فهرست

فصل مقدمه

علل اصلی وقوع زلزله ۱
زلزله بیشینه مورد نظر ۱
زلزله طرح ۱
زلزله بهره‌برداری ۲
انواع امواج زلزله ۲
اندازه‌گیری زلزله ۳
شتاب طیفی ۴
تعاریف ۵
گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت ۸
سیستم‌های سازه‌ای و انواع آن ۱۰
گروه طراحی لرزه‌ای ۱۲

فصل ۱: انواع نامنظمی‌ها در سازه

نامنظمی‌ها در پلان ۱۶
حداکثر خروج از مرکزیت ۱۷
نامنظمی‌ها در ارتفاع ۲۶
محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم ۲۸

فصل ۲: طبقه‌بندی نوع زمین و محاسبه زمان تناوب سازه‌ها

طبقه‌بندی نوع زمین ۳۶
نحوه انجام آزمایش نفوذ استاندارد ۳۷
آزمایش تعیین سرعت موج برشی ۳۸
تراز پایه ۴۰
زمان تناوب ۴۱
روابط تجربی تعیین زمان تناوب ساختمان‌های متعارف ۴۲
زمان تناوب ساختمان‌های غیر متعارف ۴۳
زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه ۴۴
زمان تناوب تجربی برای ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع ۴۵

فصل ۳: محاسبه برش پایه و توزیع نیرو در طبقات

محاسبه برش پایه (V_u) با استفاده از روش استاتیکی معادل ۵۰
مراحل تعیین شتاب طیفی ۵۰
وزن موثرلرزه‌ای ۵۴
ضریب رفتار سازه (R_u) ۵۶
ضریب نامعینی سازه، ρ ۶۰
محدودیت‌های استفاده از روش استاتیکی معادل ۶۲
گروه طراحی لرزه‌ای ۶۴
برش پایه حداقل، $V_{u\,min}$ ۶۵
توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ۶۹
نیروی قائم ناشی از زلزله ۷۰
طیف طرح قائم استاندارد ۷۲
امتداد اثر نیروهای زلزله ۸۰

فصل ۴: ضوابط تحلیل ترکیب سیستم‌ها در پلان و ارتفاع

ترکیب سیستم‌ها در دو امتداد عمود بر هم پلان ۸۶
ترکیب سیستم‌ها در هر یک از امتدادهای پلان ۸۶
ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع از روی تراز پایه ۸۷
تحلیل سیستم‌های ترکیبی در ارتفاع در حالت کلی ۹۰
روش تحلیل در حالت خاص (تحلیل دو مرحله‌ای) ۹۳
سازه زیر تراز پایه ۹۷

فصل ۵: انواع روش‌های تحلیل سازه و طیف ویژه ساختگاه

مفهوم ساختگاه و تأثیر آن بر حرکت زمین ۱۰۰
طیف ویژه ساختگاه ۱۰۳
جایگاه طیف ویژه ساختگاه در تحلیل سازه ۱۰۴
موارد ضرورت تهیه طیف ویژه ساختگاه ۱۰۵
تهیه طیف ویژه ساختگاه ۱۱۲
تهیه مدل ژئوتکنیکی ساختگاه ۱۱۵
انتخاب روش مناسب برای تحلیل پاسخ ساختگاه ۱۱۵
تحلیل پاسخ ساختگاه ۱۱۶
مدل ژئوتکنیکی زمین ۱۱۷
رفتار دینامیکی و غیرخطی خاک ۱۱۸

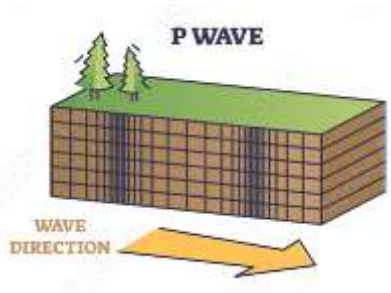
عمق موردنیاز برای مدل ژئوتکنیکی ۱۲۰
روش تحلیل پاسخ ساختگاه ۱۲۰
مقادیر شتاب طیفی و حداقل مقادیر طیف ویژه ساختگاه ۱۲۱
تبدیل طیف به راستای بیشینه بارگذاری ۱۲۸
مؤلفه قائم طیف ویژه ساختگاه ۱۳۰
روش‌های تحلیل سازه در برای زلزله ۱۳۱
روش‌های تحلیل خطی ۱۳۳
روش‌های تحلیل غیرخطی ۱۳۳
محدودیت‌های روش‌های تحلیل خطی ۱۳۴
محدودیت‌های روش‌های تحلیل غیرخطی ۱۳۴
تحلیل استاتیکی معادل ۱۳۵
تحلیل دینامیکی طیفی ۱۳۶
تعداد مودهای نوسان ۱۳۷
ترکیب اثر مودها ۱۳۹
اصلاح مقادیر بازتاب ۱۴۰
اثر پیچش ۱۴۱
تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی ۱۴۶
تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی ۱۵۵
کنترل باربری ثقلی پس از باربرداری ۱۷۲
اعضای خارج از سیستم مقاوم لرزه‌ای ۱۷۲
انتخاب، مقیاس کردن و کنترل شتاب‌نگاشت‌ها ۱۷۴
روش‌های مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ۱۷۷
بررسی اثرات حوزه نزدیک گسل ۱۸۰
بازه زمان تناوب سازگاری شتاب‌نگاشت‌ها در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ۱۸۰
بازه تناوب سازگاری در سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای ۱۸۱
بازه تناوب سازگاری در سازه‌های دارای میراگر لرزه‌ای ۱۸۲
روش ساده شده تحلیل و طراحی ۱۸۴

فصل ۶: دیافراگم‌ها

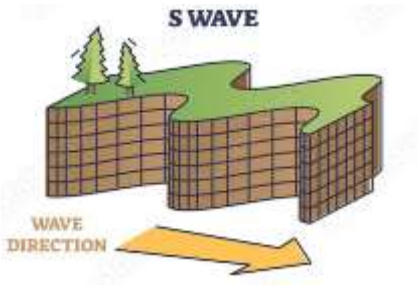
انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت ۱۹۰
روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها ۱۹۵
دیوارهای سازه‌ای ۱۹۸

فصل ۷: کنترل‌های بعد از طراحی در ساختمان‌ها

کنترل تغییرمکان در سازه ۲۰۰
آثار $P-\Delta$ در طراحی ۲۰۴
انواع روش‌های تحلیل ۲۰۴
انواع روش‌های تحلیل الاستیک مرتبه دوم ۲۰۶
محاسبه عرض درز انقطاع ۲۰۸
کنترل واژگونی در ساختمان ۲۱۱
اعضای رابط بین سازه‌ها ۲۱۳
کنترل سازه برای نیروی زلزله سطح بهره‌برداری ۲۲۵



موج فشاری



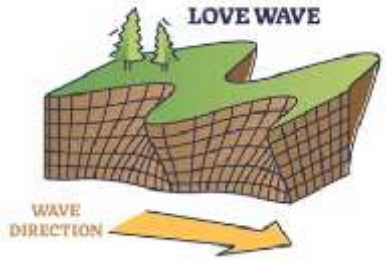
موج برشی

ب) امواج سطحی: امواج حجمی هنگام عبور از لایه‌های زیر سطحی زمین و با تحریک سطح زمین با یکدیگر تداخل می‌کنند و امواج سطحی را به وجود می‌آورند. دامنه نوسان این امواج با افزایش عمق به صورت نمایی کاهش می‌یابد. امواج سطحی به ۳ دسته کلی رایلی، لاو و استونلی تقسیم می‌شوند.

امواج رایلی : حرکت بیضی‌شکل در سطح زمین دارند. این امواج از اندرکنش امواج P و SH با سطح زمین به وجود می‌آیند و به دو مولفه عمودی و افقی حرکت ذرات تجزیه می‌شوند.

امواج لاو: حرکت افقی و بسیار مخربی دارند. این امواج از اندرکنش امواج SH با یک لایه نرم پدید می‌آیند و دارای مولفه قائم حرکات ذره نمی‌باشند.

امواج استونلی: این امواج در مرز لایه‌های خاک به وجود می‌آید و انتشار می‌یابد.



موج سطحی لاو



موج سطحی رایلی

اندازه‌گیری زلزله

اولین بار دانشمند آلمانی به نام ریشتر بزرگای زلزله را معرفی کرد و به همین دلیل واحد بزرگای زلزله ریشتر نامیده شده است، در واقع بزرگای زلزله بیانگر انرژی آزاد شده در اثر زلزله است که تعیین مقدار آن با استفاده از لرزه‌نگارها انجام می‌شود. ریشتر با استفاده از لرزه‌نگارهایی بزرگای ۰/۰۰ را به زلزله‌ای نسبت داد که می‌تواند جابه‌جایی به اندازه حداکثر ۱ میکرون را در یک دستگاه لرزه‌نگار استاندارد وودآندرسون که در فاصله ۱۰۰ کیلومتری از مرکز زلزله قرار دارد، ایجاد نماید. بزرگای زلزله بر حسب ریشتر با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M = log\left(\frac{A}{A_0}\right)$$

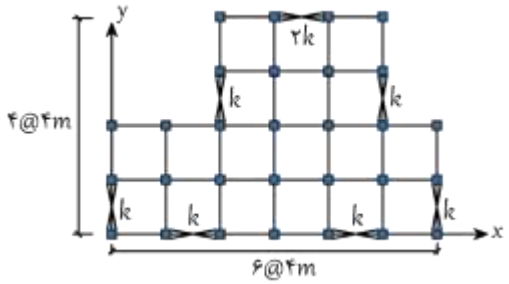
در رابطه فوق:

خروج از مرکزیت: به فاصله افقی بین مرکز جرم و مرکز سختی، خروج از مرکزیت گفته می‌شود. در ساختمان‌ها همواره خروج از مرکزیت وجود دارد و این مسئله باعث ایجاد پیچش در ساختمان‌ها می‌شود، در واقع تحت اثر زلزله، نیروی اینرسی به جرم سازه وارد می‌شود که می‌توان کل نیروی اینرسی وارده به طبقه ساختمان را در مرکز جرم آن در نظر گرفت ولی چون مرکز جرم با مرکز سختی فاصله دارد دچار پیچش خواهد شد.

خروج از مرکزیت اتفاقی: خروج از مرکزیت اتفاقی برابر ۵ درصد بعد ساختمان می‌باشد، این خروج از مرکزیت در محاسبات پیچش برخی از ساختمان‌ها در نظر گرفته می‌شود و دلیل آن احتمال تغییر اتفاقی موقعیت مرکز جرم (به دلیل تغییر موقعیت بارهای زنده) می‌باشد.

دیافراگم: کف‌ها، بام‌ها یا سیستم‌های مهاربندی در کف که نیروی جانبی زلزله را با عملکرد داخل صفحه خود به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای منتقل می‌کنند. دیافراگم‌ها ممکن است به صورت افقی یا شیب‌دار باشند.

مثال ۱ - مرداد ۱۳۹۴



در ساختمانی با سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای هم محور فولادی پلان تیپ طبقات مطابق شکل است. فاصله مرکزجرم و مرکزسختی در امتداد محور x بر حسب متر در هر طبقه حدودا چقدر می‌باشد؟ (توزیع جرم در هر طبقه یکنواخت و سقف طبقات صلب فرض شوند. محل و سختی جانبی مهاربندها در روی پلان مشخص شده است).

۱) ۱/۶۷ ۲) ۱/۳۳ ۳) ۰/۶۶ ۴) ۰/۳۳

حل: محور مبنا محور مختصات در نظر گرفته می‌شود و فاصله مرکز سختی از محور مبنا برابر خواهد بود با:

$$\bar{X}_{ck} = \frac{(K \times ۰) + (K \times ۸) + (K \times ۲۰) + (K \times ۲۴)}{۴K} = ۱۳\ m$$

$$\bar{X}_{cm} = \frac{(۲۴ \times ۸ \times ۱۲) + (۱۲ \times ۸ \times ۱۴)}{(۲۴ \times ۸) + (۱۲ \times ۸)} = ۱۲/۶۷\ m$$

$$|۱۳ - ۱۲/۶۷| = ۰/۳۳\ m$$

گزینه ۴ صحیح است.



قاب ساختمانی: نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتا توسط قاب‌های فضایی (اتصال مفصلی یا گیردار بدون مشارکت در نیروی جانبی زلزله) تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تامین می‌شود.

تبصره: سیستم‌های سازه‌ای متشکل از قاب‌های فضایی و دیوارهای برشی بتن‌آرمه که در آن‌ها بخش کمتری از بارهای قائم توسط دیوارهای برشی تحمل می‌شود جزء این دسته محسوب می‌گردند.

سازه‌های متشکل از دال بتنی تخت (با یا بدون کتیبه) همراه با ستون که فاقد تیر بوده یا دارای تیر با ارتفاع مقطع برابر یا کمتر از ضخامت دال هستند و نیز سازه‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرهایی که ارتفاع مقطع آن‌ها برابر یا کمتر از ضخامت سقف است به عنوان سیستم قاب ساختمانی محسوب گشته و در آن‌ها کل نیروی جانبی زلزله باید از طریق دیوارهای برشی یا قاب مهاربندی شده تحمل شود. در این گونه ساختمان‌ها اگر سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع قاب مهاربندی شده باشد وجود تیر در دهانه‌های مهاربندی شده الزامی است.

تبصره: در سازه‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرهایی که ارتفاع مقطع آن‌ها برابر ضخامت سقف است چنانچه ارتفاع تیر بیشتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد می‌توانند قاب خمشی محسوب شوند.

سیستم دیوار باربر: نوعی سیستم سازه‌ای که در آن بارهای قائم کف‌ها عمدتا توسط دیوارهای باربرثقلی تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق مقاومت درون صفحه دیوارهای برشی تامین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی یا صفحات پوششی فولادی مهار شده‌اند جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

سیستم دوگانه: نوعی سیستم سازه‌ای که در آن بارهای قائم کف‌ها توسط قاب فضایی (اتصال تیر به ستون گیردار یا ساده) تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با قاب‌های خمشی (اتصال گیردار) تامین می‌گردد. در این سیستم در صورت وجود دیوارهای بتن‌آرمه ممکن است بخشی از بار قائم کف‌ها توسط این دیوارها تحمل شود. قاب‌های خمشی در سیستم دوگانه باید به تنهایی قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی زلزله باشند، در غیر این صورت سیستم ترکیبی به عنوان سیستم دوگانه محسوب نمی‌شود و در آن‌ها باید ضوابط مربوط به ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد پلان رعایت شود.

نکته: برای تشخیص اینکه سیستم دوگانه هست یا دیوار باربر باید ابتدا مقدار بارهای ثقلی آن بررسی شود. در آیین‌نامه مقدار مشخصی برای بار قائم تعیین نشده است و از واژه عمده استفاده شده است، بنابراین اگر بیش از ۵۰ درصد بارهای ثقلی توسط دیوار تحمل شود سیستم نمی‌تواند دوگانه باشد و باید به عنوان سیستم دیوار باربر در نظر گرفته شود.

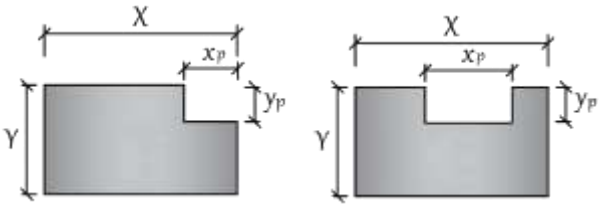
منظم یا نامنظم بودن سازه یکی از مهم‌ترین عوامل مؤثر در طراحی و تحلیل لرزه‌ای ساختمان‌ها است. وجود نامنظمی در سازه می‌تواند موجب افزایش نیروهای طراحی، تغییر در رفتار لرزه‌ای و در برخی موارد، محدودیت در استفاده از برخی سیستم‌های سازه‌ای یا روش‌های تحلیل شود. از این‌رو، شناسایی و تشخیص صحیح انواع نامنظمی‌ها از مراحل اساسی در فرآیند طراحی سازه به شمار می‌رود.

مطابق ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰ ، نامنظمی‌های سازه به دو گروه کلی شامل نامنظمی در پلان و نامنظمی در ارتفاع تقسیم می‌شوند. هر یک از این نامنظمی‌ها دارای ضوابط، محدودیت‌ها و الزامات خاصی هستند که رعایت آن‌ها نقش مهمی در تأمین عملکرد مناسب ساختمان در برابر زلزله دارد. در این فصل، انواع نامنظمی‌های سازه بر اساس ضوابط ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰ به همراه توضیحات و مثال‌های کاربردی بررسی می‌شوند.

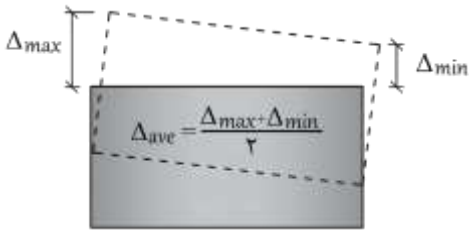
۱-۱- نامنظمی‌ها در پلان

الف- نامنظمی هندسی: میزان پس‌رفتگی هم‌زمان در دو امتداد، بیش از ۲۰ درصد طول پلان در آن امتداد باشد.

$$\begin{cases} \dfrac{x_p}{X} > ۰/۲ \\ \text{و هم‌زمان} \\ \dfrac{y_p}{Y} > ۰/۲ \end{cases}$$



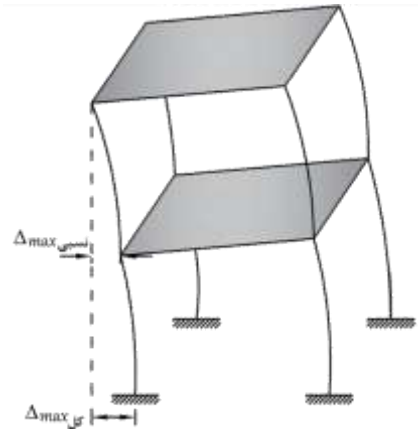
ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که در طبقه‌ای از ساختمان، تغییر شکل پیچشی نسبت به تغییر شکل جانبی (تغییرشکل‌های طبقه نسبت به طبقه پایین) قابل ملاحظه باشد. این موضوع با استفاده از نسبت نامنظمی پیچشی ساختمان (TIR) بررسی می‌شود. در هر امتداد، TIR، نسبت حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در یک طبقه به متوسط تغییرمکان نسبی دو انتهای ساختمان در همان طبقه است که بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل، با احتساب پیچش تصادفی و منظور نمودن $A_j = ۱/۰$ محاسبه می‌شود. برای محاسبه TIR می‌توان دیافراگم‌ها را صلب در نظر گرفت. چنانچه نسبت TIR بیش از ۱/۲ باشد، نامنظمی پیچشی "زیاد" و در مواردی که TIR بیش از ۱/۴ باشد نامنظمی پیچشی "شدید" محسوب می‌شود.



$$TIR = \left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}\right)_{\text{نسبی}}$$

$TIR > ۱/۲ \implies$ نامنظمی پیچشی زیاد

$TIR > ۱/۴ \implies$ نامنظمی پیچشی شدید



بررسی نامنظمی‌های پیچشی صرفا در مواردی که دیافراگم‌ها صلب یا نیمه صلب هستند موضوعیت دارد.

ضریب A_j به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$1 \le A_j = \left(\frac{\Delta_{max\ \text{کل}}}{1/2\Delta_{ave\ \text{کل}}}\right)^2 \le 3\,, \quad \Delta_{ave} = \left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{min}}\right)_{\text{کل}}$$

در رابطه فوق $\Delta_{max\ \text{کل}}$ و $\Delta_{ave\ \text{کل}}$ به ترتیب تغییرمکان حداکثر و تغییرمکان متوسط کل طبقه مورد نظر است (تغییرمکان نسبی نیست)

نکته ۱: ضریب A_j برای هر طبقه و هر دو جهت سازه جداگانه محاسبه می‌شود و در صورتی که در تمامی طبقات مقدار TIR کوچکتر از ۱/۲ باشد برای کل سازه مقدار ضریب A_j برابر ۱ خواهد بود. این ضریب می‌تواند برای طبقات، متفاوت باشد.

۱-۱-۱- حداکثر خروج از مرکزیت

حداکثر خروج از مرکزیت کل ساختمان برابر فاصله بین مرکزسختی و مرکز جرم سازه به اضافه خروج از مرکزیت اتفاقی (۵ درصد بعد ساختمان در جهت عمود بر زلزله) خواهد بود که برای ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی (زیاد و شدید) مقدار خروج از مرکزیت اتفاقی با ضریب A_j تشدید خواهد شد یعنی:

$$e_{\text{کل}} = \text{فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی} + 0.05aA_j$$

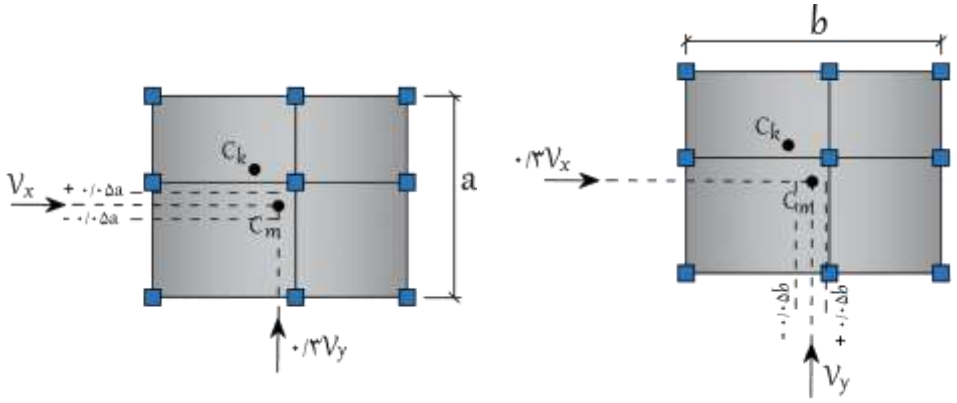
نکته ۲: اثر پیچش اتفاقی باید در طراحی تمامی ساختمان‌های گروه طراحی لرزه‌ای ۳ در نظر گرفته شود، لیکن در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲ لحاظ نمودن اثر پیچش اتفاقی صرفا در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید ضرورت داشته و در سایر ساختمان‌ها می‌توان از اثر آن صرف‌نظر نمود.

محاسبه تغییرمکان‌های نسبی با در نظر گرفتن پیچش تصادفی

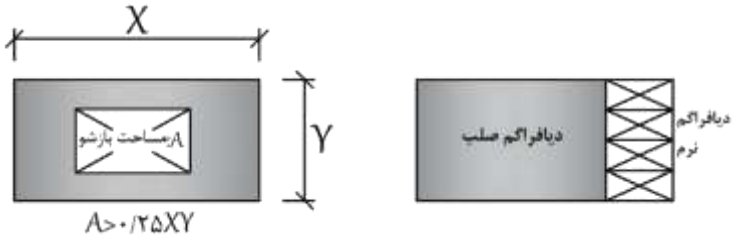
- ساختمان منظم پیچشی
  - گروه طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲ ← $e_{\text{کل}} = e_{\text{مرکز جرم و مرکز سختی}}$
  - گروه طراحی لرزه‌ای ۳ ← $e_{\text{کل}} = e_{\text{مرکز جرم و مرکز سختی}} + 0.05a$
- ساختمان نامنظم پیچشی ← $e_{\text{کل}} = e_{\text{مرکز جرم و مرکز سختی}} + 0.05aA_j$

نتیجه‌گیری: در هیچ نقطه‌ای از کشور ایران، مقدار شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر بر روی سنگ بستر برای زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1) بزرگتر از ۰/۶ نیست و همچنین برای سازه‌های مسکونی کوچکتر یا مساوی ۱۵ طبقه و کمتر از ۵۰ متر ضریب اهمیت برابر ۱ است، بنابراین گروه طراحی لرزه‌ای این نوع ساختمان‌ها بسته به منطقه ۲ یا ۱ خواهد بود. پس در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برای ساختمان‌های مسکونی منظم از نظر پیچشی در ایران که کوچکتر یا مساوی ۱۵ طبقه و کمتر از ۵۰ متر باشند ضروری نیست.

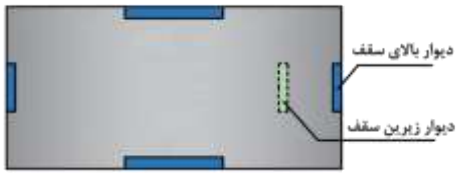
پیچش اتفاقی به منظور لحاظ نمودن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی و نیز آثار ناشی از مولفه پیچشی حرکت زمین در نظر گرفته می‌شود. مقدار این پیچش در هر طبقه را می‌توان از حاصلضرب نیروی جانبی زلزله آن طبقه در ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله تعیین نمود. به عنوان یک روش دیگر برای منظور نمودن پیچش اتفاقی می‌توان مرکز جرم هر طبقه را به میزان ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله جابه‌جا نمود. برای هر امتداد لازم است این جابه‌جایی در هر دو طرف مرکز جرم انجام شود. اثرات پیچش اتفاقی باید برای هر یک از دو امتداد افقی سازه در نظر گرفته شود. در مواردی که لازم باشد سازه تحت اثر همزمان نیروهای زلزله دو امتداد افقی عمود برهم محاسبه شود لازم نیست اثر پیچش اتفاقی در امتدادی که ۳۰ درصد نیروی زلزله اعمال می‌شود در نظر گرفته شود.



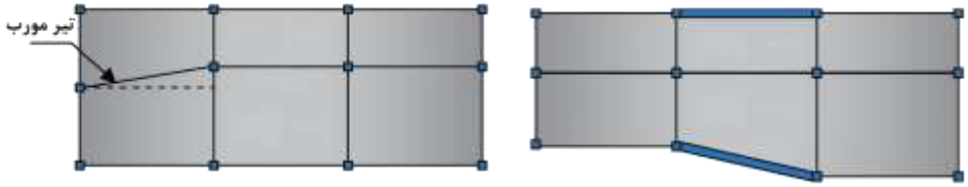
پ- نامنظمی در دیافراگم: تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم به میزان بیش از ۵۰ درصد در یک دهانه نسبت به دهانه مجاور اتفاق افتاده باشد، یا در مواردی که بازشویی با مساحت بیش از ۲۵ درصد مساحت دیافراگم وجود داشته باشد.



ت- نامنظمی جابه‌جایی خارج از صفحه: در مواردی که انقطاعی در مسیر انتقال نیروهای جانبی به دلیل تغییر صفحه حداقل یکی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ایجاد شده باشد.



ث- نامنظمی سیستم‌های غیرموازی: در مواردی که بعضی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به موازات محورهای متعامد اصلی سیستم مقاوم لرزه‌ای نباشند.



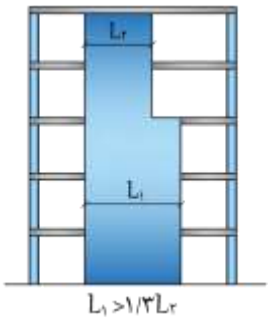
سمت چپ پلان نزدیک‌تر شود و فاصله مرکز جرم و مرکز سختی از هم دور شود. بنابراین باید یکی از اعضای شماره ۴ و ۵ حذف شود تا مرکز سختی به سمت چپ پلان رفته و در نتیجه پیچش در سازه زیاد شود. با توجه به اینکه مقاطع تیرها یکسان است و به نظر می‌رسد طول a از b کمتر است سختی المان a بیشتر خواهد بود و بنابراین اگر عضو شماره ۴ حذف شود فاصله مرکز جرم و سختی بیشتر خواهد شد و پیچش بیشتری در سازه برای کنترل ضریب نامعینی رخ خواهد داد.

گزینه ۲ صحیح است.

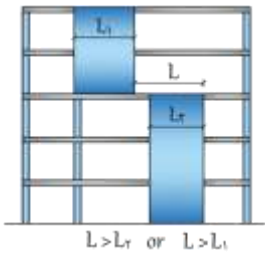
۱-۲- نامنظمی‌ها در ارتفاع

در صورتی که ساختمان دارای یک یا چند نوع از نامنظمی‌های زیر باشد، به عنوان ساختمان نامنظم در ارتفاع محسوب می‌شود.

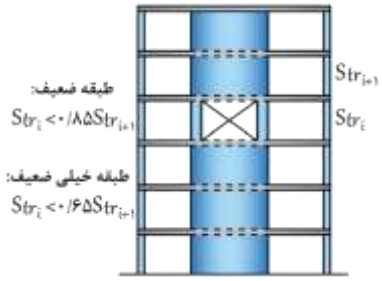
الف- نامنظمی هندسی: بعد افقی سیستم مقاوم لرزه‌ای در طبقه‌ای، بیش از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.



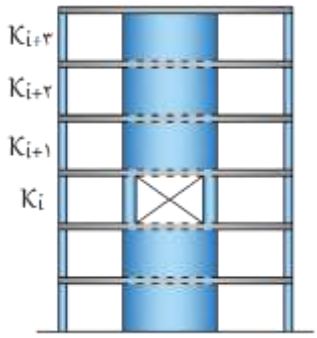
ب- نامنظمی قطع داخل صفحه عناصر قائم لرزه‌ای: عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در صفحه خود به میزانی بیش از حدود ارائه در شکل زیر جابه‌جا شده باشد.



پ- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که طبقه‌ای از ساختمان، ضعیف یا خیلی ضعیف باشد. چنانچه مقاومت جانبی طبقه از ۸۵ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، "طبقه ضعیف" و اگر از ۶۵ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد "طبقه خیلی ضعیف" نامیده می‌شود.



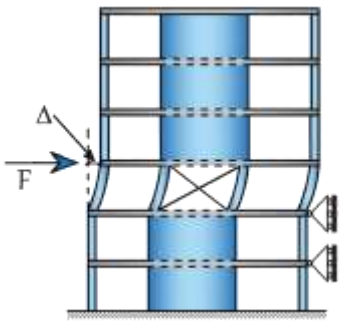
به منظور بررسی این نامنظمی، می‌توان مقاومت جانبی طبقه را با انجام یک تحلیل غیرخطی و با اعمال یک نیروی جانبی به سقف طبقه مورد نظر، در شرایطی که کف طبقه بدون حرکت انتقالی جانبی در نظر گرفته شده است محاسبه نمود. همچنین می‌توان این مقاومت را بر مبنای روش‌های مبتنی بر فرض مکانیزم‌های طبقه‌ای متناسب با رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان محاسبه نمود.



ت- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که طبقه‌ای از ساختمان، نرم یا خیلی نرم باشد. چنانچه سختی جانبی طبقه، کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی جانبی سه طبقه روی خود باشد "طبقه نرم" و اگر مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش یابند "طبقه خیلی نرم" نامیده می‌شود.

$$K_i < ۰/۷K_{i+۱} \quad \text{یا} \quad K_i < \frac{۰/۸}{۳}(K_{i+۱}+K_{i+۲}+K_{i+۳}) \implies \text{طبقه نرم}$$

$$K_i < ۰/۶K_{i+۱} \quad \text{یا} \quad K_i < \frac{۰/۷}{۳}(K_{i+۱}+K_{i+۲}+K_{i+۳}) \implies \text{طبقه خیلی نرم}$$



به منظور بررسی این نامنظمی لازم است یک نیروی جانبی با مقدار دلخواه به سقف طبقه مورد نظر اعمال گردد و تغییرمکان جانبی ارتجاعی آن طبقه، در شرایطی که کف همان طبقه و طبقات بالاتر از آن، بدون حرکت انتقالی جانبی در نظر گرفته شده است براساس روش تحلیل خطی محاسبه شود. از تقسیم نیروی مذکور به تغییرمکان جانبی ارتجاعی محاسبه شده سختی جانبی آن طبقه تعیین می‌گردد.

$$K = \frac{F}{\Delta}$$

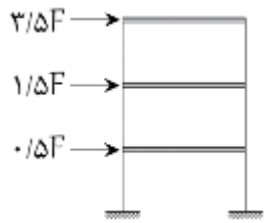
ث- نامنظمی جرمی: جرم طبقه‌ای، بیش از ۱/۵ برابر جرم هر یک از طبقات مجاورش باشد. جرم طبقه شامل کل بارهای مرده، وزن تاسیسات ثابت، وزن دیوارها، تیغه‌ها و جداکننده‌ها به همراه درصدی از بار زنده طبقات و درصدی از بار برف بام مطابق جدول زیر است.

بام با وزن سبک‌تر از طبقه تحتانی‌اش از این بررسی معاف است.

یک گام فراتر: روش محاسبه تغییرمکان و سختی طبقه در استاندارد ۲۸۰۰ با روش محاسبه سختی و تغییرمکان در ایتبس و دینامیک سازه‌ها متفاوت است. در ایتبس برای محاسبه سختی و جابه‌جایی هر طبقه، ابتدا ماتریس جرم و ماتریس سختی تشکیل می‌شود و همچنین توزیع نیرو در طبقات مشخص می‌شوند و بردار نیروها نیز تعیین می‌شود. در نهایت تغییرمکان سازه محاسبه می‌شود. اما در روش استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه سختی طبقه، انتقال جانبی طبقات زیرین را می‌بندیم و سپس با اعمال نیروی واحد در طبقه، تغییرمکان آن را محاسبه کرده و سختی طبقه به دست می‌آید.

مثال ۱۳ - مهر ۱۳۹۹

شکل نشان داده شده مدل ساده شده‌ای از یک قاب دو بُعدی برشی، تحت بارگذاری جانبی ناشی از زلزله است. تحت بارگذاری نشان داده شده، جابجایی طبقات از پایین به بالا نسبت به پای ستون‌ها (تکیه گاه‌ها) به ترتیب d ، $۱/۵d$ ، $۲/۵d$ محاسبه شده است. در ارتباط با نامنظمی این قاب در ارتفاع، کدام یک از گزینه‌های زیر حتما صحیح است؟ منظور از قاب برشی، قابی با اتصالات صلب تیر به ستون و ستون به شالوده است که در آن سختی خمشی، محوری و برش تیرها و سختی محوری ستون‌ها بی‌نهایت فرض می‌شود.



۱) سازه فاقد نامنظمی سختی جانبی است.

۲) طبقه‌ی اول نه طبقه‌ی نرم محسوب می‌شود و نه طبقه‌ی خیلی نرم.

۳) طبقه‌ی دوم سازه طبقه‌ی نرم است.

۴) سازه دارای طبقه‌ی خیلی نرم است.

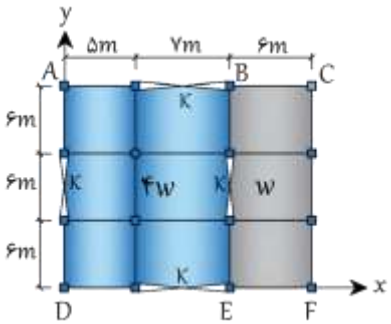
حل:

$$\begin{cases} K_۱ = \frac{۵/۵F}{d} = ۵/۵K \\ K_۲ = \frac{۵F}{۱/۵d-d} = ۱۰K \\ K_۳ = \frac{۳/۵F}{۲/۵d-۱/۵d} = ۳/۵K \end{cases} \qquad K_۱ < ۰/۶K_۲ \qquad \text{طبقه خیلی نرم}$$

گزینه ۴ صحیح است.

مثال ۱۴ - مهر ۱۳۹۹

در شکل زیر پلان یک ساختمان یک طبقه نشان داده شده است که در آن مقدار سختی جانبی عناصر مقاوم در برابر زلزله برابر K ، وزن مؤثر لرزه‌ای بخش $ADEB$ در واحد سطح برابر $۴w$ و وزن مؤثر لرزه ای بخش $BEFC$ در واحد سطح برابر W است. اگر نیروی زلزله‌ی وارد بر این ساختمان در راستای y برابر F_u باشد، لنگر پیچشی کل ایجاد شده در طبقه در اثر نیروی زلزله در راستای y {بدون احتساب برون مرکزی اتفاقی} به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر خواهد بود؟ فرض کنید واحد F_U برحسب کیلونیوتن است.



۱) $۲/۷\ F_u\ kN.m$

۲) $۰/۹\ F_u\ kN.m$

۳) $۱/۰\ F_u\ kN.m$

۴) $۱/۹\ F_u\ kN.m$

حل:

محاسبه مرکز سختی:

یکی از مهم‌ترین عوامل مؤثر در رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها، نوع زمین محل احداث و زمان تناوب ارتعاشی سازه است. نوع زمین با تأثیر بر نحوه انتشار و تقویت امواج زلزله، نقش مهمی در تعیین شتاب طیفی طرح و در نتیجه نیروهای لرزه‌ای وارد بر سازه دارد. از سوی دیگر، زمان تناوب سازه به عنوان یکی از مهم‌ترین پارامترهای دینامیکی، در محاسبه نیروهای لرزه‌ای، انتخاب روش تحلیل و ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان نقش اساسی ایفا می‌کند. از این‌رو، تعیین صحیح نوع زمین و برآورد مناسب زمان تناوب، علاوه بر تأثیر مستقیم بر نیروهای طراحی، در دستیابی به طرحی ایمن و اقتصادی نیز اهمیت ویژه‌ای دارد.

در این فصل، ابتدا معیارهای طبقه‌بندی نوع زمین بر اساس ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰ معرفی شده و نحوه تعیین نوع زمین با استفاده از اطلاعات ژئوتکنیکی بررسی می‌شود. سپس مفاهیم مربوط به زمان تناوب سازه، روش‌های محاسبه زمان تناوب تجربی و تحلیلی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای و کاربرد هر یک از این روش‌ها همراه با مثال‌های کاربردی ارائه خواهد شد.

۲-۱- طبقه‌بندی نوع زمین

برای تعیین نوع زمین، باید ابتدا میانگین سرعت موج برشی در محل ساخت پروژه تعیین شود که برای این کار می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} (d_i / v_{si})} \qquad (۲-۱)$$

در رابطه فوق d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت و سرعت موج برشی هر لایه، n تعداد لایه‌ها تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه و $\sum_{i=1}^{n} d_i = ۳۰m$ است.

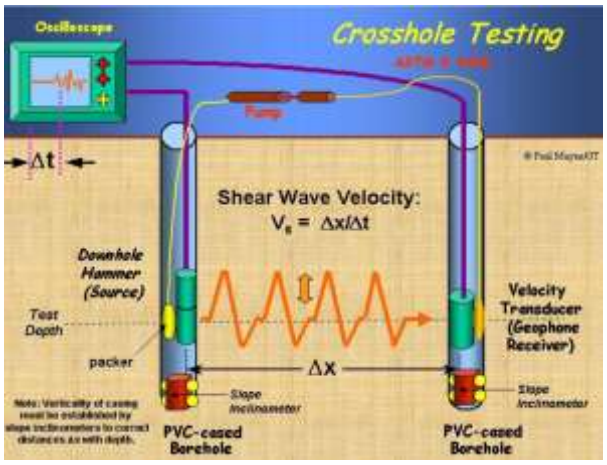
در صورت نداشتن دسترسی به مقدار میانگین سرعت موج برشی، در خاک‌های دانه‌ای (با اندازه کوچکتر از شن متوسط) می‌توان از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $\bar{N}_{۶۰}$ و در خاک‌های چسبنده اشباع از مقاومت برشی زهکشی نشده $\bar{C}_u$ استفاده نمود.

زمین ساختگاه از نظر مشخصات لایه‌های زمین به صورت جدول (۲-۱) زیر طبقه‌بندی می‌شود:

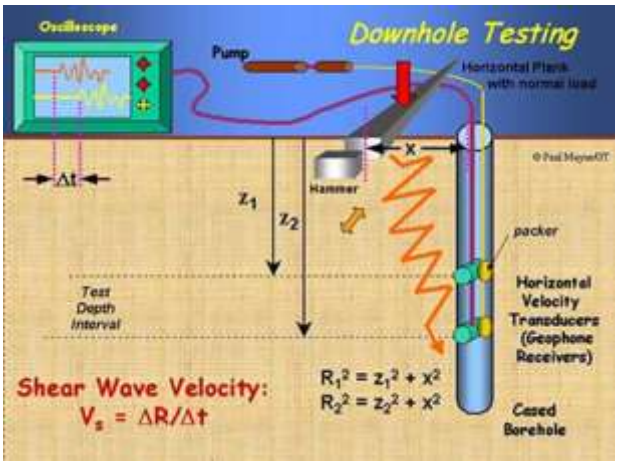
جدول (۲-۱) طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{v}_s(m/s)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{C}_u(kPa)$
I	**سنگ و شبه سنگ**، با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا تراز پایه	> ۷۵۰	-	-
II	**خاک خیلی متراکم یا سنگ سست**، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت	۳۷۵-۷۵۰	> ۵۰	> ۲۵۰
III	**خاک متراکم یا نسبتا متراکم**، شامل شن و ماسه متراکم تا نسبتا متراکم یا رس سخت	۱۷۵-۳۷۵	۱۵-۵۰	۷۰-۲۵۰
IV	**خاک متوسط تا نرم**، شامل خاک غیر چسبنده با تراکم متوسط تا سست، یا خاک چسبنده سفت تا نرم	*۱۰۰ – ۱۷۵	< ۱۵	۲۰ – ۷۰

- D = فاصله افقی بین دو گمانه (متر)
- Δt = زمان سیر موج برشی از چشمه به گیرنده، پس از تصحیح زمان مبدأ (ثانیه)



آزمایش بین گمانه‌ای



آزمایش درون گمانه

مثال ۱ - آبان ۱۳۹۳

سرعت موج برشی متوسط در سه لایه متوالی خاک (از سطح زمین) با ضخامت در لایه برابر ده متر به ترتیب برابر ۲۰۰، ۴۰۰ و ۵۰۰ متر بر ثانیه اندازه‌گیری شده است. برای تعیین نوع زمین، سرعت موج برشی متوسط در فاصله سی متری در عمق زمین بر حسب متر بر ثانیه حدودا چقدر در نظرگرفته شود؟ (از رابطه پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شود.)

۱) ۲۷۵ ۲) ۴۰۰ ۳) ۳۷۰ ۴) ۳۲۰

حل:

$$v_s = \frac{۱۰ + ۱۰ + ۱۰}{\frac{۱۰}{۲۰۰} + \frac{۱۰}{۴۰۰} + \frac{۱۰}{۵۰۰}} = ۳۱۵/۷۹\ m/s$$

گزینه ۴ صحیح است.

مثال ۲ - بهمن ۱۳۹۴

در مطالعات مکانیک خاک یک پروژه ساختمانی، سرعت موج برشی برای ضخامت لایه های مختلف به شرح زیر گزارش شده است:

-لایه اول به ضخامت ۱۵ متر از تراز پایه با سرعت موج برشی ۳۴۰ متر بر قانیه

-لایه دوم به ضخامت ۳۰ متر از زیر لایه اول با سرعت موج برشی ۴۰۰ متر برثانیه

در طراحی این ساختمان دربرابر زلزله، نوع زمین ساختگاه به کدامیک از انواع زیر نزدیک‌تر است؟

۱) نوع I ۲) نوع II ۳) نوع III ۴) نوع IV

حل:

متعارف هستند. در این موارد، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید با استفاده از تحلیل مدل سازه و با منظور نمودن ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- در مواردی که میان‌قاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد ننمایند:

$$T = T_D \qquad (۱۰-۲)$$

ب- در مواردی که میان‌قاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمایند:

$$T = ۰/۸T_D \qquad (۱۱-۲)$$

در روابط فوق T_D زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، حاصل از تحلیل مدل سازه است.

۲-۳-۳- زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه

در هر امتداد، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید بر مبنای مشخصات و ویژگی‌های ارتعاشی سازه و با استفاده از تحلیل مدل سازه تعیین شود، لیکن مقدار آن نباید از ۱/۴ برابر مقدار محاسبه‌شده برای آن امتداد بر مبنای روابط تجربی بیشتر در نظر گرفته شود یعنی:

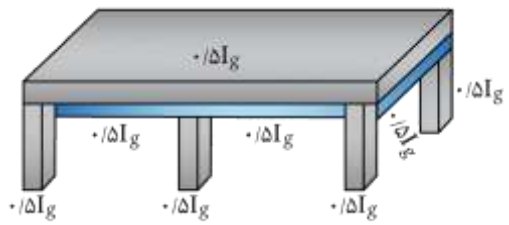
$$T_{\text{اصلی}} = T_{\text{تحلیلی}} \leq ۱/۴T_{\text{تجربی}} \qquad (۱۲-۲)$$

به جای استفاده از روش تحلیلی، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در هر امتداد را می‌توان بر مبنای روابط تجربی تعیین نمود به شرطی که این مقدار از زمان تناوب تحلیلی بیشتر نباشد.

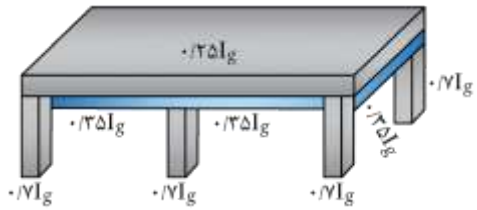
$$T_{\text{اصلی}} = T_{\text{تجربی}} \leq T_{\text{تحلیلی}} \qquad (۱۳-۲)$$

تبصره: در محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، ضرایب اصلاح سختی اعضای بتن‌آرمه باید همان مقادیری در نظر گرفته شود که هنگام طراحی آن‌ها تحت نیروها و تلاش‌های ایجاد شده در نظر گرفته شده است. یعنی:

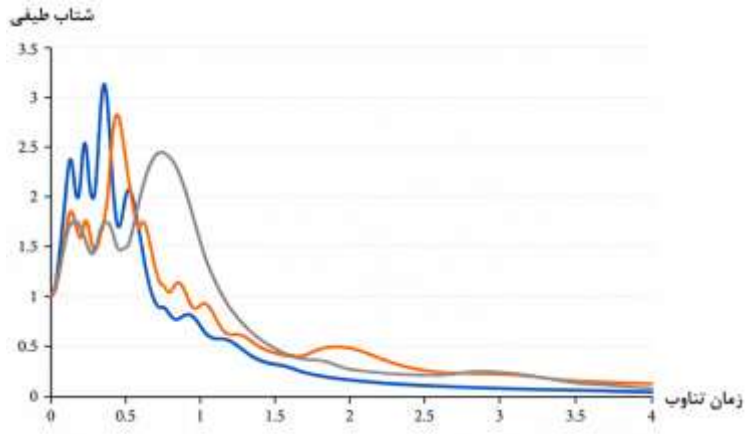
روش ۱: ممان اینرسی کلیه اعضا را برابر $۰/۵I_g$ می‌توان در نظر گرفت.



روش ۲: ممان اینرسی اعضاء طبق جدول زیر در نظر گرفته شود.



این کار را برای این سیستم یک درجه آزادی با زلزله‌های مختلف انجام می‌دهند و به چندین نمودار مانند نمودار شکل زیر می‌رسند که محور طولی آن زمان تناوب و محور قائم آن پاسخ ها خواهند بود. این طیف‌ها با میرایی ۵ درصد به دست می‌آیند ولی این طیف‌ها نه هموار هستند و نه اینکه زیاد نزدیک به هم هستند. این طیف‌ها را از معدل‌گیری مجموعه طیف‌های پاسخ حاصل از نگاشت‌های زمین لرزه‌هایی که دارای ویژگی مشابه هستند (مانند نوع خاک و محل ساختگاه) هموار می‌کنند و طیف مورد نظر را برای هر نوع خاک مورد نظر ترسیم می‌کنند که به آن طیف طرح استاندارد گفته می‌شود.



حال برای اینکه شتاب طیفی (S_a) استاندارد ۲۸۰۰ را برای منطقه و خاک محل ساختگاه مورد نظر به دست آوریم باید مراحل زیر را انجام دهیم:

۱) مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر را (زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله) برای زمان تناوب کوتاه (S_s) و ۱ ثانیه (S_1)را بر روی سنگ بستر با میرایی ۵ درصد از روی نقشه‌های شتاب طیفی تعیین می‌کنیم. این مقادیر در نقشه‌های ارائه شده در پیوست ۱ استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است.

۲) در گام بعدی مقدار این شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر را در سطح زمین برای زمان تناوب کوتاه (S_{MS}) و زمان تناوب ۱ ثانیه (S_{M1}) متناسب با نوع خاک با استفاده از ضرایب F_s و F_1 به دست می‌آوریم:

$$S_{MS} = F_s S_s \qquad (۳-۳)$$

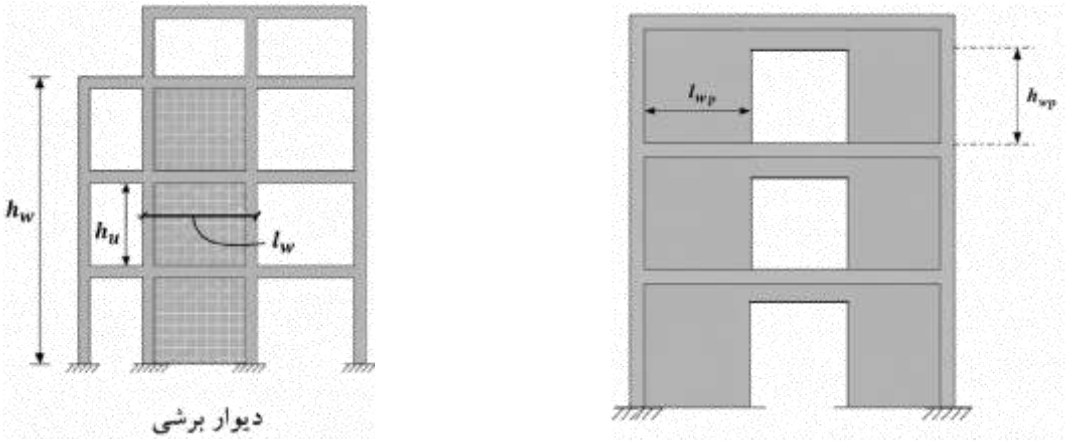
$$S_{M1} = F_1 S_1 \qquad (۴-۳)$$

در رابطه فوق:

F_s= ضریب تاثیر نوع زمین ساختگاه در بازه شتاب ثابت یا بازه زمان تناوب کوتاه طیف

F_1= ضریب تاثیر نوع زمین ساختگاه در بازه سرعت ثابت

۴	دیوار برشی یا دیوارپایه (شامل دیوار برشی بتن‌آرمه، دیوار برشی فولادی، دیوار برشی مختلط، دیوار برشی بنایی مسلح و دیوار بتن پاششی سه‌بعدی)	حذف یک دیوار برشی یا یک دیوارپایه، با نسبت ارتفاع به طول بیشتر از ۱ یا حذف اتصالات جمع‌کننده آن‌ها
۵	ستون کنسولی	حذف مقاومت خمشی یک ستون در اتصال پایه آن



شکل (۳-۲) نسبت ارتفاع به طول دیوار برشی و دیوار پایه

موارد زیر مشمول اعمال ضریب نامعینی نبوده و در آن‌ها ضریب ρ می‌تواند برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود:

الف- محاسبه تغییر مکان‌های جانبی ساختمان

ب- محاسبه آثار مرتبه دوم $(P-\Delta$ و $P-\delta)$

پ- تعیین نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم، F_{pux}

ت- طراحی جمع‌کننده‌ها، وصله‌ها و اتصالات آن‌ها هنگامی که نیروی زلزله آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) تشدید می‌شود.

ث- طراحی اعضا و اتصالات، زمانی‌که نیروی زلزله آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) تشدید می‌شود.

ج- طراحی دیوارهای سازه‌ای تحت نیروی عمود بر صفحه و نیز اجزای مهار کننده آن‌ها

چ- نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۱-۵- محدودیت‌های استفاده از روش استاتیکی معادل

استفاده از روش استاتیکی معادل صرفا در ساختمان‌های زیر مجاز است:

الف- ساختمان‌های حداکثر تا ۳ طبقه و ۱۰/۵ متر از روی تراز پایه که دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع " سختی جانبی با طبقه خیلی نرم " نیستند.

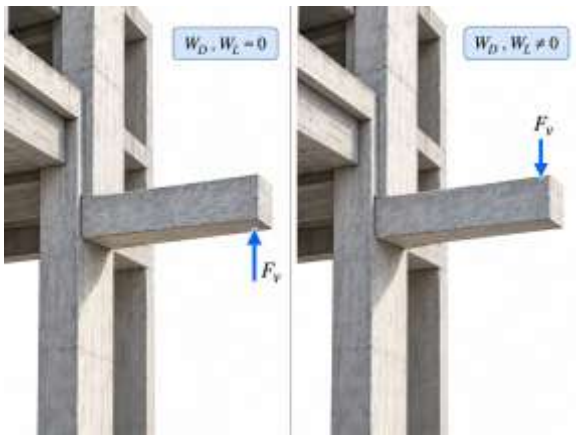
ث- اعضایی که جزئی از سیستم مقاوم جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم کف‌ها با سیستم مقاوم لرزه‌ای مرتبط هستند.

$$F_{vut} = ۰/۶۵S_{DS}.W_D \qquad (۳-۱۷)$$

تبصره: عکس‌العمل حاصل از ترکیب بار مشروح در قسمت بالا باید در طراحی اجزائی که بار اعضای فوق‌الذکر را تحمل می‌کنند نیز در نظر گرفته شود.

نکته ۴: در طراحی عناصر مذکور نیروی قائم زلزله محاسبه شده صرفا با بارهای ثقلی ترکیب شده و نیازی به ترکیب این نیرو با اثر نیروهای جانبی نیست یعنی:

$$۱/۲D + L + E_v \quad , \quad E_v = ۰/۶۵S_{DS}.W_D$$



کلیه تیرهای طره‌ای (حتی با طول کمتر از ۲ متر) باید یک‌بار هم به طور جداگانه برای نیروی زلزله قائم رو به بالا برابر با $۰/۲W_D$ بدون حضور بارهای مرده، زنده و برف طراحی شوند.

مثال ۱۱ - تالیفی

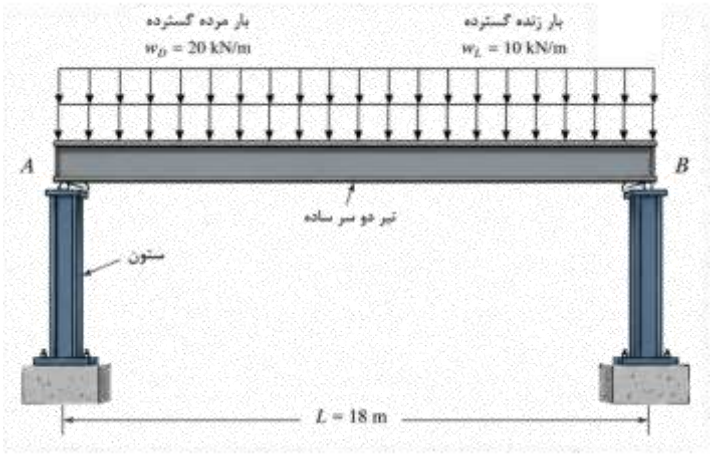
در سازه نشان داده شده در شکل مقابل ستون‌ها برای چه مقدار بار محوری باید طراحی شوند؟ فرض کنید سازه در شهر تبریز و بر روی خاک نوع I هست.

۱) ۳۹۰ kN

۲) ۴۴۰ kN

۳) ۴۱۵ kN

۴) ۳۸۵ kN



حل:

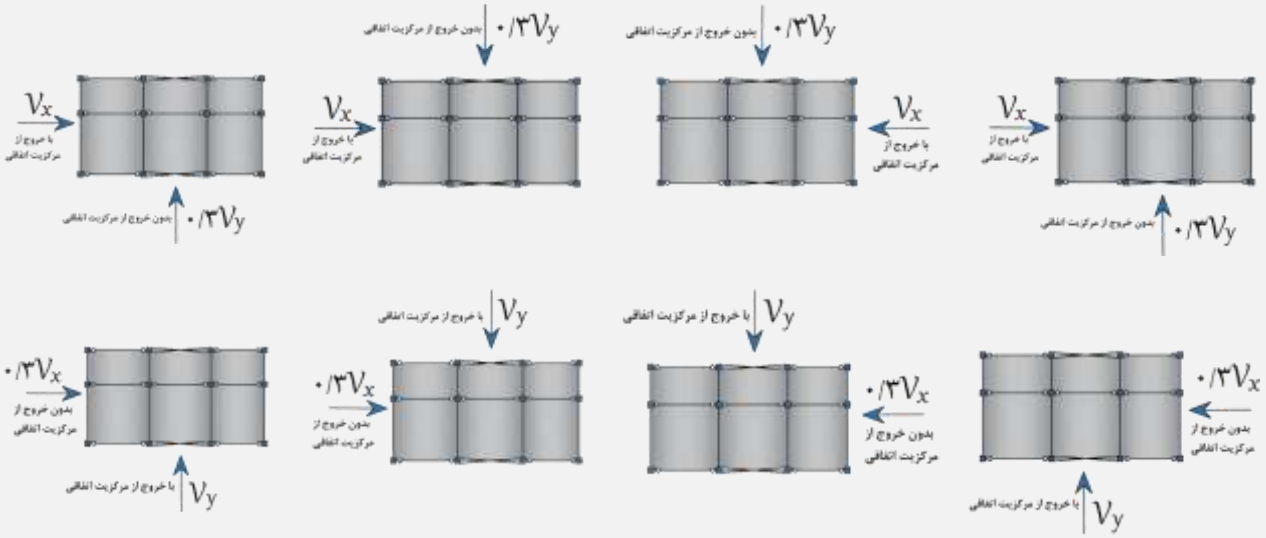
$$S_{MS} = ۱/۰ \times ۱/۴ = ۱/۴ \quad , \quad S_{DS} = \frac{۲}{۳} \times ۱/۴ = ۰/۹۳۳$$

$$F_{vut} = ۰/۶۵S_{DS}.W = ۰/۶۵ \times ۰/۹۳۳ \times (۱۰ + ۲۰) = ۱۲/۱ \ kN/m$$

براساس ترکیب بار ثقلی:

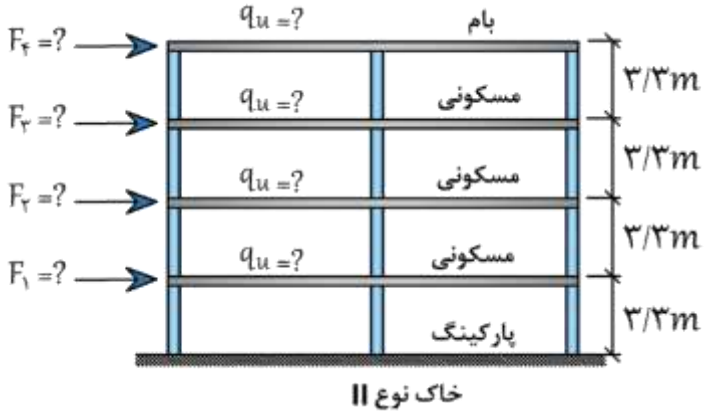
$$۱/۲ \times ۲۰ + ۱/۶ \times ۱۰ = ۴۰ \ kN/m$$

نکته ۵: در هر یک از امتدادهای متعامد ساختمان، نیروی افقی زلزله باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود. یعنی ۸ حالت زیر:



*مثال ۲۱ تالیفی

در سازه نشان داده شده که سیستم سازه‌ای آن قاب خمشی فولادی متوسط است بار مرده طبقات (شامل کل دیوارهای پیرامونی، دیوارهای داخلی، ستون‌ها و وزن سقف) یکسان و برابر ۱۰۰ $ton.f$ بوده و بار زنده کاهش نیافته برای بام و طبقات مسکونی برابر ۲۰ $ton.f$ می‌باشد. با فرض اینکه ترکیب بار $1/2D + L + E + 0/2S$ حاکم بر طراحی سازه باشد مقدار نیروی جانبی و بار ثقلی در طبقات برای طراحی سازه چقدر خواهد بود؟ ارتفاع طبقات برابر ۳/۳ متر بوده و سازه در شهر تبریز و بر روی خاک نوع ۲ واقع شده است. زمان تناوب اصلی سازه برابر ۰/۵ ثانیه می‌باشد. از بار برف صرف نظر شود.



محاسبه ضریب زلزله:

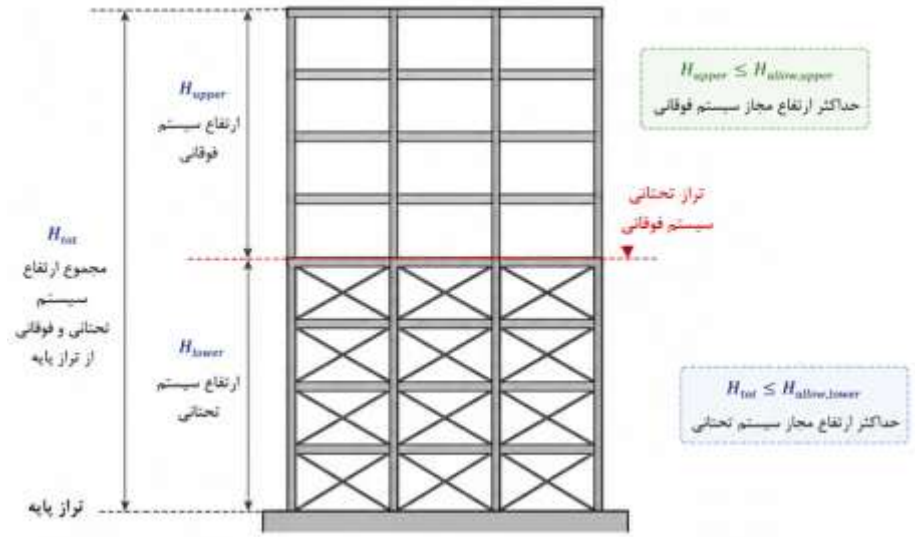
$$S_{MS} = ۱/۰ \times ۱/۴ = ۱/۴ \ , \quad S_{DS} = \frac{۲}{۳} \times ۱/۴ = ۰/۹۳۳$$

$$F_S = ۱/۰ \quad و \quad F_۱ = ۱/۳$$

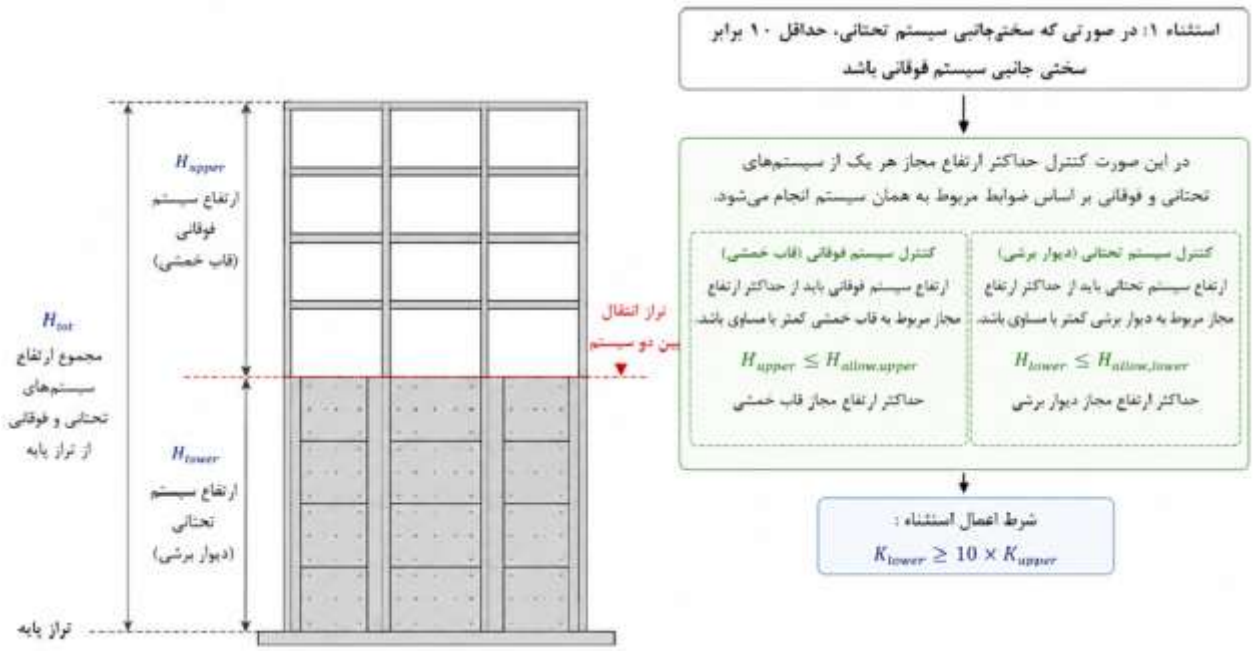
۴-۳- ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع از روی تراز پایه

در ساختمان‌هایی که در یک امتداد، در ارتفاع از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، نیروی جانبی زلزله در امتداد موردنظر در حالت کلی می‌تواند مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۱ و در حالت خاص مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۲ تعیین شود. در ادامه انواع حالت‌های ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع توضیح داده شده است.

ارتفاع سیستم فوقانی روی تراز تحتانی این سیستم نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به این سیستم بیشتر باشد. همچنین مجموع ارتفاع سیستم‌های فوقانی و تحتانی از روی تراز پایه نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به سیستم تحتانی بیشتر باشد.



استثناء۱: در صورتی که سختی جانبی سیستم تحتانی، حداقل ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی باشد، کنترل حداکثر ارتفاع مجاز هر یک از سیستم‌های تحتانی و فوقانی بر اساس ضوابط مربوط به همان سیستم انجام می‌شود. نحوه تعیین سختی سازه فوقانی و تحتانی در بخش بعدی همین فصل ارائه شده است.



استاتیکی معادل صورت گیرد. سختی سازه تحتانی بعد از محاسبه برش پایه ساختمان و تغییر مکان جانبی کلی بالاترین تراز به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{Bot} = \frac{V_{u-Bot}}{\Delta_{M-Top\ story_{Bot}}} \quad (۲-۴)$$

در روابط فوق:

V_{u-Top}: برش پایه سازه فوقانی که به طور مستقل تحلیل شده است.

$\Delta_{M-Top\ story_{Top}}$: تغییرمکان غیرخطی بالاترین تراز سازه فوقانی که به طور مستقل تحلیل شده است.

V_{u-Bot}: برش پایه سازه تحتانی که در طبقه فوقانی آن برش پایه سازه تحتانی با اصلاح مقادیر نسبت R_u/ρ اضافه شده است.

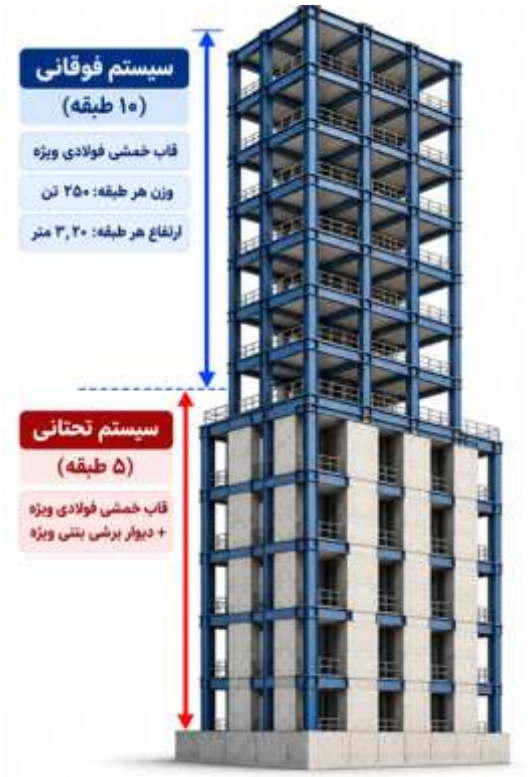
$\Delta_{M-Top\ story_{Bot}}$: تغییرمکان غیرخطی بالاترین تراز سازه تحتانی.

تبصره: در مرحله دوم، در صورتی که در تحلیل و طراحی سیستم فوقانی مقدار برش پایه حداقل تعیین کننده مقدار نیروی زلزله این سیستم باشد برای در نظر گرفتن آثار نیروی زلزله جانبی سیستم فوقانی بر روی سیستم تحتانی مقدار نیروی زلزله سیستم فوقانی باید برابر بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته شود:

۱) نیروی زلزله افزایش یافته با نسبت R_u/ρ سیستم فوقانی به R_u/ρ سیستم تحتانی که نباید کوچکتر از ۱ لحاظ شود.

۲) برش پایه حداقل

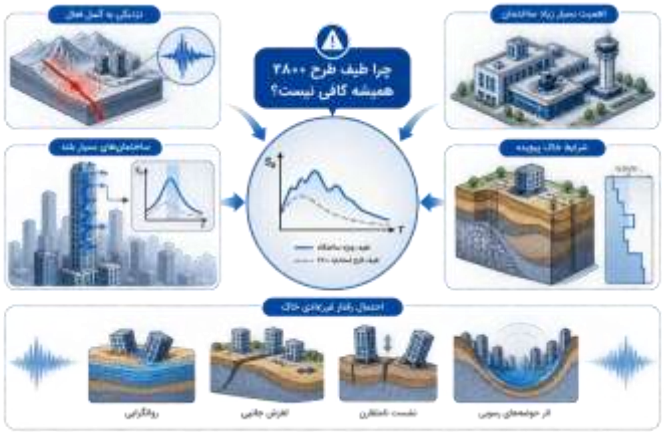
مثال ۴ - تالیفی



در سازه مسکونی نشان داده شده در شکل سیستم سازه‌ای ۵ طبقه اول سازه از نوع قاب خمشی فولادی ویژه با دیوار برشی بتنی ویژه با ارتفاع طبقات ۳/۳ متر می‌باشد. وزن موثر لرزه‌ای هر طبقه برابر ۱۵۰۰ تن بوده و سازه بر روی خاک نوع II واقع در شهر تبریز است. بر روی این سازه یک سازه ۱۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر از نوع قاب خمشی فولادی ویژه با وزن موثر لرزه‌ای هر طبقه برابر ۲۵۰ تن احداث شده می‌شود. اگر تغییرمکان غیرخطی کل در تراز بالاترین طبقات تحت اثر زلزله طرح برای سازه تحتانی ۵ cm و برای سازه فوقانی که به طور مجزا تحلیل می‌شود برابر ۲۱ cm سانتی‌متر باشد، سختی سازه تحتانی و فوقانی و همچنین نیروی وارد به طبقه آخر سیستم تحتانی چقدر خواهد بود؟ از زمان تناوب تجربی برای محاسبه نیروی زلزله در سازه فوقانی استفاده شود و همچنین زمان تناوب تحلیلی کل سازه برابر ۱/۰۸ برابر زمان تناوب تحلیلی سازه فوقانی است. برای هر دو قسمت سازه ضریب نامعینی برابر ۱ می‌باشد.

چرا طیف استاندارد همیشه کافی نیست؟

در بیشتر ساختمان‌ها، استفاده از طیف طرح استاندارد برای طراحی لرزه‌ای کافی است. با این حال، در برخی پروژه‌ها شرایط ساختگاه یا ویژگی‌های ساختمان می‌تواند باعث شود این طیف نتواند تقاضای لرزه‌ای محل را با دقت کافی نشان دهد. برای مثال:



- ساختگاه بسیار نزدیک به گسل فعال باشد.
- ساختمان اهمیت بسیار زیادی داشته باشد.
- ساختمان بسیار بلند باشد و به محدوده خاصی از طیف حساس شود.
- شرایط خاک محل پیچیده باشد.
- احتمال رفتار غیرعادی خاک در هنگام زلزله وجود داشته باشد.

در چنین شرایطی، لازم است به جای استفاده مستقیم از طیف عمومی، اثرات واقعی محل بررسی شده و طیف ویژه ساختگاه تهیه شود.

مثال ۳ - تالیفی

چه زمانی استفاده از طیف عمومی و طرح استاندارد ۲۸۰۰ پاسخ واقعی سازه را با دقت کافی نشان ندهد؟

۱) سازه اهمیت بسیار زیادی داشته باشد یا بسیار بلند باشد

۲) ساختمان بسیار نزدیک به گسل فعال باشد

۳) شرایط خاک محل پیچیده باشد

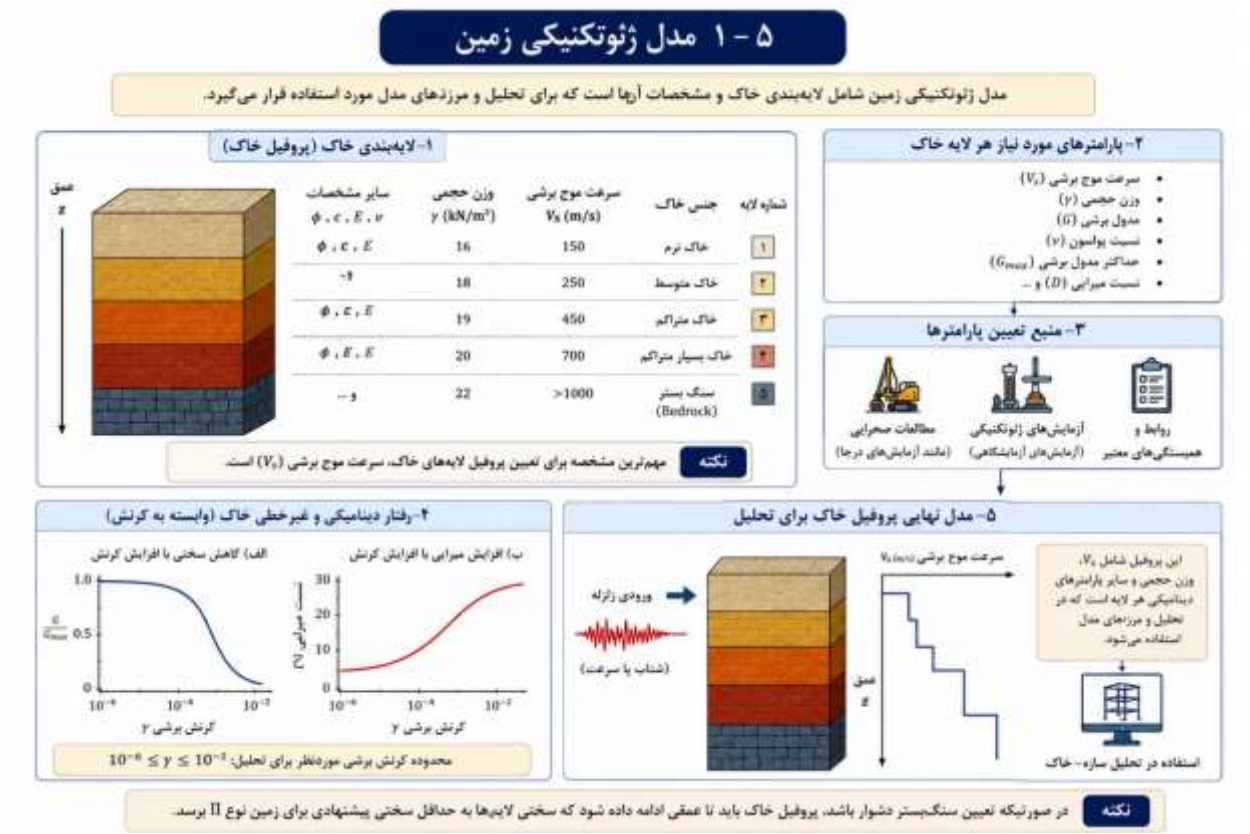
۴) تمامی موارد

با توجه به توضیحات درسنامه گزینه (۴) صحیح است.

۵-۱-۱- طیف ویژه ساختگاه

طیف ویژه ساختگاه، طیفی است که برای یک محل مشخص و با در نظر گرفتن ویژگی‌های واقعی همان محل تهیه می‌شود. در تهیه این طیف، علاوه بر اطلاعات عمومی خطر لرزه‌ای، عوامل دیگری که در زیر به آن اشاره شده است باید در نظر گرفته شود.

همبستگی‌های معتبر به دست آورد. بنابراین، مدل ژئوتکنیکی تنها شامل هندسه و لایه‌بندی خاک نیست؛ بلکه باید ویژگی‌هایی را نیز در بر گیرد که رفتار دینامیکی هر لایه را در برابر عبور امواج لرزه‌ای مشخص می‌کنند.



۵-۲-۲ رفتار دینامیکی و غیرخطی خاک

در تحلیل پاسخ ساختگاه، خاک برخلاف سازه‌های معمول، رفتاری وابسته به میزان تغییر شکل دارد. با افزایش شدت بار لرزه‌ای و افزایش کرنش برشی، سختی خاک کاهش یافته و میزان اتلاف انرژی آن افزایش می‌یابد. به همین دلیل، برای نمایش رفتار واقعی خاک باید پارامترهای دینامیکی آن متناسب با سطح کرنش ایجادشده در تحلیل در نظر گرفته شوند. اگر تحلیل پاسخ ساختگاه با مدل‌های غیرخطی انجام شود، مشخصات رفتاری خاک باید به‌صورت مناسب در مدل وارد شود. برای ساختمان‌های با اهمیت زیاد، این پارامترها اهمیت ویژه‌ای دارند و بهتر است به‌صورت منحنی‌های وابسته به کرنش برشی تعیین شوند.

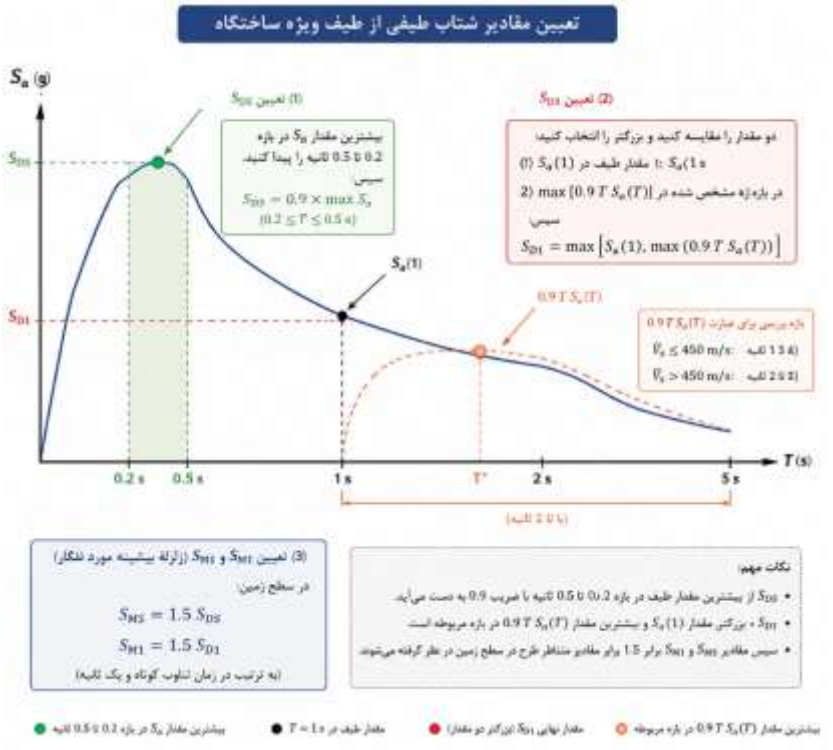
در این حالت، رفتار خاک در محدوده کرنش برشی حدود $10^{-6} \le \gamma \le 10^{-2}$ بررسی می‌شود و پارامترهایی مانند G/G_{max} و نسبت میرایی در این محدوده مورد توجه قرار می‌گیرند.

G : مدول برشی خاک در کرنش موردنظر

G_{max} :حداکثر مدول برشی خاک در کرنش‌های بسیار کوچک

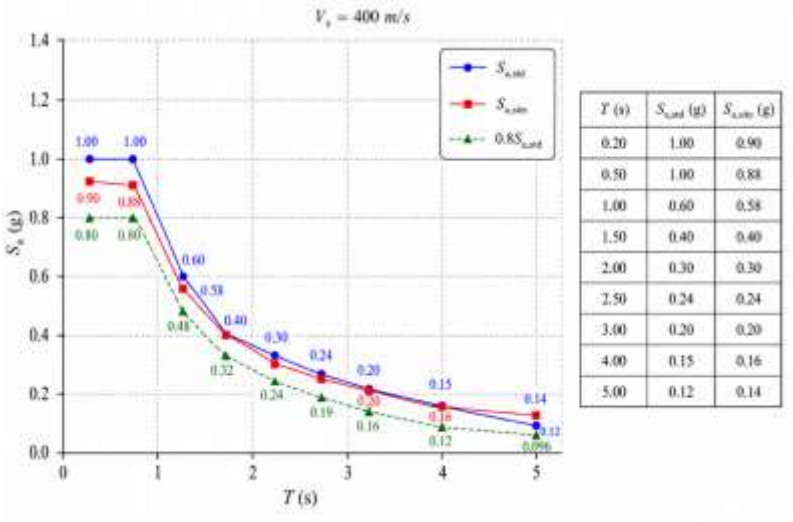
گزینه ۱ صحیح است.

* لزومی ندارد که مقادیر مربوط به زلزله بیشینه مورد نظر از مقادیر طیف تعیینی بیشتر در نظر گرفته شود. در ادامه فصل به نحوه محاسبه طیف تعیینی پرداخته خواهد شد.



مثال ۱۴ - تالیفی

در شکل زیر، طیف طرح استاندارد و طیف ویژه ساختگاه یک پروژه در چند زمان تناوب مشخص نشان داده شده است. سرعت متوسط موج برشی ساختگاه برابر $(V_s = ۴۰۰ m/s)$ است. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش پنجم)، کدام گزینه مقادیر حد پایین طیف ویژه ساختگاه، S_{DS}، $S_{D۱}$، S_{MS} و $S_{M۱}$ را به‌درستی بیان می‌کند؟



T (s)	$S_{a,std}$ (g)	$S_{a,site}$ (g)
0.20	1.00	0.90
0.50	1.00	0.88
1.00	0.60	0.58
1.50	0.40	0.40
2.00	0.30	0.30
2.50	0.24	0.24
3.00	0.20	0.20
4.00	0.15	0.16
5.00	0.12	0.14

۵-۶-۱- روش‌های تحلیل خطی

در تحلیل خطی فرض می‌شود رابطه بین نیرو و تغییرشکل سازه در محدوده مورد تحلیل به‌صورت خطی باقی می‌ماند و سختی سازه متناسب با مشخصات مدل خطی آن در نظر گرفته می‌شود.



روش‌های تحلیل خطی مورد استفاده در استاندارد ۲۸۰۰ عبارت‌اند از:

۱- تحلیل استاتیکی معادل

۲- تحلیل دینامیکی طیفی

۳- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی

این سه روش از نظر نحوه اعمال اثر زلزله با یکدیگر تفاوت دارند، اما هر سه بر مبنای مدل خطی سازه انجام می‌شوند.

در این کتاب، اصول و جزئیات تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی در فصل‌های قبل به‌طور کامل بررسی شده‌اند. بنابراین در اینجا فقط ساختار کلی، محدودیت‌های کاربرد و نکات لازم برای ارتباط آن‌ها با سایر روش‌های تحلیل را مرور می‌کنیم و سپس وارد تحلیل تاریخچه زمانی می‌شویم.

۵-۶-۲- روش‌های تحلیل غیرخطی

در تحلیل غیرخطی، رفتار سازه می‌تواند وارد محدوده‌ای شود که رابطه نیرو و تغییرشکل دیگر خطی نباشد. در نتیجه، تغییر سختی، تشکیل مفاصل پلاستیک و سایر رفتارهای غیرخطی اعضا یا اجزای سازه در تحلیل لحاظ می‌شود.

استاندارد ۲۸۰۰ دو روش اصلی تحلیل غیرخطی را معرفی می‌کند:

تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

نکته مهم این است که استفاده از تحلیل غیرخطی، جایگزین کامل تحلیل خطی نیست. مطابق استاندارد، سازه‌هایی که با روش‌های تحلیل غیرخطی بررسی می‌شوند، باید علاوه بر تأمین الزامات تحلیل غیرخطی، با یکی از روش‌های تحلیل خطی مجاز نیز تحلیل و طراحی شوند.

در این کتاب، علاوه بر روش‌های صریحاً مطرح‌شده در استاندارد، برای تکمیل دید مهندسی خواننده با روش‌های متداول دیگری مانند تحلیل پوش‌آور ($Pushover$) و تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) نیز در جای مناسب آشنا خواهیم شد. این روش‌ها

در صورت وجود نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم رابط بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، دیافراگم باید تحت اثر همزمان نیروی جانبی زلزله طراحی دیافراگم طبقه مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳ و همچنین نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم که در ضریب نامعینی ρ نیز ضرب شده‌اند طراحی شود. در سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع جابجایی خارج از صفحه هستند، نیروهای انتقالی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای که در امتداد افقی جابجا شده‌اند باید ابتدا در ضریب Ω_0 ضرب و سپس به نیروی جانبی زلزله طراحی دیافراگم اضافه شوند. دلیل این کار این است که اگر دیافراگم برای این نیروی بزرگتر طراحی نشود، قبل از المان‌های قائم دچار شکست می‌شود و مسیر بار فرو می‌ریزد.

به منظور تعیین تلاش‌های داخل صفحه دیافراگم‌ها لازم است از مدل‌هایی استفاده شود که در آن سختی نیروهای وارد بر دیافراگم و موقعیت عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به طور مناسب منظور شده باشند. نکته مهمی که باید به آن توجه شود این است که برای طراحی سازه نباید در نرم افزار ایتبس سقف را از نوع صلب $(Rigid)$ در نظر بگیریم و باید از نوع نیمه صلب در نظر گرفته شود $(Semi\ Rigid)$ اما برای کنترل نامنظمی پیچشی در سازه باید دیافراگم را صلب بگیریم حتی اگر دیافراگم صلب نباشد.

مثال ۲- تالیفی



در سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه با دیواربرشی بتن‌آرمه ویژه نشان داده شده در شکل که مربوط به یک ساختمان مسکونی واقع در شهر تبریز است، نامنظمی خارج از صفحه در سیستم در جهت y وجود دارد، به طوریکه دیوار برشی در طبقات سوم و چهارم به آکس دیگری منتقل شده است. اگر ارتفاع طبقات برابر ۳ متر و همچنین وزن موثر لرزه‌ای هر طبقه برابر ۲۰۰ تن باشد نیروی وارد به دیافراگم در طبقه دوم چقدر می‌باشد؟

برش پایه ۹۶۰ کیلونیوتن می‌باشد و خاک محل ساخت پروژه نوع II است. سیستم دارای یک دهانه دیوار برشی در هر سمت مرکز جرم بوده و سهم دیوار برشی از نیروی زلزله در یک سمت برابر ۳۶۰ کیلونیوتن و در سمت دیگر ۳۰۰ کیلونیوتن می‌باشد.

حل:

$$F_{pux} = \left(\frac{\sum_{i=x}^{n} F_{ui}}{\sum_{i=x}^{n} W_i}\right).W_{px}$$

$$C = \frac{V_u}{W} = \frac{۹۶۰}{۴ \times ۲۰۰۰} = ۰/۱۲$$

برای شهر تبریز:

$$S_S = ۱/۴ \ , \ S_۱ = ۰/۶$$

$$C = \frac{S_a I_e}{R_u} \Longrightarrow S_a = \frac{۰/۱۲ \times ۷}{۱/۰} = ۰/۸۴ \ \Longrightarrow T = ۰/۶۲ \ sec$$

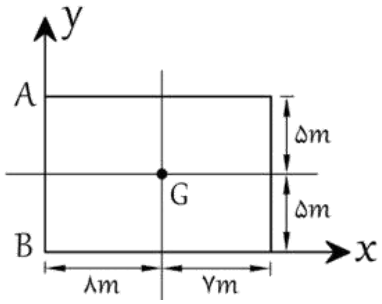
در محاسبه انواع تغییرمکان‌های جانبی سازه، مقدار برش پایه را می‌توان بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در امتداد مورد نظر، حاصل از تحلیل سازه و بدون منظور نمودن محدودیت ۱/۴ برابر زمان تناوب حاصل از روابط تجربی تعیین نمود.

$$T_{\text{اصلی}-Drift} = ۲\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \qquad (۷-۷)$$

تذکر: در محاسبه زمان تناوب تحلیلی سیستم برای سازه‌های بتن‌آرمه ضرایب ترک خوردگی باید عینا ضرایبی در نظر گرفته شوند که برای طراحی و کنترل سازه اعمال می‌شود.

مثال ۱- اردیبهشت ۱۳۹۷

پلان سقف یک ساختمان یک طبقه با اهمیت خیلی زیاد و موقعیت مرکزجرم آن در شکل نشان داده شده است. محاسبات نشان می‌دهد که بر اثر نیروی زلزله طرح (V_u) در راستای y، با احتساب اثرات پیچش و برون مرکزی و اثرات $P-\Delta$، گره A در راستای مثبت y برابر $۱۵\ mm$ و دراستای منفی x برابر $۵\ mm$ جابه‌جا می‌شود. اگر در این حالت، تغییرمکان گره B در راستای مثبت x برابر $۴mm$ باشد، تغییرمکان جانبی نسبی طبقه Δ_{eu}، برای کنترل محدودیت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (سقف را صلب فرض کنید).



۱) $۱۵\ mm$

۲) $۱۹\ mm$

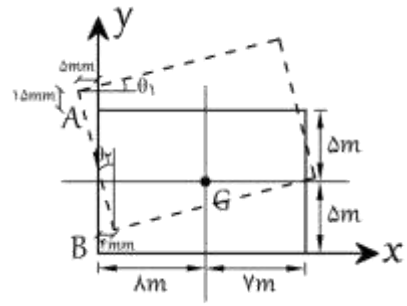
۳) $۲۳\ mm$

۴) $۲۹\ mm$

$$tan\,\theta_۱ = \frac{\text{مقابل}}{\text{مجاور}} = \frac{۵+۴}{۵۰۰۰+۵۰۰۰} = \frac{۹}{۱۰۰۰۰} \Longrightarrow \theta_۱ = ۰/۰۵۱۵۷^\circ$$

چون سقف صلب فرض شده است خواهیم داشت:

$$\theta_۱ = \theta_۲ = \theta$$



جابه جایی در گوشه سمت راست در راستای y برابر خواهد بود با:

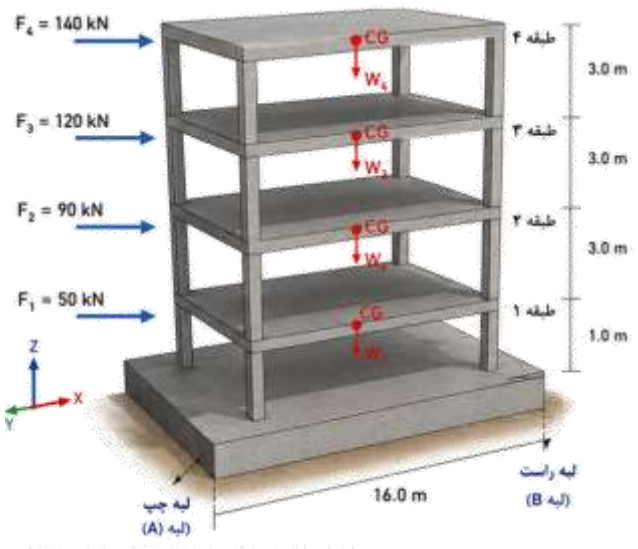
$$۱۵ + (۸۰۰۰ + ۷۰۰۰) \times tan(۰/۰۵۱۵۷^\circ) = ۱۵ + ۱۳/۵ = ۲۸/۵\ mm$$

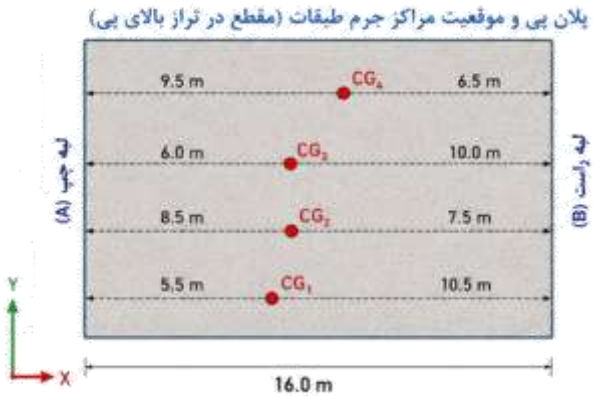
باید کنترل سازه از نظر پیچشی انجام شود:

$$\Delta_{ave} = \frac{۲۸/۵ + ۱۵}{۲} = ۲۱/۷۵\ mm$$

مثال ۴- تالیفی

در سازه نشان داده شده اگر وزن هر طبقه برابر ۱۰۰ تن باشد ضریب اطمینان سازه در برابر واژگونی در جهت x چقدر است؟ عمق فونداسیون برابر ۱ متر بوده و نیروی طبقات براساس روش استاتیکی معادل به دست آمده است. بعد ساختمان در جهت عمود بر زلزله برابر ۱۰ متر می‌باشد





محاسبه لنگر واژگونی:

$$M_o = \sum F_i h_i = (۵۰ \times ۴) + (۹۰ \times ۷) + (۱۲۰ \times ۱۰) + (۱۴۰ \times ۱۳) = ۳۸۵۰ \ kN.m$$

چون ساختمان با روش استاتیکی معادل تحلیل شده و از نوع پاندولی یا ستون کنسولی نیست:

$$M_{design} = ۰/۷۵ M_o = ۰/۷ \times ۳۸۵۰ = ۲۸۸۷/۵$$

محاسبه لنگر مقاوم نسبت به لبه A:

طبق مبحث ۶ وزن هر مترمکعب از بتن مسلح برابر $۲/۵ \ ton.f/m^۳$ می‌باشد که در محاسبات، لنگر مقاوم آن نیز در نظر گرفته می‌شود.

$$۱۰۰ \times (۹/۵ + ۶ + ۸/۵ + ۵/۵) + (۱۶ \times ۱۰ \times ۱ \times ۲/۵) \times \left(\frac{۱۶}{۲}\right) = ۶۱۵۰ \ t.m \approx ۶۱۵۰۰ \ kN.m$$

محاسبه لنگر مقاوم نسبت به لبه B:

$$۱۰۰۰ \times (۶/۵ + ۱۰ + ۷/۵ + ۱۰/۵) + (۱۶ \times ۱۰ \times ۱ \times ۲/۵) \times \left(\frac{۱۶}{۲}\right) = ۶۶۵۰ \ t.m \approx ۶۶۵۰۰ \ kN.m$$

$$M_R = min\{۶۶۵۰۰, ۶۱۵۰۰\} = ۶۱۵۰۰ \ kN.m$$

$$F.S = \frac{۶۱۵۰۰}{۲۸۸۷/۵} = ۲۱/۳$$