

# اصول مهندسی زلزله

علیرضا قریبی



# فصل اول

مفاهیم مقدماتی مرتبط با رفتار  
سازه‌ها در زلزله



# معرفی انواع سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌ها

به‌طور کلی بارهای وارد بر یک سازه، شامل بارهای ثقلی و جانبی می‌باشند که باید در یک مسیر مطمئن، به شالوده و در نهایت به زمین انتقال پیدا کنند.

## کمی دقت

نمونه‌هایی از بارهای ثقلی و جانبی وارد بر سازه‌ها عبارتند از:

نمونه‌ای از بارهای ثقلی: بارهای ناشی از وزن اجزای سازه، کف‌سازی، وسایل و

تأسیسات موجود در سازه، بار برف، بار باران

نمونه‌ای از بارهای جانبی: بارهای ناشی از تأثیر زلزله، باد و فشار جانبی خاک

بارهای ثقلی عمدتاً به کف‌های یک سازه وارد می‌شوند و سپس از طریق کف و تیرهای متصل به آن، به سمت ستون‌ها و دیوارهای سازه منتقل شده و در نهایت به شالوده می‌رسند. اما موضوع مهم در طراحی مناسب سازه‌ها، نحوه انتقال بارهای جانبی در سازه می‌باشد.

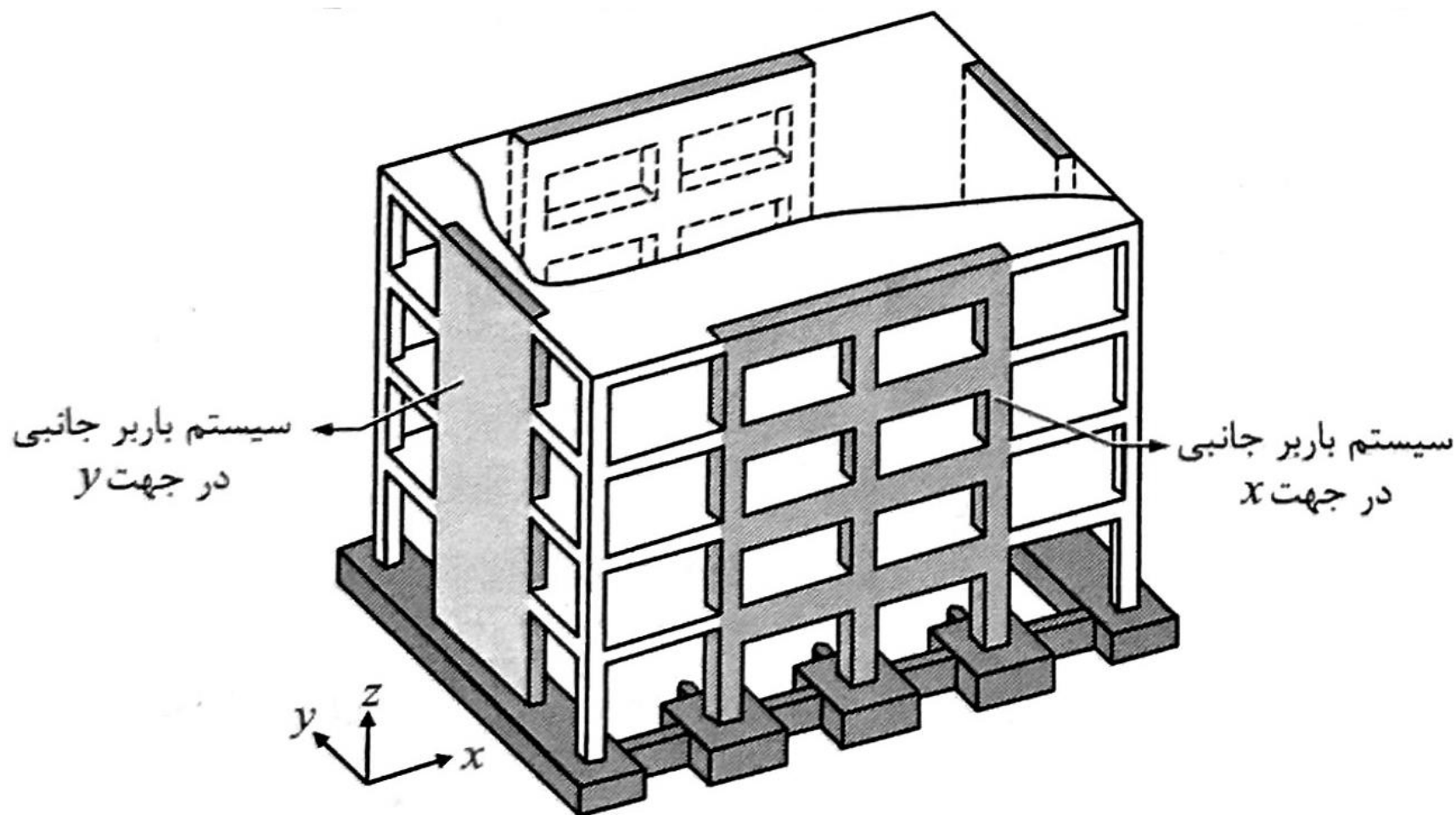


# معرفی انواع سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌ها

سیستم باربر جانبی، قسمتی از یک سازه است که وظیفه دارد در برابر بارهای جانبی مقاومت کرده و آنها را در یک مسیر پیوسته و ایمن به سمت شالوده و زمین هدایت کند. از طرفی به عنوان یک موضوع مهم باید دقت شود که عمده بارهای جانبی وارد بر یک سازه ناشی از اثر باد یا زلزله می‌باشند و این نیروها در تمام جهات جانبی می‌توانند بر سازه اثر کنند. با توجه به این موضوع، در طراحی سازه‌ها عنوان می‌شود که سازه باید بتواند در دو جهت عمود بر هم نیروهای جانبی را تحمل کند و به همین منظور باید در دو جهت متعامد، مجهز به سیستم باربر جانبی باشد که این موضوع را در شکل زیر مشاهده می‌کنید:



# معرفی انواع سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌ها



شکل ۱: ساختمان با سیستم باربر جانبی در دو جهت متعامد



# معرفی انواع سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌ها

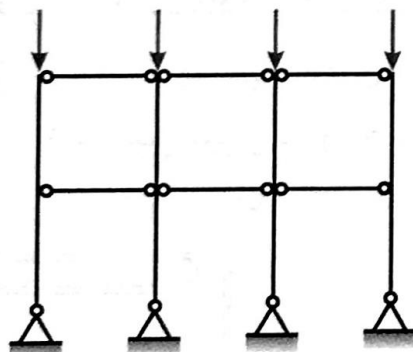
در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ که مبنای طراحی ساختمان‌ها در برابر اثرات نیروی زلزله است، سیستم‌های مختلفی به عنوان سیستم باربر جانبی برای سازه‌ها معرفی شده‌اند که در این قسمت قصد داریم معرفی کوتاهی از آنها داشته باشیم. سیستم‌های سازه‌ای معرفی شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ عبارتند از:



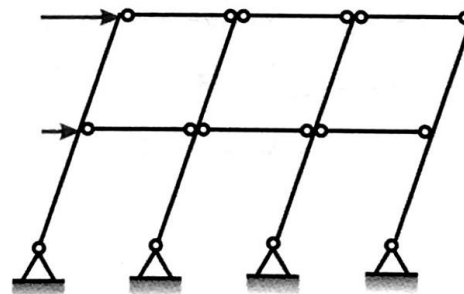


# سیستم قاب ساختمانی ساده با دیوارهای برشی

قاب شکل زیر را در نظر بگیرید که در یک حالت تحت بارهای ثقیلی و در حالت دیگر تحت بارهای جانبی قرار گرفته است:



قاب ساختمانی ساده تحت بارهای ثقیلی



قاب ساختمانی ساده تحت بارهای جانبی

شکل ۲: نحوه رفتار قاب ساختمانی ساده

در بحث تحلیل و طراحی سازه‌ها، این گونه قاب‌ها را **قاب ساختمانی ساده** می‌نامیم. قاب ساختمانی ساده عملاً بارهای ثقیلی (در راستای قائم) را به‌سادگی با کمک تیرها و ستون‌ها تحمل می‌کند، ولی توانایی تحمل بارهای جانبی را نداشته و در اثر اعمال بار جانبی ناپایدار می‌شود. برای تحمل بارهای جانبی به‌عنوان یک راهکار می‌توان از اعضای جدیدی مانند دیوارهای برشی در این سازه استفاده کرد.



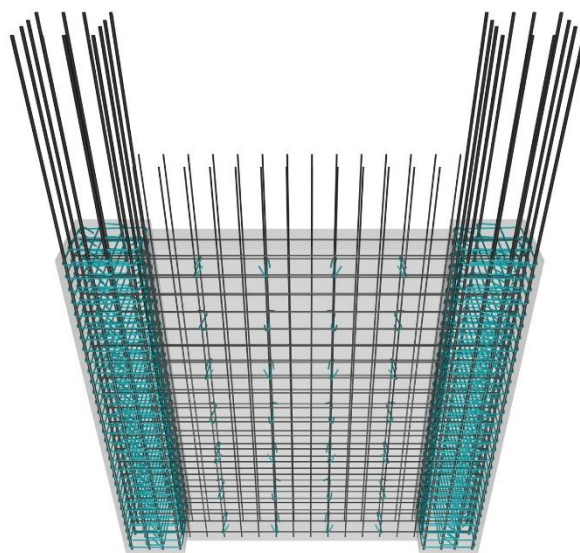
# سیستم قاب ساختمانی ساده با دیوارهای برشی

به‌طور کلی دیوارهای سازه‌ای در یک قاب ساختمانی ساده می‌توانند در هنگام وقوع زمین‌لرزه، تمام نیروی برشی ایجاد شده در طبقات ساختمان در اثر زلزله را تحمل کنند و از همین‌رو است که به آنها دیوارهای برشی گفته می‌شود. دیوارهای برشی معمولاً به یکی از دو نوع زیر می‌توانند در یک سازه اجرا شوند:

دیوار برشی بتن مسلح

دیوار برشی فولادی

سیستم دیوارهای برشی

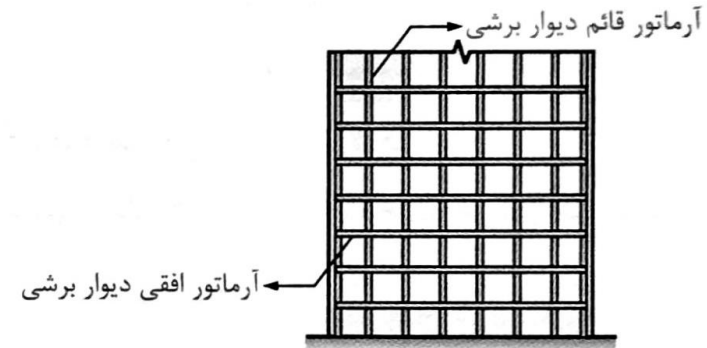
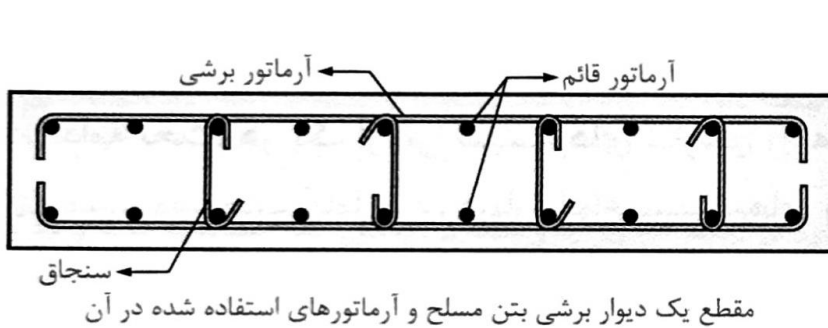


نحوه آرماتوربندی دیوار برشی بتن مسلح

۱ سیستم دیوار برشی بتن مسلح: در این سیستم، دیوارهای برشی در قاب‌های داخلی یا پیرامونی ساختمان قرار می‌گیرند. این دیوارها که معمولاً ضخامتی بین ۳۰ تا ۸۰ سانتی‌متر دارند، شامل دو گروه آرماتورگذاری اصلی از نوع قائم و افقی برای مسلح کردن بتن می‌باشند.



# سیستم قاب ساختمانی ساده با دیوارهای برشی



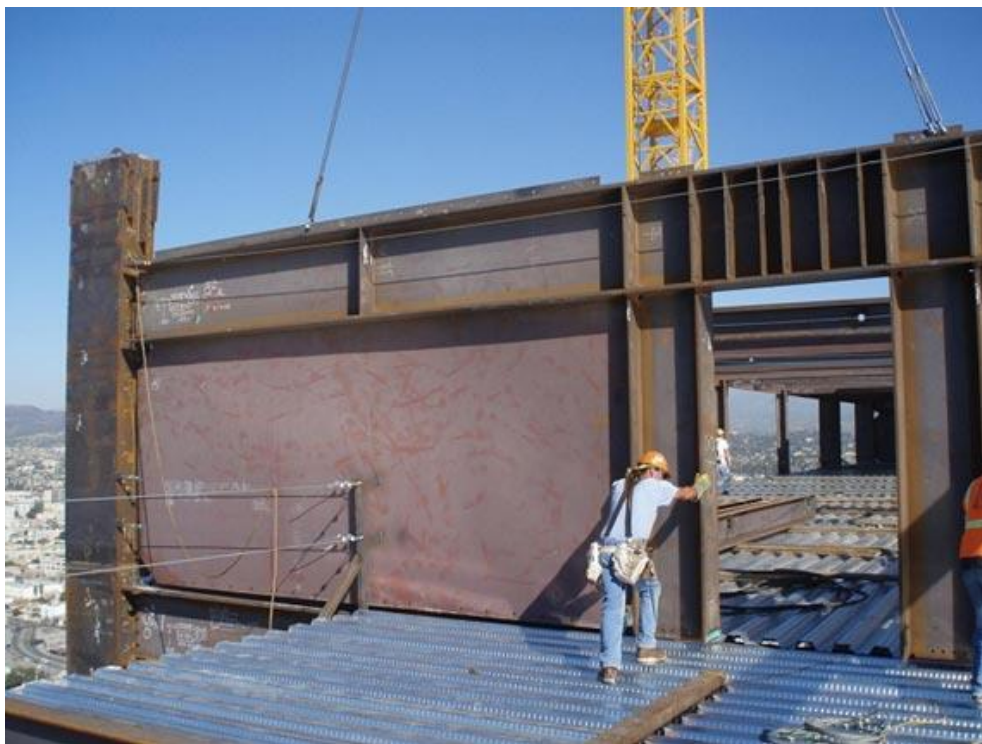
نمایی از آرماتورگذاری یک دیوار برشی بتن مسلح

شکل ۳: نحوه آرماتورگذاری دیوارهای برشی بتن مسلح به همراه جزئیاتی از آنها

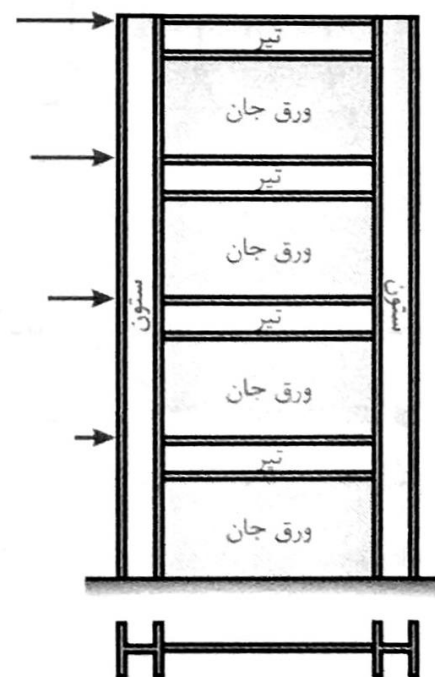
۲ در چند دهه اخیر، ایده استفاده از دیوارهای برشی فولادی در بسیاری از کشورهای پیشرفته مورد توجه قرار گرفته است. در این سیستم سازه‌ای، ورق‌های فولادی که معمولاً ضخامتی بین ۳ تا ۱۲ میلی‌متر دارند، در چشمه‌هایی از قاب بین تیر و ستون‌های فولادی قرار گرفته و دهانه‌ای مقاوم در برابر بارهای جانبی ایجاد می‌کنند. در شکل زیر، نحوه کاربرد دیوارهای برشی فولادی را مشاهده می‌کنید:



# سیستم قاب ساختمانی ساده با دیوارهای برشی



نحوه کاربرد دیوار برشی فولادی



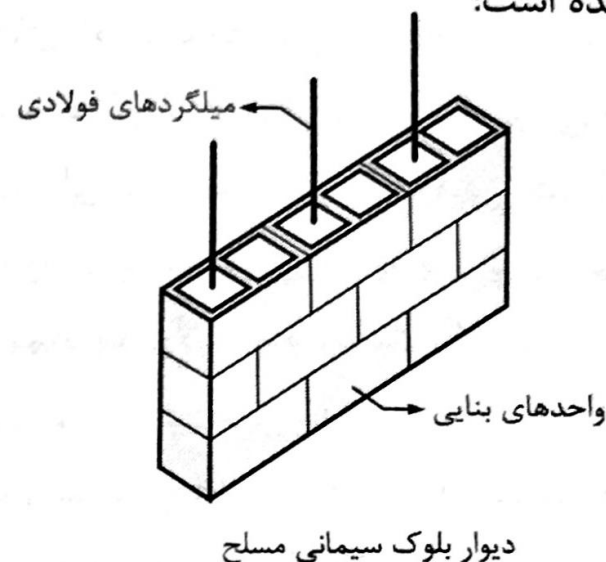
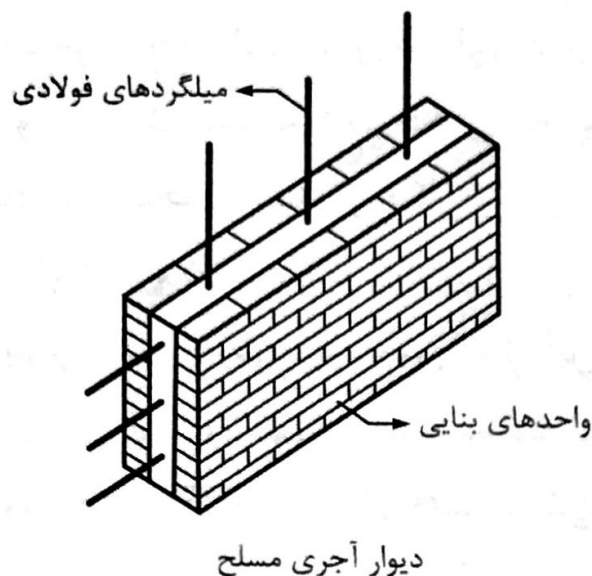
نمایی از یک دیوار برشی فولادی به همراه مقطع آن

شکل ۴: نحوه کاربرد دیوارهای برشی فولادی به همراه جزئیاتی از آنها



# سیستم قاب ساختمانی ساده با دیوارهای برشی

دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح شده، در سازه‌های بنایی استفاده می‌شوند که دو نمونه از آنها در شکل زیر نشان داده شده است:

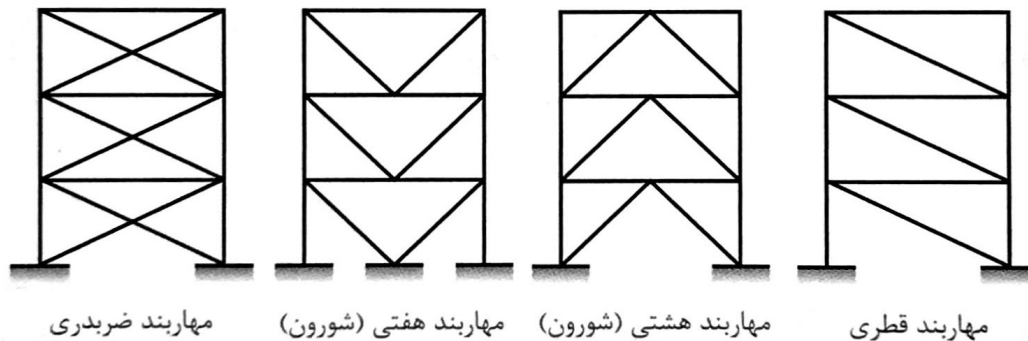


شکل ۵: دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح شده

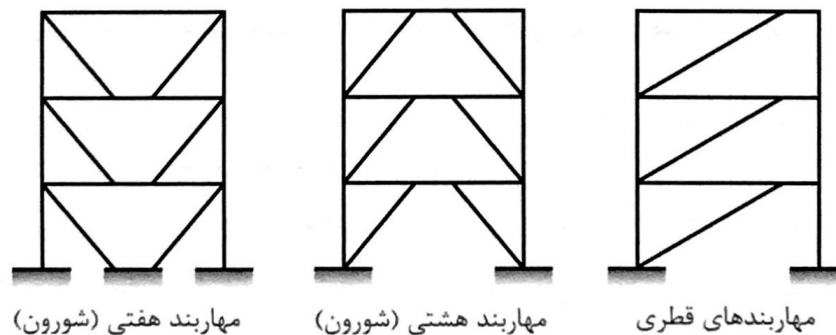


# سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای فولادی

در قاب‌های ساده ساختمانی که از مصالح فولادی ساخته می‌شوند، یکی از متداول‌ترین راه‌کارهایی که برای انتقال بار جانبی وارد بر سازه به فونداسیون به کار می‌رود، استفاده از مهاربند در قاب‌ها می‌باشد. به‌طور کلی مهاربندهای فولادی براساس محل تقاطع محور طولی مهاربند با محور طولی تیر (و یا ستون)، به دو دسته مهاربندهای همگرا و مهاربندهای واگرا تقسیم می‌شوند که در ادامه انواع آن را مشاهده می‌کنید:



شکل ۶: انواع مهاربندهای همگرای متداول

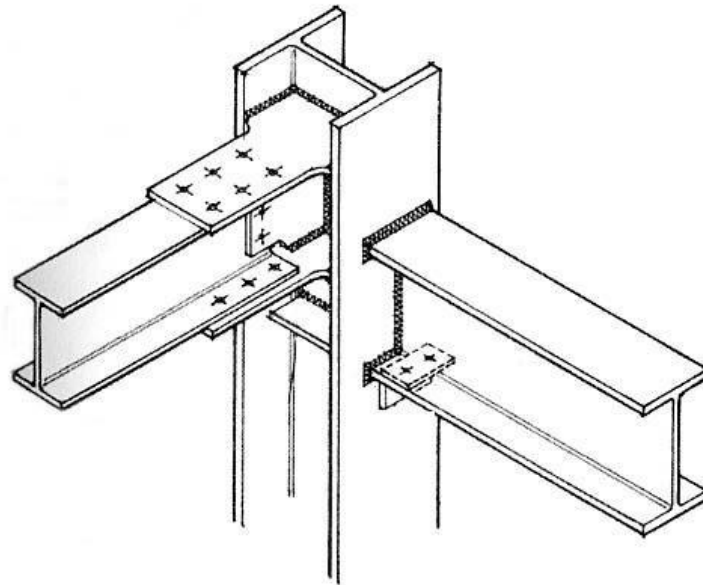


شکل ۷: انواع مهاربندهای واگرای متداول



## سیستم قاب خمشی

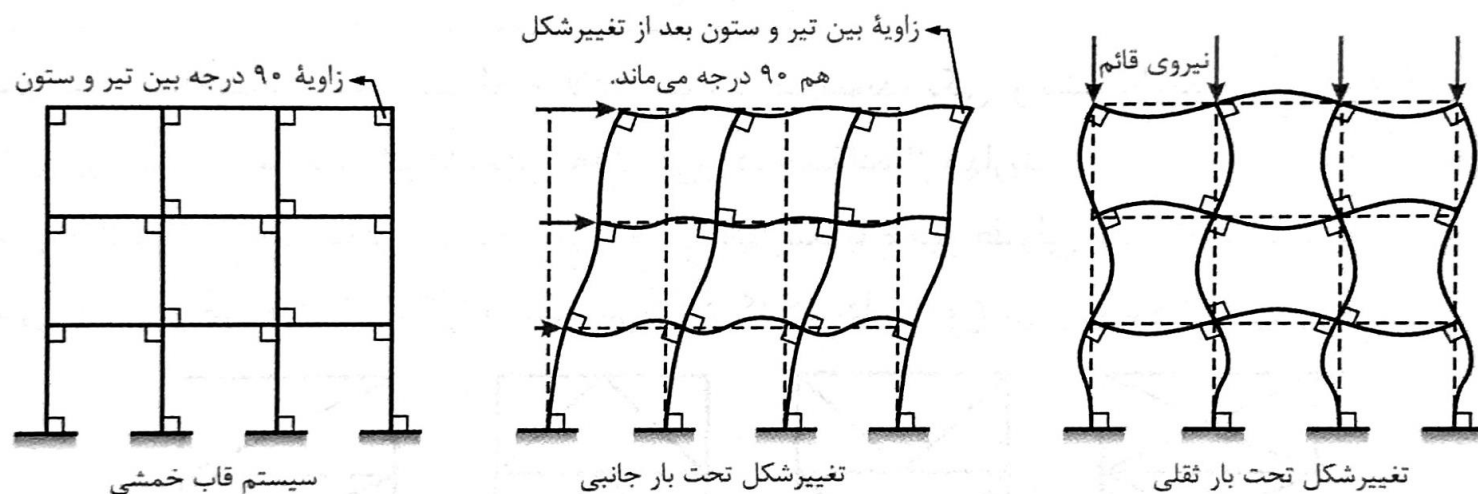
قاب‌های خمشی یکی از سیستم‌های رایج در سازه‌های فولادی و بتنی هستند که در آنها برای رفع مشکل قاب‌های ساختمانی ساده برای تحمل بارهای جانبی، به جای اتصالات مفصلی از اتصالات صلب تیر به ستون استفاده می‌شود. در یک سیستم قاب خمشی به دلیل استفاده نکردن از مهاربند یا دیوار برشی در قاب‌ها، فضای بین چشمه‌های قاب محدود نشده و امکان بسیار مناسبی برای ارائه طرح‌های دلخواه در اختیار مهندس معمار قرار می‌گیرد. البته باید دقت داشته باشید که جزئیات اجرایی سیستم‌های قاب خمشی غالباً بیشتر از سایر سیستم‌های باربر جانبی است و به همین دلیل این سیستم‌ها معمولاً هزینه ساخت بالاتری دارند.





## عملکرد قاب خمشی

ویژگی اصلی و متمایزکننده سیستم قاب خمشی با سایر سیستم‌های سازه‌ای، اتصال صلب تیر به ستون و همچنین ستون به فونداسیون می‌باشد که در نتیجه عملکرد این نوع از اتصالات، نیروهای جانبی ناشی از زلزله به صورت رفتار خمشی - برشی در ستون‌ها و تیرها تحمل می‌شوند. در شکل زیر مکانیزم تحمل بارهای ثقیلی و جانبی در قاب‌های خمشی را مشاهده می‌کنید:



شکل ۸: مکانیزم تحمل بارهای ثقیلی و جانبی در قاب‌های خمشی



# سیستم‌های دوگانه

سیستم‌های ساختمانی دوگانه (یا ترکیبی) در سازه‌های فولادی و بتنی، متشکل از قاب‌های خمشی به همراه دیوار برشی یا مهاربند می‌باشند. در این نوع از سیستم سازه‌ای، بارهای ثقلی عموماً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل شده و دیوار برشی یا قاب‌های مهاربندی شده عمده سختی و مقاومت جانبی سازه را در برابر بارهای جانبی ایجاد می‌کنند.

## عملکرد قاب‌های دوگانه

در سیستم‌های دوگانه، بارهای جانبی توسط عملکرد همزمان مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده به همراه مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تحمل می‌شوند. به بیان بهتر باید گفت که سهم هر یک از این دو مجموعه از کل نیروی برشی وارد بر یک طبقه از سازه، متناسب با سختی جانبی هر کدام از آنها می‌باشد و از آنجاکه سختی مجموعه اول (دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده) غالباً بیشتر از سختی مجموعه دوم (قاب‌های خمشی) است، مجموعه اول عمده سختی و جذب نیروی جانبی را در یک سیستم دوگانه بر عهده می‌گیرد.



## سیستم‌های با کاربرد خاص

سیستم‌های با کاربرد خاص، سیستم‌هایی هستند که محدودیت‌های اجرایی بیشتری نسبت به سیستم‌های سازه‌ای معمول دارند و به همین جهت غالباً در موارد خاصی استفاده می‌شوند. این سیستم‌ها در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به سه دسته قاب‌های سبک فولادی، دیوارهای بتن پاششی سه بعدی و سیستم کنسولی تقسیم‌بندی شده‌اند که در ادامه معرفی کوتاهی از آنها خواهیم داشت.



# سیستم‌های با کاربرد خاص

۱ سیستم قاب‌های سبک فولادی: سیستم قاب سبک فولادی یا اصطلاحاً سیستم  $LSF$ ، یکی از روش‌های صنعتی در ساخت و ساز سریع سازه‌ها می‌باشد که در سال‌های اخیر در کشور ما نیز جای خود را باز کرده است. در سازه‌های  $LSF$  از مقاطع فولادی سرد نورد شده با ضخامت کم (معمولاً بین ۱ تا ۳ میلی‌متر) استفاده می‌شود که توسط اتصالاتی پیچی به یکدیگر متصل می‌شوند. مزیت اصلی این سیستم نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ای، سرعت اجرای بالای آن است، به گونه‌ای که سرعت احداث یک ساختمان با سیستم  $LSF$  نسبت به یک سازه فولادی متداول به‌طور متوسط ۳ تا ۵ برابر بیشتر است و از طرف دیگر با کاهش ۳۰ تا ۴۰ درصدی مصرف فولاد، وزن سازه نیز می‌تواند کاهش یابد. از سوی دیگر و با توجه به محدودیت‌های سازه‌ای در سیستم‌های  $LSF$  باید گفت که کاربرد اصلی این نوع از سیستم‌ها عمدتاً در انبوه‌سازی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، دفاتر و ساختمان‌های تجاری کوچک و سالن‌های صنعتی یا ورزشی یک طبقه است و باید به این نکته دقت شود که این سیستم در همه سازه‌ها قابل استفاده نبوده و دارای محدودیت ارتفاع سازه می‌باشد. همچنین از نظر حداکثر بارهای ثقلی کف‌ها و دهانه‌های سقف نیز محدودیت‌هایی برای این سیستم وجود دارد.



# سیستم‌های با کاربرد خاص



شکل ۹: یک سازه در حال ساخت با سیستم LSF



## سیستم‌های با کاربرد خاص

۲ سیستم دیوارهای بتن پاششی سه بعدی: سیستم دیوارهای بتن پاششی سه بعدی، غالباً به صورت نیمه پیش ساخته اجرا شده و برای ساختمان‌های کوتاه تا ۳ طبقه کاربرد دارد. برای ساخت دیوارهای باربر جانبی در این سازه‌ها، روش‌های متفاوتی وجود دارد که براساس یکی از آنها که در ایران مرسوم است ابتدا در کارخانه، یک لایه پلی استایرن به ضخامت ۴ الی ۱۰ سانتی متر استفاده شده و در دو طرف آن، شبکه‌ای جوش شده از میلگردهای فولادی (میلگردهای ساده با قطر کم) نصب می شود. پس از حمل این پانل‌های پیش ساخته به کارگاه و نصب آنها در محل‌های موردنظر، دو سمت پانل‌ها توسط بتن ریزدانه، بتن پاشی می شود تا لایه‌ای از بتن مسلح به ضخامت ۴ تا ۷ سانتی متر در طرفین دیوار ایجاد شود.



## سیستم‌های با کاربرد خاص



از مزایای سیستم دیوارهای بتن پاشی سه بعدی، می‌توان به مواردی نظیر انعطاف‌پذیری پانل‌ها برای ایجاد شکل‌های مختلف دیوار و بازشو، کاهش زمان اجرای پروژه و آکوستیک بودن دیوارها اشاره کرد. دقت کنید که لایه پلی‌استایرن استفاده شده در پانل‌های این سیستم، علاوه بر نقش قالب‌بندی، در عایق کاری حرارتی، برودتی و صوتی نیز مؤثر است.

شکل ۱۰: نمونه‌ای از یک دیوار بتن پاشی سه بعدی (قبل از بتن پاشی)



## سیستم‌های با کاربرد خاص

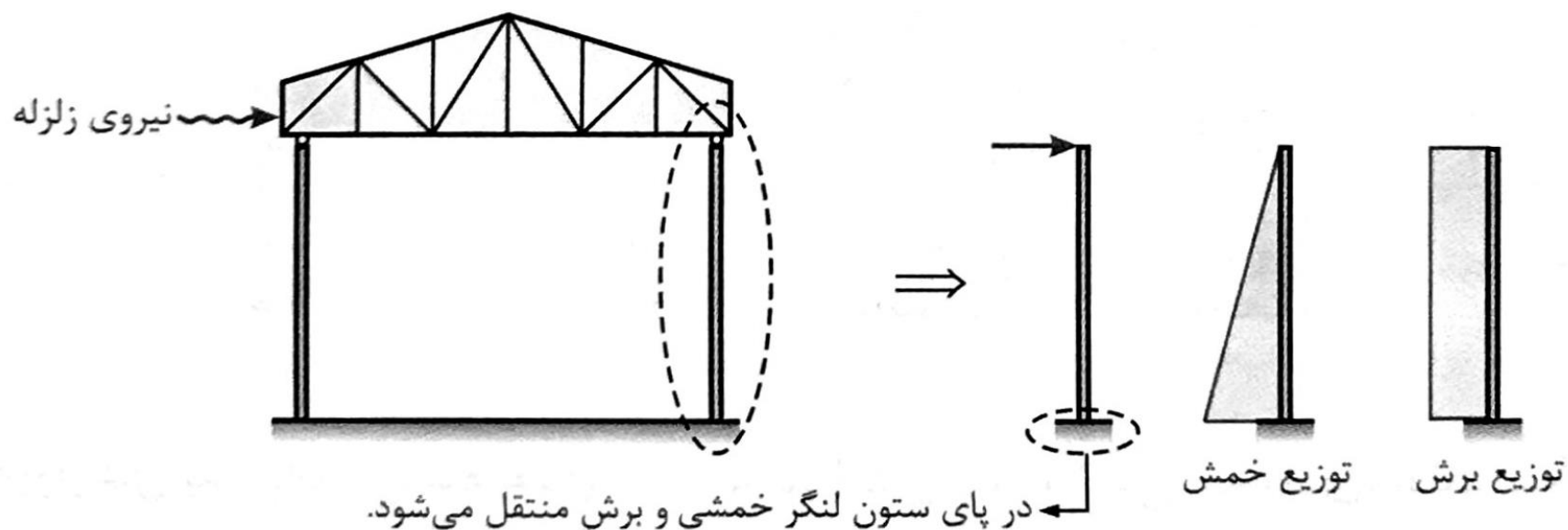
۳ سیستم کنسولی: شاید اولین تصویری که با شنیدن واژه کنسول به ذهن هر مهندس عمران می‌رسد، تصویر یک تیر طره است که در یک سمت دارای تکیه‌گاه گیردار و در سمت دیگر بدون تکیه‌گاه است. از طرفی باید گفت که ستون‌ها نیز می‌توانند مانند تیرها عملکردی طره‌ای داشته باشند، به‌طوری‌که این ستون‌ها در پای خود به‌صورت گیردار به فونداسیون متصل هستند و هیچگونه تیر و یا مهاربندی به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی در ارتفاع ستون به آن متصل نیست.

سازه‌های کنسولی با استفاده از این ایده طراحی می‌شوند و در آنها ستون‌ها عملکردی مشابه یک ستون طره دارند و به‌عنوان تنها عنصر باربر، بارهای جانبی ناشی از زلزله و باد را تحمل می‌کنند. به‌عبارت دیگر در این سیستم‌ها، نیروهای جانبی ناشی از زلزله مستقیماً از سقف به ستون منتقل می‌شود.

در شکل زیر، سازه‌ای را مشاهده می‌کنید که در آن از سیستم کنسولی برای مقابله با نیروهای جانبی استفاده شده است. دقت کنید که در این سازه، سقف خرابایی استفاده شده تنها عملکردی ثقلی دارد و نمی‌تواند به پایداری جانبی آن کمک کند.



# سیستم‌های با کاربرد خاص



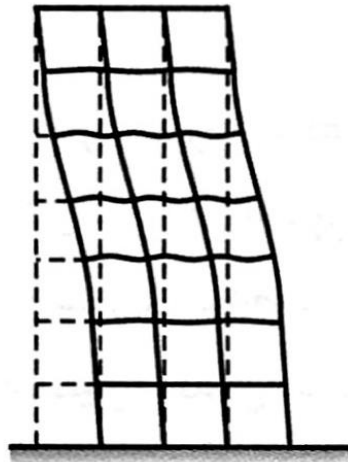
شکل ۱۱: مکانیزم عملکرد سیستم کنسولی در برابر بار جانبی



**مفاهیم مرتبط با رفتار لرزه‌ای سازه‌ها**



## مفاهیم جرم لرزه‌ای و مرکز جرم



سازه‌ی شکل مقابل که تحت اثر امواج زلزله قرار گرفته است را در نظر بگیرید:

امواج لرزه‌ای → )))))))

شکل ۱۲: سازه تحت نیروی زلزله

همان‌طور که در شکل بالا مشاهده می‌کنید، تکیه‌گاه سازه تحت تأثیر امواج زلزله جابه‌جا شده و بقیه سازه را نیز به دنبال خود می‌کشد. این موضوع سبب می‌شود تا سازه تحت تأثیر شتاب قرار بگیرد و طبق قانون دوم نیوتن، نیرویی در سازه ایجاد خواهد شد که مقدار آن از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F = ma = \left(\frac{W}{g}\right) \times a$$



## مفاهیم جرم لرزه‌ای و مرکز جرم

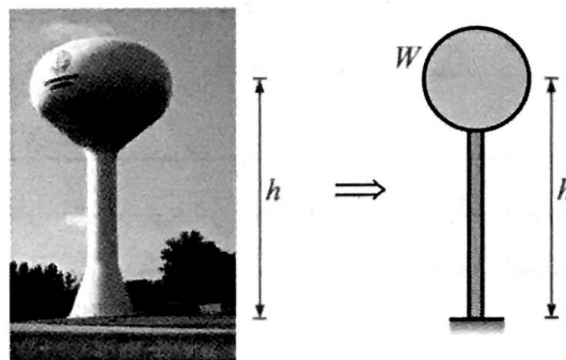
در این رابطه،  $a$  شتاب ایجاد شده در ساختمان در اثر زلزله،  $m$  جرم سازه و  $W$  وزن سازه است. از این تحلیل ساده می‌توان دریافت که هر چقدر مقدار جرم (یا وزن سازه) افزایش یابد، نیرویی که در اثر زلزله به سازه وارد می‌شود نیز افزایش خواهد یافت.

براساس علم مهندسی زلزله، اصولاً برای نشان دادن جرم یک سازه در هنگام تحلیل، از روش‌های ساده شده‌ای به‌صورت زیر استفاده می‌شود:

۱- مدل جرم متمرکز: در این روش از مدل‌سازی فرض می‌کنیم که جرم سازه در محل‌های محدودی متمرکز شده است. به‌عنوان مثال در یک مخزن آب مطابق شکل زیر، بیشتر جرم در بالای آن متمرکز شده و در نتیجه می‌توان این سازه را مشابه شکل نشان داده شده ساده‌سازی کرد:

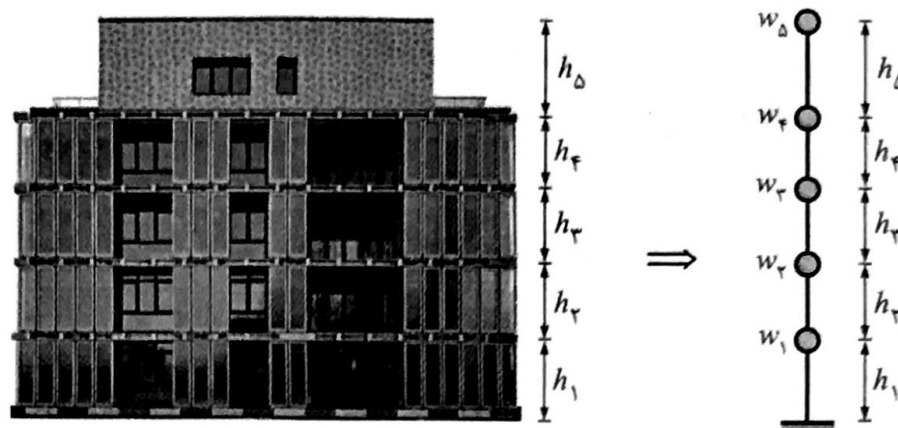


# مفاهیم جرم لرزه‌ای و مرکز جرم



شکل ۱۳: مدل‌سازی جرم متمرکز یک مخزن آب

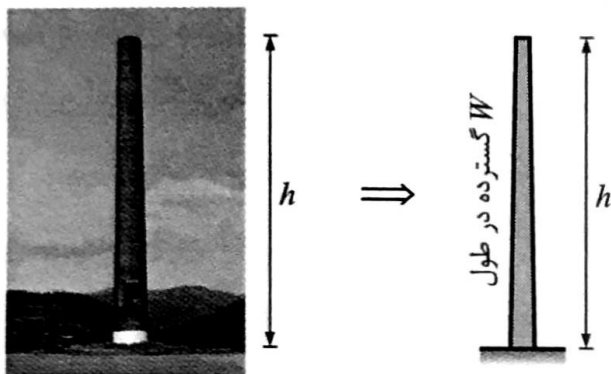
به‌عنوان مثال دیگر، در ساختمان‌های متداول درصد بالایی از جرم سازه ناشی از وزن کف طبقات بوده و می‌توانیم این جرم را در تراز طبقات به‌صورت متمرکز در نظر بگیریم. برای درک بهتر این موضوع به شکل زیر توجه کنید:



شکل ۱۴: مدل‌سازی جرم متمرکز طبقات یک ساختمان



# مفاهیم جرم لرزه‌ای و مرکز جرم



شکل ۱۵: مدل‌سازی جرم پیوسته برای یک دودکش

۲- مدل جرم پیوسته: در بعضی از سازه‌ها نظیر دودکش‌های نیروگاهی یا سیلوی ذخیره گندم، جرم به صورت پیوسته در کل ارتفاع سازه توزیع شده و مدل‌سازی به صورت جرم متمرکز، چندان دقت بالایی ندارد. به همین دلیل مشابه شکل مقابل، این گونه از سازه‌ها را با روش جرم پیوسته مدل‌سازی می‌کنیم.



## وزن مؤثر لرزه‌ای (بند ۳-۳-۱-۱ و جدول ۳-۱)

در شروع این بخش بررسی کردیم که وزن یک سازه، نقش مهمی در مقدار نیروی زلزله ایجاد شده در آن دارد، حال ممکن است از خود بپرسید که منظور از وزن در محاسبات نیروی زلزله چیست؟ به‌طور کلی در محاسبات نیروی زلزله، از مفهومی به نام وزن لرزه‌ای استفاده می‌شود که در ادامه بحث به بررسی این موضوع می‌پردازیم. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، وزن مؤثر لرزه‌ای سازه شامل بار مرده، وزن تأسیسات ثابت و دیوارهای تقسیم‌کننده، همچنین درصدی از بار زنده تخفیف نیافته و بار برف بوده که به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$(۱) \quad \text{درصدی از بار زنده و برف} + \text{وزن تأسیسات ثابت و دیوارهای تقسیم‌کننده} + \text{بار مرده} = W : \text{وزن مؤثر لرزه‌ای}$$

توجه: درصدی از بار زنده و برف که به‌عنوان وزن مؤثر لرزه‌ای سازه در نظر گرفته می‌شود، بر حسب کاربری‌های گوناگون در سازه‌ها متفاوت بوده و با توجه به جدول زیر محاسبه می‌شود:

جدول ۱: درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

درصد بار زنده	محل بار زنده	
۲۰	بام ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	نحوه مشارکت بار برف
-	بام ساختمان‌ها در سایر مناطق	
۲۰	ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	نحوه مشارکت بار زنده
۲۰	بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	
حداقل ۴۰	کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	
۱۰۰	مخازن آب و یا سایر مایعات	



## وزن مؤثر لرزه‌ای (بند ۳-۳-۱-۱ و جدول ۳-۱)

لازم است که مهندسين عزيز در محاسبات وزن لرزه‌ای، به سه موضوع زیر توجه داشته باشند:

**موضوع اول:** در کارهای حرفه‌ای مهندسی معمولاً برای محاسبه وزن لرزه‌ای در بام، به دلیل احتمال کم حضور همزمان بار برف و بار زنده حداکثر، آنها را به‌طور همزمان در نظر نگرفته و مقدار بیشینه بار برف و بار زنده ملاک محاسبات قرار می‌گیرد. البته دقت کنید که این موضوع به‌طور صریح از متن ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برداشت نشده و صرفاً یک قضاوت مهندسی می‌باشد.

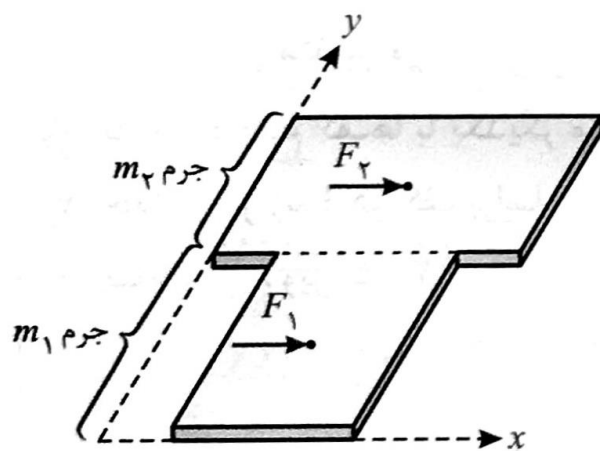
**موضوع دوم:** با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲)، وزن ناشی از تیغه‌بندی‌های داخلی ساختمان در اکثر موارد به‌عنوان بار زنده در نظر گرفته می‌شود و در نتیجه عده‌ای ممکن است اشتباه کنند که تنها باید درصدی از آنها در محاسبات وزن لرزه‌ای استفاده شود. این در حالی است که با توجه به متن ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، وزن تیغه‌بندی‌های داخل ساختمان حتماً باید به‌طور کامل در محاسبات وارد شود و آنها را در محاسبات وزن لرزه‌ای جزء بار زنده در نظر نمی‌گیریم.

**موضوع سوم:** مطابق ویرایش‌های مختلف مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در بسیاری از موارد امکان کم کردن بار زنده (تخفیف در بار زنده) برای طراحی وجود دارد. این در حالی است که با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در هنگام انجام محاسبات زلزله، از بار زنده به‌صورت تخفیف نیافته استفاده می‌شود که این موضوع در جهت ضریب اطمینان است.

● **دقت:** جرم مؤثر لرزه‌ای در واقع از تقسیم وزن مؤثر لرزه‌ای بر شتاب گرانش به‌دست می‌آید ( $m = \frac{W}{g}$ ).



# مرکز جرم



شکل ۱۶: مدل مفهومی برای یافتن مرکز جرم

شکل مقابل را به عنوان کف طبقه‌ای از یک سازه در نظر بگیرید که در هنگام زلزله، شتاب  $a$  در راستای  $x$  بر آن وارد شده است. در اثر این شتاب می‌توان گفت، هر قسمتی از طبقه که جرم  $m_1$  دارد نیروی  $F_1$  و هر قسمت دیگر که جرم  $m_2$  دارد نیروی  $F_2$  وارد می‌شود:

$$(۱) \quad F_1 = m_1 a$$

$$(۲) \quad F_2 = m_2 a$$

موضوع پراهمیت آن است که در مهندسی زلزله علاقه‌مندیم بدانیم که برآیند نیروهای وارد بر طبقه  $(F_1 + F_2)$  را در چه نقطه‌ای می‌توان در نظر گرفت؟ در جواب باید گفت، محلی که می‌توان برآیند نیروهای وارد بر جرم‌های طبقه را در آن در نظر گرفت، نقطه بسیار مهمی به نام مرکز جرم است. به سادگی ثابت می‌شود که برای تعیین مختصات مرکز جرم یک طبقه از سازه، می‌توان کف طبقه را به چند قسمت با توزیع جرم یکنواخت تقسیم کرده و سپس از روابط زیر استفاده نمود:

$$\left[ X_{CM} = \frac{\sum w_i x_i}{\sum w_i} \quad , \quad Y_{CM} = \frac{\sum w_i y_i}{\sum w_i} \right] \quad (۲)$$



# مرکز جرم

پارامترهای مورد استفاده در روابط صفحه قبل عبارتند از:

$X_{CM}$  و  $Y_{CM}$ : مختصات مرکز جرم

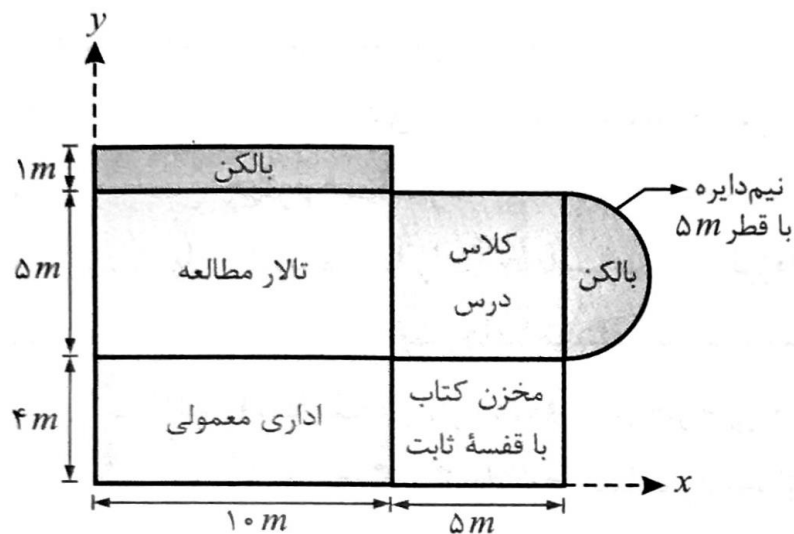
$w_i$ : وزن مؤثر لرزه‌ای هر قسمت از کف

$x_i$ : فاصله مرکز جرم (یا همان مرکز سطح) هر قسمت از کف تا محور  $y$

$y_i$ : فاصله مرکز جرم (یا همان مرکز سطح) هر قسمت از کف تا محور  $x$



# مرکز جرم



شکل ۱۷: پلان مورد بررسی در تمرین (۱)

تمرین ۱: پلان طبقه‌ای از یک ساختمان را به صورت شکل مقابل در نظر بگیرید. بار مرده کف به صورت گسترده یکنواخت برابر  $500 \text{ kgf/m}^2$  بوده و بار زنده کفها براساس نوع کاربری هر کدام تعیین می‌شود. با صرف نظر از بار مربوط به دیوارهای محیطی ساختمان و بار ناشی از تیغه‌بندی‌های داخلی، مختصات مرکز جرم این طبقه از ساختمان را مشخص کنید (ارتفاع مفید طبقه  $2/8$  متر می‌باشد، همچنین فرض کنید که از نظر کارفرما، درصد مشارکت بار زنده در مخزن کتاب، به اندازه ۶۰ درصد ظرفیت در حالت پر می‌باشد).

● **هله:** برای تعیین مختصات مرکز جرم باید در هر یک از قسمت‌های مختلف از کف ساختمان، بارهای وارد بر کف و محل مرکز جرم آن قسمت را مشخص کرده و سپس از روابط بیان شده در این قسمت استفاده کنیم. برای این منظور لازم است تا مراحل زیر به ترتیب در مورد این کفها انجام شود:

- ۱ بار مرده همه کفها با یکدیگر مساوی بوده و مقدار آن برابر  $500 \text{ kgf/m}^2$  می‌باشد.
- ۲ حداقل بار زنده هر کف براساس نوع کاربری آن و مطابق با جدول (۶-۵-۱) از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) به صورت زیر تعیین می‌شود:



## مرکز جرم

کاربری اداری معمولی  $\xrightarrow{\text{مورد ۱-۷}} L_0 = 215 \text{ kN/m}^2 = 250 \text{ kgf/m}^2$

کاربری تالار مطالعه  $\xrightarrow{\text{مورد ۲-۶}} L_0 = 3 \text{ kN/m}^2 = 300 \text{ kgf/m}^2$

$215 \text{ kN/m}^2$  به ازای هر متر ارتفاع قفسه و حداقل  $715 \text{ kN/m}^2$   $\xrightarrow{\text{مورد ۳-۶}}$  کاربری مخزن کتاب با قفسه ثابت

به صورت محافظه کارانه، ارتفاع قفسه برابر ارتفاع طبقه فرض شده است  $\rightarrow$

$\Rightarrow L_0 = 250 \times 218 \geq 750 \text{ kgf/m}^2 \Rightarrow L_0 = 750 \text{ kgf/m}^2$

کاربری کلاس درس  $\xrightarrow{\text{مورد ۱-۶}} L_0 = 215 \text{ kN/m}^2 = 250 \text{ kgf/m}^2$

کاربری بالکن (در کنار تالار مطالعه)  $\xrightarrow{\text{مورد ۶-۳}} L_0 = 115 \times 300 < 500 \Rightarrow L_0 = 450 \text{ kgf/m}^2$

کاربری بالکن (در کنار کلاس درس)  $\xrightarrow{\text{مورد ۶-۳}} L_0 = 115 \times 250 < 500 \Rightarrow L_0 = 375 \text{ kgf/m}^2$

دقت شود که بار زنده بالکن،  $1/5$  برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها می‌باشد و لازم نیست بیش از  $5 \text{ kN/m}^2$  ( $500 \text{ kgf/m}^2$ ) در نظر گرفته شود.



## مرکز جرم

۳ برای هر یک از قسمت‌های پلان می‌توان وزن مؤثر لرزه‌ای کف را با توجه به مقدار بار مرده و زنده و همچنین درصد مشارکت بار زنده در جدول (۱) این فصل به صورت زیر محاسبه کرد:

$$w_1 = (500 + 0.2 \times 250) \times (4 \times 10) = 22000 \text{ kgf}$$

کاربری اداری معمولی

$$w_2 = (500 + 0.2 \times 300) \times (5 \times 10) = 28000 \text{ kgf}$$

کاربری تالار مطالعه

$$w_3 = (500 + 0.6 \times 750) \times (5 \times 4) = 19000 \text{ kgf}$$

کاربری مخزن کتاب

براساس نیاز کارفرما

$$w_4 = (500 + 0.2 \times 250) \times (5 \times 5) = 13750 \text{ kgf}$$

کاربری کلاس درس

$$w_5 = (500 + 0.2 \times 450) \times (1 \times 10) = 5900 \text{ kgf}$$

کاربری بالکن (در کنار تالار مطالعه)

مشابه تالار مطالعه

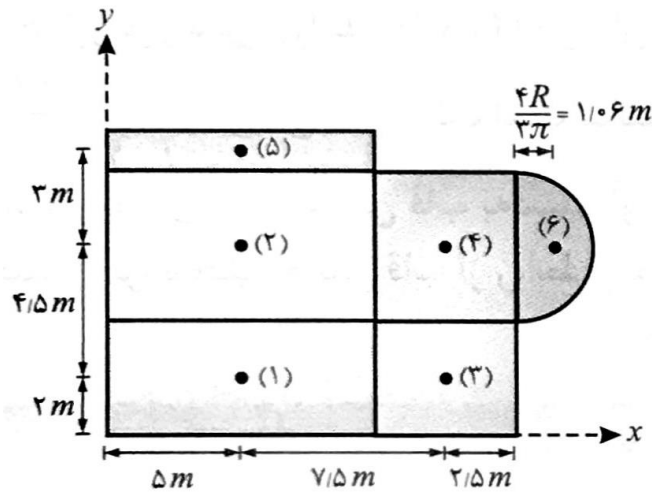
$$w_6 = (500 + 0.2 \times 375) \times \left( \frac{1}{4} \times \pi \times (2/5)^2 \right) = 5645 \text{ kgf}$$

کاربری بالکن (در کنار کلاس درس)

مشابه کلاس درس



# مرکز جرم



شکل ۱۸: تعیین محل مرکز جرم هر قسمت در پلان

۴ مختصات مرکز جرم (یا همان مرکز سطح) برای هر قسمت از کف طبقه باید با توجه به هندسه آن قسمت تعیین شود که در شکل مقابل نشان داده شده است:

$$\begin{aligned} x_1 &= 5 \text{ m} & y_1 &= 2 \text{ m} \\ x_2 &= 5 \text{ m} & y_2 &= 6.5 \text{ m} \\ x_3 &= 12.5 \text{ m} & y_3 &= 2 \text{ m} \\ x_4 &= 12.5 \text{ m} & y_4 &= 6.5 \text{ m} \\ x_5 &= 5 \text{ m} & y_5 &= 9.5 \text{ m} \\ x_6 &= 16.06 \text{ m} & y_6 &= 6.5 \text{ m} \end{aligned}$$

۵ در ادامه حل با استفاده از روابط ارائه شده، مختصات مرکز جرم این طبقه را محاسبه می‌کنیم:

$$X_{CM} = \frac{\sum w_i x_i}{\sum w_i}$$

$$X_{CM} = \frac{22000 \times 5 + 28000 \times 5 + 19000 \times 12.5 + 13750 \times 12.5 + 5900 \times 5 + 5645 \times 16.06}{22000 + 28000 + 19000 + 13750 + 5900 + 5645} = 8.27 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum w_i y_i}{\sum w_i}$$

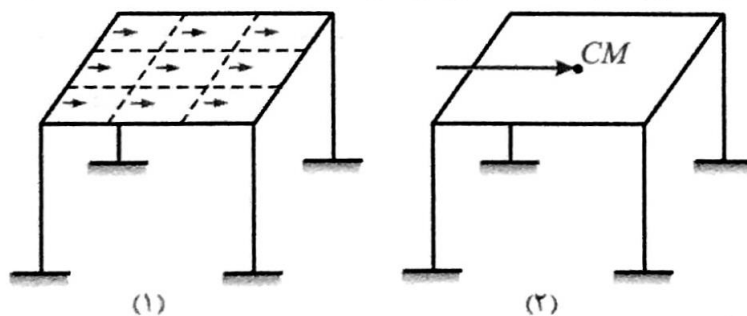
$$Y_{CM} = \frac{22000 \times 2 + 28000 \times 6.5 + 19000 \times 2 + 13750 \times 6.5 + 5900 \times 9.5 + 5645 \times 6.5}{22000 + 28000 + 19000 + 13750 + 5900 + 5645} = 4.73 \text{ m}$$



## مرکز جرم

نرم‌افزارهای مهندسی مانند *ETABS* از روش اجزای محدود برای تحلیل سازه‌ها استفاده می‌کنند. چنین نرم‌افزارهایی این قابلیت را دارند که سازه را به تعداد زیادی المان تقسیم‌بندی (مش‌بندی) کرده و نیروی وارد بر هر المان را به صورت جداگانه محاسبه کنند، که به همین دلیل ممکن است اجرای برنامه کمی زمان‌بر باشد (قسمت (۱) شکل مقابل). در اغلب موارد می‌توان در صورت برقرار بودن ضوابطی، برای کاهش زمان محاسبات، سقف سازه

را به صورت دیافراگم صلب (*Rigid Diaphragm*) فرض کرد و جرم طبقات را در مرکز جرم به صورت متمرکز در نظر گرفت (قسمت (۲) شکل مقابل).

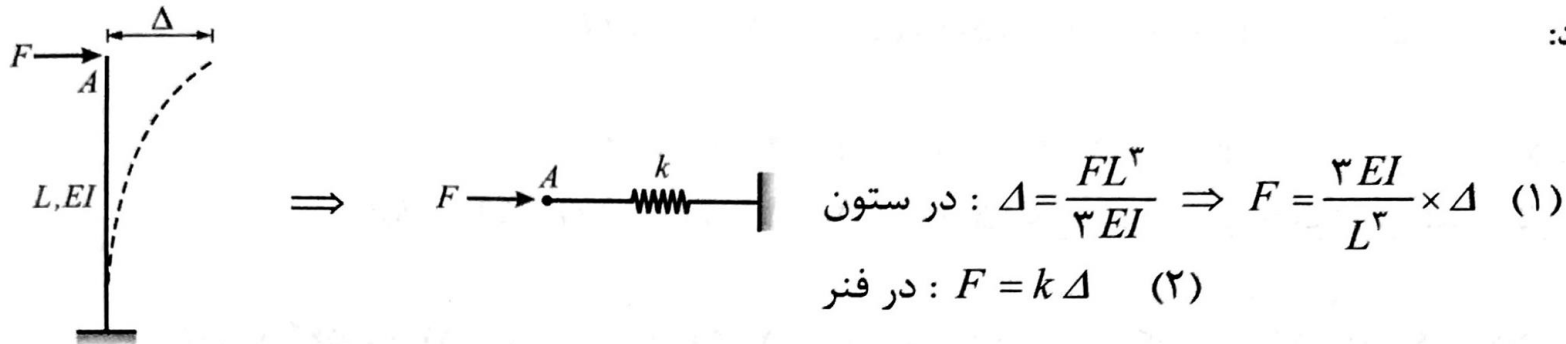


شکل ۱۹: دیدگاه‌های اعمال نیروی جانبی بر سازه در نرم‌افزارهای مهندسی



## مفاهیم سختی و مرکز سختی

یک ستون طره‌ای به صورت شکل زیر را در نظر بگیرید که به انتهای آن نیروی  $F$  وارد شده و تغییر مکان جانبی  $\Delta$  در آن ایجاد شده است. فرض کنید می‌خواهیم این ستون را با یک فنر معادل سازی کنیم، به گونه‌ای که تغییر مکان انتهای فنر تحت تأثیر نیروی  $F$  برابر  $\Delta$  باشد. برای تعیین سختی فنر معادل می‌توان به صورت زیر عمل نمود:



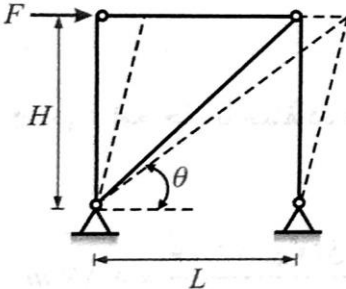
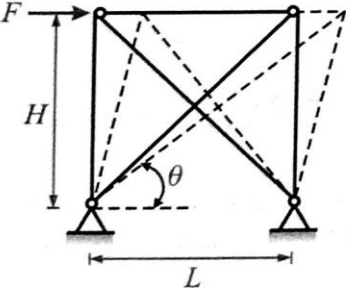
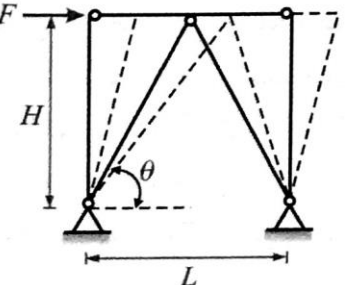
شکل ۲۰: مدل سازی ستون طره با فنر

با هم‌ارز قرار دادن روابط (۱) و (۲) می‌توان فهمید که انتهای ستون مورد نظر، مشابه با فنری با سختی انتقالی  $k = \frac{3EI}{L^3}$  عمل می‌کند. جالب است بدانید که مشابه همین روند را می‌توان برای قاب‌های مختلف نیز انجام داد و رابطه‌ای برای سختی قاب به دست آورد. به طور مثال ثابت می‌شود که در قاب‌های نشان داده شده در جدول زیر، سختی جانبی قاب از روابط ارائه شده به دست می‌آید:



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

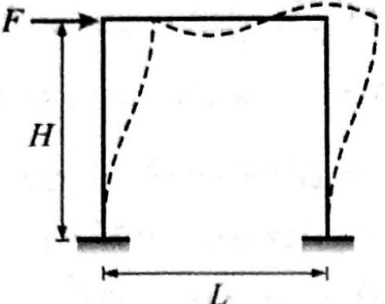
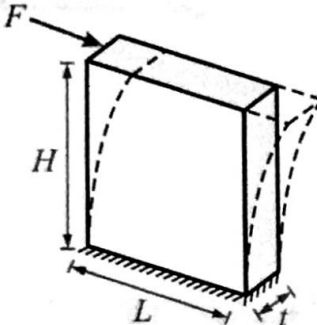
جدول ۲: بررسی سختی برخی از قاب‌های متداول

هندسه قاب	رابطه سختی	توضیحات
	$k = \frac{EA}{L_{br}} \cos^2 \theta = \frac{EAL^2}{(L^2 + H^2)^{1/2}}$	تیر و ستون‌ها صلب فرض شده‌اند، $A$ سطح مقطع مهاربند قطری و $L_{br}$ طول آن می‌باشد.
	$k = 2 \frac{EA}{L_{br}} \cos^2 \theta = 2 \frac{EAL^2}{(L^2 + H^2)^{1/2}}$	تیر و ستون‌ها صلب فرض شده‌اند، $A$ سطح مقطع مهاربندهای ضربدری و $L_{br}$ طول هر یک از آنها می‌باشد.
	$k = 2 \frac{EA}{L_{br}} \cos^2 \theta = \frac{EAL^2}{2 \left( \frac{L^2}{4} + H^2 \right)^{1/2}}$	تیر و ستون‌ها صلب فرض شده‌اند، $A$ سطح مقطع مهاربندهای شورون و $L_{br}$ طول هر یک از آنها می‌باشد.



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

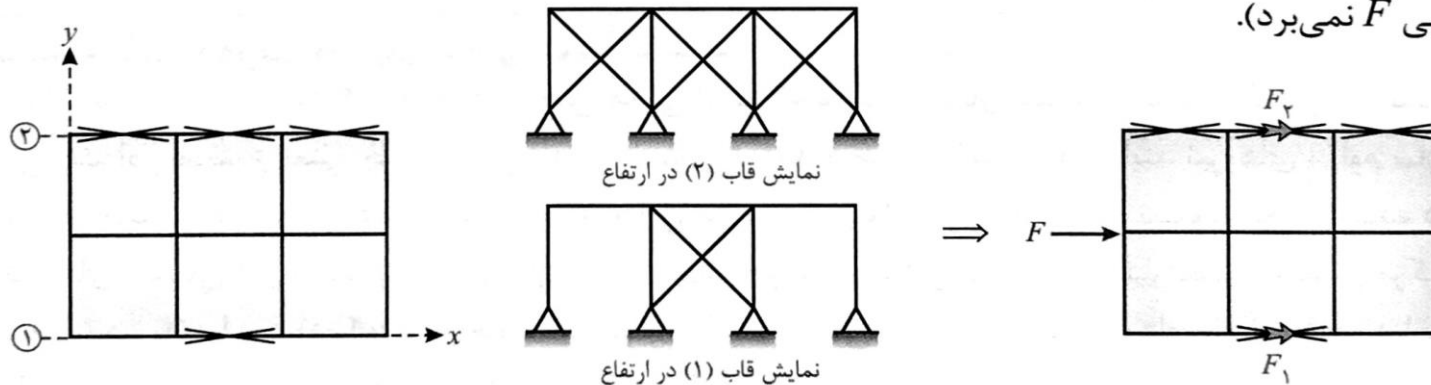
ادامه جدول ۲: بررسی سختی برخی از قاب‌های متداول

هندسه قاب	رابطه سختی	توضیحات
	$k = \frac{6EI_c}{H^3} \left( \frac{4(1 + \frac{LI_c}{6HI_b})}{4(1 + \frac{LI_c}{6HI_b}) - 3} \right)$	<p><math>I_c</math> ممان اینرسی ستون‌ها و <math>I_b</math> ممان اینرسی تیرها می‌باشد.</p>
	$k = \frac{3EI}{H^3 (1 + 0.16(1 + \nu) \frac{L^2}{H^2})}$	<p><math>I</math> ممان اینرسی مقطع دیوار برابر <math>\frac{tL^3}{12}</math> بوده و <math>\nu</math> نسبت پواسون مصالح دیوار می‌باشد.</p>



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

سازه‌ای با قاب ساده مهاربندی شده که تحت اثر نیروی زلزله در راستای  $x$  قرار گرفته است را مطابق شکل زیر در نظر بگیرید. می‌دانیم که در این حالت قاب‌های (۱) و (۲) به دلیل داشتن سختی در برابر نیروی جانبی مقاومت می‌کنند و به‌طور مثال نیروی  $F_1$  در قاب (۱) و نیروی  $F_2$  در قاب (۲) ایجاد می‌شود (توجه کنید که در این سازه همه اتصالات تیر به ستون مفصلی بوده، بنابراین قاب وسط سازه فاقد سختی است و سهمی از نیروی جانبی  $F$  نمی‌برد).



شکل ۲۱: درک مفهوم مرکز سختی

در مهندسی زلزله علاقه‌مندیم بدانیم که برایندهای مقاوم ایجاد شده در اجزای باربر جانبی سازه  $(F_1 + F_2)$  در چه نقطه‌ای اثر می‌کند. در جواب باید گفت محلی که می‌توان برایندهای مقاوم جانبی سازه در هر طبقه را در آن در نظر گرفت، نقطه بسیار مهمی به نام مرکز سختی<sup>۱</sup> است. به سادگی می‌توان ثابت کرد که در یک سازه اگر سختی اعضای مقاوم در راستای  $x$  را  $k_{x_i}$  و سختی اعضای مقاوم در راستای  $y$  را  $k_{y_i}$  بنامیم، محل مرکز سختی از روابط زیر به دست می‌آید:

$$X_{CR} = \frac{\sum k_{y_i} x_i}{\sum k_{y_i}} \quad , \quad Y_{CR} = \frac{\sum k_{x_i} y_i}{\sum k_{x_i}} \quad (۳)$$



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

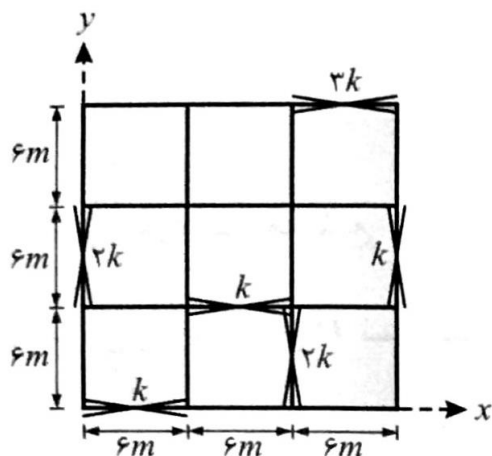
پارامترهای مورد استفاده در روابط صفحه قبل عبارتند از:

$X_{CR}$  و  $Y_{CR}$ : مختصات مرکز سختی  
 $k_{x_i}$ : سختی جانبی عضو  $i$  ام در امتداد محور  $x$   
 $k_{y_i}$ : سختی جانبی عضو  $i$  ام در امتداد محور  $y$   
 $x_i$  و  $y_i$ : مختصات مرکز عضو  $i$  ام

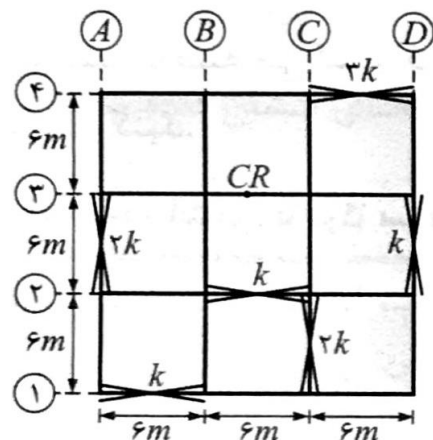


# مفاهیم سختی و مرکز سختی

تمرین ۲: یک ساختمان چهار طبقه با پلان مشابه در طبقات و با سختی نسبی مشخص برای مهاربندها (که بر روی شکل نشان داده شده است) را در نظر گرفته و موقعیت مرکز سختی طبقات آن را به دست آورید (قاب‌ها ساده هستند و تنها مهاربندها در تحمل نیروی جانبی نقش دارند).



شکل ۲۲: پلان مورد بررسی در تمرین (۲)



شکل ۲۳: نامگذاری قاب‌ها

● **حل:** ابتدا با توجه به شکل مقابل، دقت شود که قاب‌های (۱) تا (۴) در راستای محور  $x$  بوده و از آنها برای یافتن مختصات مرکز سختی در راستای محور  $y$  ( $Y_{CR}$ ) استفاده می‌کنیم و از قاب‌های  $A$  تا  $D$  که در راستای محور  $y$  می‌باشند، برای محاسبه  $X_{CR}$  استفاده می‌کنیم. با توجه به این موضوع، محل مرکز سختی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

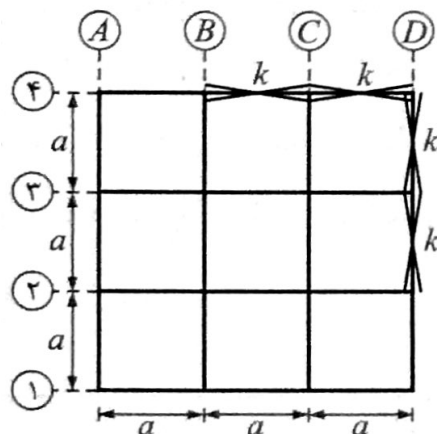
$$X_{CR} = \frac{\sum k_{y_i} x_i}{\sum k_{y_i}} \Rightarrow X_{CR} = \frac{2k \times 0 + 2k \times 12 + k \times 18}{5k} = 8/4 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum k_{x_i} y_i}{\sum k_{x_i}} \Rightarrow Y_{CR} = \frac{k \times 0 + k \times 6 + 3k \times 18}{5k} = 12/5 \text{ m}$$

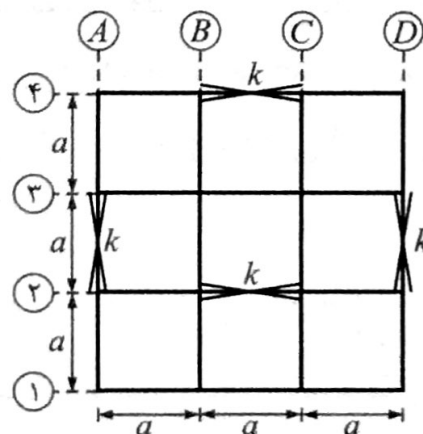


# مفاهیم سختی و مرکز سختی

همان‌طور که پیش‌تر نیز گفتیم، مرکز سختی محلی است که برآیند نیروهای مقاوم در برابر زلزله از آن عبور می‌کند. این موضوع یعنی چه نیروی زلزله در راستای  $x$  باشد و چه در راستای  $y$ ، برآیند نیروهای مقاوم سازه باید از محل مرکز سختی عبور کند. با توجه به این موضوع اگر بتوانیم راستای برآیند نیروی ایجاد شده در قاب‌های راستای  $x$  و قاب‌های راستای  $y$  را پیدا کنیم، محل برخورد این دو راستا نشان‌دهنده محل مرکز سختی در پلان است (زیرا محل برخورد این دو راستا عملاً محلی است که برآیند نیروهای مقاوم قاب‌ها در راستای  $x$  و  $y$  هر دو از آن عبور می‌کنند). با کمک گرفتن از این مفهوم جالب می‌توان در قاب‌های نسبتاً ساده، محل مرکز سختی را بدون استفاده از محاسبات به‌دست آورد. برای این منظور، دو پلان زیر را در نظر بگیرید (سازه‌ها دارای قاب‌های ساده با دهانه‌های مهاربندی شده هستند):



پلان (۱)



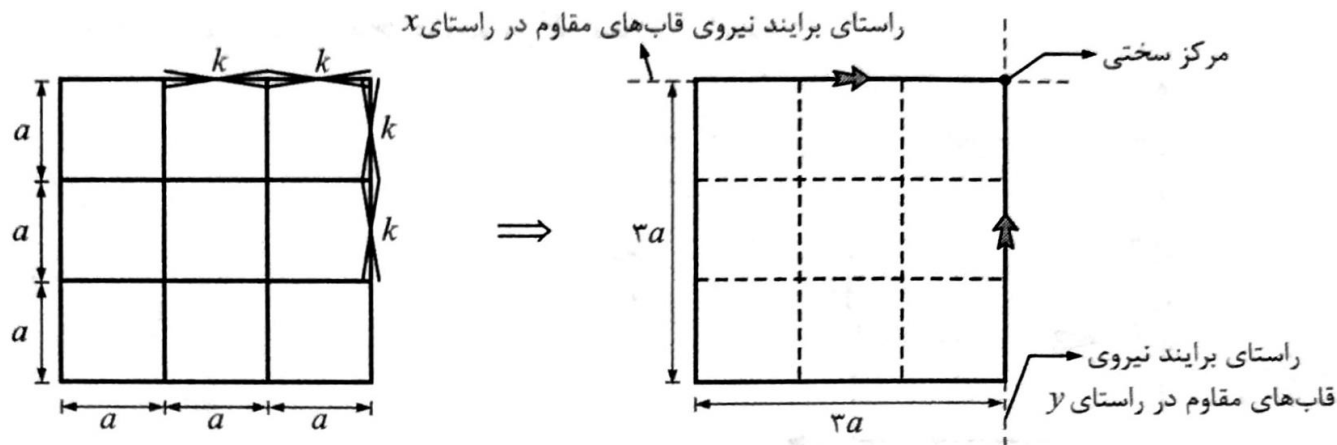
پلان (۲)

شکل ۲۴: پلان‌های مورد بررسی برای  
درک بهتر مرکز سختی



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

پلان (۱): تنها قاب مقاوم در برابر زلزله در راستای  $x$ ، قاب (۴) می‌باشد و در نتیجه برآیند نیروی قاب‌های مقاوم در راستای  $x$ ، از راستای قاب (۴) می‌گذرد. از طرفی تنها قاب مقاوم در برابر زلزله در راستای  $y$ ، قاب (D) می‌باشد و در نتیجه برآیند نیروهای مقاوم در راستای  $y$  از راستای قاب (D) می‌گذرد. بنابراین می‌توان گفت که محل برخورد این دو راستا (محل برخورد قاب‌های ۴ و D) محل مرکز سختی سازه را نشان می‌دهد.

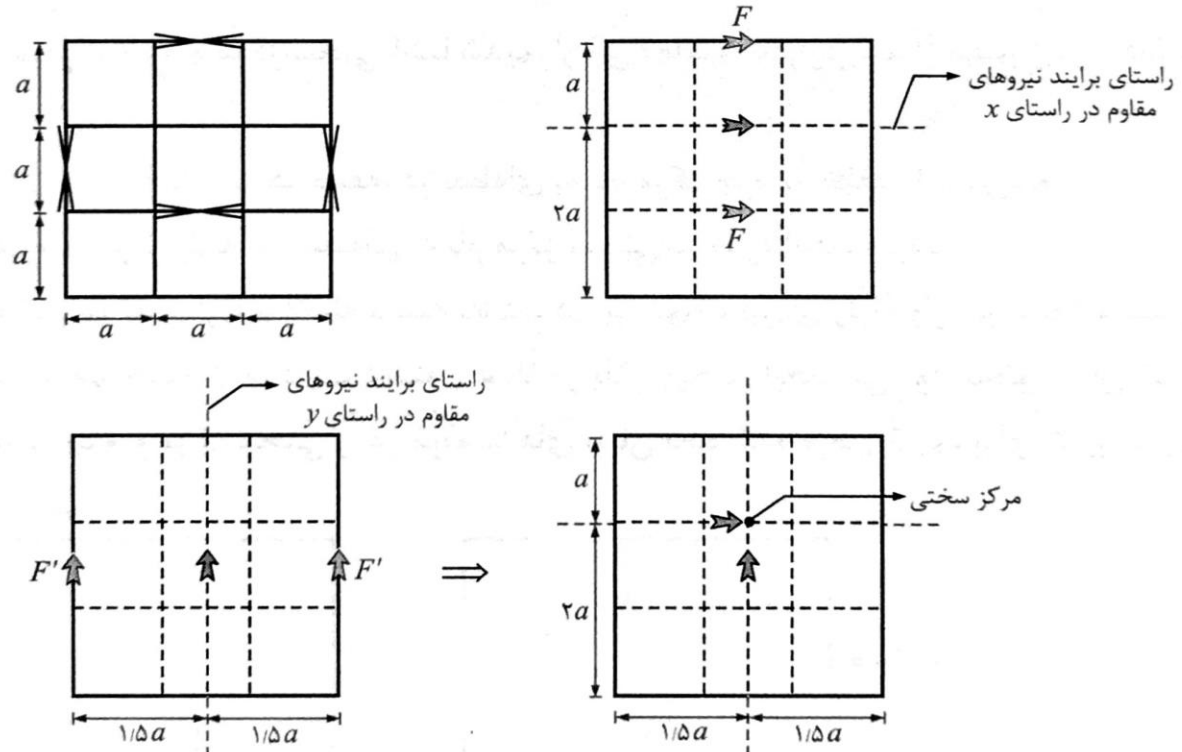


شکل ۲۵: پیدا کردن مرکز سختی در پلان (۱)



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

پلان (۲): در این پلان دو قاب (۲) و (۴) که سختی یکسانی دارند، تنها قاب‌های مقاوم در راستای  $x$  می‌باشند. با توجه به یکسان بودن سختی این دو قاب، برایند نیروهای قاب‌های مقاوم در راستای  $x$ ، عملاً از وسط آنها می‌گذرد. از طرفی قاب‌های (A) و (D) قاب‌های مقاوم در راستای  $y$  می‌باشند و با توجه به یکسان بودن سختی آنها، برایند نیروهای قاب‌های مقاوم در راستای  $y$  از وسط آنها می‌گذرد. بنابراین در مجموع می‌توان محل مرکز سختی طبقه را در محل برخورد این دو راستا به صورت زیر نشان داد:



شکل ۲۶: پیدا کردن مرکز سختی در پلان (۲)



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

نتیجه: مختصات مرکز سختی در این دو پلان می‌تواند به‌سادگی و بدون استفاده از محاسبات تعیین شود که به‌صورت زیر می‌باشد:

$$\text{پلان (۱): } X_{CR} = 3a, Y_{CR} = 3a$$

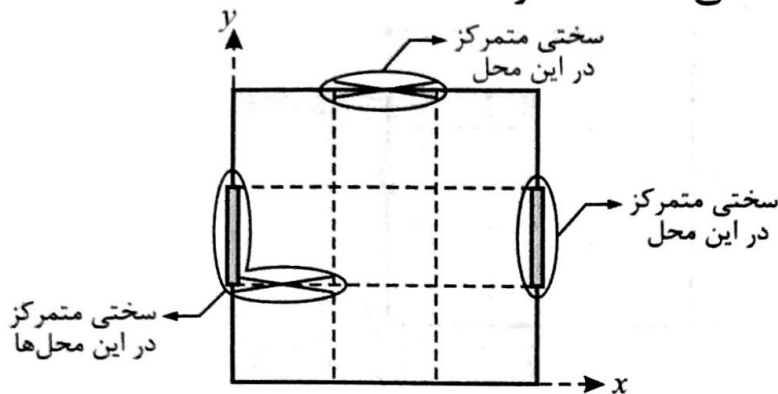
$$\text{پلان (۲): } X_{CR} = 1/5a, Y_{CR} = 2a$$



# مفاهیم سختی و مرکز سختی

در مورد محاسبه مختصات مرکز سختی در یک سازه برحسب نوع سیستم باربر جانبی سازه، می‌توان به نکات تکمیلی زیر اشاره کرد:

۱ در سازه‌های با قاب ساده مهاربندی شده یا با دیوار برشی، سختی جانبی قاب‌ها عملاً در نقاط خاصی که مهاربند یا دیوار برشی قرار دارد متمرکز است. در این سازه‌ها به راحتی می‌توان از روابط ارائه شده در این بخش (روابط  $X_{CR}$  و  $Y_{CR}$ ) برای تعیین مختصات مرکز سختی استفاده کرد.



شکل ۲۷: تمرکز سختی در یک قاب

۲ در سازه‌هایی که دارای قاب خمشی هستند، سختی جانبی سازه ناشی از سختی خمشی تیرها و ستون‌ها می‌باشد. این موضوع یعنی سختی جانبی یک قاب خمشی عملاً در کل قاب وجود داشته و در نقطه‌ای خاص متمرکز نمی‌باشد. در این گونه موارد برای پیدا کردن محل مرکز سختی، غالباً مدل‌های دقیق رایانه‌ای از سازه تهیه شده و با کمک آنها مختصات مرکز سختی تعیین گردد.

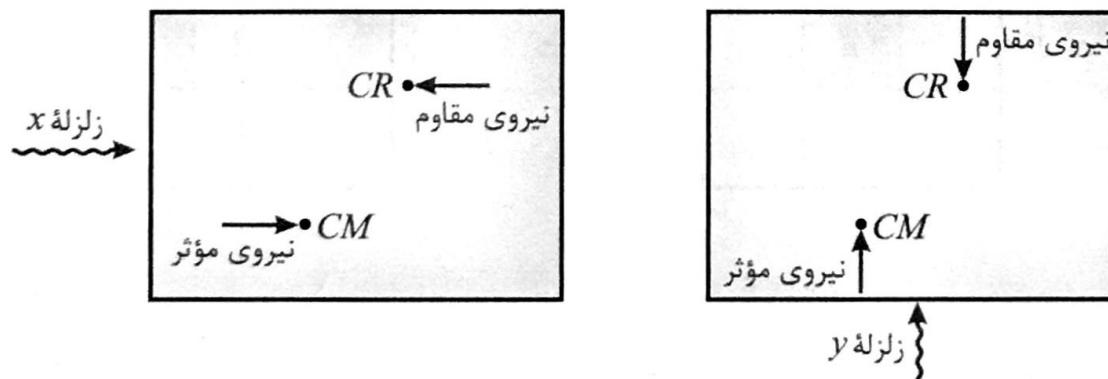


## مفهوم پیچش در سازه

۱) برابند نیروهای ناشی از زلزله وارد بر هر طبقه، در نقطه‌ای به نام مرکز جرم به طبقه وارد می‌شود.

۲) برابند نیروهای مقاوم در برابر زلزله، در نقطه‌ای به نام مرکز سختی در سازه ایجاد می‌شود.

حال در نظر بگیرید که این دو نقطه از هم فاصله داشته باشند، در این صورت نیروی زلزله وارد بر طبقه و نیروی مقاوم در برابر آن نسبت به هم خروج از مرکزیت داشته و عملاً در پلان پیچش ایجاد می‌شود. به‌طور مثال اگر در پلان شکل زیر محل مرکز جرم و مرکز سختی را در موقعیت‌های نشان داده شده فرض کنیم، برای تأثیر نیروی زلزله در راستای  $x$  و  $y$  داریم:



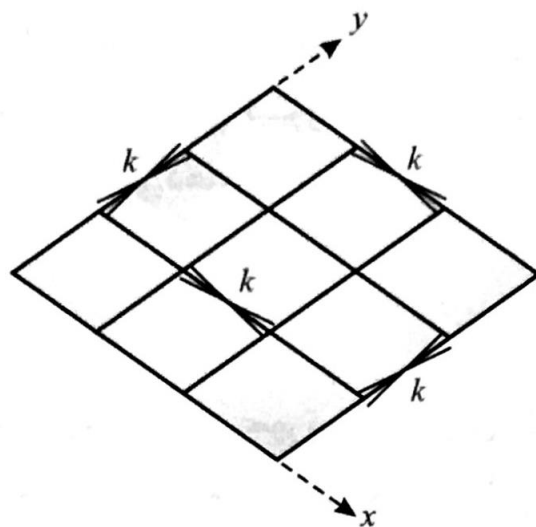
شکل ۲۸: بررسی مفهوم اولیه پیچش در سازه

با توجه به این دو شکل، وقوع یک لنگر پیچشی در سازه مشاهده می‌شود و واضح است که هر چه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی بیشتر باشد، مقدار این لنگر بزرگتر است.

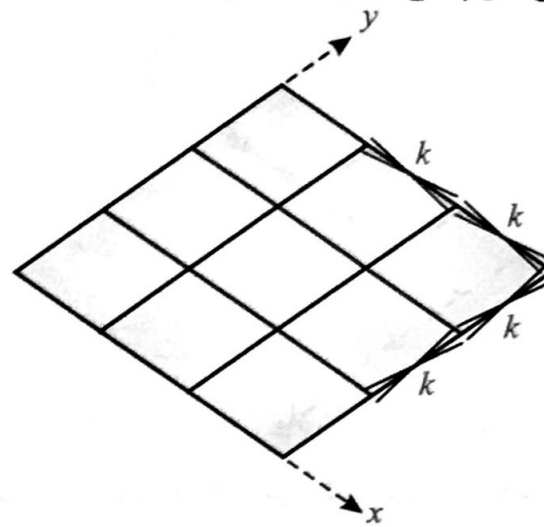


## مفهوم پیچش در سازه

تمرین ۳: دو پلان زیر را در نظر بگیرید که در آنها از سیستم قاب ساده با مهاربند در هر دو راستا استفاده شده است. اگر توزیع جرم در کف یکنواخت بوده و سختی همه مهاربندها یکسان باشد، استعداد پیچش تحت نیروی زلزله را در این دو پلان مقایسه کنید.



پلان (۱)



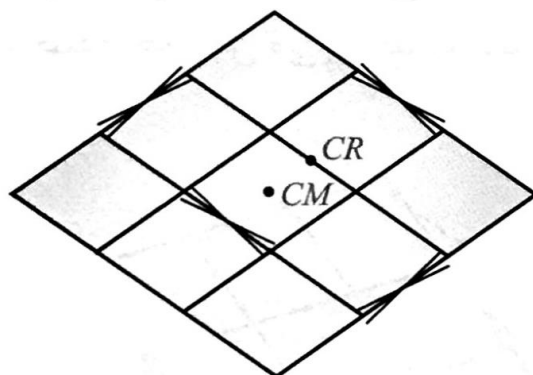
پلان (۲)

شکل ۲۹: پلان‌های مورد بررسی در تمرین (۳)

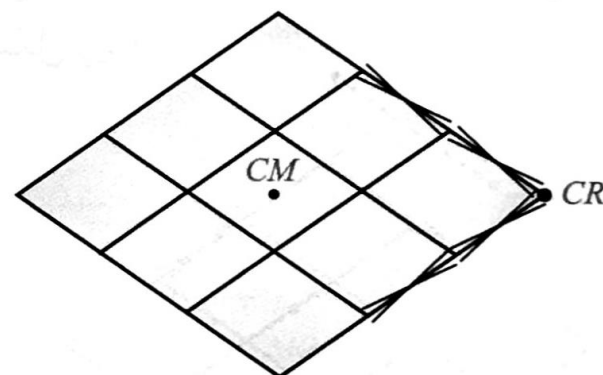


## مفهوم پیچش در سازه

● **نکته:** با توجه به یکنواخت بودن توزیع جرم می‌توان گفت که در هر دو پلان مورد نظر، مرکز جرم طبقه در وسط پلان قرار دارد و براساس نگاه مفهومی به مرکز سختی که در بخش قبلی ارائه کردیم، مرکز سختی دو پلان این تمرین در محل‌های نشان داده شده است:



پلان (۱)



پلان (۲)

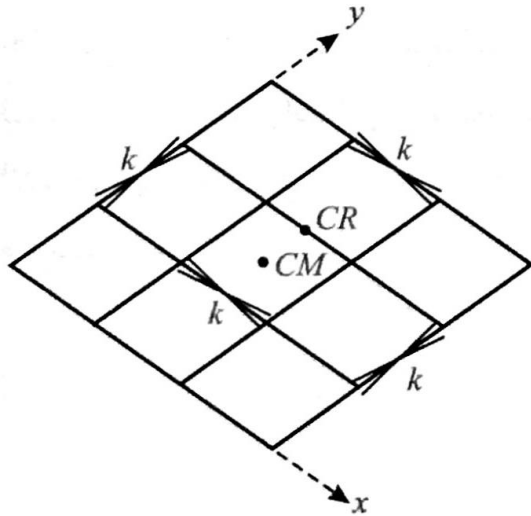
شکل ۳۰: محل مرکز جرم و سختی در پلان‌های مورد بررسی

با توجه به این دو شکل، در پلان (۲) فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی بیشتر است و بحث پیچش در آن شدیدتر می‌باشد.

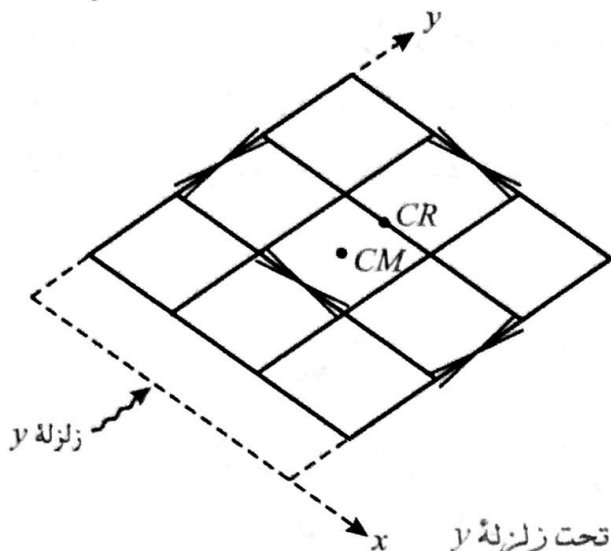


## مفهوم پیچش در سازه

به عنوان موضوع پایانی در این قسمت از فصل می‌خواهیم شما را با نحوه تغییر مکان‌های سازه تحت نیروی زلزله آشنا کنیم. برای این منظور سازه‌ای یک طبقه با پلان شکل مقابل را در نظر بگیرید که در تمرین قبل درباره آن بحث کرده‌ایم. برای این سازه می‌توان نحوه تغییر مکان پلان را برای تأثیر زلزله در هر یک از جهات  $x$  و  $y$  به صورت بحث صفحه بعد ارائه داد.



شکل ۳۱: پلان مورد بررسی



شکل ۳۲: تغییر مکان پلان تحت زلزله  $y$

تأثیر زلزله در جهت  $y$ : هنگامی که نیروی زلزله جهت  $y$  را در مرکز جرم این پلان وارد کنیم، امتداد این نیرو از مرکز سختی آن عبور می‌کند و به همین دلیل از لحاظ تئوری پیچشی در سازه به وجود نمی‌آید. بنابراین می‌توان گفت که پلان سازه تنها در راستای نیروی اعمالی به آن یعنی در جهت  $y$  تغییر مکان می‌دهد.



## مفهوم پیچش در سازه

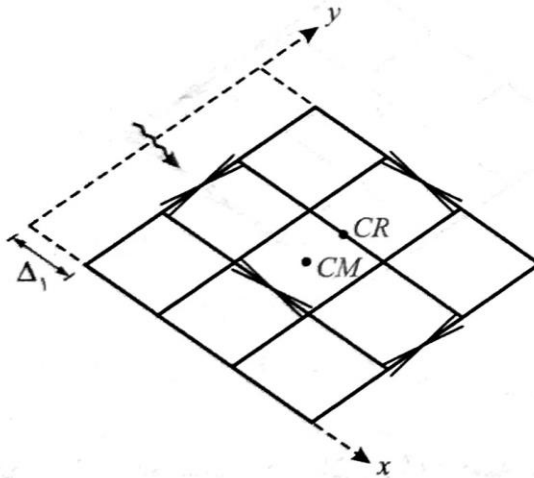
تأثیر زلزله در جهت  $x$ : در صورتی که نیروی زلزله جهت  $x$  را در مرکز جرم این پلان وارد کنیم، امتداد این نیرو از مرکز سختی آن عبور نمی‌کند و در این حالت از نظر تئوری لنگر پیچشی در سازه ایجاد می‌شود. بنابراین نحوه تغییر مکان پلان سازه در این حالت را می‌توان ناشی از دو موضوع زیر دانست:

۱- ابتدا اگر تأثیر پیچش را در پلان نادیده بگیریم، می‌توان گفت که پلان سازه باید در راستای نیروی اعمالی به آن یعنی در جهت  $x$  مقداری جابه‌جا شود (مشابه حالت (۱) در شکل زیر).

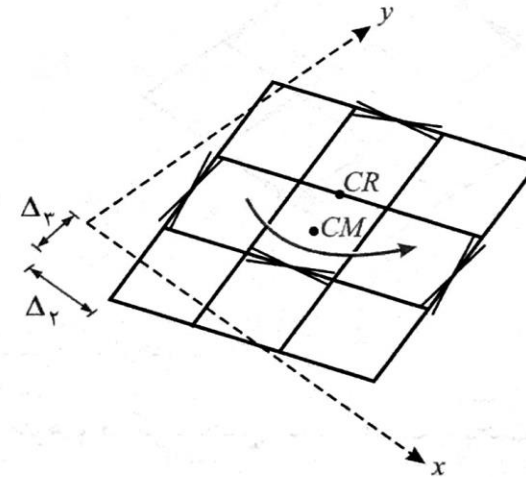
۲- اگر تأثیر پیچش در پلان سازه را به تنهایی در نظر بگیریم، می‌توان گفت که پلان سازه تحت تأثیر پیچش باید مقداری چرخش داشته باشد. از سوی دیگر می‌توان ثابت کرد که چرخش طبقه در این حالت حول مرکز سختی طبقه اتفاق می‌افتد و عملاً مرکز سختی طبقه مشابه یک تکیه‌گاه مجازی برای پلان است که طبقه حول آن می‌چرخد (مشابه حالت (۲) در شکل زیر).



# مفهوم پیچش در سازه



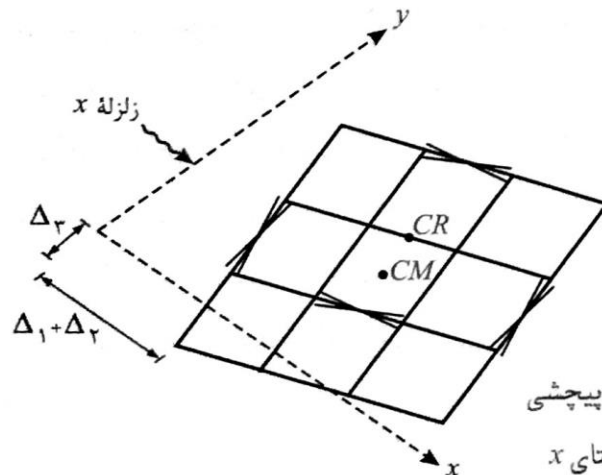
حالت (۱): حرکت انتقالی پلان در راستای محور  $x$



حالت (۲): حرکت پیچشی پلان حول نقطه  $CR$

شکل ۳۳: بررسی جداگانه تغییر مکان‌های سازه تحت اثر نیرو و پیچش

حال می‌توان گفت که تغییر مکان پلان سازه تحت نیروی جانبی در راستای  $x$ ، مجموعی از تغییر مکان انتقالی و پیچشی است که مشابه شکل مقابل می‌باشد.



شکل ۳۴: مجموع تغییر مکان‌های انتقالی و پیچشی

پلان مورد بررسی برای زلزله در راستای  $x$

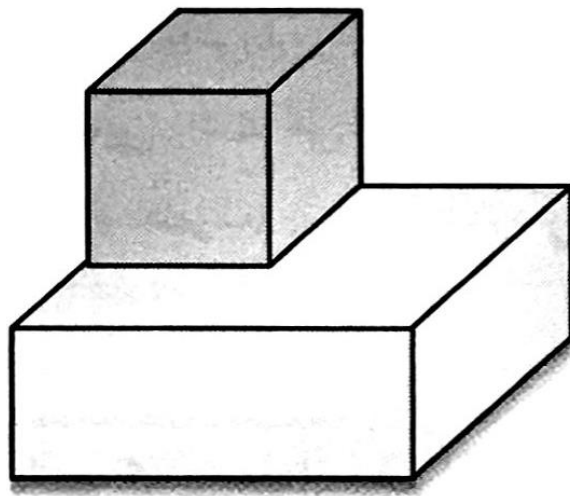


# مفاهیم منظمی و نامنظمی در سازه‌ها

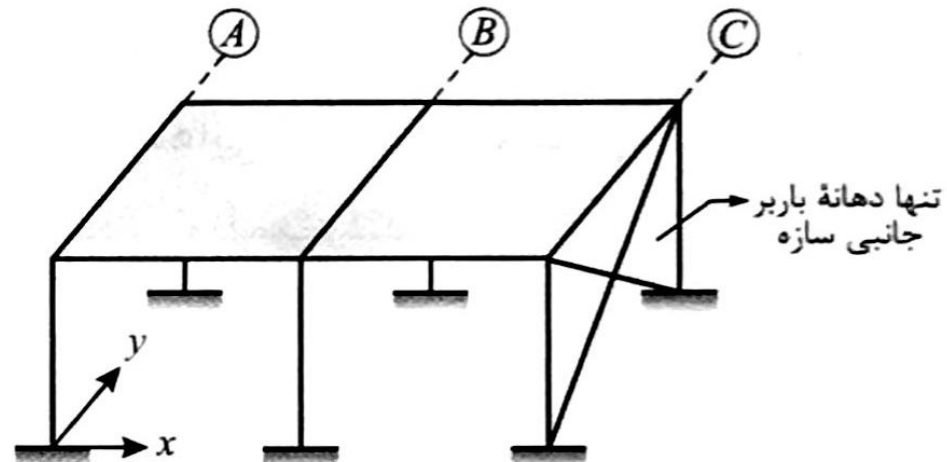


# مفاهیم مقدماتی

برای شروع این بحث، دو شکل زیر را در نظر بگیرید:



سازه (۱)



سازه (۲)

شکل ۳۵: درک اولیه نامنظمی در سازه‌ها

درک اولیه سازه (۱): در ساختمان نشان داده شده به عنوان سازه (۱)، به دلیل وجود یک طرح معماری خاص که سبب شده اختلاف جرم بین طبقات زیاد شود، شاهد نوعی نامنظمی در سازه هستیم.



# مفاهیم مقدماتی

**درک اولیه سازه (۲):** در سازه (۲)، به دلیل یک طرح سازه‌ای نامطلوب که عناصر مقاوم در برابر زلزله در راستای  $\gamma$  را به صورت متمرکز و در قاب (C) قرار داده است، نوعی دیگر از نامنظمی وجود دارد.

پس از نگاه اولیه به مفهوم نظم در ساختمان، ممکن است از خود پرسید که چرا از نقطه نظر مهندسی، وجود نامنظمی می‌تواند عملکرد سازه را نامطلوب کند؟ در جواب باید گفت که در ساختمان‌های منظم، رفتار سازه در برابر زلزله هماهنگ‌تر و قابل پیش‌بینی‌تر است و این در حالی است که در ساختمان‌های نامنظم، رفتار سازه در برابر زلزله پیچیدگی‌های بیشتری دارد. با توجه به توضیحات ارائه شده، منطقی است که آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان در برابر زلزله تفاوتی بین سازه‌های منظم و نامنظم در نظر بگیرند، به گونه‌ای که عملاً طراحی ساختمان‌های نامنظم ضوابط سخت‌گیرانه‌تری داشته باشد. این موضوع در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نیز موجود بوده که در ادامه بحث به آن می‌پردازیم.



# نگاه مهندسی

به‌طور کلی برای ایجاد نظم در یک ساختمان باید دو دیدگاه زیر برای آن در نظر گرفته شود:

۱ طرح معماری ساختمان

۲ طرح سازه‌ای ساختمان

بسیاری از طرح‌های ارائه شده توسط مهندسان معمار، شرایطی را دارد که باعث ایجاد نامنظمی در سازه می‌شود. از طرف دیگر در بسیاری از پروژه‌ها، عدم توانایی و تجربه کافی یک مهندس سازه در انتخاب نوع و جانمایی سیستم باربر جانبی باعث می‌شود که ساختمان نامنظم شود. با توجه به این موضوع همواره دو توصیه مهم به مهندسان مورد توجه است:

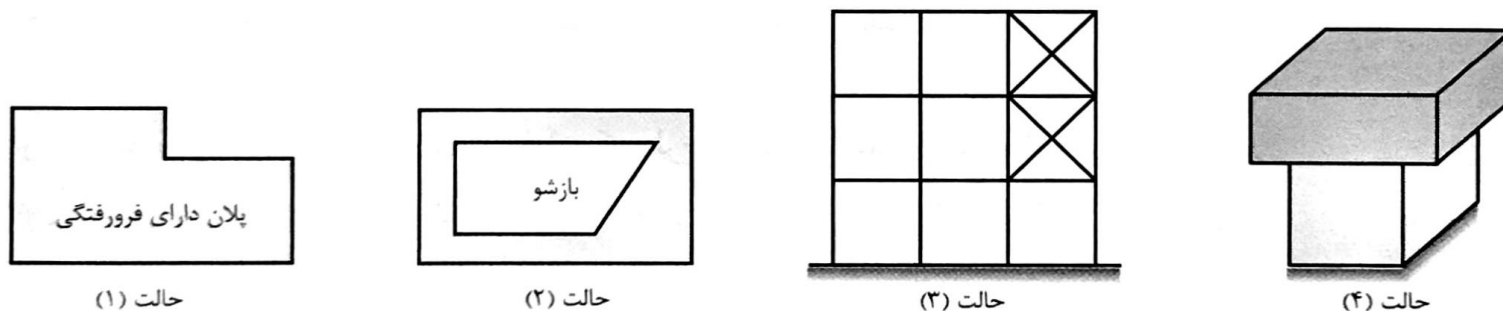
۱ لازم است تا طراح سازه یک پروژه ساختمانی، تعامل مناسبی با طراح معماری آن داشته باشد. تجربه نشان می‌دهد که ارتباط خوب بین مهندس سازه و مهندس معمار، می‌تواند سبب شود تا طرح‌های معماری که اصول مهندسی سازه را چندان در نظر نمی‌گیرند، کمتر دیده شود.

۲ لازم است تا طراح سازه درک صحیحی از رفتار و عملکرد سازه در هنگام زلزله داشته باشد. عدم وجود این توانایی در برخی از مهندسين باعث می‌شود که بعضاً در پروژه‌هایی که طرح معماری آنها ساده و منظم است، طرح‌های سازه‌ای نامطلوب، عملکرد سازه را به شدت نامناسب کند.



# مفهوم منظمی و نامنظمی در ساختمان

در شروع این بحث قصد داریم بدانیم که بر مبنای چه اصولی به یک سازه عنوان منظم یا نامنظم داده می‌شود. قابل ذکر است که به‌طور کلی اگر بخواهیم نظم در یک سازه را مشاهده کنیم، لازم است طرح معماری و سازه‌ای ساختمان همزمان در پلان طبقات و ارتفاع سازه اصول مشخصی را رعایت کرده باشند. برای درک بهتر این موضوع، به حالت‌های مختلف در شکل زیر توجه کنید:



شکل ۳۶: درک اولیه مفهوم نامنظمی در پلان و ارتفاع ساختمان

**حالت (۱):** همان‌طور که مشاهده می‌کنید، در این پلان فرورفتگی بزرگی ایجاد شده است که این موضوع می‌تواند عاملی برای ایجاد نامنظمی در پلان ساختمان شود.

**حالت (۲):** در این پلان بازشوی نسبتاً بزرگی در کف ساختمان ایجاد شده است که این موضوع می‌تواند عاملی برای ایجاد نامنظمی در پلان ساختمان می‌باشد.

**حالت (۳):** در این ساختمان طراح سازه مهاربندها را فقط در طبقات دوم و سوم به کار برده و آن را در طبقه اول حذف کرده است که این موضوع سبب می‌شود تا سختی سازه در طبقه اول اختلاف زیادی با سایر طبقات داشته باشد و در نهایت می‌تواند عاملی برای ایجاد نامنظمی در ارتفاع ساختمان شود.



# مفهوم منظمی و نامنظمی در ساختمان (بند ۷-۱)

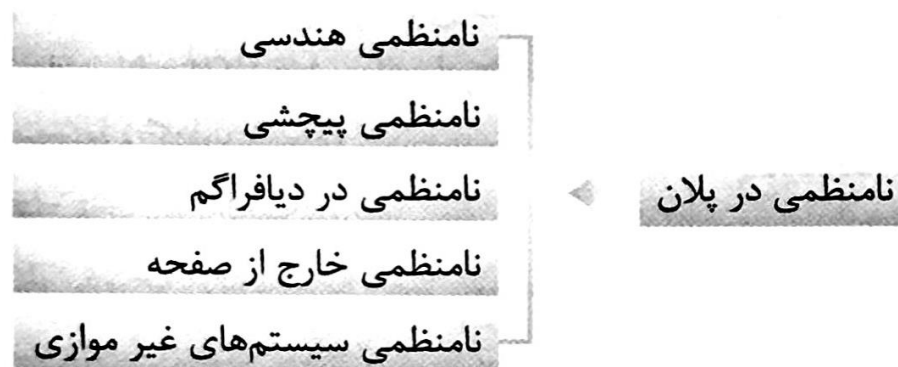
حالت (۴): در این ساختمان، یک طرح معماری عجیب باعث شده است که عملاً جرم موجود در طبقات اختلاف شدیدی با یکدیگر داشته باشد که می‌تواند باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع ساختمان شود.

پس از آشنایی اولیه با مفهوم نامنظمی در پلان و ارتفاع ساختمان، در ادامه بحث می‌خواهیم ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در رابطه با کنترل منظمی و نامنظمی در پلان و ارتفاع ساختمان را بررسی کنیم. شایان ذکر است که ضوابط آیین‌نامه، شیوه کنترل نامنظمی در یک ساختمان را ارائه می‌دهد و بیان می‌کند که اگر هیچ‌یک از شرایط نامنظمی برقرار نباشد، ساختمان منظم است.



# نامنظمی در پلان

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در صورت وجود هر یک از موارد زیر در پلان سازه، ساختمان در پلان دارای نامنظمی است:

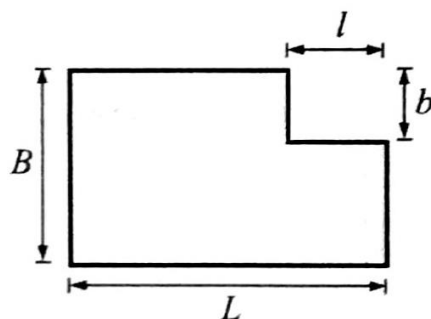


در ادامه هر یک از این موارد را به همراه ضابطه کنترل آنها بررسی خواهیم کرد. دقت شود که اگر هیچ‌یک از شرایط نامنظمی در پلان برقرار نباشد، اصطلاحاً می‌گوییم که ساختمان در پلان منظم است.



# نامنظمی هندسی (بند ۱-۷-۱ الف)

پلان یک ساختمان باید نسبت به قاب‌هایی که عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آنها قرار دارند، دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن باشد. با توجه به این موضوع، در صورت وجود فرورفتگی (پس‌رفتگی) در پلان ساختمان، اگر اندازه آن در یکی از گوشه‌های ساختمان در دو جهت به‌طور همزمان از ۲۰ درصد طول پلان در آن امتداد بیشتر باشد، ساختمان نامنظمی هندسی دارد.

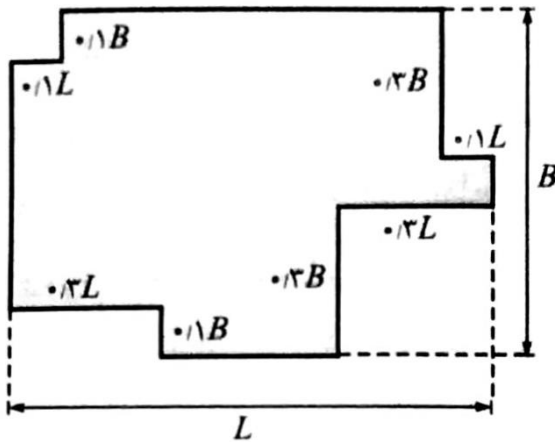


$$l > 0.12L, b > 0.12B \Rightarrow \text{نامنظم هندسی در پلان} \quad (۱۴)$$

شکل ۳۷: پلان دارای فرورفتگی



تهرین ۴: نامنظمی هندسی در پلان شکل زیر را بر مبنای ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بررسی کنید؟  
(ابعاد فرورفتگی‌ها کمی اغراق آمیز رسم شده است.)



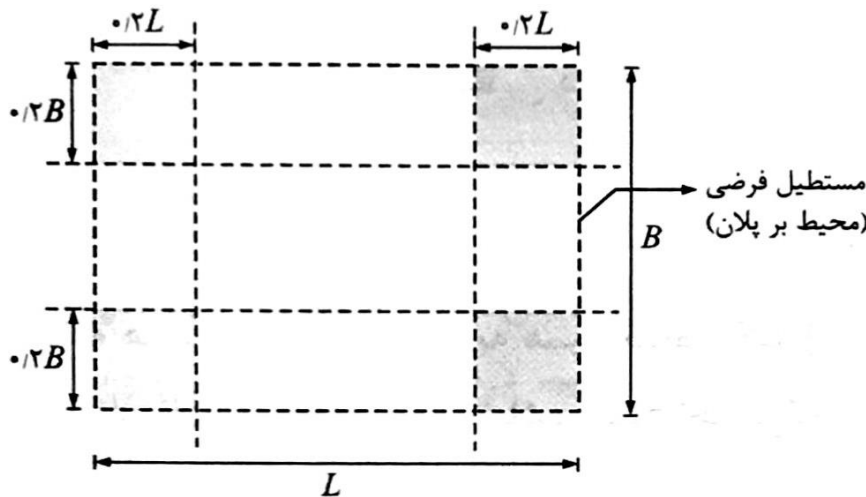
شکل ۳۸: پلان مورد بررسی در تمرین (۴)

● **حل:** برای بررسی این موضوع و کنترل بند (۱-۷-۱-الف) استاندارد ۲۸۰۰، می‌خواهیم در این تمرین یک روش ساده و کاربردی را به شما یاد دهیم. برای شروع این روش باید بزرگترین مستطیلی را که کل پلان را در بر می‌گیرد رسم کنیم. ابعاد این مستطیل پارامتری است که در مراحل بعدی برای کنترل مقدار فرورفتگی از آن استفاده می‌کنیم و برای پلان شکل فوق برابر  $L$  و  $B$  می‌باشد. در ادامه چهار خط چین مطابق شکل زیر برای مستطیل فرضی جدید رسم کنید:



# نامنظمی هندسی (بند ۱-۷-۱ الف)

برای مستطیل فرضی جدید رسم کنید:

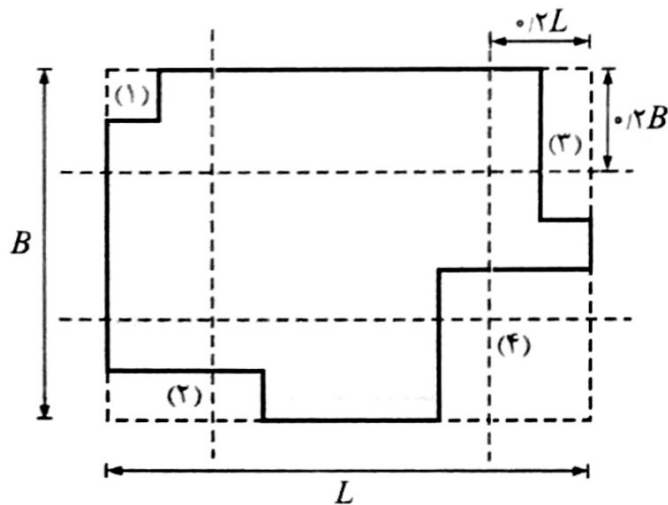


شکل ۳۹: مستطیل فرضی محیط بر پلان برای بررسی نامنظمی هندسی در پلان

حال با توجه به ضابطه ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان گفت، هر فرورفتگی که همزمان در دو جهت از مستطیل‌های گوشه‌هاشورخورده با ابعاد  $0.5L$  و  $0.5B$  خارج شود، باعث ایجاد نامنظمی هندسی در پلان خواهد شد (به عبارتی همزمان دو ضابطه مربوط به نامنظمی مطرح شده در رابطه (۴) را برآورده می‌کند). با توجه به این موضوع، در پلان مطرح شده در این تمرین که در شکل زیر دوباره آن را رسم کرده‌ایم، فرورفتگی‌های (۱)، (۲) و (۳) ایجاد نامنظمی نکرده و فرورفتگی شماره (۴) ایجاد نامنظمی در پلان می‌کند و در مجموع این پلان مشکل نامنظمی هندسی در پلان دارد.



# نامنظمی هندسی (بند ۱-۷-۱ الف)

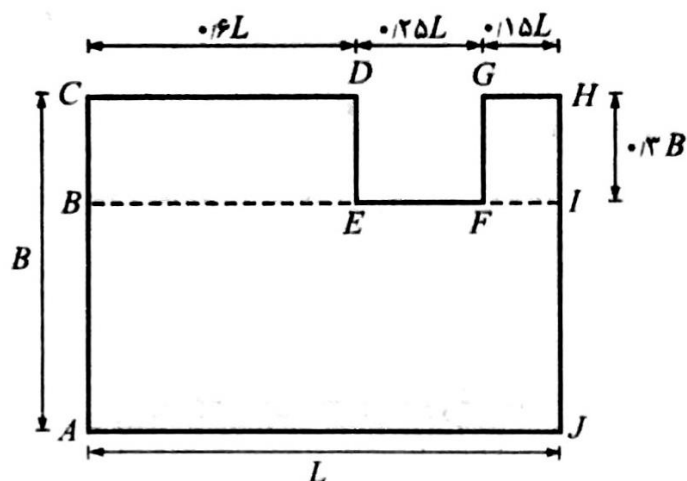


شکل ۴۰: کنترل ابعاد فرورفتگی‌های موجود در پلان مورد بررسی

● **دقت:** فرورفتگی‌های (۱)، (۲) و (۳)، به‌طور همزمان از دو طرف مستطیل‌های گوشه خارج نشده‌اند ولی فرورفتگی (۴)، از هر دو طرف از مستطیل گوشه خارج شده است.



# نامنظمی هندسی (بند ۱-۷-۱ الف)



شکل ۴۱: بررسی یک حالت خاص

نکته: پلان شکل مقابل را در نظر بگیرید که کنترل نامنظمی هندسی آن در پلان موردنظر ما می‌باشد. برای انجام این کنترل در پلان‌هایی از این دست که فرورفتگی آنها در وسط ضلع (و نه در گوشه‌ها) می‌باشد، کافی است حدود  $0.12L$  و  $0.12B$  آیین‌نامه را با ابعاد این فرورفتگی کنترل کنید.<sup>۱</sup>

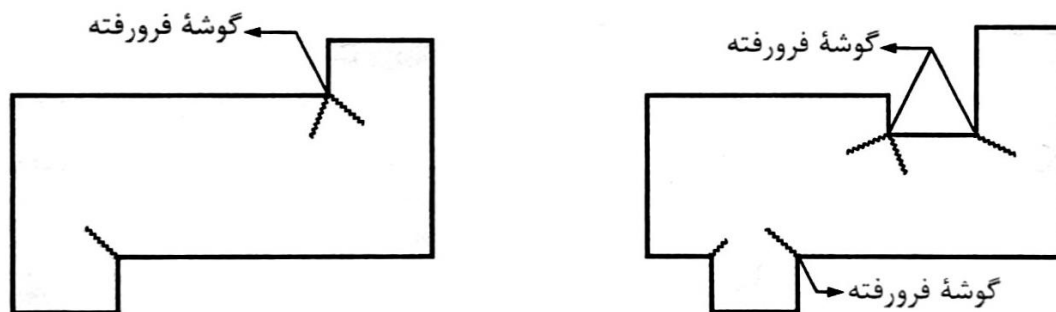
این سازه نامنظمی هندسی در پلان دارد.  $\Rightarrow \begin{cases} l = 0.25L > 0.12L \\ b = 0.3B > 0.12B \end{cases}$  : ابعاد فرورفتگی

با مقایسه ابعاد فرورفتگی با حدود آیین‌نامه مشخص می‌شود که این ساختمان مشمول نامنظمی هندسی در پلان می‌شود. در حقیقت در این حالت هندسه دو قسمت پلان که در طرفین فرورفتگی هستند به گونه‌ای می‌باشد که امکان حرکت ناهماهنگ در آنها وجود داشته و این موضوع سازه را آسیب‌پذیر کرده است.



# نامنظمی هندسی (بند ۱-۷-۱ الف)

نتیجه: وجود فرورفتگی یا بیرون زدگی بیش از حد در پلان یک ساختمان می‌تواند باعث آسیب‌پذیر شدن آن در هنگام زلزله شود، زیرا در هنگام ارتعاش ساختمان ممکن است قسمت‌های مختلف پلان تمایل داشته باشند تا به‌صورت ناهماهنگ با یکدیگر حرکت کنند. در حقیقت در این حالت به‌دلیل ایجاد شدن گوشه‌های فرورفته در پلان ساختمان، سازه ممکن است آسیب‌پذیر شود که این موضوع را در شکل‌های زیر مشاهده می‌کنید:

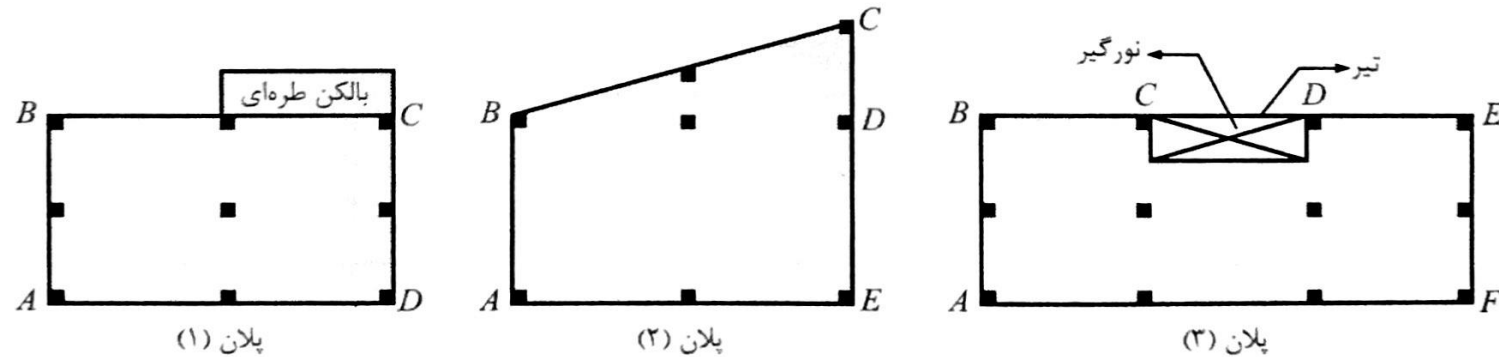


شکل ۴۲: درک بهتر دلیل نامناسب بودن نامنظمی هندسی در پلان



# نامنظمی هندسی (بند ۱-۷-۱ الف)

به سه پلان خاص نشان داده شده در شکل زیر توجه کنید:



شکل ۴۳: بررسی سه پلان خاص در بحث نامنظمی هندسی در پلان

در مورد کنترل نامنظمی هندسی در پلان‌های صفحه قبل می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

پلان (۱): نکته‌ای که در این پلان در بحث کنترل نامنظمی هندسی باید به آن توجه شود آن است که بالکن طره‌ای عملاً فاقد ستون‌گذاری بوده و حرکت آن کاملاً تابع حرکت قسمت  $ABCD$  می‌باشد. از طرفی با توجه به اینکه در بحث کنترل نامنظمی هندسی، ناهماهنگی قسمتی از پلان نسبت به قسمت‌های دیگر مطرح می‌شود، این موضوع درباره اعضای طره‌ای مانند بالکن در این پلان مصداق پیدا نکرده و در بحث کنترل نامنظمی هندسی تصور می‌کنیم که بالکن وجود ندارد. پس پلان (۱) منظم هندسی می‌باشد.



# نامنظمی هندسی (بند ۱-۷-۱ الف)

پلان (۲): در چنین کف‌هایی کنترل نامنظمی هندسی انجام نمی‌شود، زیرا گوشه فرورفته به صورت مجزا و واضح در ساختمان وجود نداشته و کل کف ساختمان (دوزنقه  $ABCE$ ) عملکرد هماهنگی دارد.

پلان (۳): در چنین سازه‌هایی با اینکه در پلان ساختمان نورگیر وجود دارد ولی این نورگیر از نوع فرورفتگی محسوب نمی‌شود، زیرا مستطیل  $ABEF$  یک پلان یکپارچه می‌باشد و قسمت  $BC$  و  $DE$  به دلیل حضور تیر  $CD$  رفتار هماهنگی دارند. توجه کنید که در چنین پلانی تنها باید این بحث کنترل شود که آیا ابعاد بازشوی کف می‌تواند باعث ایجاد نامنظمی در دیافراگم شود که آن را در ادامه بحث بررسی خواهیم کرد.

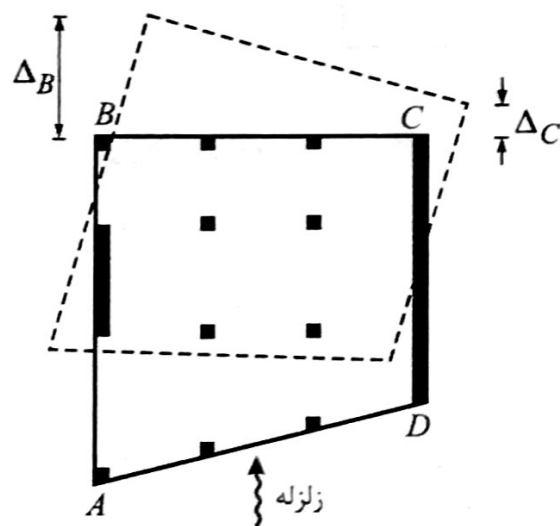


# نامنظمی پیچشی (بند ۱-۷-۱ ب)

با مفهوم مرکز جرم و مرکز سختی در قسمت‌های قبل این فصل آشنا شدیم. از سوی دیگر دیدیم که در صورت وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در طبقات ساختمان، نیروی جانبی زلزله باعث ایجاد لنگر پیچشی در طبقات شده و سازه می‌تواند از نوع نامنظم پیچشی محسوب شود.

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در یک سازه از نوع نامنظم زیاد پیچشی، حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان (با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن  $A_j = 1$ )، از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان بزرگ‌تر است.

برای درک بهتر این موضوع با در نظر گرفتن تغییرمکان‌های نسبی ایجاد شده در پلان شکل زیر می‌توان گفت:



$$\begin{cases} \Delta_{max} = \Delta_B \\ \Delta_{ave} = \frac{\Delta_B + \Delta_C}{2} \end{cases}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1/2 \Rightarrow \text{نامنظم زیاد پیچشی}$$

(۵)

شکل ۴۴: بررسی نامنظمی پیچشی در پلان



# نامنظمی پیچشی (بند ۱-۷-۱ ب)

تذکر: در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، ساختمان از نوع نامنظم شدید پیچشی محسوب می‌شود.

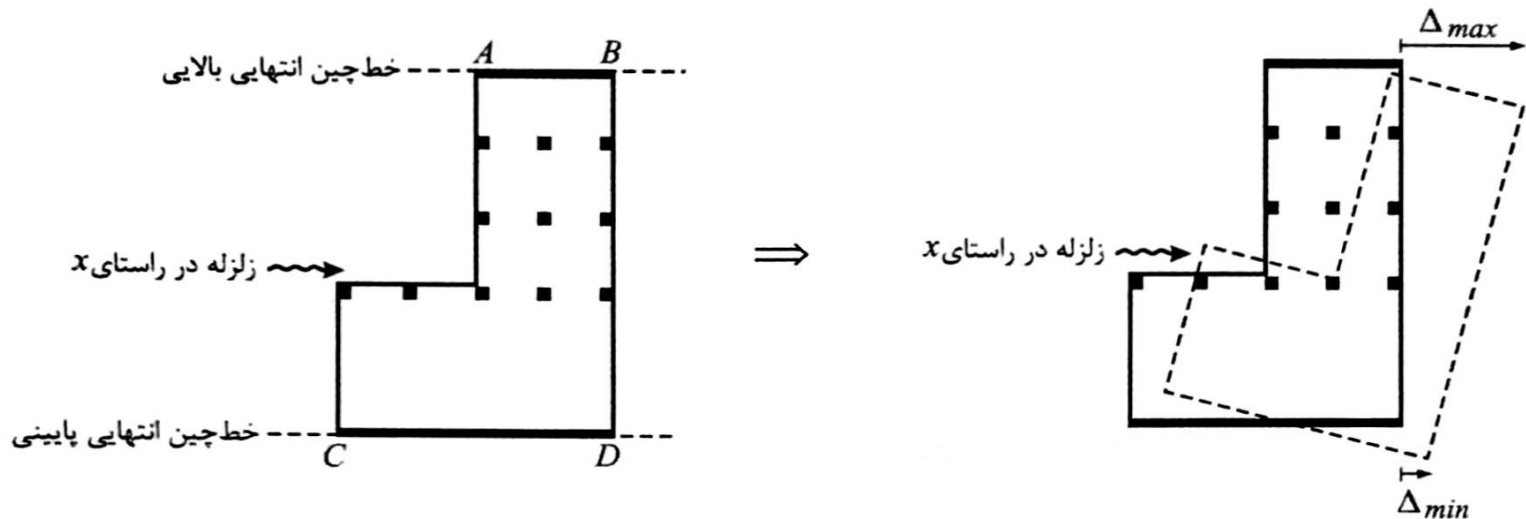
$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1/4 \Rightarrow \text{نامنظم شدید پیچشی}$$

(۶)



# نامنظمی پیچشی (بند ۱-۷-۱ ب)

فرض کنید می‌خواهیم برای سازه‌ای به شکل زیر، نامنظمی پیچشی در راستای  $x$  را بررسی کنیم. برای این منظور دو خط‌چین فرضی مطابق شکل در دو انتهای پلان رسم می‌کنیم. با توجه به صلب بودن کف، برای نقاط روی یکی از این خط‌چین‌ها تغییر مکان نسبی در راستای  $x$  (در راستای نیروی زلزله) حداکثر بوده و برای خط‌چین دیگر، حداقل است. حال با به دست آوردن این مقادیر حداکثر و حداقل، پارامترهای  $\Delta_{max}$  و  $\Delta_{ave}$  به دست آمده و می‌توانیم نامنظمی پیچشی را کنترل کنیم.



شکل ۴۵: بررسی مفهوم  $\Delta_{max}$  و  $\Delta_{min}$  در بحث کنترل نامنظمی پیچشی یک پلان با دیافراگم صلب



# نامنظمی پیچشی (بند ۱-۷-۱ ب)

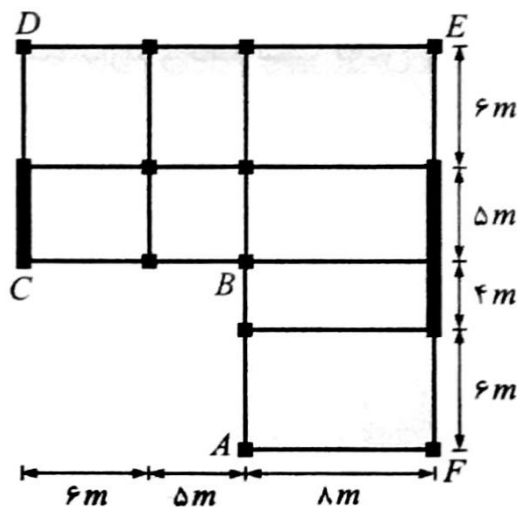
تذکره ۱: برای محاسبه نامنظمی پیچشی برای زلزله در راستای  $Y$ ، تغییرمکان‌های جانبی نسبی در راستای  $Y$  را کنترل می‌کنیم و برای زلزله در راستای  $X$  نیز از تغییرمکان‌های جانبی نسبی در راستای  $X$  استفاده می‌کنیم.

تذکره ۲: برای کنترل نامنظمی تحت زلزله  $X$ ، تغییرمکان جانبی نسبی در راستای  $X$  روی لبه بالایی پلان یکسان بوده (یعنی  $\Delta_{x_A} = \Delta_{x_B}$  می‌باشد) و همچنین برای لبه پایینی پلان نیز یکسان است (یعنی  $\Delta_{x_C} = \Delta_{x_D}$  می‌باشد). این موضوع برای لبه‌های سمت چپ و راست پلان تحت زلزله  $Y$  نیز برقرار است.



# نامنظمی پیچشی (بند ۱-۷-۱ ب)

تمرین ۵: در پلان شکل نشان داده شده، نتایج تغییر مکان‌های نسبی در گوشه‌های ساختمان حاصل از یک تحلیل نرم‌افزاری، برای زلزله‌های جهت  $x$  و  $y$  در جدول زیر مشخص شده است:



شکل ۴۶: پلان مورد بررسی در تمرین (۵)

زلزله جهت $y$		زلزله جهت $x$		
$\Delta_y$	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$\Delta_x$	
۰/۸ mm	-۰/۶ mm	-۰/۱ mm	۱۵/۸ mm	نقطه A
۰/۸ mm	-۰/۲ mm	-۰/۱ mm	۱۵/۶ mm	نقطه B
۱/۳ mm	-۰/۲ mm	-۰/۲ mm	۱۵/۶ mm	نقطه C
۱/۳ mm	۰/۴ mm	-۰/۲ mm	۱۵/۵ mm	نقطه D
۰/۴ mm	۰/۴ mm	۰/۰ mm	۱۵/۵ mm	نقطه E
۰/۴ mm	-۰/۶ mm	۰/۰ mm	۱۵/۸ mm	نقطه F

الف) بحث نامنظمی پیچشی برای کدام یک از راستاهای  $x$  و  $y$  باید انجام شود؟

ب) وضعیت نامنظمی پیچشی این پلان را مشخص کنید.



# نامنظمی پیچشی (بند ۱-۷-۱ ب)

● **هال: الف)** بررسی وضعیت نامنظمی پیچشی سازه‌ها باید در دو راستای اصلی ساختمان (در این تمرین راستای  $x$  و  $y$ ) انجام شود که در نتیجه آن ممکن است سازه در هر دو راستا نامنظم پیچشی، در هر دو راستا منظم پیچشی یا فقط در یکی از دو راستا نامنظم پیچشی باشد. البته اگر نامنظمی تنها در یک راستا هم وجود داشته باشد، می‌گوییم کل پلان نامنظمی پیچشی دارد.

**ب)** برای بررسی نامنظمی پلان این سازه در زلزله جهت  $x$ ، به‌صورت زیر عمل می‌شود:  
با توجه به داده‌های ستون اول جدول، حداکثر تغییرمکان نسبی گوشه‌های ساختمان برای زلزله جهت  $x$  و در راستای  $x$  (هم‌راستا با جهت نیروی زلزله) در نقاط  $A$  و  $F$  (لبه انتهایی پایینی) اتفاق می‌افتد که مقدار آن  $15/8 \text{ mm}$  می‌باشد. از سوی دیگر حداقل تغییرمکان نسبی گوشه‌های ساختمان برای زلزله جهت  $x$ ، در نقاط  $D$  و  $E$  (لبه بالایی) اتفاق می‌افتد که مقدار آن  $15/5 \text{ mm}$  است. بنابراین برای کنترل نامنظمی پیچشی در راستای  $x$  داریم:

$$\Delta_{max} = 15/8 \text{ mm} \quad , \quad \Delta_{ave} = \frac{15/8 + 15/5}{2} = 15/65 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = 1/01 < 1/2 \Rightarrow \text{پلان در راستای } x \text{ منظم پیچشی است.}$$



# نامنظمی پیچشی (بند ۱-۷-۱ ب)

برای بررسی نامنظمی سازه در زلزله جهت  $y$  با کمک گرفتن از داده‌های ستون چهارم جدول به صورت مشابهی داریم:

$\Delta_{max} = ۱/۳ \text{ mm}$  (لبه انتهایی سمت چپ یعنی  $CD$ ) ،  $\Delta_{min} = ۰/۴ \text{ mm}$  (لبه سمت راست یعنی  $EF$ )

$$\Delta_{ave} = \frac{۱/۳ + ۰/۴}{۲} = ۰/۸۵ \text{ mm}$$

پلان در راستای  $y$  نامنظم شدید پیچشی است.  $\Rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = ۱/۵۳ > ۱/۴$

بنابراین در مجموع می‌توان گفت که برای زلزله جهت  $x$  ساختمان نامنظم پیچشی و برای زلزله جهت  $y$  ساختمان نامنظم شدید پیچشی است و در مجموع، پلان ساختمان نامنظم شدید پیچشی محسوب می‌شود.



# نامنظمی در دیافراگم (بند ۱-۷-۱ پ)

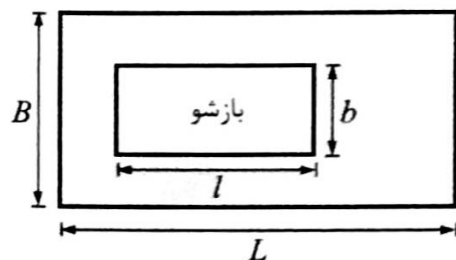
در استانداردهای لرزه‌ای، سقف ساختمان‌ها با واژه دیافراگم شناخته می‌شود. آیین‌نامه‌ها با کنترل ضوابطی دیافراگم‌ها را به سه دسته دیافراگم صلب، دیافراگم نیمه صلب و دیافراگم انعطاف‌پذیر دسته‌بندی می‌کنند. به‌طور کلی دیافراگم نقش توزیع‌کننده نیروهای جانبی وارد بر ساختمان بین المان‌های باربر جانبی سازه را بر عهده دارد و نامناسب بودن ویژگی‌های دیافراگم نظیر زیاد بودن مساحت بازشوها یا تغییرات زیاد در سختی دیافراگم، می‌تواند موجب نامنظمی در پلان ساختمان شود.

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، کنترل ویژگی‌های دیافراگم در بحث نامنظمی به‌صورت زیر انجام می‌شود:

۱ اگر مجموع سطح بازشو در یک طبقه بیشتر از ۵۰ درصد مساحت کل دیافراگم باشد، سازه در پلان نامنظم می‌باشد.

$$(l \times b) > 0.15 (L \times B) \Rightarrow \text{نامنظم در دیافراگم} \quad (۷)$$

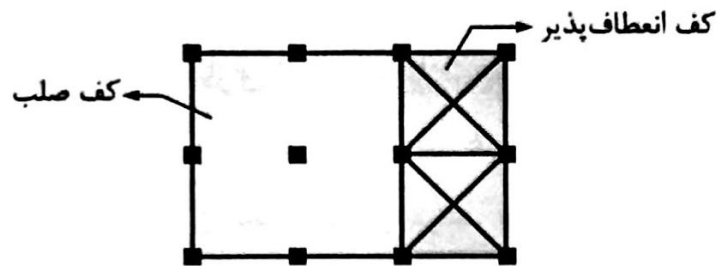
۲ اگر تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه، بیشتر از ۵۰ درصد سختی دیافراگم در طبقات مجاور باشد، سازه در پلان نامنظم است.



شکل ۴۷: بررسی نامنظمی در پلان برای دیافراگم



# نامنظمی در دیافراگم (بند ۱-۷-۱ پ)



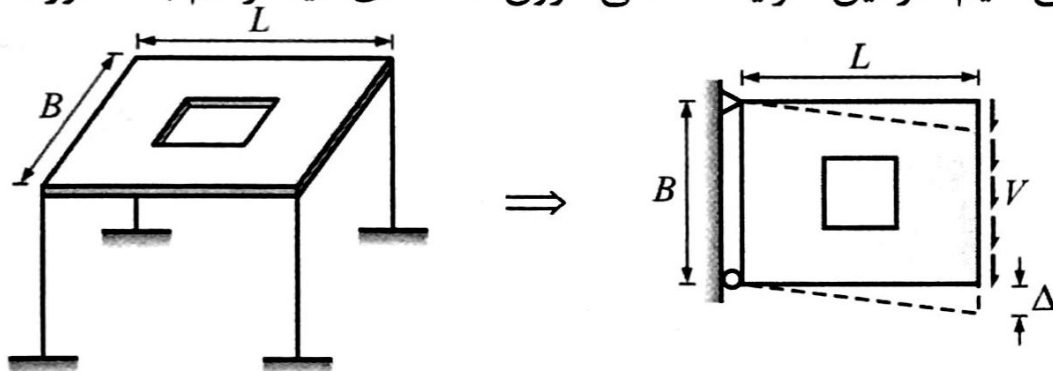
به عنوان مثال در شکل مقابل، در صورت انعطاف پذیر بودن کف سمت راست پلان در یک طبقه، توزیع نیروی جانبی بین ستون‌ها دستخوش تغییر می‌شود که می‌تواند منجر به نامنظمی شود. در این گونه موارد اگر سختی کل دیافراگم این کف نسبت به سختی دیافراگم در طبقات بالا و پایین (طبقات مجاور) بیش از ۵۰ درصد تغییر داشته باشد، مشمول این بند می‌شود.

شکل ۴۸: درک مفهوم نامنظمی دیافراگم (در سختی)



# نامنظمی در دیافراگم (بند ۱-۷-۱ پ)

منظور از سختی دیافراگم در بحث نامنظمی، سختی درون صفحه‌ای دیافراگم می‌باشد که البته در حالت کلی روش صریحی برای تعیین آن وجود ندارد. از طرف دیگر به‌عنوان یک راه حل مهندسی، در برخی از موارد ساده مانند سازه‌ی شکل زیر، برای تعیین سختی درون صفحه‌ای دیافراگم می‌توان از مدل نشان داده شده در شکل استفاده کرد که در آن محور منطبق بر یکی از قاب‌های سازه را تکیه‌گاه فرض کرده و به محور دیگر نیرویی به موازات صفحه‌ی دیافراگم اعمال می‌کنیم. در این شرایط سختی درون صفحه‌ای دیافراگم به‌صورت نسبت نیرو به تغییر مکان محاسبه می‌شود.

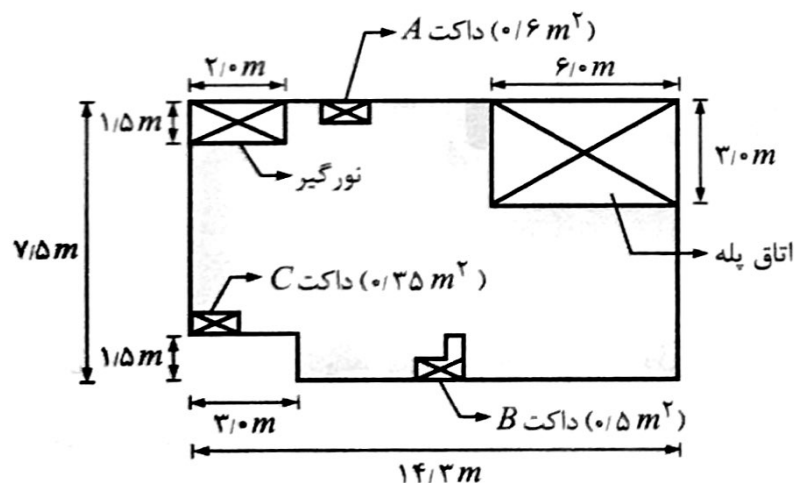


$$k = \frac{V}{\Delta}$$

شکل ۴۹: مفهوم سختی دیافراگم



# نامنظمی در دیافراگم (بند ۱-۷-۱ پ)



شکل ۵۰: پلان مورد بررسی در تمرین (۶)

تمرین ۶: پلان یک طبقه از ساختمانی به صورت شکل مقابل می‌باشد. در مورد نظم پلان این طبقه از نظر سطح بازشوهای موجود در دیافراگم اظهار نظر کنید.

توجه: حفره‌هایی که به منظور عبور لوله‌ها و کانال‌های تأسیساتی در کف استفاده می‌شوند، نوعی بازشو در دال محسوب شده که در عرف مهندسی به آنها داکت نیز گفته می‌شود.

حل: برای بررسی نظم در دیافراگم با توجه به سطح بازشوهای پلان داریم:

$$\sum A_{\text{opening}} = \underbrace{(6.0 \times 3.0 + 2.0 \times 1.5)}_{\text{بازشوهای اصلی}} + \underbrace{(0.6 + 0.5 + 0.35)}_{\text{داکت‌های تأسیسات}} = 21 + 1.45 = 22.45 \text{ m}^2$$

$$\text{مساحت دیافراگم: } A_{\text{diaphragm}} = (14.3 \times 7.5) - (3.0 \times 1.5) = 102.75 \text{ m}^2$$

$$\sum A_{\text{opening}} = 22.45 \text{ m}^2 > 0.15 A_{\text{diaphragm}} = 51.375 \text{ m}^2$$

بنابراین مساحت بازشوهای موجود در پلان این طبقه از ساختمان نسبت به مساحت پلان چندان بزرگ نبوده و ساختمان از این نظر، منظم در پلان محسوب می‌شود.



# نامنظمی در دیافراگم (بند ۱-۷-۱ پ)

● دقت: درباره محاسبات انجام شده در این تمرین، به دو نکته زیر توجه شود:

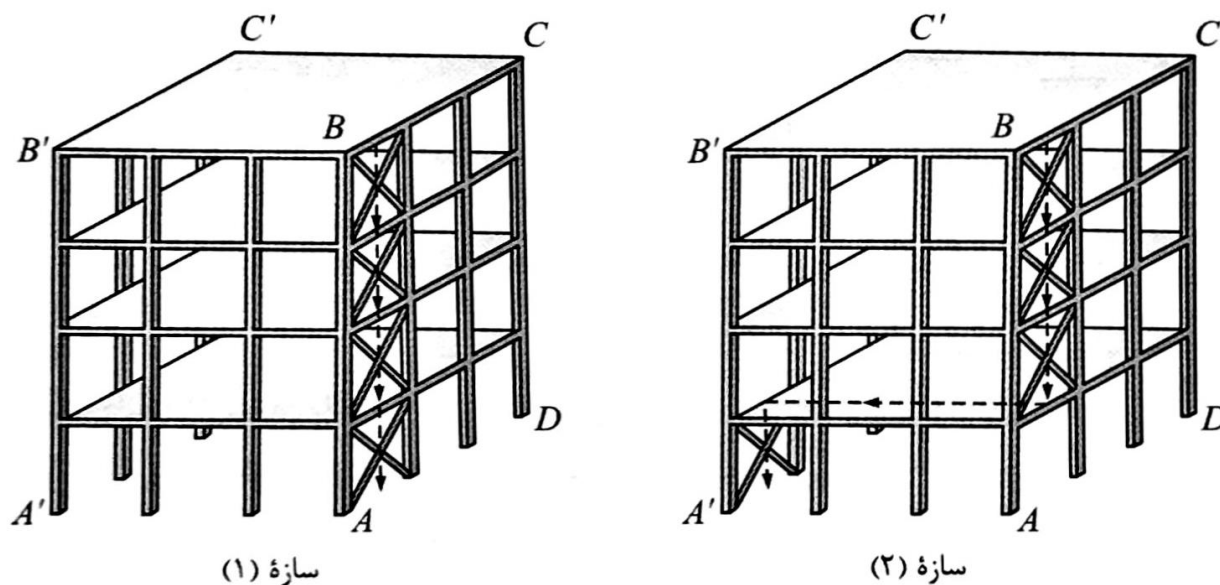
۱ در بسیاری از پروژه‌های معمول ساختمانی، موقعیت و مساحت داکت‌های تأسیساتی از ابتدا مشخص نبوده و ممکن است در هنگام اجرای ساختمان برای آنها تصمیم‌گیری شود. به همین دلیل برای محاسبه مجموع مساحت بازشوها، می‌توانید مساحت داکت‌های تأسیساتی را با یک قضاوت مهندسی حدود ۱ تا ۵ درصد مساحت پلان ساختمان در نظر بگیرید.

۲ در مورد فرورفتگی گوشه پلان این ساختمان (با مساحت  $۱/۵ \times ۳/۰$ ) باید توجه شود که این قسمت جزئی از دیافراگم کف نمی‌باشد و نیازی به در نظر گرفتن مساحت این ناحیه در محاسبه مجموع مساحت بازشوها نیست، بنابراین مساحت دیافراگم برابر مساحت مستطیل بزرگ با ابعاد  $۷/۵ m \times ۱۴/۳ m$  می‌باشد که مقدار  $۱/۵ m \times ۳/۰ m$  (مساحت فرورفتگی) باید از آن کم شود.



# نامنظمی خارج از صفحه (بند ۱-۷-۱ ت)

به‌طور کلی آیین‌نامه‌ها بیان می‌کنند که تغییر در مسیر انتقال بارهای جانبی از یک صفحه به صفحه دیگر نامناسب بوده و سبب ایجاد نامنظمی در پلان ساختمان می‌شود. برای درک بهتر این بحث، دو سازه شکل زیر را در نظر بگیرید:



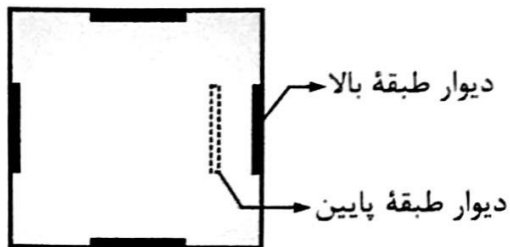
شکل ۵۱: سازه مورد بررسی در بحث نامنظمی خارج از صفحه

در سازه شکل (۱)، تمام نیروی جانبی از طریق مهاربندهایی که در صفحه  $ABCD$  هستند منتقل می‌شود. این در حالی است که در سازه شکل (۲)، انتقال نیروی جانبی برای طبقات دوم، سوم و چهارم در صفحه  $ABCD$  و برای طبقه اول در صفحه  $A'B'C'D'$  اتفاق می‌افتد.



# نامنظمی خارج از صفحه (بند ۱-۷-۱ ت)

همان‌طور که مشاهده می‌کنید در سازه شکل (۲)، دیافراگم کف واسطه انتقال نیروی جانبی از صفحه  $ABCD$  به صفحه  $A'B'C'D'$  می‌باشد و این اتفاق سبب می‌شود که دیافراگم آسیب‌پذیر شده و عملکرد آن نامطلوب شود. این موضوع بحثی است که ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ از آن به‌عنوان نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر



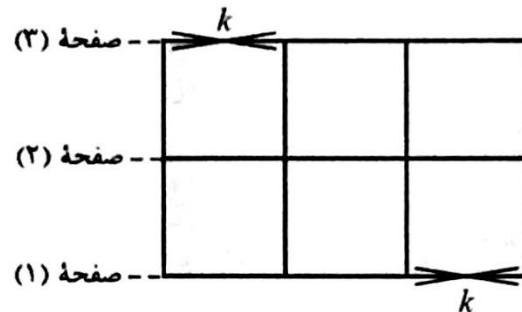
جانبی یاد کرده و بیان می‌کند که در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی وجود داشته باشد (مانند تغییر صفحه حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی طبقات)، نامنظمی خارج از صفحه در پلان رخ داده است.

شکل ۵۲: بررسی نمونه‌ای از نامنظمی در پلان

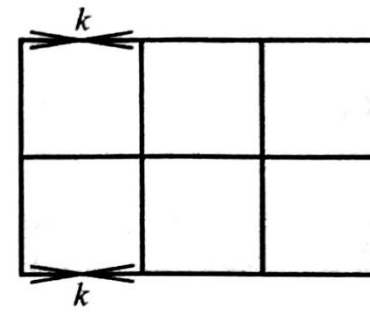


# نامنظمی خارج از صفحه (بند ۱-۷-۱ ت)

تمرین ۷: یک ساختمان پنج طبقه را در نظر بگیرید که وضعیت جانمایی مهاربندهای آن در طبقات مختلف به صورت زیر می‌باشد. به نظر شما انتقال محل مهاربند در صفحه (۱) مشمول قاعده نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر جانبی در پلان مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌شود؟



پلان طبقه (۱)

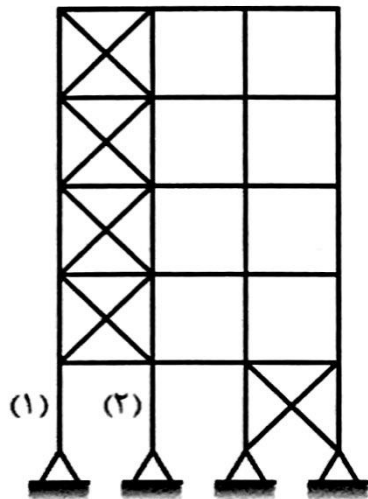


پلان طبقات (۲) تا (۵)

شکل ۵۳: پلان طبقات مورد بررسی در تمرین (۷)



# نامنظمی خارج از صفحه (بند ۱-۷-۱ ت)



نمای صفحه (۱)

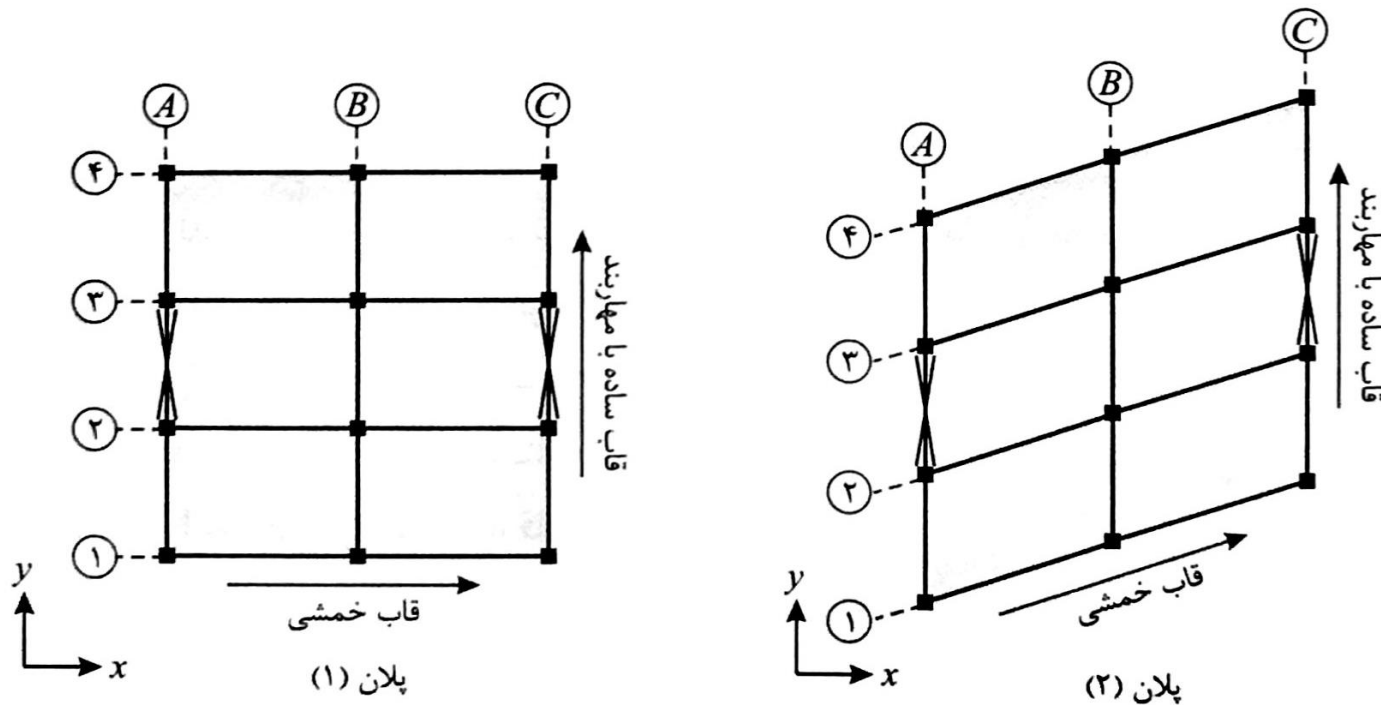
شکل ۵۴: نمایش صفحه (۱) در ارتفاع

● **حل:** برای پلان سازه موردنظر، در صفحه (۳) محل مهاربندها در طبقات مختلف ثابت بوده و بحثی وجود ندارد، اما در صفحه (۱) با اینکه محل مهاربند در داخل صفحه تغییر کرده است، ولی این موضوع مشکلی از نظر نظم خارج از صفحه سیستم باربر جانبی ایجاد نمی‌کند (البته این موضوع ممکن است باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع ساختمان شود که ضوابط آن را در ادامه بررسی خواهیم کرد). شایان ذکر است که در این حالت ستون‌های (۱) و (۲) در شکل مقابل، باید برای ضوابط ویژه‌ای طراحی شوند



# نامنظمی سیستم‌های غیر موازی (بند ۱-۷-۱ ث)

پلان شکل‌های زیر را در نظر بگیرید:

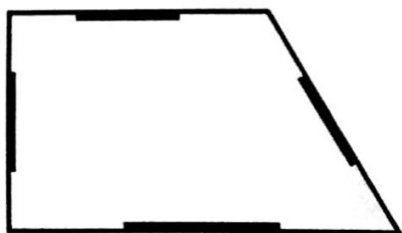


شکل ۵۵: پلان‌های مورد بررسی برای درک مفهوم نامنظمی سیستم‌های غیر موازی



## نامنظمی سیستم‌های غیر موازی (بند ۱-۷-۱ ث)

برای پلان (۱) صفحه قبل، هنگامی که زلزله در راستای  $x$  وارد شود، نیروی ناشی از آن توسط قاب‌های خمشی (۱) تا (۴) تحمل می‌شود و هنگامی که زلزله در راستای  $y$  وارد شود، نیروی ناشی از آن توسط قاب‌های مهاربندی شده  $(A)$  و  $(C)$  تحمل می‌شود. اما در پلان (۲) قاب‌های خمشی به دلیل مایل بودن، در هر دو راستای  $x$  و  $y$  سختی داشته و از نیروی زلزله این دو راستا سهم می‌برند. این موضوع در عرف مهندسی سازه ایده‌آل نبوده و یک مهندس سازه معمولاً ترجیح می‌دهد که قاب‌های باربر جانبی در هر راستا، نیروی زلزله همان راستا را تحمل کنند.



دیوار

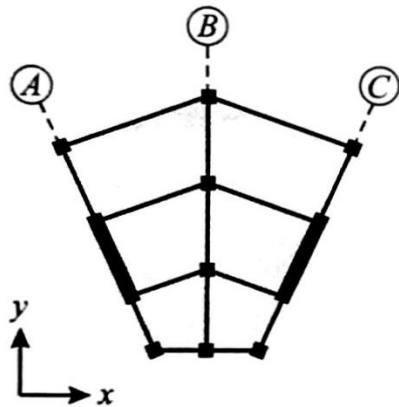
شکل ۵۶: نمونه‌ای از نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

با توجه به این موضوع، ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بیان می‌کند در مواردی که بعضی از اجزای قائم سیستم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نمی‌باشد، سازه باید از نوع نامنظم در پلان محسوب شود. شکل مقابل نمونه دیگری از این بحث است که در آیین‌نامه آورده شده است:



# نامنظمی سیستم‌های غیر موازی (بند ۱-۷-۱ ث)

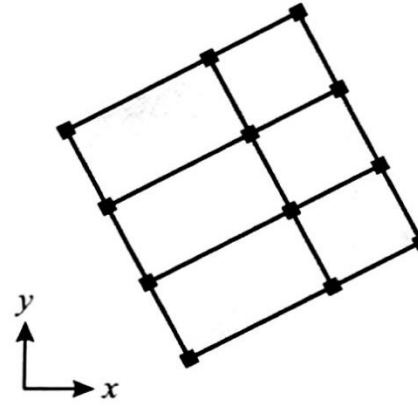
تمرین ۸: با در نظر گرفتن ضابطه نامنظمی سیستم‌های باربر جانبی غیرموازی در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، درباره دو پلان نشان داده شده در شکل‌های زیر اظهار نظر کنید.



پلان ساختمان (۱)

(در یک جهت قاب خمشی و

در جهت دیگر قاب خمشی به همراه دیوار برشی)



پلان ساختمان (۲)

(در هر دو جهت قاب خمشی)

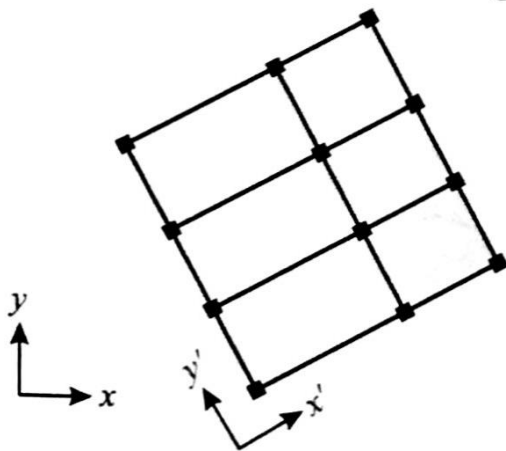
شکل ۵۷: پلان‌های مورد بررسی در تمرین (۸)



# نامنظمی سیستم‌های غیر موازی (بند ۱-۷-۱ ث)

● **هله:** در پلان ساختمان شکل (۱)، اکثر قاب‌های مورد استفاده در این ساختمان هم در راستای  $x$  و هم در راستای  $y$  سختی دارند و تنها در یک راستا نیرو تحمل نمی‌کنند. بنابراین در مجموع می‌توان گفت که این ساختمان دارای سیستم‌های باربر جانبی غیرموازی است و نامنظم در پلان می‌باشد.

درباره پلان ساختمان (۲) هر چند سیستم‌های باربر جانبی در راستای  $x$  و  $y$  نیستند ولی می‌توان دو راستای متعامد دیگر مانند راستاهای  $x'$  و  $y'$  را تعریف کرد که همه قاب‌های مقاوم جانبی در امتداد آنها قرار دارند و در نتیجه ساختمان شماره (۲) منظم در پلان محسوب می‌شود.

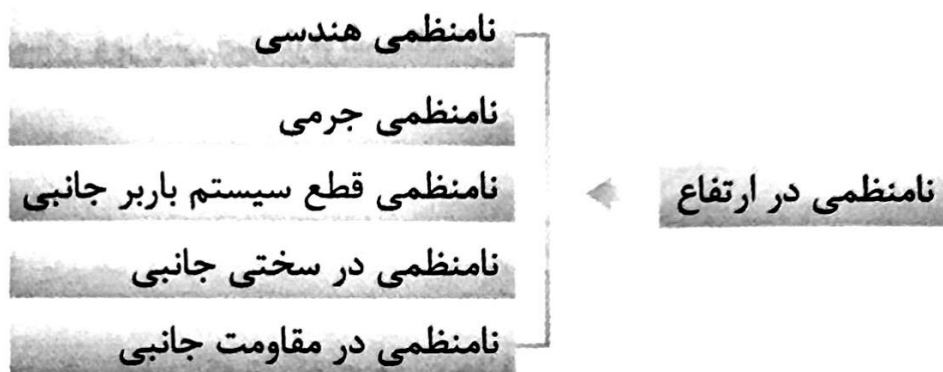


شکل ۵۸: محورهای متعامد دیگر در پلان (۲)



# نامنظمی در ارتفاع (بند ۱-۷-۲)

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در صورت وجود هر یک از موارد زیر در ارتفاع سازه، ساختمان در ارتفاع دارای نامنظمی است:



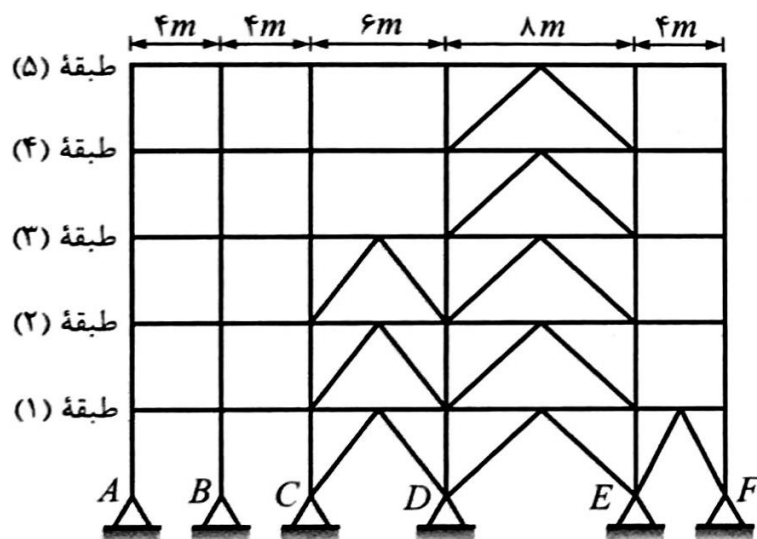
در ادامه هر یک از این موارد را به همراه نحوه کنترل آنها بررسی خواهیم کرد. دقت شود که اگر هیچ‌یک از شرایط نامنظمی در ارتفاع برقرار نباشد، اصطلاحاً می‌گوییم سازه در ارتفاع منظم است.



# نامنظمی هندسی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ الف)

برای شروع این بحث، ابتدا به این موضوع توجه کنید که در یک ساختمان چند طبقه، طبقات پایین‌تر نیروی برشی بیشتری از زلزله را باید تحمل کنند و برای این منظور، معمولاً اعضای سازه در طبقات پایین قوی‌تر از طبقات بالاتر خود هستند. مهندسين عمران گاهی اوقات به‌عنوان یک راهکار، تعداد دهانه‌های مهاربندی را در طبقات پایین‌تر افزایش می‌دهند که این موضوع خود می‌تواند عاملی برای ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه باشد.

برای درک بهتر این موضوع شکل مقابل را در نظر بگیرید:



در طبقات چهارم و پنجم این سازه، ابعاد افقی سیستم باربر جانبی که در دهانه  $DE$  استفاده شده، ۸ متر می‌باشد. این در حالی است که در طبقات دوم و سوم، سیستم باربر جانبی در دهانه‌های  $CD$  و  $DE$  بوده که مجموع بعد افقی آنها به ۱۴ متر افزایش پیدا کرده است. همچنین در طبقه اول سازه، مهاربندها در دهانه‌های  $CD$  و  $DE$  و  $EF$  بوده که بعد افقی آنها ۱۸ متر می‌باشد.

شکل ۵۹: بررسی نامنظمی هندسی در ارتفاع



# نامنظمی هندسی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ الف)

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اگر ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور (طبقات بالا و پایین) باشد، ساختمان در ارتفاع نامنظمی هندسی دارد. با توجه به این ضابطه دربارهٔ قاب ساختمانی شکل بالا، این موضوع به صورت زیر کنترل می‌شود:

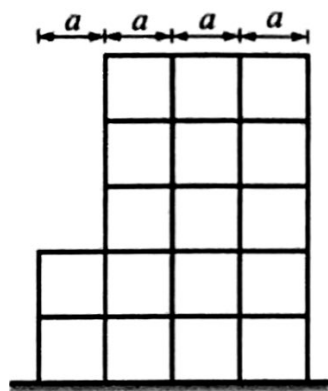
کنترل طبقه سوم با چهارم :  $14\text{ m} > 1/3 \times 8 = 10/4\text{ m}$

کنترل طبقه اول با دوم :  $18\text{ m} > 1/3 \times 14 = 18/2\text{ m}$

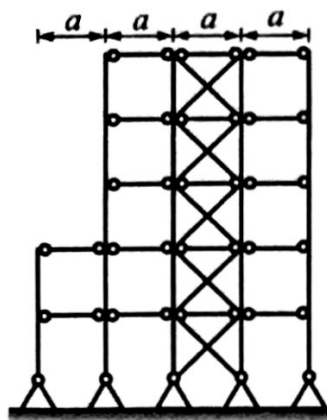
با توجه به اینکه در طبقه سوم ابعاد افقی دهانه‌های مهاربندی بیشتر از ۱۳۰ درصد با طبقه بالایی خود اختلاف دارد، این طبقه در ارتفاع سازه نامنظمی ایجاد کرده و در مجموع سازه نامنظم در ارتفاع محسوب می‌شود.



# نامنظمی هندسی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ الف)



سازه (۱) دارای قاب خمشی



سازه (۲) دارای قاب ساده با مهاربند

تمرین ۹: سازه‌های نشان داده شده در شکل مقابل را در نظر بگیرید، به طوری که سازه (۱) دارای سیستم قاب خمشی و سازه (۲) دارای سیستم قاب ساده با مهاربند می‌باشد. در هر یک از این سازه‌ها، کنترل نامنظمی هندسی در ارتفاع را بر مبنای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بررسی کنید.

شکل ۶۰: سازه‌های مورد بررسی در تمرین (۹)

● **عل:** در سازه با قاب خمشی باید گفت که عرض دهانه سیستم باربر جانبی دو طبقه پایین برابر  $4a$  و در سه طبقه بالا برابر  $3a$  می‌باشد و از آنجا که  $4a > 1/3 \times 3a$  است، این سازه در ارتفاع نامنظم هندسی می‌باشد. در سازه با قاب ساده مهاربندی شده، سیستم باربر جانبی تنها از نوع مهاربندی است و مابقی سازه تنها در باربری ثقلی مشارکت می‌کنند. با توجه به این موضوع، عرض دهانه سیستم باربر جانبی در این سازه در تمام طبقات برابر  $a$  می‌باشد و سازه مشمول نامنظمی هندسی در ارتفاع نمی‌شود. البته دقت شود که در هر دوی این سازه‌ها، بحث سایر نامنظمی‌ها در ارتفاع ممکن است وجود داشته باشد که در ادامه آنها را بررسی می‌کنیم.



# نامنظمی جرمی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ ب)

ساختمانی ۵ طبقه با کاربری تفریحی را در نظر بگیرید که در طبقه سوم آن یک استخر و سالن ورزشی قرار دارد. این نوع کاربری در طبقات سبب می‌شود که جرم طبقه سوم نسبت به طبقات دوم و چهارم اختلاف چشمگیری داشته باشد که این موضوع می‌تواند در ارتفاع سازه ایجاد نامنظمی جرمی کند و باعث شود سازه عملکرد مطلوبی در برابر بارهای زلزله نداشته باشد.

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بیان می‌کند در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم طبقات مجاور (بالا و پایین) اختلاف داشته باشد، ساختمان نامنظم جرمی است. در مورد این بند دو موضوع زیر حائز اهمیت است:

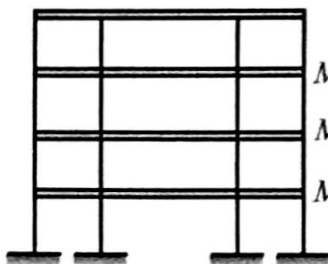
۱ در این بند استاندارد ۲۸۰۰، منظور از جرم، جرم مؤثر لرزه‌ای سازه است.

۲ در این کنترل، طبقات بام و خرپشته مستثنی هستند.



# نامنظمی جرمی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ ب)

اگر بخواهیم بحث نامنظمی جرمی را در شکل ساده زیر بررسی کنیم، در مورد کنترل طبقه  $i$  ام می‌توان نوشت:



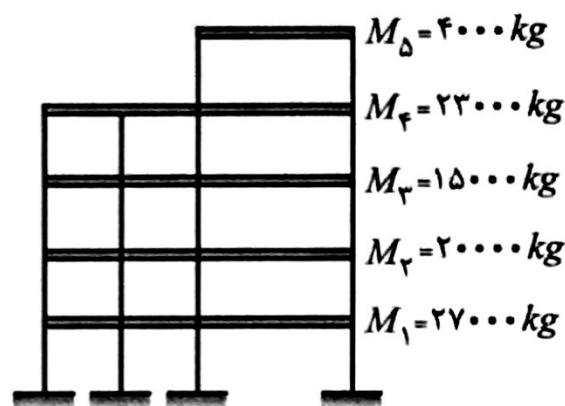
$$\left. \begin{array}{l} \text{جرم مؤثر } M_{i+1} \\ \text{جرم مؤثر } M_i \\ \text{جرم مؤثر } M_{i-1} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{مقایسه جرم طبقه } i \text{ با } i+1 : M_i < 0.5 M_{i+1} \text{ یا } M_i > 1.5 M_{i+1} \\ \text{مقایسه جرم طبقه } i \text{ با } i-1 : M_i < 0.5 M_{i-1} \text{ یا } M_i > 1.5 M_{i-1} \end{array} \quad (۸)$$

شکل ۶۱: بررسی نامنظمی جرمی در ارتفاع

در صورت برقراری هر یک از چهار رابطه فوق، طبقه  $i$  ام باعث ایجاد نامنظمی جرمی در ارتفاع این ساختمان می‌شود.



# نامنظمی جرمی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ ب)



شکل ۶۲: سازه مورد بررسی در تمرین (۱۰)

تمرین ۱۰: نامنظمی ساختمان نشان داده شده در شکل مقابل را از نظر توزیع جرم طبقات مقایسه کنید (علت اختلاف جرم زیاد در طبقات این ساختمان، کاربرد دستگاه‌ها و تأسیسات ویژه در بعضی طبقات می‌باشد).

● **هال:** برای کنترل بحث نامنظمی جرمی ساختمان در طبقات مختلف به صورت زیر عمل می‌شود:

کنترل طبقه سوم:

$$M_3 = 15000 < 0.15 M_4 = 11500, M_3 = 15000 > 1/5 M_4 = 34500 \Rightarrow \text{طبقه سوم نظم جرمی دارد.}$$

$$M_3 = 15000 < 0.15 M_2 = 10000, M_3 = 15000 > 1/5 M_2 = 30000$$

کنترل طبقه دوم:

$$M_2 = 20000 < 0.15 M_3 = 7500, M_2 = 20000 > 1/5 M_3 = 22500 \Rightarrow \text{طبقه دوم نظم جرمی دارد.}$$

$$M_2 = 20000 < 0.15 M_1 = 13500, M_2 = 20000 > 1/5 M_1 = 40500$$



# نامنظمی جرمی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ ب)

کنترل طبقه اول:

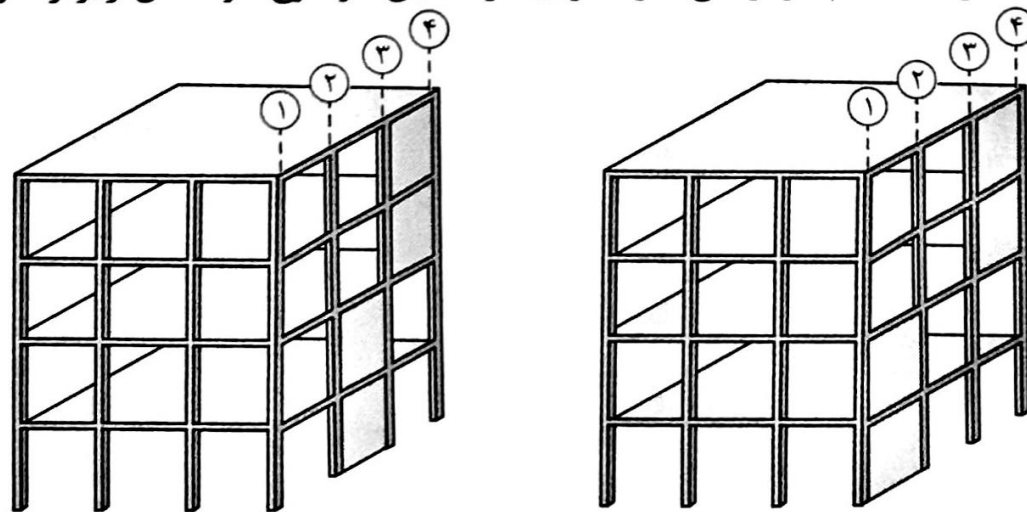
طبقه اول نظم جرمی دارد.  $\Rightarrow M_1 = 270000 < 0.15 M_2 = 100000$  ,  $M_1 = 270000 > 0.15 M_2 = 300000$   
 با توجه به اینکه طبقات مختلف این ساختمان نظم جرمی دارند، می‌توان گفت که سازه از نظر جرمی منظم محسوب می‌شود.

توجه: کنترل‌های جرمی برای طبقات بام و خرپشته در این تمرین پاسخگو نیست، ولی از نظر ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، این طبقات مستثنی شده‌اند و نیازی به کنترل آنها نمی‌باشد.



## نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ پ)

نامنظمی قطع سیستم‌های باربر جانبی مفهومی است که در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اضافه شده و در ویرایش سوم این استاندارد مورد توجه نبوده است. براساس مراجع مهندسی زلزله، در مواردی که در یک قاب از سازه اجزای باربر را در همان قاب از یک دهانه به دهانه‌ای دیگر منتقل کنیم، چنانچه جابه‌جایی ایجاد شده بیش از یک دهانه باشد، سازه عملکرد نامنظم در ارتفاع دارد. برای درک این موضوع دو شکل زیر را در نظر بگیرید:



سازه (۱)

سازه (۲)

شکل ۶۳: بررسی مفهوم نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع

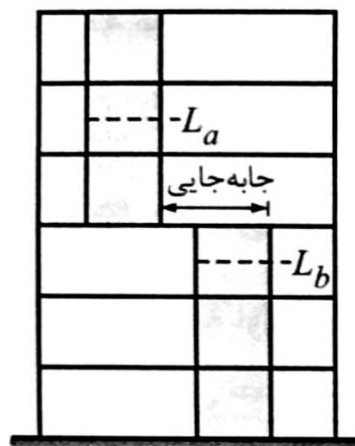


## نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ پ)

در هر دو ساختمان نشان داده شده در صفحه قبل، دیوارهای برشی در صفحه واقع در سمت راست سازه را در نظر بگیرید. در سازه (۱) دیوار برشی در دو طبقه بالا در دهانه (۳-۴) قرار دارد و در دو طبقه پایین آن را یک دهانه جابه‌جا کرده و به دهانه (۲-۳) منتقل کرده‌ایم. از طرفی در سازه (۲) دیوارهای برشی را از دهانه (۳-۴) در دو طبقه بالایی دو دهانه جابه‌جا کرده و به دهانه (۱-۲) برده‌ایم. مراجع مهندسی زلزله بیان می‌کنند که در سازه (۲)، نامنظمی سیستم باربر جانبی در ارتفاع داریم (جابه‌جایی دیوار برشی بیش از یک دهانه بوده است) اما در سازه (۱) این نامنظمی در ارتفاع سازه وجود ندارد (جابه‌جایی دیوار برشی به اندازه یک دهانه بوده است). مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در نامنظمی قطع سیستم‌های باربر جانبی، جزئی از سیستم باربر جانبی که در ارتفاع قطع شده، باعث می‌شود که آثار ناشی از واژگونی، به تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی وارد شود.



## نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ پ)



از طرفی با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ شکل مقابل را نیز می‌توان معادل با حالتی دانست که نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع رخ داده است:

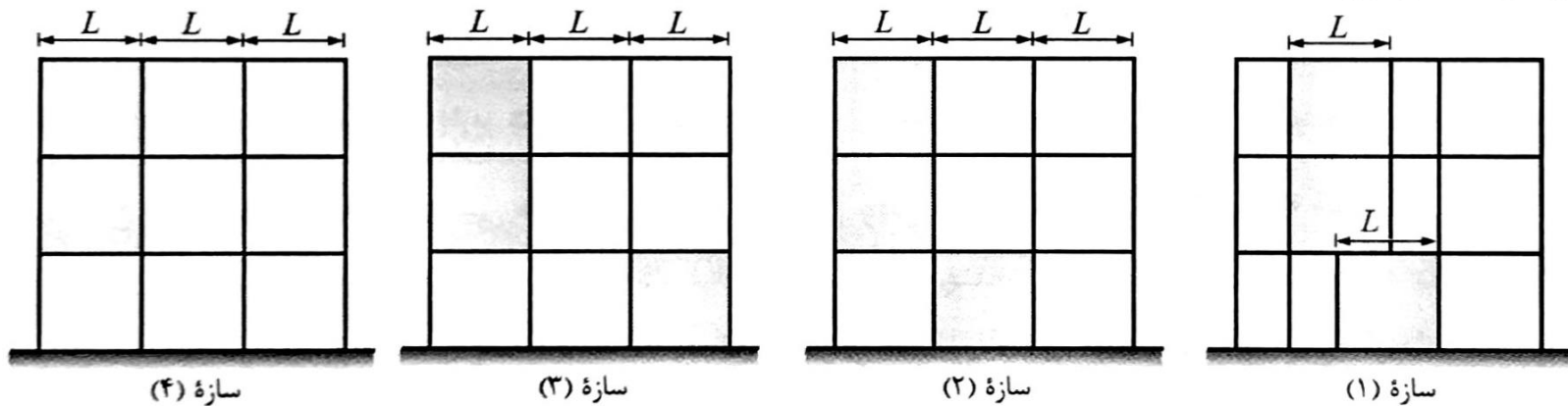
$$(9) \quad L_b > \text{جابه‌جایی} \quad \text{یا} \quad L_a > \text{جابه‌جایی} \Rightarrow \text{شرط ایجاد نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی}$$

شکل ۶۴: مفهوم نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



# نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ پ)

تمرین ۱۱: با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در کدام یک از سازه‌های زیر، نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع رخ داده است؟



شکل ۶۵: سازه‌های مورد بررسی در تمرین (۱۱)

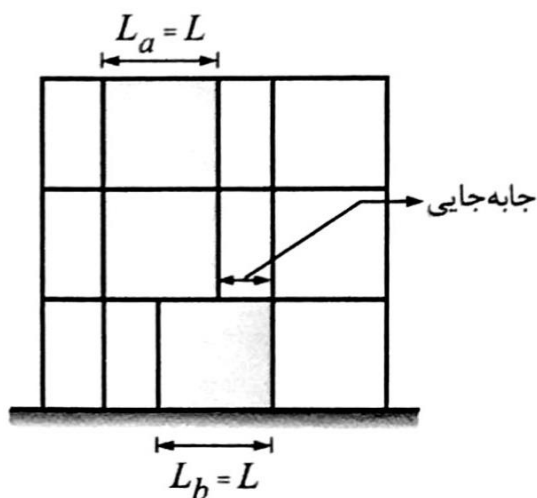


## نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ پ)

● **حل:** به بررسی هر یک از سازه‌های نشان داده شده می‌پردازیم:

**سازه (۱):** در این سازه خاص، میزان جابه‌جایی دیوار برشی از  $L_a$  و  $L_b$  کمتر است و اگرچه سیستم سازه‌ای مناسبی نمی‌باشد ولی نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع ندارد.

$L_b > \text{جابه‌جایی}$  یا  $L_a > \text{جابه‌جایی}$

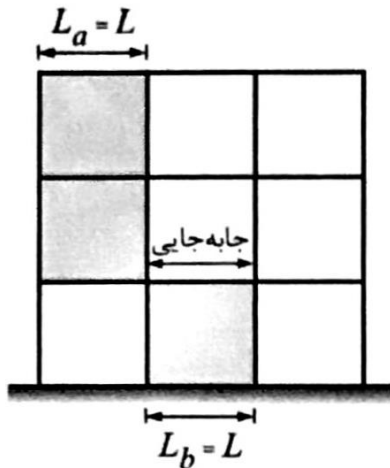


شکل ۶۶: بررسی سازه (۱)



## نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ پ)

سازه (۲): در این سازه، میزان جابه‌جایی دیوار برشی دقیقاً برابر با  $L$  است و طبق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، سازه مشمول بند نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع نمی‌شود.



$$L_b = L > \text{جابه‌جایی} \quad \text{یا} \quad L_a = L > \text{جابه‌جایی}$$

شکل ۶۷: بررسی سازه (۲)

● دقت: هر چند که سازه (۲) مشمول ضوابط این بند آیین‌نامه نمی‌شود، اما چون مقدار جابه‌جایی سیستم باربر جانبی آن در مرز این نوع از محدودیت قرار دارد، در جهت ضریب اطمینان می‌توان آن را نیز مشمول این بند در آیین‌نامه دانست.

سازه (۳): در این سازه، میزان جابه‌جایی برابر  $2L$  بوده و از  $L_a$  و  $L_b$  بزرگتر است و این سازه مشمول بند نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع می‌شود.



## نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع (بند ۱-۷-۱ پ)

سازه (۴): در این سازه، سیستم باربر جانبی در طبقه اول حذف شده است (گویی دیوار برشی به اندازه بی‌نهایت جابه‌جا شده است). بنابراین این گونه سازه‌ها نیز مشمول بند نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع می‌شوند.

نتیجه: از این تمرین می‌توان فهمید، به نوعی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نیز بیان کرده است که اگر جابه‌جایی سیستم باربر جانبی بیش از یک دهانه باشد (سازه‌های (۳) و (۴))، نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع وجود دارد که این موضوع را در ابتدای این بحث بررسی کردیم.



# نامنظمی در سختی جانبی (بند ۱-۷-۱ ث)

آیا تاکنون دقت کرده‌اید که گاهی اوقات در سازه‌ها به دلایل معماری یا فنی، در یک طبقه مشخص از چند مهاربند موجود در دهانه‌ها یکی را حذف کرده و یا در دیوار برشی یک طبقه بازشویی ایجاد می‌کنند. این موضوع سبب می‌شود که سختی آن طبقه نسبت به طبقات بالای خود کاهش چشمگیری داشته باشد. آیین‌نامه‌ها نسبت به این موضوع حساس بوده و آن را یکی از دلایل ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه می‌دانند.

## دید بهتر

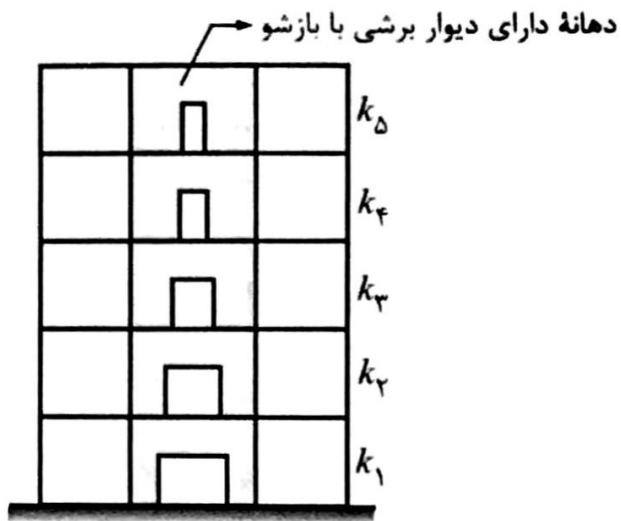
عملاً چنانچه سختی تمام طبقات یک ساختمان توزیع مناسبی داشته باشد، تغییر مکان ساختمان تحت اثر نیروی زلزله تقریباً به‌طور مساوی بین طبقات آن توزیع می‌شود و در صورت کاهش موضعی سختی جانبی در یک طبقه، تغییر مکان نسبتاً زیادی در آن طبقه مشخص مشاهده می‌شود. در این حالت نیروهای نسبتاً زیادی در اعضا و اتصالات مربوط به طبقه مذکور ایجاد می‌گردد که می‌تواند آثار مخربی داشته باشد.

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ باید کنترلی بر روی میزان تغییر سختی طبقات سازه انجام شود که مطابق با آن، اگر سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، آن طبقه باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع شده و در نتیجه کل ساختمان در ارتفاع نامنظم می‌باشد.



# نامنظمی در سختی جانبی (بند ۱-۷-۱ ث)

به‌طور مثال در ساختمان شکل مقابل برای کنترل نامنظمی در سختی طبقه  $i$  ام داریم:



شکل ۶۸: کنترل نامنظمی در سختی

$$\text{نامنظم در سختی (طبقه نرم)} \Rightarrow k_i < 0.17 k_{i+1} \text{ یا } k_i < 0.18 \left( \frac{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}}{3} \right) \quad (10)$$

توجه: طبقه‌ای که باعث نامنظمی سختی در ارتفاع می‌شود، اصطلاحاً «طبقه نرم» نام دارد.

تذکره ۱: در مواردی که یکی از دو رابطه زیر برقرار باشد، نامنظمی ناشی از تغییر سختی شدیدتر بوده و آیین‌نامه به طبقه‌ای که این حالت را دارد، «طبقه خیلی نرم» می‌گوید.

$$\text{نامنظم در سختی (طبقه خیلی نرم)} \Rightarrow k_i < 0.16 k_{i+1} \text{ یا } k_i < 0.17 \left( \frac{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}}{3} \right) \quad (11)$$

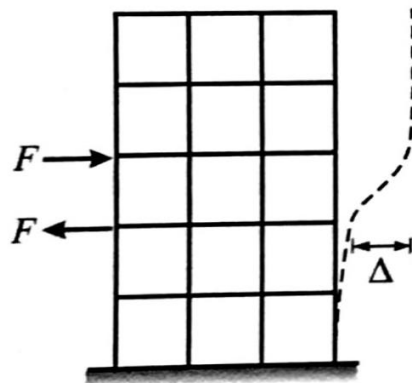


# نامنظمی در سختی جانبی (بند ۱-۷-۱ ث)

**تذکره ۲:** اگر در بالای طبقه موردنظرمان سه طبقه مستقل وجود نداشته باشد، عملاً کنترل دوم انجام نمی‌شود.

**تذکره ۳:** با توجه به مراجع مهندسی عمران، روش‌های متفاوتی برای محاسبه سختی طبقات یک سازه پیشنهاد می‌شود که یکی از آنها براساس شکل مقابل است. براساس این شکل، برای محاسبه سختی یک طبقه می‌توان نیروی جانبی  $F$  را به سقف آن طبقه وارد کرد و نیرویی به همان اندازه و البته در جهت مخالف را به سقف طبقه پایینی اعمال نمود. در این حالت سختی طبقه به صورت نسبت نیرو

به تغییر مکان نسبی در طبقه تعریف می‌شود ( $k = \frac{F}{\Delta}$ ).



شکل ۶۹: شیوه محاسبه سختی یک طبقه



# نامنظمی در سختی جانبی (بند ۱-۷-۱ ث)



شکل ۷۰: آسیب به طبقه نرم در طبقات میانی

به‌طور کلی طبقه نرم یا خیلی نرم یکی از مواردی است که در هنگام زلزله، سازه را بسیار آسیب‌پذیر می‌کند. در شکل مقابل خرابی سازه ناشی از تغییر مکان جانبی زیاد در یکی از طبقات می‌باشد که علت اصلی آن کاهش سختی زیاد در این طبقه (وجود طبقه نرم یا خیلی نرم) بوده است.



## نامنظمی در سختی جانبی (بند ۱-۷-۱ ث)



شکل ۷۱: آسیب به طبقه نرم در پایین‌ترین طبقه

همچنین یکی دیگر از موارد رایجی که باعث می‌شود طبقه نرم در طبقه همکف ساختمان ایجاد شود آن است که دیوارهای پیرامونی ساختمان که در طبقات بالایی وجود داشته و به سازه تکیه کرده‌اند و باعث افزایش سختی آن طبقات می‌شوند، به دلایل معماری در طبقه همکف حذف شده و باعث کاهش ناگهانی سختی آن نسبت به طبقات بالایی شوند. شکل مقابل نمونه‌ای از این موضوع را نشان می‌دهد.

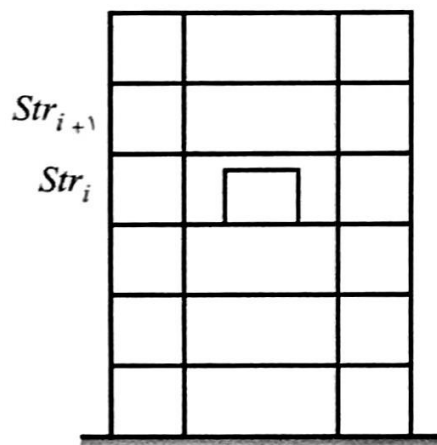


## نامنظمی در مقاومت جانبی (بند ۱-۷-۱ ت)

مقاومت یک طبقه بیانگر حداکثر نیرویی است که آن طبقه قبل از ناپایدار شدن (مکانیزم شدن) می‌تواند تحمل کند. به‌طور کلی تعیین مقدار دقیق مقاومت یک طبقه نیازمند انجام تحلیل‌های غیرخطی است زیرا نحوه مکانیزم شدن طبقه از ابتدا قابل پیش‌بینی نمی‌باشد، با این حال بعضاً روابطی تقریبی در کتب مرجع فولاد و بتن برای تعیین مقاومت یک طبقه ارائه می‌شود. نکته‌ای که باید به آن توجه داشته باشیم این است که عواملی مانند ایجاد بازشو در دیوارهای برشی و حذف مهاربند در طبقه که در بحث نامنظمی در سختی نیز به آن اشاره کردیم، می‌تواند باعث کاهش مقاومت در سازه نیز بشود. البته توجه کنید که به‌دلیل تفاوت مفهوم سختی و مقاومت، به‌طور کلی میزان تغییر در سختی و مقاومت در این حالت‌ها با یکدیگر متفاوت است. آیین‌نامه‌ها نسبت به کاهش مقاومت در طبقات سازه نیز مشابه کاهش سختی، حساس بوده و آن را یکی از مصادیق ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه می‌دانند.



# نامنظمی در مقاومت جانبی (بند ۱-۷-۱ ت)



شکل ۷۲: کنترل مقاومت جانبی در طبقه

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ باید کاهش مقاومت در طبقات سازه کنترل شود که مطابق آن اگر مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، آن طبقه باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع شده و در نتیجه کل ساختمان در ارتفاع نامنظم می‌شود.

به‌طور مثال در ساختمان شکل مقابل برای کنترل نامنظمی در مقاومت طبقه  $i$  ام داریم:

$$\boxed{Str_i < 0.18 Str_{i+1} \Rightarrow \text{نامنظم در مقاومت (طبقه ضعیف)}} \quad (12)$$

توجه: طبقه‌ای که باعث ایجاد نامنظمی مقاومت در ارتفاع می‌شود، اصطلاحاً طبقه «ضعیف» نام دارد. تذکره ۱: در مواردی که رابطه زیر برقرار باشد، نامنظمی ناشی از تغییر مقاومت شدیدتر بوده و آیین‌نامه به طبقه‌ای که این حالت را دارد، طبقه «خیلی ضعیف» می‌گوید.

$$\boxed{Str_i < 0.165 Str_{i+1} \Rightarrow \text{نامنظم در مقاومت (طبقه خیلی ضعیف)}} \quad (13)$$



# **توصیه‌های کلی برای دستیابی به سازه‌های مقاوم در برابر زلزله**



# ملاحظات معماری

در روند طراحی یک ساختمان، مهندس معمار همواره بر ایجاد کارایی و زیبایی برای ساختمان می‌کوشد و مهندس سازه به دنبال ایجاد طرح مناسب سازه ساختمان می‌باشد، از همین رو ممکن است تناقض‌هایی بین طرح معماری و طرح سازه‌ای یک ساختمان به وجود آید. در مورد این موضوع باید گفت که مهندس معمار و مهندس سازه برای تحمل نیروهای ثقلی (مرده، زنده و برف) ایده‌های تقریباً مشابهی دارند، ولی طرح‌های سازه‌ای که برای تحمل نیروهای ناشی از زلزله ارائه می‌شود، در موارد زیادی مطلوب مهندسين معمار نیست.



# ملاحظات معماری

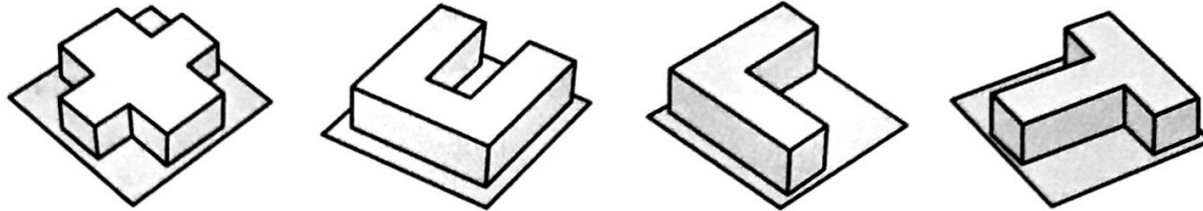
در این بحث می‌خواهیم راه‌کارهایی را از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بیان کنیم که ما را در نهایت به طرح‌های معماری منطقی‌تری برساند. این طرح‌ها را در سه گروه به صورت زیر ارائه می‌دهیم:





## ملاحظات معماری مرتبط با هندسه پلان (بند ۲-۴-۱)

۱ پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی زیاد باشد. با توجه به این موضوع می‌توان گفت که پلان‌های زیر چندان از لحاظ سازه‌ای مطلوب نمی‌باشد:



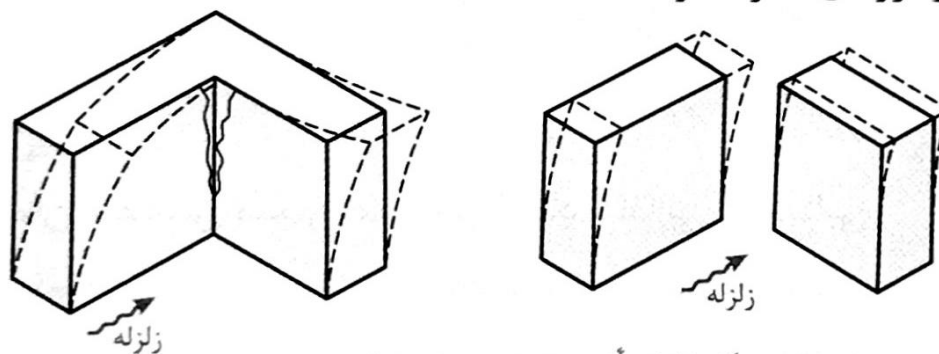
شکل ۷۳: بررسی چند پلان با پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی زیاد



## ملاحظات معماری مرتبط با هندسه پلان (بند ۱-۴-۲)

هر چه تقارن در پلان ساختمان بیشتر باشد، پیچش ایجاد شده در سازه می‌تواند بیشتر کاهش یافته و خسارت ناشی از آن کمتر شود. همچنین در این حالت اثرات نیروی زلزله به‌طور یکنواخت‌تری بین اعضای مقاوم سازه توزیع می‌شود.

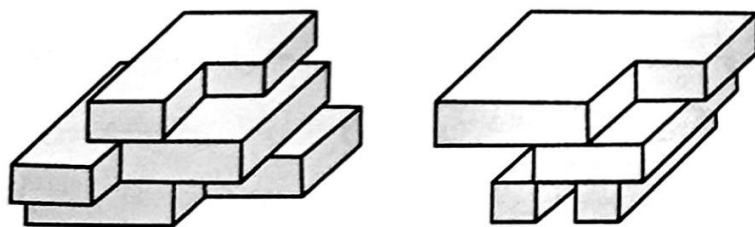
تذکره: در ساختمان‌های با پلان نامنظم که از اتصال چند قسمت به یکدیگر تشکیل شده‌اند، تمایل به داشتن تغییر شکل‌های نامساوی در قسمت‌های مختلف، می‌تواند باعث بروز تمرکز تنش در محل اتصال آنها شود. با توجه به این موضوع در شکل زیر، جداسازی بال‌ها در این ساختمان و تشکیل چند بلوک مجزا، می‌تواند باعث بهبود رفتار لرزه‌ای سازه شود.



شکل ۷۴: تأثیر زلزله بر پلان‌های متصل به هم

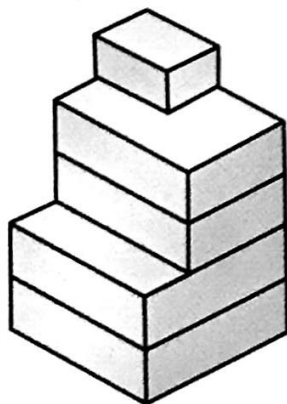


## ملاحظات معماری مرتبط با هندسه پلان (بند ۲-۴-۱ و بند ۱-۴-۱)



شکل ۷۵: تغییرات پلان در ارتفاع

۲ توصیه می‌شود از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان احتراز شود. در شکل مقابل موارد نامناسبی از تغییرات پلان ساختمان در ارتفاع آن نشان داده شده است.

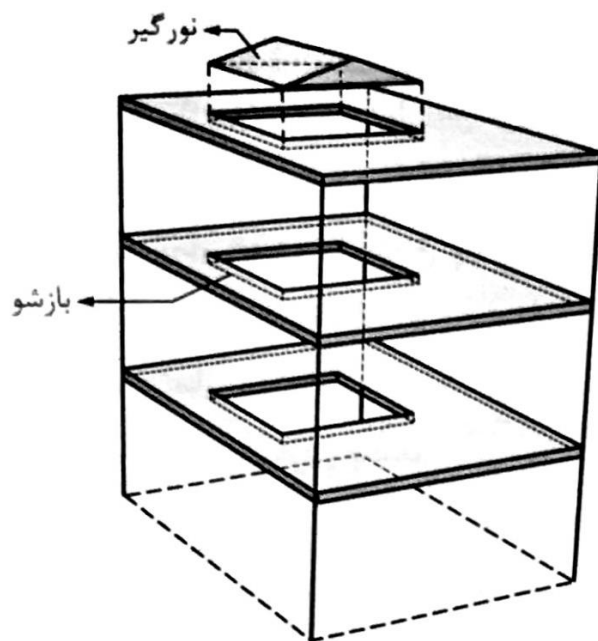


شکل ۷۶: تغییرات پلان در ارتفاع

۳ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به‌طوری‌که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، پرهیز گردد. دقت شود که تغییرات زیاد در جرم طبقات باعث بروز رفتارهای غیرقابل پیش‌بینی در سازه در هنگام وقوع زلزله می‌شود.



## ملاحظات معماری مرتبط با هندسه پلان (بند ۴-۴-۱)

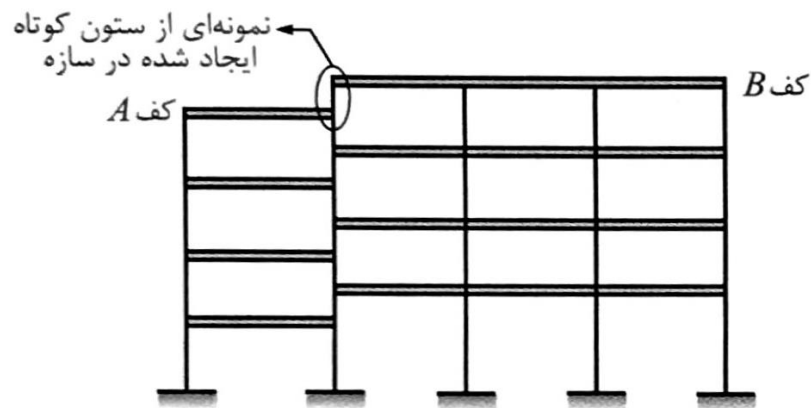


شکل ۷۷: وجود بازشوی بزرگ در دیافراگم

۴ از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کف‌ها خودداری شود. توجه کنید که ایجاد بازشوهای بزرگ در کف می‌تواند صلبیت دیافراگم کف را کاهش داده که در این صورت توزیع نیروهای جانبی بین عناصر باربر جانبی مطلوب نخواهد شد.



## ملاحظات معماری مرتبط با هندسه پلان (بند ۷-۴-۱ و بند ۳-۴-۱)



۵ از ایجاد اختلاف سطح در کف‌ها تا حد امکان خودداری شود. توجه کنید که وجود اختلاف سطح در کف‌ها می‌تواند باعث ایجاد ستون‌های کوتاه در سازه شود که این موضوع از نظر رفتار سازه‌ای مطلوب نیست (دلیل سازه‌ای این بحث را کمی جلوتر بررسی خواهیم کرد).

(به دلیل اختلاف تراز کف A و کف B عملاً یک ستون کوتاه بین آنها ایجاد شده است)

شکل ۷۸: بررسی نامناسب بودن اختلاف تراز طبقات

۶ از احداث طره‌های بزرگتر از ۱/۵ متر تا حد امکان خودداری شود. دقت شود که در طره‌های بلند، نیروی ایجاد شده در اثر شتاب قائم ناشی از زلزله افزایش یافته و احتمال خرابی در سازه را افزایش می‌دهد.



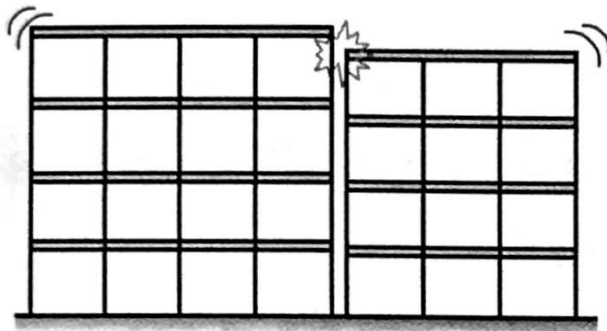
## ملاحظات معماری مرتبط با وزن مصالح (بند ۱-۴-۶ و بند ۱-۴-۵)

- ۷ با به‌کارگیری مصالح غیرسازه‌ای سبک برای مواردی از قبیل کف‌سازی، سقف کاذب، تیغه‌بندی، نما و ... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود. همواره به یاد داشته باشید که نیروی ناشی از زلزله، به‌صورت مستقیم با وزن اجزای ساختمان متناسب است. با توجه به این موضوع، کاهش وزن ساختمان با به‌کارگیری مصالح غیرسازه‌ای سبک، می‌تواند باعث کاهش نیروی ایجاد شده در اثر زلزله شود.
- ۸ از قرار دادن اجزای ساختمانی، تأسیساتی و یا کالاهای سنگین بر روی طره‌ها، عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ پرهیز گردد. دقت شود که در اثر شتاب قائم زلزله، در محل اجزای سنگین نیروی قائم بزرگی ایجاد می‌شود که اثر این نیرو روی طره‌ها، عناصر لاغر و تیرهای با دهانه‌های بزرگ می‌تواند مخرب باشد.
- تذکر: به‌طور کلی توصیه می‌شود طبقاتی که کاربری آنها بار زندهٔ طبقه را افزایش داده و در مجموع طبقه وزن بیشتری پیدا می‌کند (مانند کتابخانه و استخر)، در ترازهای پایین‌تر ساختمان قرار داده شوند.



## ملاحظات معماری مرتبط با تأثیر سازه‌های مجاور (بند ۱-۴-۱)

۹ در هنگام زلزله ممکن است ارتعاش دو ساختمان مجاور هم باعث برخورد آنها به یکدیگر شود. به همین دلیل برای حذف و یا کاهش خسارات و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، باید برای ساختمان‌ها درز انقطاع پیش‌بینی شود. برای این منظور ساختمان‌ها باید حداقل فاصله‌ای از مرز مشترکشان داشته باشند. فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری‌که پس از زلزله به‌سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.



شکل ۷۹: حالت بحرانی در بحث درز انقطاع

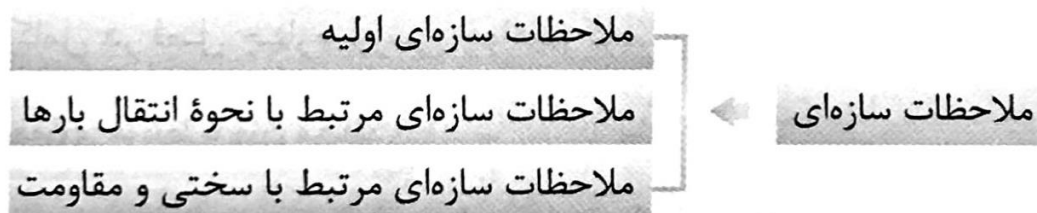
حالت بحرانی‌تر برای برخورد ساختمان‌های مجاور هم آن است که کف طبقات این ساختمان‌ها در دو تراز متفاوت واقع باشد. در این حالت کف یک ساختمان ممکن است به ناحیه میانی ستون ساختمان مجاور برخورد کرده و خسارات جبران ناپذیری را به همراه داشته باشد که این موضوع در شکل مقابل نشان داده شده است.



# ملاحظات سازه‌ای

در کنار ملاحظات معماری، طراح سازه باید اصولی کلی را در طراحی سازه نیز رعایت کند تا در مجموع عملکرد سازه بهتر شود.

عمده این ملاحظات در طراحی یک سازه مبتنی بر حفظ تقارن سازه تا حد امکان جهت توزیع یکنواخت جرم، مقاومت و سختی در سازه می‌باشد. در ادامه ملاحظات سازه‌ای ارائه شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ را در سه گروه زیر به شما ارائه می‌کنیم:





# ملاحظات سازه‌ای اولیه (بند ۱-۵-۶ و بند ۱-۵-۱)

- ۱ ساختمان‌ها و اجزای آنها باید به‌نحوی طراحی گردند که شکل‌پذیری و مقاومت مناسب در آنها تأمین شده باشد. توجه کنید که افزایش شکل‌پذیری اجزای ساختمان می‌تواند باعث کاهش نیروهای لرزه‌ای شود. همچنین مقاومت مناسب المان‌ها باعث می‌شود تا اعضای سازه در هنگام وقوع زلزله‌های شدید، پایداری خود را حفظ کرده و به انسجام کلی سازه کمک کنند.
- ۲ کلیه عناصر باربر موجود در ساختمان باید به‌نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان وقوع زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به‌صورت یکپارچه عمل کند. برای این منظور توصیه می‌شود که کف‌ها به عناصر قائم باربر، قاب‌ها و یا دیوارها، به‌نحو مناسبی متصل باشند، به‌طوری‌که بتوانند به‌صورت یک دیافراگم عمل کرده و نیروهای زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل نمایند.

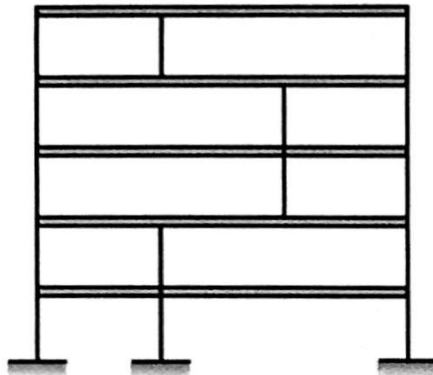


## ملاحظات سازه‌ای مرتبط با نحوه انتقال بارها (بند ۲-۵-۱ و بند ۵-۵-۱ و بند ۳-۵-۱)

۳ با توجه به اینکه شتاب ناشی از زلزله می‌تواند در راستای  $x$ ،  $y$  و یا  $z$  باشد، لازم است تا ساختمان در هر دو امتداد افقی عمود بر هم و همچنین امتداد قائم قادر به تحمل نیروهای زلزله بوده و در هر یک از این امتداد، انتقال نیروها به شالوده به‌طور مناسبی انجام شود.

۴ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به‌صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور توصیه می‌شود تا فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در هر طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد باشد.

۵ توصیه اکید می‌شود عناصری که در طبقات مختلف بارهای قائم را تحمل می‌کنند (ستون‌ها و دیوارها) تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند. توجه کنید که در صورت قطع اعضای قائم، مسیر انتقال بارهای ثقلی به‌صورت مستقیم در ستون‌ها جریان نداشته و باید از طریق اعضای افقی مانند تیرها و کف‌ها انتقال یابد که عملکرد مطلوبی را ایجاد نکرده و این موضوع در هنگام وقوع زلزله تشدید خواهد شد.

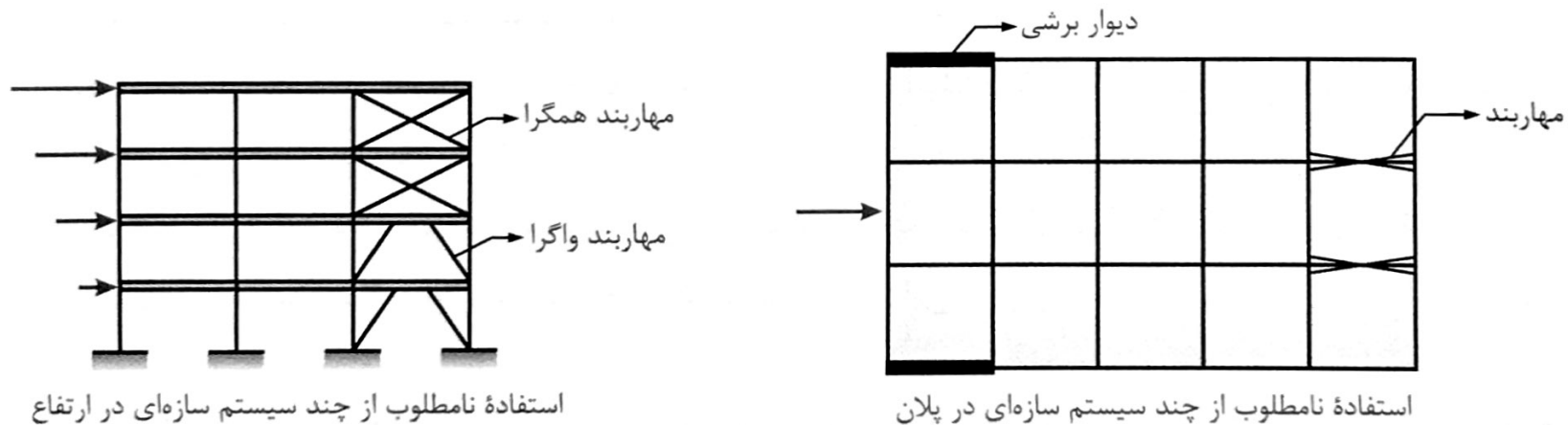


شکل ۸۰: قرارگیری نامناسب ستون‌ها در سازه



## ملاحظات سازه‌ای مرتبط با نحوه انتقال بارها (بند ۱-۵-۱۰)

۶ از به‌کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع تا حد امکان خودداری شود. توجه داشته باشید که استفاده از سیستم‌های مختلف سازه‌ای باعث توزیع غیریکنواخت مقاومت، سختی و شکل‌پذیری در پلان یا ارتفاع سازه خواهد شد و رفتار سازه در هنگام زلزله را پیچیده‌تر خواهد کرد.



شکل ۸۱: استفاده نامطلوب از سیستم‌های سازه‌ای

**تذکر:** در سیستم دوگانه، عملاً در یک امتداد به‌طور همزمان از سیستم خمشی و دیوار برشی یا مهاربند استفاده کرده‌ایم که مشمول این توصیه نمی‌شود. همچنین در بسیاری از سازه‌ها عملاً به‌دلیل معماری مجبور هستیم در راستاهای مختلف از دو سیستم مختلف سازه‌ای استفاده کنیم و نمی‌توان این توصیه را رعایت کرد.



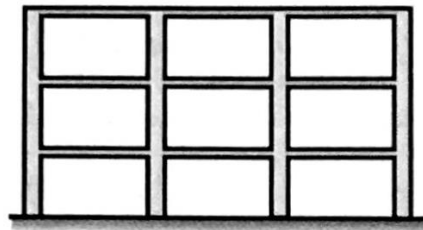
## ملاحظات سازه‌ای مرتبط با نحوه انتقال بارها (بند ۴-۵-۱)

۷ توصیه می‌شود عناصری که نیروهای افقی زلزله را تحمل می‌کنند به‌صورتی باشند که انتقال نیروها به سمت شالوده در آنها به‌صورت مستقیم انجام شوند و عناصری که با هم کار می‌کنند، در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

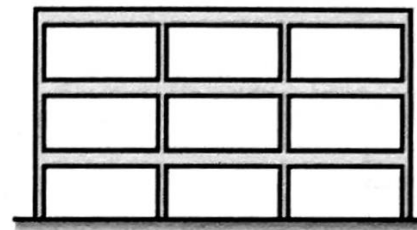


## ملاحظات سازه‌ای مرتبط با سختی و مقاومت (بند ۱-۵-۷)

۸ در ساختمان‌هایی که در آن‌ها از سیستم قاب خمشی برای مقابله با بار جانبی زلزله استفاده می‌شود، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون‌ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند. این توصیه مهم که در تمام آیین‌نامه‌های لرزه‌ای دیده می‌شود، اصطلاحاً به ضابطه «ستون قوی - تیر ضعیف» معروف است، به عبارت دیگر این ضابطه بیان می‌کند که انهدام ستون‌های یک سازه به مراتب خطرناک‌تر از خرابی تیرهای آن می‌باشد.



تیرهای ضعیف یا متوسط - ستون‌های قوی (مناسب)



تیرهای قوی - ستون‌های ضعیف (نامناسب)

شکل ۸۲: بررسی قاعده ستون قوی - تیر ضعیف



## ملاحظات سازه‌ای مرتبط با سختی و مقاومت (بند ۱-۵-۷)

خرابی‌هایی که در هنگام وقوع زلزله در یک سازه می‌تواند رخ دهد را در یک نگاه کلی می‌توان به دو دسته زیر تقسیم‌بندی کرد:

۱- **خرابی‌های موضعی:** این نوع از خرابی‌ها در صورتی که در قسمتی از سازه ایجاد شود، باعث خرابی کلی سازه نشده و تأثیر خود را تنها در قسمت محدودی از سازه نشان می‌دهند.

۲- **خرابی‌های پیش رونده:** این نوع از خرابی‌ها در صورتی که در قسمتی از سازه رخ دهند، معمولاً با سرعت زیادی در سازه توسعه پیدا کرده و در نهایت باعث خرابی کلی سازه می‌شوند.

در قاعدهٔ ستون قوی - تیر ضعیف، عملاً به دنبال آن هستیم که خرابی‌های سازه در هنگام زلزله عمدتاً در تیرها ایجاد شود، زیرا ستون رکن اصلی سازه محسوب شده و عامل اصلی انتقال بار سازه به پی است، به همین دلیل خرابی ستون یک خرابی پیش رونده محسوب شده و در نهایت به خرابی کل سازه منجر می‌شود.

**تذکر:** مطابق مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان، هرچند کنترل ضابطهٔ ستون قوی - تیر ضعیف در قاب‌های خمشی متوسط به صورت یک توصیه است، ولی انجام این کنترل در قاب‌های خمشی ویژه الزامی می‌باشد.



## ملاحظات سازه‌ای مرتبط با سختی و مقاومت (بند ۱-۵-۷ و بند ۱-۵-۹)

۹ توصیه می‌شود از ایجاد طبقه نرم یا طبقه خیلی نرم در سازه اجتناب شود.

در بعضی از پروژه‌ها مانند تالارهای پذیرایی یا نمایشگاه‌ها، نیاز است تا در طبقه همکف فضاهای بزرگ با ارتفاع زیاد ایجاد شود. در این حالت احتمال تشکیل طبقه نرم (و یا خیلی نرم) در این طبقات زیاد خواهد بود. از راه‌حلهایی که برای مرتفع کردن این مشکل پیشنهاد می‌شود می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- افزایش سختی و مقاومت ستون‌ها از طریق بزرگ کردن سطح مقطع یا تعداد آنها

- استفاده از سیستم‌های سازه‌ای با شکل‌پذیری بیشتر

- استفاده از مهاربند یا دیوار برشی

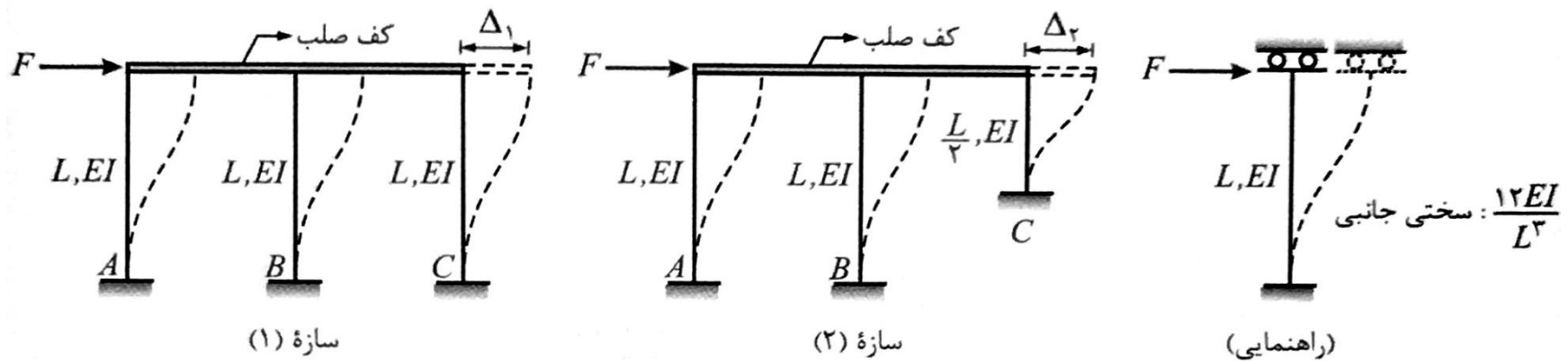
۱۰ توصیه می‌شود از ایجاد طبقه ضعیف یا طبقه خیلی ضعیف در سازه اجتناب شود.

۱۱ از ایجاد ستون‌های کوتاه به‌خصوص در نورگیر زیرزمین‌ها تا حد امکان خودداری شود.



# مفهوم ستون کوتاه

در اینجا می‌خواهیم مفهوم ستون کوتاه را برای شما شرح دهیم. برای درک بهتر این موضوع ابتدا سعی کرده‌ایم تا با کمک سازه‌های مورد نظر در شکل زیر، نشان دهیم که در صورت کوتاه شدن طول یک ستون، سهم نیروی جانبی جذب شده توسط آن چه تغییری می‌کند.



شکل ۸۳: مدل تحلیل سازه‌ای برای درک مفهوم ستون کوتاه

در سازه (۱)، سه ستون  $A$ ،  $B$  و  $C$  سختی جانبی یکسانی دارند و با توجه به اینکه در چنین قاب‌هایی نیرو به نسبت سختی توزیع می‌شود، هر یک از این ستون‌ها باید نیروی  $\frac{F}{3}$  را تحمل کنند، اما در سازه (۲)، سختی جانبی ستون  $C$  نسبت به ستون‌های  $A$  و  $B$  افزایش یافته و ستون  $C$  نیروی بیشتری را جذب می‌کند.



# مفهوم ستون کوتاه

$$\text{سازه (۱):} \begin{cases} k_A = k_B = k_C = \frac{12EI}{L^3} = k \\ F_C = \frac{k_C}{k_A + k_B + k_C} F = \frac{k}{3k} F = \frac{F}{3} \end{cases}$$

$$\text{سازه (۲):} \begin{cases} k_A = k_B = \frac{12EI}{L^3} = k \quad ; \quad k_C = \frac{12EI}{\left(\frac{L}{2}\right)^3} = 8k \\ F_C = \frac{k_C}{k_A + k_B + k_C} F = \frac{8k}{10k} F = \frac{4}{5} F \quad , \quad F_A = F_B = \frac{1}{10} F \end{cases}$$

از این تمرین ساده نتیجه می‌گیریم که اگر طول یک ستون مانند ستون C نسبت به سایر ستون‌ها کمتر باشد، این موضوع سبب می‌شود که سهم نیروی جانبی جذب شده توسط آن افزایش یابد.

در ساختمان‌ها در اکثر موارد طول ستون‌ها یکسان بوده و اتفاقی مانند موضوع مطرح شده در این تمرین رخ نمی‌دهد. با این حال در مواردی ممکن است طول یک ستون نسبت به ستون‌های دیگر کوتاه‌تر شود و جذب نیروی ستون افزایش یابد که آیین‌نامه این ستون‌ها را ستون کوتاه می‌نامد که نمونه‌هایی از آن در صفحه بعد ارائه شده‌اند:

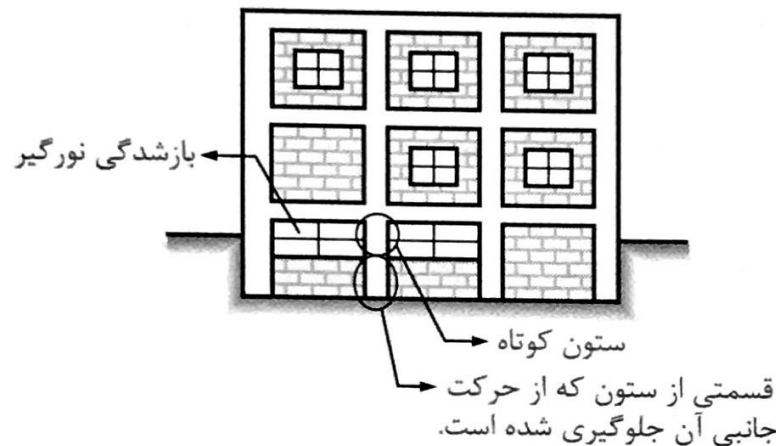


# مفهوم ستون کوتاه

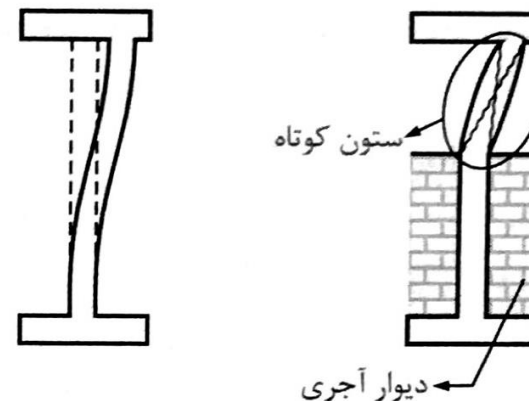


شکل ۸۴: تخریب برشی در ستون کوتاه

۱- در برخی از مواقع مشابه با شکل مقابل، در یک طبقه از ساختمان دیوارهای جداکننده در بعضی از دهانه‌ها تنها در بخشی از ارتفاع ستون حضور دارند. در این حالت در هنگام زلزله ستونی مانند شکل زیر که دیوارهای جداکننده مانع از حرکت جانبی قسمتی از آن می‌شوند، مانند یک ستون کوتاه عمل می‌کند.



شکل ۸۵: خرابی برشی در اثر پدیده ستون کوتاه





# مفهوم ستون کوتاه

۲- ایجاد کف‌های با اختلاف تراز

۳- ساخت سازه در شیب‌ها که باعث می‌شود ارتفاع ستون‌ها متفاوت شده و به نوعی پدیده ستون کوتاه ایجاد شود.

**تذکر:** زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که پدیده ستون کوتاه اغلب در سازه‌های بتنی رخ می‌دهد و باید تلاش شود تا از آن جلوگیری کنیم. اما به هر دلیلی اگر مجبور شدیم یک ستون کوتاه در سازه داشته باشیم باید در تمام ارتفاع آن ستون بتنی خاموت‌گذاری ویژه انجام شود که ضوابط آن در فصل بیست و سوم مبحث نهم مقررات ملی ساختمان آمده است.



## ملاحظات سازه‌ای مرتبط با سختی و مقاومت (بند ۱-۵-۸)

- ۱۲ اعضای غیرسازه‌ای مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مانعی برای حرکت اعضای سازه‌ای در زمان زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.
- دقت: همان‌طور که مشاهده کردید، پدیده ستون کوتاه نیز به گونه‌ای دیگر بیانگر همین توصیه استاندارد ۲۸۰۰ است.



## فصل دوم

# پارامترهای اساسی در محاسبات زلزله



# رابطه بنیادی برش پایه در محاسبات نیروی زلزله

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W \quad (1)$$

این رابطه، پایه‌ای‌ترین رابطه برای محاسبه کل نیروی زلزله وارد بر سازه است که از این پس آن را رابطه «برش پایه ساختمان» می‌نامیم. جالب است بدانید که اغلب آیین‌نامه‌ها از رابطه برش پایه (یا رابطه‌ای شبیه به آن) برای محاسبه نیروی زلزله وارد بر سازه‌ها استفاده می‌کنند.

در این فصل قصد داریم که ابتدا در مورد پارامتر بسیار مهمی به نام زمان تناوب سازه بحث کنیم و در ادامه مفاهیم و نحوه محاسبه پارامترهای  $A$ ،  $I$ ،  $B$  و  $R_u$  را به شما یاد داده و ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در مورد آنها را نیز با دقت بررسی کنیم. این فصل به نوعی یک فصل پایه‌ای برای درک مفاهیم محاسبات ساختمان در برابر زلزله محسوب می‌شود.



**مفاهیم مرتبط با رفتار لرزه‌ای سازه‌ها**



# مفهوم تراز پایه

برای شروع بحث تراز پایه، ابتدا فرض کنید که ساختمان‌های (۱) تا (۴) در شکل (۲) نشان داده شده در صفحه بعد، روی یک میز لرزه نصب شده‌اند که می‌تواند با شتاب به سمت راست و چپ نوسان کند. در اثر حرکت میز به سمت راست، سازه‌ها به دلیل اینرسی ابتدا به سمت چپ تمایل دارند و در ادامه شروع به ارتعاش می‌کنند. در مورد هر یک از این سازه‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

**ساختمان (۱):** در این مدل هشت طبقه، تنها اتصال سازه به زمین از طریق پای ستون‌های طبقه اول در نقاط  $A_1$  و  $B_1$  است. به همین دلیل تغییر شکل ایجاد شده در این سازه از همان طبقه اول مشاهده می‌شود که در نهایت منجر به ایجاد تغییر مکان  $\delta_1$  در طبقه بام شده است.



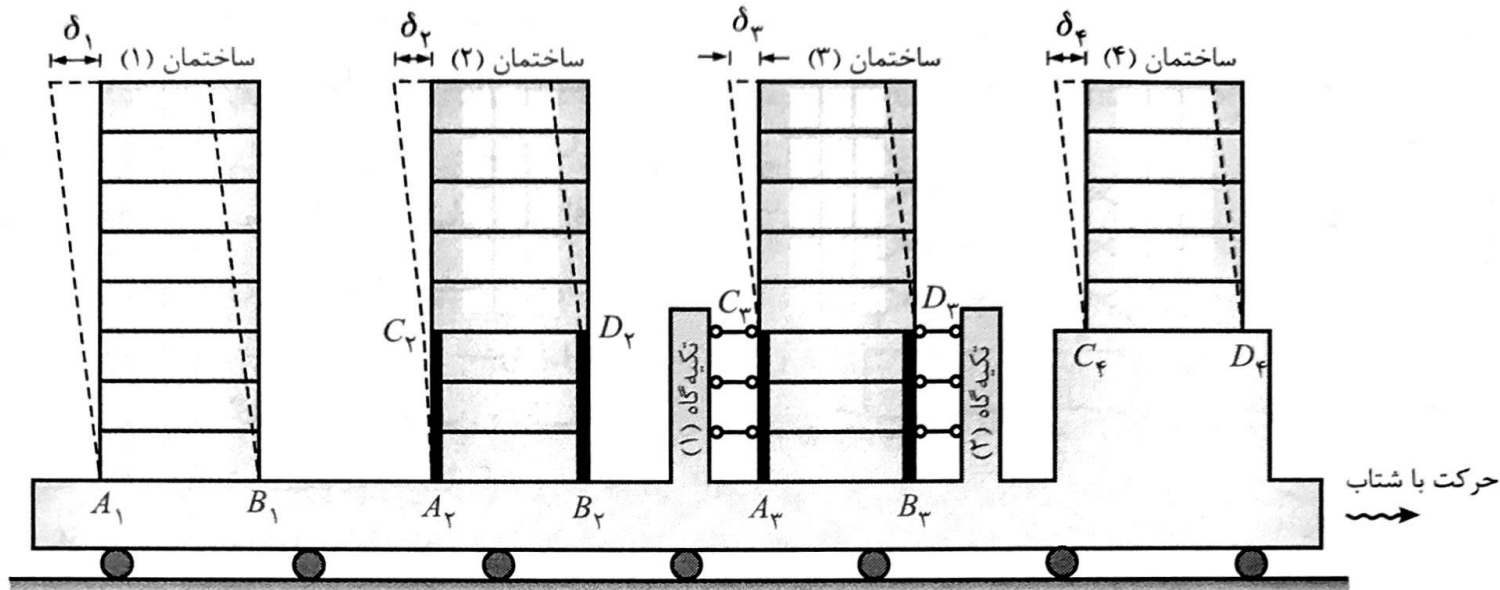
# مفهوم تراز پایه

ساختمان (۲): در این مدل هشت طبقه، سه طبقه اول دارای دیوارهای بتنی در اطراف خود می‌باشند که باعث افزایش شدید سختی در این طبقات نسبت به طبقات فوقانی شده است. با توجه به سختی بالای این طبقات سازه می‌توان گفت که تغییرمکان ایجاد شده در این سه طبقه کم بوده و عملاً عمده تغییرمکان ساختمان از بالای تراز  $C_2D_2$  آغاز می‌شود که مجموعاً باعث ایجاد تغییرمکان  $\delta_2$  در بام شده است.



# مفهوم تراز پایه

ساختمان (۳): در این مدل هشت طبقه که از نظر سازه‌ای مشابه ساختمان (۲) می‌باشد، دیوارهای بتنی در سه طبقه پایین توسط چند المان به تکیه‌گاه‌های طرفین خود متصل شده‌اند. از این رو می‌توان گفت که در این ساختمان عملاً امکان تغییر مکان جانبی در سه طبقه پایینی وجود نداشته (یا بسیار ناچیز می‌باشد) و تمام تغییر مکان‌ها در بالای تراز  $C_3 D_3$  (در پنج طبقه فوقانی) رخ می‌دهد که در نتیجه آن تغییر مکان بام برابر  $\delta_3$  شده است.



شکل ۲: مدل میز لرزه برای چهار ساختمان

ساختمان (۴): این مدل پنج طبقه بوده و تراز روی پی آن از  $C_4 D_4$  شروع می‌شود و این موضوع باعث شده که نحوه رفتار این ساختمان تفاوت چندانی با ساختمان شماره (۳) نداشته باشد.



# مفهوم تراز پایه (بند ۳-۳-۱-۲)

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان گفت که تراز پایه، به ترازى در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین حرکتی جانبی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشد.



# مفهوم تراز پایه

حال می‌خواهیم با توجه به مفهوم تراز پایه، در مورد محل تراز پایه هر یک از ساختمان‌های مثال فوق تصمیم‌گیری کنیم. دقت شود که برای ساختمان‌های بحث شده در این قسمت، میز لرزه عملاً در حکم زمین محسوب می‌شود که در هنگام زلزله می‌تواند با شتاب نوسان کند.

**ساختمان (۱):** حرکت جانبی نسبی بین ساختمان شماره (۱) و زمین (میز لرزه)، از تراز  $A_1B_1$  آغاز می‌شود. بنابراین می‌توان گفت که تراز پایه این ساختمان، تراز  $A_1B_1$  است که همان پای ستون‌های طبقه اول می‌باشد.

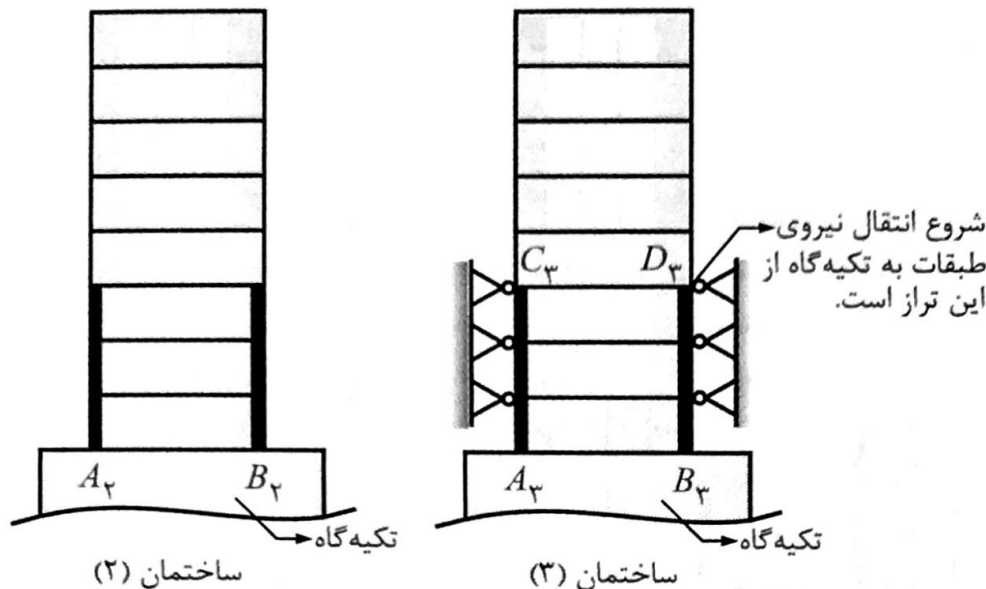
**ساختمان (۲):** از لحاظ حرکت جانبی، در این ساختمان از تراز  $A_2B_2$  حرکت نسبی بین ساختمان و زمین مشاهده می‌شود، هر چند که مقدار این حرکت نسبی در فاصله بین ترازهای  $A_2B_2$  تا  $C_2D_2$  بسیار کمتر از ساختمان شماره (۱) است. پس در این حالت می‌توان گفت که تراز پایه ساختمان، تراز  $A_2B_2$  است که همان پای ستون‌های طبقه اول می‌باشد. دقت کنید که در سه طبقه پایینی این سازه، حرکت جانبی بین ساختمان و زمین ایجاد می‌شود (هر چند کم) و نمی‌توان گفت که تراز پایه این ساختمان تراز  $C_2D_2$  است.

**ساختمان (۳):** با توجه به نحوه ارتعاش این ساختمان، حتماً شما نیز با ما موافق هستید که در سه طبقه پایین عملاً تغییر مکان نسبی بین سازه و تکیه‌گاه‌های اطراف آن (تکیه‌گاه‌های ۱ و ۲) وجود نداشته و شروع تغییر مکان‌های جانبی از تراز  $C_3D_3$  می‌باشد. پس می‌توان گفت که در این ساختمان، تراز پایه در محل تراز  $C_3D_3$  است که همان تراز سقف طبقه سوم می‌باشد. در این حالت سه طبقه اول به همراه دیوارهای حائل اطراف ساختمان (دیوارهای  $A_3C_3$  و  $B_3D_3$ ) عملاً اعضای هستند که در زیر تراز پایه ساختمان قرار گرفته‌اند.



# مفهوم تراز پایه

ساختمان (۴): این ساختمان ۵ طبقه از محل اتصال ستون طبقه اول خود به میز لرزه (یعنی تراز  $C_4 D_4$ ) ارتعاش می‌کند، پس برای این ساختمان تراز پایه همان تراز  $C_4 D_4$  می‌باشد.



شکل ۳: مقایسه مفهومی ساختمان‌های (۲) و (۳)

در تکمیل بحث‌های انجام شده می‌توان گفت در ساختمان شماره (۲)، کل نیروی زلزله وارد بر طبقات سازه در تراز  $A_2 B_2$  به زمین منتقل می‌شود، این در حالی است که در ساختمان شماره (۳) به دلیل وجود تکیه‌گاه‌های اطراف سازه در کنار دیوارهای بتنی سه طبقه پایین، از اولین تکیه‌گاه جانبی نیروی زلزله شروع به منتقل شدن به تکیه‌گاه می‌کند و این موضوع ادامه یافته و در نهایت نیروی زلزله کمی در تراز  $A_3 B_3$  به زمین منتقل می‌شود.

بنابراین فرق اساسی مدل شماره (۲) و (۳)، در نحوه انتقال نیروها به تکیه‌گاه است و حتی اگر سختی دیوارهای بتنی زیاد هم باشد، مجدداً دو سازه در این موضوع با هم تفاوت اساسی دارند، هر چند که سختی زیاد دیوار بتنی سبب می‌شود که تغییر مکان‌های دو سازه تقریباً یکسان شود.

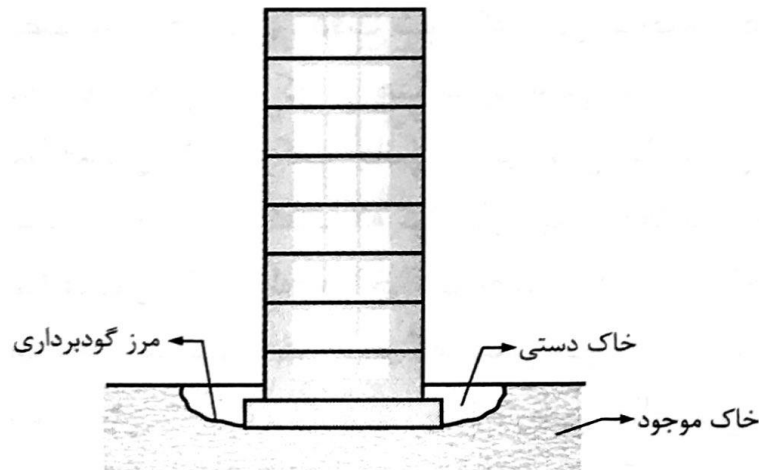


# تعیین موقعیت تراز پایه در ساختمان

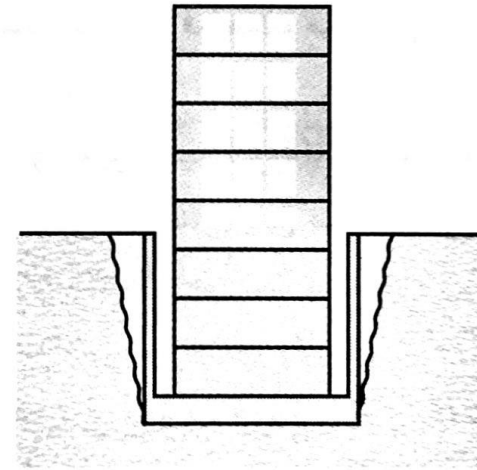
پس از بررسی مفهوم تراز پایه در چهار سازه مدل سازی شده که آنها را بر روی یک میز لرزه نصب کرده بودیم، حال می خواهیم مفهوم تراز پایه را به ساختمان های واقعی که در عمل با آنها سر و کار داریم تعمیم دهیم. برای همین منظور چهار ساختمان شکل زیر را در نظر بگیرید که در سه مورد از آنها دیوار حائل در اطراف سازه استفاده شده است:



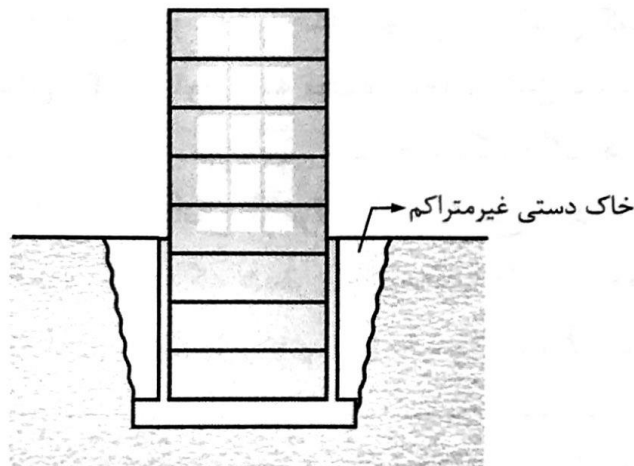
# تعیین موقعیت تراز پایه در ساختمان



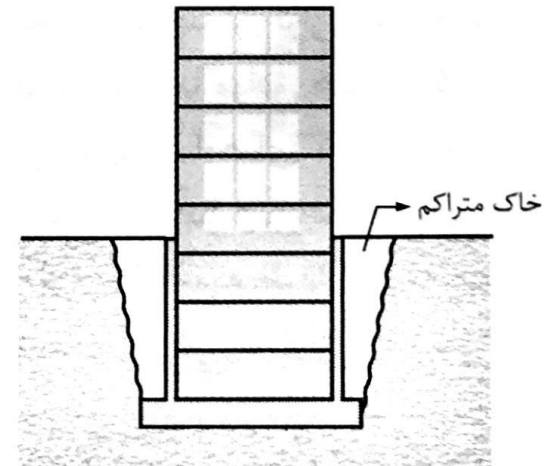
ساختمان (۱)



ساختمان (۲)



ساختمان (۳)



ساختمان (۴)

شکل ۴: تحلیل تراز پایه در ساختمان‌های واقعی



# تعیین موقعیت تراز پایه در ساختمان

دربارهٔ ساختمان‌های صفحهٔ قبل که شرایط خاک اطرافشان با یکدیگر متفاوت است، می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- **ساختمان (۱):** با توجه به عدم استفاده از دیوار حائل در اطراف این ساختمان و نرم بودن خاک اطراف آن، می‌توان گفت که ارتعاش سازهٔ آن از تراز روی پی شروع می‌شود و در نتیجه تراز پایهٔ این ساختمان همان تراز روی شالوده است.

- **ساختمان (۲):** در این ساختمان به دلیل سه طبقه گودبرداری، از دیوار حائل برای نگه‌داشتن خاک اطراف استفاده شده است، ولی دیوار حائل به سازهٔ ساختمان متصل نمی‌باشد و تأثیری در ارتعاش آن ندارند (در این حالت طراح فاصلهٔ کافی بین سازه و دیوار حائل را رعایت کرده است). بنابراین منطقی است که ارتعاش این ساختمان از تراز روی پی آن شروع می‌شود و عملاً وجود سه طبقه در ترازهای پایین‌تر از خاک تفاوتی در رفتار سازه ایجاد نکرده است و نحوهٔ ارتعاش آن مشابه ساختمان شمارهٔ (۱) می‌باشد.



# تعیین موقعیت تراز پایه در ساختمان

● **ساختمان (۳) و (۴):** اولین تفاوت ساختمان شماره (۳) و (۴) با ساختمان شماره (۲) در آن است که دیوارهای حائل استفاده شده در آنها متصل به سازه اصلی می‌باشند و در واقع جزئی از سازه ساختمان‌ها محسوب می‌شوند. از سوی دیگر در ساختمان شماره (۳) خاک پشت دیوار حائل به دلیل نداشتن تراکم کافی، نرم بوده و در نتیجه دیوار حائل این ساختمان می‌تواند تغییر مکان جانبی دهد و خاک مزاحمت خاصی برای آن ایجاد نمی‌کند (خاک دستی نرم در انتقال نیرو به زمین نقش ایفا نمی‌کند). اما در ساختمان شماره (۴) خاک پشت دیوار حائل تراکم کافی دارد و باعث می‌شود تا آزادی عمل دیوار حائل برای حرکت جانبی محدود شود، در حقیقت در این حالت خاک اطراف دیوار حائل به عنوان یک تکیه‌گاه جانبی برای آن عمل می‌کند. در مجموع می‌توان این‌گونه استدلال کرد که در ساختمان شماره (۳) تراز پایه همان تراز روی پی می‌باشد و در ساختمان شماره (۴) تراز پایه تراز سقف سوم می‌باشد.



# تعیین موقعیت تراز پایه در ساختمان

**نکته:** در صورتی که در ساختمان شماره (۳) سختی دیوارهای حائل متصل به سازه خیلی زیاد باشد، تغییرمکان جانبی برای سه طبقه پایینی آن به شدت کاهش می‌یابد و عملاً می‌توان گفت که نحوه تغییرمکان ساختمان (۳) و (۴) بسیار شبیه به هم خواهد شد. اما این دو ساختمان یک تفاوت اساسی با یکدیگر دارند و آن اینکه در ساختمان شماره (۳)، اعضای باربر جانبی سه طبقه تحتانی به دلیل نرم بودن خاک نمی‌توانند نیروی خود را به زمین منتقل کنند، ولی در ساختمان شماره (۴)، اعضای باربر جانبی سه طبقه پایینی تحت نیروی چندانی قرار نمی‌گیرند زیرا نیروی این طبقات به خاک متراکم اطراف آنها منتقل شده و از آنجا به زمین منتقل می‌شود.

● **دقت:** در واقع ساختمان‌های واقعی (۱) و (۲) در مثال‌هایی که ارائه کردیم، مشابه با مدل شماره (۱) است که روی میز لرزه آن را مدل‌سازی کردیم. از طرفی ساختمان شماره (۳) مشابه با مدل شماره (۲) روی میز لرزه است و ساختمان شماره (۴) مشابه با مدل شماره (۳) بر روی میز لرزه است.



# تعیین موقعیت تراز پایه در ساختمان

از بحث‌های ارائه شده می‌توان فهمید که دو شرط اساسی زیر باید به‌طور همزمان برقرار باشد تا بتوان تراز پایه را در ترازهای بالای پی (مانند ساختمان شماره ۴) در نظر گرفت:

- ۱ لازم است تا اطراف ساختمان در چند طبقه از دیوار حائل متصل به سازه استفاده شده باشد، به‌طوری‌که سختی جانبی سازه در این طبقات بسیار بیشتر از طبقات فوقانی باشد.
- ۲ خاک پشت دیوار حائل باید تراکم کافی داشته باشد تا بتواند به‌عنوان یک تکیه‌گاه جانبی برای خاک محسوب شود. توجه داشته باشید که خاک پشت دیوار حائل نباید نرم باشد، زیرا انتظار داریم تا این خاک در زلزله‌های شدید نیز نیروی جانبی ناشی از سازه را تحمل کرده و گسیخته نشود. بررسی دقیق این موضوع در ساختمان‌های بلند که نیروی جانبی بسیار بزرگی در آنها ایجاد می‌شود، از حساسیت بیشتری برخوردار است.



## بررسی ضوابط ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ در بحث تراز پایه

مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، تراز پایه به ترازى در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌های مختلف به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱) برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای پی در نظر گرفته شود (در ساختمان‌های (۱) و (۲) در شکل (۴) این موضوع را دیدیم).

۲) برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، به شرط آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد (در ساختمان (۴) در شکل (۴) این موضوع را دیدیم).

● **دقت:** در راستای کنترل شرایط مورد دوم، می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده کرد.



## بررسی ضوابط ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ در بحث تراز پایه

در تکمیل ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان گفت که اگر بخواهیم تراز پایه ساختمانی را در محلی بالاتر از تراز روی شالوده در نظر بگیریم، موارد زیر باید رعایت شوند:

۱ فضای بین دیوار حائل و خاک می‌تواند توسط یکی از روش‌های زیر پر شود:

الف) خاک متراکم: با توجه به اینکه خاک فقط فشار را منتقل می‌کند و از انتقال کشش ناتوان است، به ناچار باید خاک هر دو وجه موازی ساختمان را متراکم نمود تا به هنگام حرکت رفت و برگشتی زلزله، نیروی طبقات زیر تراز پایه به زمین منتقل شود.

ب) استفاده از مصالح تراکم‌ناپذیر مانند بتن مگر

۲ سقف طبقات زیر تراز پایه باید به دیوار حائل پیرامونی مهار شوند که برای این هدف می‌توان آرماتورهایی برای اتصال سقف و دیوار به یکدیگر پیش‌بینی نمود.

۳ توصیه می‌شود سقف طبقات زیر تراز پایه و بالاخص نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به سطح خاک دارای صلبیت کافی باشد.

۴ در اطراف ساختمان موردنظر، باید خاک طبیعی موجود باشد و تا فاصله معقولی نباید ساختمان دیگری قرار گیرد، زیرا ساختمان مورد نظر باید بتواند در طبقات پایین‌تر از تراز پایه، نیروی جانبی زلزله را به خاک منتقل کند.



## بررسی ضوابط ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ در بحث تراز پایه

تهرین ۱: در اغلب شهرها و با توجه به تراکم ساختمان سازی، در زمین های مجاور یک ساختمان، ساختمان های دیگری قرار دارد یا به دلیل مسائل ساخت و ساز، همواره احتمال خاک برداری در آنها وجود خواهد داشت. در این شرایط به نظر شما اگر در چنین ساختمان هایی چند طبقه ساختمان زیر زمین بوده و دارای دیوار حائل پیوسته با سازه باشد، می توان موقعیت تراز پایه را بالاتر از تراز روی شالوده در نظر گرفت؟

● **پاسخ:** یکی از شروط اساسی برای بالا بردن تراز پایه این است که اطراف دیوار حائل، خاک متراکم وجود داشته باشد تا طبقات زیر تراز پایه بتوانند نیروهای جانبی را به آن منتقل کنند. از سوی دیگر می دانیم که بین دو ساختمان مجاور فاصله اندکی وجود دارد که اغلب یا خالی است و یا از مصالح نرم پر می شود. پس می توان گفت که در این گونه از موارد یکی از شروط اساسی تراز پایه صادق نبوده و تراز پایه در تراز روی شالوده باید در نظر گرفته شود.



# ارتفاع محاسباتی ساختمان (بند ۳-۳-۳-۱)

در بخش قبل با مفهوم تراز پایه آشنا شدیم، اما برای تکمیل این بحث باید بدانیم که در تحلیل‌های لرزه‌ای در بسیاری از اوقات نیاز است تا فاصله تراز طبقات مختلف را از تراز پایه داشته باشیم، زیرا این پارامتر در محاسبه مقدار نیروی زلزله وارد بر یک طبقه نقش مستقیم دارد. پارامتر دیگری که برای تحلیل لرزه‌ای یک ساختمان به آن نیاز داریم، ارتفاع محاسباتی کل ساختمان است که این پارامتر فاصله تراز بالاترین طبقه سازه از تراز پایه را نشان می‌دهد. حال سؤال آن است که در روند طراحی لرزه‌ای، بالاترین طبقه یک سازه طبقه بام می‌باشد یا خرپشته؟ در پاسخ به این سؤال باید گفت، ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در یکی از تبصره‌های خود بیان می‌کند که:

در تعیین ارتفاع محاسباتی ساختمان، در صورتی که وزن لرزه‌ای خرپشته بیشتر از ۲۵ درصد وزن لرزه‌ای بام باشد، باید خرپشته به عنوان بالاترین طبقه محسوب شود و در غیر این صورت طبقه بام را به عنوان بالاترین طبقه محاسباتی محسوب کرده و از ارتفاع خرپشته صرف نظر می‌کنیم.



# ارتفاع محاسباتی ساختمان

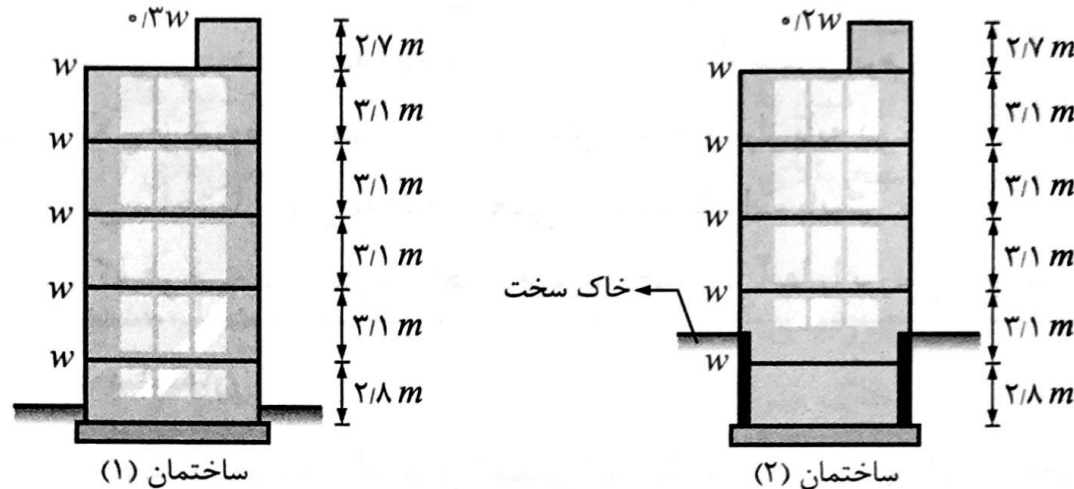
درباره نحوه تأثیر خرپشته در تعیین ارتفاع محاسباتی ساختمان، به سه موضوع مهم زیر باید توجه شود:

- ۱ برای در نظر گرفتن این تبصره، وزن خرپشته را با وزن بام مقایسه می‌کنیم زیرا در محاسبات لرزه‌ای، نیروی زلزله مستقیماً با وزن متناسب است (برخی از مهندسين در گذشته به اشتباه سطح خرپشته را با سطح بام مقایسه می‌کردند).
- ۲ همان‌طور که در فصل قبل اشاره کردیم محاسبات نیروی زلزله همواره براساس وزن لرزه‌ای اجزای ساختمان (بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده یا برف) انجام می‌شود، به همین دلیل در اینجا نیز وزن لرزه‌ای خرپشته و بام ملاک مقایسه بین آنها می‌باشد.
- ۳ یک تصور اشتباه آن است که اگر خرپشته نسبت به بام سبک باشد، به‌طور کلی از ارتفاع و وزن آن در تحلیل لرزه‌ای صرف‌نظر می‌شود. باید گفت که این تصور اشتباه است و در این حالت لازم است تا وزن خرپشته را (در محل خود) به بام اضافه کنیم، هر چند ارتفاع آن را در محاسبات ساختمان لحاظ نمی‌کنیم.



# ارتفاع محاسباتی ساختمان

تمرین ۲: در دو ساختمان شکل زیر، ارتفاع محاسباتی کل سازه برای روند طراحی لرزه‌ای چقدر است؟



شکل ۵: ساختمان‌های مورد بررسی در تمرین (۲)

● **هله:** به سادگی و براساس مطالب گفته شده در این بخش، در ساختمان (۱) ارتفاع خرپشته را در محاسبات در نظر گرفته و در ساختمان (۲)، ارتفاع خرپشته را در محاسبات در نظر نمی‌گیریم. با توجه به این موضوع ارتفاع محاسباتی کل سازه برابر است با:

$$(۱) \text{ ساختمان : } H = ۲/۸ + ۴ \times ۳/۱ + ۲/۷ = ۱۷/۹ \text{ m}$$

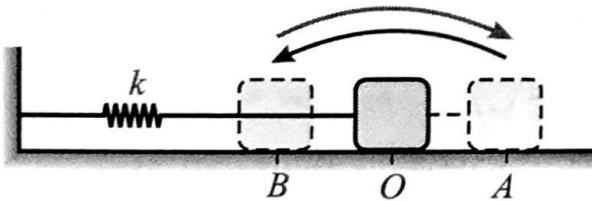
$$(۲) \text{ ساختمان : } H = ۰/۰ + ۴ \times ۳/۱ + ۰/۰ = ۱۲/۴ \text{ m}$$

توجه کنید که در ساختمان شماره (۲)، تراز پایه به دلیل وجود دیوار حائل و خاک سخت پشت آن، از روی سقف زیرزمین آغاز شده و همچنین خرپشته به دلیل وزن نسبی کم، به عنوان سقف محاسباتی تلقی نمی‌شود.



# مفهوم اولیه زمان تناوب

شکل مقابل را در نظر بگیرید:



شکل ۶: وضعیت یک جرم در حال ارتعاش

در این شکل جرم  $m$  پس از کشیده شدن اولیه فنر و رها کردن آن، بر روی پاره خط  $AB$  نوسان می‌کند. زمان لازم برای یک رفت و برگشت کامل جرم  $m$  (منظور یک نوسان کامل است که معادل با یک بار رفتن از  $B$  تا  $A$  و برگشتن مجدد از  $B$  به  $A$  است) که با فلش بر روی شکل نشان داده شده است، «زمان تناوب» یا «پریود نوسان» نامیده می‌شود. ثابت می‌شود که پریود نوسانات جرم  $m$  در این حالت، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (۲)$$

با کمک گرفتن از این رابطه، می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱ همان‌طور که مشاهده می‌کنید، زمان تناوب نوسانات یک جسم، به جرم آن و سختی فنر متصل به آن

بستگی دارد و به‌عنوان مثال با کاهش سختی فنر، زمان تناوب نوسانات افزایش می‌یابد ( $T \propto \frac{1}{\sqrt{k}}$ ).



# مفهوم اولیه زمان تناوب

۲ برای حرکت نوسانی جرم  $m$ ، پارامترهای فرکانس و فرکانس زاویه‌ای نیز به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad , \quad f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{فرکانس} \quad (۳)$$

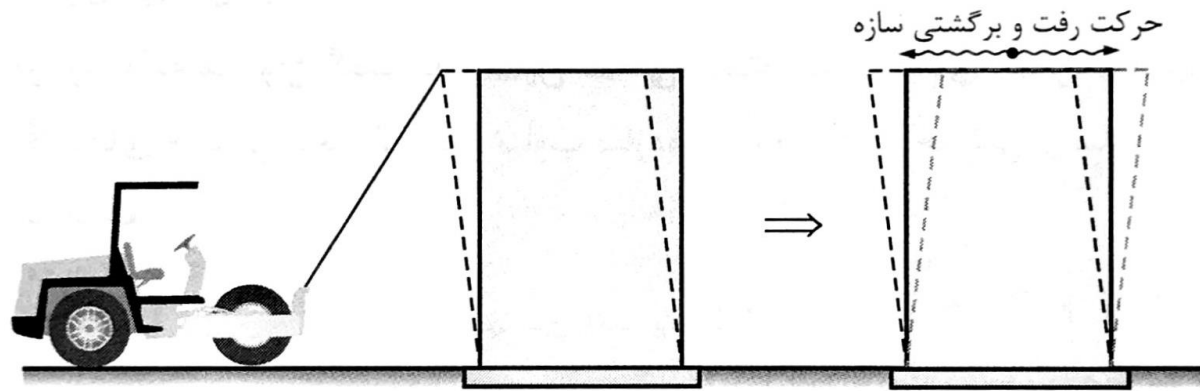
● دقت: منظور از فرکانس، تعداد نوسان جرم  $m$  در یک ثانیه است و با توجه به اینکه واحد زمان تناوب ثانیه

است، واحد فرکانس به صورت  $\frac{1}{\text{ثانیه}}$  می‌باشد که اصطلاحاً «هرتز» تعریف می‌شود ( $\text{Hz} = \frac{1}{s}$ ).

حال ممکن است از خود بپرسید که نوسان جرم  $m$  و مفهوم زمان تناوب آن چه ارتباطی با یک سازه پیدا می‌کند؟ در جواب باید گفت که اگر سازه‌ای مانند یک ساختمان به شکل زیر را با کمک نیروی یک ماشین قوی اندکی جابه‌جا کرده و رها کنیم، سازه نوساناتی را انجام می‌دهد که برای این نوسانات نیز، پارامتر زمان تناوب مشابه با سیستم جرم و فنر تعریف شده و آن را با  $T$  نشان می‌دهیم:



# مفهوم اولیه زمان تناوب



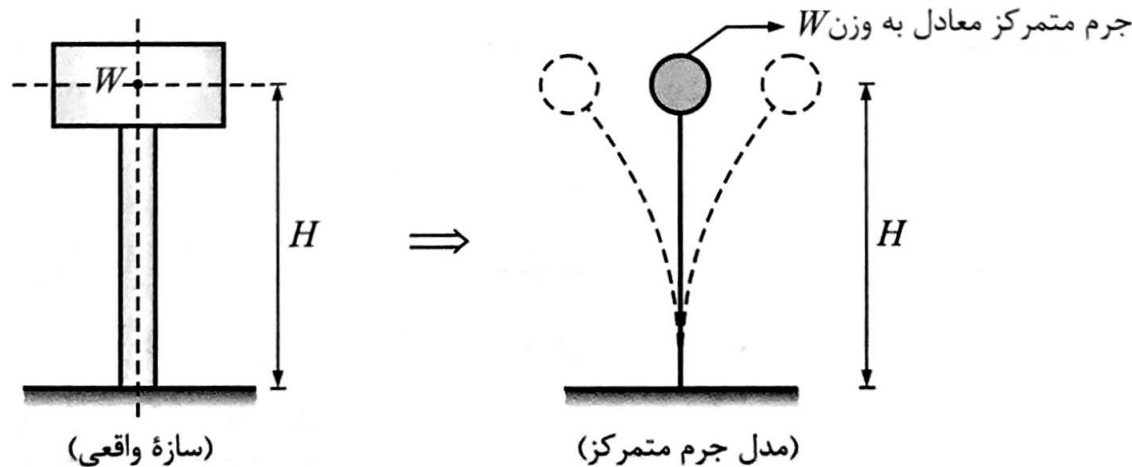
شکل ۷: بررسی مفهوم زمان تناوب در سازه‌ها

پارامتر زمان تناوب یکی از مهمترین ویژگی‌های دینامیکی سازه محسوب می‌شود که در برآورد نیروی زلزله وارد بر آن نقش اساسی دارد.



# مفهوم اولیه زمان تناوب

تمرین ۳: فرض کنید برای مدل سازی یک مخزن آب، از یک ستون طره با ارتفاع  $H$  و صلبیت خمشی  $EI$  و جرم متمرکز در انتهای آن استفاده کرده ایم. زمان تناوب مخزن آب را با کمک مدل فرضی به دست آورید.



شکل ۸: مدل ساده سازی شده برای یک مخزن آب

● **پاسخ:** می دانیم که سختی جانبی یک ستون طره با ارتفاع  $H$  و صلبیت خمشی  $EI$  برابر  $\frac{3EI}{H^3}$  است. حال با

توجه به مقدار سختی جانبی در این سازه، زمان تناوب نوسانات آن به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\begin{cases} k = \frac{3EI}{H^3} \\ m = \frac{W}{g} \end{cases} \Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{\left(\frac{W}{g}\right)}{\left(\frac{3EI}{H^3}\right)}} = 2\pi \sqrt{\frac{WH^3}{3gEI}}$$



# مفهوم اولیه زمان تناوب

از تمرین ساده ارائه شده می‌توان فهمید که دوره تناوب نوسانات یک سازه به پارامترهای زیادی از جمله جرم یا وزن سازه ( $m$  یا  $W$ )، پارامترهای هندسی سازه (مانند ارتفاع سازه  $H$ )، جنس مصالح مصرفی در سازه (مانند مدول الاستیسیته  $E$ ) و پارامترهای هندسی مقاطع سازه (مانند ممان اینرسی  $I$ ) وابسته است و بدون دانستن این پارامترها، امکان محاسبه زمان تناوب برای یک سازه وجود ندارد.



# مفهوم اولیه زمان تناوب

تمرین ۴: به نظر شما در مقایسه کلی زمان تناوب سازه‌های با مهاربند یا دیوار برشی نسبت به سازه‌های با قاب خمشی چه اظهارنظری می‌توان کرد؟

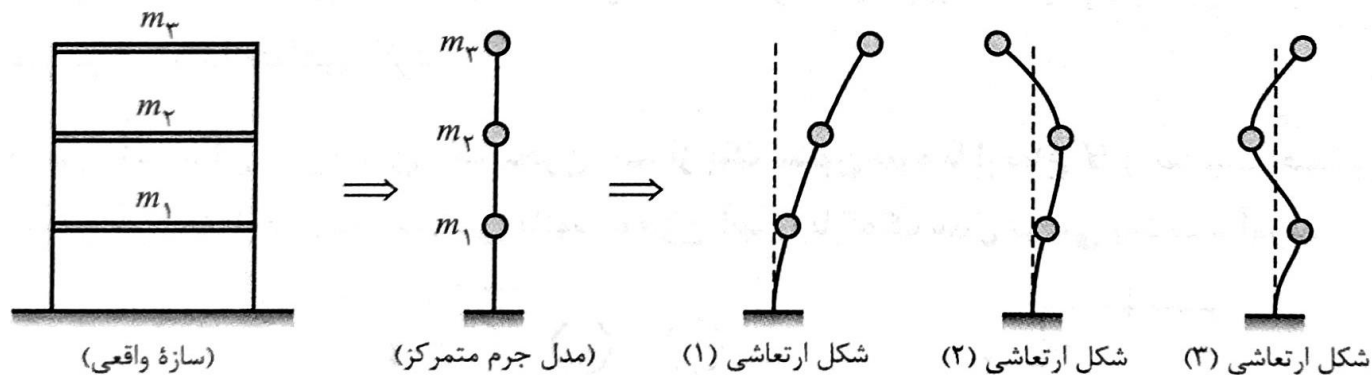
● **حل:** در یک برآورد اولیه می‌توان گفت که به دلیل سختی نسبتاً زیاد قاب‌های همراه با مهاربند یا دیوار برشی نسبت به قاب‌های خمشی، معمولاً زمان تناوب سازه‌های با قاب‌های خمشی از سازه‌های با مهاربند یا دیوار برشی بیشتر است.

$$T \propto \frac{1}{\sqrt{k}} \xrightarrow{k \downarrow} T \uparrow \Rightarrow T_{\text{قاب خمشی}} > T_{\text{مهاربندی یا دیوار برشی}}$$



# مدهای ارتعاش یک سازه

به عنوان یک موضوع جالب دیگر، فرض کنید که ساختمانی را با یک مدل شامل سه جرم شبیه سازی کرده ایم. براساس اصول دینامیک سازه ها اثبات می شود که این سازه به سه شکل زیر امکان ارتعاش دارد:



شکل ۹: شکل مدهای ارتعاشی یک سازه سه درجه آزادی

برای هر یک از شکل های ارتعاش این سازه، زمان تناوب مقدار متفاوتی دارد. همچنین ثابت می شود که ساده ترین شکل ارتعاش یا همان مود اول سازه، بیشترین زمان تناوب را داشته و معمولاً بیشترین نقش را در نوسانات سازه به خود اختصاص می دهد.



## زمان تناوب تجربی نوسانات سازه‌های ساختمانی متعارف (بند ۳-۳-۱)

همان‌طور که در شروع این بحث مشاهده کردید، برای تعیین زمان تناوب یک سازه احتیاج به دانستن مشخصات مقاطع مورد استفاده در آن و بسیاری از پارامترهای دیگر می‌باشد. اما ایراد اصلی در تعیین زمان تناوب از آنجا شروع می‌شود که در ابتدای روند طراحی یک سازه، از یک طرف هنوز اطلاعی از مشخصات سازه را در اختیار نداریم و از طرف دیگر بدون دانستن زمان تناوب اصلی سازه، امکان محاسبه نیروی زلزله وارد بر آن و همچنین طراحی سازه و تعیین مشخصات مقاطع آن وجود ندارد.

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای رفع این مشکل، روابطی را برای تخمین اولیه زمان تناوب اصلی نوسانات در انواع ساختمان‌های متعارف ارائه کرده است. منظور از ساختمان‌های متعارف، ساختمان‌هایی است که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها به صورت متناسب تغییر کند. در این روابط که اصطلاحاً به آنها روابط تجربی محاسبه زمان تناوب سازه‌ها گفته می‌شود، زمان تناوب تجربی ( $T_a$ ) براساس نوع سیستم سازه‌ای پیشنهاد می‌شود:

$T_a = 0.105 H^{0.9}$	اگر جداگرهای میانقابی، مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند.	۱ سیستم قاب خمشی بتنی
$T_a = 0.18 \times 0.105 H^{0.9}$	اگر جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها محسوب شوند.	

(۴)

(۵)



## زمان تناوب تجربی نوسانات سازه‌های ساختمانی متعارف (بند ۳-۳-۳-۱)

اگر جداگراهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند.

$$T_a = 0.108 H^{0.75}$$

(۶)

اگر جداگراهای میانقابی، مانعی برای حرکت قاب‌ها محسوب شوند.

$$T_a = 0.18 \times 0.108 H^{0.75}$$

(۷)

۲ سیستم قاب خمشی فولادی

۳ سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند واگرا:

$$T_a = 0.108 H^{0.75}$$

(۸)

۴ سایر سیستم‌های ساختمانی (شامل سیستم قاب ساختمانی با مهاربند همگرا و یا دیوار برشی، سیستم‌های دوگانه به جز سیستم کنسولی) در صورت وجود یا عدم وجود جداگراهای میانقابی

$$T_a = 0.105 H^{0.75}$$

(۹)

در روابط فوق،  $H$  ارتفاع محاسباتی ساختمان از تراز پایه است.

همچنین در بام‌های شیب‌دار،  $H$  متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.



## زمان تناوب تجربی نوسانات سازه‌های ساختمانی متعارف

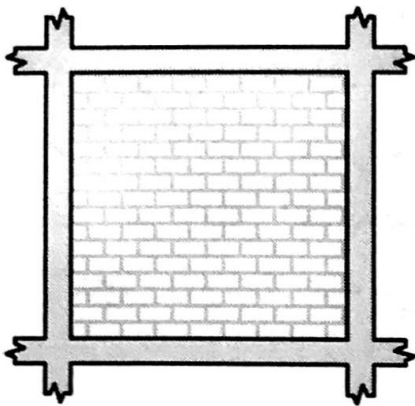
تذکر: در صورتی که سیستم سازه‌ای یک ساختمان در راستای  $x$  و  $y$  متفاوت باشد، برای محاسبه نیروی زلزله در هر راستا، از زمان تناوب سازه در همان راستا استفاده می‌شود.

نکته: روابط تجربی ارائه شده برای زمان تناوب سازه‌ها، براساس نتایج آزمایشگاهی روی سازه‌های واقعی و یا از طریق اطلاعات ثبت شده ساختمان‌ها در هنگام زلزله به‌دست آمده است. مقدار زمان تناوب محاسبه شده از طریق این روابط، در حقیقت یک کران پایین برای زمان تناوب سازه است که ممکن است در روند طراحی سازه اصلاح شده و افزایش یابد. همچنین خواهیم دید که با مقدار کران پایین  $T$  در ابتدای روند طراحی، نیروی زلزله بزرگتری برای سازه پیش‌بینی می‌شود که ممکن است اصلاح شده و کاهش یابد (این موضوع را در ادامه فصل توضیح خواهیم داد).



# آشنایی با جداگرهای میانقاب

دیوارهای نمای ساختمان یا تیغه‌های جداکننده داخلی در صورتی که در داخل قاب‌ها و بین ستون‌ها اجرا شوند، «جداگرهای میانقاب» نام دارند. همان‌طور که از روابط تجربی زمان تناوب مشاهده کردید، حضور جداگرهای میانقاب ممکن است بر زمان تناوب سازه و در نتیجه رفتار آن تأثیرگذار باشد که بهتر است در مورد آنها به موارد زیر توجه کنید:



شکل ۱۰: دیوار میانقابی متصل به ستون‌ها و تیرها

۱ اگر جداگرهای میانقاب با ستون‌های سازه فاصله‌ای نداشته و عملاً به آنها متصل باشند، باعث ممانعت از حرکت آزاد قاب‌ها خواهند شد. در این حالت می‌توان گفت که این جداگرها نوعی سختی کاذب در سازه ایجاد می‌کنند که باعث افزایش سختی و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود.

۲ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای در نظر گرفتن اثر میانقاب‌ها در سازه، ضریب کاهش  $0/8$  را تنها برای زمان تناوب سازه‌های با قاب خمشی لحاظ می‌کند. این موضوع یعنی اینکه آیین‌نامه از سختی کاذب میانقاب‌ها در مقایسه با سختی بالای مهاربندها و دیوارهای برشی صرف‌نظر کرده و در آن سازه‌ها ضریب  $0/8$  را برای محاسبه زمان تناوب در نظر نمی‌گیرد.

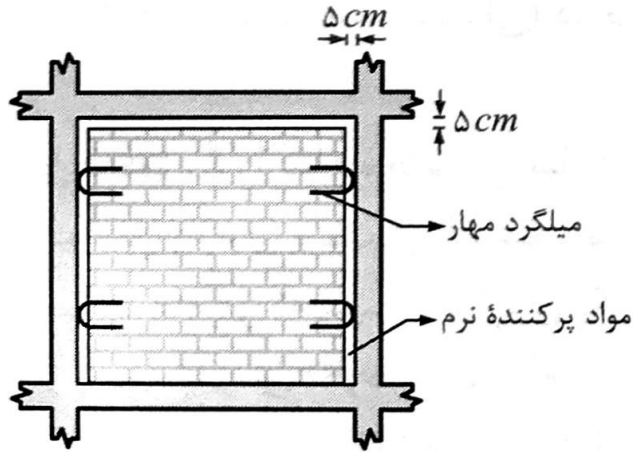


# آشنایی با جداگرهای میانقاب

۳ در سازه‌های با قاب خمشی برای اینکه دیوارهای بین قابی بتوانند به‌عنوان میانقاب سازه عمل کنند باید در درجهٔ اول از ستون‌ها و تیرهای قاب فاصله نداشته باشند، همچنین باید از مصالح پرمقاومت مانند آجر فشاری با ملات باشند و با استفاده از اتصالات مناسب در مقابل پرتاب شدن خارج از صفحهٔ قاب به هنگام وقوع زلزله مهار شده باشند. بنابراین در صورتی که هر یک از این موارد برای دیوارهای بین قابی رعایت نشده باشد، عملکرد آنها به‌عنوان میانقاب سازه مختل شده و عملاً نمی‌توان اطمینان درستی در مورد رفتار آنها داشت.



# آشنایی با جداگرهای میانقاب



شکل ۱۱: دیوار میانقاب غیرمتصل به ستون‌ها و تیرها

۴ با توجه به توضیحات مورد قبل و اینکه اقناع همه شرایط گفته شده در آن دشوار است، معمولاً توصیه می‌شود که در ساختمان‌های با قاب خمشی، دیوارهای بین قابی با فاصله از ستون‌ها و تیرهای سازه اجرا شوند. در این حالت این دیوارها مانع از حرکت آزاد قاب نشده و در نتیجه مطمئن خواهیم بود که حضور آنها در عملکرد سازه نقشی ندارد. برای این منظور جزئیاتی اجرایی مشابه با شکل مقابل پیشنهاد می‌شود:

- حداقل  $5\text{ cm}$  فاصله بین دیوار و قاب
- استفاده از مواد نرم مانند یونولیت بین دیوار و قاب
- استفاده از میلگرد برای مهار دیوار



## زمان تناوب تجربی نوسانات سازه‌های ساختمانی متعارف

- تهرین ۵: در یک ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه، ارتفاع طبقه اول ۴ متر و ارتفاع ۹ طبقه دیگر ۳/۲ متر است. اگر وزن خریشته  $\frac{1}{3}$  وزن بام بوده و ارتفاع آن از سطح بام ۳ متر باشد، در هر یک از حالت‌های زیر، زمان تناوب اصلی سازه با کمک روابط تجربی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ چند ثانیه است؟
- (۱) اگر سیستم باربر جانبی ساختمان از نوع قاب خمشی بتنی ویژه باشد و جداگرهای میانقابی در حرکت آزاد سازه مانع ایجاد کنند.
  - (۲) اگر سیستم باربر جانبی ساختمان از نوع قاب خمشی بتنی ویژه با دیوار برشی باشد و جداگرهای میانقابی در حرکت آزاد سازه مانع ایجاد کنند.
  - (۳) اگر سیستم باربر جانبی ساختمان از نوع قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای واگرا باشد.
  - (۴) اگر سیستم باربر جانبی ساختمان از نوع قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای همگرا باشد.



## زمان تناوب تجربی نوسانات سازه‌های ساختمانی متعارف

● **نکته:** با توجه به اینکه در این ساختمان وزن خریشته بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام است، خریشته به‌عنوان سقفی مجزا محسوب شده و ارتفاع محاسباتی سازه برابر است با:

$$H = \underbrace{4}_{\text{طبقه اول}} + \underbrace{9 \times 3/2}_{\text{طبقه دیگر}} + \underbrace{3}_{\text{خریشته}} = 35/8 \text{ m}$$

در ادامه زمان تناوب تجربی سازه با کمک روابط آیین‌نامه برابر است با:

۱ قاب خمشی بتنی ویژه با در نظر گرفتن اثر میانقاب:  $T_a = 0/18 \times 0/05 H^{0/9} = 1/00 \text{ s}$

۲ سازه دوگانه به‌صورت قاب خمشی بتنی ویژه با دیوار برشی (تأثیر میانقاب در سازه‌های دارای مهاربند یا

دیوار برشی لحاظ نمی‌شود):  $T_a = 0/05 H^{0/75} = 0/73 \text{ s}$

۳ قاب ساختمانی ساده با مهاربند واگرا  $T_a = 0/08 H^{0/75} = 1/17 \text{ s}$

۴ قاب ساختمانی ساده با مهاربند همگرا  $T_a = 0/05 H^{0/75} = 0/73 \text{ s}$



## زمان تناوب تجربی نوسانات سازه‌های ساختمانی متعارف

به‌عنوان یک برآورد سرانگشتی و جالب بدانید که براساس یک رابطه قدیمی (که البته هنوز هم در برخی از آیین‌نامه‌های بین‌المللی استفاده می‌شود) زمان تناوب تجربی ساختمان‌های با قاب خمشی را می‌توان از رابطه  $T_a = 0.1N$  محاسبه کرد. در این رابطه  $N$  تعداد طبقات ساختمان است که برای افزایش دقت رابطه، حداکثر می‌تواند ۱۲ باشد و همچنین لازم است تا ارتفاع طبقات ساختمان تقریباً با یکدیگر برابر بوده و میانگین آنها حداقل ۳ متر باشد.



# زمان تناوب تحلیلی ساختمان (بند ۳-۳-۱)

به‌طور کلی با کمک نرم‌افزارهای رایانه‌ای مانند *ETABS* و *SAP*، می‌توان زمان تناوب مدل یک سازه را به‌دست آورد که به آن زمان تناوب تحلیلی ( $T_m$ ) گفته می‌شود. اما نکته مهم آن است که در مدل‌سازی تحلیلی یک ساختمان، اغلب تأثیر سختی بسیاری از اجزای غیرسازه‌ای مانند دیوارها و تیغه‌ها در نظر گرفته نمی‌شود که این موضوع باعث کاهش سختی در مدل نرم‌افزاری شده و در نهایت باعث می‌شود که غالباً زمان تناوب ساختمان با کمک روش تحلیلی از روش تجربی بیشتر شود.

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان از روش تحلیلی و با کمک نرم‌افزار نیز زمان تناوب یک سازه ساختمانی متعارف را محاسبه کرد، اما برای در نظر گرفتن این موضوع، باید به دو تبصره زیر توجه نمود:

تبصره ۱: به‌جای استفاده از روابط تجربی ارائه شده برای محاسبه زمان تناوب یک ساختمان متعارف، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان یک ساختمان را با استفاده از روش تحلیلی مناسب با کمک نرم‌افزارهایی مانند *ETABS* یا *SAP* (با در نظر گرفتن خصوصیات سازه) محاسبه کرد، ولی مقدار آن نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به‌دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود. این موضوع یعنی آیین‌نامه زمان تناوب مورد استفاده سازه در محاسبات را (در صورت به‌دست آوردن زمان تناوب تحلیلی) به‌صورت زیر در نظر می‌گیرد:

$$T = \min \{1/25 T_a, T_m\} \quad (10)$$

$T_a$ : زمان تناوب تجربی سازه

$T_m$ : زمان تناوب تحلیلی سازه



# زمان تناوب تحلیلی ساختمان (بند ۳-۳-۳-۳)

تبصره ۲: همان‌طور که می‌دانید در سازه‌های بتنی با ایجاد ترک‌خوردگی، سختی مقاطع کاهش یافته و این موضوع باعث کاهش سختی کل سازه و افزایش زمان تناوب آن می‌شود. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه‌های بتنی، به‌منظور در نظر گرفتن سختی مؤثر مقاطع در اثر ترک‌خوردگی بتن ( $I_e$ )، لازم است ممان اینرسی مقاطع تیرها برابر  $0.5 I_g$  و برای ستون‌ها و دیوارها برابر  $I_g$  منظور شود. دقت شود که پارامتر  $I_g$  ممان اینرسی کل مقطع عضو بتنی بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورهای فولادی است.



## زمان تناوب ساختمان‌های غیر متعارف (بند ۳-۳-۳-۲)

ساختمان‌های غیرمتعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شوند که مشمول تعریف ساختمان‌های متعارف در شروع قسمت گذشته نمی‌شود. از جمله این ساختمان‌ها می‌توان به ساختمان مساجد، آمفی تئاترها، سالن‌های ورزشی، گنبدها و ... اشاره کرد. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان از روابط تجربی به‌دست نیامده و باید با استفاده از تحلیل دینامیکی ساختمان و با در نظر گرفتن ضوابط زیر تعیین گردد:

(الف) در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی در نظر گرفته شده باشند:

$$\boxed{T = T_m} \quad (۱۱)$$

(ب) در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$\boxed{T = 0.18 T_m} \quad (۱۲)$$

در این روابط،  $T_m$  زمان تناوب اصلی انتقالی در تحلیل دینامیکی سازه است.

● **دقت:** ضرایب ترک‌خوردگی در سازه‌های بتن‌آرمه، در اینجا نیز باید در نظر گرفته شود.

● **دقت:** سازه‌هایی که تغییرات مساحت، جرم و سختی در طبقات مختلفشان بسیار زیاد بوده و یا سازه‌هایی که اختلاف ارتفاع طبقاتشان چشمگیر باشد را می‌توان به نوعی غیرمتعارف دانست. با توجه به نداشتن تعریفی واضح از این موضوع در آیین‌نامه، تعیین آن باید با کمک قضاوت مهندسی انجام شود.



# آشنایی با پارامترهای $A$ و $I$ در محاسبات زلزله



# آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I

از سال‌ها پیش و از ابتدای تدوین آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، مهندسين عمران همواره به این موضوع توجه داشته‌اند که برای سازه‌های مهم‌تر، باید نیروی بزرگتری را در طراحی سازه در برابر زلزله لحاظ کنند تا این نیروی بزرگتر، خود باعث قوی‌تر شدن مقاطع سازه شده و به نوعی ضریب اطمینان طراحی را افزایش دهد.

● **دقت:** این موضوع یعنی در جریان یک زلزله که همزمان بر دو سازه با کاربری‌های مختلف وارد می‌شود، برای سازه‌ای که مهم‌تر بوده و کاربری آن حساس‌تر است، نیروی زلزله بزرگتری باید لحاظ شود.

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، تأثیر این موضوع را با کمک ضریبی به نام ضریب اهمیت که با  $I$  نشان داده می‌شود، در نظر گرفته است. برای این منظور، آیین‌نامه ساختمان‌ها را از لحاظ اهمیت به ۴ گروه تقسیم کرده که ضریب  $I$  برای هر یک از گروه‌ها عبارت است از:



# آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I (بند ۳-۳-۴)

جدول ۱: ضریب اهمیت در گروه‌های مختلف

ضریب اهمیت	گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت
۱/۴	گروه ۱
۱/۲	گروه ۲
۱/۰	گروه ۳
۰/۸	گروه ۴

توجه: مقادیر ضریب اهمیت معرفی شده در استاندارد ۲۸۰۰، حداقل مقادیر پیشنهادی توسط آیین‌نامه برای طراحی ساختمان‌ها می‌باشد. بدیهی است که در هر پروژه‌ای بنا به صلاح‌دید کارفرما (یا استنباط طراح که البته باید با کارفرما هماهنگ شود)، می‌توان از مقادیر بزرگتری برای ضریب اهمیت ساختمان استفاده کرد.



# آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I (بند ۳-۳-۴)

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف) ساختمان‌های ضروری: ساختمان‌هایی که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاصی دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها، به‌طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود، مانند بیمارستان‌ها و مراکز آتش‌نشانی (اصطلاحاً ساختمان‌های با استفاده بی‌وقفه).

ب) ساختمان‌های خطرزا: ساختمان‌ها و تأسیساتی که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و دراز مدت برای محیط زیست می‌شوند، مانند کارخانجات تولیدکننده مواد شیمیایی خاص.

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف) ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس و مساجد

ب) ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند موزه‌ها

پ) ساختمان‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و آتش‌سوزی وسیع می‌شود، مانند پالایشگاه‌ها



# آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I (بند ۳-۳-۴)

گروه ۳ - ساختمان‌های « با اهمیت متوسط »

این گروه کلیه ساختمان‌های مشمول استاندارد ۲۸۰۰، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر را شامل می‌شود، مانند ساختمان‌های مسکونی، اداری و تجاری (اصطلاحاً ساختمان‌های عادی)

گروه ۴ - ساختمان‌های « با اهمیت کم »

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف) ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی (اصطلاحاً خرابی و تلفات جانی انسانی کم)

ب) ساختمان‌های موقت که مدت بهره‌برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.



# آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I (بند ۳-۳-۴)

در جدول زیر می‌توانید لیست کاملی از گروه‌بندی انواع ساختمان‌ها برحسب اهمیت آنها را به‌همراه موارد مشمول هر یک مشاهده کنید:

جدول ۲: گروه‌های مختلف سازه‌ای

شماره گروه	درجه اهمیت	نام اختصاری	مثال کاربردی
گروه ۱	اهمیت خیلی زیاد	ساختمان‌های ضروری (استفاده بی‌وقفه)	بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها برای امداد و نجات پس از زلزله مؤثر است.
		ساختمان‌های خطرزا (انتشار گسترده مواد سمی)	کارخانه‌های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص



# آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I (بند ۳-۳-۴)

ادامه جدول ۲: گروه‌های مختلف سازه‌ای

شماره گروه	درجه اهمیت	نام اختصاری	مثال کاربردی
گروه ۲	اهمیت زیاد	تلفات زیاد	مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینماها و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافربری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.
		از دست رفتن ثروت ملی	موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پرازش نگهداری می‌شود.
		آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع	پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت، مراکز گازرسانی
گروه ۳	اهمیت متوسط	ساختمان‌های عادی	مسکونی، اداری، تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی
		خرابی و تلفات جانی انسانی کم	انبارهای کشاورزی، سالن‌های مرغداری
گروه ۴	اهمیت کم	ساختمان‌های موقت	مدت بهره‌برداری کمتر از ۲ سال (ساختمان‌های موقت در کارگاه‌های ساختمانی)



## آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I (بند ۳-۳-۴)

تمرین ۶: مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، ضریب اهمیت برای هر یک از ساختمان‌های زیر چقدر است؟

- (۱) هتلی ۱۰ طبقه با طبقات مشابه که ظرفیت پذیرش ۷۰۰ مسافر را دارد.
- (۲) هتلی ۴ طبقه با ظرفیت پذیرش ۲۰۰ مسافر که در طبقه همکف آن یک سالن همایش به ظرفیت ۳۸۰ نفر وجود دارد.
- (۳) یک مخزن موقت با حجم بسیار بالا که قرار است در آن بنزین نگهداری شود.
- (۴) یک سوله فلزی که قرار است آشیانه هواپیماهای جنگنده باشد.

● **هتلی:** با توجه به جدول ارائه شده، ضریب  $I$  در موارد مختلف به صورت زیر می‌باشد:

- ۱- با توجه به اینکه طبقات هتل یکسان است، برای هر طبقه هتل ۷۰ نفر از ظرفیت ۷۰۰ نفری پیش‌بینی شده است (این یعنی قطعاً در هتل محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف وجود ندارد) و در مجموع این هتل در گروه اهمیت متوسط قرار داشته و  $I = ۱$  برای آن در نظر گرفته می‌شود.
- ۲- با توجه به اینکه در زیر یکی از سقف‌های هتل بیش از ۳۰۰ نفر حضور دارد، در مجموع هتل جزء گروه با اهمیت زیاد قرار داشته و  $I = ۱/۲$  برای طراحی آن باید لحاظ شود.
- ۳- مخزن نگهداری سوخت، جدا از اینکه کاربری موقت و یا طولانی مدت دارند، جزء گروه اهمیت زیاد قرار می‌گیرد و  $I = ۱/۲$  برای طراحی آن باید لحاظ شود.
- ۴- سوله فلزی که محل نگهداری تجهیزات نظامی است، جزء سازه‌های نظامی محسوب می‌شود و  $I = ۱/۴$  برای طراحی آن باید لحاظ شود.



## آشنایی با ضریب اهمیت ساختمان I (بند ۳-۳-۴)

تذکر: مقادیر ضریب اهمیت ارائه شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، مقادیر حداقل می‌باشند و در صورت نیاز، با هماهنگی کردن با کارفرما می‌توانند افزایش داده شوند. به‌طور مثال در برخی آیین‌نامه‌ها آورده شده است که در سازه‌هایی مانند هتل با ظرفیت بیش از ۵۰۰۰ نفر، هتل در گروه‌بندی با اهمیت زیاد باید لحاظ شود که البته چنین موضوعی در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ گفته نشده است.



## آشنایی با ضریب شتاب مبنای طرح A (بند ۲-۲)

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در بحث لرزه‌خیزی، پهنه کشور را به چهار منطقه زیر تقسیم کرده است:

منطقه ۱ (پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد): در این پهنه شهرهایی از قبیل تبریز، تهران، قزوین، کرج و کرمان قرار دارند.

منطقه ۲ (پهنه با خطر نسبی زیاد): در این پهنه شهرهایی از قبیل اردبیل، ارومیه، بجنورد، بندرعباس، بوشهر، بیرجند، مشهد، خرم‌آباد، رشت، زاهدان، زنجان، ساری، سمنان، سنندج، شهرکرد، شیراز، قم، کرمانشاه، کیش، گرگان، همدان و یاسوج قرار دارند.

منطقه ۳ (پهنه با خطر نسبی متوسط): در این پهنه شهرهایی از قبیل اراک، اصفهان، اهواز، ایلام و یزد قرار دارند.

منطقه ۴ (پهنه با خطر نسبی کم): در این پهنه تنها دو شهر آبادان و خرمشهر از استان خوزستان قرار دارد.



# آشنایی با ضریب شتاب مبنای طرح A

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای شهرهای با خطرپذیری بیشتر، شتاب زلزله را بزرگتر در نظر می‌گیرد. این شتاب توسط ضریبی به نام نسبت شتاب مبنای طرح (A) بیان می‌شود که برای مناطق با سطح لرزه‌خیزی مختلف با کمک جدول زیر به دست می‌آید:

جدول ۴: نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح (A)
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

توجه: هنگامی که به طور مثال برای پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد می‌گوییم  $A = 0/35$  است، این موضوع یعنی شتاب در نظر گرفته شده برای زلزله در روند طراحی سازه‌های موجود در این مناطق، باید برابر  $0/35g$  در نظر گرفته شود.



# ضریب بازتاب ساختمان B



# مفهوم ضریب بازتاب ساختمان

به طور کلی در علم مهندسی زلزله فرض می شود که در هنگام وقوع زمین لرزه، سنگ بستر زمین که در زیر لایه های خاک قرار دارد، با شتاب  $a_g$  نوسان می کند و این ارتعاش پس از عبور از خاک به سازه رسیده و باعث ارتعاش آن می شود. از سوی دیگر می دانیم که در محاسبات ساختمان تحت امواج زلزله، شتاب ایجاد شده در سازه برای ما بسیار حائز اهمیت است و به دنبال یافتن آن هستیم (زیرا حاصل ضرب شتاب سازه در جرم آن، نیروی جانبی ایجاد شده در سازه را نتیجه می دهد). در مهندسی زلزله، شتاب سازه را به صورت ضریبی از شتاب سنگ بستر نشان می دهند که این ضریب، «ضریب بازتاب ساختمان» نام دارد و به صورت مفهومی از رابطه ای به فرم کلی زیر به دست می آید:

شتاب سنگ بستر  $\times$  ضریب بازتاب = شتاب سازه

$$\Rightarrow \text{ضریب بازتاب} = \frac{\text{شتاب سازه}}{\text{شتاب سنگ بستر}}$$

(۱۳)



# مفهوم ضریب بازتاب ساختمان

تحقیقات نشان می‌دهد که مهمترین عوامل تأثیرگذار روی ضریب بازتاب ساختمان و در نتیجه روی شتاب سازه در هنگام زلزله، موارد زیر می‌باشند:

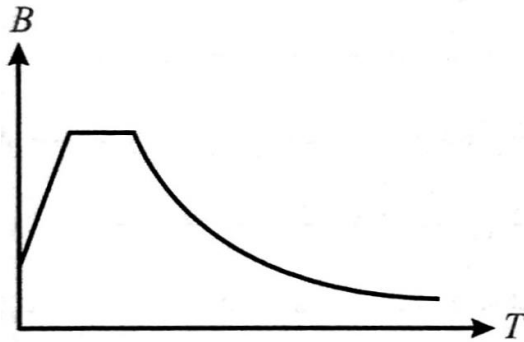
۱ **نوع خاک:** امواج زلزله برای رسیدن به سازه باید از لایه‌های خاک عبور کنند. با توجه به مفاهیم ژئوتکنیک لرزه‌ای، ویژگی‌های خاک می‌تواند بر روی این امواج تأثیر گذاشته و شتابی که به سازه می‌رسد را نسبت به شتاب سنگ بستر تغییر دهد.

۲ **ویژگی‌های سازه:** سختی سازه بر روی نحوه ارتعاش و شتاب آن تأثیر می‌گذارد. به‌عنوان مثال ساختمان‌های بلند در مقایسه با ساختمان‌های کوتاه با زمان تناوب بیشتری نوسان می‌کنند که این موضوع می‌تواند باعث تفاوت شتاب این سازه‌ها نسبت به سازه‌های کوتاه شود.

پارامتر اصلی که تأثیر نوع خاک بر روی امواج زلزله را بیان می‌کند، سرعت موج برشی در خاک است که در ادامه این قسمت از فصل آن را به‌طور کامل بررسی خواهیم کرد. از طرف دیگر، پارامتر اصلی که تأثیر ویژگی‌های سازه را بر روی امواج زلزله بیان می‌کند، زمان تناوب سازه است که در ابتدای این فصل با آن آشنا شدیم.



# مفهوم ضریب بازتاب ساختمان



شکل ۱۳: شکل کلی نمودار ضریب بازتاب

مقدار ضریب بازتاب ساختمان که در بخش‌های بعد با نحوه تعیین آن آشنا خواهیم شد، از نمودارهایی که شکل کلی آنها به صورت مقابل است به دست می‌آید که درباره آن می‌توان به چند نکته زیر اشاره کرد:

۱- ضریب بازتاب با پارامتر  $B$  نشان داده می‌شود که مقدار آن در نمودار مقابل، بر حسب مقدار زمان تناوب اصلی ساختمان ( $T$ ) بیان می‌شود.

۲- از آنجاکه براساس نمودار فوق، مقدار ضریب  $B$  بر حسب مقادیر مختلف  $T$  به دست می‌آید، به آن اصطلاحاً طیف بازتاب ساختمان (یا بعضاً طیف زلزله) گفته می‌شود.



## طبقه‌بندی انواع خاک‌ها (بند ۲-۴-۱)

برای آنکه بفهمیم نقش نوع خاک و ویژگی‌های آن بر روی ضریب بازتاب ساختمان چگونه است، باید بتوانیم در اولین گام، خاک‌ها را متناسب با سختی آنها گروه‌بندی کنیم. ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای گروه‌بندی خاک‌ها از پارامتر سرعت موج برشی در خاک ( $v_s$ ) استفاده می‌کند که با مفهوم آن در فصل اول آشنا شدیم، دقت شود که این پارامتر را معمولاً توسط آزمایش‌های ژئوفیزیک به دست می‌آورند.

**نکته:** با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در صورت عدم دسترسی به سرعت موج برشی برای یک خاک، می‌توان در خاک‌های دانه‌ای از تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد ( $\bar{N}_{1(60)}$ ) و در خاک‌های چسبنده از مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ( $\bar{C}_u$ ) استفاده کرد.

پس از تعیین مقدار  $\bar{v}_s$  در خاک (یا معادل آن که پارامترهای  $\bar{N}_{1(60)}$  یا  $\bar{C}_u$  می‌باشد) با کمک جدول صفحه بعد، خاک‌ها به چهار نوع (یا اصطلاحاً چهار تیپ) شامل انواع  $I$ ،  $II$ ،  $III$  و  $IV$  تقسیم می‌شوند:



# طبقه‌بندی انواع خاک‌ها (بند ۲-۴-۱)

جدول ۵: طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	$> 750$
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	$> 250$	$> 50$	$375 - 750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70 - 250$	$15 - 50$	$175 - 375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم	$< 70$	$< 15$	$< 175$



## طبقه‌بندی انواع خاک‌ها (بند ۲-۴-۱)

پارامترهای معرفی شده در جدول طبقه‌بندی نوع زمین عبارتند از:

$\bar{v}_s$  : متوسط سرعت موج برشی در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

$\bar{N}_{1(60)}$  : متوسط  $N_{1(60)}$  در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$N_{1(60)}$  : تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای فشار مؤثر سربار و انرژی)

$\bar{C}_u$  : متوسط  $C_u$  در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$C_u$  : مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک‌های چسبنده



## نکات تکمیلی در تعیین نوع زمین (بند ۲-۴-۲)

همان‌طور که مشاهده کردید، در جدول ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به پارامترهای  $\bar{v}_s$ ،  $\bar{N}_1(60)$  و  $\bar{C}_u$  اشاره شده است. در تحلیل این موضوع باید گفت که در بسیاری از حالات، خاک زیر سازه چند لایه بوده و هر لایه پارامترهای مرتبط به خود را دارد. در این‌گونه موارد باید به سه موضوع زیر توجه کرد:

۱ مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، به‌طور کلی لایه‌های خاک زیر سازه باید تا عمق ۳۰ متری از سطح زمین بررسی شوند.

۲ در محاسبات باید با استفاده از متوسط‌گیری، پارامترهای میانگین را برای ۳۰ متر خاک زیر سازه به‌دست آورد که این اقدام در مورد سرعت موج برشی با توجه به پیشنهاد ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، با کمک رابطه زیر انجام می‌شود:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (114)$$

$d_i$ : ضخامت لایه  $i$  ام       $v_{si}$ : سرعت موج برشی در لایه  $i$  ام       $n$ : تعداد لایه‌های خاک



## نکات تکمیلی در تعیین نوع زمین (بند ۲-۴-۳)

۳ متوسط‌گیری پارامترهای  $\bar{N}_{1(60)}$  و  $C_u$  نیز در آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی، به صورت مشابه و با کمک روابط زیر انجام می‌شود:

$$\bar{N}_{1(60)} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_{i(60)}}}, \quad \bar{C}_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{C_{ui}}} \quad (15)$$

در این روابط،  $m$  تعداد لایه‌های خاک دانه‌ای و  $k$  تعداد لایه‌های خاک چسبنده است ( $n = m + k$ ).  
 ● دقت: در مواردی که در انطباق مشخصات محل ساختگاه با انواع خاک‌های مندرج در جدول (۵) تردیدی وجود داشته باشد، باید نوع زمینی که در نهایت ضریب بازتاب بزرگتری را نتیجه می‌دهد انتخاب کنیم (نحوه تعیین ضریب بازتاب از روی تیپ خاک را در ادامه مطالب این قسمت یاد خواهیم گرفت). به طور مثال فرض کنید که تا عمق ۳۰ متری در زیر سازه‌ای، سه لایه خاک غیر چسبنده و دو لایه خاک چسبنده وجود دارد و نتایج سرعت موج برشی نیز برای آنها مشخص نیست. در این حالت پارامتر  $\bar{N}_{1(60)}$  برای سه لایه خاک غیر چسبنده و  $\bar{C}_u$  برای دو لایه خاک چسبنده به دست می‌آید، سپس با استفاده از هر یک از این مقادیر، یک تیپ خاک از روی جدول مشخص می‌شود و در صورتی که نتایج این دو حالت در انتخاب نوع زمین متفاوت باشد، حالتی که ضریب بازتاب بزرگتری را نتیجه می‌دهد، ملاک قرار خواهد گرفت.



## نکات تکمیلی در تعیین نوع زمین (بند ۲-۴-۴)

تذکر: در مواردی که جزئیات خصوصیات خاک به حد کافی برای تعیین نوع زمین محل شناخته شده نباشد و داده‌های ژئوتکنیکی خصوصیات شبیه زمین نوع *IV* را در محل نشان ندهد و ساختمان مورد نظر با حداکثر چهار سقف (ارتفاع کمتر از ۱۲ متر) و سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع باشد، می‌توان زمین موردنظر را نوع *III* از جدول (۵) انتخاب کرد.



## پارامترهای مرتبط با خاک برای تعیین ضریب بازتاب (جدول ۲-۲)

تا اینجای بحث توانسته‌ایم رده‌بندی خاک زیر سازه را تعیین کنیم. پس از انجام این کار و قبل از مرحله تعیین ضریب بازتاب، باید بتوانیم مشخصاتی از خاک زیر سازه را به دست آوریم. این مشخصات شامل چهار پارامتر  $T_s$ ،  $T_0$ ،  $S_0$  و  $S$  می‌باشند که با کمک جدول زیر، بر حسب نوع خاک و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه به دست می‌آیند:

جدول ۶: پارامترهای مرتبط با خاک‌ها

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		$T_s$	$T_0$	نوع زمین
$S_0$	$S$	$S_0$	$S$			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۸	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۸	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV



## محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (بند ۲-۳)

همان‌طور که پیش‌تر نیز گفتیم، ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N$$

(۱۶)

در این رابطه،  $B_1$  «ضریب شکل طیف» و  $N$  «ضریب اصلاح طیف» نامیده می‌شود که در ادامه نحوه محاسبه آنها را بررسی می‌کنیم.



## شیوه محاسبه ضریب شکل طیف (بند ۲-۳-۱)

ضریب شکل طیف ( $B_1$ ) با در نظر گرفتن پارامترهای مرتبط با خاک، میزان لرزه‌خیزی منطقه و زمان تناوب سازه، با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد:

$$\left. \begin{aligned} B_1 &= S_* + (S - S_* + 1) \left( \frac{T}{T_*} \right) & 0 \leq T \leq T_* \\ B_1 &= S + 1 & T_* < T \leq T_s \\ B_1 &= (S + 1) \left( \frac{T_s}{T} \right) & T > T_s \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

● **دقت:** در این روابط از پارامترهای  $T_*$ ،  $T_s$ ،  $S_*$  و  $S$  خاک استفاده می‌شود که در بخش قبلی با آنها آشنا شدیم. از طرف دیگر می‌دانیم که در این روابط، پارامتر  $T$  نشان‌دهنده زمان تناوب اصلی سازه است.



## شیوه محاسبه ضریب اصلاح طیف (بند ۲-۳-۲)

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، ضریب اصلاح طیف ( $N$ ) به شرح زیر تعیین می‌شود:  
الف) برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد:

$$\left\{ \begin{array}{ll} N = 1 & T \leq T_s \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T \leq 4s \\ N = 1/7 & T > 4s \end{array} \right. \quad (18)$$

ب) برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم:

$$\left\{ \begin{array}{ll} N = 1 & T \leq T_s \\ N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T \leq 4s \\ N = 1/4 & T > 4s \end{array} \right. \quad (19)$$

● **دقت:** در این روابط از پارامترهای زمان تناوب خاک ( $T_s$ ) و زمان تناوب سازه ( $T$ ) استفاده می‌شود.



# محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (بند ۲-۳)

با توجه به روابط مربوط به  $B_1$  و  $N$ ، ضریب بازتاب در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، از روابط زیر به دست می آید:

الف) برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد:

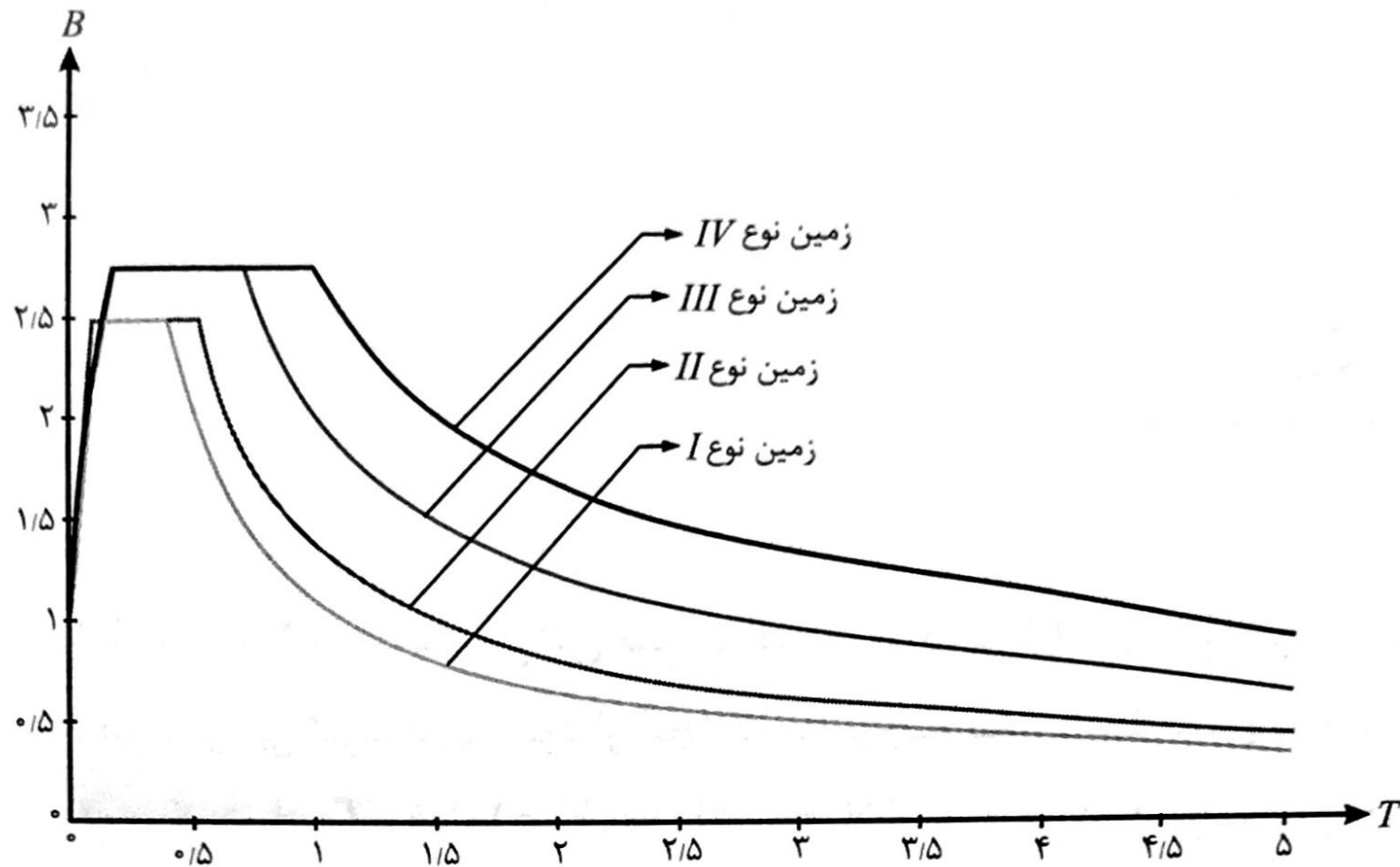
$$B = \begin{cases} S_s + (S - S_s + 1)\left(\frac{T}{T_s}\right) & 0 \leq T \leq T_s \\ (S + 1) & T_s < T \leq T_s \\ (S + 1)\left(\frac{T_s}{T}\right) \times \left(\frac{0.17}{4 - T_s} (T - T_s) + 1\right) & T_s < T \leq 4s \\ 0.17(S + 1)\left(\frac{T_s}{T}\right) & T > 4s \end{cases} \quad (۲۰)$$

ب) برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم:

$$B = \begin{cases} S_s + (S - S_s + 1)\left(\frac{T}{T_s}\right) & 0 \leq T \leq T_s \\ (S + 1) & T_s < T \leq T_s \\ (S + 1)\left(\frac{T_s}{T}\right) \times \left(\frac{0.14}{4 - T_s} (T - T_s) + 1\right) & T_s < T \leq 4s \\ 0.14(S + 1)\left(\frac{T_s}{T}\right) & T > 4s \end{cases} \quad (۲۱)$$



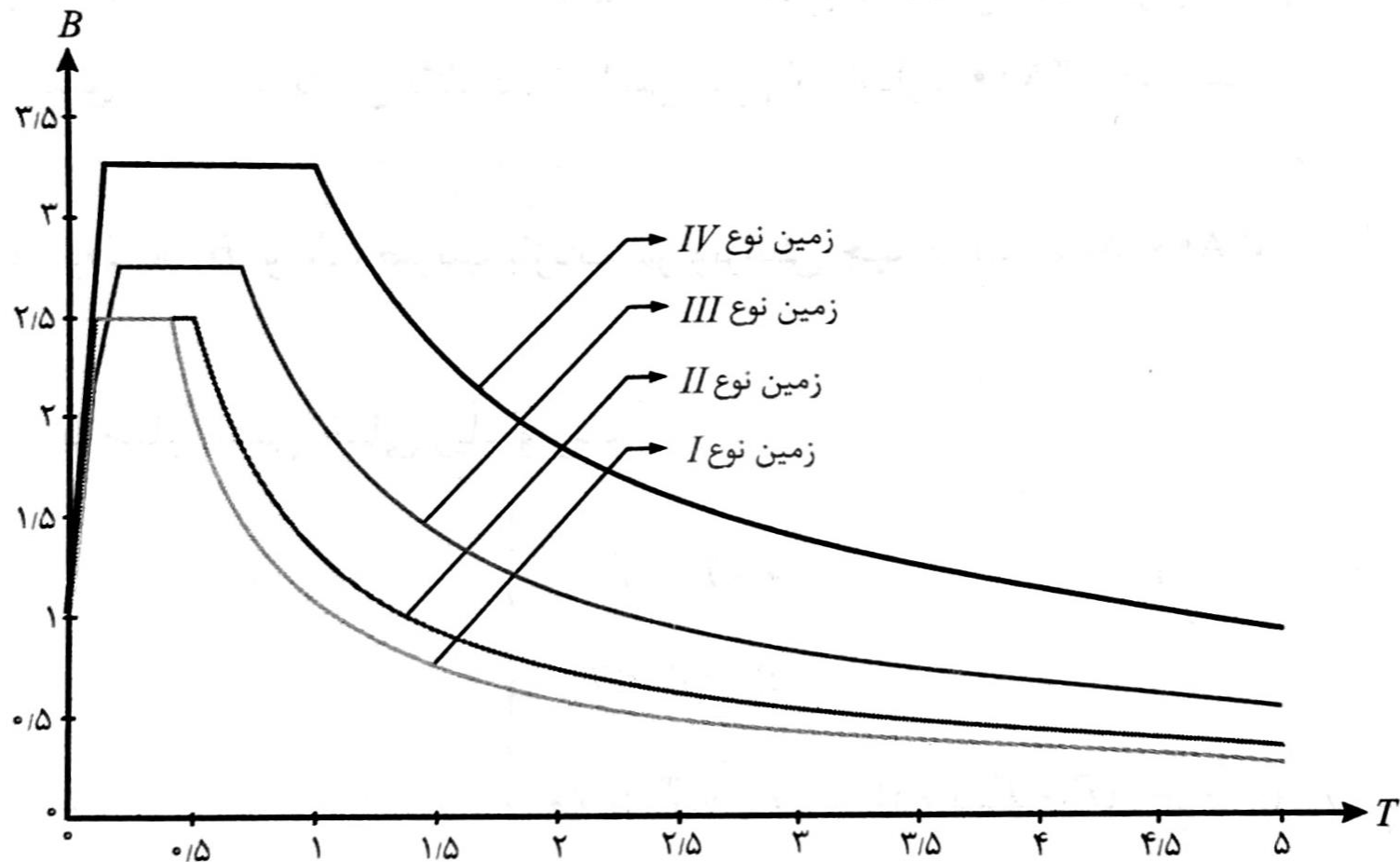
# محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (بند ۲-۳)



شکل ۱۵: نمودار ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمین‌ها در محدوده خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد



# محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (بند ۲-۳)

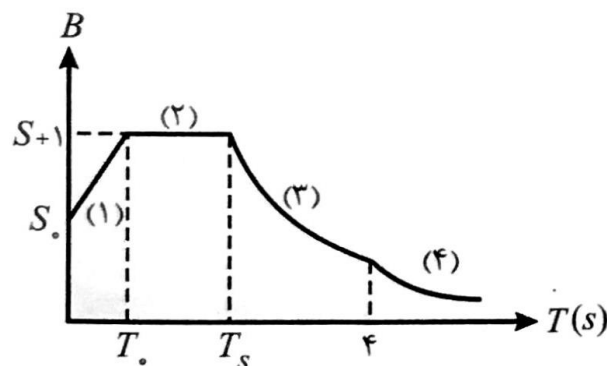


شکل ۱۶: نمودار ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمین‌ها در محدوده خطر نسبی کم و متوسط



# نکات مفهومی درباره ضریب بازتاب

با توجه به روابط به دست آمده برای ضریب بازتاب، شکل کلی نمودار آن در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، به صورت مقابل می باشد:



شکل ۱۷: شکل کلی نمودار ضریب بازتاب در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰

در مورد شکل کلی نمودار ضریب بازتاب، می توان به نکات مفهومی زیر اشاره کرد:

- ۱ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، به نوعی ضریب بازتاب زلزله را با یک نمودار ۴ قسمتی تقریب زده است که آنها را در شکل صفحه قبل مشاهده کردید.
- ۲ در سازه های صلب ( $T = 0$ )، شتاب منتقل شده به سازه،  $S_0$  برابر شتاب ایجاد شده در سنگ بستر است ( $B = S_0$ )، که این موضوع به نوعی نشان دهنده مفهوم پارامتر  $S_0$  نیز می باشد. دقت شود که سازه های ساختمانی متداول، به ندرت در بازه  $0 < T < T_0$  قرار می گیرند و این بازه اهمیت چندانی در مورد ساختمان ها ندارد.



# نکات مفهومی درباره ضریب بازتاب

۳ هنگامی که زمان تناوب سازه در بازه  $T_s < T < T_s$  قرار می‌گیرد، بیشترین استعداد برای انتقال شتاب بستر زمین به سازه وجود دارد ( $B = S + 1$ ) و نیروی زلزله وارد بر سازه نیز بیشینه می‌شود. این ناحیه از طیف را در مراجع مهندسی زلزله، ناحیه شتاب ثابت طیف نامگذاری کرده‌اند که در آن با تغییر زمان تناوب، ضریب  $B$  تغییر نمی‌کند.

۴ پارامتر  $T_s$  معرف زمان تناوب خاک در طیف بازتاب است. با توجه به جدول (۶) در مقایسه زمان تناوب خاک‌های نوع  $I$ ،  $II$ ،  $III$  و  $IV$ ، می‌توان گفت که زمان تناوب خاک نوع  $IV$  بزرگتر از سه نوع دیگر خاک بوده و سختی آن مقدار کمتری دارد ( $T \propto \frac{1}{\sqrt{k}}$ ). دقت شود که مهندسین ژئوتکنیک معمولاً سختی خاک را به سرعت موج برشی در خاک مربوط می‌دانند، به گونه‌ای که ارتباط زیر به دست می‌آید:

زمان تناوب خاک کمتر می‌شود ( $T_s \downarrow$ )  $\Rightarrow$  سختی خاک بیشتر می‌شود ( $k \uparrow$ )  $\Rightarrow$  سرعت موج برشی در خاک بیشتر شود ( $v_s \uparrow$ )

نکته: در علم ژئوتکنیک لرزه‌ای اثبات می‌شود که برای یک لایه خاک به ضخامت  $H$  که سرعت موج

برشی در آن  $v_s$  است، زمان تناوب خاک از رابطه  $T_s = \frac{4H}{v_s}$  به دست می‌آید.

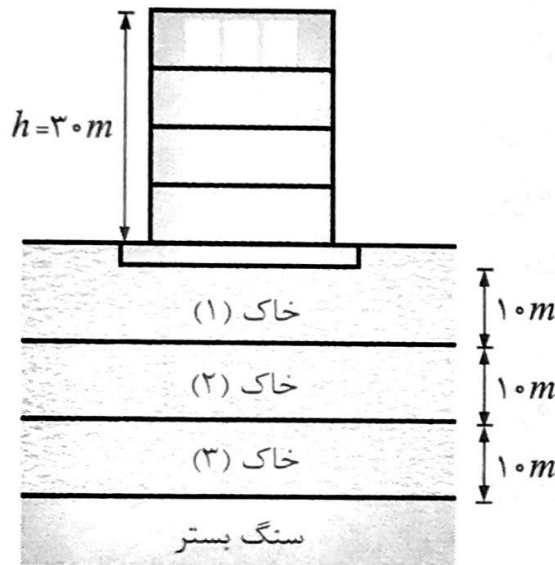


# نکات مفهومی درباره ضریب بازتاب

۵ هر چه زلزله شدت بیشتری داشته باشد، امکان خارج شدن خاک از رفتار الاستیک و وارد شدن آن به رفتار پلاستیک بیشتر است که این موضوع خود بر روی توانایی جذب انرژی خاک از زلزله و مقدار شتابی که از سنگ بستر به سطح خاک می‌رسد تأثیر می‌گذارد. پارامتر  $S$  در طیف زلزله، به نوعی تأثیر شدت زلزله در طیف بازتاب را در نظر می‌گیرد. با توجه به جدول (۶) مشاهده می‌شود که خاک تیپ  $IV$  که نرم‌ترین نوع خاک است، عملاً بیشترین مقدار  $S$  را به خود اختصاص می‌دهد.



# محاسبه ضریب بازتاب ساختمان



تمرین ۸: در شکل مقابل که پروفیلی از لایه‌های خاک زیر یک ساختمان در شهر تهران را نشان می‌دهد، سرعت موج برشی در سه لایه متوالی خاک از سطح زمین به ترتیب برابر ۲۰۰، ۴۰۰ و ۵۰۰ متر بر ثانیه اندازه‌گیری شده است. اگر سازه از نوع قاب خمشی فولادی ویژه با میانقاب مؤثر در نوسان سازه باشد، مقدار ضریب بازتاب در روند محاسبات این سازه را محاسبه کنید.

شکل ۱۹: سازه مورد بررسی در تمرین (۸)

● **حل:** برای محاسبه ضریب بازتاب مراحل زیر را طی می‌کنیم:

مرحله ۱ (تعیین زمان تناوب ارتعاش سازه): با توجه به اینکه سازه از نوع قاب خمشی فولادی با میانقاب مؤثر در نوسان سازه است، زمان تناوب تجربی آن برابر است با:

$$T = 0.18 \times 0.108 H^{0.75} = 0.18 \times 0.108 \times (30)^{0.75} = 0.182 s$$



# محاسبه ضریب بازتاب ساختمان

مرحله ۲ (تعیین متوسط سرعت موج برشی و نوع خاک): برای محاسبه متوسط سرعت موج برشی به صورت

زیر عمل می‌کنیم:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^3 d_i}{\sum_{i=1}^3 \frac{d_i}{v_{si}}} = \frac{10+10+10}{\frac{10}{200} + \frac{10}{400} + \frac{10}{500}} \approx 316 \text{ m/s}$$

بنابراین با توجه به جدول ۵، زمین زیر این ساختمان از نوع III محسوب می‌شود و پارامترهای مرتبط با آن در شهر تهران که خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد دارد عبارت است از:

$$T_s = 0.15 \text{ s}, \quad T_s = 0.7 \text{ s}, \quad S = 1.75, \quad S_s = 1.1$$

مرحله ۳ (تعیین ضرایب  $B$  و  $N$ ): با توجه به زمان تناوب سازه، پارامترهای  $B_1$  و  $N$  برای سازه عبارتند از:

$$T = 0.182 > T_s = 0.7 \Rightarrow B_1 = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T} \right) = (1.75 + 1) \times \frac{0.7}{0.182} = 2.35 \text{ s}$$

$$T_s < T < 4 \text{ s} \Rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7} (0.182 - 0.7) + 1 = 1.025$$

$$B = B_1 N = 2.35 \times 1.025 = 2.409$$



# ضریب رفتار ساختمان R



# آشنایی با مفهوم ضریب رفتار

در قسمت قبل مشاهده کردیم که مقدار ضریب بازتاب ( $B$ ) در برخی موارد می‌تواند به حدود ۳ الی ۴ نیز برسد. این موضوع یعنی اگر به‌طور مثال شتاب زلزله  $0.35g$  به سنگ بستر وارد شود، خاک زیر سازه و همچنین رفتار ساختمان به نوعی این شتاب را تقویت کرده و به حدود  $g$  یا حتی بیش از آن می‌رسانند. این مقدار شتاب یعنی، با توجه به قانون دوم نیوتن، در هنگام زلزله سازه تحت یک نیروی جانبی برابر وزن خودش قرار می‌گیرد که نیروی بسیار بزرگی است.

شتاب ناشی از زلزله در سازه  $\times$  جرم سازه = نیروی جانبی زلزله

$$\xrightarrow{F=ma, a=g} F_{\text{زلزله}} = mg = W$$



# آشنایی با مفهوم ضریب رفتار

اگر بخواهیم سازه را برای چنین نیروی زلزله‌ای طراحی کنیم، ابعاد مقاطع مورد نیاز سازه بسیار بزرگ شده و در نهایت اجرای سازه بسیار غیراقتصادی می‌شود. در اینجا سؤالی که در ذهن ایجاد خواهد شد آن است که یک مهندس در نهایت برای طراحی سازه از چه رویکردی باید استفاده کند؟

● **رویکرد اول:** آیا باید در طراحی ساختمان از نیروی زلزله به دلیل بزرگ بودن و غیراقتصادی شدن طراحی صرف نظر کند؟

● **رویکرد دوم:** آیا باید یک سازه بسیار قوی بسازد که با کمترین تغییرشکل ممکن، در برابر زلزله‌های قوی مقاومت کند؟



# آشنایی با مفهوم ضریب رفتار

با کمی فکر می‌توان گفت که رویکرد اول منجر به بروز یک فاجعه در هنگام وقوع زلزله شده و رویکرد دوم ما را به سمت یک راهکار بسیار غیراقتصادی پیش می‌برد. مهندسین عمران رویکردی بینابین این دو را در دستور کار قرار داده و عملاً به سازه اجازه می‌دهند که با تغییر شکل دادن در هنگام رخداد پدیده رفت و برگشتی زلزله، انرژی زلزله را جذب کرده و در نهایت نیروی ناشی از زلزله را کاهش دهد. سازه برای انجام این کار مجبور است وارد محدوده غیرارتجاعی شده و در هنگام زلزله تغییر شکل زیادی دهد. البته هر چند با رخ دادن این تغییر شکل زیاد سازه دچار آسیب می‌شود، ولی فرو نریخته و جان ساکنان آن تضمین شده است. نکته مهمی که در اینجا باید به آن توجه کرد آن است که آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای برای در نظر گرفتن این رفتار سازه که باعث کاهش



# آشنایی با مفهوم ضریب رفتار

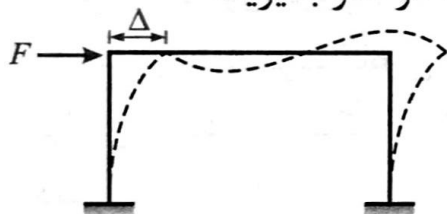
نیروی زلزله وارد بر آن می‌شود، از پارامتری به نام ضریب رفتار ( $R_u$ ) استفاده می‌کنند. به‌طور مثال اگر برای سازه‌ای مقدار  $R_u = ۶$  باشد، سازه‌ای که نیروی جانبی زلزله آن برابر  $W$  به‌دست آمده است را برای نیرویی برابر با  $\frac{W}{۶}$  طراحی می‌کنیم. این موضوع یعنی ورود سازه به محدوده غیرارتجاعی، توانسته است نیروی زلزله را  $\frac{۵}{۶}W$  (حدود ۸۳ درصد) کاهش دهد و ما را به هدف خود برساند.

حال سؤال آن است که عوامل مؤثر در ایجاد این پتانسیل جذب انرژی برای یک سازه چیست و با چه معیارهایی می‌توان گفت که ضریب رفتار سازه‌ها چقدر است؟ در جواب باید گفت که با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار یک ساختمان در برگیرنده عواملی از قبیل شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و درجه نامعینی در سازه است که در ادامه بحث به بررسی نقش این عوامل می‌پردازیم.

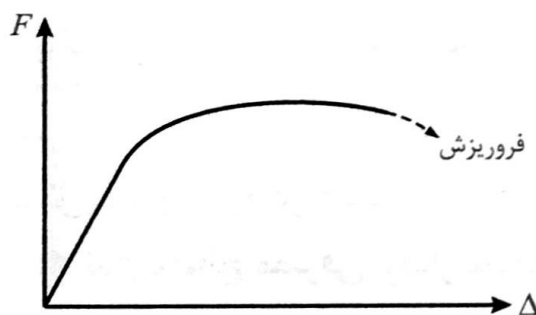


# عوامل مؤثر بر شکل‌پذیری سازه در هنگام زلزله

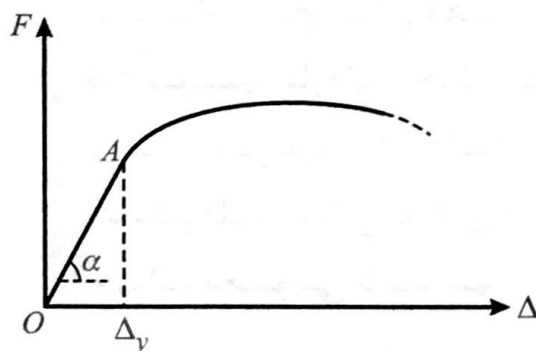
برای درک مفهوم شکل‌پذیری، سازه‌ای با یک دهانه و یک طبقه مطابق شکل زیر را در نظر بگیرید:



شکل ۲۰: سازه‌ای تحت اثر نیروی جانبی



شکل ۲۱: بررسی فروریزش یک سازه



شکل ۲۲: بررسی مفهوم سختی

همان‌طور که می‌دانیم در این قاب با اعمال نیروی جانبی  $F$ ، تغییر مکان جانبی  $\Delta$  در محل اعمال بار ایجاد می‌شود (که مقدار آن قابل اندازه‌گیری است).

در صورتی که نیروی جانبی  $F$  وارد بر این قاب را از مقدار صفر به صورت تدریجی افزایش دهیم، ممکن است در نقاطی از تیر و ستون که مقدار لنگر خمشی یا نیروی برشی در آنها زیاد است آسیب‌هایی در سازه ایجاد شود. با افزایش بیشتر نیروی  $F$ ، تعداد و یا میزان خرابی‌های ایجاد شده در سازه زیاد شده و در نهایت سازه دچار فروریزش می‌شود، به‌طوری که نمودار نیرو - تغییر مکان آن به صورت مقابل به دست می‌آید:

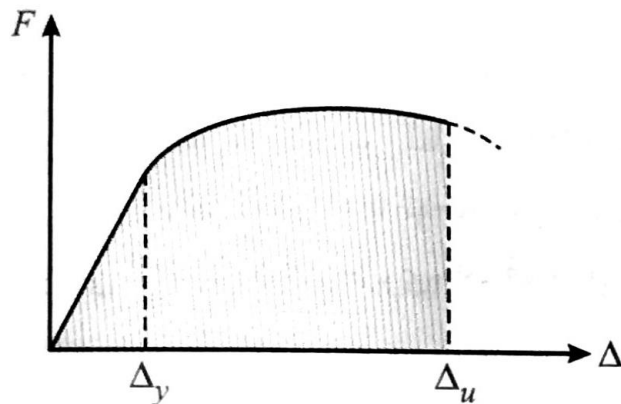
درباره این نمودار می‌توان به دو موضوع مهم اشاره کرد:

۱ در این نمودار قسمت ابتدایی به صورت خطی می‌باشد و عملاً سازه در این مرحله رفتار ارتجاعی (الاستیک) دارد. با توجه به این نمودار می‌توان گفت که در نقطه  $A$  این رفتار پایان یافته و پس از آن رفتار سازه غیرارتجاعی می‌شود. در علم مهندسی سازه، شیب قسمت خطی نمودار نیرو - تغییر شکل سازه نماینده سختی سازه در محدوده ارتجاعی است.



# عوامل مؤثر بر شکل‌پذیری سازه در هنگام زلزله

۲ با افزایش بارگذاری، سازه رفتار غیرخطی از خود نشان می‌دهد و سرانجام در تغییرشکلی برابر  $\Delta_u$  دچار فروریزش می‌شود. نکته‌ای که باید توجه شود آن است که ثابت می‌شود مساحت زیر نمودار نیرو - تغییرشکل، معادل با انرژی جذب شده توسط سازه است. همان‌طور که از شکل زیر مشاهده می‌شود، بیشتر این مساحت پس از تغییرشکل تسلیم (بین  $\Delta_y$  و  $\Delta_u$ ) رخ می‌دهد. هر چه فاصله بین  $\Delta_u$  و  $\Delta_y$



شکل ۲۳: بررسی مفهوم شکل‌پذیری

بیشتر باشد، سازه فرصت بیشتری برای جذب انرژی دارد و اصطلاحاً شکل‌پذیرتر است. نسبت  $\Delta_u$  به  $\Delta_y$  در علم مهندسی سازه، پارامتر بسیار مهمی به نام «نسبت شکل‌پذیری» را به ما نشان می‌دهد که هر چه بزرگ‌تر باشد، میزان جذب انرژی (استهلاک انرژی سازه ناشی از بارهای وارد بر آن) بیشتر است.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} : \text{نسبت شکل‌پذیری}$$

(۲۲)



# مثالی برای درک مفهوم جذب انرژی

توپ تنیسی را در نظر بگیرید که به سمت یک دیوار پرتاب می‌شود، این توپ پس از برخورد، مقداری انرژی از دست می‌دهد (دیوار این انرژی را جذب می‌کند) و سپس با سرعتی کمتر از سرعت اولیه برمی‌گردد. حال فرض کنید روی دیوار لایه‌ای از اسفنج قرار داشته باشد. در صورت برخورد توپ به دیوار در این حالت، سرعت برگشت توپ کاهش بیشتری نسبت به حالت قبل پیدا می‌کند و در حقیقت در این حالت به دلیل توانایی ایجاد تغییرشکل در لایه اسفنجی، مقدار بیشتری انرژی توسط دیوار جذب شده و اصطلاحاً می‌گوییم دیوار در این حالت شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان داده است.

**توجه:** این مفهوم در مورد سازه‌ها نیز قابل تعمیم است، به طوری که هر چه توانایی سازه برای تغییرشکل در برابر بار جانبی بیشتر باشد، به همان نسبت میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری آن نیز بیشتر است.



# عوامل مؤثر بر شکل‌پذیری سازه در هنگام زلزله

پس از درک اولیه درباره مفهوم شکل‌پذیری در یک سازه، باید گفت که به‌طور کلی عوامل مؤثر بر میزان شکل‌پذیری سازه در هنگام زلزله عبارتند از:

۱ **نوع مصالح مصرفی:** رفتار مصالح مصرفی، مستقیماً بر روی رفتار سازه در بحث شکل‌پذیری نقش دارد، زیرا مصالح مصرفی در سازه، دارای محدوده رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی هستند و متناسب با آن می‌توانند از خود شکل‌پذیری نشان دهند.

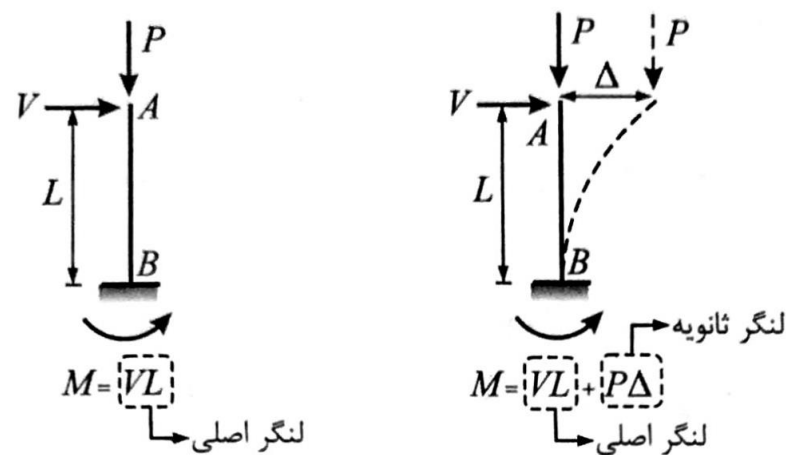
۲ **نوع سیستم سازه‌ای:** نحوه عملکرد سیستم سازه‌ای مورد استفاده برای یک ساختمان، می‌تواند تأثیر زیادی بر روی شکل‌پذیری آن داشته باشد. به‌عنوان مثال در مقایسه یک سیستم مهاربندی شده فولادی و یک سیستم قاب خمشی فولادی (با شرایط نسبتاً مشابه)، می‌توان گفت که شکل‌پذیری سیستم قاب خمشی اختلاف محسوسی با سیستم مهاربندی دارد.

دو عامل نوع مصالح و نوع سیستم سازه‌ای، اصلی‌ترین عواملی هستند که آیین‌نامه در برآورد میزان شکل‌پذیری سازه‌ها به‌طور مستقیم لحاظ می‌کند. در ادامه این بحث، چند عامل دیگر که بر شکل‌پذیری مؤثر است را به شما معرفی می‌کنیم که آیین‌نامه به منظور ساده‌تر کردن روند طراحی، آنها را به‌طور مستقیم در نظر نمی‌گیرد.



# عوامل مؤثر بر شکل‌پذیری سازه در هنگام زلزله

۳ هندسه سازه: همان‌طور که در فصل قبل نیز اشاره کردیم، هندسه نامناسب یک سازه می‌تواند باعث ایجاد پیچش زیاد در آن شود. وجود این لنگر پیچشی در سازه به نوعی از پتانسیل تحمل بار در سازه کم کرده و عملاً شکل‌پذیری موجود در سازه را کاهش می‌دهد.



شکل ۲۴: بررسی مفهوم اثر  $P - \Delta$

۴ اثر  $P - \Delta$ : همان‌طور که احتمالاً شنیده‌اید، اثر  $P - \Delta$  عاملی در جهت تشدید لنگرهای خمشی در یک سازه است. به‌عنوان مثال در ستون شکل مقابل در حالت اول، لنگر در تکیه‌گاه  $B$  برابر  $VL$  است ولی اگر اثر تغییر شکل جانبی ستون را در محاسبه لنگر پای ستون لحاظ کنیم، لنگر ایجاد شده در تکیه‌گاه  $B$  برابر  $VL + P\Delta$  می‌شود.

به‌طور کلی هر چه در هنگام زلزله تغییر مکان‌های جانبی سازه بیشتر شود، اثر  $P - \Delta$  تشدید یافته که این موضوع نیز مانند لنگر پیچشی یک عامل مخرب است و عملاً پتانسیل شکل‌پذیری سازه را کاهش می‌دهد.

۵ خاک زیر سازه: به‌طور کلی سختی خاک زیر سازه می‌تواند در نحوه پاسخ سازه به زلزله تأثیرگذار باشد و باعث تغییر ضریب رفتار سازه شود که این موضوع در بحث اندرکنش بین خاک و سازه مطرح می‌شود.



## عوامل مؤثر بر شکل‌پذیری سازه در هنگام زلزله

به‌طور کلی افزایش شکل‌پذیری عامل بسیار مهمی در افزایش ضریب رفتار یک سازه است. سازه‌های با عنوان ویژه (به‌طور مثال قاب خمشی ویژه) که بر مبنای ضوابط خاصی از استانداردهای سازه‌های بتنی و فولادی (مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان) ساخته می‌شوند، شکل‌پذیری بالایی دارند. دقت شود که بالا بردن شکل‌پذیری یک سازه به‌طور خودکار رعایت ضوابط سخت‌گیرانه‌تری را به سازه تحمیل می‌کند که این موضوع تبعاً هزینه بیشتری را نیز به همراه دارد.



# اضافه مقاومت سازه در هنگام زلزله

فرض کنید که طراحی یک سازه را با کمک یک آیین‌نامه معتبر به درستی انجام داده‌ایم. مجموعه عواملی سبب می‌شود که مقاومت اعضای استفاده شده در سازه معمولاً بیشتر از مقاومت در نظر گرفته شده برای آنها در هنگام طراحی باشد و سازه در عمل بتواند در هنگام وقوع زلزله ظرفیت بیشتری را در مقایسه با ظرفیت در نظر گرفته شده هنگام طراحی از خود نشان دهد. این موضوع که عملاً همان مفهوم اضافه مقاومت سازه در هنگام زلزله می‌باشد، به عوامل مختلفی ارتباط دارد که مهمترین آنها عبارتند از:

۱ **بزرگ‌تر بودن مقاطع اجرایی برخی از اعضاء از مقطع مورد نیاز برای آنها:** همان‌طور که می‌دانید در هنگام طراحی یک سازه، مهندسین در عمل برای ساده‌تر شدن شرایط اجرا، اعضاء را تیپ‌بندی می‌کنند که این موضوع سبب می‌شود مقاطع برخی از اعضاء بزرگ‌تر شده و این یعنی مقاومت چنین اعضایی عملاً بیش از مقدار مورد نیاز آنها می‌باشد.

۲ **بالا‌تر بودن مقاومت واقعی فولاد در مقایسه با مقاومت اسمی در نظر گرفته شده در طراحی:** فولاد یکی از پرکاربردترین مصالحی است که به‌طور مستقیم در سازه‌های فولادی و بتن‌آرمه استفاده می‌شود. فرض کنید که در روند طراحی یک ساختمان فولادی، فولاد  $ST 37$  با  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است. آزمایش روی نمونه‌های فولادی نشان می‌دهد که معمولاً میانگین مقاومت تعداد زیادی از آنها، درصدی بالاتر از مقدار مورد استفاده در طراحی است که این موضوع نیز مقداری اضافه مقاومت در سازه را به همراه دارد.

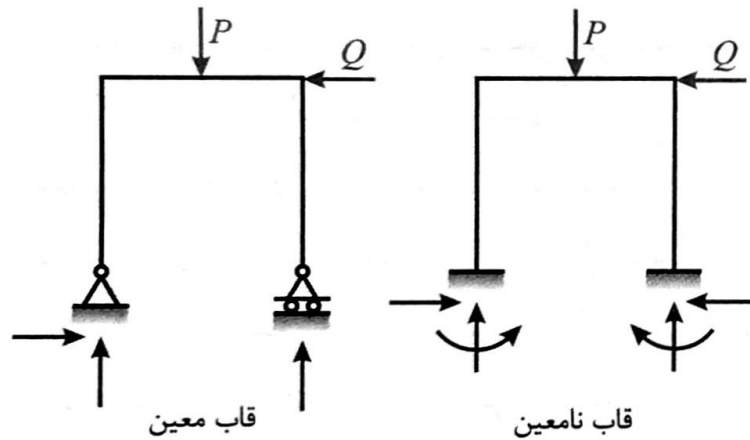


# اضافه مقاومت سازه در هنگام زلزله

- ۳ در نظر نگرفتن اثر مقاومت اجزای غیرسازه‌ای: اجزای غیرسازه‌ای مانند دیوارهای پیرامونی و داخلی ساختمان‌ها، بعضاً دارای مقاومت جانبی قابل ملاحظه‌ای هستند که معمولاً در تحلیل سازه از آنها چشم‌پوشی می‌شود.
- ۴ استفاده از مدل‌های ساده شده: در روند تحلیل و طراحی یک سازه معمولاً از فرضیاتی استفاده می‌شود که بیشتر آنها در جهت ضریب اطمینان اعمال می‌شوند، به عنوان مثال در مدل‌سازی انتهای مهاربندها، آنها را مفصلی در نظر می‌گیریم، در حالی که عملاً در اتصال مهاربند به ورق گاست مقداری گیرداری وجود دارد.
- دقت: به طور کلی هرچه قدر یک سازه بتواند اضافه مقاومت بیشتری را در هنگام زلزله از خود نشان دهد، می‌توان ضریب رفتار بزرگتری را برای آن در نظر گرفت.



# تأثیر درجه نامعینی سازه در ضریب رفتار



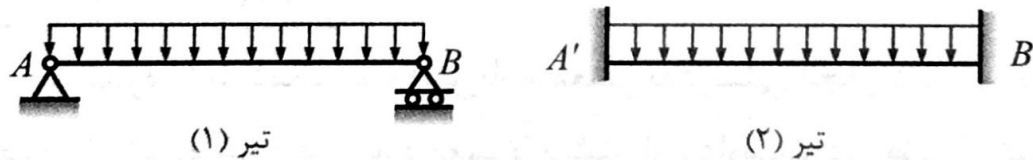
شکل ۲۵: بررسی مفهوم درجه نامعینی

بنا به تعریف، درجه نامعینی در یک سازه معادل با تعداد قیدهای اضافی سازه برای تحمل نیرو است. به‌طور مثال در قاب سمت چپ از شکل مقابل، نیروهای وارده توسط سه عکس‌العمل تحمل شده و قاب معین است، ولی در قاب سمت راست نیروی وارده توسط شش عکس‌العمل تحمل شده و قاب سه درجه نامعین می‌باشد.

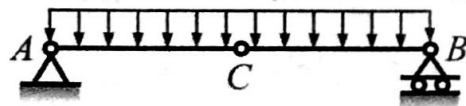


# تأثیر درجه نامعینی سازه در ضریب رفتار

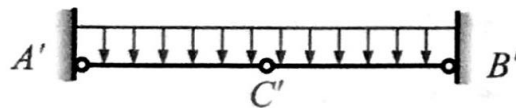
دو تیر زیر را در نظر بگیرید که تحت بار گسترده قرار دارند:



شکل ۲۶: بررسی تیرهای دوسر مفصل و دوسر گیردار



در تیر (۱) اگر حالت مقابل ایجاد شود، عملاً سه مفصل در یک راستا وجود دارد به طوری که مفصل دوم می‌تواند آزادانه حرکت کند، بنابراین مطابق اصول تحلیل سازه‌ها تیر ناپایدار قلمداد می‌شود.



در تیر شکل (۲) اگر حالتی مشابه شکل مقابل ایجاد شود، مجدداً شرایط سه مفصل در یک راستا ایجاد شده و تیر ناپایدار می‌شود.

شکل ۲۷: تشکیل مفصل در تیرهای مورد بررسی



# تأثیر درجه نامعینی سازه در ضریب رفتار

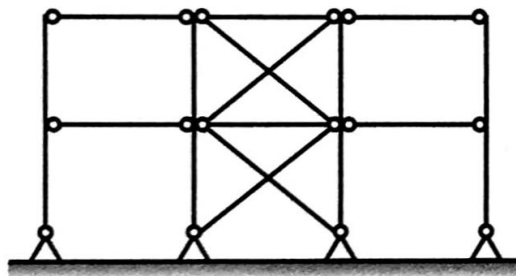
حال احتمالاً از خود می‌پرسید که مفاصل نشان داده شده در تیرهای (۱) و (۲) چگونه ممکن است در آنها به وجود آمده باشد؟ اگر بخواهیم در مورد این بحث دقیق صحبت کنیم، باید گفت که در نقاطی از تیر که بیشترین لنگر خمشی وجود دارد، با افزایش بارگذاری سرانجام این نقاط به حداکثر ظرفیت خمشی خود می‌رسند و پس از آن دیگر لنگر خمشی اضافه‌ای در آن نقاط تحمل نمی‌شود. در این حالت می‌توان این‌گونه تصور کرد که یک مفصل خمشی مجازی در این نقاط تشکیل شده که به آن اصطلاحاً «مفصل پلاستیک» گفته می‌شود. حال با دقت در تیر شماره (۱) می‌توان گفت که این تیر در ابتدا معین بوده و به همین دلیل با تشکیل یک مفصل پلاستیک در آن ناپایدار می‌شود، اما در تیر (۲) که چند درجه نامعین است، نیاز به تعداد بیشتری مفصل پلاستیک برای ناپایدار شدن وجود دارد.

با توجه به این بحث جالب می‌توان به این نتیجه رسید که به‌طور کلی، هر چه درجه نامعینی یک سازه بیشتر باشد، تعداد بیشتری مفصل پلاستیک برای ایجاد ناپایداری در آن نیاز می‌باشد و این موضوع یعنی ایجاد ناپایداری در سازه‌های با درجه نامعینی بیشتر، دشوارتر است.

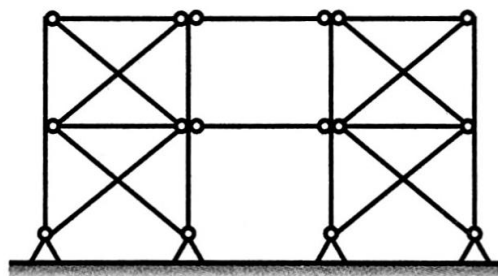


# تأثیر درجه نامعینی سازه در ضریب رفتار

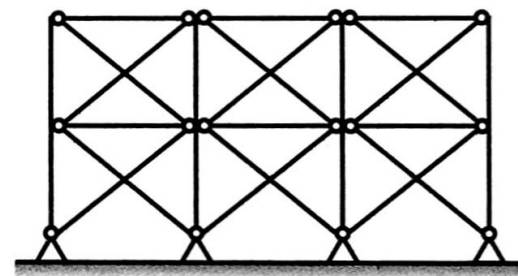
در ادامه بحث برای درک مفهوم تأثیر درجه نامعینی یک سازه بر ضریب رفتار آن، سه قاب شکل زیر را در نظر بگیرید.



سازه (۱)



سازه (۲)



سازه (۳)

شکل ۲۸: سازه‌های مورد بررسی برای درک بیشتر تأثیر درجه نامعینی

- در سازه (۱)، یک دهانه مهاربندی در هر طبقه وجود دارد که ظرفیت تحمل نیروی جانبی آن  $150\text{ ton}$  است.
- در سازه (۲)، دو دهانه مهاربندی در هر طبقه وجود دارد که ظرفیت تحمل نیروی جانبی هر دهانه برابر  $75\text{ ton}$  است.

- در سازه (۳)، سه دهانه مهاربندی در هر طبقه وجود دارد که ظرفیت تحمل نیروی جانبی هر یک  $50\text{ ton}$  است.
- ممکن است در نگاه اول بگویید که هر سه قاب نیروی جانبی یکسانی را در هنگام زلزله تحمل می‌کنند، زیرا مقاومت جانبی هر سه قاب در هر طبقه برابر  $150\text{ ton}$  می‌باشد. اما نکته جالب آن است که با نگاهی دقیق به این سه قاب می‌توان گفت که این پاسخ نادرست است و دلایل آن عبارتند از:



# تأثیر درجه نامعینی سازه در ضریب رفتار

- ۱ با توجه به تعداد دهانه‌های مهاربندی، باید گفت که درجه نامعینی این سه سازه با یکدیگر متفاوت است، به‌طوری‌که در سازه (۳) که درجه نامعینی بیشتری دارد، برای خرابی سازه تعداد مفصل‌های پلاستیک بیشتری باید ایجاد شود و در نتیجه سازه (۳) به نوعی مقاومت بیشتری در برابر زلزله از خود نشان می‌دهد.
- ۲ از نقطه نظر مهندسی، قابلیت اطمینان بیشتری به سازه (۳) نسبت به دو سازه دیگر وجود دارد. برای درک بهتر سعی می‌کنیم این موضوع را به زبانی ساده و با یک مثال شرح دهیم.

فرض کنید سازه (۱) مشابه ارتشی است که برای مقابله با دشمن تمام نیروهای خود را در یک محل جمع کرده است. در این حالت اگر به‌دلیل برخورد موشک به محل تجمع نیروها، این قسمت از ارتش نابود شود، عملاً کل ارتش از بین می‌رود. این در حالی است که سازه (۳) مشابه ارتشی با نیروهای متمرکز شده در سه محل برای مقابله با دشمن می‌باشد و عملاً میزان آسیب‌پذیری آن نسبت به سازه (۱) کمتر است، زیرا اگر به‌طور مثال نیروهای قسمت وسط ارتش (۳) به‌دلیل برخورد موشک آسیب ببینند، قسمت‌های چپ و راست هنوز می‌توانند در مقابله با دشمن کمک کنند.



# مقدار ضریب رفتار در سازه‌های مختلف

جدول ۸: مقادیر ضریب رفتار ساختمان ( $R_u$ )، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان ( $H_m$ )

$H_m$ (متر)	$C_d$	$\Omega_o$	$R_u$	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه‌ای
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	الف) سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی ۱	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد شده و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد شده و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲	ب) سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی ۱	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی ۲ و ۳	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی ۲	



# مقدار ضریب رفتار در سازه‌های مختلف

ادامه جدول ۸: مقادیر ضریب رفتار ساختمان ( $R_H$ )، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان ( $H_m$ )

$H_m$ (متر)	$C_d$	$\Omega$	$R_H$	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه‌ای
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه ۴	پ) سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط ۴	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی ۴ و ۱	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی ۱	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	ت) سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط + دیوار برشی بتن مسلح ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن مسلح متوسط + دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند و اگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند و اگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند همگرای ویژه فولادی	
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه‌های فولادی یا بتن آرمه ویژه	ث) سیستم کنسولی



# مقدار ضریب رفتار در سازه‌های مختلف

توجه: احداث ساختمان‌ها با ارتفاع بیشتر از  $H_m$  از تراز پایه در جدول فوق، در هیچ‌یک از مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان‌های خاص که برای آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مدنظر باشد، تأیید کمیته دائمی استاندارد ۲۸۰۰ الزامی است.

در ادامه می‌خواهیم به بررسی موارد مربوط به شماره‌های (۱) تا (۴) که در جدول فوق نشان داده شده‌اند بپردازیم:

۱ استفاده از سیستم‌هایی که در مقابل آنها عدد (۱) نوشته شده است، برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی (۱) و (۲) مجاز نمی‌باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم‌ها برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی (۳) و (۴) به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

۲ مقادیر ارتفاع مجاز مندرج در جدول فوق برای ساختمان‌های دارای قاب ساختمانی با سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی از نوع دیوار برشی بتن مسلح ویژه، مهاربندهای واگرای ویژه یا مهاربندهای همگرای ویژه در صورتی که همه شرایط زیر برقرار باشد، می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش پیدا کند:

الف) ساختمان بر روی زمین‌های نوع  $I$ ،  $II$  یا  $III$  ساخته شده باشد.

ب) ساختمان در پلان از نوع نامنظم شدید پیچشی نباشد.

ج) در هر امتداد اصلی، اجزای باربر جانبی در هر دو طرف مرکز جرم ساختمان موجود باشند.



# مقدار ضریب رفتار در سازه‌های مختلف

- ۳ در قاب‌های دارای مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، ضریب رفتار برابر ۷ در حالتی که در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، کاربرد دارد. در صورتی که رفتار خمشی حاکم باشد، ضریب رفتار سیستم باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.
- ۴ قاب‌های خمشی بتن مسلح معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب همان قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد براساس آیین‌نامه بتن ایران (آبا) می‌باشند. ضمناً در این سازه‌ها فاصله خاموت‌ها از یکدیگر در ناحیه ویژه دو انتهای ستون‌ها، مطابق تعریف آبا، نباید بیش از ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.



# ضوابط تکمیلی سیستم‌های سازه‌ای

در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، چند ضابطه تکمیلی درباره سیستم‌های سازه‌ای بیان شده که در ادامه بحث به آنها اشاره می‌کنیم.

- ۱ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند استفاده شود، به عنوان مثال ساخت یک بیمارستان (سازه با اهمیت خیلی زیاد) در تهران (منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد) با سیستم قاب خمشی بتن مسلح متوسط مجاز نمی‌باشد.
- ۲ در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان‌ها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله، منحصرأ به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده اکتفا کرد.
- ۳ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی، منحصرأ در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه‌ای مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.



# ضوابط تکمیلی سیستم‌های سازه‌ای

۴ در ساختمان‌های بتن مسلح که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقف‌ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول نکته (۳) می‌شود.

۵ قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده همراه با دیوار برشی یا مهاربندی، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می‌گیرند. قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار، قاب خمشی فولادی متوسط محسوب می‌شوند، لیکن حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان‌هایی که در آنها تنها از قاب‌های خمشی دارای این نوع اتصالات استفاده می‌شود، به ۳۰ متر تقلیل می‌یابد.

توجه: اتصال خورجینی نوعی اتصال در سازه‌های فولادی است که در سالیان گذشته در کشورمان مرسوم بوده است. نحوه اجرای این نوع از اتصالات به این صورت است که ابتدا دو نبشی در طرفین ستون جوش می‌شود و پس از برپا کردن ستون‌ها، تیرها را از طرفین ستون عبور داده و روی نبشی‌ها مستقر می‌سازند. از این رو تیرهای حمال می‌توانند به صورت یکسره و بدون اینکه نیاز به قطع تیر باشد، به ستون‌ها متصل شوند. استفاده از این نوع اتصال که بیشتر در گذشته و به دلیل سهولت اجرا و ارزانتر تمام شدن سازه رواج یافته بود، در حال حاضر تقریباً منسوخ شده است، زیرا نتایج چند زلزله در کشور رفتار نامناسب این اتصالات را بر همه مهندسين آشکار ساخت.



# فصل سوم

## تحليل استاتيكي معادل

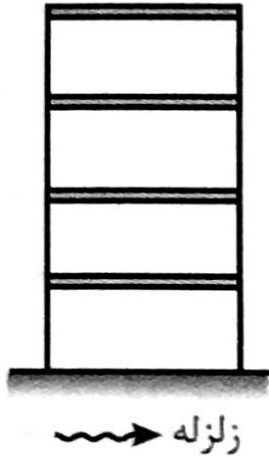


# روش تحلیل استاتیکی معادل



# آشنایی با روند کلی روش تحلیل استاتیکی معادل

سازه زیر را در نظر بگیرید که تحت تأثیر زلزله قرار گرفته است:



شکل ۹: سازه تحت اثر زلزله

در روش استاتیکی معادل، برای محاسبه نیروی ناشی از زلزله که بر این سازه وارد می‌شود، مراحل زیر باید انجام گیرد:

(۱) محاسبه برش پایه

(۲) توزیع برش پایه در ارتفاع سازه

(۳) توزیع نیرو در پلان سازه

روش تحلیل استاتیکی معادل



# آشنایی با روند کلی روش تحلیل استاتیکی معادل

**مرحله اول (محاسبه برش پایه):** از لحاظ مفهومی، برش پایه ساختمان در واقع کل نیروی زلزله‌ای است که از طرف زمین به ساختمان وارد می‌شود. برش پایه ساختمان، همان‌طور که پیش از این نیز گفته‌ایم، به‌صورت ضریبی از وزن لرزه‌ای ساختمان به‌دست می‌آید:

$$V = CW : \text{برش پایه}$$

**مرحله دوم (توزیع برش پایه در ارتفاع سازه):** در این مرحله برش پایه را با استفاده از روابطی در ارتفاع ساختمان توزیع می‌کنیم و در نهایت به این نتیجه می‌رسیم که سهم نیروی هر طبقه از برش پایه چقدر است. به‌طور مثال نیروی طبقه اول برابر  $F_1$ ، نیروی طبقه دوم برابر  $F_2$  و ... به‌دست می‌آید که مجموع نیروی طبقات عملاً برابر برش پایه ساختمان می‌باشد.



## آشنایی با روند کلی روش تحلیل استاتیکی معادل

مرحله سوم (توزیع نیرو در پلان سازه): پس از یافتن نیروی طبقات در مرحله قبل، نیروی برشی و لنگر پیچشی ایجاد شده در هر طبقه را به دست آورده و در نهایت آنها را بین عناصر باربر جانبی سازه (نظیر مهاربندها، دیوارهای برشی و قابهای خمشی) توزیع کرده و می‌توانیم آنها را طراحی کنیم.



## محاسبه برش پایه (مرحله اول از تحلیل استاتیکی معادل)

در روش تحلیل استاتیکی معادل برای یافتن برش پایه ساختمان، چهار گام به صورت زیر باید انجام شود:

**گام اول:** ابتدا لازم است تا وزن لرزه‌ای هر یک از طبقات ساختمان را به دست آورده و با جمع کردن آنها، وزن لرزه‌ای کل ساختمان را محاسبه کنیم.

**گام دوم:** پس از یافتن تراز پایه و تعیین زمان تناوب تجربی سازه، با توجه به محل احداث ساختمان، نوع خاک، کاربری ساختمان و نوع سیستم سازه‌ای مورد استفاده، به ترتیب پارامترهای  $A$ ،  $B$ ،  $I$  و  $R_u$  را برای سازه مشخص می‌کنیم:

**گام سوم:** پس از یافتن مقادیر پارامترهای  $A$ ،  $B$ ،  $I$  و  $R_u$ ، مقادیر ضریب زلزله و برش پایه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad \text{ضریب زلزله} \quad (۱)$$

$$V_u = CW = \frac{ABI}{R_u} W \quad \text{برش پایه} \quad (۲)$$



## محاسبه برش پایه (مرحله اول از تحلیل استاتیکی معادل)

**گام چهارم:** پس از محاسبه برش پایه، لازم است تا مقدار آن را با برش پایه حداقل مقایسه کنیم. با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برش پایه یک ساختمان در هیچ حالتی نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_u \geq V_{u_{min}} = 0.12 AIW \quad (۳)$$

● **دقت:** ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به دلیل اینکه برش پایه را با ضریب رفتار  $R_u$  به دست آورده است، در تمام متن آیین نامه، برش پایه را با  $V_u$  نمایش داده است. شایان ذکر است که در این بحث برای ساده تر شدن عبارت ها، به جای پارامتر  $V_u$  از  $V$  استفاده کرده ایم.

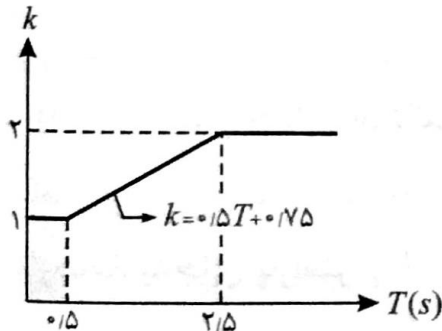


## توزیع محاسبه برش پایه در ارتفاع سازه (مرحله دوم از تحلیل استاتیکی معادل)

پس از یافتن مقدار برش پایه، حال می‌خواهیم سهم نیروی هر یک از طبقات ساختمان را از برش پایه حساب کنیم و به عبارت بهتر قصد داریم آن را بین طبقات مختلف سازه توزیع کنیم. برای این منظور لازم است گام‌های زیر را انجام دهیم:

**گام اول:** ابتدا وزن لرزه‌ای هر یک از طبقات ( $w_i$ ) و فاصله آنها از تراز پایه ساختمان ( $h_i$ ) را به دست می‌آوریم

**گام دوم:** با توجه به مقدار زمان تناوب سازه (که در محاسبه پارامتر  $B$  نیز از آن استفاده می‌کنیم)، متغیر  $k$  که پارامتر مهمی برای چگونگی توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع است را با کمک رابطه یا نمودار زیر به دست می‌آوریم:



شکل ۱۱: بررسی نمودار  $k-T$

$$k = \begin{cases} 1 & T < 0.15s \\ 0.15T + 0.175 & 0.15s \leq T \leq 2.15s \\ 2 & T > 2.15s \end{cases} \quad (14)$$



## توزیع محاسبه برش پایه در ارتفاع سازه (مرحله دوم از تحلیل استاتیکی معادل)

گام سوم: نیروی جانبی وارد بر طبقه  $i$  ام را با کمک رابطه زیر به دست می آوریم:

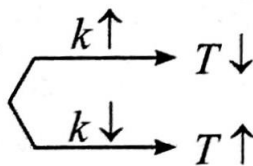
$$F_{ui} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V_u \quad (5)$$

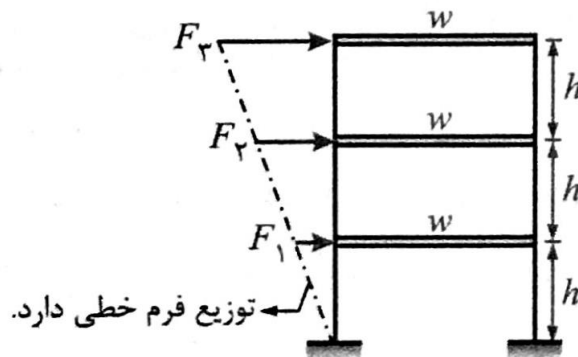
● دقت: ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به دلیل اینکه برای محاسبه نیروی طبقات از پارامتر  $R_u$  استفاده کرده است، نیروی طبقه را با  $F_{ui}$  نمایش می دهد. در این بحث برای ساده تر شدن روابط، نیروی طبقه را از این پس با  $F_i$  نشان می دهیم.



## توزیع محاسبه برش پایه در ارتفاع سازه (مرحله دوم از تحلیل استاتیکی معادل)

همان‌طور که می‌دانید، در سازه‌های نسبتاً صلب (دارای سختی زیاد) زمان تناوب سازه کوچک بوده و در سازه‌های با انعطاف‌پذیری زیاد (دارای سختی کم) زمان تناوب سازه بزرگ است.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$




در یک سازه نسبتاً صلب با دوره تناوب کمتر از  $0.5s$ ، توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع ساختمان متناسب با حاصل ضرب  $w_i h_i$  است و به همین دلیل در سازه‌ای مطابق شکل مقابل داریم:

شکل ۱۲: توزیع برش پایه در حالت  $T < 0.5s$



## توزیع محاسبه برش پایه در ارتفاع سازه (مرحله دوم از تحلیل استاتیکی معادل)

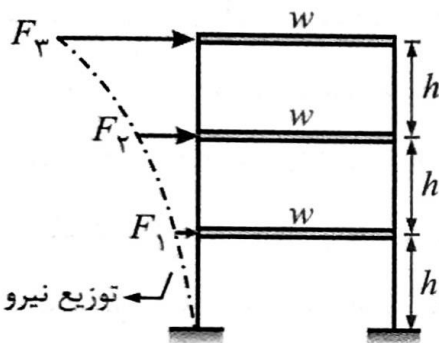
$$T < 0.15s \Rightarrow k = 1 \Rightarrow F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} V$$

$$F_1 = \frac{w \times h}{w \times h + w \times 2h + w \times 3h} V = \frac{1}{6} V, \quad F_2 = \frac{w \times 2h}{w \times h + w \times 2h + w \times 3h} V = \frac{2}{6} V$$

$$F_3 = \frac{w \times 3h}{w \times h + w \times 2h + w \times 3h} V = \frac{3}{6} V$$

(نیروی طبقه دوم، دو برابر نیروی طبقه اول است)  $\frac{F_2}{F_1} = \frac{w_2 h_2}{w_1 h_1} = \frac{w \times 2h}{w \times h} = 2$  : نگاه دیگر

این در حالی است که در سازه‌ای با انعطاف‌پذیری زیاد و با دوره تناوب بزرگتر از  $0.15s$ ، توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع متناسب با  $w_i h_i^2$  است و به همین دلیل در سازه‌ای مطابق شکل زیر داریم:



توزیع نیرو فرم سهمی دارد.

$$T > 2/5s \Rightarrow k = 2 \Rightarrow F_i = \frac{w_i h_i^2}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^2} V$$

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{w_2 h_2^2}{w_1 h_1^2} = 4 \quad (\text{نیروی طبقه دوم، چهار برابر نیروی طبقه اول است.})$$

شکل ۱۳: توزیع برش پایه در حالت  $T > 2/5s$



## توزیع محاسبه برش پایه در ارتفاع سازه (مرحله دوم از تحلیل استاتیکی معادل)

با توجه به بحث انجام شده می‌توان نتیجه گرفت که در روش استاتیکی معادل، تأثیر پارامتر وزن و ارتفاع هر طبقه به‌طور مستقیم در توزیع نیرو در ارتفاع در نظر گرفته شده و با کمک پارامتر  $k$  در رابطه  $F_i$ ، به نوعی تأثیر سختی سازه نیز در توزیع نیرو لحاظ می‌شود (هرچند که سختی سازه به‌طور مستقیم در رابطه اثر ندارد).

● **دقت:** در سازه‌های نسبتاً صلب، مود اول نوسان سازه بیشترین نقش را در توزیع نیرو دارد و فرم توزیع نیرو در ارتفاع خطی است در حالی که در سازه‌های انعطاف‌پذیر، تأثیر مودهای بعدی نیز در ارتعاش سازه زیاد است و این موضوع سبب می‌شود که توزیع نیرو از فرم خطی خارج شده و به فرم سهمی متمایل شود.



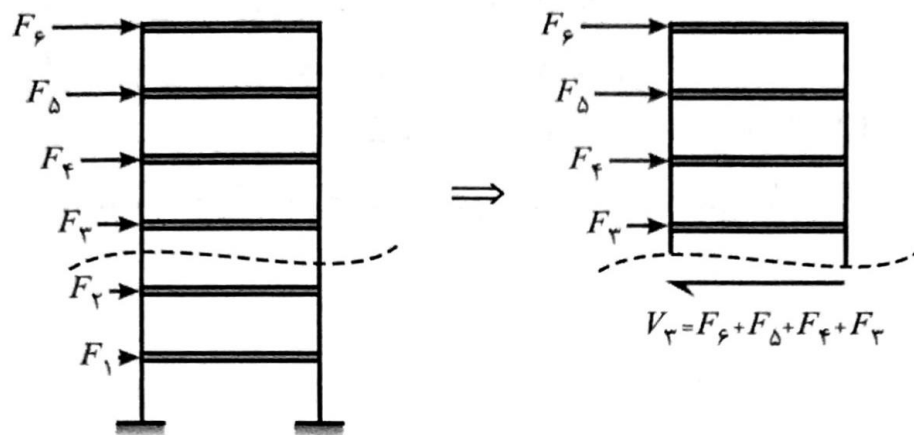
## توزیع نیرو در پلان سازه (مرحله دوم از تحلیل استاتیکی معادل)

تا این مرحله از روش استاتیکی معادل توانسته‌ایم پس از محاسبهٔ برش پایه آن را در ارتفاع سازه توزیع کنیم، حال در آخرین مرحله قصد داریم بفهمیم که در اثر زلزلهٔ وارد بر ساختمان، در اجزای باربر هر طبقه چه نیرویی ایجاد می‌شود؟ به‌طور کلی در اثر وقوع زلزله، در هر طبقه از سازه نیروی برشی و لنگر پیچشی ایجاد شده و بین اجزای باربر جانبی طبقه توزیع می‌شود که در ادامه شیوهٔ محاسبهٔ آنها را بررسی می‌کنیم.



# محاسبه برش ایجاد شده در طبقه تحت نیروی زلزله

فرض کنید که نیروی زلزله وارد بر طبقات یک ساختمان شش طبقه را به ترتیب برابر  $F_1, F_2, F_3, F_4, F_5$  و  $F_6$  به دست آورده‌ایم. برای محاسبه نیروی برشی ایجاد شده در هر طبقه، کافیهست با استفاده از اصول استاتیک در آن طبقه مقطعی زده و تعادل افقی قسمت بالای مقطع را بررسی کنیم. با توجه به این توضیح، به طور مثال برش ایجاد شده در طبقه سوم این سازه برابر است با:



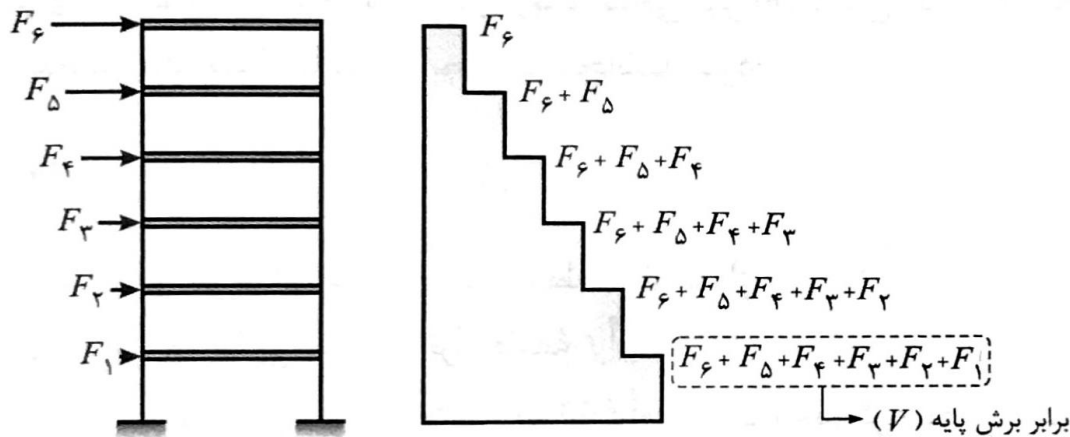
شکل ۱۴: نحوه محاسبه برش در طبقه سوم سازه

این موضوع یعنی برش ایجاد شده در هر طبقه، برابر با مجموع نیروهای جانبی ناشی از زلزله است که به کف‌های بالاتر از آن طبقه وارد می‌شود. دقت کنید که از این بحث ساده، دو نتیجه کاربردی زیر حاصل می‌شود:



# محاسبه برش ایجاد شده در طبقه تحت نیروی زلزله

۱ دیاگرام توزیع نیروی برشی در طبقات مختلف سازه مورد بررسی، به صورت شکل زیر است:



شکل ۱۵: توزیع برش ناشی از زلزله در ارتفاع سازه

۲ در هنگام رخ دادن زلزله، در طبقات پایین تر یک ساختمان برش بیشتری نسبت به طبقات بالاتر ایجاد می شود و بیشترین برش ایجاد شده در سازه، در طبقه اول رخ داده که برابر برش پایه ناشی از زلزله است. بدیهی است که این موضوع سبب می شود تا در نهایت در طبقات پایین تر ساختمان، نیاز به عناصر باربر جانبی مقاومتری داشته باشیم.



# محاسبه پیچش ایجاد شده در طبقه تحت نیروی زلزله

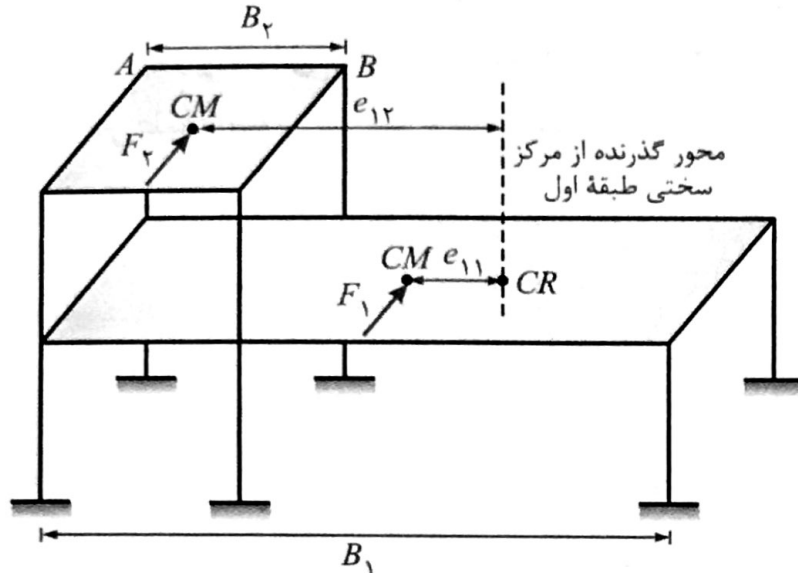
برای درک نحوه محاسبه پیچش در طبقات یک ساختمان، ابتدا به موارد زیر توجه کنید:

- ۱- براساس مفهوم مرکز جرم و قانون دوم نیوتن، امتداد نیروی جانبی ناشی از زلزله از مرکز جرم طبقه عبور می کند.
- ۲- با توجه به مفهوم مرکز سختی، برابری نیروهای مقاوم در برابر زلزله از مرکز سختی طبقه عبور می کند.
- ۳- می دانیم که در هر طبقه باید مجموع نیروهای وارد بر طبقات بالاتر (برش طبقه) تحمل شود، از طرف دیگر با توجه به اینکه نیروی طبقات بالاتر لزوماً در امتداد مرکز سختی طبقه مورد نظر وارد نمی شوند، این نیروها در طبقه مورد نظر پیچش ایجاد می کنند.



# محاسبه پیچش ایجاد شده در طبقه تحت نیروی زلزله

حال شکل زیر را در نظر بگیرید. براساس مفاهیم گفته شده، در این سازه که محل مرکز جرم طبقات اول و دوم و مرکز سختی طبقه اول در محل نشان داده شده فرض شده است، با ضرب نیروی جانبی هر طبقه در خروج از مرکزیت مرکز جرم آن طبقه نسبت به مرکز سختی طبقه اول و در نهایت جمع کردن آنها، پیچش وارد بر طبقه اول محاسبه می‌شود.



شکل ۱۶: بررسی پیچش در طبقه اول یک ساختمان

پیچش تئوری وارد بر طبقه اول :  $M_1 = F_1 e_{11} + F_2 e_{12}$

$F_1$ : نیروی جانبی وارد بر تراز طبقه اول

$F_2$ : نیروی جانبی وارد بر تراز طبقه دوم

$e_{11}$ : فاصله مرکز جرم طبقه اول تا مرکز سختی طبقه اول

$e_{12}$ : فاصله مرکز جرم طبقه دوم تا مرکز سختی طبقه اول



## محاسبه پیچش ایجاد شده در طبقه تحت نیروی زلزله (بند ۳-۷-۳-۳)

پس از آشنایی با مفهوم و روش تعیین پیچش یک طبقه به صورت تئوریک، حال می‌خواهیم عملکرد آیین‌نامه را در محاسبه پیچش یک طبقه بررسی کنیم. با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، آیین‌نامه برای محاسبه پیچش وارد بر یک طبقه، به فاصله واقعی بین مرکز جرم طبقات و مرکز سختی طبقه موردنظر اکتفا نکرده و برای هر طبقه، یک خروج از مرکزیت اتفاقی نیز لحاظ می‌کند و در مجموع بیان می‌کند که لنگر پیچشی ایجاد شده در یک طبقه باید از رابطه زیر محاسبه شود:

$$M_i = \sum_{j=i}^n F_j (e_{ij} + e_{aj}) \quad (۴)$$

پارامترهای مورد استفاده در این رابطه عبارتند از:

$F_j$ : نیروی جانبی وارد بر تراز طبقه  $j$ ام

$e_{ij}$ : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه  $j$ ام نسبت به مرکز سختی طبقه  $i$ ام (فاصله افقی مرکز جرم طبقه  $j$ ام و مرکز سختی طبقه  $i$ ام)

$e_{aj}$ : برون مرکزی اتفاقی طبقه  $j$ ام که در سازه‌های منظم پیچشی برابر ۵ درصد بعد ساختمان در راستای عمود بر  $F_j$  می‌باشد.



# محاسبه پیچش ایجاد شده در طبقه تحت نیروی زلزله

● دقت: با توجه به رابطه ارائه شده برای لنگر پیچشی طبقه توسط آیین‌نامه، پیچش ایجاد شده در طبقه اول شکل فوق به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$M_1 = F_1(e_{11} + 0.105 B_1) + F_2(e_{12} + 0.105 B_2)$$

توجه کنید که رابطه به دست آمده برای لنگر پیچشی را می‌توان به صورت زیر مرتب کرد که در آن، قسمت اول رابطه بیانگر پیچش تئوری طبقه است که اصطلاحاً پیچش ذاتی<sup>۱</sup> گفته می‌شود و قسمت دوم رابطه بیانگر پیچش ناشی از خروج از مرکزیت‌های اتفاقی است که اصطلاحاً پیچش اتفاقی<sup>۲</sup> گفته می‌شود.

$$M_1 = \underbrace{(F_1 e_{11} + F_2 e_{12})}_{\text{پیچش ذاتی}} + \underbrace{(F_1 \times 0.105 B_1 + F_2 \times 0.105 B_2)}_{\text{پیچش اتفاقی}}$$



# نکات تکمیلی بحث پیچش اتفاقی

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، چند نکته تکمیلی در بحث پیچش اتفاقی باید مدنظر مهندسان عزیز قرار گیرد:

- ۱ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه ( $e_{aj}$ ) به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی در توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر در نظر گرفته می‌شود.
- ۲ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه ( $e_{aj}$ ) برای ساختمان‌های منظم پیچشی باید در هر دو جهت زلزله و حداقل برابر ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه که در امتداد عمود بر نیروی جانبی است، اختیار شود.
- ۳ در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی می‌شود (این موضوع را در فصل دوم بررسی کردیم)، برون مرکزی اتفاقی حداقل تشدید یافته و باید در ضریب بزرگنمایی  $A_j$ ، مطابق با رابطه زیر ضرب شود:

$$A_j = \left( \frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (V)$$

در این رابطه:

$\Delta_{max}$ : حداکثر تغییر مکان طبقه زام

$\Delta_{ave}$ : میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه زام

توجه کنید که برای به دست آوردن مقادیر  $\Delta_{max}$  و  $\Delta_{ave}$  در این کنترل، باید برون مرکزیت اتفاقی نیروی زلزله برابر مقدار حداقل (یعنی ۵ درصد) در نظر گرفته شود.



# نکات تکمیلی بحث پیچش اتفاقی

● دقت: در تعیین ضریب بزرگنمایی ( $A_z$ ) از مقادیر تغییر مکان‌های جانبی مطلق (و نه نسبی) استفاده می‌شود، این در حالی است که در کنترل بند مربوط به نامنظمی پیچشی در پلان از تغییر مکان‌های نسبی استفاده شد.

۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۸ متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه، در طبقات بالاتر از هر طبقه، کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست. این موضوع یعنی اگر به‌طور مثال برون مرکزی نیروی جانبی طبقات دوم، سوم، چهارم و پنجم یک ساختمان پنج طبقه نسبت به مرکز سختی طبقه اول، از ۵ درصد بعد ساختمان در طبقه اول که عمود بر جهت نیروی زلزله است کمتر باشد، می‌توان برای محاسبه لنگر پیچشی طبقه اول، اثر برون محوری اتفاقی را در نظر نگرفت (از  $e_{aj}$  در رابطه پیچش صرف نظر کرد).

تذکره: فلسفه وجودی این بند آیین‌نامه بیانگر نوعی تخفیف در محاسبات ساختمان‌های کوتاه مرتبه است که البته برخی از مهندسين ترجیح می‌دهند تا به‌صورت محافظه‌کارانه از آن صرف نظر کنند.



# نکات تکمیلی بحث پیچش اتفاقی

تمرین ۱: برای مقادیر مختلف  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ ، مقدار پارامتر  $A_j$  در طراحی سازه چگونه باید در نظر گرفته شود؟

● **حل:** نحوه تعیین مقدار پارامتر  $A_j$  را می‌توان با توجه به محدودیت  $1 \leq A_j \leq 3$  در سه حالت زیر دسته‌بندی کرد:

**حالت اول:** در صورتی که  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} < 1/2$  باشد، با جایگذاری آن در رابطه  $(\frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}})^2$ ، مقدار  $A_j$  کوچکتر از ۱ محاسبه می‌شود، که در این حالت  $A_j = 1$  باید انتخاب شود.

**حالت دوم:** در صورتی که  $1/2 \leq \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 2/0.78$  باشد، با جایگذاری آن در رابطه  $(\frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}})^2$ ، مقدار  $A_j$  در محدوده ۱ تا ۳ به دست می‌آید، در این حالت مقدار به دست آمده برای  $A_j$  در ادامه محاسبات سازه استفاده می‌شود.

**حالت سوم:** در صورتی که  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 2/0.78$  باشد، با جایگذاری آن در رابطه  $(\frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}})^2$ ، مقدار  $A_j$  بزرگتر از ۳ به دست می‌آید و در این حالت  $A_j = 3$  انتخاب می‌شود.



# نکات تکمیلی بحث پیچش اتفاقی

● دقت: برخی از مهندسين تصور می کنند که اگر  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 2/078$  شده و در نتیجه ضریب  $A_z$  که از

رابطه  $(\frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}})^2$  محاسبه می شود بزرگتر از ۳ شود، این موضوع یعنی پیچش در سازه زیاد بوده و الزاماً

باید با اعمال تغییرات در سازه به گونه ای عمل کرد که  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$  کمتر از ۲/۰۷۸ شود. باید گفت که این یک

دیدگاه اشتباه است، زیرا هر چند زیاد بودن نسبت  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$  نشان می دهد که پیچش در سازه زیاد است، ولی

فلسفه پارامتر  $A_z$  نوعی ضریب اطمینان در طراحی است که ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نیاز نمی بیند تا آن را بیش از ۳ در نظر بگیرد.



## توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی

تا این جای بحث توانستیم نیروی برشی و لنگر پیچشی ایجاد شده در هر طبقه را محاسبه کنیم. حال باید برش و پیچش به دست آمده بین عناصر باربر جانبی طبقه (مانند مهاربندها، دیوارهای برشی یا قاب‌های خمشی) توزیع گردند. در صورتی که دیافراگم کف طبقه صلب باشد، از روابط زیر برای توزیع نیروها بین عناصر باربر جانبی و تعیین نیروی ایجاد شده در عنصر باربر  $i$  ام در طبقه  $j$  ام استفاده می‌شود:

$$F_{x_i} = \frac{k_{x_i}}{\sum k_{x_i}} V_{jx} \pm \left( \frac{k_{x_i} y_i}{\sum k_{x_i} y_i^2 + \sum k_{y_i} x_i^2} \right) M_j \quad (۸)$$

$$F_{y_i} = \frac{k_{y_i}}{\sum k_{y_i}} V_{jy} \pm \left( \frac{k_{y_i} x_i}{\sum k_{x_i} y_i^2 + \sum k_{y_i} x_i^2} \right) M_j \quad (۹)$$

$F_{x_i}$  و  $F_{y_i}$ : نیروهای ایجاد شده در عنصر باربر  $i$  ام (در اثر زلزله  $x$  و  $y$ )

$k_{x_i}$  و  $k_{y_i}$ : سختی جانبی عنصر  $i$  ام در امتداد محور  $x$  و  $y$

$x_i$  و  $y_i$ : فاصله عنصر باربر  $i$  ام نسبت به مرکز سختی طبقه در جهت  $x$  و  $y$

$V_{jx}$  و  $V_{jy}$ : نیروی برشی ناشی از زلزله در طبقه  $j$  ام (در اثر زلزله  $x$  و  $y$ )

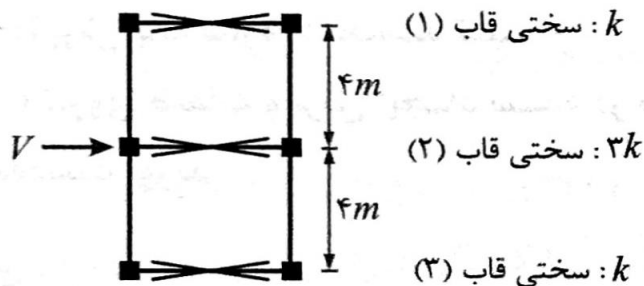
$M_j$ : لنگر پیچشی طبقه  $j$  ام



## توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی (بند ۳-۳-۷-۱)

در توزیع برش بین عناصر باربر جانبی دو حالت زیر می‌تواند ایجاد شود:

- ۱ در صورت صلب بودن کف طبقات، توزیع نیروها به تناسب سختی هر یک از آنها انجام می‌شود که این موضوع در قسمت اول روابط بالا رعایت شده است. به‌عنوان مثال در قاب زیر، با توجه به سختی جانبی نشان داده شده برای قاب‌ها، سهم دهانه‌های در راستای  $x$  از نیروی برشی  $V$  در راستای  $x$ ، برابر است با:



شکل ۱۷: توزیع برش در یک دیافراگم صلب

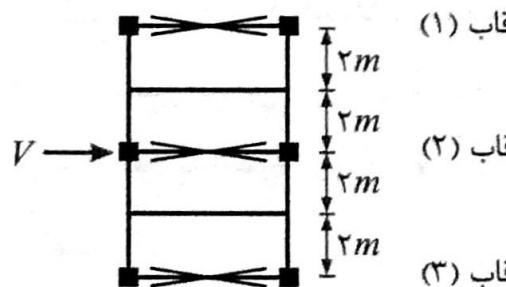
$$\text{به دلیل تقارن) } F_3 = F_1 \quad , \quad F_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2 + k_3} \times V = \frac{1}{5} V \quad : \text{ سهم قاب (۱) از برش } V$$

$$F_2 = V - F_1 - F_3 = \frac{3}{5} V \quad : \text{ سهم قاب (۲) از برش } V$$



## توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی (بند ۳-۳-۷-۱)

۲ در صورتی که کف طبقات صلب نباشد (انعطاف‌پذیر باشد) توزیع نیروها باید با در نظر گرفتن اثر تغییرشکل‌های ایجاد شده در کف‌ها انجام شود. در کف‌های انعطاف‌پذیر، به‌طور کاملاً تقریبی می‌توان سهم هر دهانه از برش وارد بر طبقه را متناسب با عرض بارگیر آن دهانه در نظر گرفت. به‌طور مثال در قاب نشان داده شده، اگر کف‌ها انعطاف‌پذیر باشند، به‌طور کاملاً تقریبی سهم هر قاب از برش وارد بر طبقه برابر است با:



قاب (۱)  $2m$   
قاب (۲)  $2m$   
قاب (۳)  $2m$

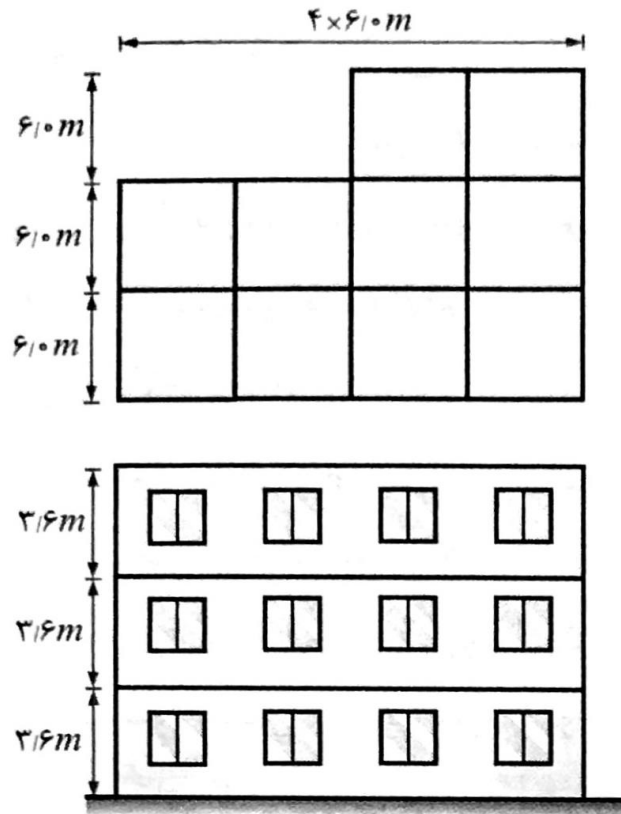
$$F_1 = F_3 = \frac{2}{8} V = \frac{1}{4} V, \quad F_2 = \frac{4}{8} V = \frac{1}{2} V$$

کل عرض بارگیر

شکل ۱۸: توزیع برش در یک دیافراگم انعطاف‌پذیر



# توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی



شکل ۱۹: پلان و نمای ساختمان مورد بررسی

تهرین ۲: پلان و نمای سازه یک مدرسه سه طبقه در تهران مطابق با شکل مقابل است. ارتفاع کف تا کف طبقات برابر با  $3.6m$  و بارگذاری کفها به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

(بار مرده کفها  $550 kg/m^2$ ، بار مرده بام  $600 kg/m^2$ ، بار زنده پارتیشن های طبقات  $100 kg/m^2$ ، بار زنده طبقات به طور میانگین  $350 kg/m^2$ ، بار زنده بام  $150 kg/m^2$ ، بار برف  $138.6 kg/m^2$ )

اگر سازه در هر دو راستای  $x$  و  $y$  از نوع قاب خمشی فولادی متوسط بوده و بر روی خاک نوع III ساخته شده باشد، مطلوب است: الف) آیا استفاده از روش استاتیکی معادل برای تحلیل این سازه در مقابل نیروی زلزله مجاز است؟

ب) وزن لرزه ای طبقات مختلف سازه را به دست آورید.

ج) برش پایه سازه را محاسبه کنید.

د) نیروی طبقات و برش ایجاد شده در طبقات مختلف سازه را به دست آورید.



# توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی

الف) با توجه به اینکه سازه سه طبقه است، بدون انجام کنترل خاصی، آن را با روش استاتیکی معادل تحلیل می‌کنیم.

ب) برای محاسبه نیروی جانبی ناشی از زلزله، در گام اول وزن لرزه‌ای طبقات را محاسبه می‌کنیم:

$$\text{مساحت هر طبقه} = 10 \times (6 \times 6) = 360 \text{ m}^2$$

$$\text{وزن لرزه‌ای طبقات اول و دوم} = 259200 \text{ kg} = (550 + 100 + 0.2 \times 350) \times 360$$

ضریب بار زنده در مدارس

$$\text{وزن لرزه‌ای بام} = 226800 \text{ kg} = (600 + 0.2 \times 150) \times 360$$

حداکثر بار برف و زنده را برای بام لحاظ می‌کنیم.

$$\text{وزن لرزه‌ای کل طبقات} = 745200 \text{ kg} = 2 \times 259200 + 226800$$

● دقت: وزن طبقه همکف، مستقیماً به پی ساختمان وارد می‌شود و اثری بر المان‌های سازه ساختمان ندارد.

ج) به منظور تعیین برش پایه ساختمان، ابتدا باید ضریب زلزله ( $C$ ) را به دست آوریم. از طرفی برای محاسبه ضریب زلزله، ابتدا پارامترهای  $T$ ،  $A$ ،  $I$ ،  $B$  و  $R_u$  را برای سازه به دست می‌آوریم:



## توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی

پارامتر  $T$ : اگر محل زمین را تراز پایه در نظر بگیریم، ارتفاع محاسباتی ساختمان برابر  $10/8\text{ m}$  و  $3 \times 3/6\text{ m}$  است. از طرفی با توجه به اینکه در مورد وضعیت میانقاب‌های سازه اطلاعاتی ارائه نشده است، با فرض آنکه جداکننده‌های سازه به قاب متصل بوده و مانع از حرکت قاب می‌شوند، زمان تناوب سازه برابر است با:

$$T = 0/8 \times (0/08 H^{0/75}) = 0/8 \times 0/08 \times 10/8^{0/75} = 0/38\text{ s}$$

پارامتر  $A$ : سازه در شهر تهران ساخته شده و از نظر پهنه‌بندی زلزله خطر خیلی زیاد محسوب می‌شود و مقدار پارامتر  $A$  برای آن برابر است با:

$$A = 0/35$$

پارامتر  $I$ : سازه مورد نظر دارای کاربری مدرسه است (سازه در گروه اهمیت زیاد) و ضریب  $I$  برابر  $1/2$  می‌باشد.

$$I = 1/2$$

پارامتر  $B$ : نوع زمین در محل احداث سازه، تیپ  $III$  بوده و پارامترهای  $T$ ،  $T_s$ ،  $S$  و  $S_*$  برای آن برابر است با:

$$T_* = 0/15\text{ s} \quad , \quad T_s = 0/7\text{ s} \quad , \quad S = 1/75 \quad , \quad S_* = 1/1$$

$$T_* < T = 0/38 < T_s \Rightarrow \begin{cases} N = 1 \\ B_1 = S + 1 = 2/75 \end{cases} \Rightarrow B = B_1 N = 1 \times 2/75 = 2/75$$

پارامتر  $R_u$ : سازه ساختمان قاب خمشی فولادی متوسط بوده و با توجه به جدول (۸) در فصل دوم،  $R_u = 5$  است.



# توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی

در ادامه ضریب زلزله را محاسبه کرده و آن را با ضریب زلزله حداقل مقایسه می‌کنیم:

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.75 \times 1/2}{5} = 0.231 > C_{min} = 0.12 \times 0.35 \times 1/2 = 0.0504$$

با توجه به بیشتر بودن ضریب زلزله محاسبه شده از ضریب زلزله حداقل، ضریب زلزله محاسبه شده را ملاک عمل قرار داده و برش پایه ساختمان را محاسبه می‌کنیم:

$$V = CW = 0.231 \times 745200 = 172141.2 \text{ kg}$$

د) نیروی زلزله ایجاد شده در طبقات سازه و برش ایجاد شده در طبقات با کمک گرفتن از رابطه زیر، در جدول محاسبه شده است:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} V \quad (T < 0.5 \text{ s} \Rightarrow k = 1)$$



# توزیع برش و پیچش طبقه بین عناصر باربر جانبی

جدول ۱: محاسبات مربوط به نیروی جانبی و برش طبقات در تمرین (۲)

طبقه	$h_i (m)$	$w_i (kg)$	$w_i h_i (kg.m)$	$F_i (kg)$	$V_i (kg)$
۳	۱۰/۸	۲۲۶۸۰۰	۲۴۴۹۴۴۰	۸۰۳۳۲/۵	۸۰۳۳۲/۵
۲	۷/۲	۲۵۹۲۰۰	۱۸۶۶۲۴۰	۶۱۲۰۵/۸	۱۴۱۵۳۸/۳
۱	۳/۶	۲۵۹۲۰۰	۹۳۳۱۲۰	۳۰۶۰۲/۹	۱۷۲۱۴۱/۲
			۵۲۴۸۸۰۰		

درباره محاسبات جدول فوق به سه مورد زیر توجه کنید:

۱- نیروی جانبی وارد بر طبقه دوم (به طور نمونه) به صورت زیر به دست آمده است:

$$F_2 = \frac{w_2 h_2}{\sum_{j=1}^3 w_j h_j} V = \frac{1866240}{524880} \times 172141/2 \approx 61205/8 \text{ kg}$$

۲- برش هر طبقه به صورت مجموع نیروی جانبی آن طبقه و طبقات بالاتر از آن محاسبه می شود.

۳- برش در طبقه اول که مجموع همه نیروهای جانبی است باید برابر برش پایه ساختمان باشد (این موضوع

یک نوع کنترل محاسبات محسوب می شود).



# تأثیر نیروی زلزله در راس‌تاهای مختلف



## اثر زلزله قائم بر سازه

براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، نیروی قائم زلزله که نشان‌دهنده تأثیر مؤلفه قائم شتاب زلزله بر سازه است، در برخی از موارد باید برای سازه لحاظ شود که از رابطه کلی زیر محاسبه می‌شود:

$$F_v = 0.16 AIW_P \quad (11)$$

$A$ : نسبت شتاب مبنای طرح است که در محاسبه برش پایه به‌دست می‌آید.  
 $I$ : ضریب اهمیت ساختمان است که در محاسبه برش پایه به‌دست می‌آید.  
 $W_P$ : وزن مؤثر لرزه‌ای برای زلزله قائم است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:  
 $W_P = \text{کل بار زنده} + \text{کل بار مرده}$



## اثر زلزله قائم بر سازه

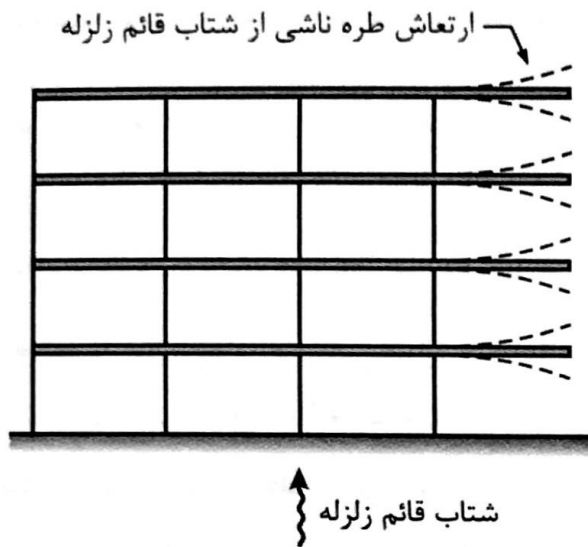
با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، مواردی را که در آنها تأثیر مؤلفه قائم نیروی زلزله باید در طراحی لحاظ شود عبارتند از:

- ۱ بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای
- ۲ تیرهای خاص به همراه ستون و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها
- ۳ کل سازه ساختمانی در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد



## بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای

اعضای طره‌ای در ساختمان‌ها شدیداً تحت تأثیر مؤلفه قائم زلزله قرار دارند و ممکن است به راحتی دچار آسیب شوند. از همین‌رو لازم است تا در همه سازه‌ها در صورت وجود اعضای طره‌ای، آنها را برای نیروی قائم زلزله کنترل کنیم. مقدار نیروی زلزله قائم وارد بر بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای از رابطه زیر تعیین می‌شود:



$$F_v = 0.16 AI W_P$$

کل بار مرده و زنده →

شکل ۳۴: بررسی زلزله قائم در طره‌ها



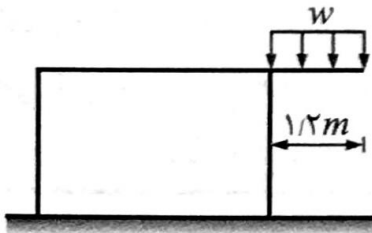
## بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای (بند ۳-۳-۹-۲)

در طراحی طره‌ها برای نیروی قائم زلزله، دو نکته زیر باید مدنظر قرار گیرد:

- ۱ تأثیر نیروی قائم زلزله بر یک تیر طره باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین در نظر گرفته شود.
- ۲ هنگامی که تأثیر نیروی قائم زلزله برای طره را رو به بالا در نظر می‌گیریم، اثر کاهنده بارهای ثقلی نباید همزمان با بار قائم زلزله منظور شود.
- ۳ توصیه می‌شود تا علاوه بر المان طره‌ای، اثر مؤلفه قائم زلزله برای طراحی تیر، ستون یا دیوارهای تکیه‌گاهی المان طره‌ای نیز منظور شود.



## بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای (بند ۳-۳-۹-۲)



تمرین ۴: در سازه فولادی شکل مقابل، لنگرهای طراحی عضو کنسول با در نظر گرفتن مؤلفه قائم زلزله و استفاده از ترکیب بار  $1/2 D + L + E$  چقدر است؟  
 $(I = 1/0, A = 0/25, W_L = 100 \text{ kgf/m}, W_D = 200 \text{ kgf/m})$

شکل ۳۵: سازه مورد بررسی در تمرین (۴)

● حل: مقدار نیروی زلزله وارد بر طره به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$F_v = 0/16 A I W_p = 0/16 \times 0/25 \times 1/0 \times (200 + 100) = 45 \text{ kgf/m}$$

کل بار مرده و زنده

حال با استفاده از ترکیب بار  $1/2 D + L + E$ ، لنگر طراحی طره را در دو حالت زلزله رو به پایین و زلزله رو به بالا محاسبه می‌کنیم:

۱) نیروی زلزله قائم رو به پایین:

$$\frac{1}{2} \times \begin{array}{c} W_D \\ \text{---} \\ \text{(الف)} \end{array} + \begin{array}{c} W_L \\ \text{---} \\ \text{(ب)} \end{array} + \begin{array}{c} F_v \\ \text{---} \\ \text{(ج)} \end{array} = \begin{array}{c} q_{total} \\ \text{---} \\ \text{(د)} \end{array}$$

شکل ۳۶: بررسی لنگر منفی طره در سازه تمرین (۴)



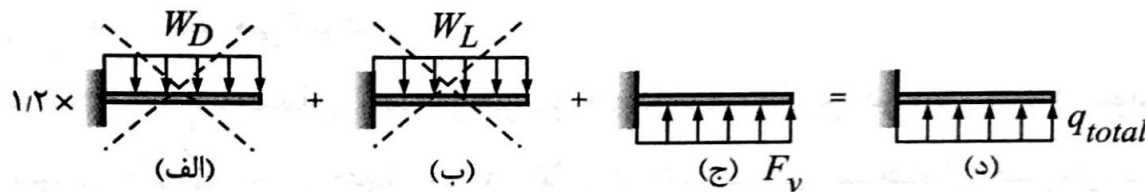
## بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای (بند ۳-۳-۹-۲)

$$q_{total} = 1/2 W_D + W_L + F_v = 1/2 \times 200 + 100 + 45 = 385 \text{ kgf/m}$$

$$M^- = \frac{q_{total} L^2}{2} = \frac{385 \times 1/2^2}{2} = 277/2 \text{ kgf.m}$$

(لنگر منفی) طره طراحی طره (لنگر منفی)

۲ نیروی زلزله قائم رو به بالا:



شکل ۳۷: بررسی لنگر مثبت طره در سازه تمرین (۴)

تذکر: از اثر کاهنده بارهای ثقلی (حالت‌های الف و ب) در مقابل زلزله قائم رو به بالا (حالت ج) باید صرف نظر شود.

$$q_{total} = \cancel{1/2 W_D} + \cancel{W_L} + F_v = F_v = 45 \text{ kgf/m}$$

$$M^+ = \frac{q_{total} L^2}{2} = \frac{45 \times 1/2^2}{2} = 32/4 \text{ kgf.m}$$

(لنگر مثبت) طره طراحی طره (لنگر مثبت)

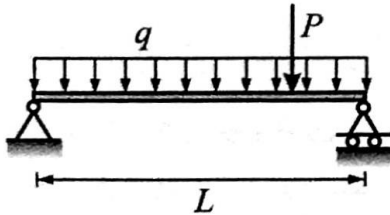


## تیرهای خاص به همراه ستون و دیوارهای تکیه‌گاهی (بند ۳-۳-۹-۱)

در محاسبات بار زلزله قائم، منظور از تیرهای خاص یکی از دو مورد زیر می‌باشد:

الف) تیرهایی که طول دهانه آنها بیشتر از ۱۵ متر است.

ب) تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی را در مقایسه با سایر بارهای وارد بر تیر تحمل می‌کنند. منظور از بار متمرکز قابل توجه، باری است که حداقل برابر با نصف مجموع بار وارد بر تیر باشد که در شکل زیر به آن اشاره شده است:



$$P \geq \frac{1}{2} (qL + P) \Rightarrow P \geq qL$$

شکل ۳۷: بررسی تیرهای خاص در زلزله قائم

حتماً موافق هستید که در ساختمان‌های متداول، احتمال وجود تیرهایی با یکی از شرایط گفته شده در فوق کم می‌باشد. در هر حال اگر چنین تیری در ساختمان وجود داشته باشد، باید در طراحی تیر به همراه ستون و دیوارهای تکیه‌گاهی آن، اثر نیروی زلزله قائم با مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$F_v = 0.16 AI W_p$$

کل بار مرده و زنده →



## کل سازه ساختمان در پهنه خطر نسبی خیلی زیاد (بند ۳-۳-۹-۲)

در صورتی که ساختمان در منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد (مانند تهران، قزوین یا تبریز) ساخته شود، لازم است تا تأثیر مؤلفه قائم زلزله روی کل ساختمان در نظر گرفته شود. فلسفه این کنترل که در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به آیین‌نامه اضافه شده، به این دلیل است که آیین‌نامه احتمال می‌دهد که شتاب قائم ناشی از زلزله در چنین مناطقی زیاد باشد (مانند شتاب افقی زلزله که در این مناطق زیاد است) و در این حالت لازم است تا کل سازه از این نظر کنترل گردد.

در محاسبه کل سازه برای نیروهای قائم زلزله، موارد زیر باید در نظر گرفته شود:

۱ مقدار نیروی زلزله قائم از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_v = 0.16 AI \overset{\text{کل بار مرده}}{\boxed{W_p}}$$

تذکره: ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در محاسبه نیروی قائم زلزله برای کل ساختمان، استثناء قائل شده و  $W_p$  را برابر کل بار مرده در نظر می‌گیرد.

۲ نیروی قائم زلزله روی کل ساختمان، باید در هر دو جهت بالا و پایین در نظر گرفته شود.

۳ در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله در جهت رو به بالا برای طراحی پی ساختمان ضروری نیست.



## آشنایی با قاعده ۳۰-۱۰۰ (بند ۳-۱-۴)

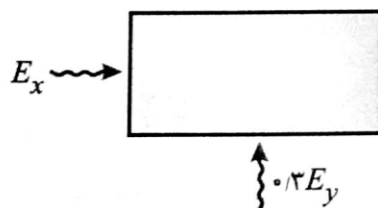
در قسمت‌های قبل مشاهده کردیم که ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی زلزله محاسبه شود و عملاً محاسبات در هر امتداد، به جز در موارد خاص، به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌گیرد.

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در برخی از موارد نمی‌توان سازه را در امتدادهای عمود بر هم به‌طور مجزا محاسبه کرد که این موارد عبارتند از:

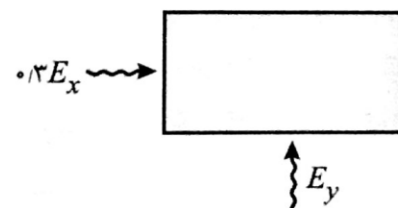
(الف) ساختمان‌های نامنظم در پلان

(ب) کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

در موارد (الف) و (ب) امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را در سازه ایجاد می‌کند، انتخاب شود که پیدا کردن این زاویه اعمال نیرو در اغلب موارد دشوار است. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله به‌عنوان یک روش ساده‌تر، می‌توان ۱۰۰ درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. دقت شود که در طراحی اجزای سازه در این شرایط، بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید لحاظ گردد.



(۱۰۰ درصد نیروی زلزله  $x$  به همراه ۳۰ درصد نیروی زلزله  $y$ )



(۳۰ درصد نیروی زلزله  $x$  به همراه ۱۰۰ درصد نیروی زلزله  $y$ )

شکل ۳۸: بررسی مفهوم قاعده (۳۰-۱۰۰) با در نظر گرفتن زلزله‌های  $E_x$  و  $E_y$  در جهت مثبت

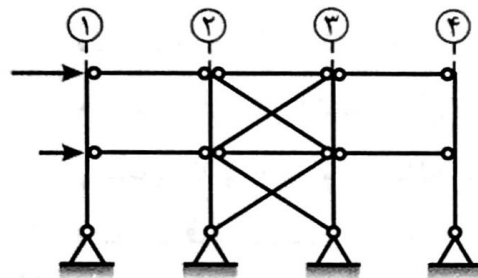


## قاعده ۳۰-۱۰۰ برای ستون‌های واقع در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد

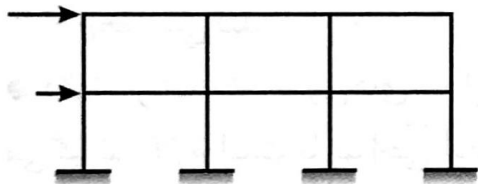
قبل از شروع این بحث، ابتدا به دو موضوع زیر توجه کنید:

۱ در یک قاب مهاربندی ضربدری مطابق شکل مقابل که تحت بارهای جانبی قرار دارد، عملاً تنها در ستون‌های دو طرف مهاربند (یعنی ستون‌های موجود در محورهای (۲) و (۳)) نیروی محوری ناشی از بار جانبی ایجاد می‌شود و در سایر ستون‌های این قاب (یعنی ستون‌های موجود در محورهای (۱) و (۴))، نیروی محوری تنها ناشی از بارهای ثقلی است.

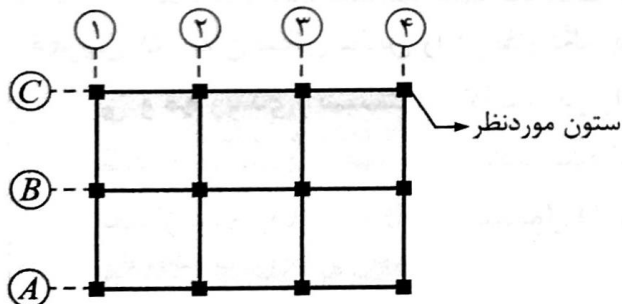
۲ در یک سیستم قاب خمشی که تحت بارهای جانبی قرار دارد، در همه ستون‌های موجود در سازه نیروی محوری ناشی از بارهای جانبی ایجاد می‌شود.



شکل ۳۹: بررسی نیروی محوری اعضای در سازه مهاربندی



شکل ۴۰: بررسی نیروی محوری اعضای در قاب خمشی



شکل ۴۱: بررسی قاعده (۳۰-۱۰۰) در پلان سازه‌ای با قاب

خمشی در دو راستا

در ادامه این بحث، پلان مقابل را در نظر بگیرید که سیستم سازه‌ای آن در هر دو راستای  $x$  و  $y$ ، به صورت قاب خمشی است. حال با در نظر گرفتن ستون (۴- $C$ ) که در شکل نشان داده شده است، درباره وضعیت این ستون در زلزله‌های ایجاد شده در راستاهای  $x$  و  $y$  می‌توان گفت:



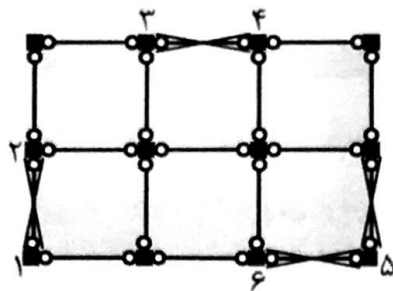
## قاعده ۳۰-۱۰۰ برای ستون‌های واقع در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد



اگر نیروی زلزله در هر دو راستای  $x$  و  $y$  بر یک ستون مانند ستون ۴-C در پلان فوق تأثیر بگذارد، اصطلاحاً می‌گوییم ستون در محل برخورد دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارد.

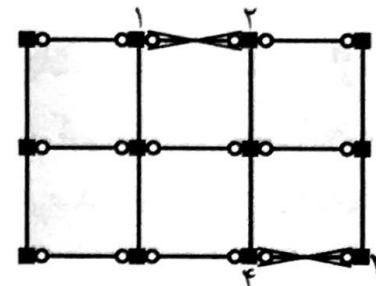
● **دقت:** در پلان فوق که در هر دو راستا قاب خمشی است، عملاً کلیه ستون‌های قاب در محل برخورد دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارند.

در ادامه پلان‌های نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید:



پلان (۲)

در هر دو جهت قاب ساده با مهاربند



پلان (۱)

در جهت  $x$  قاب ساده با مهاربند و در جهت  $y$  قاب خمشی

شکل ۴۲: بررسی قاعده (۳۰-۱۰۰) در دو پلان مختلف



## قاعده ۳۰-۱۰۰ برای ستون‌های واقع در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد

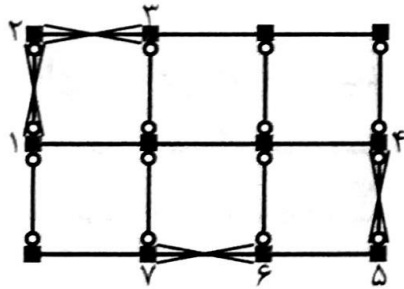
۱ در پلان شکل (۱)، در راستای  $x$  از سیستم مهاربندی و در راستای  $y$  از سیستم قاب خمشی استفاده شده است. برای زلزله جهت  $x$  تنها ستون‌های (۱) تا (۴) که در اطراف مهاربندها قرار دارند، درگیر جریان زلزله می‌شوند و برای زلزله جهت  $y$  که قاب‌ها به صورت خمشی عمل می‌کنند، همه ستون‌ها اثرات زلزله را تجربه خواهند کرد. از اشتراک این دو حالت می‌توان گفت که تنها ستون‌های (۱) تا (۴) هستند که در هر دو راستای  $x$  و  $y$  نیروی زلزله بر روی آنها تأثیر می‌گذارد و عملاً در محل برخورد دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارند.

۲ در پلان شکل (۲)، در هر دو راستای سازه از سیستم مهاربندی استفاده شده و تنها ستون شماره (۵) در دو راستای متعامد در طرفین دهانه مهاربندی قرار دارد و به عبارتی زلزله‌های  $x$  و  $y$  هر دو بر روی آن تأثیر ایجاد می‌کند.

● **دقت:** از آنجاکه ستون‌های محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد، از زلزله هر دو راستای  $x$  و  $y$  نیرو می‌گیرند، لازم است تا طراحی آنها براساس قاعده ۳۰-۱۰۰ انجام گیرد که محافظه‌کاری بیشتری را در طراحی لحاظ می‌کند.



## قاعده ۳۰-۱۰۰ برای ستون‌های واقع در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد



تمرین ۵: پلان شکل مقابل را در نظر بگیرید که در آن از سیستم قاب خمشی و مهاربندی (سیستم دوگانه) در راستای محور  $x$  و از سیستم مهاربندی در راستای محور  $y$  استفاده شده است. به نظر شما در این پلان کدام یک از ستون‌های (۱) تا (۷) مشمول قاعده ۳۰-۱۰۰ می‌باشند؟

شکل ۴۳: پلان مورد بررسی در تمرین (۵)

● **هش:** در این حالت برخی از مهندسين تصور می‌کنند که ستون‌های (۱) تا (۷) همگی در محل برخورد دو سیستم باربر جانبی قرار دارند، زیرا در راستای محور  $x$  از دو نوع سیستم قاب خمشی و مهاربندی به‌طور همزمان استفاده شده و این ستون‌ها در راستای محور  $x$  همزمان به این دو نوع سیستم متصل هستند. باید گفت که این تصور اشتباه است، زیرا ستون‌هایی مورد نظر ما هستند که در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارند. پس در مورد پلان شکل بالا می‌توان گفت که قاعده ۳۰-۱۰۰ محل تلاقی، تنها باید برای ستون‌های شماره ۱، ۲، ۴ و ۵ کنترل شود، زیرا این ستون‌ها علاوه بر اینکه از زلزله در راستای محور  $x$  تأثیر می‌پذیرند از زلزله در جهت  $y$  نیز به واسطه قرار گرفتن در طرفین مهاربندها نیرو می‌گیرند.

**نکته:** موضوع عنوان شده در قاعده ۳۰-۱۰۰ ستون‌های محل تلاقی، باید برای دیوارهای برشی که در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی قرار دارند نیز در نظر گرفته شود.



## تبصره قاعده ۳۰-۱۰۰ برای ستون‌های محل تلاقی

برای در نظر گرفتن اثر زلزله ۳۰-۱۰۰ در طراحی یک ستون که در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارد، اگر برای اثر زلزله در یکی از دو راستای  $x$  و  $y$ ، نیروی محوری ایجاد شده در این ستون کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، نیازی به در نظر گرفتن اثر ۳۰-۱۰۰ در این ستون نیست. **نکته:** منظور از کنترل نیروی محوری ستون با ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری آن، با توجه به رویکرد و آیین‌نامه طراحی مورد استفاده برای سازه، یکی از حالت‌های زیر می‌باشد:

$P < 0.12 P_a$  (طراحی ساختمان فولادی به روش تنش مجاز)

$P_u < 0.12 \phi_c P_n$  (طراحی ساختمان فولادی به روش ضرایب بار و مقاومت)

$N_u < 0.12 N_r$  (طراحی ساختمان بتنی به روش حالات حدی)

دقت شود که این تبصره، در مورد ستون‌های با پلان‌های نامنظم در نظر گرفته نمی‌شود و در این حالت در کل سازه بدون در نظر گرفتن این تبصره، باید اثر ۳۰-۱۰۰ اعمال شود.



# فصل چهارم

## کنترل‌های لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

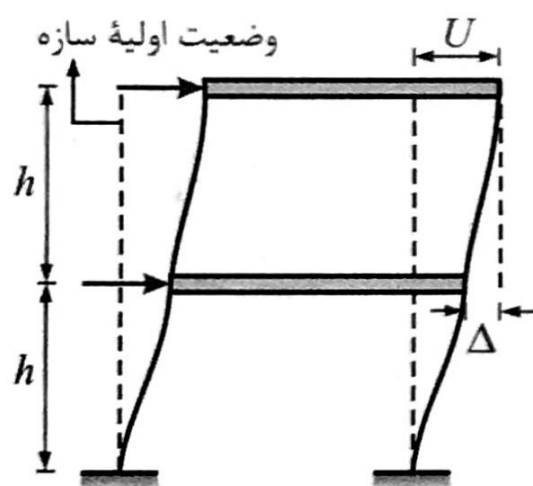


# کنترل تغییر مکان‌های جانبی در سازه‌ها



## مفاهیم مقدماتی

پیش از بررسی ضوابط مربوط به کنترل تغییرمکان‌های جانبی، بهتر است ابتدا با مفاهیم مرتبط با تغییرمکان جانبی در سازه‌ها آشنا شویم. برای این منظور قاب شکل زیر را در نظر بگیرید که تحت اثر نیروهای جانبی زلزله قرار گرفته است. در این حالت در مورد تغییرشکل‌های ایجاد شده در قاب می‌توان تعاریف زیر را ارائه کرد:



شکل ۱: نمایش مفهوم دررفت در یک سازه

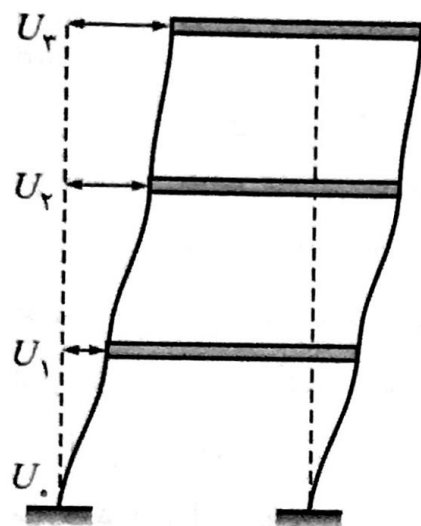
$U$ : این پارامتر نشان‌دهنده تغییرمکان جانبی کل هر طبقه نسبت به حالت اولیه (حالت سکون سازه) است که در ساختمان شکل مقابل برای طبقه دوم سازه نشان داده شده است.

$\Delta$ : این پارامتر نشان‌دهنده تغییرمکان جانبی هر طبقه نسبت به طبقه زیر آن است که به آن **تغییرمکان جانبی نسبی** یا اصطلاحاً **دررفت** گفته می‌شود، به طور مثال دررفت طبقه دوم در شکل فوق نشان داده شده است.



# مفاهیم مقدماتی

$\frac{\Delta}{h}$ : این پارامتر از تقسیم دریافت طبقه به ارتفاع طبقه به دست می آید که به آن نسبت دریافت یا چرخش طبقه نیز گفته می شود. دقت کنید که این پارامتر بی بعد می باشد.



پس از آشنایی با مفهوم تغییرمکان جانبی نسبی در یک سازه، به عنوان یک مثال ساده دیگر در قاب سه طبقه مقابل که تغییرمکان های جانبی کل برای طبقات نشان داده شده است، دریافت طبقات اول، دوم و سوم برابر است با:

$$\Delta_3 = U_3 - U_2 \quad (\text{دریافت طبقه سوم})$$

$$\Delta_2 = U_2 - U_1 \quad (\text{دریافت طبقه دوم})$$

$$\Delta_1 = U_1 - U_0 = U_1 - \circ = U_1 \quad (\text{دریافت طبقه اول})$$

زمین ثابت فرض می شود →

شکل ۲: محاسبه دریافت در یک سازه سه طبقه



# عوامل مؤثر بر تغییر مکان‌های جانبی سازه

پس از آشنایی با مفهوم تغییر مکان‌های جانبی در سازه‌ها، اکنون می‌خواهیم بررسی کنیم که برای تعیین تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات یک سازه در هنگام وقوع زلزله، با چه مسائلی مواجه می‌شویم و تأثیر چه عواملی را باید در نظر بگیریم؟ به منظور بررسی این موضوع باید گفت که اصولاً برای طراحی یک سازه تحت بارهای جانبی ناشی از زلزله، از یک نرم‌افزار مانند *ETABS* استفاده کرده و با کمک یک تحلیل خطی (مانند تحلیل استاتیکی معادل یا طیفی) طراحی سازه را انجام می‌دهیم و تغییر مکان‌های جانبی نسبی برای طبقات را به دست می‌آوریم. اما مشکلی مفهومی که در اینجا باید به آن توجه شود آن است که تغییر مکان‌های به دست آمده در تحلیل خطی سازه‌ها، اصطلاحاً تغییر مکان‌های خطی نام دارند که با تغییر مکان‌های واقعی سازه متفاوت می‌باشند. تغییر مکان‌های واقعی یک سازه نسبت به تغییر مکان‌های خطی بیشتر هستند و برای در نظر گرفتن این موضوع باید بدانیم عواملی وجود دارند که مقدار تغییر مکان‌های خطی را افزایش داده و تغییر مکان‌های واقعی را نتیجه می‌دهند. برای به دست آوردن تغییر مکان واقعی سازه در هنگام زلزله، باید تأثیر عوامل مورد بحث را در نظر بگیریم و تحقیقات نشان می‌دهد که این عوامل عبارتند از:

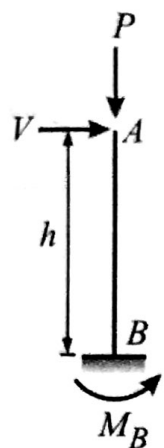
۱ وجود رفتار غیر خطی هندسی در سازه (اثر  $P - \Delta$ )

۲ وجود رفتار غیر خطی مصالح در سازه (تأثیر شکل پذیری)

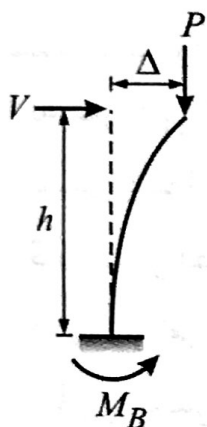
۳ تأثیر ترک خوردگی مقاطع بتن آرمه



# اثر $P-\Delta$ و شاخص پایداری



شکل ۳: محاسبه لنگر در تکیه گاه B بدون در نظر گرفتن تغییر شکل



شکل ۴: محاسبه لنگر در تکیه گاه B با در نظر گرفتن تغییر شکل

اثر  $P - \Delta$  یکی از مفاهیم جالب در تحلیل دقیق سازه‌ها است که بسیاری از مهندسين عزيز علاقه زیادی به درک عمیق آن دارند و به همین دلیل در اینجا قصد داریم با روندی ساده و در عین حال مفهومی، این موضوع را برای شما بیان کنیم. به همین منظور ابتدا ستون مقابل را در نظر بگیرید که تحت بار ثقلی  $P$  و بار جانبی  $V$  قرار دارد. اگر از یک مهندس عمران مقدار لنگر در  $B$  را بپرسند، احتمالاً در نگاه اول به این شکل، لنگر در پای ستون را با لنگرگیری حول  $B$  برابر  $Vh$  محاسبه می‌کند ( $M_B = Vh$ ).

حال بیا یک بررسی دقیق‌تر داشته باشیم، به طوری که اگر تغییر شکل جانبی این سازه را نیز در نظر بگیریم (تغییر مکان  $\Delta$  به دلیل حضور نیروی جانبی  $V$ )، لنگر در پای ستون افزایش یافته و مقدار آن برابر است با:

$$M_B = Vh + P \Delta$$



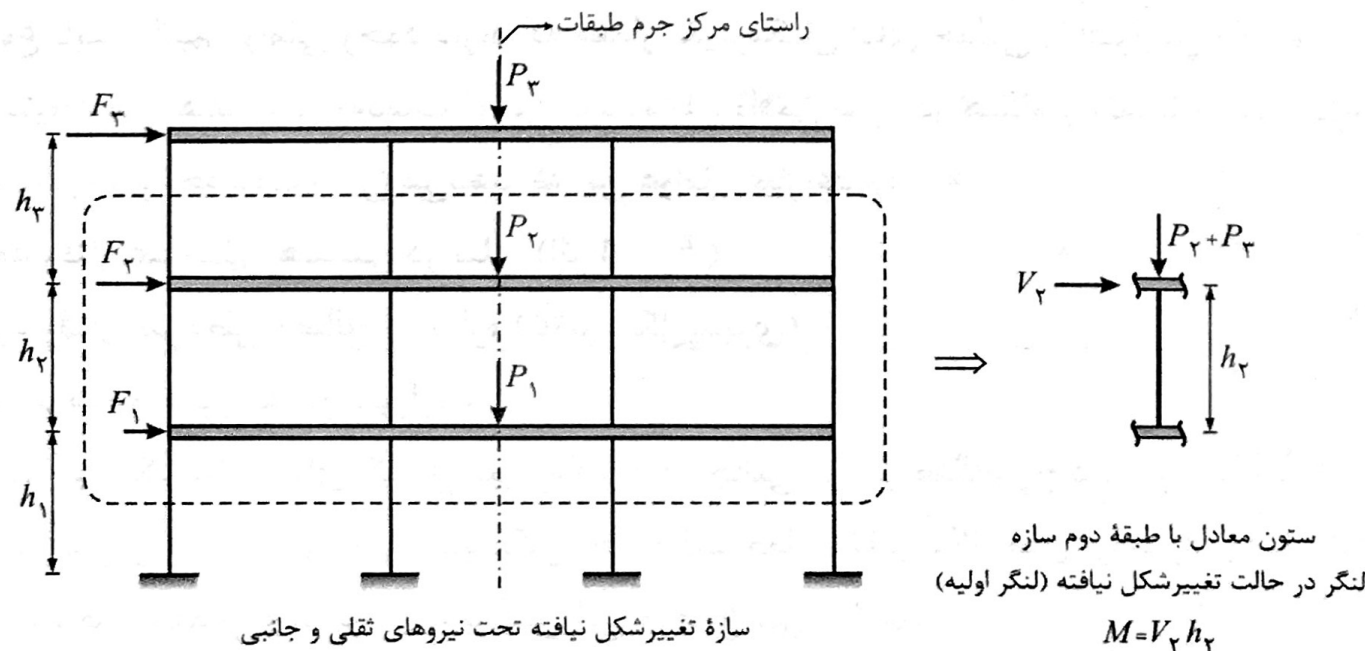
# اثر $P-\Delta$ و شاخص پایداری

در بحث تحلیل و طراحی سازه‌ها، لنگر  $Vh$  را لنگر اصلی یا لنگر اولیه سازه و لنگر  $P\Delta$  را لنگر ثانویه (ناشی از اثر پی - دلتا) می‌نامند. دقت کنید که پارامتر  $\Delta$  که در محاسبه لنگر ثانویه استفاده شده است، عملاً بیانگر تغییر مکان جانبی نسبی می‌باشد، پس می‌توان گفت که لنگر ثانویه بر مبنای تغییر مکان جانبی نسبی به دست می‌آید.



# اثر $P-\Delta$ و شاخص پایداری

تا این جای بحث با یک مثال ساده مفهوم اولیه اثر  $P-\Delta$  را شناخته ایم. اما در تکمیل این بحث باید گفت در یک سازه بزرگ نیز که تیر و ستون های زیادی دارد، اثر  $P-\Delta$  وجود داشته و می تواند برخی اوقات تأثیر زیادی روی نتایج طراحی داشته باشد. به عبارت دیگر در سازه هایی که ستون های آن تحت اثر همزمان بار محوری (ناشی از بارهای ثقلی) و نیروی جانبی (ناشی از بارهای جانبی زلزله) هستند، بار محوری به دلیل وجود اثر  $P-\Delta$  باعث افزایش لنگرهای خمشی موجود در اعضا می شود. برای درک بهتر این موضوع به شکل های زیر توجه کنید:

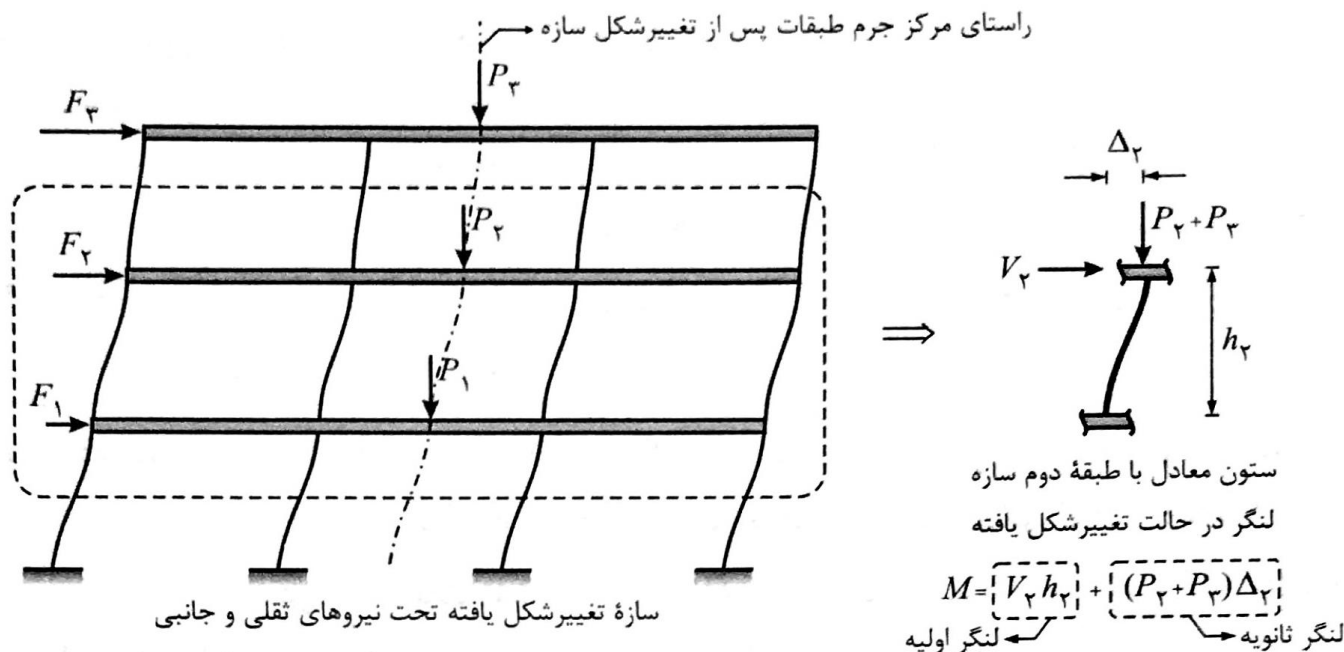


شکل ۵: نحوه محاسبه لنگر ایجاد شده در طبقه دوم سازه بدون اثر  $P-\Delta$



# اثر $P-\Delta$ و شاخص پایداری

● دقت: برش طبقه دوم برابر  $V_2 = F_2 + F_3$  و مجموع نیروی محوری ستون های آن برابر  $P_2 + P_3$  است.



شکل ۶: نحوه محاسبه لنگر ایجاد شده در طبقه دوم سازه با در نظر گرفتن اثر  $P - \Delta$



# اثر $P-\Delta$ و شاخص پایداری

● **دقت:** با توجه به شکل های فوق، اگر تحلیل سازه را بدون در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  انجام دهیم، لنگر در ستون ها کمتر از مقدار واقعی می باشد. از سوی دیگر با توجه به اینکه لنگر در یک ستون باعث چرخش آن شده و عاملی برای ایجاد تغییر مکان های جانبی است، می توان گفت که تغییر مکان های جانبی بدون در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  کمتر از مقدار واقعی می باشد و لازم است تا اصطلاحاتی روی نتایج تحلیل سازه برای در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  لحاظ شود. البته دقت شود که اثر  $P-\Delta$  باید در افزایش لنگرهای خمشی و حتی نیروهای برشی سازه نیز لحاظ شود که این موضوع روی نتایج طراحی سازه (یعنی قبل از کنترل کردن تغییر مکان های جانبی) نیز تأثیر گذار خواهد بود.

پس از بررسی اولیه درباره مفهوم اثر  $P-\Delta$ ، حال سؤالی که در ذهن ایجاد می شود آن است که میزان اهمیت اثر  $P-\Delta$  چقدر است و آیا این موضوع باید همواره در تحلیل سازه در نظر گرفته شود؟ در جواب باید گفت که به طور کلی اگر مقدار لنگرهای ثانویه نسبت به لنگرهای اولیه کوچک باشند (کمتر از ۱۰ درصد لنگرهای اولیه باشند) اثر  $P-\Delta$  در سازه قابل صرف نظر کردن می باشد. در ادامه قصد داریم ببینیم که استاندارد ۲۸۰۰ موضوع اثر  $P-\Delta$  را با چه رویکردی در نظر می گیرد.



## شاخص پایداری (بند ۳-۶)

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای بررسی اثر  $P - \Delta$  در هر طبقه، پارامتری به نام شاخص پایداری را برای هر طبقه به صورت زیر تعریف می کند:

$$\theta_i = \left[ \frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i \quad (1)$$

پارامترهای مورد استفاده در این رابطه عبارتند از:  
 $P_{ui}$ : مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه  $i$  ام تا  $n$  ام (طبقه آخر) که در حد مقاومت می باشند (بارهای ضریب دار)

$\Delta_{eui}$ : تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$  ام حاصل از تحلیل خطی

$V_{ui}$ : مجموع نیروی برشی وارد شده در طبقه  $i$  ام

$h_i$ : ارتفاع طبقه  $i$  ام



## شاخص پایداری (بند ۳-۶)

● دقت: با توجه به اینکه برای محاسبه  $\Delta_{eu}$  از نیروهای زلزله طرح استفاده می شود، اصطلاحاً به این پارامتر تغییر مکان جانبی نسبی زیر اثر زلزله طرح نیز گفته می شود.

در ادامه با توجه به مقدار شاخص پایداری هر طبقه، یکی از سه حالت زیر در روند محاسبات سازه اتفاق می افتد:

می توان از اثر  $P - \Delta$  در محاسبات صرف نظر کرد.  $\Rightarrow \theta_i \leq 0.1$  : حالت ۱

در محاسبات باید تأثیر  $P - \Delta$  مدنظر قرار گیرد.  $\Rightarrow 0.1 < \theta_i \leq \theta_{max}$  : حالت ۲

احتمال ناپایداری سازه وجود دارد و باید در طراحی تجدیدنظر شود.  $\Rightarrow \theta_i > \theta_{max}$  : حالت ۳

حداکثر مقدار مجاز ضریب پایداری با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر تعیین می شود:

$$\theta_{max} = \frac{0.165}{C_d} \leq 0.125 \quad (۲)$$

تذکر: مهندسان عزیز دقت کنند که شاخص پایداری برای هر طبقه به صورت جداگانه محاسبه می شود، به طور

مثال ممکن است در یک سازه چند طبقه، تنها در یکی از طبقات  $\theta_i > \theta_{max}$  شود و در سایر طبقات مقدار  $\theta_i$  کمتر از  $\theta_{max}$  باشد.



## شاخص پایداری (بند ۳-۶)

همان طور که مشاهده کردید، از بین سه حالت ارائه شده برای شاخص پایداری یک طبقه، با توجه به مجاز نبودن حالت سوم، عملاً تنها در حالت دوم اثر  $P - \Delta$  باید مدنظر قرار گیرد. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای منظور کردن اثر  $P - \Delta$  در طراحی سازه ها یا می توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه در نظر گرفت و نیروهای داخلی اعضاء را به دست آورد (که این موضوع از طریق قابلیت های نرم افزارهایی مانند ETABS امکان پذیر است) و یا می توان از روش های تقریبی عنوان شده در آیین نامه های طراحی استفاده نمود. به هر حال در همه این حالت ها، تغییر مکان های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به کار برده می شوند، باید تغییر مکان های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات ( $\bar{\Delta}_{eui}$ ) باشند که از رابطه زیر به دست می آید:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i} \quad (۱۳)$$

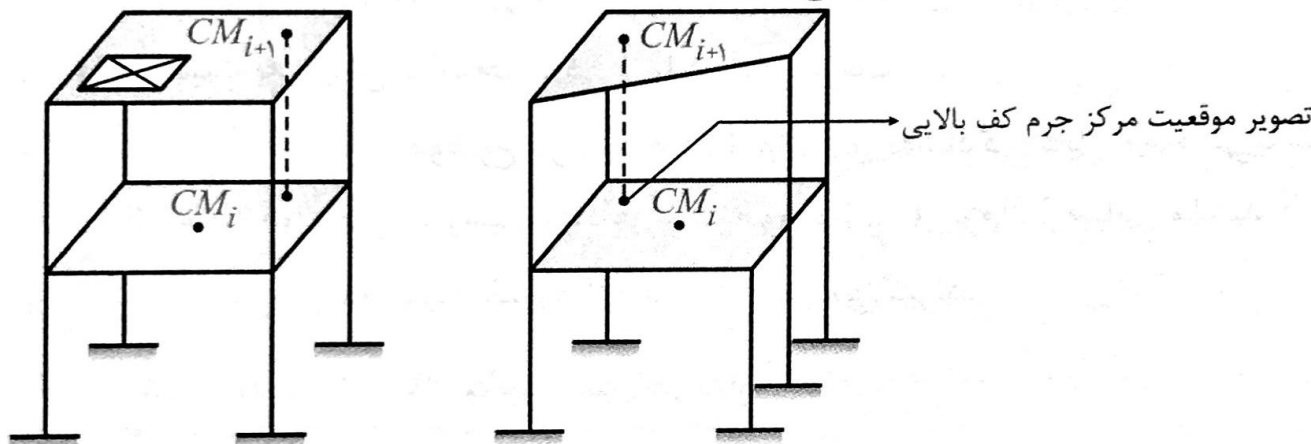
● دقت: رابطه ارائه شده برای محاسبه  $\bar{\Delta}_{eui}$  به این معنی است که آیین نامه با اعمال ضریب  $\frac{1}{1 - \theta_i}$  در مقدار پارامتر  $\Delta_{eui}$ ، عملاً تأثیر  $P - \Delta$  را در افزایش تغییر مکان های خطی سازه و تبدیل آنها به تغییر مکان های غیر خطی در نظر گرفته است.



# چند تبصره در رابطه با $\Delta_{eu}$ (بند ۳-۵-۴)

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای محاسبه تغییر مکان های جانبی نسبی ( $\Delta_{eu}$ )، باید به نکات زیر توجه شود:

۱ پارامتر  $\Delta_{eu}$ ، تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل خطی سازه است که به صورت اختلاف تغییر مکان های جانبی در مراکز جرم کف های بالا و پایین یک طبقه تعریف می شود.  
نکته: در صورتی که موقعیت مراکز جرم کف های بالا و پایین یک طبقه در یک راستا قرار نداشته باشند، باید برای تعیین تغییر مکان جانبی نسبی، از مرکز جرم کف بالایی و تصویر آن در روی کف پایینی استفاده شود. نمونه ای از این حالت را در شکل های زیر مشاهده می کنید:



شکل ۷: نحوه محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی در حالت خاص



## چند تبصره در رابطه با $\Delta_{eu}$ (بند ۳-۵-۴)

- ۲ در ساختمان های نامنظم پیچشی یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه ( $\Delta_{eu}$ )، به جای در نظر گرفتن تفاوت تغییر مکان های جانبی در مراکز جرم کف ها، باید تفاوت تغییر مکان های جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مدنظر قرار گیرد. دقت کنید که این کنترل سخت گیرانه تر از کنترل مربوط به مراکز جرم می باشد و در نتیجه ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه های دارای نامنظمی پیچشی، در کنترل دریافت محافظه کارانه تر برخورد می کند.
- ۳ در محاسبه  $\Delta_{eu}$ ، ضریب نامعینی سازه برابر واحد در نظر گرفته می شود ( $\rho = 1.0$ ).



## تأثیر ترک خوردگی مقاطع بتنی در محاسبه تغییر مکان های جانبی سازه (بند ۳-۵-۵)

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای در نظر گرفتن تأثیر ترک خوردگی در سازه های بتن مسلح در هنگام محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می توان مطابق توصیه آیین نامه بتن ایران، برای تیرها برابر  $I_g/0.35$ ، برای ستون ها برابر  $I_g/0.7$  و برای دیوارها برابر  $I_g/0.35$  یا  $I_g/0.7$  نسبت به میزان ترک خوردگی آنها در نظر گرفت.

● **دقت:** در نظر گرفتن این موضوع در مدل های نرم افزاری به سادگی قابل انجام می باشد، به گونه ای که با اعمال ضرایب ارائه شده در ممان اینرسی مقاطع ترک نخورده ( $I_g$ )، نرم افزارهایی مانند *ETABS* و *SAP* به سادگی تأثیر ترک خوردگی در محاسبه تغییر مکان ها را در نظر می گیرند.



## تأثیر ترک خوردگی مقاطع بتنی در محاسبه تغییر مکان های جانبی سازه (بند ۳-۵-۲)

پیش از بیان نحوه کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی در سازه، مطالب ارائه شده درباره عوامل مؤثر بر تغییر مکان های جانبی سازه را جمع بندی می کنیم. برای این منظور فرض کنید که با انجام یک تحلیل رایانه ای و با در نظر گرفتن تأثیر ترک خوردگی مقاطع بتنی (در صورت وجود)، تغییر مکان های جانبی نسبی در یک طبقه برابر  $\Delta_{eu}$  به دست آمده اند. حال برای در نظر گرفتن اثرات  $P - \Delta$  و شکل پذیری سازه به صورت زیر عمل می کنیم:

حالت ۱: اگر شاخص پایداری  $(\theta_i)$  برای طبقه مورد نظر در بازه زیر قرار گیرد، داریم:

$$0.1 < \theta_i \leq \theta_{max} \Rightarrow \bar{\Delta}_M = \frac{1}{1 - \theta_i} \times C_d \times \Delta_{eu}$$

حالت ۲: اگر شاخص پایداری  $(\theta_i)$  برای طبقه مورد نظر در بازه زیر قرار گیرد، اثر  $P - \Delta$  قابل صرف نظر کردن بوده و داریم:

$$\theta_i \leq 0.1 \Rightarrow \bar{\Delta}_M = \Delta_M = C_d \Delta_{eu}$$

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی یک طبقه، ابتدا پارامتر  $\bar{\Delta}_M$  را برای طبقه مورد نظر با استفاده از روند گفته شده در فوق محاسبه کرده و در ادامه آن را با مقدار مجاز برای تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در حالت غیر خطی  $(\Delta_a)$  مقایسه می کند. مقدار  $\Delta_a$  براساس روابط زیر و برای ساختمان های مختلف به صورت ضریبی از ارتفاع طبقه مورد نظر  $(h)$  به دست می آید:

$$\Delta_a = \begin{cases} 0.025 h & \text{برای ساختمان های تا ۵ طبقه} \\ 0.02 h & \text{برای سایر ساختمان ها} \end{cases}$$

(۵)



## تبصره‌های مرتبط با کنترل تغییر مکان‌های جانبی نسبی (بند ۳-۵-۳)

براساس ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، چند تبصره اساسی در هنگام کنترل دریافت طبقات باید مدنظر قرار گیرد که در اینجا به بررسی آنها می‌پردازیم:

**تبصره ۱:** از قبل به یاد داریم که در هنگام تحلیل سازه با کمک روش استاتیکی معادل، می‌توان محاسبات نیروی زلزله را با استفاده از زمان تناوب محاسباتی به صورت زیر انجام داد:

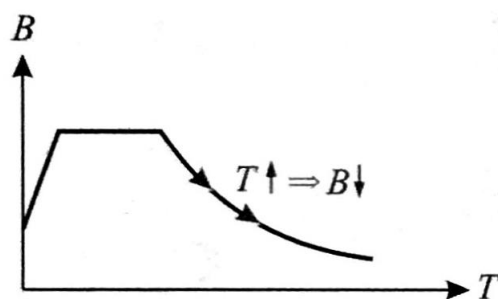
$$T_{\text{محاسباتی}} = \min (1/25 T_a, T_m)$$

برای محاسبه تغییر مکان‌های جانبی نسبی در طبقات ( $\Delta_{eu}$ ) در هنگام کنترل سازه، محاسبات نیروی زلزله را می‌توان با استفاده از زمان تناوب محاسباتی حاصل از روابط زیر انجام داد:

$$T_{\text{محاسباتی}} = \begin{cases} T_m & \text{در ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط یا زیاد} \\ \min (1/25 T_a, T_m) & \text{در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد} \end{cases} \quad (۶)$$



## تبصره‌های مرتبط با کنترل تغییر مکان‌های جانبی نسبی (بند ۳-۵-۳)



شکل ۸: تأثیر زمان تناوب بلندتر بر ضریب بازتاب

موضوع مطرح شده در تبصره (۱)، یعنی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط و زیاد، به طراح اجازه می‌دهد که زمان تناوب بزرگتر از  $1/25 T_a$  را انتخاب کند. انتخاب زمان تناوب بزرگتر، باعث می‌شود که ضریب بازتاب ساختمان کاهش یابد و در نتیجه مقدار برش پایه و نیروی زلزله طبقات نیز کاهش یافته و کنترل تغییرمکان‌های جانبی ساده‌تر شود.

کنترل تغییرمکان ساده‌تر می‌شود.  $\Rightarrow$  تغییرمکان  $\Delta_{eu}$  کم می‌شود.  $T \uparrow \Rightarrow B \downarrow \Rightarrow V \downarrow \Rightarrow F_i \downarrow$

**تبصره ۲:** در تعیین نیروهای زلزله برای کنترل تغییرمکان جانبی نسبی، باید محدودیت حداقل برش پایه در محاسبات لحاظ شود ( $V_{min} = 0.12 AIW$ ).

● **دقت:** در تبصره قبل، آیین‌نامه به ما اجازه داد که در برخی سازه‌ها از برش پایه کوچکتری برای کنترل تغییرمکان‌های جانبی نسبی استفاده کنیم. از سوی دیگر در این تبصره آیین‌نامه عملاً بیان می‌کند که این کاهش در مقدار برش پایه تا زمانی مجاز است که برش پایه کاهش یافته کمتر از برش پایه حداقل نشود.



### تبصره‌های مرتبط با کنترل تغییر مکان‌های جانبی نسبی (بند ۳-۵-۱)

**تبصره ۳:** پارامتر  $\Delta_{eu}$  در بحث کنترل تغییرمکان جانبی نسبی، مربوط به حالتی است که تعیین ضریب رفتار سازه و محاسبات نیروی زلزله در تراز نهایی انجام می‌گیرد که متناسب با روش‌های طراحی مقاومت است، اما در صورتی که بخواهیم در روند طراحی از روش تنش مجاز استفاده کنیم، تغییرمکان جانبی نسبی به‌دست آمده برای طبقه را ابتدا در ضریب  $1/4$  ضرب کرده و سپس تغییرمکان را کنترل می‌کنیم. این موضوع از آنجا ناشی می‌شود که در روند محاسبات نیروی زلزله برای طراحی به روش تنش مجاز، نیروی برش پایه را بر  $1/4$  تقسیم کرده‌ایم.



**چند کنترل متداول دیگر در استاندارد**

**۲۸۰۰**



## کنترل واژگونی (بند ۳-۳-۸)

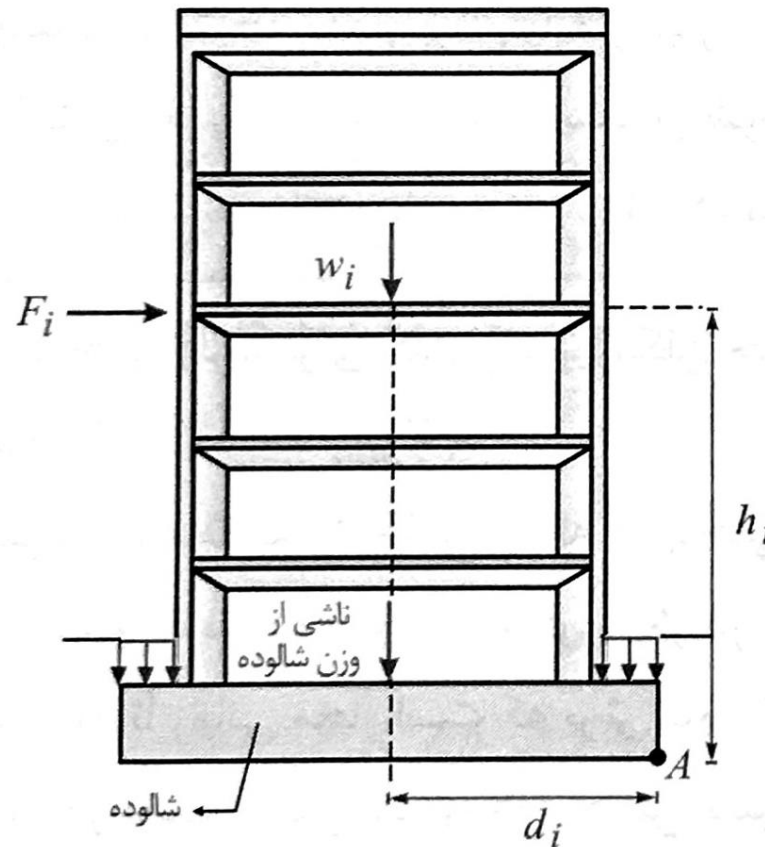
همان طور که می دانید، وقوع زلزله باعث ایجاد نیروهای جانبی در ارتفاع ساختمان می شود که این نیروها ممکن است سبب واژگون شدن ساختمان شوند، به همین دلیل لازم است تا پایداری سازه در برابر واژگونی کنترل شود. مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، کنترل واژگونی ساختمان، باید برای هر دو جهت اصلی سازه و براساس رابطه زیر انجام گیرد:

$$\text{ضریب اطمینان} \geq \frac{M_R}{M_o} : \frac{\text{لنگر مقاوم در برابر واژگونی}}{\text{لنگر واژگونی}} \quad (۷)$$



# کنترل واژگونی (بند ۳-۳-۸)

برای محاسبهٔ لنگر واژگونی و لنگر مقاوم در برابر واژگونی با استفاده از شکل زیر داریم:



شکل ۹: نیروهای وارد بر سازه برای کنترل واژگونی



# کنترل واژگونی (بند ۳-۳-۸)

- ۱ لنگر واژگونی، به صورت مجموع لنگرهای ناشی از نیروی جانبی طبقات است که نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان محاسبه می شود.

$$M_o = \sum_{i=1}^n F_i h_i \quad (۸)$$

$F_i$ : نیروی جانبی زلزله در طبقه  $i$  ام

$h_i$ : فاصله نیروی جانبی زلزله در طبقه  $i$  ام تا نقطه  $A$

- ۲ عامل مقاوم در برابر لنگر واژگونی، لنگر ناشی از وزن مؤثر لرزه ای ساختمان است که تأثیر آن به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_R = \sum_{i=1}^n w_i d_i \quad (۹)$$

$w_i$ : وزن مؤثر لرزه ای طبقه  $i$  ام (کل بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده و برف)

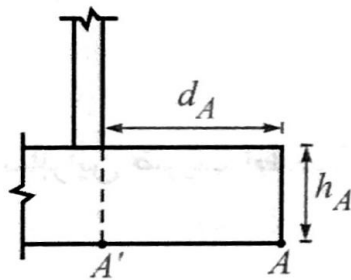
$d_i$ : فاصله مرکز جرم طبقه  $i$  ام تا نقطه  $A$

- دقت: تأثیر وزن شالوده و خاک روی آن، علاوه بر وزن طبقات می تواند در محاسبات به عنوان لنگر مقاوم در برابر واژگونی در نظر گرفته شود.



# کنترل واژگونی (بند ۳-۳-۸)

نکات تکمیلی در محاسبه لنگر واژگونی و لنگر مقاوم —————  
برای محاسبه مقادیر لنگر واژگونی و لنگر مقاوم ساختمان، چند نکته زیر باید در نظر گرفته شود:



شکل ۱۰: محل لنگر گیری  
نیروهای مقاوم

۱ مقدار لنگرهای  $M_o$  و  $M_R$  حول نقطه  $A$  به دست می آیند که نشان دهنده لبه بیرونی در زیر شالوده ساختمان است. براساس این موضوع و با توجه به شکل مقابل، می توان گفت که پارامتر  $h_A$  (عمق پی) باعث افزایش بازوی لنگر واژگونی می شود و نمی توان از آن صرف نظر کرد. از سوی دیگر پارامتر  $d_A$  نشان دهنده فاصله لبه بیرونی پی تا لبه سازه است و از آنجا که این فاصله باعث افزایش لنگر مقاوم در برابر واژگونی می شود، می توان از آن صرف نظر کرد و به طور محافظه کارانه، محاسبات واژگونی ساختمان را برای نقطه  $A'$  انجام داد.

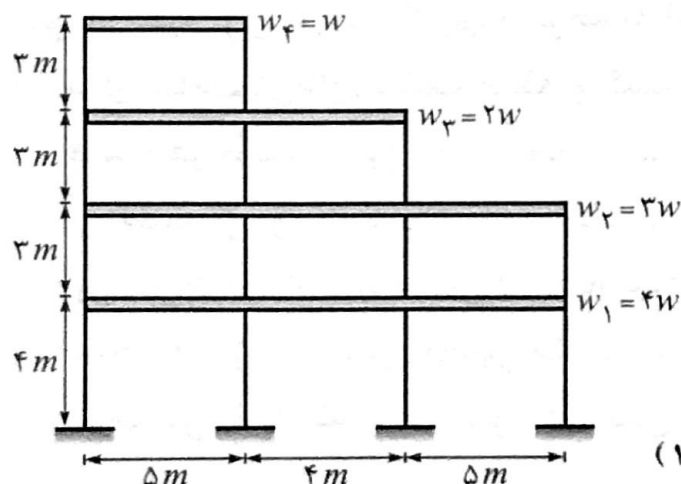
۲ با توجه به اینکه تأثیر وزن شالوده و خاک روی آن باعث افزایش لنگر مقاوم در برابر واژگونی می شوند، در عرف محاسباتی به صورت محافظه کارانه از آنها صرف نظر می شود.

۳ کنترل واژگونی ساختمان باید نسبت به هر چهار لبه اطراف ساختمان انجام شود. به عبارت دیگر این کنترل برای زلزله در راستای  $x$  و  $y$  انجام شده و در هر راستا اثر زلزله رفت و برگشت لحاظ می شود.



# کنترل واژگونی

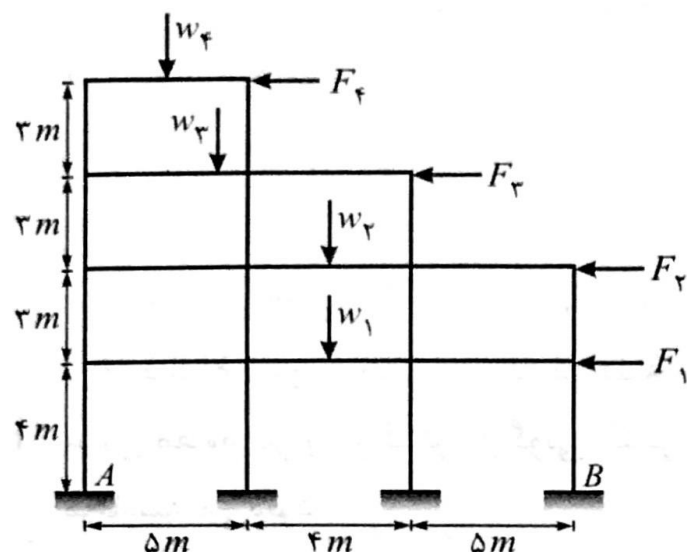
تمرین ۱: در شکل مقابل که نمایی از یک قاب ساختمانی را نشان می‌دهد، کل نیروی برش پایه زلزله برابر  $w$  و زمان تناوب سازه برابر  $0.48s$  می‌باشد. حداقل ضریب اطمینان موجود در سازه برای واژگونی در برابر بار زلزله را محاسبه نمایید (توزیع جرم در طبقات یکنواخت می‌باشد).



شکل ۱۱: سازه مورد بررسی در تمرین (۱)

● حل: در محاسبات لنگر واژگونی این سازه می‌توان گفت که وضعیت سازه برای چرخش حول نقطه  $A$  در شکل مقابل بحرانی‌تر از چرخش حول نقطه  $B$  می‌باشد و واژگونی باید حول نقطه  $A$  کنترل شود (چرا؟). حال برای کنترل این موضوع، ابتدا لنگر واژگونی را به صورت زیر حول نقطه  $A$  حساب می‌کنیم:

$$T = 0.48s < 0.5s \xrightarrow{k=1.0} F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} V$$



شکل ۱۲: نمایش نیروهای سبب واژگونی و مقاوم در برابر واژگونی



# کنترل واژگونی

$$F_1 = \frac{4w \times 4}{4w \times 4 + 3w \times 7 + 2w \times 10 + w \times 13} \times w = \frac{16w}{70w} \times w = \frac{16}{70} w$$

$$F_2 = \frac{3w \times 7}{70w} w = \frac{21}{70} w, \quad F_3 = \frac{2w \times 10}{70w} \times w = \frac{20}{70} w, \quad F_4 = \frac{w \times 13}{70w} \times w = \frac{13}{70} w$$

$$A \text{ نقطه } : M_o = \sum_{i=1}^4 w_i h_i = \frac{16}{70} w \times 4 + \frac{21}{70} w \times 7 + \frac{20}{70} w \times 10 + \frac{13}{70} w \times 13 = 8/28 w$$

در ادامه با فرض توزیع یکنواخت جرم در طبقات، مرکز جرم هر طبقه در محل مرکز سطح آن در نظر گرفته شده و در نتیجه لنگر مقاوم حول نقطه  $A$  برابر است با:

$$M_R = \sum_{i=1}^4 w_i d_i = 4w \times \frac{14}{2} + 3w \times \frac{14}{2} + 2w \times \frac{9}{2} + w \times \frac{5}{2} = 60/5 w$$

بنابراین ضریب اطمینان در برابر واژگونی برابر است با:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_o} = \frac{60/5 w}{8/28 w} = 7/3$$

مشاهده می کنید که ضریب اطمینان در برابر واژگونی بسیار بزرگتر از حداقل مقدار مجاز است و سازه از این نظر مطلوب می باشد.

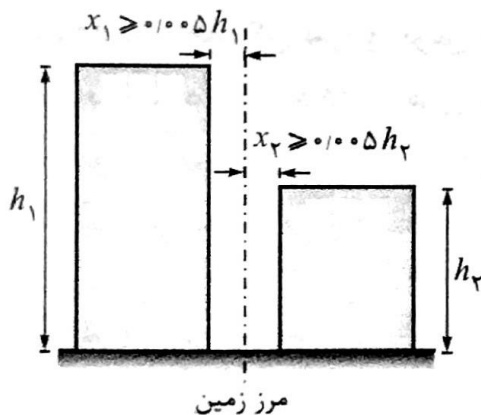


# کنترل عرض درز انقطاع (بند ۱-۴-۱)

در اینجا می‌خواهیم مقدار مناسب برای عرض درز انقطاع سازه‌ها را براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به صورت دقیق‌تری بررسی کنیم. با توجه به این آیین‌نامه، می‌توان به موارد زیر در بحث درز انقطاع اشاره کرد:

۱) برای ساختمان‌های هشت طبقه و کمتر (با اهمیت کم یا متوسط)،

فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور باید حداقل برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. بنابراین لازم است برای برقرار بودن این شرط در بام ساختمان‌ها که بیشترین ارتفاع را دارد، فاصله ساختمان از مرز زمین مجاور حداقل برابر پنج هزارم ارتفاع بام ساختمان باشد که این موضوع در شکل مقابل نشان داده شده است.



شکل ۱۳: نمایش درز انقطاع در حالت (۱)



# کنترل عرض درز انقطاع

در مورد عرض درز انقطاع در حالت (۱) به دو موضوع زیر توجه کنید:

۱ ارتفاعهای  $h_1$  و  $h_2$  در تعیین عرض درز انقطاع، ارتفاع بام سازه از تراز پایه مربوط به ساختمان موردنظر می باشد.

۲ اگر بخواهیم نگاه مهندسی به بحث درز انقطاع در شکل مقابل داشته

باشیم، عملاً در قسمت نشان داده شده با ارتفاع  $h'$ ، احتمال برخورد

دو سازه وجود ندارد و عملاً مقدار حداقل درز انقطاع می تواند

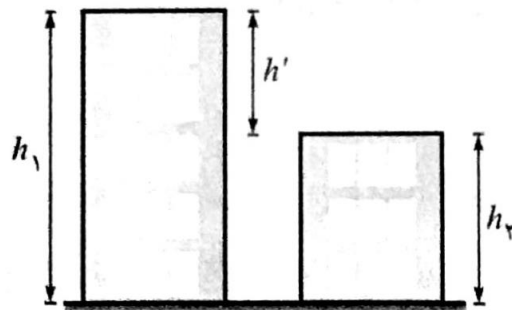
به جای  $(0.005 h_1 + 0.005 h_2)$  برابر  $h_2 \times 0.005 \times 2$  در نظر گرفته

شود، اما به دلیل آنکه در آینده ممکن است به جای ساختمان با

ارتفاع  $h_2$  ساختمان بلندتری ساخته شود، توصیه می شود که هر

ساختمان حداقل فاصله  $0.005$  ارتفاع خودش را از مرز زمین رعایت

کرده و به ارتفاع سازه مجاور توجه نکند.



شکل ۱۴: بررسی دقیق تر حالت (۱)



# کنترل عرض درز انقطاع (بند ۳-۵-۶)

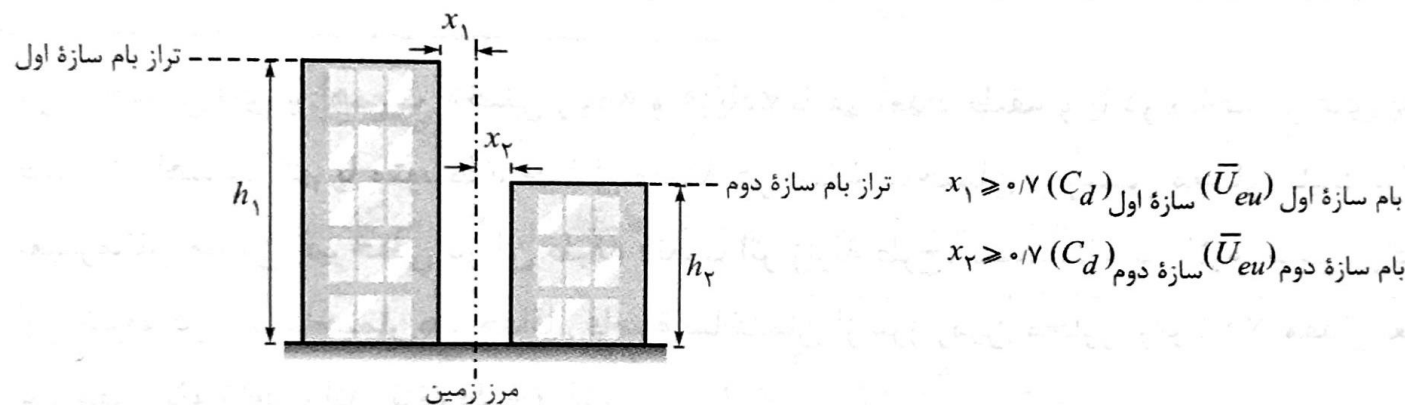
۲ در ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» و «زیاد» با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه (با اهمیت کم یا متوسط)، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی در آن طبقه (تحت اثر زلزله طرح) باشد. بنابراین لازم است برای برقرار شدن این شرط در بام ساختمان‌ها، حداقل فاصله ساختمان از مرز زمین مجاور برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی بام (تحت اثر زلزله طرح) باشد.

تذکر: ضابطه گفته شده در این حالت، در شرایطی قابل استفاده است که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد یا احتمال تغییر در ساختمان مجاور در آینده وجود داشته باشد.



# کنترل عرض درز انقطاع

توجه: براساس مطالب ارائه شده، برای محاسبه فاصله هر ساختمان از مرز زمین در شکل زیر، از تغییرمکان جانبی غیرخطی بام و پارمتر  $C_d$  برای همان ساختمان استفاده می شود:

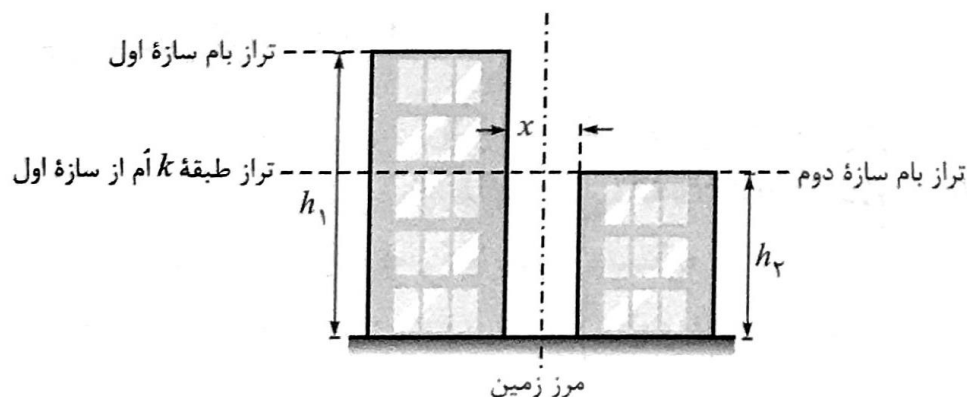


شکل ۱۶: بررسی دقیق تر حالت (۲)



# کنترل عرض درز انقطاع

۳ برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» و «زیاد» با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه (با اهمیت کم یا متوسط)، اگر دو ساختمان مجاور یکدیگر همزمان در نظر گرفته شده و ساخته شوند، حداقل عرض درز انقطاع بین دو ساختمان در هر طبقه می‌تواند به صورت جذر مجموع مربعات تغییرمکان جانبی غیرخطی آن طبقه در دو ساختمان محاسبه شود. به طور مثال برای ساختمان‌های شکل مقابل، حداقل فاصله دو ساختمان برابر است با:



شکل ۱۷: بررسی دقیق‌تر حالت (۳)

$$x \geq \sqrt{[(C_d)_{\text{سازه اول}} (\bar{U}_{eu})_{\text{سازه اول}}]^2 + [(C_d)_{\text{سازه دوم}} (\bar{U}_{eu})_{\text{سازه دوم}}]^2} \quad (11)$$



# کنترل عرض درز انقطاع

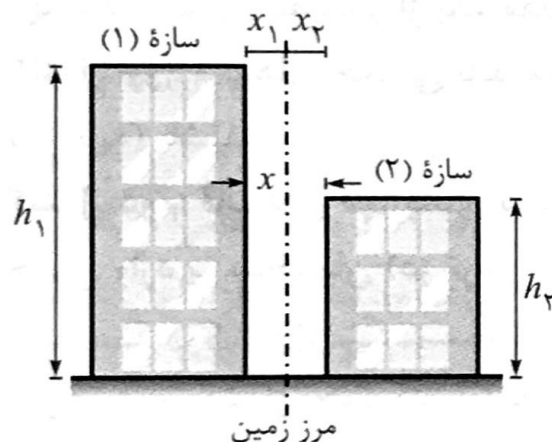
تذکر ۱: در شکل صفحه قبل تغییر مکان تراز بام برای سازه اول ملاک نمی باشد، زیرا عملاً در این طبقات، سازه مجاوری وجود ندارد و میزان جابه جایی طبقات بالاتر از طبقه  $k$  ام در سازه اول اهمیتی نخواهد داشت. این موضوع در حالی است که اگر اطلاعاتی از ساختمان مجاور در دسترس نباشد یا احتمال تغییر در ساختمان مجاور در آینده وجود داشته باشد، به صورت محافظه کارانه ارتفاع بام سازه اول را در محاسبات لحاظ می کنیم (حالت دوم بررسی شده برای درز انقطاع).

تذکر ۲: در محاسبات مربوط به عرض درز انقطاع در این حالت، با توجه به اینکه حداکثر جابه جایی سازه ها در طبقه  $k$  ام سازه اول و طبقه بام سازه دوم ممکن است همزمان اتفاق نیفتد (به دلیل اینکه زمان تناوب ارتعاش دو ساختمان در حالت کلی متفاوت است)، آیین نامه به جای جمع جبری جابه جایی ها از جذر مجموع مربعات آنها استفاده کرده است



# کنترل عرض درز انقطاع

توجه کنید که در این حالت بعد از تعیین مقدار عرض درز انقطاع  $(x)$ ، با قضاوت مهندسی می توان سهم هر یک از ساختمان ها را از عرض درز انقطاع به نسبت تغییر مکان جانبی غیرخطی آنها در نظر گرفت. برای درک بهتر این موضوع برای دو سازه شکل زیر با داده های ارائه شده داریم (طبقه  $k$  ام سازه (۱) در مجاورت بام سازه (۲) قرار دارد):



$$\begin{aligned} \text{سازه اول: } & \begin{cases} (\bar{U}_{eu})_{\text{بام}} = 7 \text{ cm} \\ (\bar{U}_{eu})_{\text{طبقه } k \text{ ام}} = 4 \text{ cm} \\ C_d = 6 \end{cases} \\ \text{سازه دوم: } & \begin{cases} (\bar{U}_{eu})_{\text{بام}} = 10 \text{ cm} \\ C_d = 7/5 \end{cases} \end{aligned}$$

شکل ۱۸: محاسبه عرض درز انقطاع در دو

سازه بر مبنای حالت (۳)

$$x = \sqrt{(6 \times 4)^2 + (7/5 \times 10)^2} = 79 \text{ cm}$$

حد اقل عرض درز انقطاع :

$$x_1 = \frac{4}{4+10} \times 79 = 22/5 \text{ cm}$$

$$x_2 = \frac{10}{4+10} \times 79 = 56/5 \text{ cm}$$