

رفتار سازه تحت بارها و نیروها

۳-۱ مقدمه

بارها و نیروهایی که برای طراحی ساختمان از طرف آیین نامه مشخص شده اند را در فصل ۲ توضیح دادیم. به طور کلی فصل ۳ به انتقال بارها و نیروها از یک عضو به عضو دیگر می پردازد. (توزیع "بارهای قائم" در یک ساختمان معمولی با قاب چوبی از مفهوم متعارف "تیر و ستون" بدست می آید). این موضوع به طور خلاصه در ابتدای فصل توضیح داده شده است.

توزیع "نیروهای جانبی" به سادگی بارهای قائم قابل تشخیص نیست. فصل ۳ بیشتر به انتقال نیروی جانبی در نقطه وارده به سازه و فونداسیون می پردازد. این کار را با معرفی ۳ نوع سیستم مقاوم جانبی (LFRS) که در ساختمان های معمولی بکار می رود مرور می کنیم.

دیوارهای برشی و دیافراگم های افقی، سیستم مقاوم جانبی را بوجود می آورند که در بیشتر ساختمانها بکار می رود (یا ساختمانهایی که از ترکیب دیوارهای بتنی و بنایی با قاب چوبی ساخته شده اند). این بخش شامل مثالهایی جزئی از محاسبات نیروی جانبی این نوع ساختمانها می باشد.

۳-۲ سازه های تحت بارهای قائم

در مقابل، عکس العمل بارهای این اعضاء به یک دسته از تیرهای نزدیک قاب وارد می شوند؛ این تیرهای نزدیک به هم، می توانند تیرها یا تیرچه ها باشند. نهایتاً عکس العمل این نیروهای دسته دوم به بزرگترین تیرها وارد می شوند. این تیرها بزرگ تحت عنوان شاهتیر نامیده می شوند. شاهتیرها بر روی ستونها قرار گرفته اند. به مثال ۳-۱ توجه نمایید.

مثال ۳-۱ سیستم قاب تیر-ستون متداول

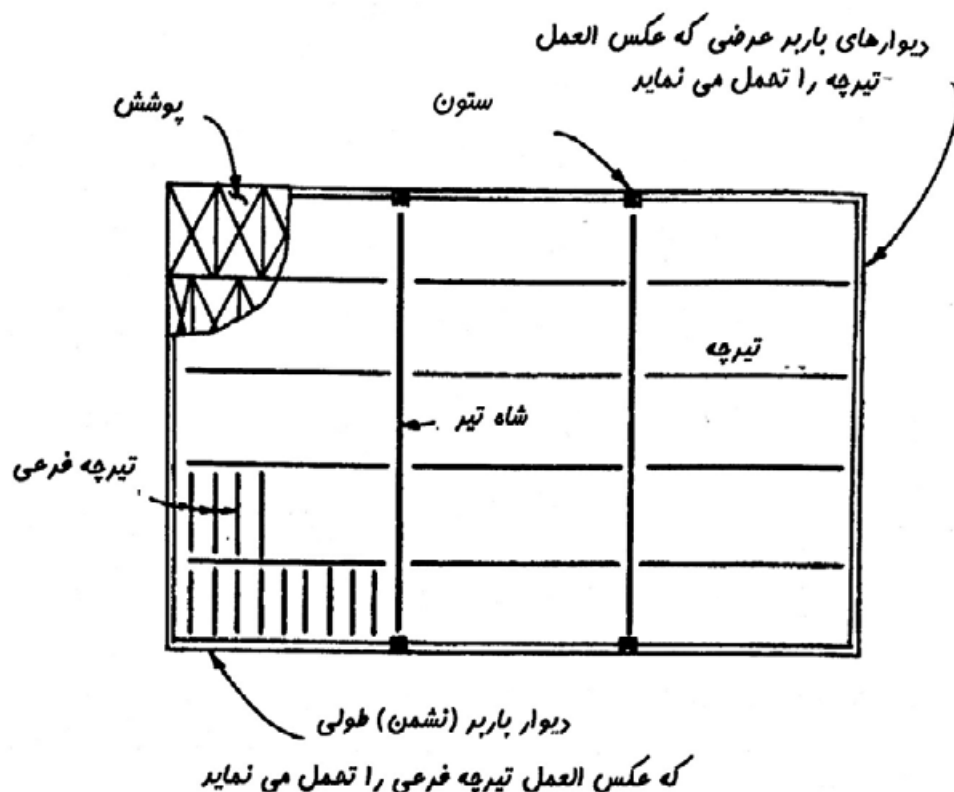
۱- پوشش بین تیرچه فرعی قرار گرفته است.

۲- تیرچه های فرعی در فاصله بین تیرچه قرار گرفته است.

۳- تیرچه در حد فاصله بین شاهتیرها قرار گرفته است.

۴- تیرها بین ستونها قرار گرفته است.

تیرچه بر روی دیوارهای باربر (نشیمن) نیز قرار گرفته اند. دیوارهای باربر به دیوارهایی گفته می شود که علاوه بر وزن خود بارهای قائم را نیز تحمل می کند.

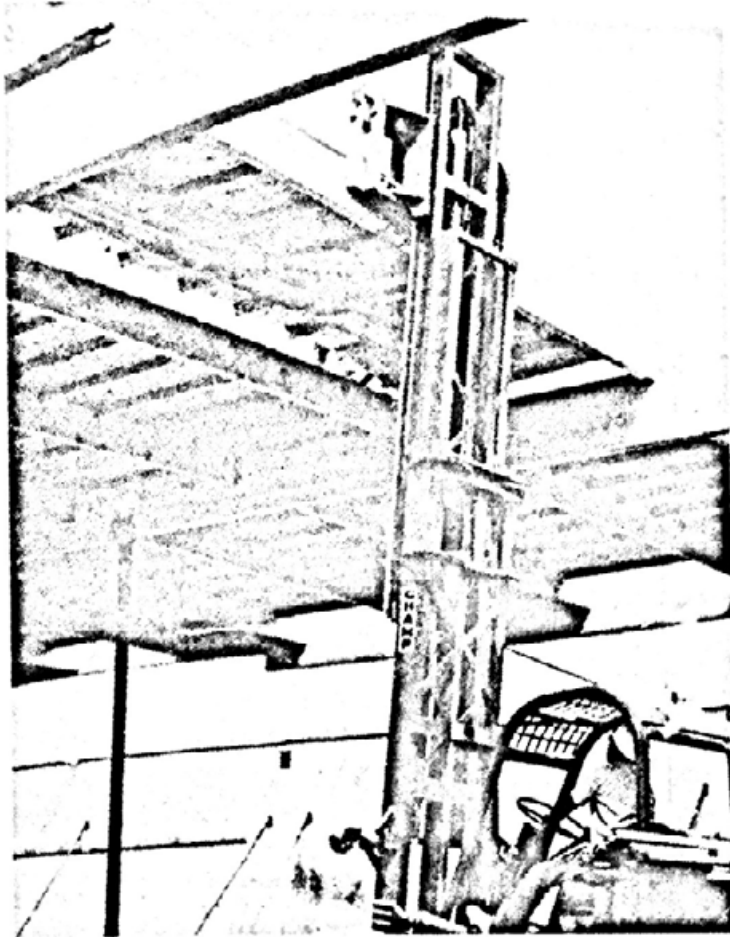


پلان قاب بندی

شکل ۱-۳

موقعی از این سیستم قاب برای یک سقف استفاده می شود که، آن سقف به صورت سیستم «پانل بندی» ساخته شود. سقف های پانلی معمولاً از شاه تیرهای چسب الواری به فاصله مرکز به مرکز ۸ فوت و تیرچه فرعی به فاصله مرکز به مرکز ۲۴ اینچ ساخته شده می شوند و دارای پوششی از تخته چند لایه هستند. نامگذاری سیستم پانلی به این دلیل است که «پانلهایی» به عرض ۸ فوت به صورت پیش ساخته، تولید شده و سپس با استفاده از لیفت تراک به روی تیرها منتقل می شوند. به شکل ۲-۳ نگاه کنید. سرعت ساخت و نصب باعث می شود که سیستم های سقف پانلی بسیار اقتصادی باشد. سقف های پانلی استفاده وسیعی در ساختمان های تجاری و صنعتی یک طبقه دارند. برای اطلاعات بیشتر در مورد سازه های با سقف پانلی به مرجع ۱-۳ مراجعه نمایید.

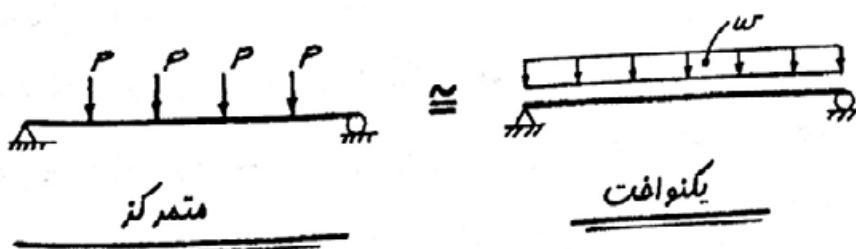
اگر چه بارهای وارده بر تیرهای بزرگتر از عکس العمل اعضاء کمتر است، ولی برای طراحی سازه ای، بارهای وارد بر تیرهایی از این نوع سیستم، غالباً فرض می شود توزیع بار بصورت یکنواخت می باشد. برای آنکه بفهمیم آیا این روش مقادیر برش و لنگر محافظه کارانه تری بدست می دهد، پیشنهاد می شود که مقایسه ای بین مقادیر برش و لنگر حاصل بر اساس فرض «توزیع یکنواخت بار» و مقادیر بدست آمده با فرض «بارهای متمرکز» ناشی از عکس العمل تیرهای سبک تر انجام دهید. احتمالاً بارگذاری واقعی، مقادیری در حد فاصل بین این دو حالت خواهد داشت. به مثال ۲-۳ توجه نمایید.



شکل ۲-۳ سیستم سقف پانلی که به وسیله لیفتراک نصب می‌شود.

مثال ۲-۳ نمودار بارگذاری تیر

شکل ۳-۳ یک شاه تیر از ساختمان شکل ۱-۳ را نشان می‌دهد. بار وارده به شاهتیر را می‌توان به صورت تعدادی عکس‌العمل متمرکز وارده از طرف تیرچه‌ها در نظر گرفت. ولی در طراحی عملی معمولاً فرض می‌شود که بار بصورت یکنواخت توزیع شده است. بار گسترده یکنواخت از ضرب کردن عرض بارگیری شاهتیر در بار واحد بدست می‌آید. وقتی تعدادی بارهای متمرکز افزایش می‌یابد، بارگذاری به سمت بارگذاری یکنواخت نزدیکتر می‌شود.



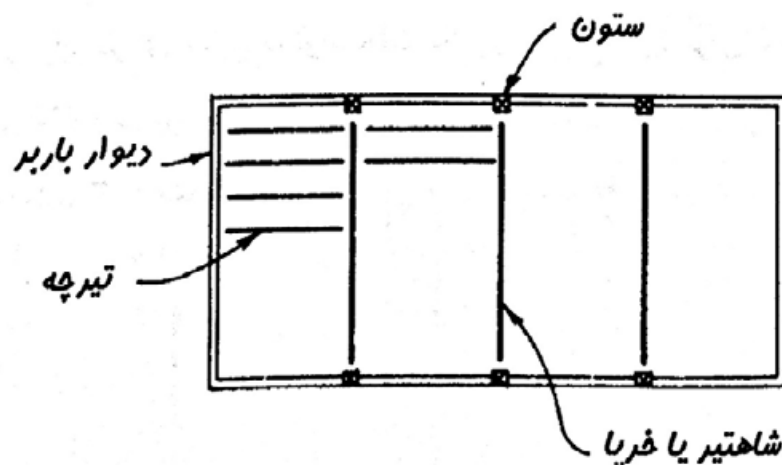
شکل ۳-۳

بعنوان مثال، بار طراحی در شکل ۱-۳ را در نظر بگیرید. جالب توجه است که بار رنده‌ای که برای طراحی شاهتیر استفاده می‌شود (با توجه به سطح باربری بزرگ شاهتیر)، کمتر از بار زنده مورد استفاده

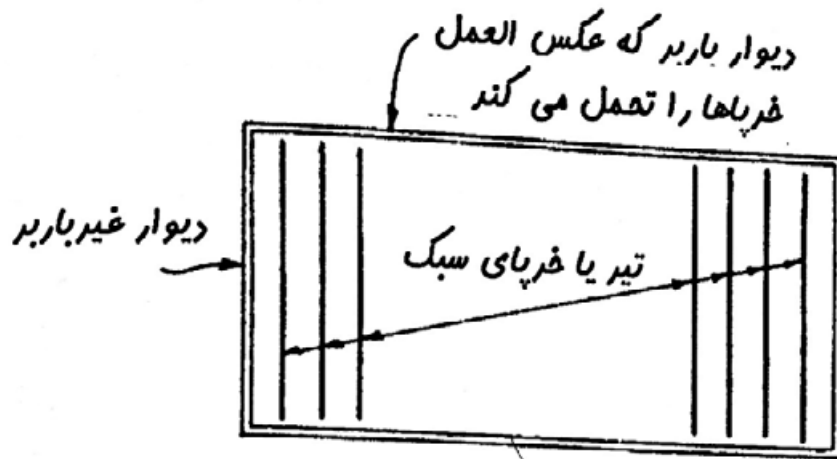
برای طراحی تیرچه می‌باشد. جالبتر این است که عکس‌العمل تیرچه‌ها باید توسط شاهتیر تحمل شود. بنابراین، چرا برای طراحی شاهتیر از بار زنده کمتری استفاده می‌شود؟ علت این است که شاهتیر باید قادر به تحمل هر یک از عکس‌العمل‌های تیرچه‌ها به طور جداگانه باشد (این عکس‌العملها از سطح باربری تیرچه‌ها بدست می‌آید). همچنین، هنگامی که همه سطح باربری شاهتیر را بارگذاری می‌کنیم، از بار زنده کمتری استفاده می‌شود. (این موضوع به طور مفصل در فصل ۲ بحث شد). اتصال این شاهتیر و تیرچه باید براساس بار زنده بزرگتر طراحی شود، اما همه تیرچه‌ها در معرض این بار زیاد نمی‌باشد.

فاصله بین اعضاء و تیرچه‌ها به کاربری ساختمان بستگی دارد. هرچه فاصله تیرچه‌ها کمتر باشد، ابعاد آنها نیز کوچکتر می‌شود. اما این نوع سقف‌ها احتیاج به ستون‌های نزدیک بهم یا دیوارهای باربر دارند. باید ابعاد و فواصل انتخابی برای اعضاء سازه به صورتی باشند که بهترین کاربری از مصالح را به همراه داشته باشد. مثلاً، چون ابعاد استاندارد تخته‌های چند لایه پوششی حدود 4ft تا 8ft هستند، باید فواصل بین تیرچه‌ها را به اندازه‌ای گرفت که نسبتی از ابعاد تخته چند لایه باشد تا لبه تخته‌ها روی تیرچه‌ها بیفتند. سیستم‌های سازه‌ای بسیار زیادی برای طرح قاب‌های سازه وجود دارند که طراح بر اساس نوع سازه و نیازهای آن، سیستم قابها را انتخاب می‌کند. چند مثال دیگر در مورد شکل و نوع قابها در شکل a، b و c-۳ نشان داده شده است. این مثالها تنها روشهایی را برای سیستم قابها پیشنهاد می‌کنند، و سیستم قابها محدود به این چند مدل نمی‌شود.

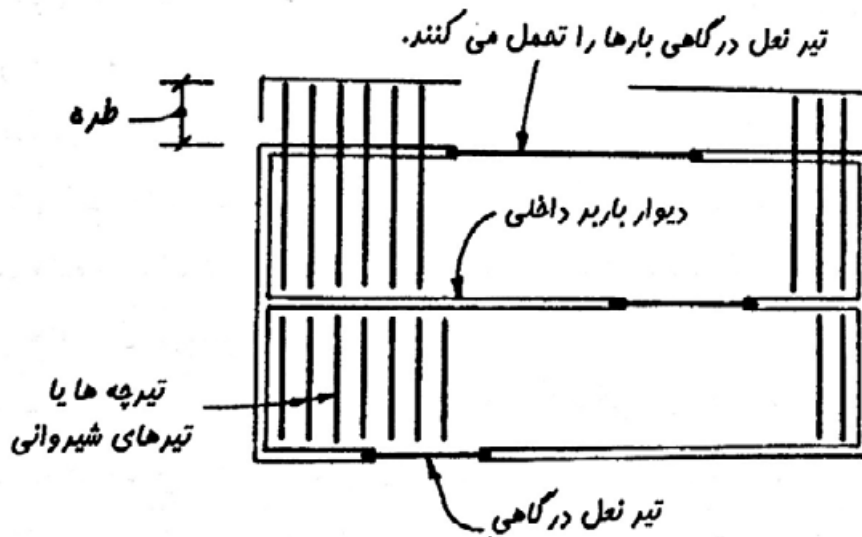
قابل ذکر است که در پلان‌های تیر نشان داده شده، شکستگی در اعضاء به معنی اتصال مفصلی آنها می‌باشد. بعنوان مثال، در شکل ۳-۴a، خط‌های نشان دهنده تیرچه‌ها قبل از برخورد با شاهتیرها شکسته شده‌اند. اگر خط نشان دهنده تیرچه به صورت ممتد از یک عضو دیگر بگذرد، بیانگر این است که تیرچه به صورت پیوسته اجرا شده است. این مسئله در شکل ۳-۴c و در جایی که تیرچه‌ها از روی دیوارهای جلویی گذشته‌اند، نشان داده شده است.



شکل ۳-۴a سیستم تیر و ستون متناوب



شکل ۳-۳b تیر یا خرپای سبک



شکل ۳-۴c عضوهای سقف همراه با دیوارهای باربر داخلی یا خارجی

۳-۳ سازه‌ها در معرض بارهای جانبی

رفتار سازه‌ها در برابر نیروی جانبی به توضیحات بیشتری احتیاج دارد. برای پوشش این مساله، انواع مختلفی از سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای جانبی که در ساختمان‌های معمولی استفاده می‌شوند مورد بحث قرار می‌گیرند. مثال ۳-۳ مشاهده شود. در این مثال، سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی شامل موارد زیر می‌باشد:

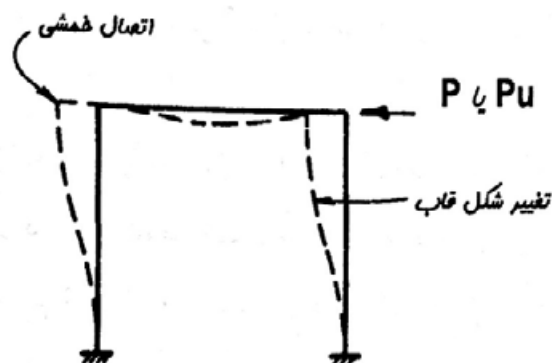
۱- قاب خمشی

۲- بادبندها

۳- دیوار برشی

مثال ۳-۳ سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی

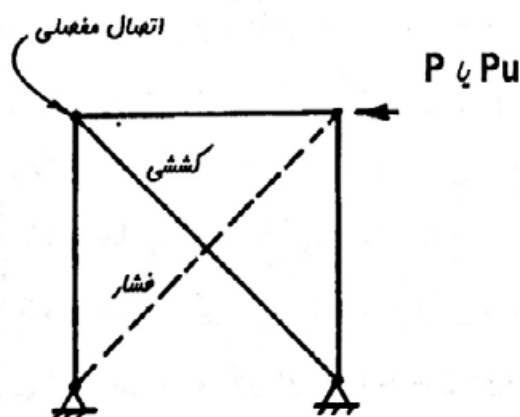
قاب خمشی:



شکل ۳-۵a

مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط خمش ستونها و تیرچه‌های قاب خمشی صورت می‌گیرد.

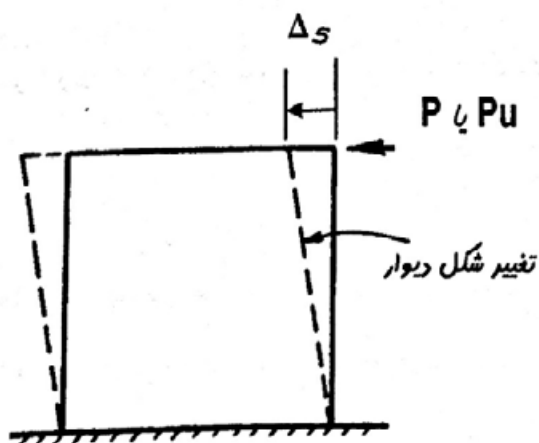
قاب بادبندی شده:



شکل ۳-۵b

مقاومت جانبی توسط بادبندها تامین می‌شود.

دیوار برشی:



شکل ۳-۵c

اجزاء دیوارها را می‌توان بعنوان عضوهای مقاوم در برابر نیروهای جانبی در نظر گرفت. شکل بالا نشان می‌دهد که در دیوار تغییر شکل برشی بیشتر از تغییر شکل خمشی است. به نیروهای P و P_u در شکل a و b و ۵c-۳ توجه کنید. طراح باید با تفاوت این دو مقدار کاملاً آشنا باشد (بخش ۸-۲ ملاحظه شود). هنگامی که از نماد U برای نیرو استفاده می‌شود، نیرو در سطح مقاومت نهایی است، ولی اگر از این نماد استفاده نشود یعنی اینکه نیرو در سطح ASD است. نیروی بادی که با استفاده از آیین‌نامه محاسبه شده (W)، از نوع ASD است. برعکس نیروی زلزله E در سطح مقاومت نهایی است و با P_u نشان داده می‌شود. اصول طراحی چوبی در این کتاب بر مبنای ASD است. بنابراین باید نیروی زلزله را به سطح ASD تغییر داد. در ادامه این فصل و فصل‌های ۹ و ۱۱ روش اصلاح نیروی زلزله توضیح داده خواهد شد.

همچنین مقدار ΔS نشان داده شده در شکل ۵c-۳، را دریافت طبقه می‌نامند. این مقدار توسط آیین‌نامه محدود شده است و باید از میزان مجاز آن کمتر باشد، اما این محدودیت برای دریافت حاصل از باد نمی‌باشد.

در قاب‌های خمشی، مقاومت در برابر نیروهای جانبی بوسیله خمش ایجاد شده در اعضای قاب تحمل می‌شود هر چه اعضا دارای عمق کمتری باشند، شکل پذیری بیشتری دارند. در آمریکا، قاب‌های خمشی معمولاً برای سازه‌های فولادی و بتنی به کار می‌روند و از این نوع سیستم در سازه‌های چوبی کمتر استفاده می‌شود. این نوع سازه‌ها باید شکل پذیری مناسبی داشته باشند.

قاب‌های بادبندی مانند خرپاهای افقی آنالیز می‌شوند. در این سیستم اتصالات مفصلی فرض می‌شوند و غالباً بادبندها به شکل ضربدری اجرا می‌شوند. هر دوی بادبندهای موجود در شکل b ۳-۵ باید طراحی شوند (یکی بعنوان عضو کششی و دیگری بعنوان عضو فشاری). در محاسبات دستی، مقدار دو نیروی موجود در بادبندها مساوی فرض می‌شود. محاسبات کامپیوتری نشان می‌دهد که نیروی این دو عضو اختلاف کمی دارند.

در گذشته، بادبندها ضربدری شکل را تنها برای نیروهای کششی طراحی می‌کردند. بنابراین از اعضای لاغر برای بادبندها استفاده می‌شد و به همین دلیل این اعضاء تحت نیروی فشاری کمانش می‌کردند.

این سیستم در حال حاضر تنها در ساختمان‌های پیش ساخته استفاده می‌شود. در حال حاضر آیین‌نامه‌ها تنها برای ساختمان‌های یک و دو طبقه، اجازه می‌دهند از این سیستم استفاده شود. همچنین این آیین‌نامه‌ها برای این نوع سیستم از یک ضریب Ω_0 برای افزایش نیروی زلزله استفاده می‌کنند.

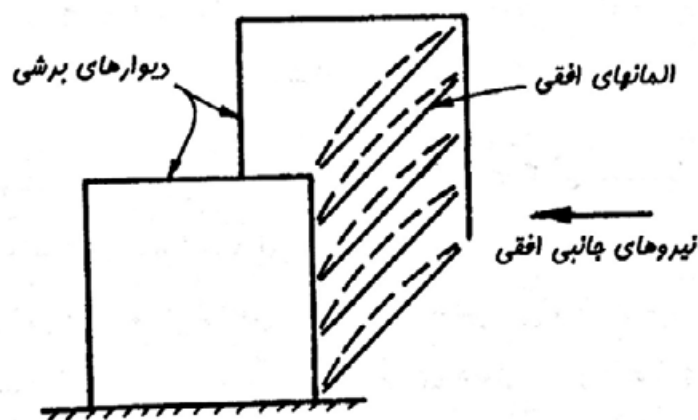
ممکن است برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی، از دیوارهای برشی استفاده شود. یک دیوار برشی در حقیقت کنسولی می‌باشد که دهانه آن برابر ارتفاع دیوار از پی تا سقف است. عرض مقطع این اعضاء در مقایسه با المان‌های قاب بسیار بزرگ می‌باشد برای یک عضو با نسبت عرض به طول بزرگ، تغییر شکل برشی جایگزین تغییر شکل‌های خمشی می‌شوند.

به علت اینکه، ساختمانها سه بعدی هستند، به یکسری دیافراگم‌های افقی برای انتقال بارهای جانبی به اعضای قائم نیاز می‌باشد. مثال ۳-۴ ملاحظه شود. انواع این المانهای افقی عبارتند از:

- ۱- دیوارهای دارای المانهای افقی
- ۲- دیوارهای دارای کلافهای قائم همراه با تیرهای مفصلی در تراز طبقه
- ۳- دیوارهای دارای کلافهای قائم همراه با دیافراگم‌های افقی در تراز طبقه

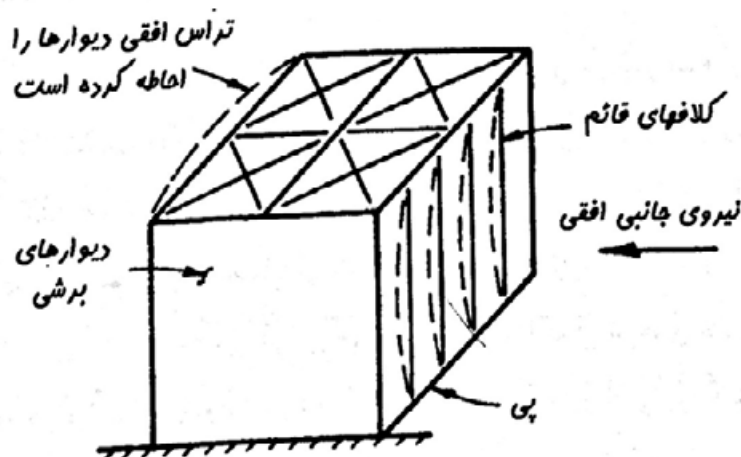
مثال ۳-۴ کلافهای افقی در LFRS

کلافهای افقی دیوارها را گریث هم می‌نامند. خط چینها تغییر شکل تیرهای افقی دیوار را نشان می‌دهند. دیوار دارای المانهای افقی:



شکل ۳-۶a

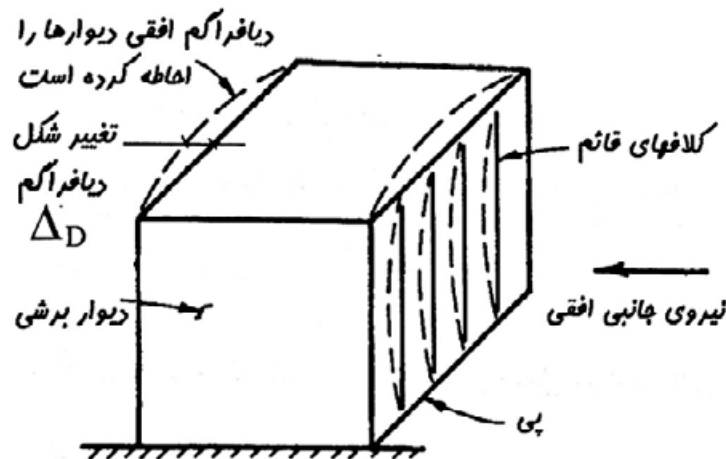
دیوار دارای کلافهای قائم:



شکل ۳-۶b

اعضای قائم دیوارها را کلاف‌های قائم (stud) می‌نامند. نیروی جانبی بوسیله تیرهای قائم از سقف به پی انتقال داده می‌شوند. قاب افقی در تراز سقف نیروهای جانبی را به دیوار برشی انتقال می‌دهد. اعضای مورب در قاب‌های افقی سقف در برخی موارد از فولاد با میلگرد ساخته می‌شوند. این اعضای مورب تنها برای تحمل کشش طراحی می‌شوند.

دیوار دارای کلافهای قائم همراه با دیافراگم‌های افقی:



شکل ۳-۶c

در شکل ۳-۶c سیستم باربر جانبی مشابه به سیستم شکل ۳-۶b می‌باشد. با این تفاوت که قاب افقی سقف با دیافراگم افقی جایگزین شده است. این سیستم متداول ترین نوع سیستم سازه‌ای در ساختمان‌های چوبی می‌باشد، زیرا در این سیستم با طراحی تخته‌های پوششی می‌توان بارهای قائم و بارهای جانبی را بخوبی مهار نمود. همچنین این سیستم نسبت به سیستم‌های دیگر بسیار اقتصادی می‌باشد. دیافراگم‌های افقی مانند تیرهایی که به دیوار متصل هستند طراحی می‌شوند. شیوه طراحی دیافراگم‌ها و دیوارهای برشی در فصل‌های ۹ و ۱۰ آمده است.

آنالیز دو سیستم قابی اول مثال ۳-۴، تقریباً ساده می‌باشد. آنالیز سیستم سوم نیز به شرطی که با نحوه کار دیافراگم‌ها افقی آشنا باشیم، راحت و ساده است. دیافراگم را می‌توان به عنوان عضوی لاغر و بزرگ که در صفحه خود بار گذاری شده است، در نظر گرفت. در شکل ۳-۶c عکس‌العمل‌های افقی دیافراگم سقف و پی توسط اعضای قائم دیوار تحمل می‌شود. (اتصال بین تیرهای قائم و پی، همچنین اتصال بین تیرهای قائم و دیافراگم‌های سقف مفصلی فرض می‌شود). عکس‌العمل تیرهای قائم در تراز سقف منجر به ایجاد نیرویی در صفحه دیافراگم می‌شود. این دیافراگم‌ها مانند یک تیر افقی بزرگ عمل می‌کنند. در ساختمان‌های چوبی، یا در ساختمان‌هایی که دارای سقف چوبی همراه با دیوارهای بتنی یا بنایی می‌باشند، پوشش‌های چوبی سقف بعنوان دیافراگم‌های سقف در نظر گرفته می‌شود. در ساختمان‌های با

سقف بتنی یا دال بتنی، دال‌های بتنی نقش دیافراگم را ایفا می‌کنند. سختی دیافراگم‌ها به مقدار تغییر مکان افقی که در اثر نیروی جانبی عرضی در دیافراگم ایجاد می‌شود، بستگی دارد. (شکل ۳-۶۰ شکل تغییر یافته دیافراگم را نشان می‌دهد).

چون سختی دیافراگم‌های چوبی به اندازه سختی دیافراگم‌های بتنی نمی‌باشد. لذا این دیافراگم‌ها شکل‌پذیر در نظر گرفته می‌شوند، درحالی که دیافراگم‌های بتنی صلب در نظر گرفته می‌شوند. سختی دیافراگم‌ها در مقایسه با سختی دیوارهای برشی سنجیده می‌شود (یا نسبت به دیگر کلافهای قائم). آیین‌نامه‌ها برای طراحی دیافراگم‌های صلب یا شکل‌پذیر معیارهای جداگانه‌ای دارند. این معیارها بستگی به میزان تغییر شکل دیافراگم سقف (Δ_D) در مقایسه با تغییر شکل دیوار برشی طبقه Δ_S دارد. اگر مقدار Δ_D در وسط دهانه دیافراگم از مقدار متوسط دریافت طبقه زیرین Δ_S بزرگتر باشد دیافراگم شکل‌پذیر است و اگر مقدار Δ_D کمتر از Δ_S باشد دیافراگم صلب است. قبل از تشخیص نوع دیافراگم (صلب یا شکل‌پذیر) باید نیروهای جانبی اعم از زلزله یا باد را محاسبه کرد. تغییر مکانها را باید با استفاده از نیروی باد یا نیروی زلزله محاسبه کرد.

برای سازه‌هایی که از دیوارهای برش بتنی یا سنگی و دیافراگم چوبی ساخته شده اند، دیافراگم‌ها همیشه شکل‌پذیرند. برای ساختمان‌های که دارای دیوارها و دیافراگم‌های چوبی هستند، با توجه به مقادیر بدست آمده Δ_D و Δ_S و همچنین شکل سازه، دیافراگم‌های آن صلب یا شکل‌پذیرند. نحوه محاسبه تغییر مکان دیافراگم Δ_D ، در فصل ۹ و محاسبات دریافت دیوار برشی Δ_S ، در فصل ۱۰ بیان می‌شود. مباحث ارائه شده در مثال ۳-۴ تنها محدود به نیروهای جانبی عرضی بود. یک سیستم بار جانبی باید قادر باشد که نیروی جانبی طولی را نیز تحمل کند. اعضای افقی و قائم یک سازه باید بتوانند هم نیروهای جانبی عرضی و هم نیروهای جانبی قائم را تحمل کنند. می‌توان از انواع مختلفی از کلافهای قائم، برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی استفاده نمود. بعنوان مثال، می‌توان در یک جهت از دیوارهای برشی و در جهت دیگر از قاب خمشی جهت تامین مقاومت خمشی استفاده نمود. به عبارت دیگر، استفاده از یک سیستم در یک جهت، باعث محدود شدن انتخاب سیستم در جهت دیگر نمی‌شود.

اما باید این نکته را مد نظر داشت که درست نیست از یک سیستم باربر جانبی افقی متفاوت در دو جهت استفاده شود و بهتر است که سیستم باربر جانبی افقی به صورت پیوسته و یکنواخت باشد، زیرا یک دیافراگم افقی باید قادر باشد که هر دو نوع بارهای جانبی افقی و طولی را تحمل کند. پس بهتر است که برای مقابله با بارها، از یک سیستم در دو جهت سازه استفاده شود.

برای بدست آوردن یک آشنایی کلی، انواع سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای جانبی، در این قسمت معرفی می‌شوند. لازم به ذکر است که در اکثر ساختمان‌های چوبی جهت مقاومت در برابر نیروهای جانبی از ترکیبی از اجزای زیر استفاده می‌شوند:

۱- دیافراگم‌های افقی

۲- دیافراگم‌های برشی
 بخاطر استفاده گسترده از این نوع سیستم، در این کتاب تنها طراحی سیستم مذکور ارائه می‌شود.

۳-۴ نیروهای جانبی در ساختمان‌های دارای دیافراگم و دیوار برشی

در اکثر سازه‌های چوبی از ضخامت پوششی برای سقفها، بامها و دیوارها استفاده می‌شود. برای اینکه دیوارهای برشی و دیافراگم‌های افقی عملکرد مناسبی داشته باشند باید به شکل مناسبی صفحات پوششی را به اعضای قاب متصل نمود. همچنین اعضای قاب باید قادر باشند که تنش اضافی ناشی از دیافراگم‌ها را تحمل کنند. همچنین اتصالات در قسمت‌های مختلف باید بگونه‌ای باشند که بخوبی نیروها را انتقال دهند. این سیستم باید به صورت هم بسته و یکنواخت عمل کند.

استفاده از ضخامت پوششی مزیت‌ها اقتصادی زیادی دارد. این صفحات علاوه بر آنکه نقش پوششی در هنگام بهره برداری دارند و به عنوان یک پوشش زیبا محسوب می‌شوند، می‌توانند برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز مقاومت کنند. در این صورت این صفحات دو کاربرد مختلف در سازه دارند. در ادامه مثال‌های عددی در مورد محاسبه و توزیع نیروهای جانبی در دیوار برشی، دو ساختمان مختلف را بررسی می‌نماییم. اولین مثال در مورد دیوار برشی یک ساختمان یک طبقه و دومین مثال در مورد دیوار برشی یک ساختمان دو طبقه است. شیوه استفاده شده برای محاسبه نیروی زلزله در هر دو مثال یکسان است، اما محاسبه نیروی زلزله ساختمان یک طبقه ساده تر است.

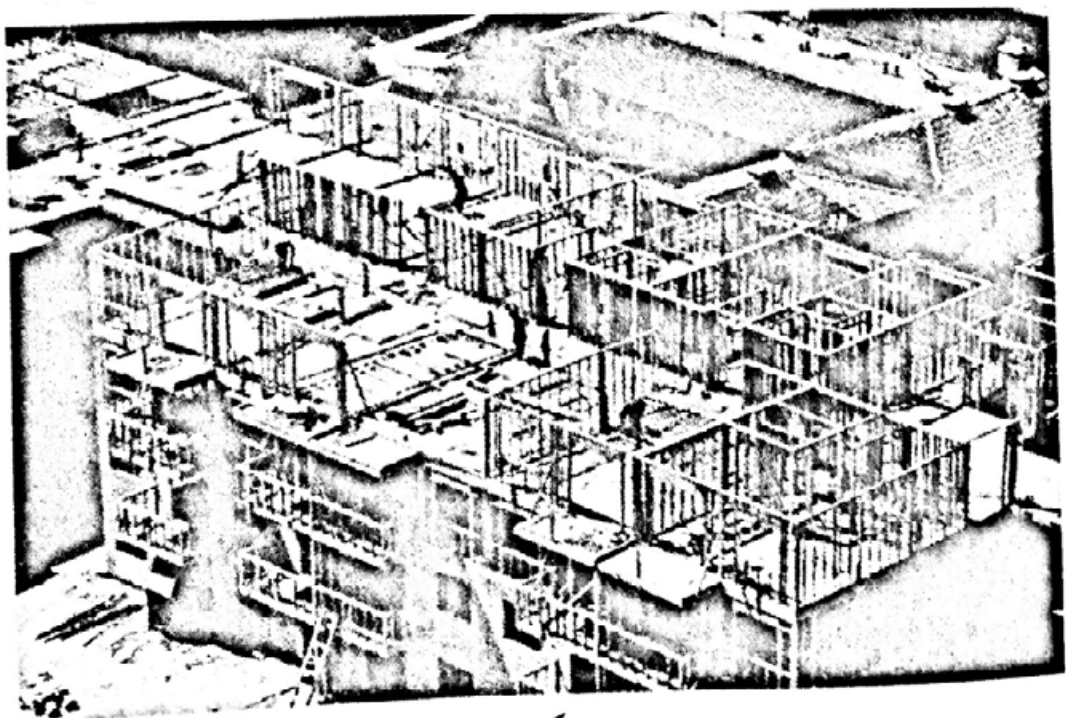
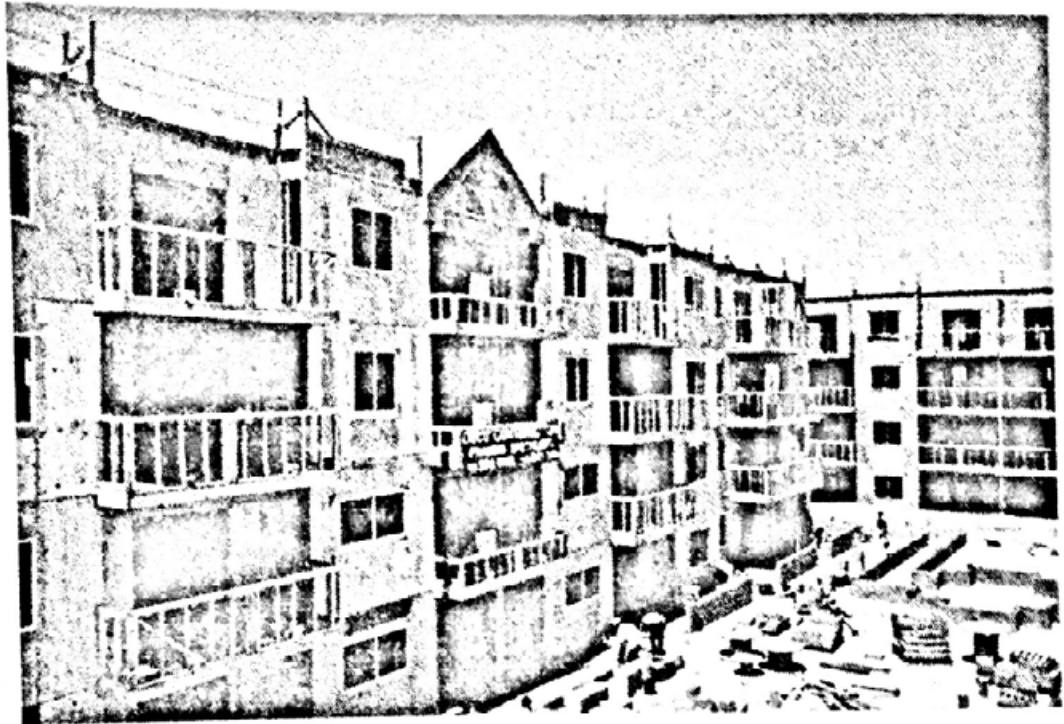
قبل از ذکر مثال‌های ساختمان‌های یک طبقه و دو طبقه، مثال ۳-۵ برای آشنایی با نحوه محاسبه برش پایه و ضرایب برش طبقه ارائه می‌گردد. یادآور می‌شویم که محاسبات برش پایه دارای پیچیدگی خاصی می‌باشد. اما استفاده از دیوارهای برشی و دیافراگم‌ها برای سیستم باربر جانبی باعث کاهش پرورد ساختمان می‌شود زیرا این دیوارها دارای سختی نسبتاً بالایی می‌باشد. برای ساختمان‌های با پرورد کوتاه، مانند ساختمان‌های کوتاه دارای دیوار برشی، از ماکزیمم پاسخ آیین‌نامه‌ای یعنی $(2.5C_d I)$ استفاده می‌شود.

ضرایبی که در جدول مثال ۳-۵ آمده است، می‌تواند برای محاسبه برش پایه ساختمان‌های یک طبقه یا چند طبقه استفاده شود. در ساختمان‌های چند طبقه برش پایه V برای محاسبه نیروی طبقه (دیوار برش) F_x و نیروی F_x برای محاسبه نیروی دیافراگم‌ها F_{px} مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مثال ۳-۵ برای دو نوع ساختمان‌های $(R = 4.5$ و $R = 5.5)$ ضرایب برشی پایه محاسبه می‌شود. در این مثال همچنین ضرایب برش پایه برای حالت $R = 4.0$ که یک محدودیت در نیروهای دیافراگم‌ها ایجاد می‌کند نیز محاسبه می‌شوند.

مثال ۵-۳ محاسبه ضریب زلزله

جدولی شامل ضرایب برشی پایه که برای بسیار از ساختمانها کاربرد دارد تهیه کنید. اکثر ساختمانها دارای شرایط زیر می باشد:

- ۱- محل احداث سازه به یک منبع زلزله (گسل) نزدیک نمی باشد ($N_a = 1.0$)
در مناطق لرزه خیزی ۱ تا ۳ اثر نزدیکی به منبع زلزله در نظر گرفته نمی شود و این اثر تنها به منطقه ۴ لرزه خیزی محدود می شود.



شکل ۷-۳

۲- ساختمان دارای ضریب اهمیت یک می‌باشد.

اکثر سازه‌های چوبی کاربری مسکونی، اداری، مسکونی، تجاری دارند و اینگونه ساختمانها دارای ضریب اهمیت یک می‌باشند.

۳- ساختمان دارای پرود کوتاه می‌باشد و بنابر این پاسخ سازه برابر $2.5C_a$ است. (شکل ۱۸-۲ در بخش ۱۳-۲).

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران این مقدار برابر $S + 1$ می‌باشد. که S در جدول ۳ فصل دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ موجود می‌باشد.

ساختمانهایی که با دیوار برشی چوبی ساخته شده باشند، دارای پروده‌های کوتاه می‌باشند.

۴- نوع پروفیل خاک از نوع S_D فرض می‌شود.

هرگاه که از نوع پروفیل خاک محل، اطلاعاتی در دسترس نباشد می‌توان نوع پروفیل بستر را S_D فرض نمود.

برای سازه‌هایی که دارای چهار شرط بالا باشند. ضریب زلزله برابر $2.5C_a/R$ می‌باشند. در این حالت برای محاسبه برش پایه تنها احتیاج به تعریف دو متغیر ناحیه لرزه خیزی (برای محاسبه C_a) و ضریب رفتار ساختمان R می‌باشد. دو ضریب رفتار R برای اکثر سازه‌های چوبی مورد استفاده قرار می‌گیرند. $R=5.5$ برای سازه‌های چوبی با دیوار باربر بیشتر از ۳ طبقه که بوسیله پانل‌های چوبی پوشش داده شده باشد.

$R=4.5$ برای سازه‌های چوبی با دیوار باربر، با پوشش‌های دیگر و سازه‌هایی که دارای دیوارهای بار بتنی یا بنایی باشند.

سومین مقدار R در مثالهایی با موضوع ویژه مورد استفاده قرار می‌گیرد. $R=4.0$ مربوط به نیروی دیافراگم‌های ساختمانهایی می‌باشد که دارای دیافراگم‌های شکل پذیر و دیوارهای برش بتنی و بنایی می‌باشد.

محاسبه ساده

محاسبات زیر برای ساختمانهایی است که در ناحیه ۳ لرزه خیزی قرار دارد و ضریب رفتار آن $R=5.5$ است. از جدول $R-16$ آیین‌نامه UBC ضریب $C_a=0.63$ بدست می‌آید. ضریب اهمیت I برابر ۱.۰ فرض می‌شود. بنابر این:

ضریب برش پایه

$$\begin{aligned} &= 2.5 C_a / R \\ &= 2.5 (0.63) / 5.5 \\ &= 0.164 \end{aligned}$$

این مقدار در جدول وارد می شود و مقادیر دیگر نیز به طریق مشابه بدست می آیند:

| ناحیه | C_a | ضرایب برش پایه زلزله | | محدودیتها برای F_{px} (برای ساختمانهایی که دارای دیوار برش بتنی یا بنایی هستند). |
|-------|-------|----------------------|-----------|--|
| | | $R = 5.5$ | $R = 4.5$ | $R = 4.0$ |
| | | | | |
| 1 | 0.12 | 0.067 | 0.055 | 0.075 |
| 2A | 0.22 | 0.122 | 0.100 | 0.138 |
| 2B | 0.2 | 0.156 | 0.127 | 0.175 |
| 3 | 0.3 | 0.200 | 0.164 | 0.225 |
| 4 | 0.4 | 0.244 | 0.200 | 0.275 |

نکته در مورد ضرایب زلزله موجود در جدول: ضرایب زلزله در این جدول تنها برای ساختمانهایی است که چهار شرطی که در بالا ذکر شد را دارا باشند. برای استفاده از جدول، به ناحیه لرزه خیزی و ضریب رفتار ساختمان، احتیاج است.

ضرایب این جدول برای هر دو نوع ساختمانهای یک طبقه یا چند طبقه کاربرد دارد. در ساختمانهای یک طبقه برش پایه (دیوارهای برشی) با نیروی طبقه (دیافراگم ها) برابر است.

در ساختمانهای چند طبقه ابتدا باید برش پایه V را محاسبه کرد. در این ساختمانها نیروهای طبقه F_x و F_{px} با یکدیگر برابر نیستند و در طبقات مختلف دارای مقادیر مختلفی می باشند. این نیروها از قواعد توضیح داده شده در بخش ۱۳-۲ بدست می آیند.

بعد از محاسبه نیروهای زلزله دو مرحله دیگر باید طی شود: ۱- محاسبه ضریب اطمینان پذیری ρ و ضرب آن در نیروی زلزله بدست آمده. ۲- نیروهای زلزله باید بر عدد ۱.۴ تقسیم شوند تا از سطح مقاومت نهایی به سطح تنش مجاز برسند. این ضرایب در بخش ۱۳-۲ مورد بحث قرار گرفتند.

۳-۵ مسئله طراحی: نیروهای جانبی بر روی ساختمان یک طبقه

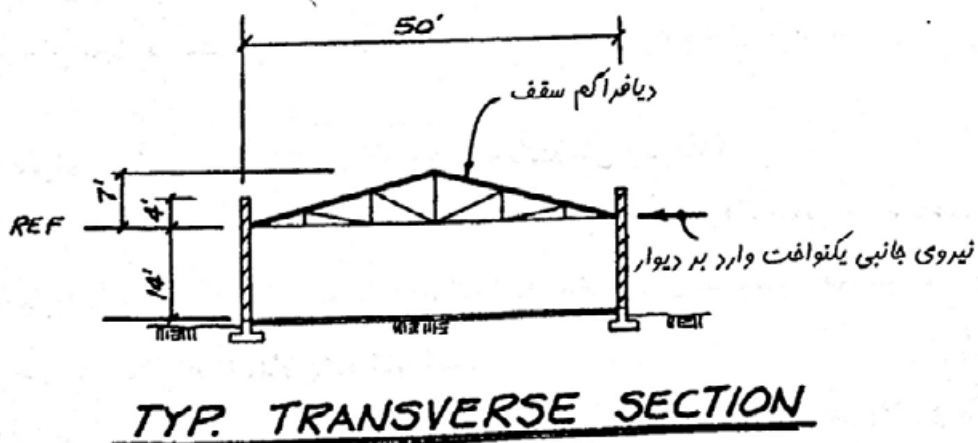
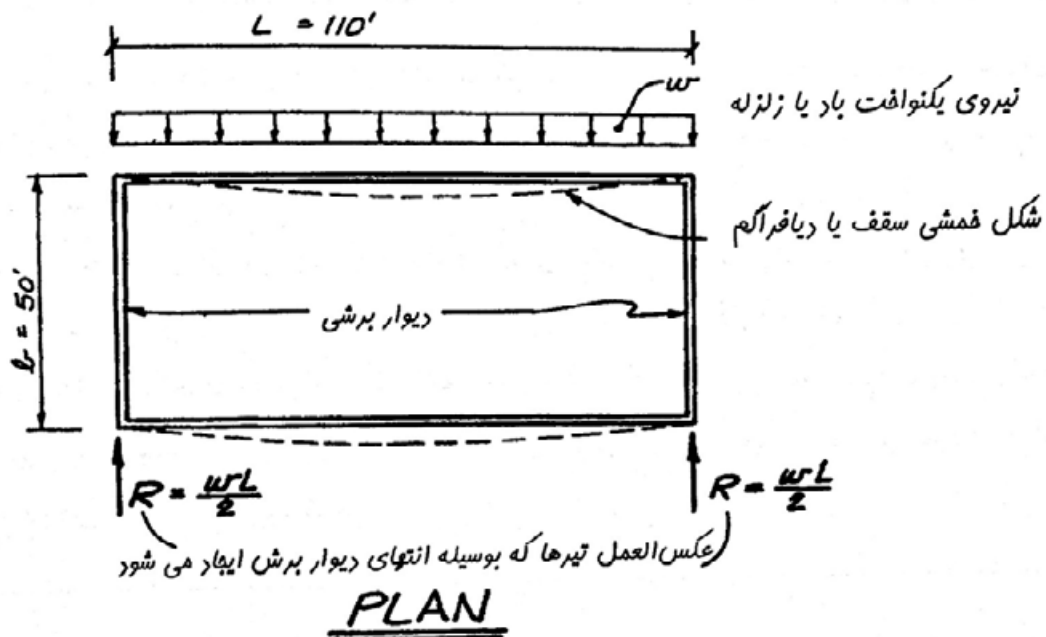
در این بخش یک ساختمان یک طبقه با سیستم سقف چوبی و دیوارهای بنایی مورد بحث قرار گرفته است. ساختمانهایی که برای این مثال انتخاب شده اند بسیار ساده سازی شده اند تا محاسبات را راحت تر و ساده تر کند. سازه در شکل ۸-۳ نشان داده شده است.

این مثال تنها به نیروهای جانبی در جهت عرضی محدود می شود. این نیرو در پلان و مقطع نمایش داده شده است. بنظر می رسد که در پلان نیروهای توزیع شده به صورت یکنواخت به دیافراگم اعمال می شوند. در نمای مقطع، نیروی جانبی در نقطه ای که دیوارها به دیافراگم های افقی متصل می شوند، نشان داده شده است. نیروی جانبی برای دیافراگم های افقی از بزرگترین نیروی بدست آمده از دو بار باد و زلزله، بدست می آیند. اگرچه آیین نامه متذکر شده است که نیروهای افقی و قائم باد باید همزمان به سازه اعمال شوند، ولی برای طراحی دیافراگم های افقی تنها از نیروهای افقی باد استفاده می شود. زیرا تنها این

نیروها بر روی دیافراگم‌ها تاثیر می‌گذارند. نیروهای قائم باد تنها در محاسبه نیروی بالا برنده موثرند. به همین دلیل در این مثال تنها نیروهای افقی باد محاسبه شده‌اند.

باد

در این مثال برای محاسبه نیروی باد از روش منعکس شده استفاده می‌شود. نیروی یکنواخت وارد بر دیافراگم سقف، از ضرب فشار باد طراحی، در ارتفاع سقف محاسبه می‌شود. مثال ۶-۳ ملاحظه شود.

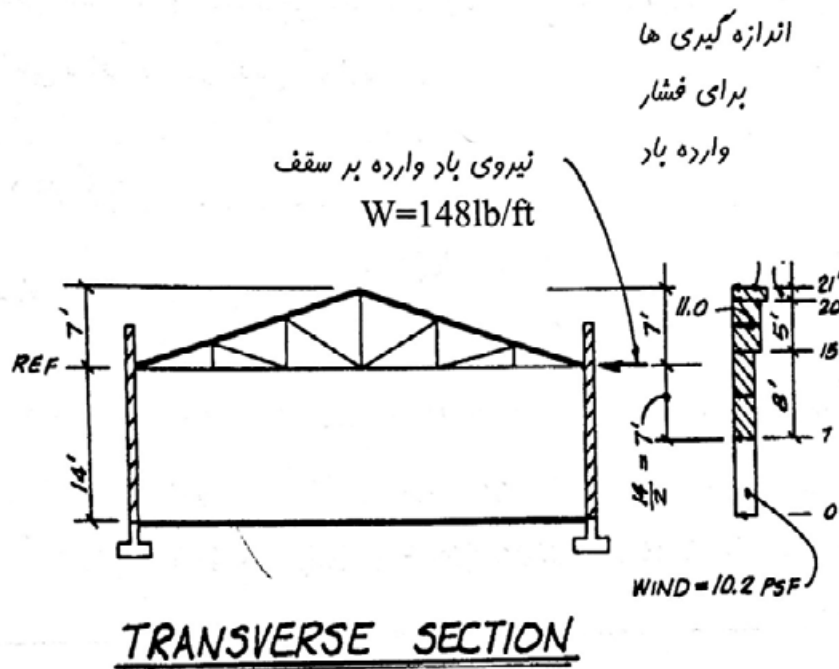


شکل ۸-۳ ساختمان یک طبقه که در معرض نیروهای جانبی عرضی قرار دارد

فرض می‌شود که دیوار بین فونداسیون و دیافراگم سقف مهار شده است. بنابراین، ارتفاع باربری در زیر دیافراگم، برابر با نصف ارتفاع دیوار است.

مثال ۳-۶ محاسبه نیروی باد

نیروی بادی که بر دیافراگم سقف وارد می شود را بدست آورید. سرعت باد در منطقه برابر 70 mph است. منطقه از نظر فضای محیط از نوع B می باشد. از روش دوم UBC استفاده شود. جداول مورد نیاز UBC در پیوست C کتاب موجود می باشد.



شکل ۳-۹ توزیع فشار باد بر دیافراگم سقف

فشارهای باد

رابطه فشار باد:

$$P = C_e C_q q_s I_w$$

$$I_w = 1.0$$

$$q_s = 12.6 \text{ psf}$$

$$C_q = 1.3$$

از جدول K-16 آئین نامه UBC

UBC آئین نامه F-16 از جدول

UBC آئین نامه H-16 از جدول

از جدول G-16 آئین نامه UBC:

$$C_e = \begin{cases} 0.62 & 15 \text{ ft} \\ 0.67 & 20 \text{ ft} \\ 0.72 & 25 \text{ ft} \end{cases}$$

برای سادگی، از بارگذاری پله ای برای اعمال فشار باد استفاده شده است (بجای اینکه از درونیایی خطی بین ترازهای مختلف استفاده شود):

$$p = C_e C_q q_z I_w = \begin{cases} 0.62 (1.3) (12.6) (1.0) = 10.2 \text{ psf} & 0 \text{ تا } 15 \text{ ft} \\ 0.67 (1.3) (12.6) (1.0) = 11.0 \text{ psf} & 15 \text{ تا } 20 \text{ ft} \\ 0.72 (1.3) (12.6) (1.0) = 11.8 \text{ psf} & 20 \text{ تا } 21 \text{ ft} \end{cases}$$

این فشارهای باد در نمای مقطع نشان داده شده در شکل ۹-۳ موجود می‌باشد.

توجه: در عمل، فشار 11.8 psf می‌تواند برای کل ارتفاع سازه مورد استفاده قرار گیرد، بدون آنکه اثر زیادی در طراحی دیافراگم‌های افقی بگذارد.

بار وارد بر دیافراگم:

ارتفاع منعکس

ارتفاع باربری

ارتفاع باری دیافراگم سقف

+ شده در بالای نقطه مرجع

= دیوار از زیر نقطه مرجع

$$\text{ارتفاع باربری} = \frac{14}{2} + 7 = 14 \text{ ft}$$

(ارتفاع سطحی که فشار باد بر آن موارد می‌شود \times فشار باد) Σ = نیروی باد w

$$= (10.2 \text{ psf} \times 8 \text{ ft}) + (11.0 \text{ psf} \times 5 \text{ ft}) + (11.8 \text{ psf} \times 1 \text{ ft})$$

$$w = 148 \text{ lb/ft}$$

در مقایسه با آنالیز زلزله در ساختمانهای چند طبقه، محاسبه بار زلزله برای ساختمانهای یک طبقه (یک درجه آزادی) بسیار ساده است.

این امر به این خاطر است که در ساختمان یک طبقه لازم نیست که نیروی زلزله را در ارتفاع توزیع کنیم. برای ساختمان دیوار بنایی موجود در این مثال، نمی‌توانیم ضرایب برش پایه V و نیروی F_x را مساوی در نظر بگیریم. این بدین معنی است که ضریب F_{px} بزرگتر از ضریب F_x و V است. در مثال ۷-۳، برش واحدی که بر اثر نیروی زلزله دیافراگم سقف ایجاد می‌شود، با برش واحدی که بر اثر نیروی باد ایجاد می‌شود، مقایسه خواهد شد. در مثال ۷-۳، تنها نیاز به محاسبه ضریب F_{px} است.

قوانین نیروی زلزله در آیین‌نامه UBC 1997، پیچیده‌تر از چاپ‌های قبلی است. هدف اصلی این مثال، آشنایی خواننده این کتاب با معیارهای آیین‌نامه UBC 1997 است.

تخمین مستقیم نیروی یکنواخت وارد بر دیافراگم، نیاز به درک واضح از شیوه‌هایی که برای توزیع نیروهای اینرسی استفاده شده‌اند، دارد.

برای فهمیدن اینکه چگونه نیروهای زلزله از بالا به پایین سازه انتقال داده می‌شوند، بهتر است از یک نوار با عرض 1 ft و بار مرده w_1 در امتداد نیروی زلزله استفاده شود. بعنوان مثال، در مورد نیروی جانبی در جهت عرضی از بار مرده یک نوار با پهنای 1 ft در جهت بعد کوچک ساختمان استفاده می‌شود. نوار 1 ft در شکل 3.10 مشاهده شود. وزن w_1 تنها شامل بارهای مرده سقف می‌باشد.

وزن این نوار $1a$ شامل بار مرده سقف و وزن دیوارهایی که در جهت عمود بر نیروی زلزله اند، می باشد. بنابراین برای نیروهای زلزله در جهت عرضی، بار مرده دیوار طولی نیز بیشتر شامل محاسبه W_1 می شوند. در مثال ذکر شده، تنها دو دیوار عمود بر راستای نیروی زلزله وجود دارد. وزن پارتیشن‌ها و دیوارهای جدا کننده داخلی (در هر دو جهت موازی عمود بر راستای زلزله) مانند اعضای غیر سازه‌ای شامل تجهیزات مکانیکی و تزئینی باید در محاسبه وزن نوار $1a$ در نظر گرفته شود. این وزن‌های اضافی شامل این مثال نمی شوند.

هنگامی که دیوار برشی از نوع قاب چوبی باشد، بهتر است که وزن دیوارهای برشی موازی نیروی زلزله را، مانند وزن دیوارهای برشی عمود بر نیروهای زلزله، در محاسبه وزن واحد سقف در نظر بگیریم. این امر باعث می شود که نیروی سقف کمی محافظه کارانه بدست آید، اما محاسبات طراحی را بسیار ساده می کند.

نیروهایی که بدین شکل محاسبه می شوند، ملزومات آیین نامه را ارضاء می کنند. نوار بار مرده $1a$ را می توان با جرمی که در اثر نیروهای داخلی ایجاد می شود، برای اعمال بر دیافراگم افقی نشان داد. وزن دیوارهای عرضی در محاسبه نیروی زلزله وارد بر دیافراگم افقی اعمال نمی شوند. نیروهای وارد بر دیوارهای برشی عرضی در بخش بعدی مثال محاسبه می شوند.

این مثال محاسبات کاملی در مورد ضرایب زلزله یک سازه خاص ارائه می دهد. همچنین، قابل ذکر است که در مثال ۳-۵ یک جدول از ضرایب زلزله برای ساختمانهای خاصی که از چهار معیار پیروی می کنند تهیه شد.

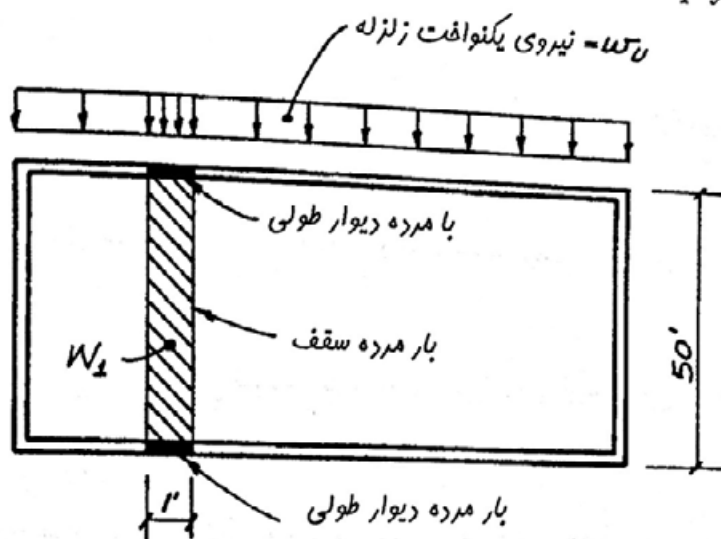
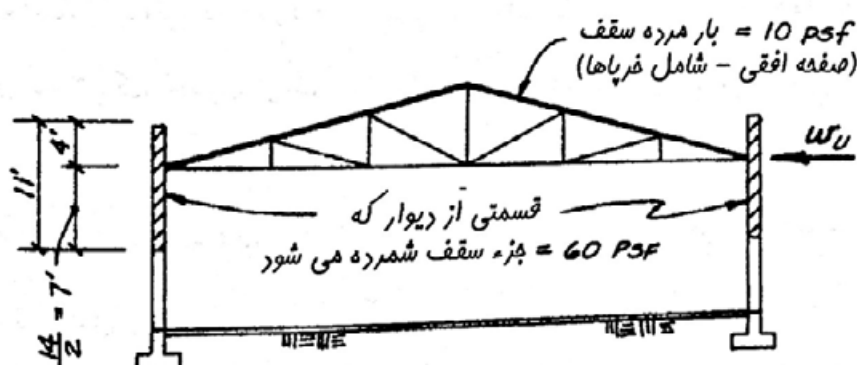
مثال ۳-۷، ضرایب محاسبه شده در مثال ۳-۵ را تصدیق می کند. در موارد مناسب، ضرایب مثال ۳-۵ می توانند محاسبه نیروهای زلزله را بسیار ساده کنند.

در توزیع نیروهای وارد بر سیستم بابر جانبی اولیه در مثال ۳-۷ فرض می شود که دیوارهای طولی بین دیافراگم سقف و فونداسیون مهار شده اند. یک بارگذاری ساده برای نیروی زلزله وارد بر اعضا و اجزا در شکل ۲-۲۱ نشان داده شده است (بخش ۱۵-۲).

مثال ۳-۷ محاسبه نیروی زلزله

نیروی طبقه (دیافراگم) F_{px} و برش واحد (lb/f_t) در دیافراگم افقی را محاسبه کنید. شکل ۳-۱۰
ملاحظه شود. اندیس u در شکل ۳-۱۰a یادآوری می شود که نیروهای زلزله ای در آیین نامه UBC از نوع مقاومت نهایی هستند. به خاطر بسپارید که نیروهای زلزله که برای طراحی دیافراگم استفاده می شود F_{px} (بخش ۱۴-۲) با نیروهایی که در طراحی دیوارهای برشی استفاده می شوند F_x (بخش ۱۴-۲) و نیروهای که

برای طراحی صفحات خارجی دیوارها استفاده می‌شود (F_p بخش ۱۵-۲) متفاوت می‌باشد، ساختمان در ناحیه ۴ زلزله خیز قرار دارد و ضریب اهمیت I برابر ۱.۰ است. ساختمان در فاصله 6.2 mi (10 km) از منبع زلزله نوع B قرار دارد. چون اطلاعات زمین شناسی موجود نمی‌باشد، نوع خاک S_D فرض می‌شود، سازه از سیستم دیوار باربر با دیوار برشی بنایی می‌باشد. بار مرده سقف از تحلیل‌های قبلی بدست آمده است. بار مرده سقف D برابر 60 psf است.

PLANTRANSVERSE SECTION

شکل ۱۰-۳ نمای پلان یک نوار با عرض 1 ft با بار مرده D در جهت عرضی نشان می‌دهد. وزن نوار w_1 باعث اعمال یک نیروی زلزله یکنواخت به دیافراگم افقی می‌شود، نمای مقطع قسمتی از دیوار که بار محاسبه بار توزیع شده در سقف مورد استفاده قرار می‌گیرد را نشان می‌دهد. هر دو نما نیرویی که بر دیافراگم افقی اعمال می‌شود را نشان می‌دهند.

آثار نزدیکی به منبع

به علت اینکه این ساختمان در ناحیه ۴ لرزه خیزی قرار دارد، اثر ضرایب نزدیکی منبع باید محاسبه شوند. مقادیر N_v و N_a از جداول 16-S و 16-T در آیین‌نامه UBC بدست می‌آیند و از روی آنها و با

فصل سوم - رفتار سازه تحت بارها و نیروها / ۱۲۷

استفاده از جداول Q-16 و R-16 مقادیر C_a و C_v بدست می‌آیند. این مقادیر برای ساختمانهایی که در 10km از منبع زلزله از نوع B قرار دارد بدست می‌آیند:

$$N_a = 1.0$$

$$N_v = 1.0$$

$$C_a = 0.44 \quad N_a = 0.44$$

$$C_v = 0.64 \quad N_v = 0.64$$

نیروی طبقه (دیافراگم) F_{px}

نگرانی اصلی، محاسبه برش در دیافراگم افقی خواهد بود. بنابراین اولین نیروی زلزله‌ای که محاسبه می‌شود نیروی F_{px} است. در ابتدا ضرایب نیروی طبقه (دیافراگم) F_{px} محاسبه شده و سپس با ضرایب متداول محاسبه شده در مثال ۳-۵ مقایسه می‌شود. به خاطر بسپارید که برای ساختمان یک طبقه، محاسبه ضریب F_{px} با استفاده از معادله برش پایه انجام خواهد شد، اما ضریب R در این رابطه متفاوت از ضریب R قبل برای محاسبه برش پایه V است. F_{px} بوسیله دو معادله زیر تعریف می‌شود:

$$F_{px} = \frac{C_v I}{T R} W \leq \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

معادله آیین‌نامه ای، برای تخمین پریود ساختمان (T)، در بخش ۱۲-۳ بیان شد. پریود (T) تابعی از ضریب C_t و ارتفاع از تراز پایه ساختمان تا بالاترین تراز h_n می‌باشد. بعنوان مثال، اگر C_t برابر با 0.020 و h_n برابر با 14ft فرض شود، پریود ساختمان برابر خواهد بود با:

$$T = C_t (h_n)^{0.75} = 0.020 (14)^{0.75} = 0.145 \text{ sec}$$

این پریود با T_s (شکل ۱۸-۲ ملاحظه شود) مقایسه می‌شود. اگر T از T_s کوچکتر باشد، از بخش سطح منحنی طیف پاسخ، برای محاسبه نیروهای طراحی استفاده می‌شود و اگر T از T_s بزرگتر باشد، از بخش شیبدار منحنی طیف پاسخ برای محاسبه نیروی طراحی استفاده می‌شود. برای محاسبه T_s رابطه T و F_{px} برابر با یکدیگر مساوی قرار داده می‌شود و T_s با T جایگزین می‌شود:

$$\frac{C_v I}{T_s R} = \frac{2.5 C_a I}{R}$$

$$T_s = \frac{C_v}{2.5 C_a} = \frac{0.64}{2.5(0.44)} = 0.58 \text{ sec}$$

پریود تخمین زده شده ساختمان برابر 0.145 ثانیه است، بنابراین ساختمان در قسمت صاف منحنی قرار می‌گیرد و F_{px} با استفاده از C_a بدست می‌آید.

برای طراحی سیستم باربر جانبی LFRS یک ساختمان با دیوار برشی بنایی، R برابر 4.5، و یا برابر با 4.0 برای طراحی دیافراگم در نظر گرفته می‌شود. این مقدار R به ساختمان‌های دارای دیافراگم‌های شکل پذیر و دیوارهای بنایی و یا بتنی اعمال می‌شود. به همین علت، ضریب طبقه (دیافراگم) نیروی F_{px} با برش پایه مطابقت ندارد.

$$F_{px} = \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

$$= \frac{2.5(0.44)1.0}{4.0} W$$

$$= 0.275 W$$

ضریب 0.275 با ضرایب متداول موجود در آخرین ستون جدول مثال ۵-۳ مطابقت دارد.

نیروی زلزله

برای یک ساختمان یک طبقه، نیروی یکنواخت وارد بر دیافراگم را می‌توان از ضرب ضریب زلزله در وزن یک نوار 1 ft بار مرده (w) در تراز سقف بدست می‌آید.

$$W_1 = \text{بار مرده سقف} = 10 \text{ psf} \times 50 \text{ ft} = 500 \text{ lb/ft}$$

$$+ \text{بار مرده وارده} = 60 \text{ psf} \times 2 \text{ walls} = 1320$$

$$w_1 = 1820 \text{ lb/ft}$$

$$w_u = 0.275 \quad W_1 = 0.275 (1820)$$

$$w_u = 500 \text{ lb/ft}$$

ضریب فراوانی

رابطه آیین‌نامه برای نیروی زلزله برابر است با:

$$E = \rho E_h + E_v$$

برای ترکیبات بارگذاری ADS، جزء قائم E_v برابر صفر است. یادآور می‌شویم که ضریب فراوانی ρ در جزء افقی زلزله E_h ضرب می‌شود. ضریب فراوانی در زیر محاسبه شده است. محاسبه جزء افقی زلزله در قسمت‌های بعدی مورد بحث قرار می‌گیرد.

فرض می‌کنیم که ساختمان دارای 110 ft بلندی و 50 ft عرض می‌باشد و در هر دیوار 20 ft در یا پنجره یا هر باز شو دیگری وجود دارد. ضریب فراوانی ρ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_B}}$$

$$A_B = 110 \text{ ft} (50 \text{ ft}) 5500 \text{ sqft}$$

$$r_i = \frac{V_{wall}}{V_{story}} \left(\frac{10}{l_w} \right)$$

با بکار گیری این فرمول ساده، منطقی است که برای بارگذاری عرضی فرض شود، هر 50ft دیوار

در جهت عرضی نصف برش پایه را تحمل می کند پس $\frac{V_{wall}}{V_{story}} = 0.5$ است. از فرض مشابهی می توان برای امتداد طولی ساختمان استفاده کرد.

$$\text{عرضی: } r_i = 0.50 \left(\frac{10}{50 - 20} \right) = 0.167$$

$$\text{طولی: } r_i = 0.50 \left(\frac{10}{110 - 20} \right) = 0.056$$

بنابر این این r_{max} برابر با 0.167 در نظر گرفته می شود.

$$\begin{aligned} \rho &= 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_B}} \\ &= 2 - \frac{20}{0.167 \sqrt{5500}} \\ &= 0.385 \end{aligned}$$

اما ρ نباید کمتر از 1.0 در نظر گرفته شود. بنابراین در طراحی از $\rho = 1.0$ استفاده می شود.

اصلاحات نیروی زلزله

دو مرحله آخر، برای تعیین نیروی زلزله یک عضو سیستم باربر جانبی، ضرب ρ و تبدیل نیرو به سطح تنش مجاز است.

اصلاحات متناظر با نیروهای طراحی دیافراگم ها عبارتند از:

$$w_u = E = \rho E_h = 1.0(500) = 500 \text{ lb/ft}$$

$$w = E/1.4 = 500/1.4 = 357 \text{ lb/ft}$$

نیروی زلزله 357 lb/ft بسیار بزرگتر از نیروی باد 148 lb/ft است.

نیروی زلزله کنترل کننده است.

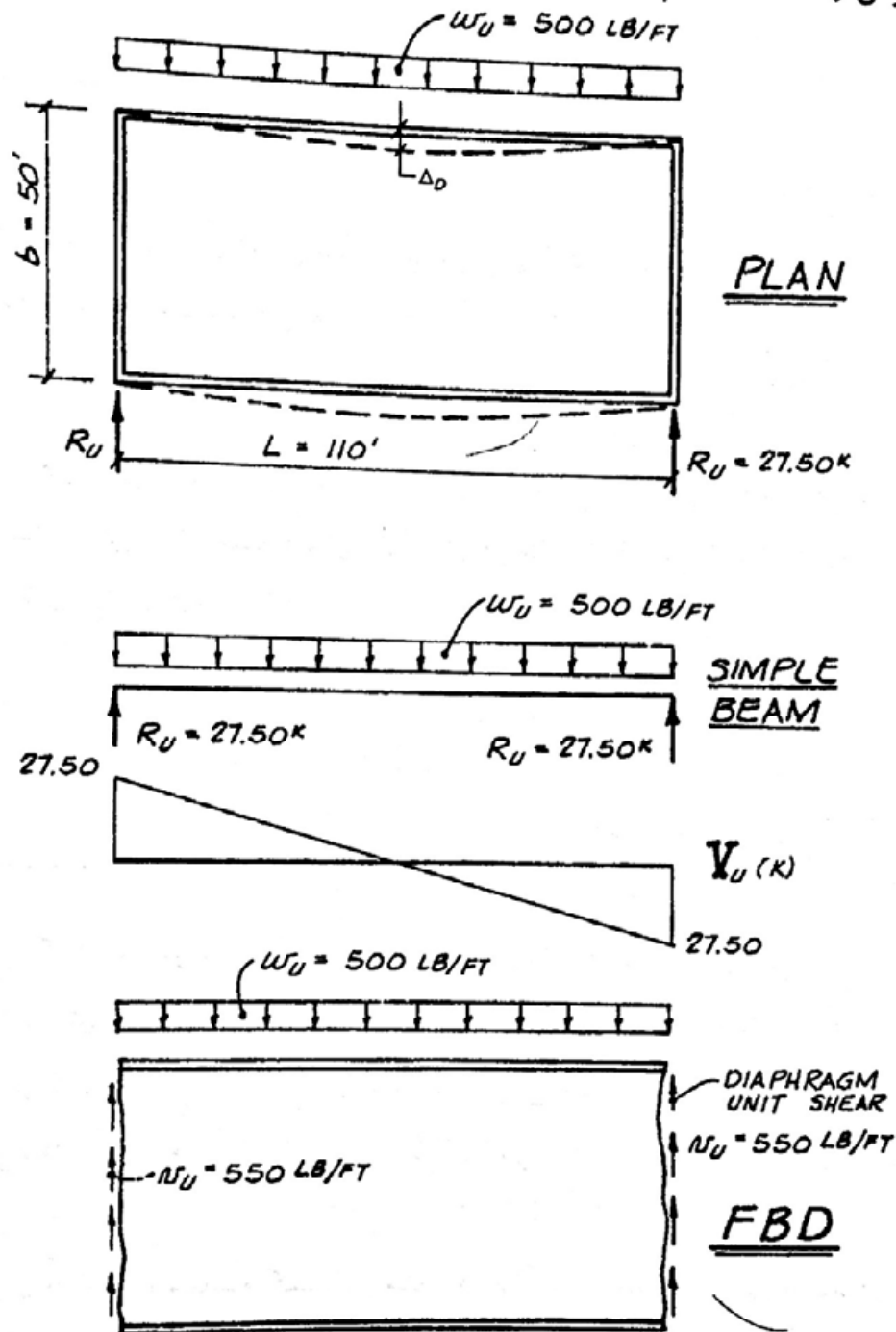
یکی از روش‌های طراحی دیافراگم‌های افقی و دیوار برشی، روش برش واحد است. هرچند طراحی دیافراگم‌ها و دیوار برشی در فصل ۹ و ۱۰ بیان شده است، اما محاسبه برش واحد در اینجا توضیح داده می‌شود. مثال ۸-۳ ملاحظه شود.

برای ساختمان این مثال (که در معرض نیروی جانبی در جهت عرضی قرار دارد)، همه دیوارهای خارجی ساختمان، دیوار برشی می‌باشد.

به علت اینکه دیافراگم‌های چوبی شکل پذیرتر از دیافراگم‌های ساخته شده از مصالح بنایی هستند، می‌توانند به صورت مهاري بین دیوارهای خارجی مدل شوند. تغییر شکل دیافراگم سقف در شکل ۱۱-۳ نشان داده شده است. عکس‌العمل انتهایی دیافراگم بر روی دیوارهای خارجی مانند عکس‌العمل تیر ساده‌ای با دهانه‌ای برابر با فاصله بین دیوارهای برشی است. دیافراگم برشی یک تیر ساده، نشان می‌دهد که ماکزیمم برش داخلی برابر با عکس‌العمل خارجی (تکیه گاه‌ها) می‌باشد. ماکزیمم برش کل را می‌توان با توزیع در طول عرض دیافراگم به برش واحد تبدیل کرد.

مجدداً متذکر می‌شویم که طراح باید به اندیسی که برای بارهای زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد، توجه داشته باشد. نیروهای زلزله بدست آمده از روابط آیین‌نامه UBC 1997 در سطح مقاومت نهایی می‌باشند، این نیروها در این کتاب با اندیس u نشان داده می‌شوند (مثلاً $w_u = 500 \text{ lb/ft}$). در این کتاب، نیروهای زلزله‌ای که در طراحی به روش تنش مجاز به کار برده می‌شوند بدون اندیس u نشان داده شده اند (مثلاً $w = 357 \text{ lb/ft}$). دیگر پارامترها با یا بدون اندیس u معنای مشابهی در این کتاب دارند. بعنوان مثال V_u نشانگر برش واحد محاسبه شده بوسیله نیروی مقاومت نهایی زلزله می‌باشد در حالیکه V نشانگر برش واحد در سطح تنش مجاز است.

مثال ۳-۸ برش واحد دیافراگم سقف



شکل ۳-۱۱ دیافراگم برش واحد. برای ساده سازی محاسبات برش واحد، از طول اسمی L و عرض دیافراگم b استفاده شده است. (مثلاً از ضخامت دیوار صرفنظر شده است).

دیافراگم بارگذاری یک تیر ساده در شکل ۳-۱۱ بیانگر بارگذاری روی دیافراگم افقی است. عکس العمل‌های تیر ساده R_w در طول دیافراگم برشی، نشان داده شده است.

در دیافراگم آزاد پایین شکل ۳-۱۱، سقف از نزدیکی دیوارهای برشی عرضی بریده شده است. برش واحد بر حسب (lb/ft) از تقسیم ماکزیمم برش کل بر عرض دیافراگم (b) بدست می‌آید.

عکس‌العمل دیافراگم:

$$R_u = \frac{w_U}{2} = \frac{500(110)}{2} = 27500 \text{ lb} = 27.50 \text{ k}$$

برای یک تیر ساده، برش ماکزیمم برابر با عکس‌العملها می‌باشد:

$$V_u = R_u = 27.50 \text{ k}$$

برش واحد، کل برش را در عرض دیافراگم توزیع می‌کند. نماد متداول برای برش کل V_u است و

برش واحد دیافراگم با v_u نشان داده می‌شود:

$$v_{u, \text{roof}} = \frac{V_u}{b} = \frac{27500}{50} = 550 \text{ lb/ft}$$

دو مرحله آخر تعیین نیروی زلزله در یک عضو سیستم برابر جانبی، محاسبه ضریب ρ و تبدیل نیروی زلزله به سطح تنش مجاز است. مقدار $\rho = 1.0$ در مثال ۷-۳ تعیین شده است. اصلاحات متناظر با برش دیافراگم سقف عبارتست از:

$$v_u = E = \rho E_h = 1.0(550) = 550 \text{ lb/ft}$$

و

$$v = E/1.4 = 550/1.4 = 393 \text{ lb/ft}$$

نیروها و برشهایی که در بالا مورد بحث قرار گرفته اند، مربوط به دیافراگم‌های افقی می‌باشند. هنگامی که راجع به دیوارهای برشی بحث می‌کنیم اولین اصلاحی که باید انجام دهیم، اصلاح نیروی زلزله از $R = 4$ برای طراحی دیافراگم، به $R = 4.5$ برای طراحی دیوار برشی است. این امر ضریب زلزله را از 0.275 به 0.244 تغییر می‌دهد. طراح می‌تواند از ضریب 0.275 نیز برای طراحی دیوار برشی (محافظه کارانه) استفاده کند.

مرحله بعدی طراحی، محاسبه کمیت‌هایی مشابه دیافراگم برای دیوار برشی است. در تعیین نیروی یکنواخت دیافراگم افقی، تنها بار مرده سقف و دیوار طولی در محاسبه نیروی زلزله اثر داده می‌شود. دلیل این مسئله این است که دیوارهای برشی به طور مستقیم، نیروی زلزله موازی را تحمل می‌کنند. شیوه‌های مختلفی به وسیله طراحان برای محاسبه نیروهای زلزله وارد بر دیوار، بکار برده می‌شود. آیین‌نامه توصیه می‌کند که دیوار برای بحرانی‌ترین محل برش، طراحی شود. در روش متداول دیگری، برش واحد دیوار برشی در ارتفاع میانی دیوار بدست می‌آید. مثال ۹-۳ ملاحظه شود.

این قاعده به این خاطر است که معمولاً طول دیوار برشی در این محل مینیمم است. همچنین باز شو در دیوار (در و پنجره) باعث کم شدن عرض دیوار در وسط ارتفاع آن می‌شود. استفاده از ارتفاع وسط دیوار با مدل حجم متمرکزی که در فصل ۲ بیان شد مطابقت دارد.

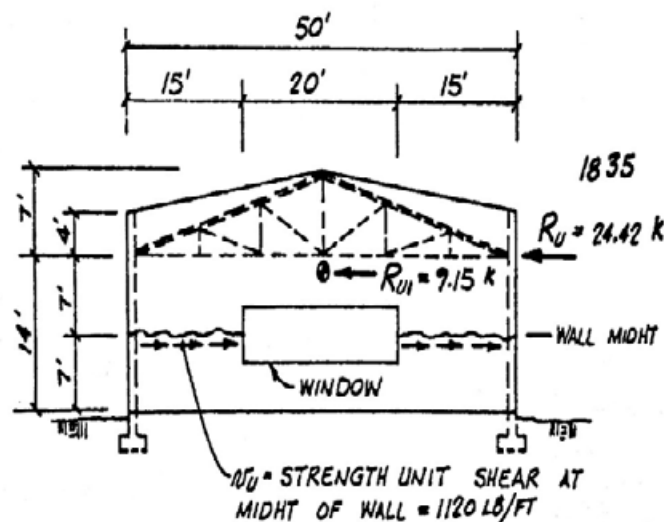
فصل سوم - رفتار سازه تحت بارها و نیروها / ۱۳۳

نیروی زلزله که در اثر نصف بالای دیوار تولید می‌شود، با نماد R_1 نشان داده می‌شود. این مقدار را می‌توان با ضرب بار مرده بخش بالایی دیوار، در ضریب زلزله بدست آورد. برش کل در وسط دیوار برابر با مجموع همه نیروهای بالای این سطح است. برای ساختمان یک طبقه این نیروها شامل عکس‌العمل دیافراگم سقف R بعلاوه نیروی زلزله دیوار R_1 است.

خواننده باید توجه کند که در مثال ۳-۹ نیروهای زلزله مربوط به دیوارها در سطح مقاومت نهایی هستند. در پایان محاسبات، نیروها در ضریب ρ و ضرایب اصلاحی ترکیبات بارگذاری تنش مجاز ضرب می‌شوند.

مثال ۳-۹ برش واحد در دیوار برشی

برش کل و برش واحد را در وسط دیوار نشان داده شده در شکل ۳-۱۲ تعیین کنید. برای ساده سازی محاسبات، از کاهش بار مرده ای که در اثر بازشوهای دیوار ایجاد می‌شود صرف‌نظر کنید (محافظه کارانه).



شکل ۳-۱۲ برش واحد دیوار برشی. ماکزیمم برش واحدی که در وسط دیوار رخ می‌دهد

نیروی زلزله دیافراگم سقف

محاسبه ضریب طبقه (دیوار برش) نیروی F_x

$$\begin{aligned} \text{ضریب طبقه نیروی } F_x &= \frac{2.5 C_a I}{R} \\ &= \frac{2.5(0.44)(1.0)}{4.5} \\ &= 0.244 \end{aligned}$$

این ضریب F_x را می‌توان از جدول مثال ۵-۳ بدست آورد.

از مثال ۷-۳ وزن یک نوار ۱ ft (W_1) در تراز سقف برابر با 1820 lb/ft بدست می‌آید. بار یکنواخت زلزله وارد بر دیافراگم و در اثر عکس‌العمل دیافراگم عبارتست از:

$$w_u = 0.244 W_1 = 0.244(1820) = 444 \text{ lb/ft}$$

$$R_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{444(110)}{2} = 24420 \text{ lb}$$

نیروی زلزله دیوار:

نیروی زلزله ای که بوسیله نصفه بالایی دیوار تولید می‌شود:

$$\text{سطح دیوار} = (11 \times 50) + \frac{1}{2}(3 \times 50) = 625 \text{ ft}^2$$

$$\text{(از پنجره‌ها صرف‌نظر شده است)} \quad 625 \text{ ft}^2 \times 60 \text{ psf} = 37.5 \text{ k}$$

$$\begin{aligned} R_{u1} &= 0.244 W \\ &= 0.244 (37.5) \\ &= 9.15 \text{ k} \end{aligned}$$

دیوار برشی

مجموع همه نیروهای بالای ارتفاع میانی دیوار در دیافراگم آزاد دیوار برشی = برش کل در وسط دیوار

$$V_u = R_u + R_{u1} = 24.42 + 9.15 = 33.57 \text{ k}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b} = \frac{33570}{15 + 15}$$

$$v_{u \text{ wall}} = 1120 \text{ lb/ft}$$

اصلاحات مورد نیاز برای دیوار برشی

دو مرحله آخر مربوط به ضرب برش دیوار در ρ و تبدیل این نیرو به سطح تنش مجاز می‌باشد.

$$v_u = E = \rho E_h = 1.0(1120) = 1120 \text{ lb/ft}$$

$$v = E/1.4 = 1120/1.4 = 800 \text{ lb/ft}$$

همانطور که قبلاً بیان شد، برش واحد در دیافراگم سقف و دیوار برشی نقش مهمی را در طراحی این اعضا ایفا می‌کند، معیارهای دیگری برای طراحی این اعضا وجود دارد که در فصل‌های بعدی مورد بحث قرار می‌گیرد.

این مثالها تنها به نیروهای جانبی در جهت عرضی پرداختند و آنالیز مشابهی برای جهت طولی مورد استفاده قرار می‌گیرد. برش‌های دیافراگم سقف معمولاً در جهت عرضی بحرانی هستند، اما در هر دو امتداد باید آنالیز شوند. دیوارهای برشی بنا به ابعاد بازشوهای آنها در هر دو جهت عرضی و طولی بحرانی هستند.

۶-۲ مسئله طراحی نیروهای جانبی بر روی ساختمان دو طبقه

یک ساختمان چند طبقه دارای آنالیز پیچیده تری نسبت به ساختمان یک طبقه می‌باشد. هنگامی که برش پایه زلزله V محاسبه شد، نیروهای F_x و F_{px} بر اساس روابط آیین‌نامه در طبقات سازه توزیع می‌شوند. نحوه محاسبه این نیروهای زلزله در بخش ۱۳-۲ و ۱۴-۲ ارائه شد. این نکته قابل ذکر است که هر سه نیروی زلزله وارد بر سیستم باربر جانبی می‌تواند، به صورت ضرب ضریب زلزله در جرم یا بار مرده سازه بدست آید:

$$V = W \times \text{ضریب برش پایه}$$

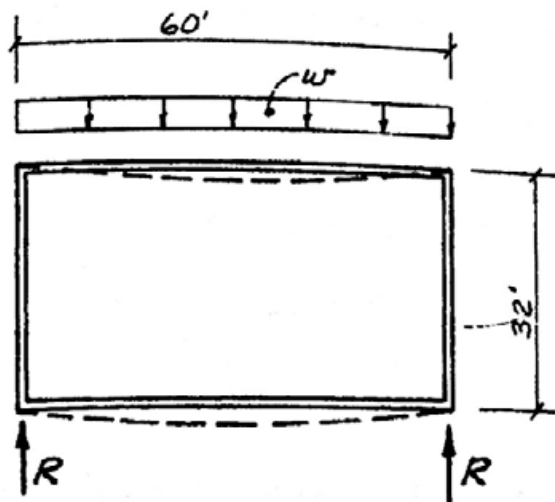
$$F_x = w_x \times \text{ضریب طبقه}$$

$$F_{px} = w_x \times \text{ضریب طبقه}$$

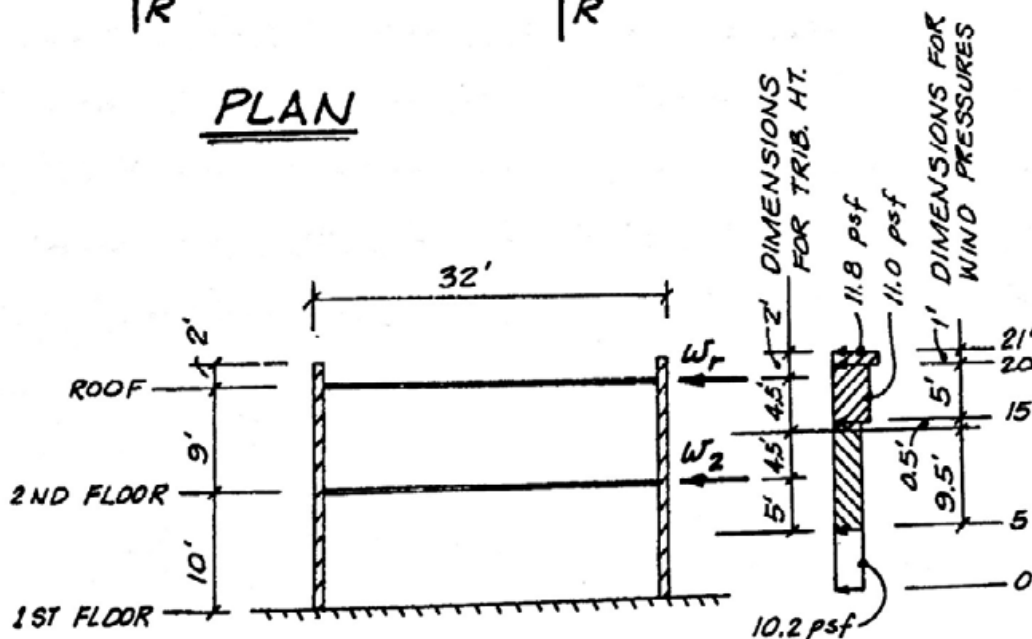
هدف از این مثال برای ساختمان دو طبقه مقایسه ماکزیمم نیروی زلزله و باد و نیز محاسبه برش واحد در دیافراگم افقی و دیوارهای برشی است. در مثال ۱۰-۳ برش پایه V ، نیروهای طبقه F_x و برش واحد در دیوارهای برشی ساختمان یک طبقه، مورد بحث قرار می‌گیرند. نیروهای طبقه F_{px} و برش‌های واحد در دیوار و برش‌های واحد در دیافراگم‌های ساختمان دو طبقه، در مثال ۱۱-۳ نشان داده می‌شود. فشارهای باد مانند فشارهای بادی هستند که در مثال ۵-۳ محاسبه شدند، اما نیروهای وارد بر دیافراگم متفاوت می‌باشد زیرا ارتفاع آنها متفاوت می‌باشد. آخرین هدف آنالیز زلزله بدست آوردن مقادیر عددی نیروهای طراحی است. برای رسیدن به این هدف، نیاز به محاسبه ضرایب زلزله مختلف است. هنگامی که ضرایب زلزله محاسبه شوند، به سادگی می‌توان مقادیر عددی را بدست آورد.

ساختمان یک طبقه در بخش ۵-۳ به چند مسئله جداگانه تقسیم شد. محاسبات ساختمان دو طبقه مثال ۱۰-۳ و ۱۱-۳ به دو قسمت جداگانه تقسیم شده است. همچنین توضیحات کافی در مورد مراحل محاسبات زلزله ساختمان دو طبقه ارائه شده است.

مثال ۱۰-۳ محاسبات نیروی جانبی طبقه، برش پایه و دیوار برشی



PLAN



برش عرضی

شکل a ۱۳-۳ فشارهای باد و ارتفاع‌های باربری دیافراگم‌های بام در طبقه دوم

نیروهای جانبی باد و زلزله را در جهت عرضی ساختمان اداری دو طبقه نشان داده شده، در شکل a ۱۳-۳ تعیین کنید. برای بارگذاری بحرانی (باد یا زلزله)، برش واحد را در ارتفاع میانی دیوارهای برشی عرضی طبقه اول محاسبه کنید. فرض کنید که در دیوارهای بنایی بازشو وجود نداشته باشد.

نیروهای باد را از روش دوم آیین‌نامه UBC بدست آورید. سرعت پایه باد 70 mph است. ساختمان از نوع B است. ساختمان در ناحیه ۳ لرزه خیزی قرار دارد. بعلاوه اینکه آثار نزدیکی به منبع زلزله تنها در ناحیه ۴ لرزه خیزی در نظر گرفته شده می‌شود، ضرایب نزدیکی به منبع برای این ساختمان در نظر گرفته نمی‌شود. پروفیل خاک از نوع S_D و ضریب اهمیت برابر یک فرض می‌شود. بارهای مرده زیر در آنالیز قبلی تعیین شدند. بار مرده سقف 20 psf، بار مرده طبقه 12 psf، بار مرده پارتیشنهای طبقه 10 psf، و بار مرده دیوارهای خارجی 60 psf است.

فصل سوم - رفتار سازه تحت بارها و نیروها / ۱۳۷

توجه: در ساختمانهایی که محل دیوارهای غیر باربر و پارتیشن‌ها قابل تغییر هستند، آیین‌نامه الزام می‌دارد که از بار مرده 20psf برای طراحی اعضای طبقه، برای بارهای قائم استفاده شود. همچنین، برای محاسبه نیروهای طراحی زلزله، از میانگین بار مرده سقف یعنی 10psf استفاده می‌شود (در فصل ۱۶ در UBC)

نیروهای باد

شرایط نیروی باد برای این مسئله همانند مثال ۳-۶ است. دیاگرام فشار باد افقی که در شکل ۳-۱۳a نشان داده شده، مستقیماً از مثال قبلی (شکل ۳-۹) آورده شده است و محاسبات تعیین فشار تکرار نمی‌شود. برای محافظه کاری یک فشار به مقدار 11.8 به کل ارتفاع سازه اعمال می‌شود. نیروی یکنواخت باد که بر دیافراگم‌های افقی اعمال می‌شود به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$(\text{ارتفاع باربری فشار باد} \times \text{فشار باد}) = \Sigma = \text{بار وارد دیافراگم}$$

بام:

$$w_r = 11.8 \text{ psf}(1\text{ft}) + 11.0 \text{ psf}(5\text{ft}) + 10.2 \text{ psf}(0.5\text{ft}) \\ = 72 \text{ lb/ft}$$

طبقه دوم:

$$w_2 = 10.2 \text{ psf}(9.5\text{ft}) \\ = 97 \text{ lb/ft}$$

نیروهای زلزله

محاسبه اثر نزدیکی به منبع

به علت اینکه آثار نزدیکی به منبع تنها مختص منطقه ۴ لرزه خیزی است و این ساختمان در منطقه ۳ لرزه خیزی قرار دارد پس نیازی به محاسبه ضرایب نزدیکی N_a و N_v نیست.

ضریب فراوانی

رابطه آیین‌نامه UBC برای نیروهای زلزله عبارتست از:

$$E = \rho E_h + E_v$$

یادآوری می‌شود که برای ترکیبات بار ASD جزء قائم E_v برابر صفر است. ضریب فراوانی ρ ضریبی از جزء افقی نیروی زلزله یعنی E_h است. ضریب فراوانی در زیر محاسبه شده است. محاسبه جزء افقی زلزله در مراحل بعدی ارائه شده است.

برای این مثال، تعدادی از نیروهای اعضا باید بوسیله ضریب ρ اصلاح شوند. طول ساختمان برابر 60ft و عرض آن برابر 32ft در نظر گرفته می‌شود و فرض می‌شود که ساختمان دارای در، پنجره و یا هر بازشوی دیگری نباشد. بنابراین ضریب ρ برابر است با:

$$\rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_B}}$$

$$A = 60 \text{ ft}(32 \text{ ft}) = 1920 \text{ ft}^2$$

$$r_i = \frac{V_{wall}}{V_{story}} \left(\frac{10}{I_w} \right)$$

با فرض ساده سازی ساختمان، منطقی است فرض کنیم که هر یک از دیوارهای عرضی ساختمان 50% برش پایه را تحمل می‌کند یعنی $\frac{V_{wall}}{V_{story}} = 0.50$ به طور مشابه در جهت طولی نیز می‌توان از این

فرض استفاده کرد:

$$r_i = 0.50 \left(\frac{10}{32} \right) = 0.156 \quad \text{عرضی}$$

$$r_i = 0.50 \left(\frac{10}{60} \right) = 0.083 \quad \text{طولی}$$

بنابر این r_{max} برابر 0.156 در نظر گرفته می‌شود.

$$\rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_B}}$$

$$= 2 - \frac{20}{0.156 \sqrt{1920}}$$

$$= -0.926$$

ضریب ρ نباید کوچکتر از 1.0 در نظر گرفته شود، به همین دلیل از مقدار عددی 1.0 در طراحی استفاده می‌شود.

ضریب برش پایه زلزله

از برش پایه V برای محاسبه نیروی طبقه (دیوار برشی) F_x استفاده می‌شود. این نیرو برای طراحی اعضای قائم مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \leq \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

$$I = 1.0$$

$$T = C_t (h_n)^{0.75} = 0.020 (19)^{0.75} = 0.182 \text{ sec}$$

از جدولهای 16-Q و 16-R در آئین نامه UBC، $C_a = 0.36$ و $C_v = 0.54$ لحاظ می‌شود. برای کنترل اینکه کدام یک از روابط ضریب زلزله برای محاسبه V مورد استفاده قرار می‌گیرد، معادلات ضریب زلزله را مساوی هم قرار داده و T_s را محاسبه می‌کنیم (شکل ۱۸-۲ ملاحظه شود):

$$\frac{C_v I}{RT_s} = \frac{2.5 C_a I}{R}$$

$$T_s = \frac{C_v}{2.5 C_a} = \frac{0.54}{2.5(0.36)} = 0.60 \text{ sec}$$

مقدار پریود محاسبه شده برای ساختمان برابر 0.182 sec است، لذا ساختمان در ناحیه مسطح طیف پاسخ قرار می گیرد، بنابراین برش پایه بوسیله C_a بدست می آید.

برای طراحی سیستم باربر جانبی ساختمان های با دیوار بنایی R برابر 4.5 در نظر گرفته می شود:

$$V = \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

$$= \frac{2.5(0.36)1.0}{4.5} W$$

$$= 0.200 W$$

ساختمان این مثال همه چهار خصوصیت یک ساختمان متداول که در مثال ۳-۵ ذکر شد را دارا می باشد. ضریب برش پایه 0.2 را می توان از جدولی در مثال ۳-۵ بدست آورد.

بارهای مرده سقف

برای محاسبه برش پایه، از کل بار مرده سازه استفاده می شود. همچنین در روند تعیین کل بار مرده، بهتر است که توزیع وزن روی دیافراگم بام و طبقه دوم را به یک سری نوارهایی با عرض 1 ft تقسیم کنیم، که W_1 وزنی است که باعث ایجاد نیروی یکنواخت زلزله بر روی دیافراگم افقی می شود. سرانجام از مقادیر W_1 که بر بام و طبقه دوم وارد می شود، برای تعیین نیروهای طبقه استفاده می شود. توصیه می شود که خواننده نوار 1 ft را در شکل ۱۳a-۳ مشاهده کند. دیوارهای که در محاسبه بار مرده اثر داده می شوند، در نمای مقطع نشان داده شده اند.

وزن نوار 1 ft:

$$\text{بار مرده بام} = (20 \text{ psf})(32 \text{ ft}) = 640 \text{ lb/ft}$$

$$+ (2 \text{ دیوار طولی})(60 \text{ psf})(\frac{9}{2} + 2) = 780$$

$$\text{بار مرده نوار 1 ft بام} = W_1 = 1420 \text{ lb/ft}$$

جرمی که کل نیروی زلزله در بام را تولید می کند با نماد W_r' نشان داده می شود. این مقدار برابر با مجموع همه W_1 ها می باشد.

$$W_r' = \sum W_1$$

$$= 1420 \text{ lb/ft}(60 \text{ ft}) = 85.2 \text{ k}$$

برای بدست آوردن کل جرمی که به تراز بام وارد می‌شود، باید وزن نیمه بالایی دیوارهای برشی طبقه دوم نیز با W_r' جمع شود. کل بار مرده وارد بر بام با W_r نشان داده می‌شود.

$$2(60 \text{ psf})(32) \left(\frac{9}{2} + 2\right) = 25.0 \text{ k}$$

$$W_r = 85.2 + 25.0 = 110.2 \text{ k}$$

بارهای مرده طبقه دوم

| | | |
|-------------------------------------|---|------------------------|
| وزن نوار 1 ft طبقه دوم: | $(12 \text{ psf})(32 \text{ ft})$ | = بار مرده طبقه دوم |
| | $= 384 \text{ lb/ft}$ | |
| | $(10 \text{ psf})(32 \text{ ft})$ | = بار مرده جداکننده + |
| | $= 320$ | |
| | $2(60 \text{ psf}) \left(\frac{9}{2} + \frac{10}{2}\right)$ | = بار مرده دیوار + |
| | $= 1140$ | |
| <hr/> | | |
| بار مرده وارد بر نوار 1 ft طبقه دوم | $= W_1$ | $= 1844 \text{ lb/ft}$ |

جرمی که کل نیروی زلزله وارد بر دیافراگم طبقه دوم را تولید می‌کند W_2' است.

$$W_2' = \sum W_1 = 1844 \text{ lb/ft}(60 \text{ ft}) = 110.6 \text{ k}$$

کل جرمی که به تراز طبقه دوم اعمال می‌شود برابر با مجموع W_2' و وزن دیوارهای برشی عرضی می‌باشد. بار مرده کل که بر تراز طبقه دوم وارد می‌شود با نماد W_2 نشان داده می‌شود.

$$2(60 \text{ psf})(32) \left(\frac{9}{2} + \frac{10}{2}\right) = 36.5 \text{ k}$$

$$W_2 = 110.6 + 36.5 = 147.1 \text{ k}$$

جداول زلزله

محاسبات نیروهای زلزله برای ساختمان‌های چند طبقه متداول، در جدول آورده شده است. جدولها تنها برای ثبت در کتابها نمی‌باشد و برای مقایسه ضرایب طبقه F_x و F_{px} نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. جداول و روابط لازم را می‌توان به راحتی در نرم افزارها حل معادله کامپیوتری ذخیره کرد. پس از اینکه یکبار برنامه مربوط به این روابط نوشته شود، می‌توان از آن برای هر ساختمان دیگری استفاده کرد. بوسیله همین نرم افزارها می‌توان جداولی نیز تهیه کرد. حتی می‌توان این جداول را برای ساختمان‌های بلندتر و پارامترهای دیگر طراحی مانند کنترل واژگونی نیز گسترش داد.

برای ساختمان با دیافراگم‌ها و دیوارهای برشی قاب چوبی، می‌توان محاسبات نیروهای (دیوارهای برشی) طبقه F_x و نیروهای (دیافراگم) طبقه F_{px} را، به صورت ترکیبی در یک جدول قرار داد. زیرا برای اینگونه سازه‌ها برای محاسبه این دو نیرو از یک برش پایه V استفاده می‌شود. برای ساختمان مثال ۱۰-۳،

فصل سوم - رفتار سازه تحت بارها و نیروها / ۱۴۱

ترکیب دیوارهای بنایی و یک دیافراگم چوبی شکل پذیر بدین معنی است که به برش پایه بزرگتری برای محاسبه F_{px} احتیاج است. برای این مسئله باید یک جدول جداگانه‌ای تهیه شود. در مثال ۱۰-۳ با محاسبه نیروهای (دیوار برشی) طبقه F_x و برش‌های واحد در دیوار برشی آشنا خواهید شد. نیروهای (دیافراگم) طبقه و برش‌های واحد در دیافراگم‌ها در مثال ۱۱-۳ محاسبه می‌شود.

جدول نیروی F_x زیر، نتایج کاملی را ارائه می‌دهد. در این جدول ستون‌های ۱ و ۲ و ۳ به ترتیب مربوط به تراز طبقات، ارتفاعها و جرمها (بار مرده D) می‌باشد. مقادیر ستون ۴ از ضرب مقادیر ستون ۲ و ۳ بدست آمده‌اند. جمع جرم‌های طبقه در زیر ستون ۳، $\sum W_x$ برابر با وزنی از سازه است که در محاسبه برش پایه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مراحلی که برای کامل کردن ستون‌های باقیمانده جدول احتیاج است، در دو بخش بعدی آورده شده‌اند.

| $R = 4.5$ - جدول نیروی (دیوار برشی) طبقه F_x | | | | | | |
|--|-----------------|--------------|-----------|--------------------------------------|---------------|-------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| طبقه | ارتفاع h_x | وزن W_x | $W_x h_x$ | نیروی طبقه $F_x = 0.0144 h_x w_x$ | ضریب F_x | برش طبقه V_x |
| R | 19 | 110.2 | 2094 | $F_1 = 30.2k$ | 0.247 | 30.3k |
| 2 | 10 | 147.1 | 1471 | $F_2 = 21.3k$ | 0.144 | 51.5k |
| 1 | 0 | | | | | |
| جمع | | 257.3 k | 3565 k-ft | $V = 0.200W = 51$ | | |

برش پایه

ضریب برش پایه زلزله برای نیروی F_x با توجه به محاسبات قبلی برابر با 0.2 می‌باشد. برش پایه مربوط به نیروی F_{px} در مثال ۱۱-۳ محاسبه می‌شود. برش پایه کل برای ساختمان 0.2 برابر کل وزن ساختمان در ستون ۳ است.

$$V = 0.200 (257.3) = 51.5 \text{ k}$$

حال می‌توان ضرایب طبقه را برای توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه، محاسبه نمود. توزیع نیروهای طبقه برای اعضای قائم سیستم باربر جانبی، از روابط آیین‌نامه‌ای مربوط به محاسبه F_x بدست می‌آید.

ضرایب (دیوار برش) طبقه F_x

در فصل ۲ به این نکته اشاره شد که رابطه F_x را می‌توان به صورت ضریب طبقه F_x ضربدر توزیع جرم در تراز x یعنی w_x نوشت:

$$F_x = (F_x \text{ ضریب طبقه } w_x) = \left[\frac{(V - F_t) h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right] w_x$$

حال ضرایب طبقه محاسبه می‌شوند. همانطور که قبلاً بیان شد برش پایه V و نیروی F_t برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. مخرج رابطه بالا از ستون چهارم جدول زلزله بدست می‌آید.

$$F_x = \left[\frac{(V - F_t) h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right] w_x = \left[\frac{(51.5 - 0) h_x}{3565} \right] w_x$$

این فرمول کلی در بالای ستون ۵ جدول به شکل زیر نوشته شده است:

$$F_x = (0.0144 h_x) w_x$$

حال ضرایب طبقه F_x را بطور جداگانه برای هر طبقه محاسبه می‌کنیم. در تراز بام F_x با نماد F_r نشان داده می‌شود و در تراز طبقه دوم با نماد F_2 نشان داده می‌شود.

بام:

$$F_r = (0.0144 h_r) w_r = (0.0144)(19) w_r = 0.274 w_r$$

مقدار عددی برای نیروی زلزله در تراز بام در ستون ۵ بیان شده است.

$$F_r = 0.274 w_r = 0.274(110.2 k) = 30.2 k$$

$$F_2 = (0.0144 h_2) w_2 = (0.0144)(10) w_2 = 0.144 w_2$$

مقدار عددی برای نیروی زلزله در تراز طبقه دوم نیز در ستون ۵ بیان شده است.

$$V = 0.200(257.3) = 51.5 k$$

$$F_2 = 0.144 w_2 = 0.144(147.1 k) = 21.3 k$$

جمع مقادیر ستون پنج تنها برای کنترل محاسبات بکار برده شده است. جمع مقادیر ستون پنجم باید برابر با کل برش پایه باشد.

$$V = \sum F_x = F_r + F_2 = 30.2 + 21.3 = 51.5 k \quad \text{OK}$$

مقادیر داخل ستون ۷ مقدار کل برش طبقه را در ترازهای مختلف سازه نشان می‌دهد. برش پایه از جمع همه نیروهای طبقه‌های بالایی بدست می‌آید.

فصل سوم - رفتار سازه تحت بارها و نیروها / ۱۴۳

در یک سازه با خصوصیات مشابه این ساختمان، می توان از برش های طبقه بدست آمده در ستون ۷ جداول استفاده کرد. هرچه که سازه پیچیده تر باشد، به محاسبات بیشتری جهت توزیع نیروها در ارتفاع طبقه نیاز است.

وقتی همه ضرایب F_x تعیین شد، آنگاه می توان نیروهای طراحی دیوارهای برشی را محاسبه نمود.

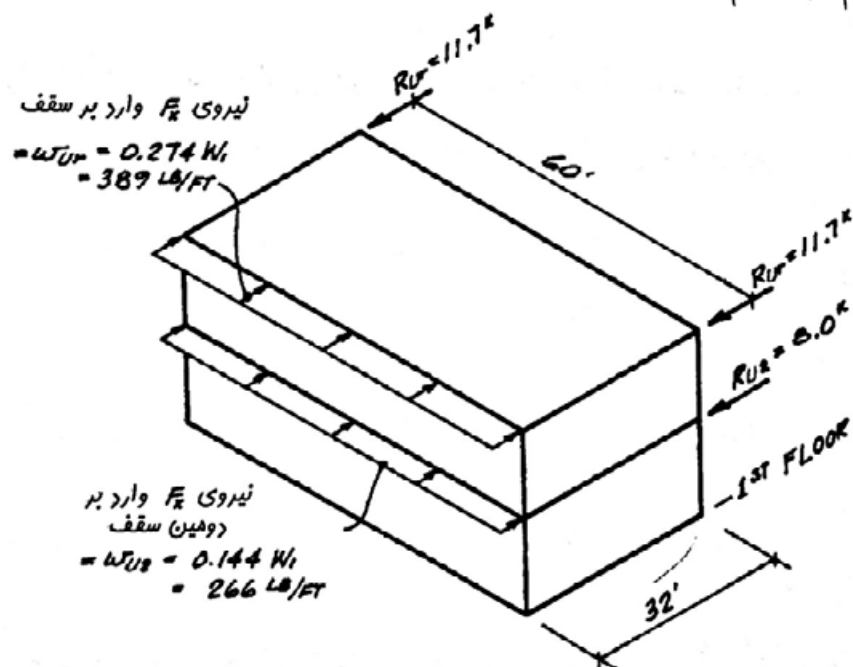
محاسبه نیروهای یکنواخت وارد بر دیافراگم با استفاده از ضرایب طبقه F_x برای طراحی دیوار برشی، از نیروهای وارد بر دیافراگم ها، که بر اساس ضریب نیروی F_x بدست آمده اند استفاده می شوند.

نیروهای یکنواخت وارد بر دیافراگم ها برای محاسبه نیروهای وارد بر دیوار برشی (با استفاده از روشی که در بخش های بعدی این مثال توضیح داده می شود) بکار برده می شوند.

بار وارد بر دیافراگم بام:

باری که به دیافراگم سقف وارد می شود برای طراحی دیوارهای برشی استفاده می شود. عکس العمل دیافراگم سقف را بصورت زیر محاسبه می کنیم:

بار دیافراگم طبقه دوم:



شکل b ۱۳-۳ نیروهای زلزله وارد بر دیافراگم سقف w_{ur} و دیافراگم طبقه دوم w_{u2} برای طراحی اعضای قائم در سیستم باربر جانبی LFRS. نیروهای متمرکز بر روی دیوار برشی عکس العمل دیافراگم ها هستند.

$$w_{ur} = 0.274(1420) = 389 \text{ lb/ft}$$

$$R_{ur} = \frac{w_{ur} L}{2} = \frac{389(60)}{2} = 11.7 \text{ k}$$

بار دیافراگم طبقه دوم: نیروی یکنواخت وارد بر دیافراگم طبقه دوم نیز با استفاده از نیروی F_x ستون ۶ جدول نیروی زلزله بدست می‌آید.

$$w_{u2} = 0.144 W_1 = 0.144(1844) \\ = 266 \text{ lb/ft}$$

عکس‌العمل دیافراگم طبقه دوم بر روی دیوار برشی برابر است با:

$$R_{u2} = \frac{w_{u2} L}{2} = \frac{266(60)}{2} = 8.0 \text{ k}$$

مقایسه با بار باد

برای اینکه بتوانیم تشخیص دهیم که کدامیک از نیروهای زلزله یا باد برای طراحی دیوار برش مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید نیروهای یکنواخت زلزله (w_{u2} ، w_{ur}) با نیروهای یکنواخت باد که در ابتدا این مثال محاسبه شدند، مقایسه شوند. نیروهای یکنواخت باد که بر دیافراگم‌های طبقه دوم و بام وارد می‌شوند برابرند با:

$$w_r = 72 \text{ lb/ft}$$

$$w_2 = 97 \text{ lb/ft}$$

نیروهای زلزله باید در ضریب فراوانی ρ ضرب و بر عدد 1.4 تقسیم شوند. محاسبه ضریب ρ در ابتدای این مثال انجام شد. این ضریب برابر با یک بدست آمد. بنابراین نیروی زلزله در سطح تنش مجاز عبارتست از:

$$w_r = w_{ur} \rho / 1.4$$

$$= 389(1.0) / 1.4$$

$$= 287 \text{ lb/ft} > 72 \text{ lb/ft}$$

$$w_2 = w_{u2} \rho / 1.4$$

$$= 266(1.0) / 1.4$$

$$= 190 \text{ lb/ft} < 97 \text{ lb/ft}$$

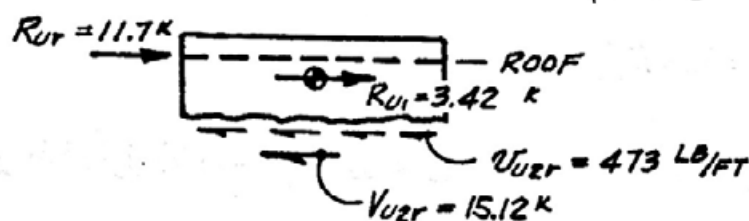
برای هر دو تراز طبقه دوم و بام، نیروهای زلزله به طور قابل توجهی بزرگتر از نیروهای باد هستند. بنابراین دیوارهای برشی را باید بوسیله نیروهای زلزله طراحی کرد، زیرا واضح است که نیروهای باد نمی‌توانند برش و لنگر واژگونی بیشتری ایجاد کنند. خواننده باید توجه داشته باشد که هنگامی که

نیروهای باد از $\frac{3}{4}$ نیروهای زلزله بیشتر باشد، باید هر دو نیرو را در طراحی دیوار برش بکار برد، زیرا نیروهای باد می‌توانند در کنترل واژگونی اثر بیشتری داشته باشند.

برش در وسط دیوارهای طبقه دوم (با استفاده از نیروهای دیوار برشی طبقه F_x)
دو روش برای محاسبه برش در دیوار برشی معرفی شدند. در اولین روش از توزیع نیروهای وارد بر دیافراگم افقی برای محاسبه نیروهای دیوار برشی استفاده می‌شود. روش اول را می‌توان برای ساختمان‌های پیچیده نیز استفاده کرد. معمولاً روش دوم را برای سازه‌های ساده‌ای که نیروی زلزله وارد بر دیوارهای برشی آنها به سادگی قابل محاسبه اند، بکار می‌برند.

روش اول

برای دیوار برشی بین طبقه دوم و بام، دیاگرام آزاد دیوار شامل دو نیروی زلزله می‌شود. شکل ۳-۱۳c مشاهده شود. یکی از نیروها مربوط به عکس‌العمل دیافراگم بام (از شکل ۳-۱۳b) و دیگری مربوط به نیروی اینرسی ناشی از جرم نیمه بالایی دیوار است.



شکل ۳-۱۳c دیاگرام آزاد دیوار برشی بین طبقه دوم و بام که از وسط برش داده شده است.

نیروهای نیمه بالایی دیوار برشی:

نیروی زلزله ای که بوسیله نیمه بالایی دیوار برشی تولید می‌شود با نماد R_{U1} نشان داده می‌شود. این نیرو از ضرب بار مرده دیوار در نیروی F_x مربوط به تراز بام بدست می‌آید.

$$R_{U1} = 0.274 w_u = 0.274 \left[(60 \text{ psf}) \left(\frac{9}{2} + 2 \right) (32 \text{ ft}) \right]$$

$$= 3.42 \text{ k}$$

برش داخلی بین بام و طبقه دوم با نماد V_{U2r} نشان داده می‌شود. این نیرو از جمع برداری نیروها در جهت X بدست می‌آید.

$$V_{u2r} = R_{ur} + R_{u1} = 11.7 + 3.42 = 15.12 \text{ k}$$

برش واحد دیوار عبارتست از:

$$V_{u2r} = \frac{V_{u2r}}{b} = \frac{15120}{32} = 473 \text{ lb/ft}$$

روش دوم
برای این ساختمان مستطیلی ساده با دو دیوار برشی عرضی مساوی، برش در یک دیوار را می‌توان

برابر با نصف کل برش طبقه که در ستون ۷ جدول بیان شده است، در نظر گرفت.

$$V_{u2r} = \frac{1}{2} V_{u2r} = \text{برش دیوار برشی}$$

$$= \frac{1}{2}(30.3) = 15.15k$$

برای ساختمان‌های پیچیده تر، باید از روش اول برای محاسبه نیروی برشی دیوارهای برشی استفاده کرد.

اصلاحات نیروی زلزله

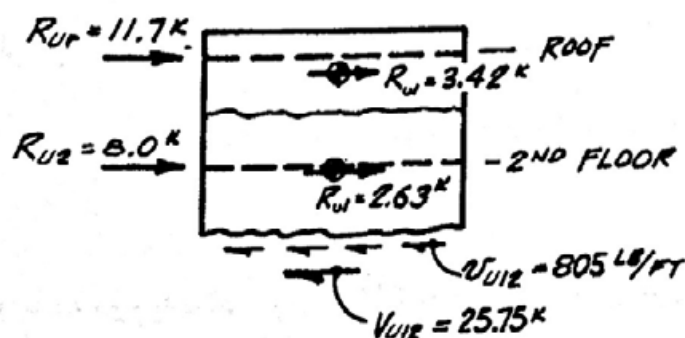
آخرین مرحله که برای تعیین نیروی زلزله وارد بر اعضای سیستم بار جانبی انجام می‌گیرد، ضرب ρ و استفاده از ترکیبات بارگذاری تنش مجاز می‌باشد:

$$v_u = E = \rho E_h = 1.00(473) = 473 \text{ lb/ft}$$

$$v = E/1.4 = 473/1.4 = 338 \text{ lb/ft}$$

برش در وسط دیوارهای طبقه اول (با استفاده از نیروهای برش طبقه F_x)
روش اول

برشی که در دیوارهای بین طبقه اول و دوم ایجاد می‌شود، از دیاگرام آزاد شکل ۳-۱۳d بدست می‌آید. دو نیروی بالایی از شکل ۳-۱۳c بدست آمده اند. بار R_{u2} عکس‌العمل دیافراگم طبقه دوم است، (شکل ۳-۱۳b). نیروی حاصل از جرم دیوار برشی طبقه دوم با R_{u1} نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۳d دیاگرام آزاد دیوار برشی بین طبقه اول و طبقه دوم که از وسط بریده شده است.

نیرویی که از جرم دیوار طبقه دوم ناشی می‌شود:

برای محاسبه نیروی R_{u1} مربوط به بخش میانی دیوار از ضرب طبقه F_x در تراز طبقه دوم استفاده می‌شود.

$$R_{u1} = 0.144 w_u = 0.144 \left[(60 \text{ psf}) \left(\frac{9}{2} + \frac{10}{2} \right) (32 \text{ ft}) \right]$$

$$= 2.63 k$$

برش بین طبقه اول و دوم با V_{u12} نشان داده می‌شود. این نیرو از جمع نیروها در جهت X بدست می‌آید (شکل ۱۳d-۳).

$$\sum F_x = 0$$

$$V_{u12} = R_{ur} + R_{u1} + R_{u2} + R_{u1}$$

$$= 11.7 + 3.42 + 8.0 + 2.63$$

$$= 25.75 k$$

برش واحد در دیوار بین طبقه اول و دوم

$$v_{u12} = \frac{V_{u12}}{b} = \frac{25750}{32} = 805 \text{ lb/ft}$$

روش دوم

همانطور که قبلاً بیان شد، برای یک ساختمان مستطیلی ساده با دیوارهای خارجی با طول برابر، برش کل وارد به دیوار را می‌توان برابر نصف برش طبقه در نظر گرفت.

$$V_{u12} = \frac{1}{2} (V_{u2r} \text{ برش طبقه})$$

$$= \frac{1}{2} (51.5) = 25.7 k$$

اصلاحات نیروی زلزله

دو مرحله آخر در تعیین نیروی زلزله ضرب ضریب ρ و تقسیم نیروها بر عدد ۱.۴ برای تبدیل کردن آنها به سطح تنش مجاز می‌باشد.

$$v_u = E = \rho E_h = 1.0 (805) = 805 \text{ lb/ft}$$

$$v = E / 1.4 = 805 / 1.4 = 575 \text{ lb/ft}$$

تحلیل بالا مربوط به نیروهای جانبی در جهت عرضی بود، برای نیروهای جانبی در جهت طولی نیز می‌توان از تحلیل مشابهی استفاده نمود.

محاسبات نیروی زلزله که در مثال ۱۰-۳ انجام گرفته بود را ادامه می‌دهند. در مثال ۱۰-۳ نیروهای زلزله که برای طراحی نیروهای برشی مورد استفاده قرار می‌گیرند محاسبه شدند. در این مثال برش‌های واحد دیوارهای برشی براساس نیروهای زلزله F_x که بحرانی تر از نیروهای باد بودند محاسبه شدند.

مثال ۱۱-۳ به محاسبه نیروهای طراحی دیافراگم‌ها متمرکز می‌شود. این نیروها با استفاده از نیروی (دیافراگم) طبقه F_{px} و محاسبه برش واحد دیافراگم‌ها که در اثر نیروی زلزله ایجاد می‌شود و مقایسه این برش‌های واحد با برش واحد ناشی از باد بدست می‌آید. بعلت اینکه ساختمان این مثال شامل ترکیبی از دیوارهای بنایی و دیافراگم شکل پذیر چوبی است، باید از مقدار ضریب رفتار R کمتری برای محاسبه نیروهای دیافراگم نسبت به نیروهای دیوارهای برشی استفاده شود.

مثال ۱۱-۳ محاسبه نیروهای جانبی ساختمان دو طبقه، نیروهای دیافراگم‌ها

نیروهای زلزله و باد را برای دیافراگم‌های ساختمان دو طبقه اداری مثال ۱۰-۳ بدست آورید. برش‌های واحد در بام و طبقه دوم دیافراگم‌های افقی را بدست آورید. تمامی معیارهای زلزله و باد همان معیارهای مثال ۱۰-۳ هستند.

ضرایب (دیافراگم) طبقه F_{px}

ضرایب طبقه F_{px} برای محاسبه نیروهای F_{px} جهت طراحی دیافراگم‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. آیین‌نامه الزام می‌دارد که برای محاسبه نیروهای طراحی دیافراگم‌ها، در سازه‌های با دیوار برشی بنایی یا بتنی و دیافراگم‌ها چوبی از ضریب R کوچکتری استفاده شود. بنابراین مقدار $R = 4.5$ در مثال ۱۰-۳ به $R = 4.0$ در مثال ۱۱-۳ کاهش می‌یابد. به همین علت، برش پایه V و نیروی طبقه F_x باید مجدداً محاسبه شوند تا بتوان نیروی F_{px} را محاسبه کرد. از نماد V_{px} برای برش پایه مخصوص محاسبه نیروی F_{px} استفاده می‌شود:

$$V_{px} = \frac{C_v I}{RT} \leq \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

برای کنترل اینکه کدامیک از روابط برش پایه کنترل کننده اند، روابط را مساوی هم قرار داده و مقدار T_s را بدست می‌آوریم (شکل ۱۸-۲ ملاحظه شود).

$$\frac{C_v I}{RT_s} = \frac{2.5 C_a I}{R}$$

$$T_s = \frac{C_v}{2.5 C_a} = 0.600 \text{ sec}$$

توجه داشته باشید که مقدار T_s محاسبه شده، دقیقاً برابر مقداری است که بوسیله برش پایه ساختمان محاسبه شد. این امر به این علت است که مقدار R در هر دو معادله برش پایه وجود دارد، در نتیجه از دو طرف معادله ساده می‌شود و تاثیری در مقدار T_s نمی‌گذارد. لذا مجدداً معادله برش پایه C_a برای تعیین نیروی طراحی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد. بنابراین برش پایه جهت محاسبه نیروی F_{px} عبارتند از:

$$V_{px} = \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

$$= \frac{2.5(0.36)1.0}{4.0} W$$

$$= 0.225 W$$

این مقدار با مقداری که در جدول مثال ۳-۵ برای ساختمان‌های متداول ارائه شده بود، مطابقت دارد.

جدول زلزله

در مثال ۳-۱۰ بیان شد که محاسبات نیروی زلزله برای ساختمان‌های چندطبقه را می‌توان در یک جدول خلاصه نمود. در مثال ۳-۱۰ جدول نیروی (دیوار برشی) طبقه F_x تهیه و سپس مورد بحث قرار گرفت. در مثال ۳-۱۱ محاسبه نیروی زلزله بر اساس جدول نیروی (دیافراگم) طبقه F_{px} انجام می‌گیرد.

| $R = 4.0$ جدول نیروی (دیافراگم) طبقه F_{px} | | | | | | |
|---|-----------------|--------------|-----------|-------------------------------|----------------------------|------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| طبقه | ارتفاع h_x | وزن W_x | $W_x h_x$ | نیروی طبقه $F_x = 0.0144$ | نیروی دیافراگم F_{px} | ضریب F_{px} |
| R | 19 | 110.2 | 2094 | $F_{px} = 33.9$ | 33.9 | 0.308 |
| 2 | 10 | 147.1 | 1471 | $F_{2R} = 23.8$ | 33.1 | 0.225 |
| 1 | 0 | | | | | |
| جمع | | 257.3 k | 3565 k-ft | $V = 0.225W = 57.7 \text{ k}$ | | |

دومین جدول زلزله برای سازه‌های با دیوار برشی چوبی کاربرد ندارد. برای اینگونه سازه‌ها، از یک R برای محاسبه تمامی نیروهای زلزله استفاده می‌شود. (مثلاً $R = 5.5$). در این وضعیت هر دو نیروی طبقه F_x و F_{px} را می‌توان در یک جدول محاسبه و خلاصه نمود.

ضرایب (دیافراگم) طبقه F_{px}

همانطور که در فصل ۲ بیان شد، رابطه F_{px} را می‌توان به صورت ضریب طبقه F_{px} ضربدر جرم مناسب در تراز x یعنی W_x نوشت:

$$F_{px} = (F_{px} \text{ ضریب طبقه}) W_x = \left(\frac{F_x + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} \right) W_x$$

محدوده‌ای که برای نیروی F_{px} توسط آیین‌نامه تعریف شده است، باید کنترل شود:

$$0.5 C_a w_x \langle F_{px} \rangle 1.0 C_a w_x$$

$$0.5(0.36)1.0 w_x \langle F_{px} \rangle 1.0(0.36)1.0 w_x$$

$$0.18 w_x \langle F_{px} \rangle 0.36 w_x$$

ضرایب طبقه برای نیروی F_{px} محاسبه و در ستون ششم جدول قرار داده شده اند. همچنین نیروی F_x که مجدداً محاسبه شده اند در ستون پنجم آمده است.

$$F_x = \left[\frac{(V - F_t) h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right] w_x = \left[\frac{(57.8 - 0) h_x}{3565} \right] w_x$$

$$= 0.0162 h_x w_x$$

$$F_r = (0.0162) h_r w_r = 0.0162 (19)(110.2) = 33.9 k$$

$$F_2 = (0.0162) h_2 w_r = 0.0162 (19)(110.2) = 23.8 k$$

توجه شود که این مقادیر F_x بزرگتر از مقادیر قبلی F_x می‌باشد. نسبت این نیروهای F_x به نیروهای F_x قبلی برابر $(\frac{4.5}{4.0})$ است. در تراز بام F_{px} با نماد F_{pr} و در تراز طبقه دوم با F_{p2} نشان داده می‌شود. همانطور که قبلاً شرح داده شد، در رابطه F_{px} نیروی F_t باید برابر صفر در نظر گرفته شود. جمع ترم‌های F_1 در صورت کسر برابر با جمع نیروهای F_x آن طبقه و طبقات بالای آن می‌باشد.

بام:

$$F_{pr} = \left(\frac{F_r}{w_r} \right) w_r = \left(\frac{33.9}{110.2} \right) w_r = 0.308 w_r$$

$$0.18 \langle 0.308 \rangle 0.36 \quad OK$$

طبقه دوم:

$$F_{p2} = \left(\frac{F_r + F_2}{w_r + w_2} \right) w_2 = \left(\frac{33.9 + 23.8}{110.2 + 147.1} \right) w_2 = 0.225 w_2$$

$$0.18 \langle 0.225 \rangle 0.36 \quad OK$$

ضرایب طبقه را برای نیروهای F_x و F_{px} در ستون پنجم جدول مثال ۱۰-۳ و ستون ششم جدول مثال ۱۱-۳ قرار می‌دهیم، باید چند نکته را مد نظر داشت:

۱- مقدار نیروی F_x و F_{px} مربوط به دیافراگم‌های بام، با هم برابرند و هنگامی که ضریب R برای دیافراگم‌ها و دیوارهای برشی یکسان باشد، نیروی F_x مربوط به دیوار برشی طبقه و نیروی F_x مربوط به دیافراگم طبقه نیز با هم برابرند.

۲- ماکزیمم ضریب طبقه (در تراز بام) از مقدار ضریب برش پایه بیشتر است.

۳- مینیمم ضریب طبقه F_x مربوط به دیوار برشی (در تراز طبقه دوم) کمتر از ضریب برش پایه است.

۴- مینیمم ضریب طبقه F_x مربوط به دیافراگم (در تراز طبقه دوم) برابر با مقدار ضریب برش پایه است.

این قوانین تنها به سازه‌های دو طبقه محدود نمی‌باشند و برای ساختمان‌های چند طبقه نیز صدق می‌کنند.

هنگامی که همه ضرایب طبقه F_{px} تعیین شدند، نیروهای مربوط به دیافراگم‌ها را می‌توان به طور جداگانه محاسبه نمود. این نیروها عبارتند از نیروی دیافراگم بام و نیروی طبقه دوم.

محاسبه برش در دیافراگم بام با استفاده از نیروی F_{px}

مقایسه نیروی زلزله F_{px} در تراز سقف با نیروی باد، برای یافتن نیروی بحرانی انجام می‌گیرد. نیروی یکنواخت زلزله، از ضرب ضریب طبقه نیروی F_{px} در تراز بام، وزن نوار 1ft بار مرده بام بدست می‌آید. وزن w در تراز بام در مثال ۱۰-۳ تعیین شده است.

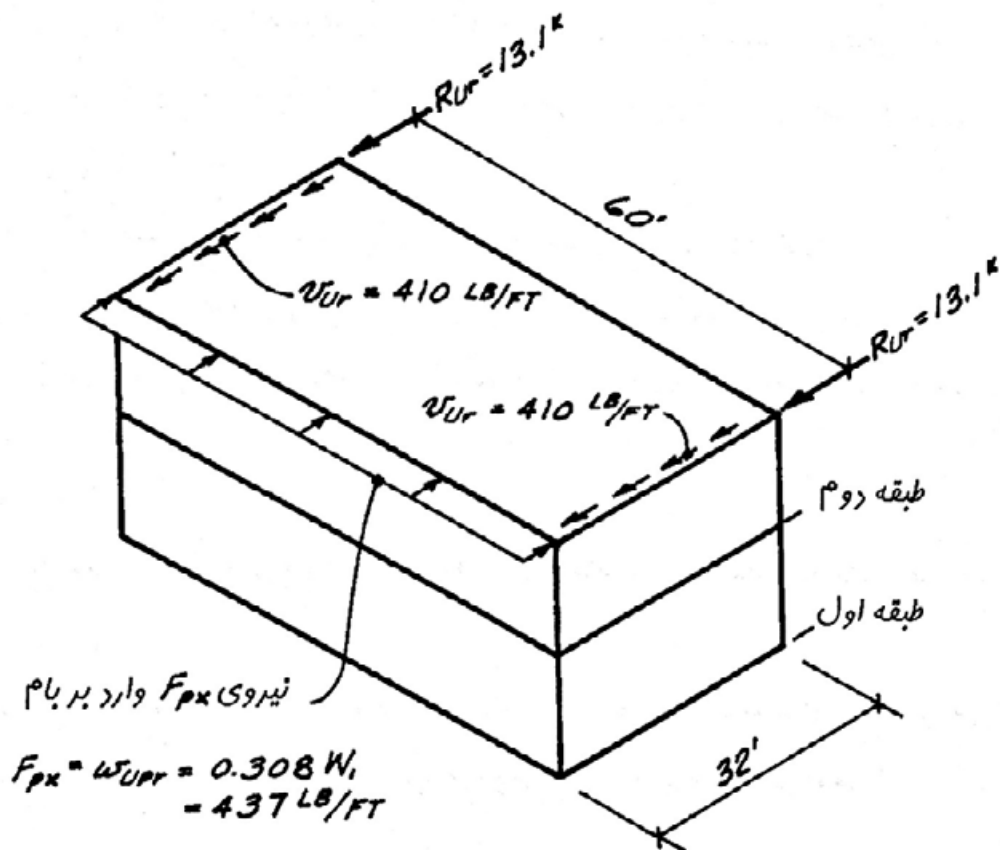
$$w_{upr} = 0.308 W_1 = 0.308(1420) = 437 \text{ lb/ft}$$

دیافراگم سقف مانند تیر دو سر ساده‌ای که بین دیوارهای برشی عرضی اتصال داده شده است عمل می‌کند. شکل ۱۴a-۳ مشاهده شود. برای یک تیر دو سر ساده برش ماکزیمم برابر عکس‌العمل تکیه گاه‌های تیر می‌باشد. برش واحد در دیافراگم سقف برابر کل برش در دیافراگم، تقسیم بر عرض دیافراگم می‌باشد.

$$V_{ur} = R_{ur} = \frac{w_{upr} L}{2} = \frac{437(60)}{2} = 13100$$

$$v_{ur} = \frac{V_{ur}}{b} = \frac{13100}{32} = 410 \text{ lb/ft}$$

در فصل ۹ از این برش واحد جهت طراحی دیافراگم استفاده خواهد شد.



شکل ۳-۱۴a نیروی طراحی در سطح مقاومت نهایی برای دیافراگم بام (W_{upr}) و برش واحد متناظر در دیافراگم بام (W_{ur})

اصلاحات نیروی زلزله

دو مرحله پایانی تعیین نیروی زلزله برای یک عضو سیستم باربر جانبی، ضرب ρ و تقسیم نیرو بر عدد 1.4 برای تبدیل شدن به سطح تنش مجاز می‌باشد. ضریب فراوانی ρ در مثال ۳-۱۰ محاسبه شد. اصلاحات متناظر در برش واحد دیافراگم سقف عبارتند از:

$$v_{ur} = E = \rho E_h = 1.0(410) = 410 \text{ lb/ft}$$

$$v_r = E/1.4 = 410/1.4 = 293 \text{ lb/ft}$$

مسئله بسیار مهم اینست که طراح خود تشخیص دهد که آیا نیروهای اعضای بدست آمده احتیاج به اصلاح دارند یا خیر. به همین دلیل، اصلاحات نیروها در این کتاب معمولاً در پایان مسائل صورت گرفته است.

مقایسه با بار باد

برش واحد اصلاح شده دیافراگم را می‌توان با برش پایه متناظر با بار باد مقایسه نمود. این برش پایه بار باد در مثال ۳-۱۰ محاسبه شده است.

باد:

$$V_r = \frac{w_r L}{2} = \frac{72(60)}{2} = 2.16 k$$

$$v_r = \frac{V_r}{b} = \frac{2.16}{32} = 69 \text{ lb/ft}$$

$$69 \text{ lb/ft} < 239 \text{ lb/ft}$$

«نیروی زلزله کنترل کننده است.»

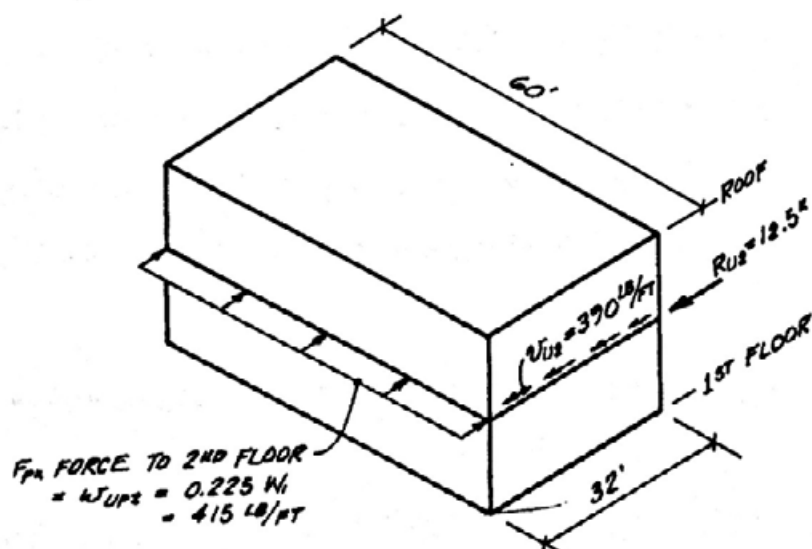
محاسبه برش دیافراگم طبقه دوم با استفاده از نیروی F_{px}
 دیافراگم مشابه دیافراگم بام آنالیز می شود. شکل ۱۴b-۳ مشاهده شود. نیروی زلزله از ضرب ضریب
 نیروی F_{px} در وزن نوار 1a بدست آورده می شود. وزن W_1 از مثال ۱۰-۳ آورده می شود.

$$w_{up2} = 0.225 W_1 = 0.225(1844) \\ = 415 \text{ lb/ft}$$

$$V_{u2} = R_{u2} = \frac{w_{up2} \cdot L}{2} = \frac{415(60)}{2} = 12.5 k$$

$$v_{u2} = \frac{V_{u2}}{b} = \frac{12500}{32} = 390 \text{ lb/ft}$$

این برش واحد ممکن است با اطلاعات فصل ۹ برای طراحی دیافراگم طبقه دوم مورد استفاده قرار
 گیرد.



شکل ۱۴b-۳ نیروی طراحی دیافراگم در تراز طبقه دوم w_{up2} و برش واحد متناظر در دیافراگم طبقه دوم v_{u2}

اصلاحات نیروی زلزله

در اینجا نیز مانند موارد قبلی باید دو اصلاح بر روی نیروهای زلزله ایجاد شود. اصلاح اول ضرب ρ و دیگری تقسیم بر عدد 1.4 برای تبدیل شدن نیروی زلزله به سطح تنش مجاز می‌باشد. اصلاحات متناظر برش واحد دیافراگم طبقه دوم عبارتند:

$$v_{u2} = E = \rho E_h = 1.0(390) = 390 \text{ lb/ft}$$

$$v_2 = E/1.4 = 390/1.4 = 279 \text{ lb/ft}$$

مقایسه با بار باد:

برش واحد اصلاح شده زلزله در دیافراگم طبقه دوم را می‌توان با برش واحد متناظر بار باد مقایسه نمود. این برش واحد بار باد در مثال ۱۰-۳ محاسبه شد:

باد:

$$V_2 = w_2 L/2 = 97(60)/2 = 2.91k$$

$$v_2 = V_2/b = 2.91/32 = 91 \text{ lb/ft}$$

$$91 \text{ lb/ft} < 279 \text{ lb/ft}$$

نیروی زلزله بحرانی تر است.

در این مثال تنش‌های برشی زلزله و باد با هم مقایسه شدند. در مثال ۱۰-۳ نیروهای زلزله و باد بوسیله نیروهای واحد W مقایسه شدند. هر دوی این روش‌ها درست هستند و می‌توانند در هر یک از این مثالها مورد استفاده قرار بگیرد.