار غیرخطی قابل توجهی در حرکت خارج از صفحه دیوارها هنگام تغییر شکل دیافراگم و جابجایی های درون صفحه دیوارها نشان داد. در تحقیقات آنها ملاحظه شد که سختی، مقاومت و منحنی های هیستریزس خارج از صفحه و درون صفحه به آسانی توسط مدل های ساده که در دستورالعملها وجود



دارد، بدست نمی آید. در این زمینه کارهای تحقیقاتی توسط "کیم و وایت" (۲۰۰۴) [۵۴-۵۵] در دانشگاه جرجیا برای کالیبره کردن سختی، مقاومت و رفتار هیستریزیس درون صفحه و خارج از صفحه ی دیوارها و دیافراگم های چوبی صورت گرفت. آنها یک ساختمان یک طبقه بنائی با مقیاس ۱:۲ را تحت آزمایشهای میز لرزه قرار دادند و سختی و مقاومت مدل را با کالیبراسیون نتایج تست آزمایشگاهی تعیین نمودند و خواص دیافراگم را با آزمایشهای مجزای ایزوله شده دیافراگم سقف بدست آوردند. خواص سختی الاستیک دیوار بر اساس آزمایشهای میز لرزه سطح پایین بدست می آید. خواص مقاومت و سختی پس از الاستیک دیوارهای خارج از صفحه و داخل صفحه بر اساس آزمایشها متوسط تخمین زده می شود. آنها ملاحظه نمودند رفتار کلی ساختمان توسط رفتار خارج از صفحه دیوارها و رفتار دیافراگم غالب است؛ هرچند سختی خارج از صفحه دیوارها ناچیز است. بنابراین یکی از مهمترین راههای بهبود عملکرد ساختمانهای با سقف انعطاف پذیر، افزایش مقاومت و سختی خارج از صفحه دیوارهاست که می توان با استفاده از مهاربندی فلزی، استفاده از نوارهای FRP در سطح دیوار، گوشه های مسلح شده یا پس تنیده بهسازی لازم را انجام داد. همچنین پاسخ دیوارهای خارج از صفحه بطور قابل ملاحظه تحت تأثیر انعطاف پذیری دیافراگم است که با افزایش سختی و مقاومت دیافراگم، خسارت خارج از صفحه دیوارها را می توان کاهش داد که این کار با افزودن مهاربندی درون صفحه ای سقف، مقاوم ساختن اتصالات بین دیافراگم و دیوار، نصب قاب مهاربندی شده یا دیافراگم جدید در زیر دیافراگم موجود میسر می شود. باید توجه داشت که افزایش سختی دیافراگم منجر به کاهش تغییرمکان نسبی خارج از صفحه دیوارها می گردد؛ ولی تغییر مکان نسبی درون صفحه دیوارها را افزایش می دهد.

کیم و وایت بیان نمودند برای ساختمانهای با دیافراگم صلب مدل یک درجه آزادی برای تخمین نیروی برشی کل طبقه استفاده می شود ولی این روش برای ساختمانهای با دیافراگم انعطاف پذیر مناسب نیست؛ زیرا دیافراگم های انعطاف پذیر چند مد غالب دارد و هر دیافراگم تمایل دارد در درجات آزادی مختلف حرکت کند. در شکل ۲-۱۲ روش پیشنهادی کیم و وایت، سازه به زیرمجموعه های

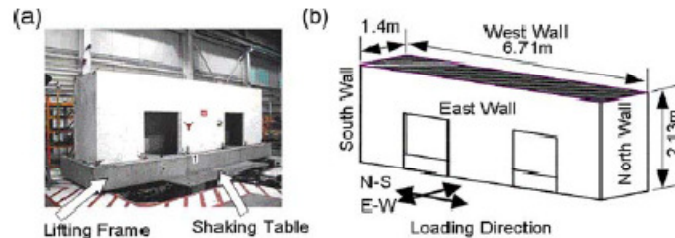
دیافراگم مجزا می‌گردد و جرمهای متمرکز در مرکز دیافراگم و تقاطع بین دیوارها و دیافراگم متمرکز می‌شود. تغییرشکل کلی ساختمانهای با دیافراگم انعطاف پذیر را می‌توان بصورت شکل ۱۲-۲ نشان داد. پیش بینی رفتار سازه‌ها با دیافراگم صلب در مقایسه با دیافراگم انعطاف پذیر به مراتب ساده‌تر است، زیرا در این حالت سه مود اصلی تغییرشکل دیافراگم که در شکل‌های b, c و e نشان داده شده است، وجود ندارد. تغییرشکل دیافراگم با سختی و مقاومت خارج از صفحه دیوارها همراه است و شکل تغییر یافته سازه با دیافراگم انعطاف پذیر پیچیده‌تر است.



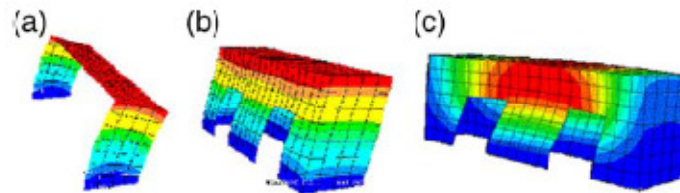
شکل ۱۲-۲: ساختمانهای با دیوار برشی و با دیافراگم انعطاف پذیر: (a) اجزای سازه‌ای و شکل تغییر نیافته؛ (b) مد خمشی در جهت N-S؛ (c) مد خمشی در جهت E-W؛ (d) مد چرخش برشی در دو جهت؛ (e) مدهای ترکیبی چرخش برشی و خمشی در دو جهت.

برای پیش بینی خواص سیستم شامل اندرکنش پیچیده بین دیوارهای درون صفحه و خارج از صفحه و دیافراگم به مدلسازی عددی و آزمایشگاهی نیاز است. با کالیبراسیون مدل عددی با نتایج آزمایش می‌توان مشخصات سیستم را بدست آورد. در شکل ۱۳-۲ و شکل ۱۴-۲ مدل فیزیکی و عددی

استفاده شده توسط کیم و وایت برای بررسی این موضوع را نشان می دهد که از تحلیلهای آنها، نتایج زیر مشخص گردید:



شکل ۲-۱۳: شکل کلی و ابعاد نمونه ساختمان مورد آزمایش



شکل ۲-۱۴: تغییر شکل مدل عددی ساختمان: (a) سازه با دیافراگم صلب؛ (b) سازه با دیافراگم صلب و دیوارهای شرقی و غربی؛ (c) سازه با دیافراگم انعطاف پذیر

۱- هنگامی که دیوار خارج از صفحه برداشته شود، شتاب پیک در مرکز دیافراگم تغییر قابل ملاحظه ای نمی کند؛ اما جابجایی پیک افزایش قابل توجهی می کند، لذا مشارکت دیوار خارج از صفحه در ساختمانهای بنایی مهم است؛ بطوری که می تواند تغییرشکل دیافراگم را کاهش دهد. با افزایش سختی دیافراگم جابجایی نسبی دیوار خارج از صفحه کاهش می یابد؛ ولی جابجایی نسبی دیوار درون صفحه افزایش می یابد؛ زیرا نیروی جانبی توزیع شده به دیوار خارج از صفحه به دیوارهای درون صفحه بازتوزیع می شود.

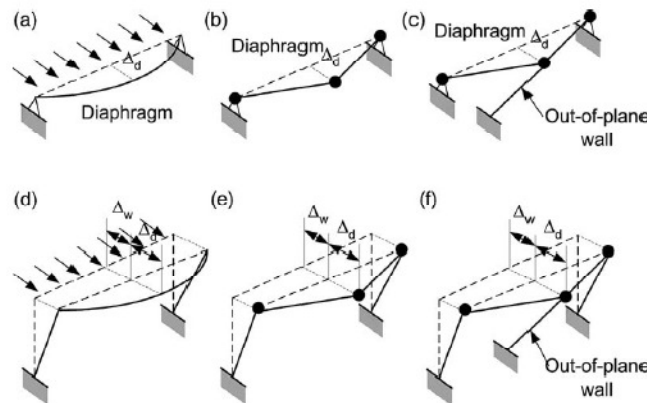
۲- عموماً تعیین عرض لبه ی دیوارهای خارج از صفحه دشوار است؛ زیرا این عرض به شرایط اتصال در تقاطع دیوارهای خارج از صفحه و دیوار درون صفحه و انعطاف پذیری نسبی دیافراگم و دیوار بستگی دارد. نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی نشان داد تأثیر لبه دیوار خارج از صفحه قابل صرفنظر کردن است.

۳- شتاب پیک در بالای دیوارهای درون صفحه معمولاً خیلی کمتر از مرکز دیافراگم هاست؛ لذا شتاب در بالای دیوارهای درون صفحه و مرکز دیافراگم باید بطور مجزا در نظر گرفته شود و دیافراگم انعطاف پذیر باید بصورت چند درجه آزادی مدل گردد و مدل رایج یک درجه آزادی برای دیافراگم صلب، از کارایی لازم برای دیافراگم های انعطاف پذیر برخوردار نیست.

در مدلسازی های تحلیلی، شتاب طیفی بالای دیوارهای درون صفحه را می توان بر اساس یکی از دو روش ایده آل سازی زیر، محاسبه کرد: ۱- با فرض این که دیوارهای درون صفحه صلب هستند، شتاب بالای دیوار درون صفحه معادل با پایه در نظر گرفته شود. این فرض در خیلی از ساختمانهای بنائی می تواند استفاده شود؛ ۲- استفاده از مدل تحلیلی مجزا برای هر دیوار با در نظر گرفتن جرم هر دیوار درون صفحه و سطح بارگیر دیافراگم. برای شناخت مفاهیم و تأثیرات انعطاف پذیری دیوار و دیافراگم، مطابق شکل ۲-۱۵، اگر در ساختمانهای با دیافراگم انعطاف پذیر دیوارها صلب باشند، شتاب بالای دیوار درون صفحه با شتاب پایه برابر می گردد و می توان از اثرات آنها صرف نظر کرد و از شکلهای a، b و c استفاده کرد که در اینصورت سختی دیوارهای درون صفحه در پیوند تأثیری ندارد؛ ولی جرم آن در تعیین نیروهای وارد بر دیوار مؤثرند. در شکل a که بار جانبی بصورت گسترده لحاظ شده است، می توان بر اساس تحلیل ریتز و با استفاده از تئوری تیر اویلر (تغییر شکل برشی صفر)، ارتعاش آزاد یک تیر با تکیه گاه ساده با جرم یکنواخت توزیع شده در طول را برابر با  $T = 0.081\Delta_H$  در نظر گرفت. در حالت b که جرم دیافراگم در مرکز متمرکز شده است، پیوند مرکز دیافراگم را می توان از رابطه (۲-۴) بدست آورد. حالتهای a و b برای موقعی است که سختی خارج از صفحه دیوارها قابل صرف نظر کردن باشد، مانند دیوارهای بنائی غیرمسلح یا دیوار بنائی با بازشوهای زیاد، مناسب است. برای حالتی که سختی خارج از صفحه دیوارها قابل توجه است، مانند دیوارهای بتن مسلح، لازم است از حالت c استفاده شود. برای دیوارهای درون صفحه انعطاف پذیر از مدل های d، e و f می توان استفاده کرد. مدل های c و f بطور واقعی

تر بیانگر مدل این نوع سازه ها است. وقتی که سختی و مقاومت دیوارهای خارج از صفحه و داخل صفحه در ساختمان قابل توجه باشد، استفاده از مدل سه درجه آزادی مناسب تر و واقعی تر است.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{mg\Delta_d}} = (0.1\Delta_d)^{0.5} \quad (۴-۲)$$



شکل ۲-۱۵: جابجایی ساختمان یک دهانه یک طبقه با دیافراگم انعطاف پذیر

FEMA356 برای ساختمانهای یک طبقه یک دهانه با دیافراگم های انعطاف پذیر رابطه (۲-۵) را

برای تعیین پریود اصلی ارتعاش ارائه نموده است [۴۱]:

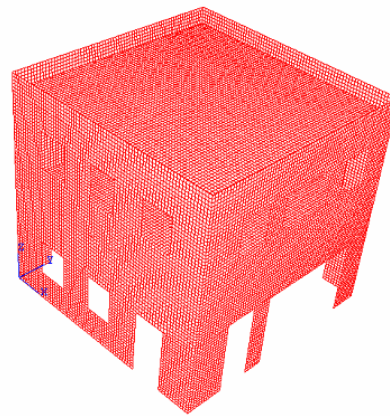
$$T = (0.1\Delta_w + 0.078\Delta_d)^{0.5} \quad (۵-۲)$$

که در این رابطه،  $\Delta_w$  و  $\Delta_d$  به ترتیب تغییر مکان دیوار درون صفحه و دیافراگم است که برای ساختمانهای بنائی غیرمسلح یک دهانه با ارتفاع کمتر از ۶ طبقه بصورت  $T = (0.078\Delta_d)^{0.5}$  پیشنهاد گردیده است. FEMA356 پیشنهاد داده است، پریود و نیروی استاتیکی خطی برای هر دهانه دیافراگم و در هر تراز محاسبه شود؛ ولی راهنمایی صریح بدین منظور ارائه نکرده است.

کیم و وایت در مدلسازی خود فرض نمودند دیافراگم ها بصورت مستقل از یکدیگر رفتار می کنند و اتصال دیوار و دیافراگم مناسب است تا نیروی دیوار را به دیافراگم منتقل کند. آنها مدل‌های ساده و مدل‌های FE با نتایج ثبت شده ساختمان آتش نشانی گیلور مقایسه و دقت روشهای ساده را نشان دادند.

آنها برای تعیین سختی دیوارهای بنائی درون صفحه از تحلیل المان محدود دوبعدی تنش مسطح ایزوپارامتریک استفاده نمودند. آنها تأکید کردند تحقیقاتی بر روی پاسخ هیستریزیس درون صفحه دیوارها که تحت بارگذاری خارج از صفحه نیز قرار گرفته، وجود ندارد.

تیانایی (۲۰۰۴) [۹۴-۹۶] در دانشگاه جورجیا مدلسازی عددی و مطالعه آزمایشگاهی ساختمانهای بنائی غیرمسلح با دیافراگم انعطاف پذیر چوبی را انجام داد. وی پس از بررسی خواص ملات و آجر، رفتار المان پایه واحد بنائی را با ریزمدلسازی و آزمایش مشخص نمود و رفتار مؤلفه های دیوار (پایه ها) را تحت مدهای مختلف خرابی بصورت روابط و نمودارها مقایسه کرد. وی در نهایت، یک ساختمان دو طبقه را با ABAQUS مدلسازی کرد و نتایج آن را با مدل آزمایشگاهی در مقیاس واقعی برای بار استاتیکی معادل و دینامیکی تاریخچه زمانی تحلیل کرد. مون (۲۰۰۴) [۷۹] به مسأله ی مقاوم سازی این ساختمانها پرداخت و تأثیر آرایش نوارهای FRP را در گوشه های دیوار بر افزایش مقاومت و شکل پذیری ساختمانهای بنائی با سقف انعطاف پذیر بررسی کرد.



شکل ۲-۱۶: مدل سه بعدی ساختمان دو طبقه مورد آزمایش تیانایی

## ۲-۳-۲-۳. دیافراگم های بتن مسلح

### ۲-۳-۲-۱. انواع دیافراگم های بتن مسلح

دیافراگم های بتن مسلح کاربرد گسترده ای در اجرای ساختمان های جدیدالاحداث و همچنین گزینه ای مناسب جهت مقاوم سازی سقف های طاق ضربی می باشد. دلیل این کاربرد گسترده را می توان در حفظ انسجام این سقفها و همچنین صلبیت قابل ملاحظه تامین شده در اینگونه سقفها دانست. به صورت کلی انواع سقف های بتنی شامل موارد زیر می باشد:

#### الف. سقف کامپوزیت

اجزای تشکیل دهنده سقف کامپوزیت عبارت از : میلگرد، بتن و برشگیر می باشد و گزینه مناسب برای ایجاد صلبیت و انسجام در سقف های انعطاف پذیر نظیر سقف طاق ضربی می باشد. مراحل اجرای این سقف به صورت مختصر به شرح زیر می باشد:

۱- قالب بندی سقف بوسیله چهارتراش ، گوه ، تخته روسی، ورق آلومینیوم و پلاستیک در سقف های جدیدالاحداث. لازم به ذکر است که در سقف های طاق ضربی طاق موجود مشابه قالب عمل نموده و در این مرحله لازم است قشر رویه سقف تا رسیدن به تیرهای طاق ضربی جمع آوری گردد. این عمل در بسیاری موارد باعث کاهش قابل ملاحظه وزن به دلیل وزن زیاد قشر رویه می باشد.

۲- نصب برشگیر : در سقف های طاق ضربی موجود می توان با درگیر نمودن بال تیرهای موجود، برشگیر را حذف نمود. برای این منظور لازم است فضای زیر بال تا مقداری که بتن امکان قرارگیری کامل زیر بال و درگیر شدن بال را داشته باشد خالی شود.

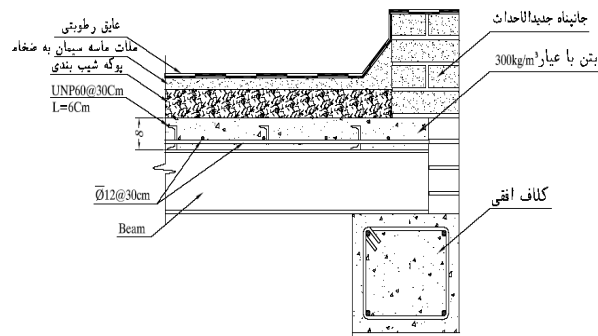
۳- مش بندی سقف بوسیله میلگرد با مقاومت تسلیم طراحی

۴- بتن ریزی و پرداخت سطح

با توجه به این که در این روش کل سقف موجود دستخوش تغییرات می‌شود هزینه‌های اجرایی مقاومسازی سقف طاق ضربی به وسیله این روش بالا می‌باشد و همچنین اجرای این روش در طبقات غیر بام به دلیل وجود دیوارها و تیغه‌های داخلی دشواری زیادی را به همراه خواهد داشت. راه حل پیشنهادی برای کامپوزیت کردن این سقفها کامپوزیت کامل فضاهای محصور در بین دیوارهای بنایی موجود و اتصال به سقف مجاور از طریق تخریب اتصال دیوار به سقف در قسمتی از طول دیوار می‌باشد. در ... دیتایل و تصاویر اجرایی مرتبط با سقف کامپوزیت نشان داده شده است.



ب. اجرای برشگیر بر روی تیرهای موجود



الف. دیتایل کامپوزیت کردن سقف



د. بتن ریزی



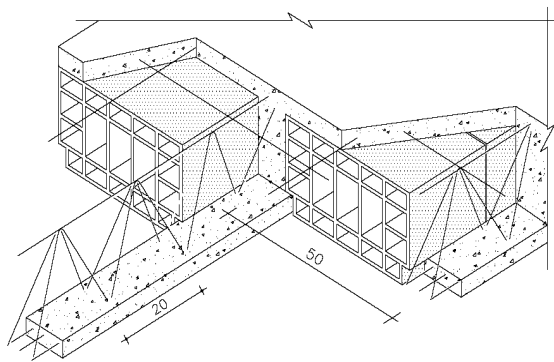
ج. آرماتورگذاری سقف

شکل ۲-۱۷: سقف کامپوزیت



### ب. سقف تیرچه بلوک

سقف تیرچه و بلوک جزء دال‌های یک‌طرفه به حساب می‌آید که در این نوع سقف برای کاهش بار مرده از بلوک‌های مجوف بتنی یا سفالی برای پر کردن سقف استفاده می‌شود. به دلیل سهولت در اجرا این سقف‌ها کاربرد گسترده‌ای در ساختمان‌های جدید الاحداث دارند.

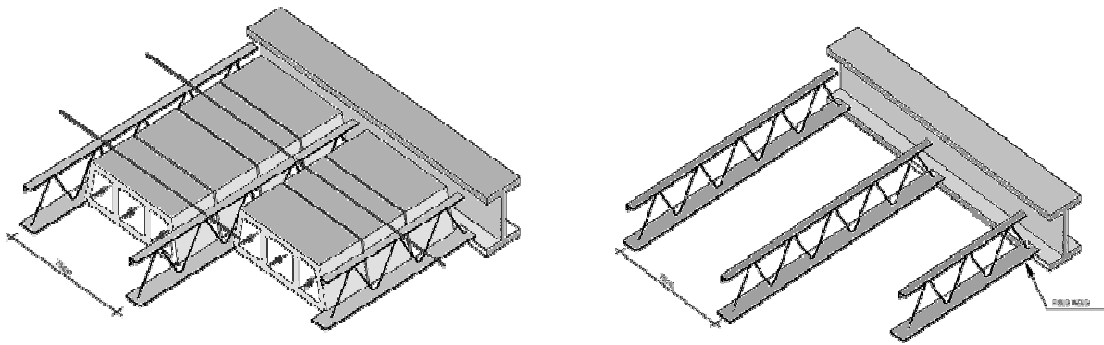


شکل ۲-۱۸: سقف تیرچه بلوک

### ج. سقف گرمیت

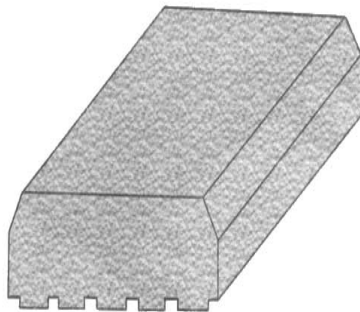
در سیستم سقف گرمیت از تیرچه‌های فولادی با جان باز در ترکیب با بتن استفاده می‌شود. در ساخت تیرچه‌های مذکور از یک تسمه، در بال تحتانی و نیز یک میلگرد خم شده در جان استفاده می‌شود. برای پر کردن فضای خالی بین تیرچه‌ها از قالب‌های ثابت مانند بلوک‌های سیمانی، پلی‌استایرن، طاق ضربی، قالب‌های موقت فولادی (کامپوزیت) و یا هر پرکننده سبک استفاده می‌شود. فواصل تیرچه‌ها بسته به نوع قالب از ۷۳ سانتی تا ۱۰۰ سانتی متر متغیر است، روی سقف نیز با ۴ الی ۱۰ سانتی متر بتن پوشانده می‌شود.

تیرچه‌ها از نوع خود ایستا بوده و به همین علت هیچ نوع شمع بندی در زیر سقف مورد نیاز نمی‌باشد و تیرچه‌ها به نحوی طراحی می‌شوند که بتوانند وزن بتن خیس، قالب‌ها و عوامل اجرایی سقف را به تنهایی تحمل کنند. این سقف‌ها انواع مختلفی مانند: سقف تیرچه و بلوک گرمیت، سقف کامپوزیت گرمیت و سقف پلیمری گرمیت تقسیم بندی می‌شوند.

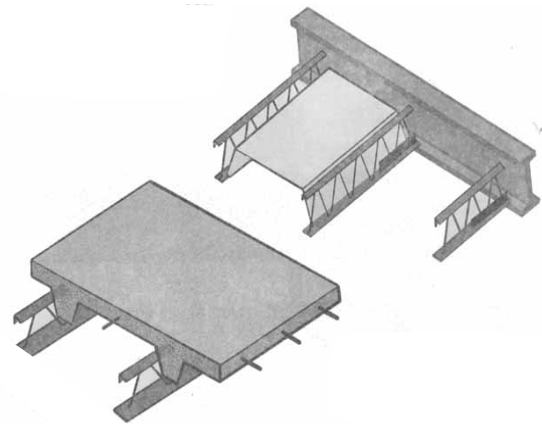


الف. بدنه اصلی سقف کرمیت

ب. سقف تیرچه و بلوک کرمیت



د. سقف پلیمری کرمیت



ج. سقف کامپوزیت کرمیت

شکل ۱۹-۲: سقف کرمیت

### ۲-۳-۲-۳-۲. عملکرد رفتاری دیافراگم‌های بتن مسلح

فرض صلبیت درون صفحه دیافراگم‌های بتن مسلح به ساده تر شدن تحلیلها و کاهش حجم محاسبات کمک می نماید؛ ولی شرایط خاص دیافراگم، نسبت ابعادی زیاد و عملکرد این دیافراگم‌ها در ساختمان‌های خیلی بلند با نتایج مدل‌های عددی با فرض صلبیت درون صفحه ای دیافراگم‌ها منطبق نیست.

عملکرد درون صفحه ای دیافراگم و اثر آن بر توزیع نیروها در اعضای مختلف سازه ای در ساختمانهای بتنی و فولادی با سقف بتن آرمه توسط محققین مختلفی بررسی شده است. در این راستا، اثرات تغییر ضخامت و جنس مصالح تشکیل دهنده دیافراگم، نسبت ابعاد، وجود بازشو در دال، موقعیت

قرارگیری بازشوها، تعداد و ارتفاع طبقات، نامنظمی در پلان ساختمان بر رفتار ساختمان (برش قابها در هر تراز، حداکثر تغییرمکان ترازها و زمان تناوب) بطور مفصل بررسی شده است و در مجموع پیشنهاد شده است با نظر به افزایش سرعت و حافظه رایانه ها، برای ساختمانها (مخصوصا ساختمانهای بلند) اثرات انعطاف پذیری درون صفحه ای دیافراگم مورد توجه و تحلیل قرار گیرد.

### ۲-۳-۲-۴. دیافراگم طاق ضربی

سقفهای طاق ضربی عبارت از تیرهای فولادی هستند که توسط طاقهای آجری پوشانده شده‌اند. در دهه‌های گذشته این سقفها به صورت وسیعی در ایران مورد استفاده قرار گرفته‌اند. با توجه به عملکرد خاص رفتاری این سقفها در حین زلزله و تعداد وسیع این سقفها در ساختمانهای موجود در کشور در فصل ۴-۴ به تفصیل به ارزیابی این سقفها پرداخته خواهد شد.

### ۲-۳-۳. ضوابط طراحی اجزای دیافراگم

#### ۲-۳-۳-۱. تیر لبه

همانطور که در بخش ۲-۲-۱ عنوان گردید، تلاش در تیرهای لبه حاصل از عملکرد کششی و فشاری این اعضا برای مقابله با لنگر ایجاد شده در دیافراگم می‌باشد.

استفاده از این اعضا، باعث توزیع برش به صورت یکنواخت در سرتاسر عرض دیافراگم با مقدار  $V_u/t_d$  می‌شود. در صورت استفاده از تیر لبه بتنی آیین‌نامه ACI318 در قسمت ۲۱.۱۱.۸ اجازه توزیع یکنواخت میلگرد برای مقابله با خمش و برش را می‌دهد. در صورت استفاده از توزیع یکنواخت میلگرد، محاسبه نیرو در هر آرماتور بر اساس توزیع خطی کرنش در عرض دیافراگم می‌باشد. با این فرض در لبه‌های دیافراگم کرنشهای بزرگ رخ می‌دهد که نیاز به مقادیر بیشتر میلگرد در لبه‌ها و امکان رخداد ترک در این قسمت می‌باشد. در صورتی که از مقاومت خمشی میلگردهای قسمت میانه دیافراگم جهت مقابله با

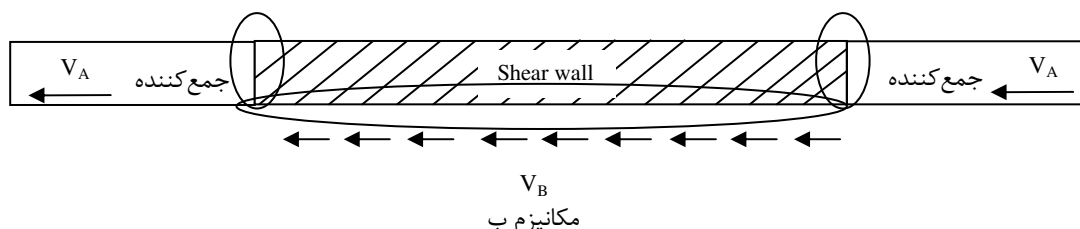
خمش ایجاد شده در دیافراگم استفاده شود فرض توزیع یکنواخت برش صحیح نمی‌باشد. به بیان بهتر استفاده از برش یکنواخت با مقدار  $V_u/t_d$  تنها در حالتی که میلگردگذاری متمرکز در سقف در نظر گرفته شده است، صحیح می‌باشد. با این فرض مقدار برش از صفر در لبه‌ها تا مقدار حدودی  $2V_u/t_d$  در تار خنثی به صورت خطی افزایش می‌یابد. بنابر مسائل مطروحه حذف آرماتورگذاری متمرکز در لبه‌های دیافراگم توصیه نمی‌گردد و در صورتی که از میلگردگذاری یکنواخت در دیافراگم استفاده شده است، جهت ایجاد تیر لبه و ممانعت از آثار نامطلوب میلگردگذاری یکنواخت، ارزیابی کمی دیافراگم بر اساس تامین مقاومت خمشی تنها توسط  $\frac{1}{4}$  ابتدا و انتهای عمق دیافراگم صورت می‌پذیرد. در این صورت توزیع برش در عرض دیافراگم یکنواخت با مقدار  $V_u/t_d$  می‌باشد. لازم به ذکر است که در سقف‌های طاق‌ضربی با مهاربند افقی نقش تیر لبه را کلاف‌های پیرامون هر چشمه ایفا می‌کنند و توزیع برش خطی فرض می‌شود.

### ۲-۳-۳-۲. جمع کننده

همانطور که در بخش ۱-۲-۳ عنوان شد در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش از طریق جمع کننده به دیوار بر اساس ضخامت جمع کننده نسبت به دیوار مطرح می‌باشد:

الف. انتقال مستقیم نیرو از طریق لبه‌های ابتدایی و انتهایی دیوار

ب. انتقال برش به دیوار از طریق برش اصطکاکی



شکل ۲-۲: مکانیزم انتقال برش از دیافراگم به دیوار برشی

### ۲-۳-۳. کلاف‌های کششی دیافراگم

در دیافراگم باید از کلاف‌های کششی پیوسته که دو لبه‌ی مقابل دیافراگم یا تیرهای لبه را به هم وصل می‌کنند استفاده نمود. فاصله‌ی کلاف‌ها از هم نباید از سه برابر طول کلاف‌ها زیادتر باشد. طول کلاف، فاصله‌ی بین دو نقطه‌ی متوالی انتقال نیروی آن به سایر اعضای باربر جانبی، مانند تیرهای قاب‌ها، می‌باشد.

### ۲-۴. روش‌های کلی برای ارزیابی دیافراگم‌ها

به صورت کلی ارزیابی یک دیافراگم ارتباط مستقیم با رفتار رفتار خطی یا غیرخطی در نظر گرفته شده برای این عضو دارد. دستورالعمل‌ها، آیین‌نامه‌ها و منابع علمی مرتبط با دیافراگم چهار نگرش مختلف برای ارزیابی اعضای دیافراگم را مد نظر قرار داده‌اند. با ارزیابی نگرش‌های مختلف می‌توان به این نتیجه رسید که اجماع کلی بر روی رفتار دیافراگم‌ها بر اساس پذیرش رفتار غیرخطی محدود این اعضا و انتقال عملکرد غیرخطی اصلی به سیستم باربر جانبی می‌باشد. برای رسیدن به این مقصود مسیر حرکت نیرو از دیافراگم تا سیستم باربر جانبی باید مشخص باشد تا توانایی ایجاد ظرفیت معادل در اعضای انتقال دهنده میسر باشد.

### ۲-۴-۱. طراحی نیرویی

در روش طراحی نیرویی که در آیین‌نامه‌های طراحی کاربرد زیادی دارد، نیروی زلزله بر اساس ضریب رفتار ساختمان به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. همچنین بر اساس (ASCE 7-05[12.4.3.2]) در طراحی دیافراگم اثر اضافه مقاومت ( $\Omega$ ) در نیروی زلزله وارده به ساختمان، برای رده بندی لرزه‌ای C تا F باید در ترکیب بار مطابق رابطه (۲-۶) نظر گرفته شود:

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \Omega_0 Q_E + L + 0.2S \quad (۲-۶)$$

$$(1.2 - 0.2S_{DS})D + \Omega_0 Q_E + L + 1.6H$$

و در بقیه حالات برابر روابط (۲-۷) می‌باشد.

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S \quad (7-2)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H$$

که در روابطه فوق:

$S_{DS}$ : شتاب پاسخ طیفی در زمان تناوب کوتاه برای  $D$ : بار مرده

میرایی ۰.۵٪

$\rho$ : ضریب نامعینی  $\Omega_0$ : ضریب اضافه مقاومت

$Q_E$ : نیروی زلزله  $S$ : بار برف

$H$ : بار حاصل از فشار خاک، آب

برای کاهش احتمال کمتر شدن مقاومت برشی دیافراگم از دیوار برشی آیین‌نامه [ACI318 9.3.4] موظف می‌کند که ضریب کاهش مقاومت در نظر گرفته شدن برای برش در دیافراگم از حداق ضریب کاهش مقاومت در نظر گرفته شده برای برش در سیستم باربر جانبی تجاوز نکند. به عنوان مثال در صورتی که سیستم باربر جانبی دیوار برشی باشد و از ضریب کاهش مقاومت ( $\phi$ ) ۰/۷۵ برای برش استفاده شده است در این صورت مقدار  $\phi$  در نظر گرفته شده برای دیافراگم برابر ۰/۷۵ می‌باشد.

## ۲-۴-۲. طراحی بر اساس نسبت نیرو به ظرفیت (DCR)

این روش برای اولین بار در مورد سقف‌های انعطاف‌پذیر و چوبی مطرح شده است و در آیین‌نامه‌های FEMA 310 و هند به صورت مبسوط مورد بحث قرار گرفته است. در این روش آسیب‌پذیری دیافراگم بر اساس نسبت نیرو به ظرفیت و طول دهانه دیافراگم تعیین می‌شود. این روش غیرخطی شدن در دیافراگم را می‌پذیرد. بر این اساس نسبت نیرو به ظرفیت در هر دیافراگم بر اساس روابط زیر محاسبه می‌شود:

دیافراگم‌ها بدون دیوار میانی

دیافراگم‌های در ساختمان یک طبقه با دیوار میانی

دیافراگم‌های در ساختمان چند طبقه با دیوار میانی در تمامی

ترازها

دیافراگم بام یا دیافراگم‌هایی که مستقیماً زیر آن دیوارهای

داخلی قرار داشته باشند.

در روابط مذکور :

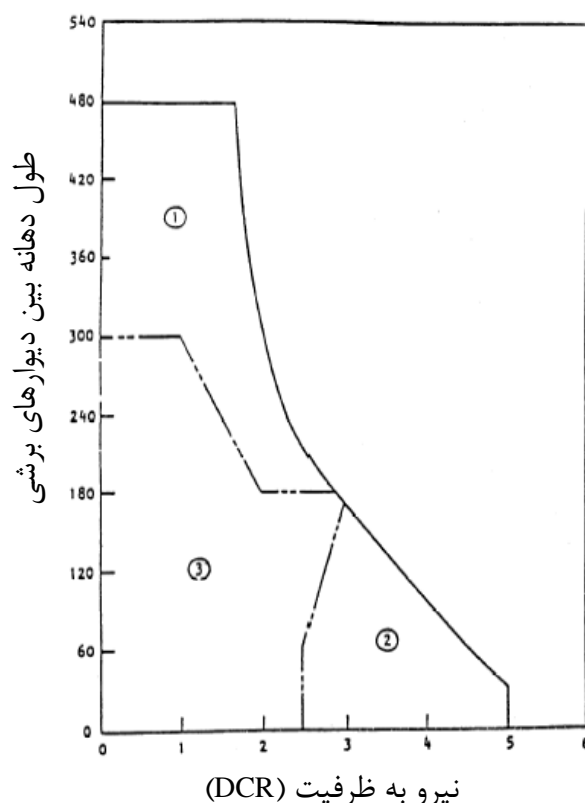
$W_d$ : بار نهایی مرده وارده به دیافراگم (lb)

$V_u$ : مقاومت برشی دیافراگم (lb/ft)

$D$ : طول دیوار بنایی (in)

$V_{cb}$ : مقاومت برشی دیوارهای عرضی داخلی در تراز پایینی دیافراگم مورد بررسی (lb)

$S_{D1}$ : شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه



شکل ۲-۲۱: نمودار نسبت تقاضا به ظرفیت نسبت به طول دهانه

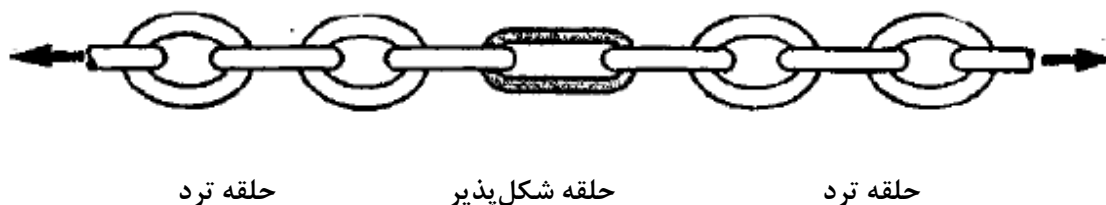
در صورتی که نقطه مشخص شده در سمت راست منحنی شکل ۲-۲۱ تغییر شکل دیافراگم مورد نظر زیاد است و ضعف در مقاومت دیافراگم یا کیفیت تیغه‌بندی داخلی و یا هر دو می‌باشد. در صورتی که نسبت نیرو به ظرفیت و طول دیافراگم به صورتی باشد که در یکی از قسمت‌های ۱،۲ یا ۳ شکل ۲-۲۱ قرار بگیرد، در این صورت دیافراگم قابل قبول می‌باشد. موقعیت نقطه در هریک از نواحی ۱،۲ یا ۳ معیار است برای کنترل پایداری دیوارهای بنایی غیر مسلح

### ۲-۴-۳. طراحی بر اساس ظرفیت

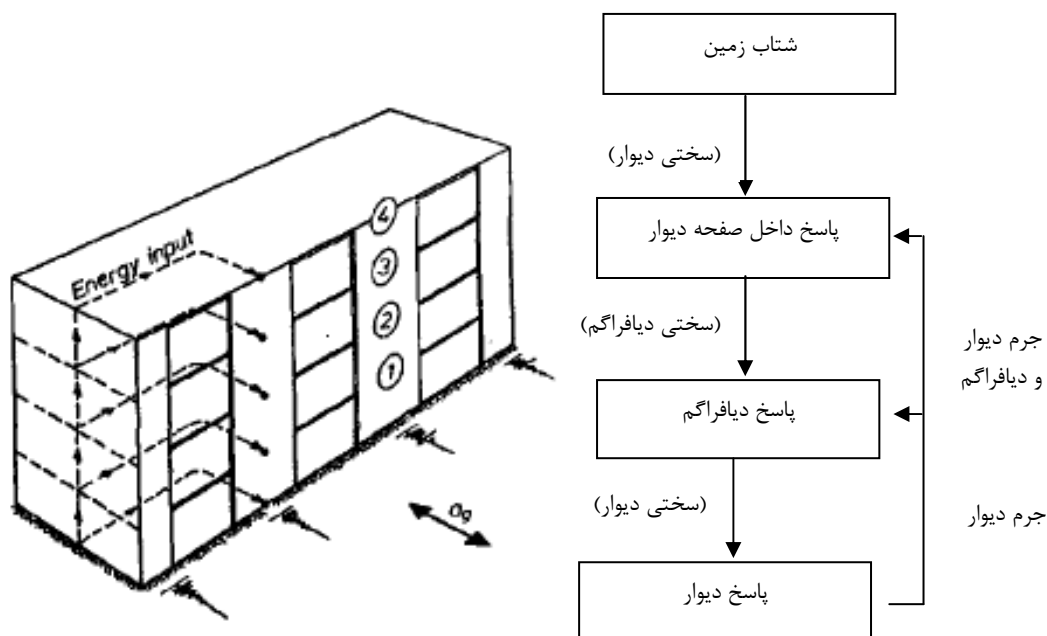
این روش بر اساس حداکثر نیروی قابل انتقال به دیافراگم از طریق سیستم باربر جانبی و تامین ظرفیت در دیافراگم بر اساس این نیرو می‌باشد. مکانیزم‌های مختلف خرابی دیافراگم، مسیر انتقال بار به دیافراگم و مشخصات اعضای انتقال دهنده نیرو به دیافراگم، شاخص‌های اصلی در این روش می‌باشند که تغییر هریک باعث تغییر نتایج در طراحی به میزان قابل توجهی می‌شود.



ایده اصلی این طرح توسط آقای Pauly مطرح گردید. بر اساس مطالب فوق می‌توانیم مسیر انتقال بار را مطابق شکل ۲-۲۲ مشابه یک زنجیر در نظر بگیریم که از مجموع حلقه‌های ترد ارتجاعی و حلقه‌های نرم تسلیم‌شونده تشکیل شده‌اند. طراحی حلقه‌های ترد به صورتی است که در طی زلزله از حالت ارتجاعی خارج نشوند، بنابراین کنترل شونده توسط نیرو می‌باشند. طراحی حلقه‌های نرم به صورتی است که مقاومت آن‌ها کمتر از ظرفیت حلقه‌های ترد باشند تا فرآیند تسلیم به صورت به طور هدایت شده در این حلقه‌ها متمرکز گردد و حلقه‌های ترد در طی زلزله آسیب نبینند. هدف از این روش جلوگیری از شکست‌های نامطلوب می‌باشد.



شکل ۲-۲۲: زنجیر ایمن



شکل ۲-۲۳: مسیر انتقال نیرو در ساختمان بنایی غیرمسلح

همانطور که در بخش ۲-۳-۱-۲ عنوان گردید با وجود این که مقاومت افزون دیوارها می تواند یک نقش قابل توجه در پیشگیری از خرابی سازه داشته باشد، می تواند منجر به پاسخ غیرالاستیک دیافراگم مخصوصا در طبقات بالا گردد؛

بر اساس این رویکرد در طراحی دیافراگمها می توان اصول زیر را مدنظر قرار داد:

- تیر لبه و جمع کننده نباید ضعیفترین عضو در حلقه های انتقال دهنده نیرو در دیافراگم به سیستم باربر جانبی باشند.
- بدنه میانی دال و مهاربندهای افقی اولین حلقه از زنجیره انتقال نیرو در دیافراگم می باشند.
- در صورتی که دیافراگم را مشابه یک تیر و سیستم باربر جانبی را مانند تکیه گاه آن در نظر بگیریم در این صورت نیروی وارد شده به تیر بیشتر از ظرفیت تکیه گاهها نمی تواند باشد. این موضوع در قسمت بعدی به صورت مشروح بیان خواهد شد.

#### ۲-۴-۴. طراحی براساس عملکرد

در این روش که بیشتر در آیین نامه ها و دستورالعمل های بهسازی مورد ارزیابی قرار گرفته است، نیروی زلزله واقعی با در نظر گرفتن اعمال اثر مودهای بالاتر به سازه وارد می شود. FEMA 356, ASCE (3.3.1.3[41-06، نشریه ۳۶۰ [۱-۳-۳])

در صورتی که عضو کنترل شونده تغییر شکل باشد اثرات حاصل از تغییر مکان های غیر ارتجاعی سیستم، اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای و اثرات  $P-\Delta$  با فرض رفتار غیر خطی مصالح در اثر نیروی وارده به سازه، مدنظر قرار می گیرد.

برای محاسبه ظرفیت عضو، بر اساس کنترل شونده نیرو یا تغییر شکل ظرفیت کرانه پایین یا مورد انتظار عضو در نظر گرفته می شود. برای در نظر گرفتن اثرات ناشی از عدم گسیختگی اعضای کنترل-شونده به تغییر شکل بعد از ورود به ناحیه غیرخطی ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی در ظرفیت

عضو ضرب می‌شود. ( این ضریب تا مقدار ۱۵ برای بعضی از حالات ذکر شده است. ) FEMA 356, ASCE 41-06[3.4.2.2]، نشریه ۳۶۰ [۲-۱-۴-۳]

### ۲-۴-۴-۱. نیروی زلزله طراحی در طراحی بر اساس عملکرد

نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) در این روش با توجه به تحلیل استاتیکی خطی به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان (W) محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (۸-۲)$$

که در آن:

W: وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده‌ی ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بخش (۲-۲) استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد؛

$S_a$ : شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی T است. برای محاسبه زمان تناوب ساختمان لازم است بر اساس سازه مورد بررسی از مراجع معتبر استفاده شود.

توصیه می‌شود برای ساختمان‌های بنایی غیر مسلح کوتاه مرتبه (یک یا دو طبقه) که به هر روشی بهسازی شده‌اند مقدار قسمت شتاب ثابت نمودار شتاب طیفی ساختمان برای خاک منطقه مورد بررسی انتخاب شود.

$C_1$ : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان‌های غیرارتجاعی سیستم است که به یکی از دو روش زیر محاسبه می‌شود:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \quad (۹-۲)$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه است و  $T_s$  زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس بند (۲-۴-۳) استاندارد ۲۸۰۰ ایران به‌دست می‌آید. در هر صورت مقدار  $C_1$  نباید از ۱ کم‌تر و از ۱/۵ بیشتر انتخاب شود.

$C_2$ : اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها وارد می‌کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود.

$C_3$ : برای اعمال اثرات  $P-\Delta$  با رفتار غیرخطی مصالح، بر تغییرمکان‌ها بوده و از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$\theta < 0.1 \rightarrow C_3 = 1.0 \quad (۱۰-۲)$$

$$\theta > 0.1 \rightarrow C_3 = 1 + 5 \frac{\theta - 0.1}{T} \quad (۱۱-۲)$$

این رابطه،  $\theta$  بزرگ‌ترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف است که برابر  $\left[ \theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \right]$  می‌باشد. که در آن:

$P_i$ : بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده‌ی دائم و ۲۵٪ بار زنده‌ی متحرک در طبقه‌ی  $i$ -ام می‌باشد؛

$\delta_i$ : تغییرمکان نسبی مرکز سختی طبقه‌ی  $i$ -ام است؛

$V_i$ : برش کل طبقه‌ی  $i$ -ام می‌باشد؛

$h_i$ : ارتفاع طبقه‌ی  $i$ -ام می‌باشد.

$C_m$  برای اعمال اثر موده‌های بالاتر بوده و مطابق جدول ۲-۲ تعیین می‌شود.

جدول ۲-۲: مقادیر ضریب  $C_m$

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای متقارب یا غیرمتقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش‌تر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

### ۲-۴-۴-۲. محاسبه تلاش در اعضای مختلف دیافراگم

محاسبه تلاش در اعضای مختلف سازه بستگی به رفتار مورد انتظار عضو در حین زلزله دارد. در این بخش در ابتدا ضوابط طراحی اجزای دیافراگم مورد بررسی قرار می‌گیرد و در قسمت بعدی اجزای دیافراگم به دو دسته کنترل‌شونده نیرویی و تغییرشکلی تقسیم می‌شوند و جزئیات مربوطه مورد بحث قرار می‌گیرد.

### ۲-۴-۴-۲-۱. تلاش در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

تلاش‌های طراحی در اعضای از سقف که رفتار آنها کنترل‌شونده توسط تغییرشکل است ( $Q_{UD}$ )، تحت نیروی زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد.

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (۱۲-۲)$$

که در آن  $Q_G$  تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده،  $Q_E$  تلاش‌های ناشی از نیروی زلزله و  $Q_{UD}$  ترکیب تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد. اعمال اثر ثقل ( $Q_G$ ) در اعضای که به نحوی قرار گرفته‌اند که اثر ثقل بر آنها بی‌اثر می‌باشد (مانند تیرهای لبه و جمع‌کننده‌های مجزا از تیرهای سیستم باربر ساختمان) در رابطه (۱۲-۲) موضوعیت نمی‌یابد.

### ۲-۴-۴-۲-۲. تلاش در اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو

تلاش‌های طراحی در اعضای از سقف که رفتار آنها کنترل‌شونده توسط نیرو است  $Q_{UF}$  باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود:

- ۱- حداکثر تلاشی که توسط سازه می‌تواند به عضو وارد شود. مسیر انتقال بار در دیافراگم انتقال نیرو از سقف به تیرهای لبه و جمع‌کننده‌ها می‌باشد و در مرحله بعد انتقال به سیستم باربر جانبی می‌-

باشد. بر این اساس نیروی وارده به تیر لبه و جمع کنندهها را می توان برابر نیروی قابل انتقال از سقف یا سیستم باربر جانبی به تیر لبه و جمع کنندهها دانست.

۲- حداکثر تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه می تواند در عضو ایجاد شود.

۳- تلاش های حاصل از ترکیب تلاش های  $Q_G$  و  $Q_E$  مطابق رابطه (۱۳-۲) می باشد.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (13-2)$$

در رابطه (۱۳-۲)،  $J$  ضریب کاهش بار است و برابر کوچک ترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می کنند، اختیار می شود. بر اساس مسیر انتقال بار در شکل ۲-۲۳ مشخص می باشد که مقدار DCR سیستم باربر جانبی موثر در نیروی منتقل شده به سقف می باشد. بنابر این در گام اول لازم است  $\overline{DCR}_m$  سیستم باربر جانبی در هر طبقه بر اساس رابطه (۱۴-۲) محاسبه شود و به عنوان شاخص در آن طبقه در نظر گرفته شود. نیروی قابل انتقال به هر طبقه بر اساس نیرو و ظرفیت طبقات پایین تر می باشد به عنوان مثال نیروی منتقل شده به طبقه سوم مرتبط با حداکثر DCR طبقات پایین تر می باشد. بنابر این به صورت کلی می توان برای تعیین  $Z$  در محاسبه نیروی وارده به دیافراگم طبقات مختلف حداکثر DCR طبقات مختلف را منظور نمود.

$$\overline{DCR}_m = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (14-2)$$

در این رابطه  $V_i$  نیروی برشی در عضو  $i$  از طبقه ی مورد نظر با فرض رفتار ارتجاعی سازه و  $DCR_i$  نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو  $i$  و  $n$  تعداد کل اعضای طبقه ی مورد نظر و  $m$  طبقه مورد بررسی می باشد. لازم به ذکر است که اثر بار ثقلی در اعضای اضافه شده به سازه موجود در بسیاری از موارد به دلیل وارد نشدن بار ثقلی به آن حذف می گردد.

به عنوان یک روش دیگر مقدار  $I$  به صورت اعداد ثابت بر اساس لرزه‌خیزی و سطح عملکرد در نظر گرفته می‌شود. آیین‌نامه‌های رایج بهسازی (ASCE41-06, FEMA 356, نشریه ۳۶۰) مقدار  $I$  را برابر  $2/0$  در مناطق زلزله خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد،  $1/5$  در مناطق با خطر نسبی متوسط و  $1/0$  در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود. در صورتی که اعضای که بار را به عضو موردنظر منتقل می‌کنند ارتجاعی خطی باقی بمانند،  $I$  برابر  $1/0$  انتخاب شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه نیز  $I$  برابر  $1/0$  می‌باشد. نکته قابل تامل در مقادیر نسبت داده شده  $I$  بر اساس این آیین‌نامه‌ها ارتباط دادن این ضریب به سطح خطر زلزله می‌باشد. به صورت کلی می‌توان نتیجه گرفت  $I$  بیان‌کننده‌ی کاهش نیروی انتقال یافته به عضو کنترل‌شونده نیرویی به دلیل عملکرد غیرخطی اعضای منتقل‌کننده با رفتار کنترل‌شونده به تغییرشکل و یا خرابی متصور در اعضای کنترل‌شونده نیرویی می‌باشد. با این فرض عدد پیش‌فرض مورد اشاره در آیین‌نامه‌های رایج بهسازی میزان خرابی مورد انتظار در ساختمان می‌باشد. با این رویکرد عدد  $I$  ارتباط منطقی‌تری با عملکرد مورد انتظار ساختمان خواهد داشت تا سطح خطر. بنابراین توصیه می‌گردد که اولویت اول در تعیین ضریب  $I$  برابر کوچک‌ترین مقدار DCR اعضای منتقل‌کننده بار به عضو، انتخاب شود در غیر اینصورت مقدار این ضریب بر اساس سطح عملکرد در نظر گرفته شده برای آن عضو تعیین شود. مقادیر پیشنهادی  $I$  در این گزارش برای سطح عملکرد آستانه فروریزش برابر ۳، ایمنی جانی برابر ۲ و قابلیت استفاده بی‌وقفه برابر ۱ انتخاب شود.

### ۲-۴-۳. معیار پذیرش

همانطور که پیشتر عنوان گردید، در صورتی که رفتار غیر خطی را در سقف در حین زلزله مجاز بدانیم در این صورت می‌توان عملکرد غیر خطی را در تیرهای لبه و جمع‌کننده‌ها مجاز بدانیم. بر این اساس رفتار اعضای مختلف موجود در دیافراگم را می‌توان کنترل‌شونده توسط تغییرشکل فرض نمود. در این صورت تلاش‌های ایجاد شده در اعضای مختلف باید رابطه (۲-۱۵) را ارضا نماید.

$$mQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

(۲-۱۵)

در این رابطه،  $m$  ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد است که برای اعضای مختلف در جدول ۲-۳ تشریح شده است.  $Q_{CE}$  ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم-زمان بر عضو وارد می‌شوند.  $Q_{UD}$  تلاش‌های طراحی حاصل از زلزله در اعضای که رفتار آن‌ها کنترل‌شونده توسط تغییر شکل است.

در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی در دیافراگم در حین زلزله پذیرفته نباشد، عملکرد عضو کنترل-شونده به نیرو می‌باشد. در این صورت تلاش‌های ایجاد شده در اعضای مختلف باید رابطه (۲-۱۶) را ارضا نماید.

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (۲-۱۶)$$

که در آن  $Q_{CL}$  کرانه‌ی پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان به هر عضو وارد می‌شوند. در ادامه دو نگرش متفاوت برای عملکرد اعضای مختلف دیافراگم (کنترل‌شونده به نیرو و تغییر شکل) تشریح می‌شود.

## ۲-۴-۴-۳-۱. استنتاج عملکرد اعضای سقف بر اساس آیین‌نامه‌های رایج بهسازی

هدف از این قسمت بیان ضوابط مرتبط با اعضای دیافراگم‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های رایج می‌باشد. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) در فصل مبانی عملکرد تیرهای لبه دیافراگم را کنترل‌شونده به نیرو و جمع‌کننده‌ها را به فصل ۵ (فولادی و بتنی) ارجاع می‌دهد. بر اساس نشریه ۳۶۰ رفتار دیافراگم‌های طاق‌ضربی به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شود. همچنین معیار پذیرش برای مهاربندی فولادی افقی را می‌توان از ضرایب تعیین‌شده برای اجزای مهاربندی قطری استفاده نمود. لازم به ذکر است که به دلیل ظرفیت پایین فشاری مهاربندهای سقف این اعضا تنها برای کشش طراحی می‌شوند. ضوابط فصل ۵ این دستورالعمل در مورد تیرهای لبه و جمع



کننده ها به نحوی است که در صورتی که در دیافراگم، رفتار غیرارتجاعی پذیرفته شده باشد می توان رفتار غیرارتجاعی در تیرهای لبه و برش گیرها را نیز پذیرفته دانست. در این صورت، رفتار تیرهای لبه و برش-گیرها کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می شوند. ضرایب  $m$  و معیارهای پذیرش غیرارتجاعی باید از ضوابط اجزای تیر و ستون قابهای صلب فولادی استفاده شوند. در صورتی که رفتار غیرارتجاعی پذیرفته نباشد، رفتار تیرهای لبه و برش گیرها به صورت کنترل شونده توسط نیرو فرض می شود. در این صورت مقدار  $Q_{UD}$  باید از کل نیرویی که با در نظر گرفتن مقاومت مورد انتظار برای دیافراگم یا اعضای سیستم باربر جانبی قابل انتقال به برش گیر یا تیر لبه‌ی مورد نظر است، کمتر نباشد. به صورت خلاصه ضوابط فصل ۵ دستورالعمل در زمینه ضرایب  $m$  اجزای سقف به صورت زیر می باشد.

جدول ۲-۳: معیار پذیرش در اجزای سقف

ضریب $m$ در روش‌های خطی					جزء / تلاش
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا	
CP	LS	CP	LS	IO	
۵	۴	۴	۳	۱/۲۵	مهاربند فولادی افقی
۳	۲	۳	۲	۱/۲۵	تیرهای لبه و برشگیرهای فولادی در دیافراگم با تکیه‌گاه جانبی نسبی
۸	۶	۸	۶	۱/۲۵	تیرهای لبه و برشگیرهای فولادی در دیافراگم با تکیه‌گاه جانبی کافی

ضوابط مربوط به دیافراگم‌های بتنی در فصل ۶ دستورالعمل بهسازی اشاره گردیده است. بر این اساس برش و خمش در بدنه اصلی دال کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شوند. ضرایب  $m$  و معیارهای پذیرش برای نیروهای داخلی اجزای دال مطابق دیوارهای برشی می باشد. بر این اساس در صورتی که نسبت ابعادی سطحی از دیافراگم که محدود در بین دو المان مقاوم جانبی می باشد کمتر از ۳ باشد کنترل شونده به برش و در صورتی که این نسبت بیش از ۶ باشد کنترل شونده به خمش می باشد. اقتباس اعداد مذکور بر اساس قسمت مربوط به دیوار برشی در تفسیر ASCE 41-06 می باشد. بر اساس این دستورالعمل در صورتیکه نسبت ابعادی دیوار (طول/ارتفاع) از ۳ بزرگتر باشد کنترل شونده توسط

خمش و در صورتی که این نسبت کمتر از ۱/۵ باشد کنترل شونده به برش می‌باشد. با توجه به این که المان مورد بحث در این آیین‌نامه به صورت طره در نظر گرفته شده است، در صورت معادلسازی به صورت تیر دو سر مفصل (مانند دیافراگم‌ها) این نسبت‌ها دو برابر می‌شود.

معیارهای پذیرش مهارها، اجزای لبه و اجزای جمع‌کننده طبق اعضای قاب‌های بتنی می‌باشند. همچنین اتصالات باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شوند. جدول ۴-۲ معیار پذیرش سقف بتنی را بر اساس کنترل شونده به خمش یا برش بیان می‌کند.

جدول ۴-۲: معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - دیافراگم‌های بتنی

ضرایب m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو				IO			
غیر اصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
<b>الف- دیافراگم کنترل شونده با خمش</b>							
					محصورشدگی مرزی	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	$\frac{[A_s - A'_s] f_y + P}{t_w l_w f_c}$
۸	۶	۶	۴	۲	بله	$\leq 3$	$\leq 0.1$
۶	۴	۴	۳	۲	بله	$\geq 6$	$\leq 0.1$
۶	۴	۴	۳	۱/۵	بله	$\leq 3$	$\geq 0.25$
۴	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۲۵	بله	$\geq 6$	$\geq 0.25$
۶	۴	۴	۲/۵	۲	خیر	$\leq 3$	$\leq 0.1$
۴	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۵	خیر	$\geq 6$	$\leq 0.1$
۳	۲	۲	۱/۵	۱/۲۵	خیر	$\leq 3$	$\geq 0.25$
۲	۱/۷۵	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	خیر	$\geq 6$	$\geq 0.25$
۳	۲	۳	۲	۲	<b>ب. دیافراگم کنترل شونده با برش</b>		

۱- در رابطه‌ی فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است و برش طراحی باید برحسب آنالیز حالات حدی محاسبه شود.

جدول ۲-۵: معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی-تیرلبه و جمع‌کننده بتنی

ضرایب <sup>۱</sup> m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو				IO			
غیر اصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{2V}{V_c}$	آرماتور عرضی <sup>۲</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$
۵	۴	۴	۳	۲	$\leq 3$	C	$\leq 0.1$
۴	۳/۲	۳/۲	۲/۴	۲	$\geq 6$	C	$\leq 0.1$
۴	۳	۳	۲	۱/۲۵	$\leq 3$	C	$\geq 0.4$
۳/۲	۲/۴	۲/۴	۱/۶	۱/۲۵	$\geq 6$	C	$\geq 0.4$
۳	۲	۳	۲	۲	$\leq 3$	NC	$\leq 0.1$
۲/۴	۱/۶	۲/۴	۱/۶	۲	$\geq 6$	NC	$\leq 0.1$
۲	۱/۵	۲	۱/۵	۱/۲۵	$\leq 3$	NC	$\geq 0.4$
۱/۶	۱	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$\geq 6$	NC	$\geq 0.4$

۱- در صورت نیاز می‌توان از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- عبارات «C» و «NC» بیان‌گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر

در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با  $\frac{d}{3}$  باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و

زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها ( $V_s$ ) لااقل برابر با  $\frac{3}{4}$  برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو

فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.

لازم به ذکر است که کلاف‌های کششی برای حداقل بار محوری کششی مطابق رابطه‌ی (۲-۱۷)، به

عنوان یک رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو، طراحی می‌شوند.

$$F_p = 0.4 \times S_s W \quad (2-17)$$

که در آن:

W: وزن سطح بارگیر سهمیه‌ی کلاف کششی می‌باشد؛

$F_p$ : نیروی محوری کششی برای طراحی کلاف‌های بین دیافراگم و تیرهای لبه و یا لبه‌های دیافراگم

می‌باشد؛

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوبهای کوتاه برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵٪ می باشد؛

همچنین دیوارها باید به تمام دیافراگمها وقتی که به عنوان تکیه گاه دیوار عمل می کنند یا دیافراگمهایی که بار قائم آنها توسط دیوار تحمل می شوند، به خوبی مهار شوند. حداکثر فاصله ی مهارها ۲/۵ متر می باشد، مگر این که نشان داده شود که دیوار ظرفیت کافی را داراست. مهارهای متصل کننده ی دیوار به دیافراگم جزء اعضای کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند. نیروی مهاری از رابطه ی (۱۷-۲) برآورد می شود:

$$F_p = \alpha \times S_s \times W \quad (18-2)$$

که در آن:

$F_p$ : نیروی طراحی برای مهار دیوارها می باشد؛

$\alpha$ : ضریبی که از جدول ۲-۵ برای سطح عملکرد موردنظر و با توجه به رفتار دیافراگم طبق بند (۳)-

۲-۴-۱) انتخاب می شود؛

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوبهای کوتاه برای سطح زلزله ی انتخابی و میرایی ۵٪ می باشد؛

$W$ : وزن دیوار سهم مهار می باشد.

مقدار  $F_p$  نباید کم تر از حداقل دو مقدار ۶۰۰ یا  $S_s \times 600$  کیلوگرم بر متر باشد.

جدول ۲-۶: ضریب  $\alpha$

سطح عملکرد سازه	آستانه ی فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده ی بی وقفه
$\alpha$ برای دیافراگم صلب	۰/۳	۰/۴	۰/۶
$\alpha$ برای دیافراگم نرم	۰/۹	۱/۲	۱/۸

نکته حائز اهمیت در بررسی موارد مطرح شده در دستورالعمل ابهامات اساسی است که باعث اشتباهات فاحش در ارزیابی اعضای سقف خواهد شد. یکی از مسائل مهم در این زمینه ابهام در شکل پذیری و

عملکرد تیرلبه و جمع کننده می باشد. با آنکه در قسمت مبانی دستورات عمل بهسازی صراحتاً بیان می شود که تیرهای لبه باید برای خمش به صورت کنترل شونده توسط نیرو ارزیابی شوند، اما در فصل های فولادی و بتنی ضرایب  $m$  ( که مرتبط با رفتار کنترل شونده به تغییر شکل می باشد.) را برای این اعضا بیان نموده است. همچنین در صورتی که برای تیرلبه و جمع کننده فولادی تکیه گاه جانبی کافی باشد، در این صورت با توجه به ضرایب  $m$  مهاربندهای افقی فولادی این اعضا به اعضای ضعیف در سیستم انتقال نیروی زلزله به سیستم باربر جانبی تبدیل خواهند شد. این در حالی است که بر اساس دستورات عمل FEMA 273 این اعضا نباید ضعیف ترین عضو در سیستم انتقال بار باشند. البته ضرایب پیشنهاد شده برای اعضای بتنی، احتمال وقوع این حالت را در سقف های بتنی کاهش می دهد.

همانطور که پیشتر مطرح شد ضوابط معیار پذیرش اعضای سقفها در آیین نامه های رایج بهسازی به معیار پذیرش دیگر اعضای بتنی نظیر دیوار برشی و قاب های بتنی ارجاع خورده است. عدم تفکیک بین این اعضا باعث ابهام در نحوه استخراج ضرایب  $m$  از جداول مربوطه می شود. در نهایت بر اساس مطالب مطروحه می توان به این نتیجه رسید که در صورت فرض رفتار کنترل شونده به تغییر شکل برای تیرهای لبه و جمع کننده در انتخاب  $m$  باید دقت زیادی نمود.

## ۲-۴-۴-۳-۲. روش پیشنهادی برای در نظر گرفتن عملکرد اعضای سقف

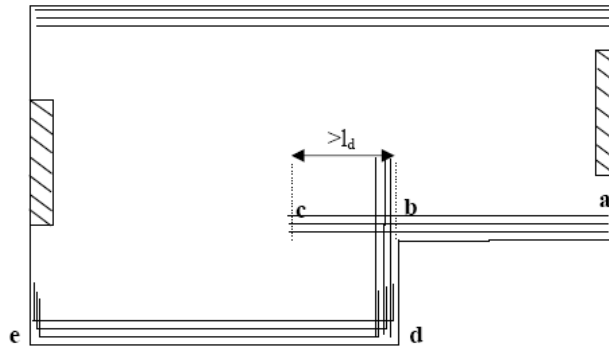
با بررسی مدارک فنی و مطالعات صورت گرفته در این زمینه می توان به این نتیجه رسید که بسیاری از دستورات عمل های تخصصی سقفها اجازه رفتار غیرخطی در سقفها را نمی دهند و یا بسیار محدود می کنند. بنا بر این در این گزارش توصیه می شود با توجه به ابهامات و نقیصه های عنوان شده در ارائه عملکرد اعضای سقف در آیین نامه های رایج مقاوم سازی و اهمیت عملکرد این اجزا در سطح عملکرد کلی ساختمان عملکرد اجزای سقف طوری در نظر گرفته شود که در حالت الاستیک و یا نزدیک به الاستیک باقی بماند و رفتار غیرخطی با تغییر شکل های بالا در این اعضا در حین زلزله محدود گردد. بنابر این عملکرد تمام اعضای سقف های فولادی و بتنی را کنترل شونده توسط نیرو گرفته و در محاسبه نیروی

اعمالی به این اجزا ضریب ز را بر اساس مقدار DCR اعضای منتقل کننده بار به عضو یا سطح عملکرد مورد نظر (IO:1,LS:2, CP:3) توصیه می‌نماییم.

## ۲-۵. ضوابط خاص طراحی و اجرای دیافراگم ها

- حداقل ضخامت بتن کامپوزیت بر اساس ACI 318 [21.9.4] برابر ۶/۵ سانتی متر می‌باشد.
- حداقل نسبت سطح میلگردگذاری به مساحت خالص بتنی در مقطع دیافراگم مطابق میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی براساس [ 7.12. 2.1] ACI 318 به شرح زیر می‌باشد:
- الف. سقف‌های با آرماتورهای Grade50( $f_y=344$  MPa), Grade40( $f_y=275$  MPa) 0.002
- ب. سقف‌های با آرماتورهای Grade60( $f_y=413$  MPa) یا شبکه‌های جوش شده 0.0018
- ج. سقف‌های با میلگردگذاری با مقاومت تسلیم بالاتر از  $f_y=413$  MPa  $\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$
- فاصله آرماتورگذاری‌ها در سقف‌ها نباید از مقدار ۴۵ سانتی متر تجاوز کند در صورتیکه از شبکه‌های جوش شده استفاده شود، حداکثر این فاصله برابر ۲۵ سانتی‌متر می‌باشد.
- ضوابط میلگردگذاری برای تیرهای لبه و جمع‌کننده‌ها به شرح زیر می‌باشد:
  - حداقل فاصله مرکز به مرکز آرماتورها حداقل سه برابر قطر آرماتور باید باشد این مقدار از ۳/۸ سانتی متر نباید کمتر شود.
  - حداقل ضخامت بتن پوشاننده سطح میلگرد ۲/۵ برابر قطر میلگرد می‌باشد که از ۵ سانتی متر نباید کمتر در نظر گرفته شود.
  - ضوابط محاسباتی و میلگردگذاری خاموت‌ها مطابق با برش در تیر می‌باشد.
- با توجه به این که در قسمت‌هایی از ساختمان امکان وجود پیش‌آمدگی و تورفتگی وجود دارد. در این صورت نیاز به ضوابط ویژه در گوشه‌های اضافه ایجاد شده می‌باشد. برای این منظور در

گوشه‌های ایجاد شده از قلاب کردن میلگردها و همچنین امتداد دادن میلگردها برای برقراری طول تماسی بر اساس آیین‌نامه‌های رایج بتن استفاده می‌شود. در شکل ۲-۲۴ این موضوع بیان گردیده است. همانطور که از شکل مشخص است میلگردها در خط  $ab$  باید به اندازه حداقل برابر طول مهاری در سقف امتداد یابند. میزان میلگرد در تیرلبه  $bd$  باید برابر آرماتورها در خط لبه  $ab$  باشد. همچنین به دلیل لنگر فراوان در نقطه  $d$  لازم است میلگردهای تیرلبه  $ed$  در این نقطه قلاب شده و موازی میلگردهای  $bd$  قرار بگیرند.

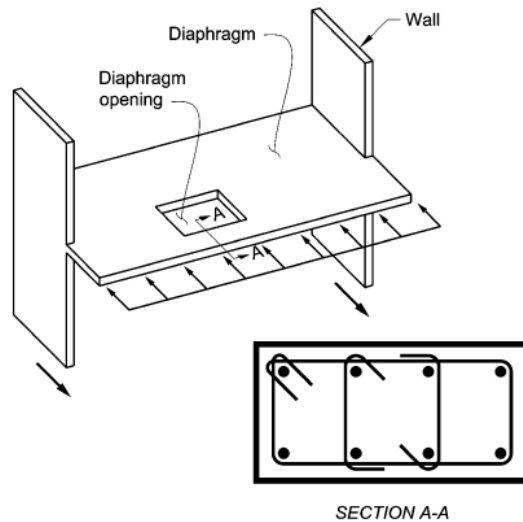


شکل ۲-۲۴: میلگردگذاری ویژه در گوشه‌های حاصل از پیش‌آمدگی و تورفتگی

- بر اساس ACI 318 مقاومت فشاری مشخصه بتن در نظر گرفته شده برای سقف حداقل برابر  $175 \text{ Kg/cm}^2$  می‌باشد اگرچه در دستورالعمل‌های تخصصی ارزیابی سقف عدد  $210 \text{ Kg/cm}^2$  توصیه شده است. در صورتی که بتن سقف با قسمتی از قاب خمشی و یا دیوار برشی یکنواخت اجرا شود در این صورت حداقل مقاومت فشاری مشخصه بتن در قسمت سقف برابر  $\text{Kg/cm}^2$  ۲۱۰ می‌باشد.

- آیین‌نامه‌های ACI قبل از ویرایش ۲۰۰۸ استفاده از خاموت را در تیرلبه فشاری هنگامی که تنش فشاری از  $0.2 f_c$  بیشتر می‌شود را اجباری می‌دانستند. این الزام در ویرایش ۲۰۰۸ این آیین‌نامه حذف شده است. بر اساس ACI2008 میلگردهای عرضی در تمام قسمت‌هایی از دیافراگم که در اطراف بازشو و یا ناپیوستگی‌های دیافراگم قرار گرفته و تحت نیروی محوری قرار

می‌گیرند و وظیفه انتقال برش و خمش را دارند، الزامی می‌باشند. این مطلب در شکل ۲-۲۵ نشان داده شده است.



شکل ۲-۲۵: محصورشدگی بر اساس ACI2008

- خاموت‌ها برای اعضای جمع‌کننده که تنش در آنها از  $0.2f_c$  تجاوز می‌کند در طول عضو الزامی می‌باشد. بر اساس ACI2008 در اعضای که دارای خاموت در قسمتی از طول می‌باشند، حذف این آرماتورها در محلی که تنش کمتر از  $0.15f_c$  می‌شود، امکان‌پذیر می‌باشد. در صورتی که جمع‌کننده‌ها بر اساس ظرفیت دیوار برشی طراحی شده باشند حد  $0.2f_c$  به  $0.5f_c$  و حد  $0.15f_c$  به  $0.4f_c$  افزایش می‌یابد.
- در بسیاری از موارد تیرهای قاب که به صورت همزمان با دال دیافراگم اجرا گردیده‌اند می‌توانند نقش جمع‌کننده‌ها در تیرهای لبه را ایفا کنند. اما باید توجه داشت در این حالت اثر همزمان نیروهای ثقلی و نیروهای جانبی حاصل از زلزله در حین طراحی و ارزیابی دیافراگم الزامی است.
- بنا بر دلایل زیر طراحی کششی تیر لبه و جمع‌کننده کفایت می‌کند و می‌توان از عملکرد فشاری آن صرف‌نظر نمود:



الف. با توجه به این که هنگامی که اعضا تحت فشار قرار می‌گیرند علاوه بر فولاد ، مقاومت فشاری بتن و مصالح بنایی موجود در عضو و دیافراگم در عملکرد دیافراگم موثر می‌باشد، قسمت‌هایی از دیافراگم که تحت فشار قرار می‌گیرند دارای ظرفیت قابل ملاحظه فشاری می‌شوند که تخمین دقیق آن شاید امکان پذیر نباشد.

ب. مدفون شدن تیرلبه و جمع کننده در سقف و همچنین در بسیاری موارد قرار گرفتن دیوار در زیر این اعضا باعث جلوگیری از کمانش آن‌ها و افزایش قابل توجه ظرفیت فشاری این اعضا می‌شود.

- عرض پیشنهادی برای جمع کننده برابر نصف طول دیوار برشی می‌باشد.
- در صورتی که جمع کننده و تیر لبه به صورت یک عضو به ساختمان موجود اضافه شوند برای اتصال به سقف موجود باید از برشگیر نظیر نبشی و ناودانی یا میلگرد استفاده نمود و مشخصات این اعضا از روش برش اصطکاکی محاسبه می‌گردد.
- برای کامپوزیت کردن سقف‌هایی که دیوار بنایی در آن‌ها قرار دارد می‌توان بعد از اجرای تیرلبه و جمع کننده، هر فضای محصور در میان دیوارهای بنایی را جداگانه کامپوزیت نمود و با تخریب قسمت‌هایی از دیوار این فضاها را به هم متصل نمود لازم به ذکر است طول تخریب زیر دیوار بر اساس انتقال برش اصطکاکی محاسبه می‌شود.

### ۳. سقف‌های طاق ضربی

با توجه به تعداد زیاد ساختمان‌های موجود در ایران با این نوع سقف و همچنین تیپ خاص این سقف که به ندرت در بقیه کشورهای جهان موجود است در این بخش به صورت مشروح مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

#### ۳-۱. کلیات

سقف‌های طاق ضربی عبارت از تیرهای فولادی هستند که توسط طاق‌های آجری پوشانده شده‌اند. در دهه‌های گذشته این سقف‌ها به صورت وسیعی در ایران مورد استفاده قرار گرفته‌اند. اولین مشاهدات مربوط به رفتار لرزه ای این نوع سقف در ایران در زمین لرزه سال ۱۳۴۱ بوئین زهرا به عمل آمد. گزارشات مربوط به این زمین لرزه از وجود تعداد انگشت شماری ساختمان های طاق ضربی در مناطق زلزله زده سخن می‌گویند که با وجود ظاهر نسبتاً مدرن (نسبت به ساختمان های خشتی و گلی) رفتارشان تفاوت چندانی با ساختمان های خشتی و گلی نداشت. محققین سازه جدا شدن تیرآهن ها از یکدیگر و شکست دیوار های باربر را عامل فرو ریختن طاق های آجری در این زلزله می‌دانند. سقف های یاد شده از نوع غیر مهندسی سقف های طاق ضربی بودند.

شش سال پس از زلزله بوئین زهرا، گزارش های مربوط به زلزله ویرانگر دشت بیاض (۱۳۴۷) در خراسان از رفتار مشابهی برای نوع غیر مهندسی سقف طاق ضربی سخن به میان آوردند.

در زلزله رودبار و منجیل (۱۳۶۹) ساختمان های به ظاهر مهندسی و غیر مهندسی در کنار یکدیگر فرو ریختند. در این زلزله در مواردی که تیرآهن ها با حداقل میزان مهار میلگرد به یکدیگر وصل شده بودند، سقف انسجام نسبی خود را حفظ نموده بود. در بسیاری از مواردی که عناصر باربر دال های طاق ضربی مهار شده به شکست نرسیده باشند، دال طاق ضربی انسجام خود را حفظ نموده و به شکست نرسیده است. نکته مهم دیگری که در خصوص رفتار دال های طاق ضربی مهار شده در زلزله منجیل

مشاهده گردید، فروپاشی تعدادی دال مهار شده بود که با وجود مهار بودن کامل تیر آهن‌ها بین دیوار های طبقات، تیر های عرضی و یا کلاف فولادی یا بتنی اتفاق افتاده بود. برای این رفتار نامناسب دو دلیل به تنهایی یا تواما قابل تصویر می‌باشد. دلیل اول را می توان در عملکرد دینامیکی متفاوت دو عنصر تیر آهن و طاق آجری در برابر ارتعاشات خارج از صفحه دال جستجو کرد. به این ترتیب که طاق آجری سخت و شکننده، توان همراهی دینامیکی با تیر آهن های نرم انعطاف پذیر را نداشته و نهایتا اندرکنش دینامیکی این دو عنصر نامتناسب دال، شبیه اندرکنش دینامیکی قاب و میانقاب آجری، باعث شکست و فروپاشی عضو ترد تر و در عین حال ضعیف تر، یعنی طاق های آجری گردیده است. علت دوم نمایش چنین رفتاری می تواند وجود نیرو های برش درون صفحه در دال باشد. در دال های طاق ضربی یک طرفه این نیرو ها به میزان قابل توجهی توسط طاق های آجری تحمل گردیده و می توانند باعث شکست طاق گردند. لازم به ذکر است که نیرو های برشی درون صفحه به واسطه تفاوت در سختی درون صفحه عناصر باربر دال مانند دیوار ها یا قاب ها و یا پیچش در دال بوجود می آیند.

در زلزله شهرستان بم (۱۳۸۲) موارد زیادی از رفتار مناسب دال های طاق ضربی مهار شده مشاهده گردید. بگونه ای که به ندرت مشاهده شد که شکست دال قبل از شکست تکیه گاه ها و یا اتصال آن به تکیه گاه اتفاق بیافتد. به عبارت دیگر، مادامی که عناصر تکیه گاهی دال شامل دیوار های باربر و یا شاهتیر ها و ستون ها و اتصال بین دال و این عناصر تکیه گاهی مقاومت نموده و به شکست نرسند، شکست در دال مهار شده به حداقل کاهش می یابد. به صورت کلی عدم انسجام در زلزله و عدم صلبیت از نقاط ضعف این نوع سقف‌ها می‌باشند.

### ۲-۳. مقاوم سازی سقف‌های طاق ضربی

سقف‌های طاق‌ضربی دارای دو ضعف عمده عدم انسجام و همچنین عدم صلبیت می‌باشند. برای این منظور لازم است طرح بهسازی ارائه شده انسجام این سقف‌ها را تامین نماید و تاثیر آن بر صلبیت در

هنگام تحلیل ساختمان لحاظ شود. به صورت کلی سه روش متداول برای بهسازی این سقف‌ها وجود دارد:

#### ۱- ضربدردی با استفاده از تسمه در تراز زیر سقف: استفاده از این ضربدردی‌ها باعث حفظ

انسجام سقف می‌شود اما اثر قابل ملاحظه‌ای بر میزان صلبیت سقف ندارند. استفاده از این روش در ساختمان‌های بنایی مقاوم‌سازی شده به روش شاتکریت که صلبیت دیافراگم الزامی نمی‌باشد، کاربرد گسترده‌ای دارد. از مزایای این روش می‌توان به هزینه پایین این روش نسبت به باقی روش‌ها به دلیل خرابی‌های کم اشاره نمود.

#### ۲- تسلیح سقف با آرماتور حرارتی و بتن‌ریزی به ضخامت ۶ سانتی‌متر: استفاده از این روش

باعث ایجاد انسجام و صلبیت در سقف‌های طاق ضربی می‌شود. استفاده از این روش در سقف‌های بام که دسترسی آسان به تمام سطح سقف می‌باشد، توصیه می‌گردد. در سقف‌های طبقات که دیوارهای بنایی مانع از دسترسی آسان به تمام قسمت‌های سقف می‌باشد استفاده از این روش با دشواری‌هایی همراه می‌باشد. همانطور که در سقف‌های کامپوزیت بیان گردید راه‌حل پیشنهادی برای کامپوزیت کردن سقف این طبقات کامپوزیت کامل فضاها را محصور در بین دیوارهای بنایی موجود و اتصال به سقف مجاور از طریق تخریب اتصال دیوار به سقف در قسمتی از طول دیوار می‌باشد. طول قسمت تخریبی بر اساس ظرفیت تامین شده برای انتقال برش به پانل مجاور می‌باشد. این روش به صورت مفصل در قسمت الف بند ۲-۳-۲-۳-۱ مورد ارزیابی قرار گرفته است.

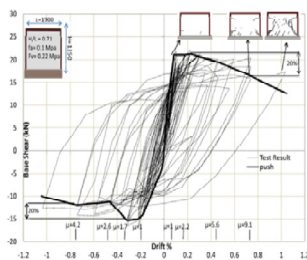
#### ۳- استفاده از تیر عرضی: در هر دو متر از طول تیرچه‌ها، یک یا چند رج از آجر طاق ضربی

برداشته می‌شود و به‌جای آن یک تیرفرعی در جهت عرضی جایگزین گردیده و در تمام دهانه‌ها ادامه می‌یابد. بدین ترتیب عملکرد دال یک طرفه طاق ضربی به یک شبکه فولادی تبدیل شده که قادر است بارهای سقف را در دو جهت به دیوارها منتقل نماید. لازم به ذکر است که روش

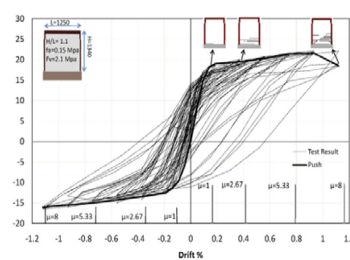
مذکور باعث ایجاد انسجام سقف شده و علی‌رغم سختی ایجاد شده، کماکان در دسته سقف‌های انعطاف‌پذیر می‌باشد. استفاده از این روش هزینه‌های قابل توجهی را به پروژه تحمیل می‌کند و صرفه اقتصادی ندارد بنابر این استفاده از این روش منسوخ شده می‌باشد.

### ۳-۳. صلبیت

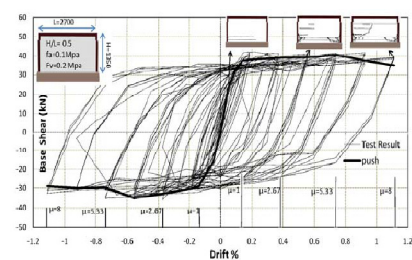
برای ارزیابی عملکرد سقف طاق ضربی در ساختمان‌های بنایی تلفیقی از آزمایشات انجام شده در مرکز تحقیقات ساختمان توسط آقای دکتر شکیب و میرجلیلی (۱۳۸۸) در زمینه سقف طاق ضربی و آزمایش صورت گرفته بر روی دیوارهای بنایی توسط آقای دکتر خانمحمدی و همکاران (۱۳۸۸) در دانشگاه تهران ارائه گردیده است. به این منظور سختی هر یک از سقف طاق ضربی و دیوار بنایی به عنوان سیستم باربر جانبی با یکدیگر مقایسه می‌گردد. بر این اساس سه تیپ دیوار متداول ایران با نسبت ابعادی مختلف را در حالت مقاوم سازی شده و نشده با مقیاس ۱:۲ مورد آزمایش قرار گرفته و در اشکال و جدول زیر نمونه های مقاوم‌سازی نشده مورد استفاده و سختی حاصل از آزمایش‌ها نشان داده شده است.



URMW-2



URMW-2



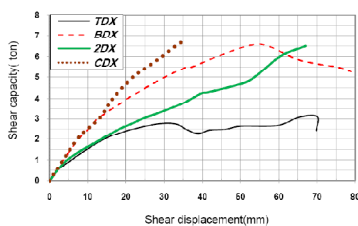
URMW-1

شکل ۱-۳: نمونه های مورد آزمایش در توسط خانمحمدی و همکاران در سال ۱۳۸۸

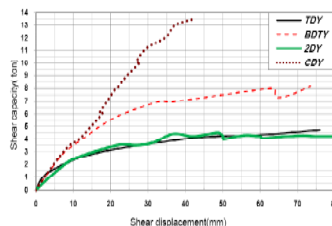
جدول ۳-۱: نتایج حاصل از آزمایش‌های خانمحمدی و همکاران

نمونه	طول cm	عرض cm	ارتفاع cm	نسبت ارتفاع به طول	نسبت ارتفاع به ضخامت	مقاومت فشاری آجر kg/cm <sup>2</sup>	مقاومت پرشی ملات kg/cm <sup>2</sup>	مقاومت فشاری ملات kg/cm <sup>2</sup>	تنش محوری kg/cm <sup>2</sup>	سختی موثر مثبت حاصل از آزمایش kN/mm	سختی موثر منفی حاصل از آزمایش kN/mm	میانگین سختی اولیه موثر kN/mm	مقاومت نهایی مثبت kN	مقاومت نهایی منفی kN	میانگین مقاومت نهایی kN
URMW-1	۲۷۰	۱۶	۱۴۰	۰/۵	۸/۷۵	۹۱	۲	۸۰	۱	۲۰/۶	۳۱/۲	۲۵/۹	۴۱/۷	۳۴/۷	۳۸/۲
URMW-2	۱۹۰	۱۱	۱۴۰	۰/۷۱	۱۳/۷۵	۸۷	۲/۲	۸۴	۱	۶/۷	۲۱/۴	۱۴	۲۲/۱	۱۵/۴	۱۸/۷۵
URMW-3	۱۲۵	۱۶	۱۴۰	۱/۱	۸/۷۵	۸۲	۲/۱	۷۵	۱/۵	۸/۶	۱۱/۶	۱۰/۱	۲۲/۲	۱۶/۵	۱۹/۳۵

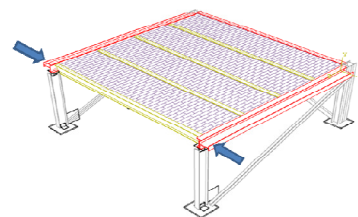
همچنین به منظور محاسبه سختی سقف طاق ضربی نیز از آزمایش‌هایی که آقای میرجلیلی و همکاران در سال ۱۳۸۸ در مرکز تحقیقات ساختمان انجام داده است استفاده می‌کنیم. نمونه‌های آزمایشگاهی در این آزمایش سقف‌های طاق ضربی با دهانه ۳/۶ متری بوده است. سقف‌های طاق ضربی در مطالعات ایشان به سه روش دال دو طرفه، اضافه نمودن مهاربند ضربدری و کامپوزیت نمودن سقف موجود مقاوم سازی شده‌اند و در نهایت عملکرد سقف طاق ضربی سنتی و سقف طاق ضربی مقاوم سازی شده از نظر میزان سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری مقایسه شده‌اند. در اشکال و جدول زیر نمای شماتیک مکانیزم بارگذاری و نتایج آزمایش نشان داده شده است.



ج



ب



الف

شکل ۳-۲: الف-نمای شماتیک بارگذاری در جهت تیرریزی سقف طاق ضربی. ب- نتایج حاصل از بارگذاری در جهت تیرریزی سقف طاق

ضربی. ج- نتایج حاصل از بارگذاری در جهت عمود بر سقف طاق ضربی

جدول ۳-۲: نتایج حاصل از آزمایش های شکیب و میرجلیلی در سال ۱۳۸۸

در راستای تیریزی سقف		در راستای عمود بر تیریزی سقف		نوع سقف
سختی سقف kN/mm	ظرفیت برشی kN	سختی سقف kN/mm	ظرفیت برشی kN	
۱/۳۷	۴۲/۵	۰/۶۲	۲۸	طاق ضربی سنتی (بدون تقویت)
۲/۶۵	۹۶	۲/۲	۶۵	طاق ضربی تقویت شده با مهاربند قطری
۱/۷۴	۵۹	۱/۴۶	۶۰	طاق ضربی تقویت شده با تیر عرضی
۳/۳۱	۱۴	۲/۸۴	>۸۰	طاق ضربی تقویت شده با بتن رویه

اکنون با استفاده از این نتایج آزمایشگاهی می‌توان در خصوص میزان صلبیت سقف طاق ضربی در ساختمان مصالح بنایی قضاوت نمود. این آزمایش ها به صورت کامل انواع دیوار با نسبت های مختلف لاغری و عملکرد سقف طاق ضربی در انواع حالات مقاوم سازی را پوشش می‌دهد. در جدول زیر نسبت مقاومت و سختی سقف و دیوار نشان داده شده است.

جدول ۳-۳: نسبت مقاومت و سختی دیوار و سقف طاق ضربی

نسبت مقاومت نهایی دیوار به سقف			نسبت سختی دیوار به سقف			نوع سقف	دیوار
URMW-3	URMW-2	URMW-1	URMW-3	URMW-2	URMW-1		
۰.۷	۰.۷	۱.۴	۱۶.۳	۲۲.۶	۴۱.۸	طاق ضربی سنتی (بدون تقویت)	تیریزی در راستای عمود بر جهت بار
۰.۳	۰.۳	۰.۶	۴.۶	۶.۴	۱۱.۸	طاق ضربی تقویت شده با مهاربند قطری	
۰.۳	۰.۳	۰.۶	۶.۹	۹.۶	۱۷.۷	طاق ضربی تقویت شده با تیر عرضی	
۰.۲	۰.۲	۰.۵	۳.۶	۴.۹	۹.۱	طاق ضربی تقویت شده با بتن رویه	
۰.۵	۰.۴	۰.۹	۸.۰	۱۱.۰	۲۰.۴	طاق ضربی سنتی (بدون تقویت)	تیریزی در راستای بارگذاری
۰.۲	۰.۲	۰.۴	۳.۸	۵.۳	۹.۸	طاق ضربی تقویت شده با مهاربند قطری	
۰.۳	۰.۳	۰.۶	۵.۸	۸.۰	۱۴.۹	طاق ضربی تقویت شده با تیر عرضی	
۰.۱	۰.۱	۰.۳	۳.۱	۴.۲	۷.۸	طاق ضربی تقویت شده با بتن رویه	

همانگونه که در جدول فوق مشاهده می‌گردد در کلیه حالات نسبت سختی دیوارها نسبت به سقف ها بیشتر از ۲ می‌باشد. این در حالی است که نتایج مندرج در این جدول حاصل سقف با دهانه ۳/۶ متری و تنها یک دیوار می‌باشد. در صورتی که دهانه سقف افزایش یابد بر نرمی سقف افزوده خواهد شد. همچنین نمونه دیوارهای مورد آزمایش با مقیاس ۱:۲ بوده است لذا در مدل های واقعی سختی دیوارها حداقل ۲ برابر اعداد فعلی خواهد بود. علاوه بر این باید در نظر داشت که سقف ها همواره بر روی دو ردیف دیوار استوارند در حالی که در جدول فوق تنها سختی یک دیوار منظور گردیده است. بر همین اساس می‌توان نتیجه گرفت که برای اغلب ساختمانهای مصالح بنایی متعارف با سقف طاق ضربی نسبت

$\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}}$  بزرگتر از ۲ می‌باشد و این گونه سقف‌ها را در حین طراحی و ارائه طرح بهسازی باید به صورت انعطاف پذیر در نظر گرفت. همچنین با توجه به اختلاف زیاد مقاومت نهایی سقف طاق ضربی و دیوارهای بنایی در این آزمایش‌ها می‌توان این امید را داشت که سقف‌های طاق ضربی منسجم، در صورت پایداری دیوارهای بنایی دچار آسیب جدی نگردند و روشهای متداول مقاوم سازی به خوبی می‌تواند کفایت از تامین مقاومت این نوع سقف‌ها را نماید.

به منظور تعمیم نتایج آزمایشگاهی فوق به انواع دیوارها و سقف‌های طاق ضربی با ابعاد مختلف نتایج حاصل از آزمایش و محاسبات عددی با یکدیگر مقایسه می‌گردد. به منظور محاسبه سختی دیوارها و سقف از روابط پیشنهادی *FEMA356* که در رابطه (۱-۳) نشان داده شده است استفاده می‌نماییم.

$$k_{wall} = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{3E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (1-3)$$

در جدول ۴-۳ نتایج حاصل از این مقایسه نشان داده شده است.

جدول ۴-۳: نسبت مقاومت و سختی دیوار و سقف طاق ضربی در حالت آزمایشگاهی و محاسباتی

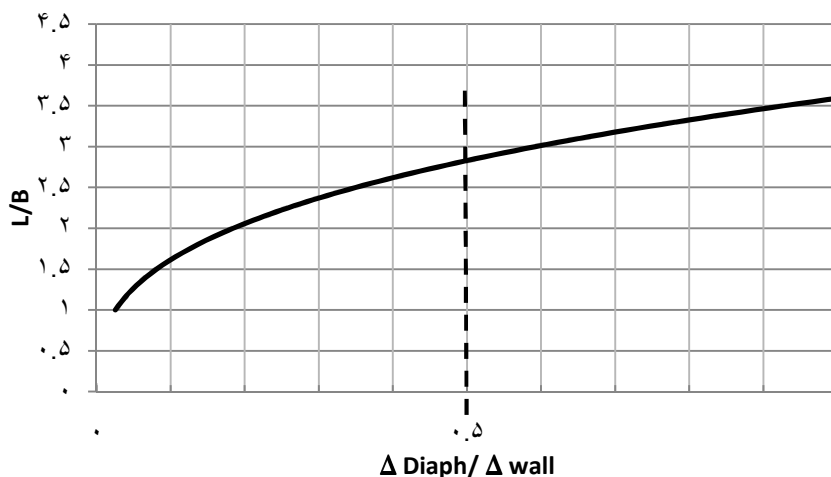
	مدول الاستیسیته فشاری $kg/cm^2$	مدول الاستیسیته برشی $kg/cm^2$	سختی خمشی $kg/cm$	سختی برشی $kg/cm$	سختی حاصل از محاسبات مقطع - $kg/cm$	سختی حاصل از محاسبات مقطع - $kN/mm$	سختی حاصل از نتایج آزمایشگاهی مقطع - $kN/mm$	Ratio
URMW-1	22000	8800	6.31E+05	2.72E+05	1.90E+05	189.87	25.9	0.14
URMW-2	22000	8800	1.51E+05	1.31E+05	7.03E+04	70.30	14	0.20
URMW-3	22000	8800	6.26E+04	1.26E+05	4.18E+04	41.81	10.1	0.24
سقف عمود بر تیر ریزی	11000	4400	2.75E+04	4.40E+04	1.69E+04	16.92	0.62	0.04
سقف در راستای تیر ریزی	11000	4400	2.75E+04	4.40E+04	1.69E+04	16.92	1.27	0.08

همانگونه که مشاهده می‌گردد، روابط محاسباتی به هیچ وجه نتوانسته است سختی واقعی دیوارها را پیش بینی نماید. اما از جدول فوق می‌توان دریافت که با افزایش طول دیوارها از دقت روابط محاسباتی کاسته می‌گردد. همچنین روابط متداول محاسبه سختی در خصوص سقف‌ها از دقت کمتری نسبت به دیوارها برخوردار است.



همانطور که عنوان شد، یکی از روش‌های ایجاد صلبیت در سقف طاق ضربی نصب برشگیر بر روی تیرهای طاق ضربی و ایجاد یک لایه بتن مسلح بر روی آن می‌باشد. پدیده لیز خوردگی قسمت کامپوزیت بر روی سقف طاق ضربی به دلیل عدم اجرای برشگیر و در نتیجه عدم درگیری سقف طاق ضربی با قسمت کامپوزیت جدیدالاحداث در آزمایش سقف طاق ضربی مذکور مشاهده شده است. بنابر این لازم است در این‌گونه از سقفها برشگیر نصب شود و یا همانطور که در بخش قبل عنوان گردید تمهیداتی برای درگیری بال تیر با سقف کامپوزیت در نظر گرفته شود.

برای بررسی صلبیت در اینگونه سقفها به ارزیابی سختی سیستم باربر جانبی و سقف می‌پردازیم. بر اساس سیستم باربر جانبی ( دیوار بنایی یا بتنی) اظهار نظر قطعی برای صلبیت دیافراگم طاق ضربی مقاوم‌سازی شده به روش کامپوزیت متفاوت می‌باشد. در مباحث مطرح شده از صلبیت سقف طاق ضربی به تنهایی به دلیل مقدار نسبتا پایین آن و همچنین وابستگی مستقیم به نحوه اجرا صرفنظر می‌گردد و تنها سختی بتن کامپوزیت مدنظر قرار می‌گیرد. بنابر این نتایج این بخش قابل تعمیم به سقف تیرچه بلوک نیز می‌باشد. برای این منظور نسبت تغییرشکل دیافراگم به تغییرمکان نسبی طبقه برای یک اتاق با دیوارهای بنایی به عرض ثابت ۶ متر و ارتفاع ۳/۵ متر و نسبت‌های ابعادی گوناگون در شکل ۳-۳ نشان داده شده است.



شکل ۳-۳: - نسبت ابعادی دیافراگم  $\frac{\Delta Diaph}{\Delta Story}$

همانطور که از نمودار بالا مشخص است، عملکرد سقف بتنی تا نسبت ابعادی ۲/۴ دیافراگم به صورت صلب می‌باشد. به بیان دیگر در اتاقی به عرض ۶ متر تا طول ۱۴/۴ دیافراگم بتنی به صورت صلب عمل می‌کند. بنابر این در ساختمان بنایی با سقف بتنی دیافراگم صلب در نظر گرفته می‌شود. لازم به ذکر است در محاسبات مذکور اثر سختی کلاف‌های افقی دو سمت دیافراگم در نظر گرفته شده‌اند. به صورت کلی می‌توان نتیجه گرفت در محاسبات مهندسی سقف طاق‌ضربی و سقف‌طاق‌ضربی با ضربدری در ساختمان مصالح بنایی به صورت انعطاف‌پذیر عمل می‌نماید.

### ۴-۳. توزیع نیروی جانبی در بین المان‌های باربر جانبی

افزایش تغییرشکل دیافراگم نسبت به تغییرمکان طبقه منطبق توزیع نیرو بر اساس سختی را منتفی می‌کند. طول تماس سقف با سیستم باربر جانبی و همچنین سهم سیستم باربر جانبی از عرض بارگیر سقف عوامل اثرگذار در توزیع نیروی در سقف‌های انعطاف‌پذیر بر مبنای روش‌های مرسوم می‌باشد. بررسی مبانی پیشنهادی آیین‌نامه‌های مختلف در خصوص توزیع نیروی جانبی بین اعضای باربر جانبی این نکته را مشخص می‌سازد که تیپ دیافراگم انعطاف‌پذیر در نحوه توزیع نیرو دخیل می‌باشد. با توجه به این که از انواع سقف‌های انعطاف‌پذیر، سقف طاق‌ضربی نوع غالب در ایران می‌باشد در ادامه به بررسی توزیع نیرو در این نوع سقف‌ها خواهیم پرداخت. با این منطبق نیاز به مقایسه اعضای تشکیل‌دهنده سقف‌های طاق‌ضربی با دیگر سقف‌های انعطاف‌پذیر می‌باشد. عملکرد کلاف افقی در ساختمان‌های بنایی موجود در ایران، نقش کلیدی در توزیع نیروی زلزله بین اعضای باربر جانبی دارد. این اعضا در سقف‌های طاق‌ضربی نقش جمع‌کننده و انتقال‌دهنده (collector) نیروی حاصل از زلزله در دیافراگم و انتقال‌دهنده به دیوارهای بنایی را دارا می‌باشند. به بیان بهتر نیروی تولید شده در هر چشمه ( ناحیه محصور بین دو سیستم باربر جانبی متعامد) به صورت فشار یا کششی به کلاف افقی وارد شده و این اعضا بر اساس طول و ضخامت دیوار نیروی موجود در دیافراگم را به دیوارهای بنایی در تماس با آن‌ها منتقل می‌کنند. وجود کلاف افقی و ایفای نقش جمع‌کننده نیروی سقف، باعث در نظر گرفتن خط مقاوم لرزه

ای در توزیع نیروی زلزله بین دیوارهای بنایی می‌گردد. خط مقاوم راستای کلاف افقی و دیوار بنایی محصور در آن می‌باشد. بر اساس مفهوم تعریف شده نیروی زلزله بین خطوط مقاوم بر اساس مساحت چشمه سقف توزیع می‌شود. لازم به ذکر است در صورتی که سقف طاق ضربی به صورت مناسب منسجم گردیده و به کلافهای افقی متصل شده باشد، جهت تیرریزی در توزیع و مقدار نیروی زلزله تاثیری نخواهد داشت. نیروی زلزله حاصل از هرچشمه وارد به هر خط مقاوم زلزله از رابطه (۲-۳) معرفی می‌گردد.

$$V_{ji} = \frac{A_i}{2} \times (F/A) \quad (2-3)$$

$A_i$ : مساحت چشمه  $i$  ام

$A$ : مساحت کل دیافراگم طبقه

$F$ : نیروی زلزله وارده به طبقه

$V_{ji}$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $i$  ام حاصل از نیروی زلزله موجود در چشمه  $i$

همچنین نیروی زلزله وارده به هر خط مقاوم حاصل جمع نیروی وارده از چشمه‌های مختلف متصل به خط مقاوم بر اساس رابطه (۳-۳) می‌باشد.

$$V_j = \quad (3-3)$$

$$\sum_{i=1}^{i=n} V_{ji}$$

$V_j$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $j$  ام

$V_{ji}$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $i$  ام حاصل از نیروی زلزله موجود در چشمه  $i$  بر اساس

رابطه (۲-۳)

$n$ : تعداد چشمه‌های هم‌راستای و متصل به خط مقاوم زلزله

در گام بعدی لازم است نیروی برشی وارده به دیوارهای بنایی موجود در هر خط مقاوم تعیین شوند. اساس توزیع نیرو بین دیوارهای بنایی موجود در یک خط مقاوم بر اساس مساحت تماسی با سقف (حاصلضرب طول خط مقاوم در ضخامت آن) که ارتباط مستقیم با سختی برشی دارد مطابق رابطه (۴-۳) تعیین می‌شود. بنابر این:

$$F_{ji} = V_j \times \left( \frac{S_{ji}}{S_j} \right) \quad (۴-۳)$$

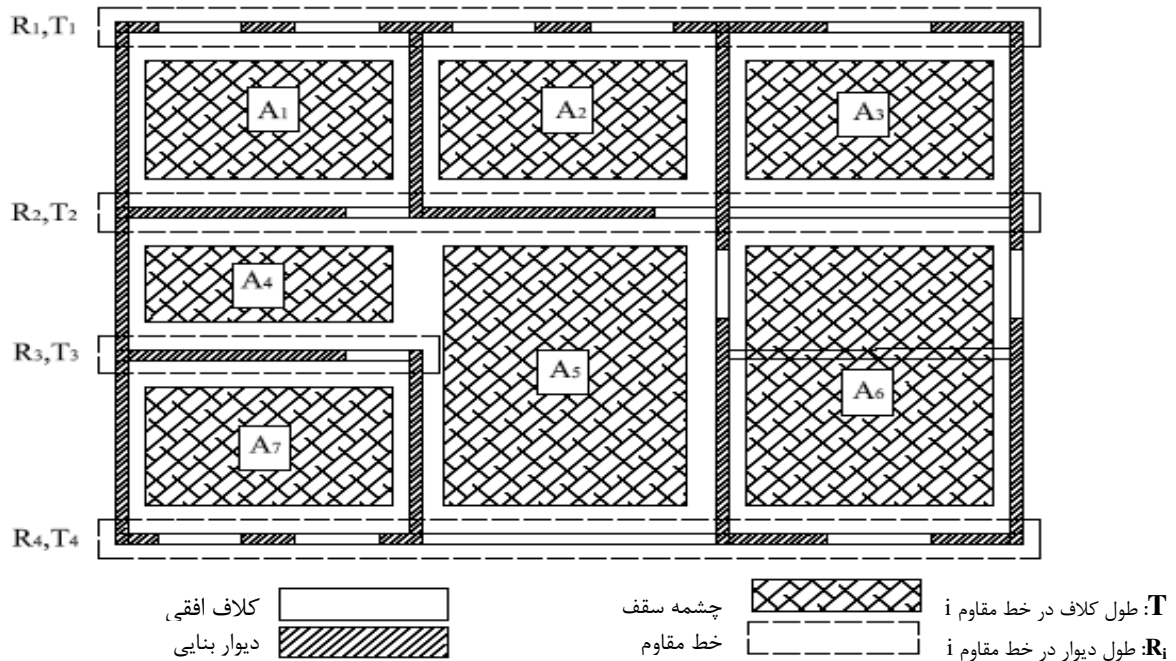
$F_{ji}$ : نیروی برشی وارده به دیوار  $i$  واقع در خط مقاوم لرزه‌ای  $j$

$V_j$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $j$

$S_j$ : مساحت خط مقاوم لرزه‌ای  $j$

$S_{ji}$ : مساحت دیوار  $i$  واقع در خط مقاوم لرزه‌ای  $j$

برای تفهیم بهتر مطالب عنوان شده پلان نشان داده در شکل ۴-۳ با رویکرد جدید مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در ابتدا خطوط مقاوم لرزه‌ای بر اساس راستای کلاف افقی به همراه دیوار بنایی و همچنین چشمه‌های مقاوم که سطح محصور در بین سیستم‌های باربر متعامد می‌باشند مشخص می‌شوند. با این تعریف چهار خط مقاوم و هفت چشمه سقف مطابق شکل ۴-۳ قابل تشخیص می‌باشد.



شکل ۳-۴: پلان نمونه جهت بررسی توزیع نیرو

در ادامه توزیع نیروی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای شماره دو که نمونه جامع از تمام حالات ممکن در این روش می‌باشد، ارزیابی می‌گردد.

محاسبه نیروی زلزله وارده از هر چشمه به خط مقاوم شماره دو:

$$(۵-۳)$$

$$V_{21} = \frac{A_1}{2} \times \left( \frac{V_{story}}{A_{story}} \right) \quad V_{24} = \frac{A_4}{2} \times \left( \frac{V_{story}}{A_{story}} \right)$$

$$V_{22} = \frac{A_2}{2} \times \left( \frac{V_{story}}{A_{story}} \right) \quad V_{25} = \frac{A_5}{2} \times \left( \frac{V_{story}}{A_{story}} \right)$$

$$V_{23} = \frac{A_3}{2} \times \left( \frac{V_{story}}{A_{story}} \right) \quad V_{26} = \frac{A_6}{2} \times \left( \frac{V_{story}}{A_{story}} \right)$$

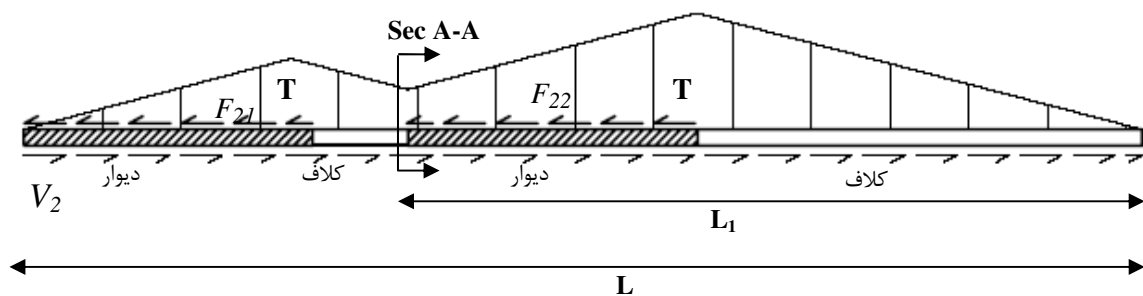
نیروی زلزله وارده به خط مقاوم شماره دو برابر:

$$V_2 = \sum_{i=1}^6 V_{2i} \quad (۶-۳)$$

با توجه به این که چشمه شماره هفت به صورت مستقیم متصل به خط مقاوم شماره دو نمی باشد نیروی حاصل از این قسمت در نیروی وارده به خط مقاوم شماره دو اثرگذار نمی باشد. مساحت کل دیوارهای بنایی موجود در خط مقاوم شماره دو برابر  $S_2$  می باشد نیروی وارده در دیوار فرضی شماره ۱ در این خط مقاوم به مساحت  $S_{23}$  برابر:

$$F_{21} = V_2 \times \left(\frac{S_{21}}{S_2}\right) \quad (۷-۳)$$

بر اساس مطالب مطرح شده نیروی زلزله ایجاد می شود در دیافراگم از طریق به کشش یا فشار انداختن کلاف افقی به المان های باربر جانبی منتقل می شود. بنابر این برای ارزیابی و یا ارائه طرح مقاوم سازی برای کلاف افقی نیروی زلزله وارده به خط مقاوم (رابطه ۳-۳) و نیروی مقاوم هر دیوار (رابطه ۳-۴) در هر مقطع از کلاف افقی را محاسبه نمود و بر این اساس کلاف را طراحی نمود. لازم به ذکر است تا این زمان در منابع علمی مبانی محاسباتی برای این المان ها ارائه نگردیده است. در شکل ۳-۵ تحلیل نیروهای فشاری و کششی وارد به کلاف افقی به صورت نمودار نشان داده شده است. همانطور که مشخص است با ایجاد نیروی کششی در طول کلاف در طول تقاطع با دیوار، نیروی ایجاد شده به صورت برشی به دیوار منتقل می شود.



شکل ۳-۵: نمودار شماتیک نیروی محوری کلاف افقی واقع در خط مقاوم شماره ۲

به عنوان مثال کلاف افقی موجود در برش A-A باید مقاومت کششی حداقل برابر رابطه (۳-۸) را داشته باشد:

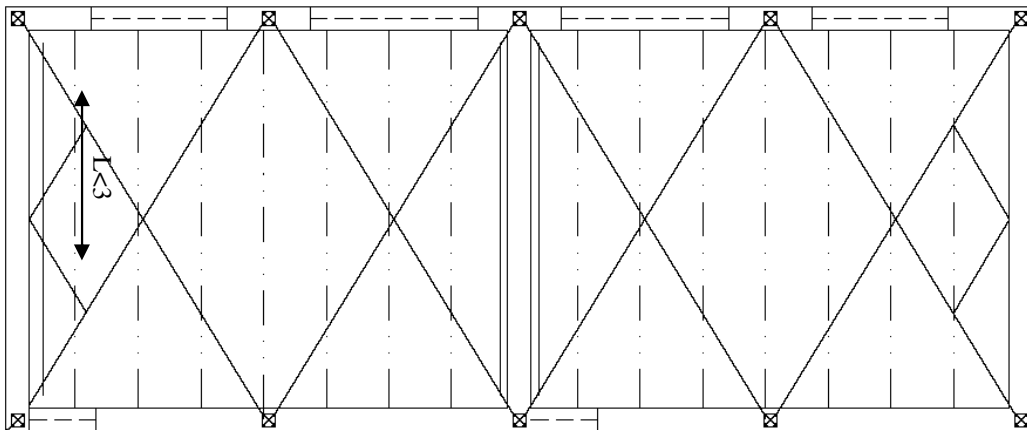
$$F = V_2 \times \frac{L_1}{L} - F_{22} \quad (۸-۳)$$

### ۳-۵. ضوابط کیفی برای ارزیابی دیافراگم‌های طاق ضربی

هدف از این بخش ارائه ضوابط اولیه کیفی برای ارزیابی دیافراگم‌های طاق ضربی می‌باشد و ضوابط

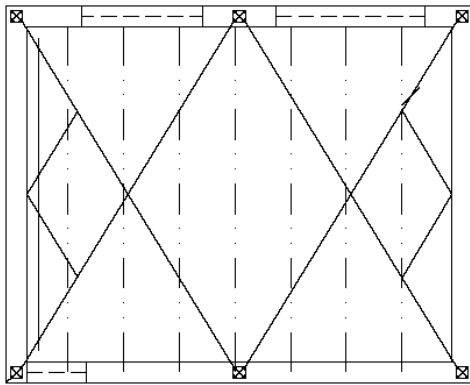
ارائه شده برای کنترل انسجام و یکپارچگی سقف می‌باشد:

- فاصله بین تیرها از  $1/2$  متر تجاوز نکند.
- تیرآنها باید به وسیله میلگرد و یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند به طوری که اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از  $1/5$  برابر عرض آن نباشد و ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از  $25$  متر مربع تجاوز ننماید.
- حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآنها در سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه به کار می‌رود، میلگرد  $14$  میلیمتری و یا تسمه معادل آن می‌باشد.
- حداکثر طول آزاد تیرهای پاتاق آخر  $3$  متر می‌باشد. در غیر این صورت لازم است مهاربند افقی در این قسمت از سقف مطابق شکل ۳-۶ قرار گیرد.

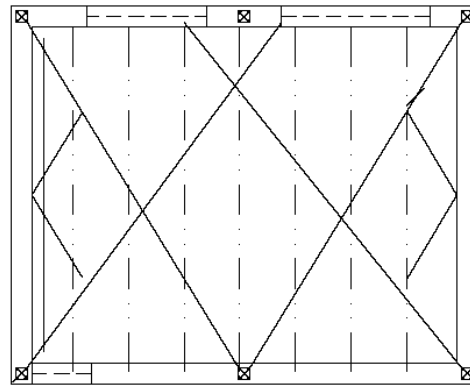


شکل ۳-۶: پاتاق سقف طاق ضربی

- در یک چشمه که از مهارهای متعدد برای ایجاد انسجام در سقف استفاده می‌گردد، نقطه تلاقی مهارهای مجاور باید در یک نقطه بر روی خط مقاوم آغاز گردد.



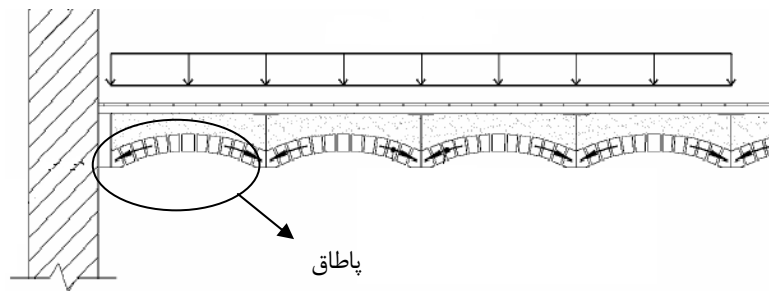
صحیح



غلط

شکل ۳-۷: تلاقی مهاربندهای چشمه های مجانب

\*\*پاتاق آخر: آخرین دهانه آجرچینی سقف طاق ضربی به موازات دیوار می باشد به گونه ای که سقف طاق ضربی در جهت دیگر دیوار امتداد نداشته باشد.



شکل ۳-۸: پاتاق آخر سقف طاق ضربی



#### ۴. دستورالعمل پیشنهادی

هدف از این بخش جمع‌بندی مطالب مطرح شده در این گزارش فنی در غالب ارائه یک دستورالعمل پیشنهادی برای ارزیابی و مقاوم‌سازی سقف‌ها می‌باشد.

##### ۴-۱. محدوده کاربرد

دستورالعمل حاضر با هدف ارزیابی آسیب‌پذیری و مقاوم‌سازی انواع سقف‌های ساختمان‌های رایج در ایران تحت بارگذاری زلزله تدوین شده است.

##### ۴-۲. اجزای دیافراگم

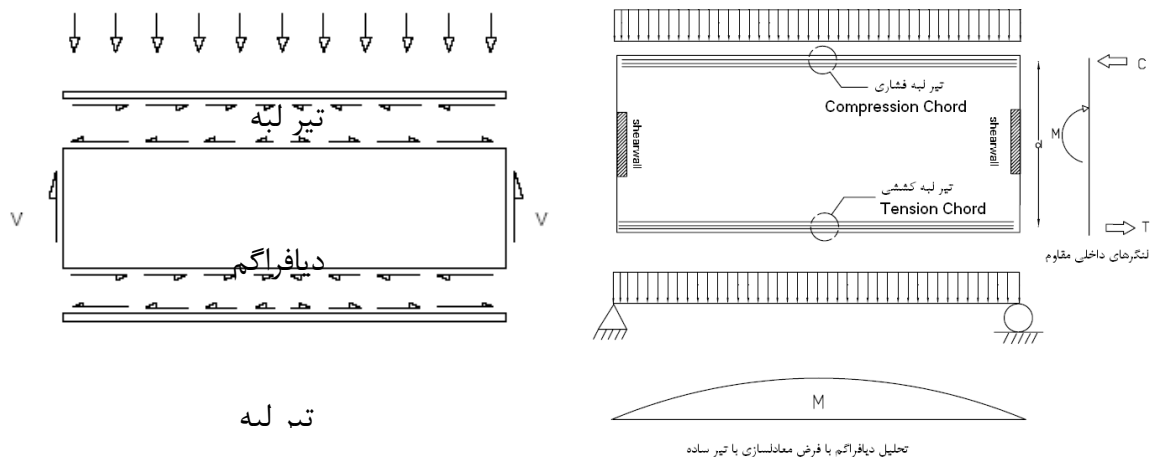
اجزای تشکیل‌دهنده دیافراگم شامل موارد زیر می‌باشد:

##### ۴-۲-۱. دال (بدنه دیافراگم)

دال بدنه اصلی سقف می‌باشد که وظیفه تحمل در برابر بار ثقلی و همچنین انتقال برش و خمش به تیر لبه، جمع‌کننده و سیستم باربرجانبی را دارا است.

##### ۴-۲-۲. تیر لبه (Chord)

همانگونه که از نام آن روشن است، تیرهایی هستند که در لبه‌های بیرونی دال و لبه بازشوهای داخلی اجرا می‌گردند. این تیرها با هدف تامین ظرفیت خمشی داخل صفحه دیافراگم در راستای اعمال نیرو می‌باشد. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل ۴-۱ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱: مکانیزم عملکردی تیر لبه فشاری و کششی بر اثر نیروی جانبی

در صورت استفاده از این اعضا در دیافراگم، کنترل خمش حاصل بار جانبی با مکانیزم کشش و فشار ایجاد شده در این اعضا صورت می‌گیرد و برش طراحی دال در سرتاسر عرض آن به صورت یکنواخت با مقدار  $V_u/t_d$  فرض می‌گردد.

در صورت عدم استفاده از تیر لبه کنترل خمش حاصل از بار جانبی توسط بدنه دیافراگم با فرض توزیع خطی کرنش در عرض دیافراگم صورت می‌گیرد. در این حالت فرض توزیع یکنواخت برش در عرض دیافراگم صحیح نمی‌باشد و مقدار برش از صفر در لبه‌ها تا مقدار حدودی  $2V_u/t_d$  در تار خنثی به صورت خطی افزایش می‌یابد.

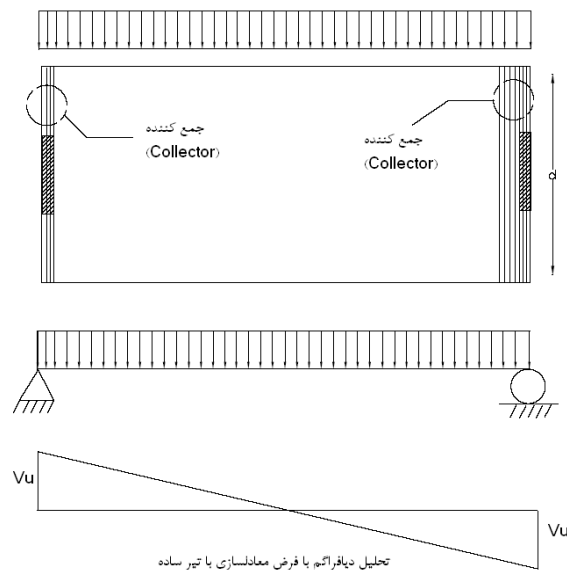
$V_u$ : برش در هر سطح مقطع از دیافراگم

$t$ : ضخامت سقف

$d$ : فاصله تیرهای لبه از یکدیگر

#### ۴-۲-۳. جمع کننده (Collector)

جمع‌کننده‌ها رابط بین اعضای باربر جانبی و دال سقف می‌باشند. نیروی جانبی حاصل از زلزله در بدنه دیافراگم توسط این اعضا از نقاط مختلف دیافراگم به سیستم باربر جانبی منتقل می‌گردند. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل ۴-۲ نشان داده شده است.

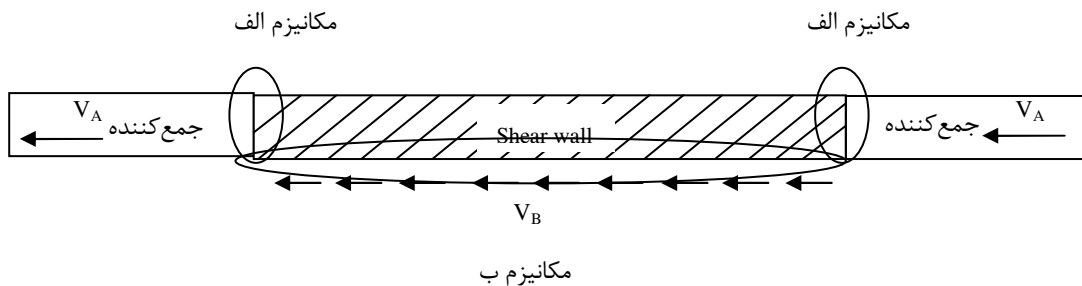


شکل ۲-۴: عملکرد جمع کننده‌ها

در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش موجود در دیافراگم به سیستم مقاومت جانبی متصور می‌باشد:

الف. انتقال مستقیم نیرو از طریق لبه‌های ابتدایی و انتهایی دیوار (محل اتصال دیوار و جمع کننده-ها) به وسیله ایجاد کشش و فشار در جمع کننده‌ها.

ب. انتقال برش به دیوار از طریق مکانیزم برش اصطکاکی در محل تماس دیافراگم و دیوار برشی



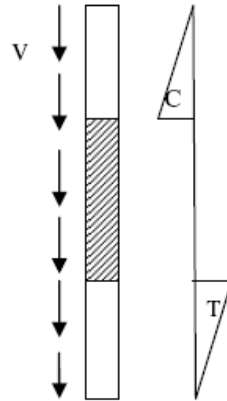
شکل ۳-۴: مکانیزم انتقال برش از دیافراگم به دیوار برشی

بر اساس نسبت ضخامت جمع کننده نسبت به ضخامت دیوار برشی میزان مشارکت هریک از دو مکانیزم یاد شده متفاوت می‌باشد:

الف. عرض جمع کننده برابر یا کمتر از ضخامت دیوار: در این صورت مکانیزم برش اصطکاکی

موجود در محل اتصال دیوار و دیافراگم، نیرویی معادل برش یکنواخت موجود در طول دیوار را منتقل

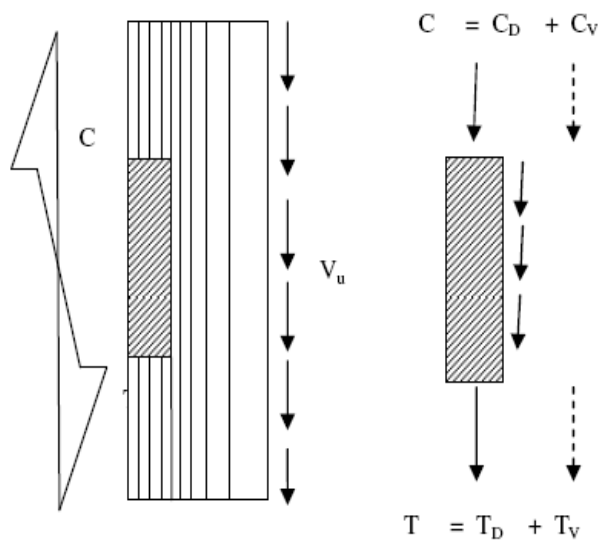
می‌نماید. باقیمانده نیرو نیز که معادل برش یکنواخت مجاور تیرهای لبه می‌باشد، از طریق مکانیزم کشش و فشار ایجاد شده در آنها منتقل می‌شود.



شکل ۴-۴: عملکرد جمع کننده با ضخامت کمتر از دیوار برشی

**ب. عرض جمع کننده بیشتر از ضخامت دیوار:** در این حالت عرض جمع کننده حداقل باید برابر

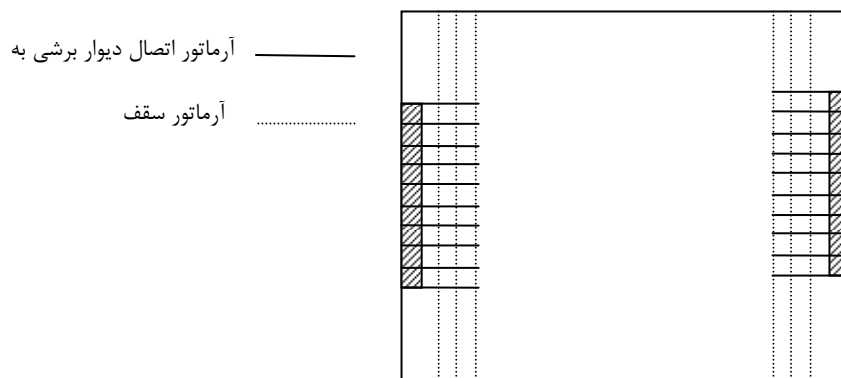
نصف طول دیوار باشد. در این صورت مکانیزم برش اصطکاکی نیرویی معادل ظرفیت برشی اصطکاکی موجود در محل اتصال دیوار و دیافراگم را منتقل می‌نماید. مابقی نیرو به صورت مستقیم از طریق ایجاد مکانیزم کشش و فشار در محل تماس جمع کننده‌ها و دیوار منتقل می‌گردد.



شکل ۴-۵: عملکرد جمع کننده با ضخامت بیشتر از دیوار برشی

#### ۴-۲-۴. اتصالات به دیوار برشی برای کنترل حرکت خارج از صفحه دیوار

این اتصال دهنده‌ها اعضایی است که جهت مقابله با حرکت خارج از صفحه دیوار تعبیه می‌گردد. از آنجا که برای اتصال دیافراگم به دیوار برشی از آرماتورهای عمود بر دیوار برشی استفاده می‌شود تعبیه این آرماتورها می‌تواند منجر به تامین قسمتی از ظرفیت برش اصطکاکی نیز گردد.



شکل ۴-۶: اتصال دیوار برشی به دیافراگم

#### ۴-۲-۵. کلاف‌های کششی

در دیافراگم باید از کلاف‌های کششی پیوسته که دو لبه‌ی مقابل دیافراگم یا تیرهای لبه را به هم وصل می‌کنند استفاده نمود. فاصله‌ی کلاف‌ها از هم نباید از سه برابر طول کلاف‌ها زیادتر باشد. طول کلاف، فاصله‌ی بین دو نقطه‌ی متوالی انتقال نیروی آن به سایر اعضای باربر جانبی، مانند تیرهای قاب‌ها، می‌باشد.

#### ۴-۳. ارزیابی دیافراگم‌ها

روش ارزیابی دیافراگم در این دستورالعمل "ارزیابی بر اساس عملکرد" می‌باشد.

### ۴-۳-۱. صلبیت سقف

از نظر صلبیت دیافراگمها بر اساس نسبت حداکثر تغییرشکل دیافراگم به میانگین تغییرمکان نسبی

طبقه به سه دسته تقسیم می‌شوند:

- ✓ دیافراگم صلب
- ✓ دیافراگم نرم
- ✓ دیافراگم نیمه صلب

### ۴-۳-۱-۱. دیافراگم صلب

در حالتی که نسبت  $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$  بسیار کوچک بوده (کمتر از ۰/۵) و یا دیافراگم به تنهایی فاقد هر گونه

تغییرشکل تحت تأثیر بارهای جانبی باشد، سقف نسبت به سیستم باربر جانبی صلب فرض می‌گردد.

همچنین در خصوص سقفهای بتنی (تیرچه‌بلوک و کامپوزیت) در صورتی که نسبت طول به عرض

دیافراگم (فاصله بین المانهای باربر جانبی) کمتر از سه باشد، دیافراگم صلب فرض می‌گردد.

### ۴-۳-۱-۲. دیافراگم نرم

در حالتی که نسبت  $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$  بسیار زیاد (بیش از ۲) باشد، دیافراگم به صورت انعطاف‌پذیر عمل می‌کند.

کند.

### ۴-۳-۱-۳. دیافراگم نیمه صلب

در حالتی که  $2 < \frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 0.5$  سقف نیمه صلب می‌باشد.

### ۲-۳-۴. محاسبه تلاش در اعضای مختلف دیافراگم

تلاش‌های طراحی در اعضای سقف بر اساس نوع تحلیل به صورت رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو)

$(Q_{UF})$  تعیین می‌شود.

### ۱-۲-۳-۴. تلاش در اعضای اصلی دیافراگم ( دال، تیرلبه و جمع کننده)

#### ۱-۱-۲-۳-۴. روش خطی

تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های  $Q_E$  و  $Q_G$  در روش خطی مطابق رابطه (۱-۴) می‌باشد.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (1-4)$$

در رابطه (۱-۴)،  $J$  ضریب کاهش بار است و برای محاسبه آن در ابتدا مقدار  $\overline{DCR}_m$  سیستم

باربرجانبی هر طبقه را بر اساس رابطه (۲-۴) محاسبه می‌شود. مقدار  $J$  برابر حداکثر  $\overline{DCR}$  طبقات

مختلف می‌باشد.

$$\overline{DCR}_m = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (2-4)$$

در این رابطه  $V_i$  نیروی برشی در عضو  $i$  از طبقه‌ی موردنظر با فرض رفتار ارتجاعی سازه و  $DCR_i$

نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو  $i$  و  $n$  تعداد کل اعضای طبقه‌ی موردنظر و  $m$  طبقه

مورد بررسی می‌باشد. لازم به ذکر است که اثر بار ثقلی در اعضای اضافه شده به سازه موجود در بسیاری

از موارد به دلیل واردنشدن بار ثقلی به آن حذف می‌گردد. به عنوان یک روش دیگر مقدار  $J$  به صورت

اعداد ثابت بر اساس سطح عملکرد اعضای منتقل‌کننده بار به عضو بیان نمود.  $J$  در این گزارش برای

سطح عملکرد آستانه فروریزش برابر ۳، ایمنی جانی برابر ۲ و قابلیت استفاده بی‌وقفه برابر ۱ انتخاب شود.

#### ۲-۳-۴-۱-۲-۳-۴ روش غیرخطی

در این حالت نیروی طراحی دیافراگم از تحلیل غیرخطی به صورت مستقیم محاسبه می‌گردد.

#### ۲-۳-۴-۲-۲-۳-۴ تلاش در اعضای ثانویه دیافراگم ( کلاف کششی و اتصالات به دیوار برشی برای

#### کنترل حرکت خارج از صفحه دیوار)

#### ۱-۲-۲-۳-۴ کلاف کششی

کلاف‌های کششی برای حداقل بار محوری کششی مطابق رابطه‌ی (۳-۴) ، به عنوان یک عضو کنترل‌شونده توسط نیرو، طراحی می‌شوند.

$$F_p = 0.4 \times S_s W \quad (3-4)$$

$W$ : وزن سطح بارگیر سهمیه‌ی کلاف کششی می‌باشد.

$F_p$ : نیروی محوری کششی برای طراحی کلاف‌های بین دیافراگم و تیرهای لبه و یا لبه‌های دیافراگم می‌باشد.

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵٪ می‌باشد.

#### ۲-۳-۴-۲-۲-۳-۴ مهارهای متصل‌کننده دیوار به دیافراگم اتصالات به دیوار برشی برای کنترل

#### حرکت خارج از صفحه دیوار

مهارهای متصل‌کننده دیوار به دیافراگم جزء اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو و مطابق رابطه (۴-۴)

محسوب می‌شوند:

$$F_p = \alpha \times S_s W \quad (4-4)$$

که در آن:



$F_p$ : نیروی طراحی برای مهار دیوارها می باشد؛

$\alpha$ : ضریبی که از جدول ۱-۴ برای سطح عملکرد موردنظر و با توجه به رفتار دیافراگم طبق بند

(۱-۴-۲-۳) انتخاب می شود؛

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوبهای کوتاه برای سطح زلزله‌ی انتخابی و میرایی ۰.۵٪ می باشد؛

$W$ : وزن دیوار سهم مهار می باشد.

مقدار  $F_p$  نباید کم تر از حداقل دو مقدار ۶۰۰ یا  $S_s \cdot 600$  کیلوگرم بر متر باشد.

جدول ۱-۴: ضریب  $\alpha$

قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه	ایمنی جانی	آستانه‌ی فروریزش	سطح عملکرد سازه
۰/۶	۰/۴	۰/۳	$\alpha$ برای دیافراگم صلب
۱/۸	۱/۲	۰/۹	$\alpha$ برای دیافراگم نرم

### ۳-۳-۴. توزیع نیروی زلزله در روش خطی

روش توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان برای انواع سقف از نظر صلبیت یکسان است اما توزیع

نیروی زلزله بین المان‌های مقاوم جانبی در تراز دیافراگم بستگی به میزان صلبیت سقف دارد.

#### ۱-۳-۳-۴. سقف صلب

#### ۱-۱-۳-۳-۴. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان برای طراحی دیافراگم برابر است با :

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=1}^n F_j}{\sum_{j=1}^n W_j} W_i \quad (۵-۴)$$

$W_i$ : وزن دیافراگم مطابق تعریف دراستاندارد ۲۸۰۰ ایران برای طبقه‌ی موردنظر می‌باشد.

$n$ : تعداد طبقات ساختمان

$F_i$ : نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی  $i$ -ام و بر اساس رابطه (۴-۶) به دست می‌آید:

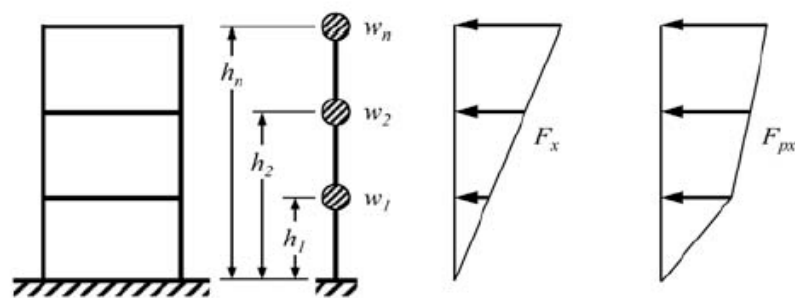
$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۴-۶)$$

که در آن،  $W_i$  وزن طبقه‌ی  $i$ -ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه‌ی  $i$ -ام از تراز پایه طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران است و مقدار  $k$  برابر است با:

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (۴-۷)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از  $0.5/T$  ثانیه [ $T \leq 0.5$ ] مقدار  $k$  برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از  $2/5$  ثانیه [ $T \geq 2.5$ ] مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می‌شود.

لازم به ذکر است نیروی نهایی برای طراحی دیافراگم ناشی از تمام تلاش‌های وارده به دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله مانند: تغییر موقعیت سیستم باربر جانبی در ارتفاع و نیروی وارده به دیافراگم به دلیل انطباق تغییرمکان سیستم‌های مختلف باربر جانبی می‌باشد.



(الف) سازه

(ب) مدل

(ج) نیرو برای طراحی

اعضای باربر جانبی

(د) نیرو برای طراحی دیافراگم

شکل ۴-۷: توزیع نیروی زلزله

### ۲-۱-۳-۳-۴. توزیع نیروی جانبی در بین المان‌های باربر جانبی

نیروی وارده به المان‌های برابر جانبی بر اساس سختی اعضای باربر جانبی با در نظر گرفتن اثرات پیچش دینامیکی و اتفاقی در سیستم باربر جانبی و سقف صلب محاسبه می‌گردد.

### ۲-۳-۳-۴. سقف نرم

### ۱-۲-۳-۳-۴. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع مشابه سقف‌های صلب می‌باشد و بر اساس بند ۱-۱-۳-۳-۴ محاسبه می‌گردد.

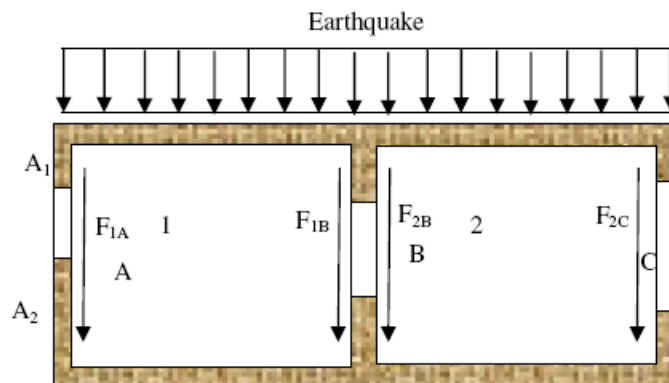
### ۲-۲-۳-۳-۴. توزیع نیروی جانبی در بین المان‌های باربر جانبی

توزیع نیرو در بین اعضای باربر جانبی در سقف‌های نرم شامل دو مرحله می‌باشد:

۱. توزیع نیرو ما بین خطوط مقاوم لرزه‌ای ساختمان: توزیع نیرو در بین خطوط مقاوم لرزه‌ای

ساختمان (به طور مثال خطوط مقاوم A, B, C در شکل ۸-۴) در سقف‌های نرم بر اساس عرض

بارگیر سیستم باربر جانبی از سقف می‌باشد.



شکل ۸-۴: توزیع افقی نیروی زلزله در بین اعضای باربر جانبی در دیافراگم انعطاف‌پذیر

۲. توزیع نیرو در اعضای سیستم باربر جانبی واقع در یک خط مقاوم: بر اساس نسبت سختی موثر هر عضو (به طور مثال دیوارهای  $A_1, A_2$  در شکل ۸-۴) به سختی کل سیستم باربر جانبی در خط مقاوم لرزه‌ای می‌باشد.

#### ۳-۳-۳-۴. سقف نیمه صلب

#### ۱-۳-۳-۳-۴. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع مشابه سقفهای صلب می‌باشد و بر اساس بند ۱-۳-۳-۴ محاسبه می‌گردد.

#### ۲-۳-۳-۳-۴. توزیع نیروی جانبی در بین المان‌های باربر جانبی

توزیع نیرو مابین اعضای باربر جانبی را در این سقفها بر اساس مدلسازی دقیق این سقفها و در نظر گرفتن اثر تغییرشکل دیافراگم بر حسب سختی آن محاسبه می‌شود.

#### ۴-۳-۴. مقاومت

با توجه به فرض رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو در اعضای سقف مقاومت در نظر گرفته شده برای این اعضا برابر مقاومت کران پایین ( $Q_{CL}$ ) می‌باشد. مقاومت این اعضا بر اساس ضوابط این‌نامه‌های طراحی و نشریه ۳۶۰ تعیین می‌گردد.

#### ۵-۳-۴. معیار پذیرش

همانطور که پیشتر عنوان گردید، با توجه به اینکه رفتار غیر ارتجاعی در دیافراگم در حین زلزله پذیرفته نمی‌باشد، عملکرد اعضای سقف کنترل‌شونده به نیرو در نظر گرفته می‌شود. در این صورت تلاش‌های ایجاد شده در اعضای مختلف باید رابطه (۸-۴) را ارضا نماید.

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (۸-۴)$$

که در آن:

$Q_{CL}$ : کرانه‌ی پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان به هر عضو وارد

می‌شوند.

$k$ : ضریب آگاهی که بیانگر درجه‌ی اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری‌شده از ساختمان

موجود می‌باشد و بر اساس نشریه ۳۶۰ تعیین می‌شود.

#### ۴-۴. سقف های طاق ضربی

سقف طاق ضربی متشکل از تیرهای فولادی که مابین آنها طاقهای آجری قرار گرفته‌اند می‌باشد. با توجه به تعداد زیاد ساختمان‌های موجود در ایران با این نوع سقف و همچنین تیپ خاص این سقف که به ندرت در بقیه کشورهای جهان موجود است، ضوابط مرتبط با این سقفها در این بخش به صورت مشروح ارائه می‌گردد.

#### ۴-۴-۱. صلبیت

در محاسبات مهندسی سقف طاق ضربی و سقف طاق ضربی با ضربداری در ساختمان مصالح بنایی به صورت نرم در نظر گرفته می‌شود. در صورت مقاوم‌سازی این سقفها در ساختمان بنایی به وسیله ایجاد سقف کامپوزیت بتنی ارزیابی صلبیت این سقفها مطابق بخش ۱.۳ صورت می‌پذیرد. همچنین در صورتی که ساختمان بنایی به روش شاتکریت مورد مقاوم‌سازی قرار گرفته باشد در این صورت می‌توان سقف کامپوزیت بتنی را صلب فرض نمود.

#### ۴-۴-۲. توزیع نیروی جانبی در بین المان‌های باربر جانبی

در ابتدا نیروی زلزله حاصل از هر چشمه به صورت مساوی بین خطوط مقاوم لرزه‌ای مجاور خود تقسیم می‌گردد و پس از آن مجموع نیروی وارد بر خطوط مقاوم لرزه‌ای بر اساس سختی اعضای موجود در یک خط بین آنها تقسیم می‌شود. لازم به ذکر است در صورتی که سقف طاق ضربی به صورت مناسب منسجم گردیده و به کلافهای افقی متصل شده باشد، جهت تیرریزی در توزیع و مقدار نیروی زلزله تاثیری نخواهد داشت. نیروی زلزله حاصل از هر چشمه وارد به هر خط مقاوم زلزله از رابطه (۴-۹) معرفی می‌گردد.

$$V_{ji} = \frac{A_i}{2} \times (F/A) \quad (۴-۹)$$

$A_i$ : مساحت چشمه  $i$  ام (ناحیه محصور بین دو سیستم باربر جانبی متعامد)

$A$ : مساحت کل دیافراگم طبقه

$F$ : نیروی زلزله وارده به طبقه

$V_{ji}$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $j$  ام حاصل از نیروی زلزله موجود در چشمه  $i$

همچنین نیروی زلزله وارده به هر خط مقاوم حاصل جمع نیروی وارده از چشمه‌های مختلف متصل به خط مقاوم بر اساس رابطه (۱۰-۴) می‌باشد.

$$V_j = \sum_{i=1}^{i=n} V_{ji} \quad (10-4)$$

$V_j$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $j$  ام

$V_{ji}$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $j$  ام حاصل از نیروی زلزله موجود در چشمه  $i$  بر اساس

رابطه (۲-۳)

$n$ : تعداد چشمه‌های هم‌راستای و متصل به خط مقاوم زلزله

در گام بعدی لازم است نیروی برشی وارده به دیوارهای بنایی موجود در هر خط مقاوم تعیین شوند. اساس توزیع نیرو بین دیوارهای بنایی موجود در یک خط مقاوم بر اساس مساحت مقطع دیوار محصور در خط مقاوم ( حاصلضرب طول دیوار در ضخامت آن) که ارتباط مستقیم با سختی برشی دارد مطابق رابطه (۱۱-۴) تعیین می‌شود. بنابر این:

$$F_{ji} = V_j \times \left( \frac{s_{ji}}{s_j} \right) \quad (11-4)$$

$F_{ji}$ : نیروی برشی وارده به دیوار  $i$  واقع در خط مقاوم لرزه‌ای  $j$

$V_j$ : نیروی برشی وارده به خط مقاوم لرزه‌ای  $j$

Sj: مساحت خط مقاوم لرزه‌ای z

Sji: مساحت دیوار i واقع در خط مقاوم لرزه‌ای z

#### ۴-۴-۳. ارزیابی کلاف افقی

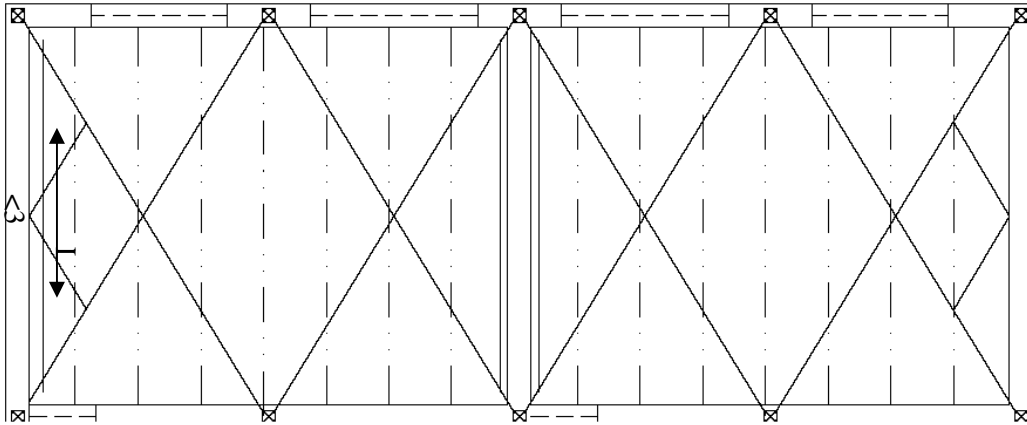
برای ارزیابی و یا ارائه طرح مقاوم‌سازی برای کلاف افقی باید نیروی زلزله وارده به خط مقاوم (رابطه (۴-۱۰)) و نیروی مقاوم هر دیوار (رابطه (۴-۱۱)) در هر مقطع از کلاف افقی را محاسبه نمود و بر این اساس کلاف طراحی می‌گردد.

#### ۴-۴-۴. ضوابط کیفی برای ارزیابی دیافراگم‌های طاق ضربی

هدف از این بخش ارائه ضوابط اولیه کیفی برای ارزیابی دیافراگم‌های طاق ضربی می‌باشد و ضوابط ارائه شده برای کنترل انسجام و یکپارچگی سقف می‌باشد:

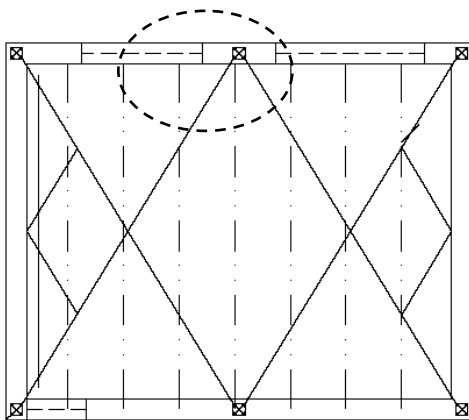
- فاصله بین تیرها از  $1/2$  متر تجاوز نکند.
- تیرآهن‌ها باید به وسیله میلگرد و یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند به طوری که اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از  $1/5$  برابر عرض آن نباشد و ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از  $25$  متر مربع تجاوز ننماید.
- حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه به کار می‌رود، میلگرد  $14$  میلیمتری و یا تسمه معادل آن می‌باشد.
- حداکثر طول آزاد تیرهای پاتاق آخر  $3$  متر می‌باشد. در غیر این صورت لازم است مهاربند افقی در این قسمت از سقف مطابق شکل ۳-۶ قرار گیرد.



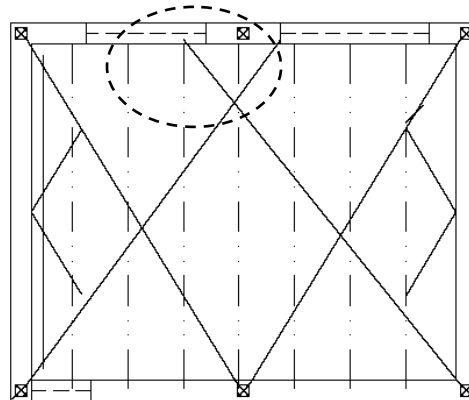


شکل ۹-۴: پاتاق سقف طاق ضربی

در یک چشمه که از مهارهای متعدد برای ایجاد انسجام در سقف استفاده می‌گردد، نقطه تلاقی مهارهای مجاور باید در یک نقطه بر روی خط مقاوم آغاز گردد.



صحیح



غلط

شکل ۱۰-۴: تلاقی مهاربندهای چشمه های مجانب

#### ۴-۵. ضوابط خاص طراحی و اجرای دیافراگم ها

- حداقل ضخامت سقف بتن کامپوزیت برابر  $6/5$  سانتی متر می باشد. در صورتی که باربری لرزه ای سقف موجود در نظر گرفته شود حداقل ضخامت بتن به  $5$  سانتی متر می رسد.
- حداقل نسبت سطح میلگردگذاری به مساحت خالص بتنی در مقطع دیافراگم به شرح زیر می باشد:

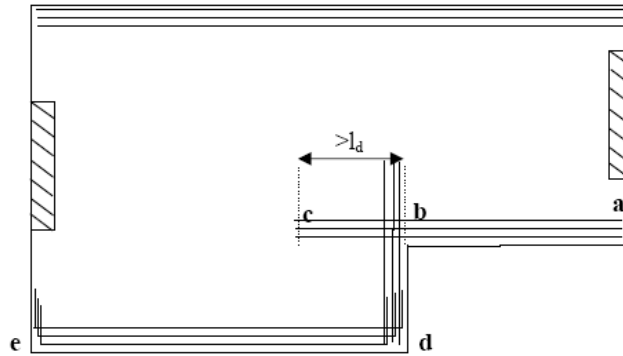
0.002      سقفهای با آرماتورهای Grade50( $f_y=344$  MPa), Grade40( $f_y=275$  MPa)

0.0018      سقفهای با آرماتورهای Grade60( $f_y=413$  MPa) یا شبکه های جوش شده

سقفهای با میلگردگذاری با مقاومت تسلیم بالاتر از  $f_y=41$  MPa !

- فاصله آرماتورگذاریها در سقفها نباید از مقدار  $45$  سانتی متر تجاوز کند در صورتیکه از شبکه های جوش شده استفاده شود، حداکثر این فاصله برابر  $25$  سانتی متر می باشد.
- ضوابط میلگردگذاری برای تیرهای لبه و جمع کننده ها به شرح زیر می باشد:
- حداقل فاصله مرکز به مرکز آرماتورها حداقل سه برابر قطر آرماتور باید باشد این مقدار از  $3/8$  سانتی متر نباید کمتر شود.
- حداقل ضخامت بتن پوشاننده سطح میلگرد  $2/5$  برابر قطر میلگرد می باشد که از  $5$  سانتی متر نباید کمتر در نظر گرفته شود.
- ضوابط محاسباتی و میلگردگذاری خاموتها مطابق با برش در تیر می باشد.
- با توجه به این که در قسمت هایی از ساختمان امکان وجود پیش آمدگی و تورفتگی وجود دارد. در این صورت نیاز به ضوابط ویژه در گوشه های اضافه ایجاد شده می باشد. برای این منظور در گوشه های ایجاد شده از قلاب کردن میلگردها و همچنین امتداد دادن میلگردها برای برقراری

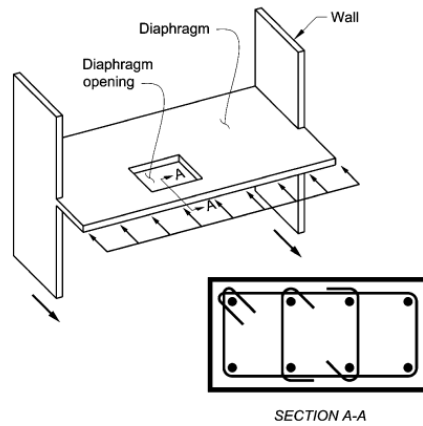
طول تماسی بر اساس آیین‌نامه‌های رایج بتن استفاده می‌شود. همانطور که از شکل ۱۱-۴ مشخص است میلگردها در خط  $ab$  باید به اندازه حداقل برابر طول مهاری در سقف امتداد یابند. میزان میلگرد در تیرلبه  $bd$  باید برابر آرماتورها در خط لبه  $ab$  باشد. همچنین به دلیل لنگر فراوان در نقطه  $d$ ، لازم است میلگردهای تیرلبه  $ed$  در این نقطه قلاب شده و موازی میلگردهای  $bd$  قرار بگیرند.



شکل ۱۱-۴: میلگردگذاری ویژه در گوشه‌های حاصل از پیش‌آمدگی و تورفتگی

- مقاومت فشاری مشخصه بتن در نظر گرفته شده برای سقف حداقل برابر  $175 \text{ Kg/cm}^2$  می‌باشد.

- میلگردهای عرضی در تمام قسمتهایی از دیافراگم که در اطراف بازشو و یا ناپیوستگیهای دیافراگم قرار گرفته و تحت نیروی محوری قرار می‌گیرند و وظیفه انتقال برش و خمش را دارند، الزامی می‌باشند. این مطلب در شکل ۴-۱۲ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۲: جزئیات محصورشدگی دیافراگم

- خاموت‌ها برای اعضای جمع‌کننده که تنش در آنها از  $0.2f_c$  تجاوز می‌کند در طول عضو الزامی می‌باشد. در اعضایی که دارای خاموت در قسمتی از طول می‌باشند، حذف این آرماتورها در محلی که تنش کمتر از  $0.15f_c$  می‌شود، امکان‌پذیر می‌باشد. در صورتی که جمع‌کننده‌ها بر اساس ظرفیت دیوار برشی طراحی شده باشند حد  $0.2f_c$  به  $0.5f_c$  و حد  $0.15f_c$  به  $0.4f_c$  افزایش می‌یابد.

- در بسیاری از موارد تیرهای قاب که به صورت همزمان با دال دیافراگم اجرا گردیده‌اند می‌توانند نقش جمع‌کننده‌ها در تیرهای لبه را ایفا کنند. اما باید توجه داشت در این حالت اثر همزمان نیروهای ثقلی و نیروهای جانبی حاصل از زلزله در حین طراحی و ارزیابی دیافراگم الزامی است.
- طراحی کششی تیر لبه و جمع‌کننده کفایت می‌کند و می‌توان از عملکرد فشاری آن صرف‌نظر نمود.
- عرض پیشنهادی برای جمع‌کننده برابر نصف طول دیوار برشی می‌باشد.
- در صورتی که جمع‌کننده و تیر لبه به صورت یک عضو به ساختمان موجود اضافه شوند برای اتصال به سقف موجود باید از برشگیر نظیر نبشی و ناودانی یا میلگرد استفاده نمود و مشخصات این اعضا از روش برش اصطکاکی محاسبه می‌گردد.
- برای کامپوزیت کردن سقف‌هایی که دیوار بنایی در آنها قرار دارد می‌توان بعد از اجرای تیرلبه و جمع‌کننده، هر فضای محصور در میان دیوارهای بنایی را جداگانه کامپوزیت نمود و با تخریب قسمت‌هایی از دیوار این فضاها را به هم متصل نمود لازم به ذکر است طول تخریب زیر دیوار بر اساس انتقال برش اصطکاکی محاسبه می‌شود.
- در صورت استفاده از مدارک فنی معتبر استخراج ظرفیت موجود سقف طاق ضربی و در نظر گرفتن این ظرفیت در بهسازی سقف بلا مانع می‌باشد.

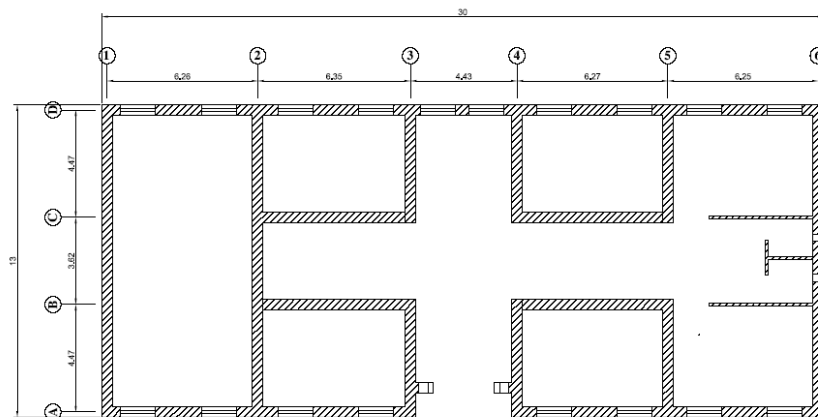
## مثال ۴-۶

هدف از این بخش ارائه مطالب عنوان شده در این دستوالعمل در غالب پلانهای موجود می باشد.

در شکل ۴-۱۳ پلان یک ساختمان سه طبقه بنایی با کاربری آموزشی نشان داده شده است. مشخصات این

ساختمان به شرح زیر می باشد:

$DL_{\text{story}}$ : 500 Kg/m <sup>2</sup>	Number of stories: 3
$LL_{\text{story}}$ : 350 Kg/m <sup>2</sup>	Height of each story: 3.5m
$DL_{\text{roof}}$ : 580 Kg/m <sup>2</sup>	A: 0.35 g
	Soil Type: III



شکل ۴-۱۳: پلان ساختمان مورد بررسی

برش پایه ساختمان موجود برابر است با:

$$W_{\text{tot}} = [(DL_{\text{story}} + 0.4LL_{\text{story}}) + (DL_{\text{roof}} + LL_{\text{roof}})] \times A = 737.1 \text{ ton}$$

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W = 1.34 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.75 \times 0.35 = 950 \text{ ton}$$

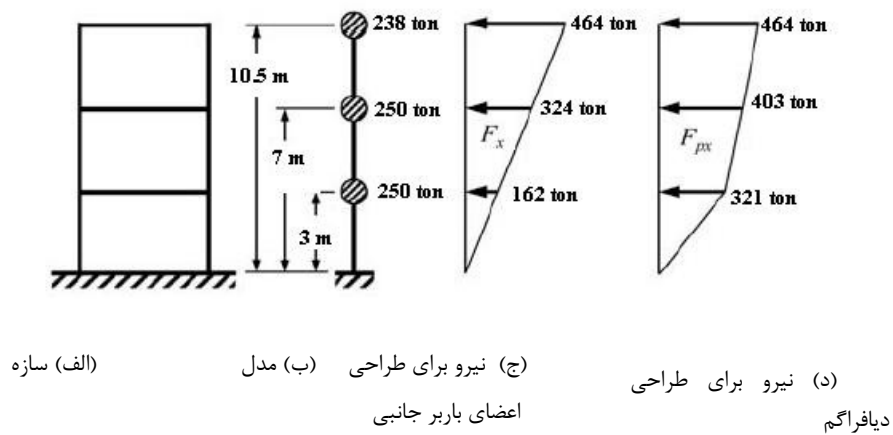
نیروی جانبی وارده به هر طبقه ساختمان برابر است با:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \rightarrow \left. \begin{array}{l} F_1 = 162 \text{ ton} \\ F_2 = 324 \text{ ton} \\ F_3 = 464 \text{ ton} \end{array} \right\}$$

بر این اساس نیروی طراحی هر طبقه برابر است با :

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i \rightarrow \begin{cases} F_1 = 321 \text{ ton} \\ F_2 = 403 \text{ ton} \\ F_3 = 464 \text{ ton} \end{cases}$$

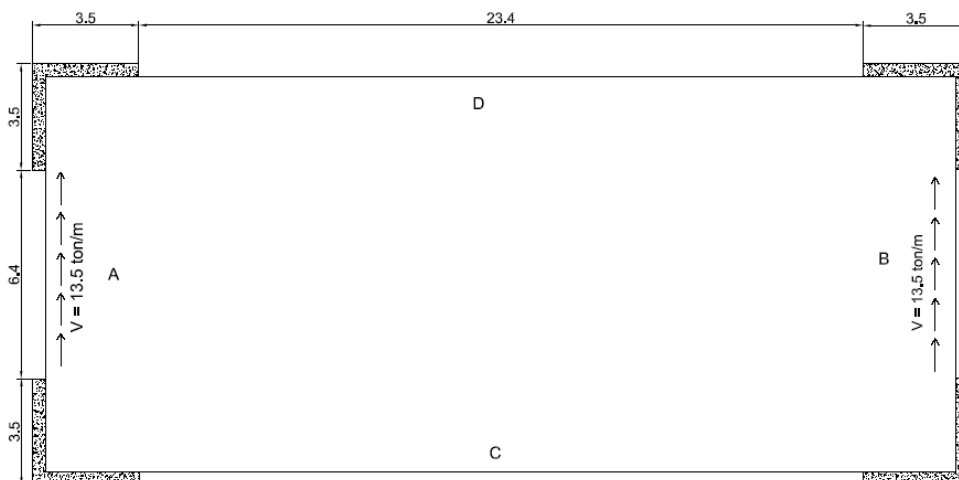
توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و همچنین برای طراحی دیافراگم در شکل ۴-۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۴: توزیع نیروی زلزله

به عنوان مثال مشخصات تیرلبه و جمع کننده در سقف طبقه سوم برای سطح عملکرد ایمنی جانی

محاسبه می گردد. در حالت اول طراحی بر اساس میلگرد گذاری گسترده در سقف انجام می شود:



شکل ۴-۱۵: پلان قرارگیری دیوارهای برشی

نیروی کنترل شونده نیرویی در سقف سوم برابر است با:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} = 0 + \frac{464}{1.34 \times 1 \times 1 \times 2} = 173 \text{ ton}$$

نیروی محوری بیشینه موجود در جمع‌کننده A و B برابر:

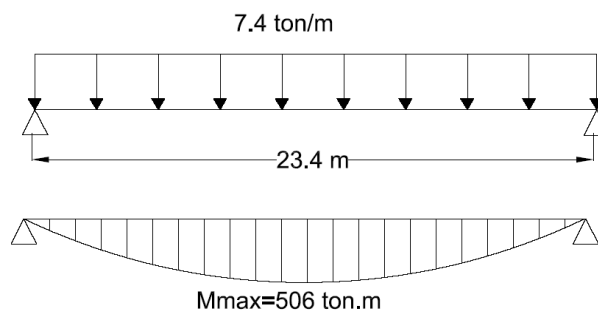
$$F = V \times L = 13.5 \times 3.2 = 43.2 \text{ ton}$$

بر این اساس مساحت میلگرد مورد نیاز در جمع‌کننده A, B برابر:

$$A_s = \frac{43.2}{4} = 10.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\phi 12 @ 17\text{cm}$$

برای محاسبه نیروی محوری در تیر لبه C, D لازم است در ابتدا لنگر بیشینه در دیافراگم بر اساس

شکل ۱۶-۴ محاسبه شود.



شکل ۱۶-۴: لنگر وارده به دیافراگم

بنابر این میزان نیروی محوری در تیر لبه C, D برابر است با:

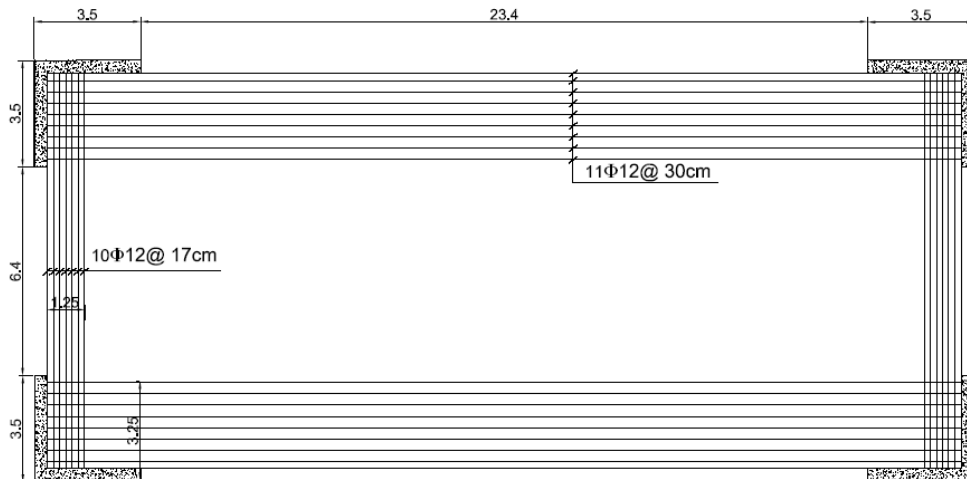
$$T = C = \frac{M_{\max}}{L_{\text{eff}}} = \frac{506}{9.9} = 51 \text{ ton}$$

و مساحت میلگرد مورد نیاز در تیر لبه A, B برابر:

$$A_s = \frac{51}{4} = 12.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 11\phi 12 @ 30\text{cm}$$



در صورتی که زلزله در راستای X به سازه اعمال شود در اینصورت اعضای A,B مشابه تیر لبه و عضوهای C,D مانند جمع کننده عمل می کنند که مقطع نهایی شامل مساحت میلگرد بیشینه دو حالت می باشد. پلان نهایی میلگردگذاری تیر لبه و جمع کننده مشابه شکل ۴-۱۷ می باشد.



شکل ۴-۱۷: پلان میلگردگذاری گسترده

در حالت دوم طراحی بر اساس میلگرد گذاری متمرکز در سقف انجام می شود:

مقدار نیرو و مساحت میلگرد مورد نیاز در جمع کننده های A,B مشابه حالت قبل می باشد. بنابر این:

نیروی محوری بیشینه موجود در جمع کننده A و B برابر :

$$F = V \times L = 13.5 \times 3.2 = 43.2 \text{ ton}$$

بر این اساس مساحت میلگرد مورد نیاز در جمع کننده A,B برابر:

$$A_s = \frac{43.2}{4} = 10.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 20$$

برای محاسبه نیروی محوری در تیر لبه C,D با توجه به افزایش بازوی خمشی میزان نیروی محوری

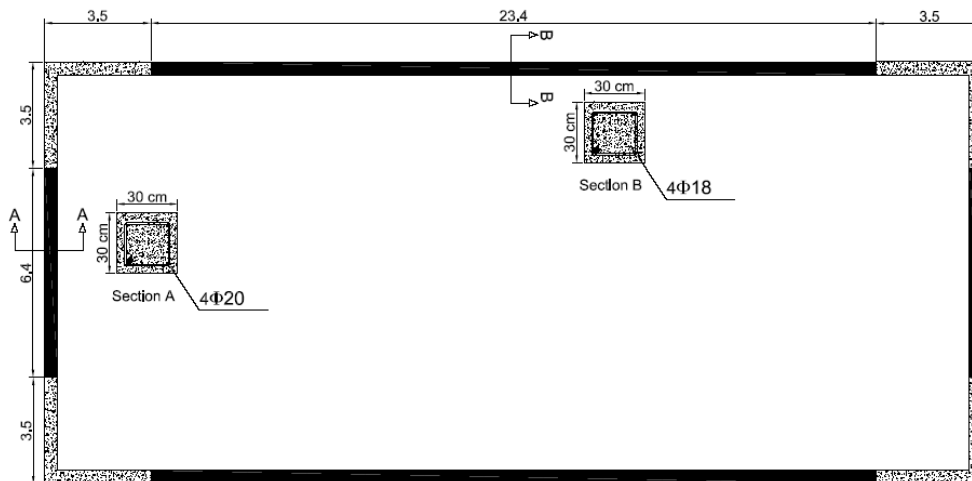
در تیر لبه C,D برابر است با:

$$T = C = \frac{M_{\max}}{L_{\text{eff}}} = \frac{506}{13.2} = 38 \text{ ton}$$

و مساحت میلگرد مورد نیاز در تیر لبه A,B برابر:

$$A_s = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 18$$

پلان نهایی میلگردگذاری تیر لبه و جمع کننده مشابه شکل ۴-۱۸ می باشد.



شکل ۴-۱۸: پلان میلگردگذاری متمرکز

در قسمت دوم این مثال فرض می شود که پلان نشان داده شده در شکل ۴-۱۳ به وسیله مهاربندی سقف مطابق پلان شکل ۴-۱۹ بهسازی شده است. در این صورت مساحت حداقل مهاربندهای افقی در چشمه نشان داده شده در طبقه سوم برابر است با:

الف. نیروی وارده به هر متر مربع از سقف طبقه سوم برابر است با:

$$q = \frac{Q_{UF}}{A} = \frac{173}{30 \times 13} = 0.44 \text{ ton/m}^2$$

ب. نیروی موجود در چشمه مورد بررسی:

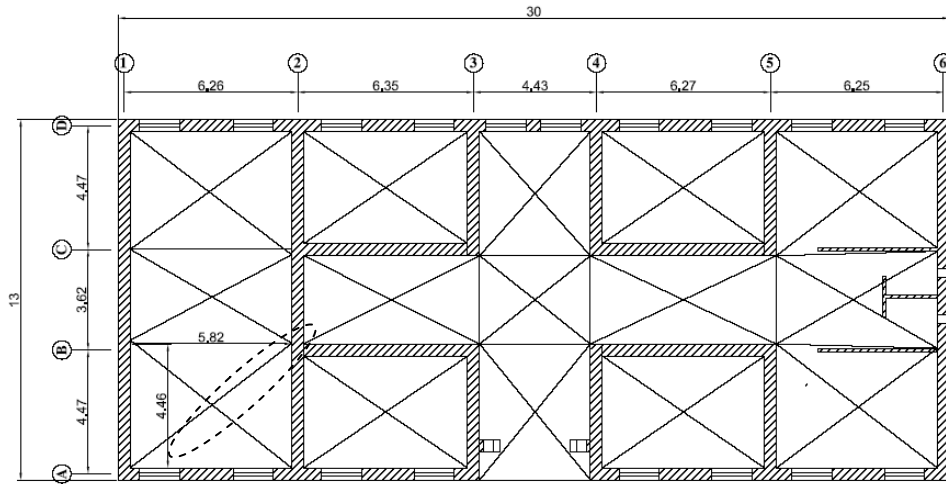
$$F = 4.46 \times 5.82 \times 0.44 = 11.42 \text{ ton}$$

ج. نیروی موجود در مهاربند افقی:

$$F_{brace} = \frac{11.42}{\sin 37.46} = 18.77 \text{ ton}$$

د. مساحت فولاد مورد نیاز در مهاربند افقی برابر:

$$A_{st} = \frac{18.77}{2.4} = 7.8 \text{ cm}^2$$



شکل ۴-۱۹: پلان مهاربندی سقف

## مراجع

- G. L. Cohen., R. E . Klingner, J. R.Hayes, S. C. Sweeney:" EVALUATION AND REHABILITATION OF LOW-RISE MASONRY BUILDINGS WITH FLEXIBLE FLOOR AND ROOF DIAPHRAGMS ", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 3327.
- Paquette.J, Bruneau.M ,M.ASCE, Brzev.S:" Seismic Testing of Repaired Unreinforced Masonry Building having Flexible Diaphragm", JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / OCTOBER 2004.
- A.Mahdizade, J.Borzouie; "Distribution of seismic force between masonry walls in masonry building with jack arch slab";6th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE6), May, 2011 Tehran, Iran.
- ACI Committee 318, 2008 "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI R318-08)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI
- American Society of Civil Engineers, 2007, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE Standard ASCE/SEI 41-06", Reston, VA.
- Moehle.J, Hooper.J, Kelly.D, Meyer, T;" Seismic Design of Cast in place concrete Diaphragms, chords and collectors"; A guide for practicing engineers;NIST10-917-4, August 2010
- Permanent Committee for Revising the Standard 2800, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Building and Housing Research
- Fleischman, R. B., Naito C.J., Restrepo J., Sause R. and Ghosh S.K., 2005a, "Seismic Design Methodology for Precast Concrete Diaphragms, Part 1: Design Framework", PCI Journal, V. 50, No 5, Sept.-Oct. pp. 68-83.
- 
- Fleischman R.B., Naito C.J., Restrepo J., Sause R., Ghosh S.K., Wan G., Schoettler M. and Cao L., 2005b, "Seismic Design Methodology for Precast Concrete Diaphragms, Part 2: Research Program", PCI Journal, V. 51, No. 6, Nov.-Dec. pp. 2-19.

- "بررسی آزمایشگاهی بهبود رفتار سقف‌ها با طاق ضربی"، میرجلیلی، ع.

شکیب، ح، مزروعی، ع، ماهری، م: هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، شیراز، اردیبهشت

۱۳۸۸

"بررسی آزمایشگاهی-تحلیلی رفتار لرزه‌ای دیوارهای آجری با مقاومت برشی ضعیف"،

خانمحمدی، م، معرفت، م، کلینی، م، قاسمی، ه: هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، شیراز،

اردیبهشت ۱۳۸۸

2011

# Seismic Assessment and Rehabilitation of Diaphragms

## Technical report

Authors:

Jamaledin Borzouie

Alireza Mahdizadeh

The results of past earthquakes show that diaphragm plays a central role in seismic performance of building. So, the recognition of seismic performance of diaphragm and retrofitting methods of this element lead to comply of predetermined seismic rehabilitation objective of whole building. Moreover, the lack of seismic criteria to evaluate diaphragms in the prevailing technical documents causes that many structural engineers are not familiar with seismic design and evaluation of these elements. This technical report touches on the issue of seismic performance of diaphragms and comparison between different methods of diaphragms retrofitting; finally, the suggested instruction is proposed at the final chapter of the report.

