وبینار مبانی ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰

شورای مرکزی سازمان نظام مهندسی ساختمان

دیافراگم ها – اندرکنش سازه و خاک

فرهاد بهنام فر
دانشگاه صنعتی اصفهان
دوشنبه اول اردیبهشت 1404

فهرست عناوین:

الف- دیافراگم ها

ب- اندرکنش سازه و خاک:

1) مفاهیم اساسی

2) ضوابط جدید آیین نامه

3) مثال عددی

الف - دیافراگم ها

ضوابط ویرایش 5 استاندارد 2800 در مورد دیافراگم ها:

۳-۱۳ دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل‌کنندهٔ بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله، وظیفه انتقال نیروهای ایجادشده در کف‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای را بر عهده دارند. دیافراگم‌ها باید در برابر تغییر شکل‌های افقی که در آن‌ها ایجاد می‌شود، دارای مقاومت و سختی کافی باشند.

ضوابط مربوط به مدل‌سازی و طراحی دیافراگم‌ها در این بند و اطلاعات تکمیلی در این خصوص و نیز اثر بازشوها و پس‌رفتگی گوشه‌ها در تحلیل و طراحی آن‌ها، در پیوست ۴ این آیین‌نامه ارائه گردیده است.

پ۴-۱ تعریف و عملکرد

دیافراگم‌ها باید برای ترکیب اثرات درون صفحه و خارج از صفحهٔ ناشی از بارهای ضریب‌دار تصریح شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تحلیل، طراحی و جزئیات‌بندی شوند. وظایف عمومی دیافراگم‌ها به اختصار به قرار زیر است:

الف- عملکرد داخل صفحه

۱) انتقال نیروهای اینرسی ناشی از زلزله در طبقات به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای؛

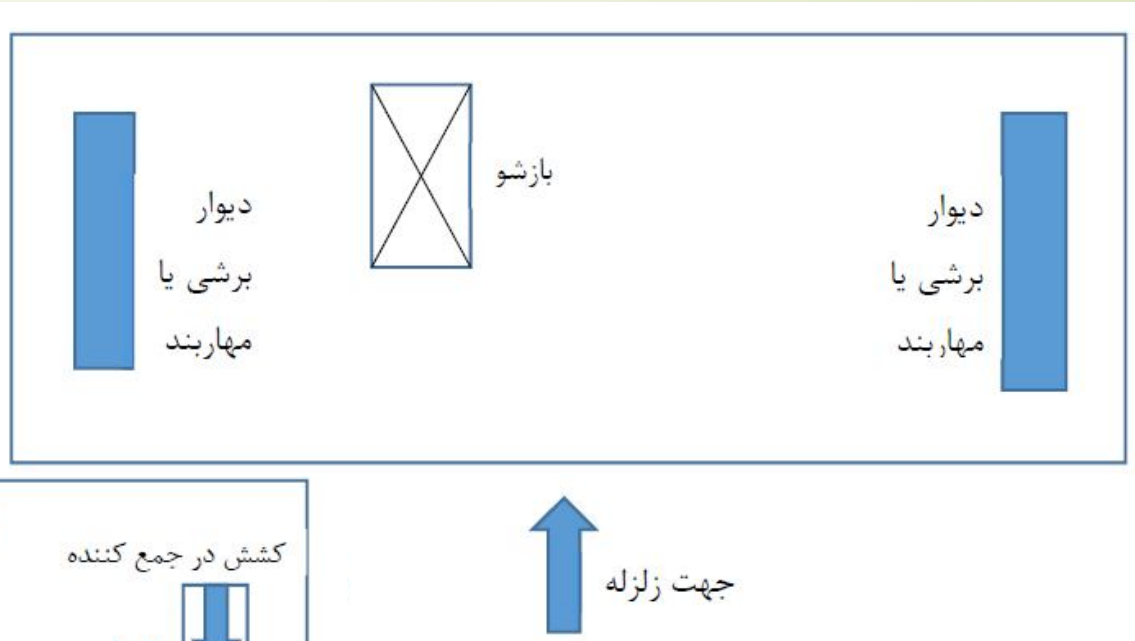
۲) انتقال نیروهای زلزلهٔ دریافتی از برخی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به سایر عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (به ویژه زمانی که مشخصات هندسی و موقعیت برخی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در ارتفاع تغییر می‌کند)؛

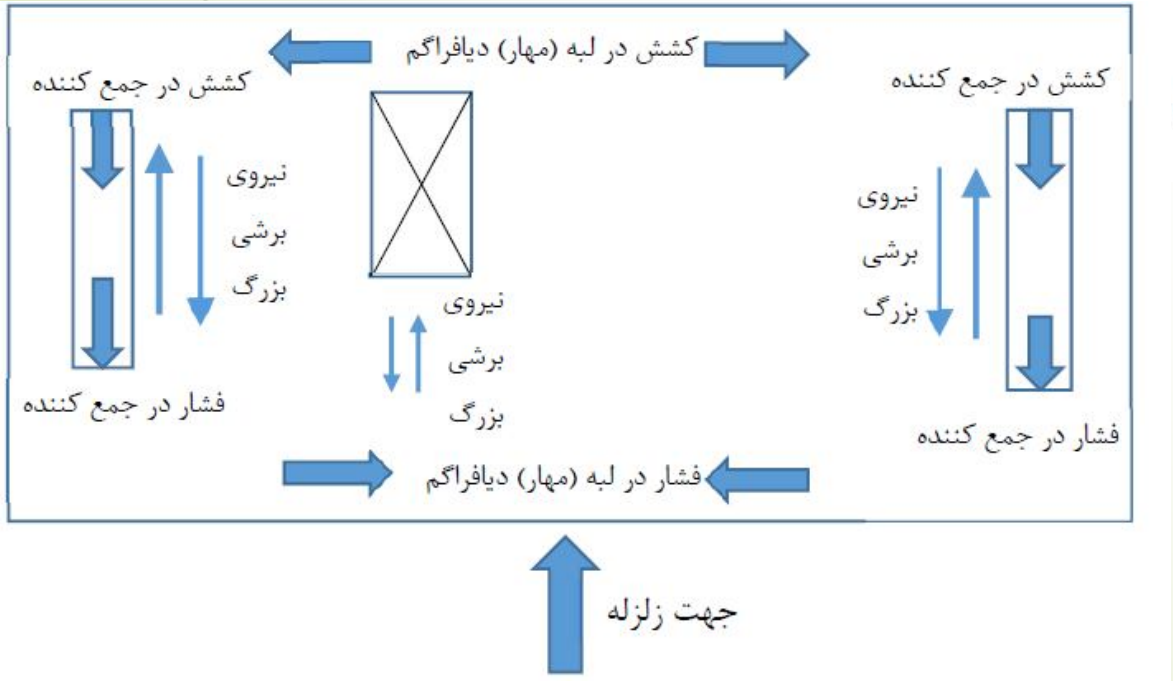
۳) انتقال نیروهای زلزله بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای مختلف (به‌عنوان مثال، قاب و دیوارهای برشی) برای تأمین سازگاری تغییرشکل‌ها؛

۴) انتقال نیروهای جانبی ناشی از زلزله از اجزای غیرسازه‌ای به اجزای سازه‌ای مقاوم لرزه‌ای؛

۵) تحمل نیروهای دریافتی از اعضای مایل یا قائم مهاری در سازه (ناشی از بارهای قائم و جانبی)؛

۶) تحمل نیروهای ناشی از بارهای جانبی (باد، زلزله، فشار خاک و حرارت).


دیوار
برشی یا
مهاربند
بازشو
دیوار
برشی یا
مهاربند
جهت زلزله


کشش در لبه (مهار) دیافراگم
کشش در جمع کننده
نیروی
برشی
بزرگ
کشش در جمع کننده
نیروی
برشی
بزرگ
نیروی
برشی
بزرگ
فشار در جمع کننده
فشار در جمع کننده
فشار در لبه (مهار) دیافراگم
جهت زلزله

ب- عملکرد خارج صفحه

۱) تحمل نیروهای وارد بر سطح دیافراگم، ناشی از بارهای قائم و زلزله؛

۲) مشارکت در عملکرد قابی (عموماً با تشکیل تیرهای T شکل و تحمل لنگرهای خمشی حول محورهای افقی و نیز نیروهای برشی قائم)

۳-۱۳-۱ در تحلیل سازهٔ ساختمان، باید اثر سختی دیافراگم و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، به‌طور مناسب در نظر گرفته شود. دیافراگم‌ها به سه دسته صلب، نیمه صلب و نرم تقسیم می‌شوند. دیافراگم‌های صلب و نرم، به ترتیب در بندهای ۳-۱۳-۱-۱ و ۳-۱۳-۱-۲ معرفی شده‌اند. چنانچه دیافراگم، در هیچ‌یک از دسته‌های صلب یا نرم قرار نگیرد، نیمه صلب محسوب می‌شود و باید سختی آن در تحلیل سازه، از طریق مدل کردن دیافراگم بر مبنای مشخصات واقعی آن، در نظر گرفته شود.

۳-۱۳-۱-۱ دیافراگم صلب

در دیافراگم‌های صلب، تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در مقایسه با تغییرمکان جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، کوچک و قابل صرف‌نظرکردن است. درصورتی‌که تحت اثر نیروهای جانبی زلزله، تغییرمکان کلیهٔ نقاط دیافراگم در مدل تحلیلی که در آن سختی واقعی داخل صفحهٔ دیافراگم لحاظ شده است، نسبت به مدل تحلیلی که در آن دیافراگم به‌صورت صلب مدل شده است، کمتر از ۱۰ درصد اختلاف داشته باشد، می‌توان دیافراگم را صلب در نظر گرفت.

دیافراگم‌های دال بتنی و عرشه فولادی پُرشده با بتن، با نسبت دهانه به عمق کمتر یا برابر با ۳، که فاقد نامنظمی در پلان باشند را نیز می‌توان صلب در نظر گرفت.

۳-۱۳-۱-۲ دیافراگم نرم

در دیافراگم‌های نرم، تغییر شکل داخل صفحهٔ دیافراگم در مقایسه با تغییرمکان جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، قابل‌ملاحظه است.

درصورتی‌که دیافراگم، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۱-۱، صلب محسوب نشود و نیز رابطهٔ ۳-۲۱ برقرار باشد، دیافراگم، نرم محسوب می‌شود (شکل ۳-۴).

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \qquad (۳-۲۱)$$

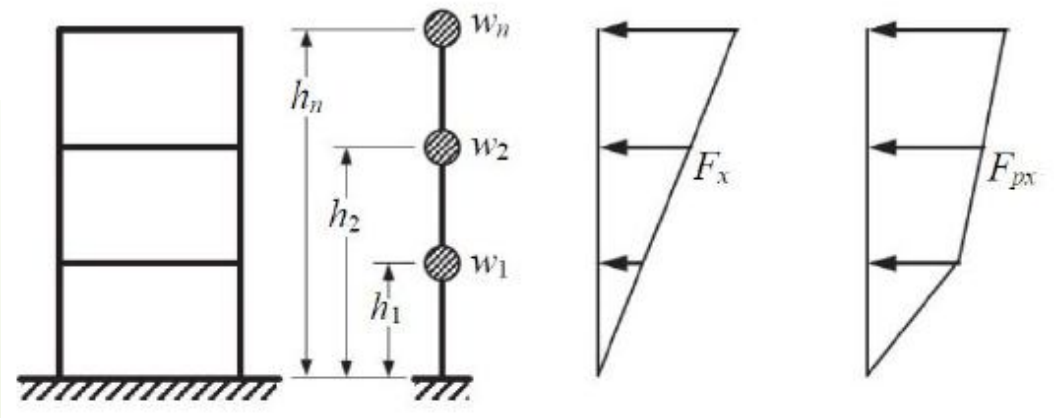
δ_{MDD}: حداکثر تغییر شکل داخل صفحهٔ دیافراگم در دهانهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله که مطابق بند ۳-۹ محاسبه شده است؛

Δ_{ADVE}: متوسط تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای طرفین دهانهٔ موردنظر دیافراگم در طبقهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹.

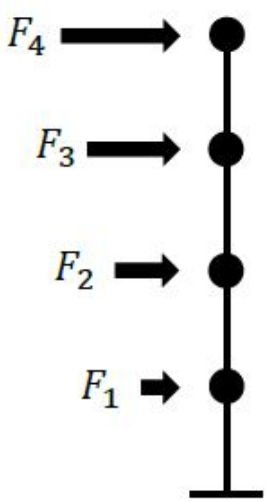
همچنین دیافراگم‌های ساخته‌شده از عرشه فولادی بدون بتن رویه یا ساخته‌شده از پنل‌های با مصالح سازه‌ای چوبی در ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آنها متشکل از قاب مهاربندی‌شدهٔ فولادی یا دیوار برشی بتنی، فولادی یا بنایی باشد را می‌توان نرم در نظر گرفت.

۳-۱۳-۳ دیافراگم‌ها باید برای تلاش‌های داخل صفحهٔ ناشی از نیروی جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹ یا ۳-۱۰ و با لحاظ نمودن ضابطه بند ۳-۱۳-۴، طراحی شوند؛ لیکن این نیروی جانبی نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه ۳-۲۲ در نظر گرفته شود.

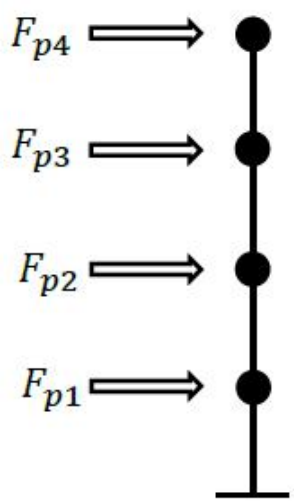
$$F_{pux} = \left(\frac{\sum_{i=x}^{n} F_{ui}}{\sum_{i=x}^{n} W_i} \right) . W_{px} \qquad (۲۲-۳)$$



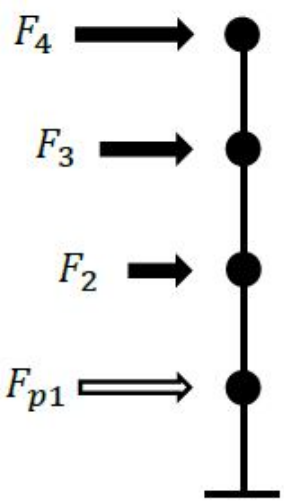
۳-۱۳-۴ در صورت وجود نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم رابط بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، دیافراگم باید تحت اثر هم‌زمان نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم آن طبقه مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳ و همچنین، نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم که در ضریب نامعینی ρ نیز ضرب شده‌اند، طراحی شود. در سازه‌هایی که دارای نامنظمی 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_o ضرب و سپس به نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم، اضافه شوند.



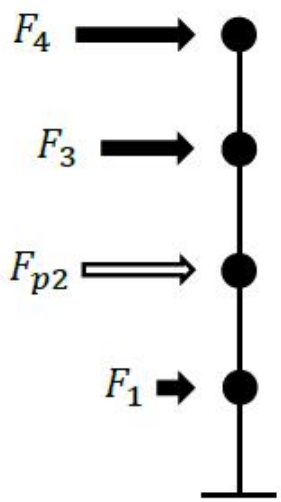
نیروهای طراحی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، موضوع بند پ۴-۴-الف



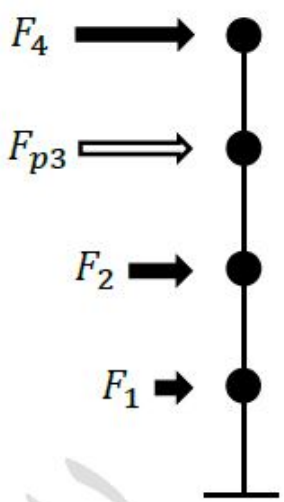
نیروی طراحی دیافراگم‌ها، موضوع بند پ۴-۴-ب



الگوی بارهای جانبی در مدل تحلیلی مربوط به طراحی دیافراگم طبقهٔ اول



الگوی بارهای جانبی در مدل تحلیلی مربوط به طراحی دیافراگم طبقهٔ دوم



الگوی بارهای جانبی در مدل تحلیلی مربوط به طراحی دیافراگم طبقهٔ سوم

۳-۱۳-۵ در مواردی که وجود عضو جمع‌کننده برای انتقال نیروی جانبی زلزله ضروری باشد، طراحی این اعضا و اتصالات آن‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید برای بیشترین مقدار حاصل از موارد زیر، هم‌زمان با اثرات نیروهای انتقالی ذکرشده در بند ۳-۱۳-۴ انجام شود:

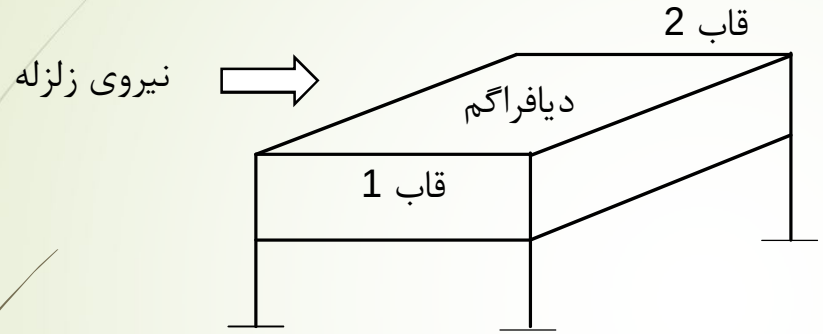
الف- نیروی اینرسی وارد بر طبقه بر اساس ضوابط بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰ با در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o؛

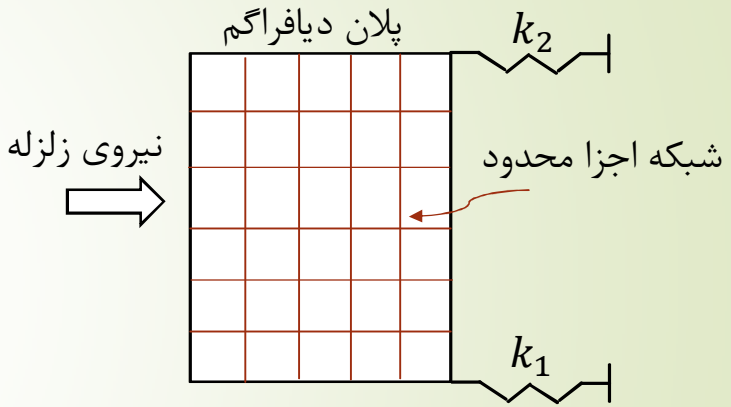
ب- نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم بر اساس رابطهٔ ۳-۲۲ با در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o؛

پ- نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم بر اساس رابطهٔ ۳-۲۳ و بدون در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o.

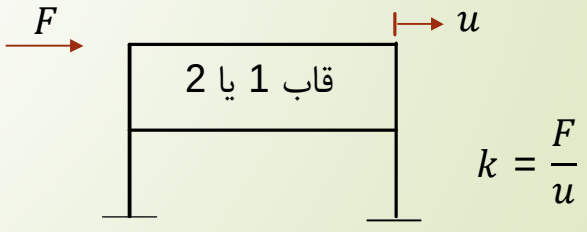
۳-۱۳-۶ برای سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع هندسی، پیچشی، دیافراگم و جابجایی خارج از صفحه، یا نامنظمی در ارتفاع از نوع قطع داخل صفحهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند، به‌منظور طراحی اتصال دیافراگم به جمع‌کننده‌ها و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید نیروهای جانبی زلزله حاصل از بند ۳-۱۳-۳ در تراز هر یک از دیافراگم‌هایی که نامنظمی‌های مذکور در آن‌ها ایجاد شده است، ۲۵ درصد افزایش داده شود؛ لیکن درصورتی‌که نیروی جانبی زلزله در تراز مذکور، مشمول اعمال ضریب اضافه مقاومت، Ω_o، شده باشد، نیازی به افزایش ۲۵ درصد فوق نخواهد بود.

روش مدل سازی دوبعدی دیافراگم:





دیافراگم صلب - طراحی قاب و دیافراگم می تواند جداگانه انجام شود:
قاب با نیروهای F_i، دیافراگم با نیروی F_{pi}



دیافراگم انعطاف پذیر: طراحی قاب و دیافراگم باید همزمان انجام شود.

۳-۱۳-۷ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها

به‌منظور طراحی دیافراگم‌های با بتن درجا، عرشه فولادی بدون بتن و عرشه فولادی پُرشده با بتن، بجای استفاده از بندهای ۳-۱۳-۳ الی ۳-۱۳-۵ می‌توان از روش جایگزین که در پیوست ۴ این آیین‌نامه ارائه گردیده نیز استفاده نمود؛ لیکن طراحی دیافراگم‌های پیش‌ساختهٔ بتنی باید بر اساس این روش انجام شود.

$$F_{pux} = \frac{C_{px}}{R_s} W_{px}$$

ب- اندرکنش سازه و خاک

1) مفاهیم اساسی

تعریف اندرکنش سازه و خاک:

- اثر انعطاف پذیری خاک بر پاسخ دینامیکی سازه توام با اثر پاسخ سازه بر پاسخ دینامیکی خاک، "اندرکنش سازه و خاک" گفته می‌شود.
- اصطلاح رایجتر اندرکنش خاک و سازه می‌باشد اما به دلیل آنکه هدف از تحلیل اندرکنش معمولا محاسبه دقیق‌تر پاسخ دینامیکی سازه، و نه خاک می‌باشد، اصطلاح اندرکنش سازه و خاک درست‌تر به نظر می رسد.

مقایسه تحلیل اندرکنشی با تحلیل رایج:

- در تحلیل دینامیکی سازه‌ها به‌طور معمول فرض می‌شود خاک تکیه گاهی سازه صلب بوده و از انعطاف‌پذیری خاک صرفنظر می‌گردد.
- با چنین فرضی:

1) پاسخ سازه متاثر از خواص دینامیکی خود سازه بوده و انعطاف‌پذیری خاک تاثیری در پاسخ سازه نخواهد داشت.

2) در تحلیل دینامیکی سازه، حرکت ورودی به تکیه‌گاه سازه با حرکت آزاد زمین، یعنی حرکت زمین بدون حضور سازه، یکسان خواهد بود.

- در تحلیل اندرکنش سازه و خاک سعی می‌شود اثر انعطاف پذیری خاک روی پاسخ دینامیکی سازه و اثر وجود فونداسیون سخت روی حرکتی که از زمین به سازه منتقل می‌گردد، به نحو مناسبی درنظر گرفته شود.
- امروزه، کمابیش مشخص شده است که درنظر گرفتن اثر اندرکنش سازه و خاک، به لحاظ تامین اطمینان لازم به نتایج تحلیل دینامیکی، در چه شرایطی لازم است.
- در مقابل، این مطلب هم تا حد زیادی مشخص شده که در چه حالاتی صرفنظر کردن از انعطاف پذیری تکیه گاه و اتخاذ فرض تکیه گاه صلب دقت نتایج را به طرز ملموسی تغییر نخواهد داد.
- بنابراین، درنظرگرفتن یا نگرفتن اندرکنش سازه و خاک، یک تصمیم مهم مهندسی می‌باشد.

دو تفاوت مهم:

- در تحلیل‌های متداول دینامیک سازه، حرکت آزاد افقی زمین در محل ساختگاه مستقیما به پای سازه اعمال می‌گردد.
- در واقعیت، با توجه به انعطاف پذیری خاک زیر سازه، وضعیت کاملا متفاوت است و علاوه بر جابجاییهای افقی و قائم، یک مولفه دورانی حول هریک از محورهای سه گانه نیز در اثر حرکات جسم صلب فونداسیون سازه، به سازه وارد می‌شود.

- همچنین، در نتیجه برگشت موج زلزله از سازه به خاک، قسمتی از انرژی ارتعاشی سازه از طریق ایجاد تغییرشکل در خاک تکیه گاهی تلف می شود که به پدیده حاصل میرایی تشعشعی (یا هندسی) گفته می‌شود.
- میرایی کل خاک به عنوان تکیه گاه سازه، مجموع میرایی تشعشعی و مادی (یا هیسترتیک) آن است که میرایی اخیر در نتیجه تغییرشکلهای غیرخطی خاک ایجاد می‌شود.
- آشکار است که در حالت متداول با صلب فرض کردن خاک زیر سازه، اتلاف انرژی به صورت تشعشعی در نظر گرفته نمی‌شود.

سازوکار اندرکنش سازه و خاک:

- اندرکنش دینامیکی سازه و خاک از دو سازوکار متفاوت شامل اندرکنش سینماتیکی و اندرکنش اینرسی ناشی می‌شود.
- به دلیل سختی زیاد شالوده نسبت به خاک و عدم قابلیت تطابق تغییرشکلهای شالوده با حرکت آزاد زمین، شالوده میانگینی از حرکت آزاد زمین در محدوده خود را تجربه می‌کند که به این حرکت تغییر یافته، حرکت ورودی به تکیه گاه می‌گویند.
- این اثر را که مستقل از جرم شالوده و سازه بوده و به دلیل همسازی تغییرشکلهای شالوده و خاک روی می‌دهد اندرکنش سینماتیکی می‌نامند.

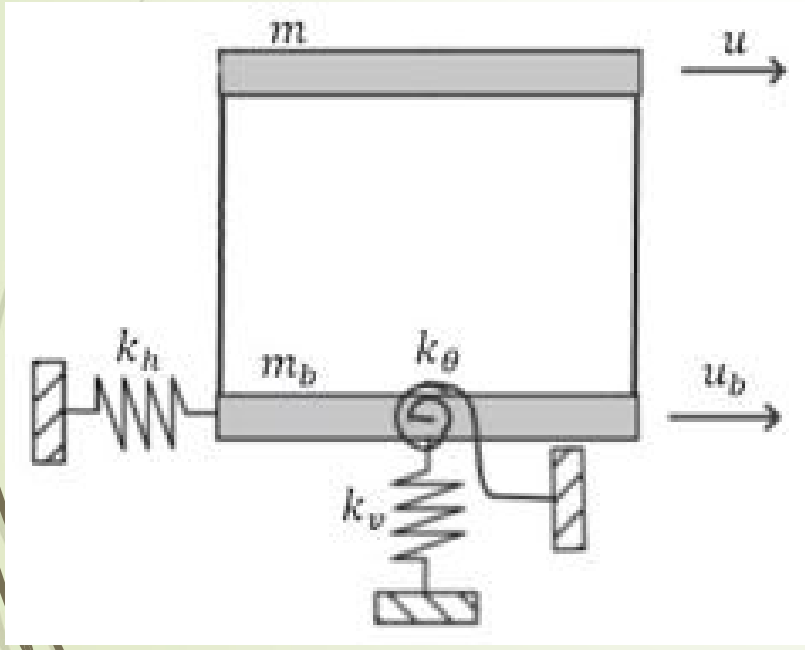
- اگر ابعاد فونداسیون در مقایسه با طول موج زلزله کوچک باشد می‌توان از اثرات اندرکنش سینماتیکی خاک و سازه صرف‌نظرکرده و حرکت ورودی را مساوی حرکت آزاد زمین درنظر گرفت.
- از سوی دیگر اگر ابعاد شالوده نزدیک به طول موج زلزله باشد اندرکنش سینماتیکی مهم بوده و به صورت شش مولفه از حرکات جسم صلب، شامل سه مولفه انتقالی و سه مولفه دورانی حرکات شالوده، خود را نشان خواهد داد.
- در عمل، اندرکنش سینماتیکی در شالوده‌های سطحی گسترده با ابعاد بزرگ و در فونداسیونهای مدفون و عمیق بیشتر حائز اهمیت است.

- انعطاف پذیری تکیه گاه سازه و میرایی اضافی آن، باعث افزایش زمان تناوب و نیز میراتر شدن حرکات سازه می‌شود. به این اثرات، اندرکنش اینرسی گفته می‌شود.
- درصورت بی اهمیت بودن اندرکنش سینماتیکی، پاسخهای مربوط به اندرکنش اینرسی همان پاسخ کل دینامیکی سیستم خواهند بود.
- هرچه سازه بلندتر یا سنگین‌تر بوده و نسبت به خاک سخت‌تر باشد، اثر اندرکنش اینرسی، یعنی تغییرات زمان تناوب و میرایی حرکات سازه و تفاوت حرکات خاک پیرامونی با حرکت آزاد زمین، شدیدتر خواهد بود.

- در مورد اغلب سازه‌ها اثرات اندرکنش اینرسی نسبت به اندرکنش سینماتیکی بسیار قابل توجه‌تر است.
- به همین دلیل در بسیاری از موارد از اندرکنش سینماتیکی صرفنظر شده و تحلیل اندرکنش سازه و خاک با اعمال حرکت آزاد زمین، یا همان حرکت ثبت شده از زمین در زلزله، بر مدل سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر انجام می‌گیرد.

- مدل کلی محاسبه واکنش کل دینامیکی یک سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر:

1) فنرهای تکیه گاهی برای مدل سازی انعطاف پذیری تکیه گاه



2) حرکت ورودی به انتهای دور این فنرها:

حرکات به دست آمده برای تکیه گاه در تحلیل اندرکنش سینماتیکی

3) حرکت انتهای نزدیک (متصل به سازه):

حرکت محاسبه شده برای شالوده سازه

روش های اصلی تحلیل اندرکنش سازه و خاک:

- روش زیرسازه
- روش مستقیم

روش زیرسازه:

- در این روش، تحلیل اندرکنش سازه و خاک با اصلاح تکیه گاه سازه از صلب به انعطاف پذیر انجام شده و محیط خاک در مدل حضور ندارد. به این منظور، تکیه گاه سازه با مجموعه‌ای از فنرها و میراگرها جایگزین می‌شود.
- مشخصات فنرها و میراگرها که به توابع امپدانس تکیه گاه موسومند، با تحلیل جداگانه تکیه گاه سازه، شامل فونداسیون و محیط خاک، از روشهای تحلیلی محیطهای پیوسته به دست می‌آید.
- در چنین تحلیلی همزمان هم توابع امپدانس و هم حرکت ورودی تکیه گاه تعیین می گردد. بنابراین در این روش اندرکنش سینماتیکی نیز درنظر گرفته می‌شود.
- محدودیت: محاسبه توابع امپدانس فقط برای شالوده‌هایی که نسبت به خاک صلبند و هندسه ساده‌ای (مثل مستطیل یا دایره) دارند و با فرض رفتار ارتجاعی خطی برای شالوده و خاک امکان پذیر است.

روش مستقیم:

- در این روش سازه، شالوده و خاک اطراف، همگی با هم به صورت یک جا مدل می‌گردند و تحلیل در یک مرحله و به روش اجزا محدود انجام می‌پذیرد.
- چون در این روش استفاده از برهم نهی دو زیرسازه تکیه گاه و سازه لازم نیست، انجام تحلیل به صورت غیرخطی و فرض هرگونه هندسه پیچیده‌ای برای شالوده و محیط خاک میسر است.
- در این رویکرد معمولاً بخش قابل توجهی از خاک، از پایین تا سنگ بستر و از اطراف تا فاصله چند برابر بعد پی در هرجهت، به همراه سازه مدل شده و علاوه بر این سعی می‌شود در مرزهای مجازی محیط خاک با تعریف شرایط مرزی بخصوصی پیوسته بودن واقعی این محیط شبیه سازی گردد.
- عیب: به علت نیاز به مدل سازی بخش بزرگی از خاک، حجم مدل سازی و محاسبات در این روش زیاد بوده و علاوه بر پاسخهای سازه، پاسخ های توده خاک هم به دست می‌آید درحالیکه معمولا به آن نیازی نیست.

2) ضوابط جدید آیین نامه

تاریخچه:

- ضوابط اندرکنش سازه و خاک اولین بار به‌صورت یک پیوست به ویرایش چهارم استاندارد 2800 اضافه گردید که مبتنی بر ATC 3-06 بود.
- در ویرایش پنجم این استاندارد، این ضوابط گسترش داده شده و مطابق با تجربیات و پیشرفت‌های حاصله به‌روز گردیده است.
- در ادامه، مطابق روال پیوست 5 ویرایش پنجم آیین نامه زلزله، ضوابط آیین‌نامه‌ای تحلیل اندرکنش سازه و خاک بیان می‌گردند.

گام هایی که باید پیموده شود:

- 1) کنترل معیار لزوم احتساب اندرکنش سازه و خاک
- 2) تعیین سختی تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر سازه
- 3) تعیین نسبت میرایی موثر کل سیستم سازه و خاک (این گام اختیاری است)
- 4) کاهش مقادیر طیف طرح به دلیل میرایی افزایش یافته سیستم (درصورت انجام گام 3)
- 5) تحلیل لرزه‌ای سیستم سازه و خاک

گام اول- کنترل معیار لزوم احتساب اندرکنش سازه و خاک:

- طبق آیین نامه، هرگاه نسبت سختی سازه به خاک، $\bar{s}$ ، بزرگتر یا مساوی 0/1 بوده و یکی از شرایط زیر برقرار باشد، احتساب اندرکنش سازه و خاک الزامی است:

1) ساختمانهای بلندتر از 70 متر از روی پی واقع بر خاک نوع 3

2) ساختمانهای بلندتر از 50 متر از روی پی واقع بر خاک نوع 4

3) ساختمانهای واقع بر خاکهای نوع 3 و 4 دارای زیرزمین به عمق بیش از 20 متر

- نسبت سختی سازه به خاک، $\bar{s}$:

$$\bar{s} = \frac{h}{V_s T}$$

h= ارتفاع مرکز جرم سازه، V_s= میانگین سرعت موج برشی در خاک محل، T= زمان تناوب سازه

گام دوم- تعیین سختی تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر سازه:

- این گام شامل دو قسمت است: 1) تعیین اینکه فونداسیون نسبت به خاک زیر خود صلب است یا انعطاف پذیر، 2) تعیین سختی فنرهای معادل پی.
- 1) تعیین سختی نسبی فونداسیون:

$$4k_{sv}\sum_{m=1}^{5}\sum_{n=1}^{5}\frac{sin^2\left[\frac{m\pi}{2}\right]sin^2\left[\frac{n\pi}{2}\right]}{\pi^4 D_f\left[\frac{m^2}{L^2}+\frac{n^2}{B^2}\right]^2+k_{sv}} < 0.03 \quad \Longrightarrow \quad \text{پی تکی یا گسترده صلب است}$$

$$\frac{E_f I_f}{{L_f}^4} > \frac{2}{3}k_{sv}B \quad \Longrightarrow \quad \text{پی نواری صلب است}$$

- در فرمولهای قبل:

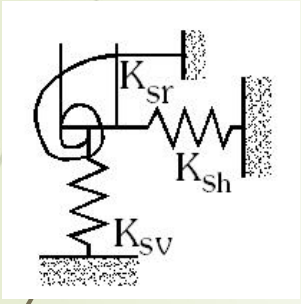
$$D_f = \frac{E_f t^3}{12(1-\nu_f)^2} \quad , \quad k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)}$$

E_f و ν_f: ضریب ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح شالوده (بتن)، t ضخامت شالوده، ν ضریب پواسون خاک.

B و L: ابعاد شالوده برای شالوده تکی. برای شالوده گسترده: B و L: ابعاد سطح سهمیه‌ی هر ستون.

I_f و L_f: لنگر اینرسی مقطع کل (ترک نخورده) شالوده حول محور افقی عمود بر امتداد مورد بررسی و طول پی سهم هر ستون.

- 2) تعیین سختی فنرهای معادل پی:
- اگر شالوده نسبت به خاک صلب باشد، از روش های (الف) یا (ب) و اگر انعطاف‌پذیر باشد از روش (پ) برای تعیین سختی فنرها استفاده می‌گردد.



الف- شالوده نسبت به خاک صلب است- روش مجزا (فونداسیون مدل نمی شود):

$$K_x = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right]$$

$$G = f_g f_E G_0 \quad , \quad G_0 = \rho V_{s0}^2$$

لازم است سختی پی در درجات آزادی مختلف حاصل از روابطی مشابه رابطه بالا، با استفاده از ضریب عمق افزایش داده شود. همچنین در خاکهای نوع 1 تا 3 می توان از فنرهای افقی چشم پوشی کرد.

مثلا:

ضریب اثر زلزله، f_E

طبقه‌بندی	$S_{DS}/2.5$، بر حسب g		
نوع زمین	۰٫۱	۰٫۴	≥ ۰٫۸
I	۱٫۰۰	۰٫۹۵	۰٫۹۰
II	۰٫۹۵	۰٫۷۵	۰٫۶۰
III	۰٫۹۰	۰٫۵۰	۰٫۱۰
IV	۰٫۶۰	۰٫۰۵	مطالعه ویژه

ب- شالوده نسبت به خاک صلب است- روش توام (فونداسیون مدل می شود):

در محل هر گره دو فنر افقی متعامد و یک فنر قائم و دو فنر چرخشی تعریف می شود. سختی فنرهای افقی و قائم از حاصل‌ضرب سختی‌های افقی و قائم کل در نسبت سطح سهمیه‌ی هر گره به سطح کل سازه پی بدست می‌آید. سختی فنر چرخشی در هر گره مثلا حول محور x، برابر است با حاصلضرب عبارت $K_{xx} - k_z \sum y_i^2$ در نسبت سطح سهمیه‌ی آن گره به سطح کل سازه پی، که در آن K_{xx} سختی کل دورانی پی حول محور x، k_z سختی فنر قائم در هر گره و y_i مختصه y هر گره (گره iام) نسبت به مرکز سطح کف پی است.

پ- شالوده نسبت به خاک انعطاف پذیر است:

- سختی فنرهای افقی = حاصل‌ضرب سختی‌های افقی کل در نسبت سطح سهمیه‌ی هر گره به سطح کل سازه پی.
- سختی فنرهای قائم = حاصلضرب سطح سهمیه‌ی هرگره در ضریب واکنش قائم بستر، k_{sv}.

گام سوم- تعیین نسبت میرایی موثر کل سیستم سازه و خاک (این گام اختیاری است)

- نسبت میرایی موثر، $\bar{\xi}$، به تفکیک نسبتهای میرایی موثر $\bar{\xi}_i$ در دو امتداد اصلی افقی سازه $(i = 1, 2)$ محاسبه می‌شود:

$$\bar{\xi}_i = \xi_f + \frac{\xi}{1+\frac{\Omega_0}{R}\left[\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1\right]} \quad , \quad 0.05 \le \bar{\xi}_i \le 0.2$$

- Ω_0 و R: ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه در راستای موردنظر.
- ξ نسبت میرایی سازه که می‌تواند مساوی 0,05 فرض گردد
- T و $\bar{T}$، زمان تناوب اصلی تحلیلی سازه با تکیه گاه صلب و زمان تناوب اصلی سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر که از تحلیل نرم‌افزاری مدل به دست می‌آیند. محدودیتی در آیین نامه برای مقادیر به دست آمده برای T و $\bar{T}$ و نسبت $\bar{T}$ به T وجود ندارد.

- در رابطه قبلی، ξ_f نسبت میرایی پی می‌باشد:

$$\xi_f = [1 - (T/\bar{T})^2]\xi_s + R_L\xi_r$$

- ξ_s نسبت میرایی مصالح (یا میرایی هیسترتیک) خاک و ξ_r نسبت میرایی هندسی (تشعشعی) پی است. برای حفظ سادگی و در جهت اطمینان، می‌توان از ξ_r صرفنظر کرده و آن را برابر صفر فرض نمود.
- R_L ضریب کاهش میرایی هندسی به علت لایه بندی زمین است. این ضریب همیشه برابر یک است به جز حالت استثنایی خاک زیر پی متشکل از یک لایه‌ی نرم متکی بر سنگ بستر، که در این حالت R_L کوچکتر از یک خواهد بود.

نسبت میرایی مصالح خاک، ξ_s

طبقه‌بندی	g بر حسب $S_{DS}/2.5$		
نوع زمین	۰/۱	۰/۴	≥ ۰/۸
II	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۵
III	۰/۰۲	۰/۰۷	۰/۱۵
IV	۰/۰۵	۰/۲	مطالعه ویژه

گام چهارم- کاهش مقادیر طیف طرح به دلیل میرایی افزایش یافته سیستم (درصورت انجام گام 3)

$$S_{ar} = S_a R_D$$

- S_{ar} : طیف طرح کاهش یافته به علت میرایی موثر سیستم، S_a طیف طرح بدون اثرات اندرکنش و R_D : ضریب کاهش طیف در اثر میرایی موثر سیستم.
- ضریب کاهش طیف در اثر میرایی موثر، R_D :

$$R_D = 1 + (T/T_0)\left[0.4 - 0.25ln\left(100\bar{\xi}\right)\right] \quad : \quad T < T_0$$

$$R_D = 1.4 - 0.25ln\left(100\bar{\xi}\right) \quad : \quad T \geq T_0$$

- $\bar{\xi}$: نسبت میرایی موثر سیستم سازه و خاک، T_0 زمان تناوب مشخصه طیف طرح طبق آیین نامه. R_D باید به ازای زمان تناوب‌های مختلف T محاسبه شده و شکل کاهش یافته طیف در محدوده‌ی پریودی موردنظر به دست آید.

گام پنجم- تحلیل لرزه‌ای سیستم سازه و خاک:

الف- روش استاتیکی (نیروی جانبی) معادل:

- در روش استاتیکی معادل، زمان تناوب اصلی سازه از تحلیل سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر محاسبه شده و سپس با استفاده از ضرایب رفتار و اهمیت و وزن لرزه‌ای سازه، برش پایه سازه با رعایت برش پایه حداقل محاسبه شده و در ارتفاع سازه توزیع گشته و سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر، تحت آن تحلیل می‌گردد.
- شتاب طیفی سازه در این روش لازم است با استفاده از زمان تناوب یاد شده و به طور اختیاری از طیف طرح کاهش یافته محاسبه شود و برای این زمان تناوب نسبت به زمان تناوب تجربی محدودیتی وجود ندارد.

ب- روش طیفی:

- روش کار در تحلیل طیفی نیز به همین صورت است به جز اینکه برش پایه در هر مود از سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر محاسبه می‌شود. سپس برش‌های پایه مودی به روش معمول با هم ترکیب شده و برش پایه کل به دست می‌آید که با برش پایه روش نیروی جانبی معادل (برای سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر) همپایه می‌گردد. سپس پاسخ‌های اعضا در هر مود محاسبه شده و برای تعیین پاسخ کل با هم ترکیب می‌گردند.
- توجه: حداکثر مجاز کاهش برش پایه در اثر اندرکنش نسبت به برش پایه سازه با تکیه گاه صلب، برابر با α است که وابسته به ضریب رفتار، R، می باشد:

$$\alpha = \begin{cases} 0.3 & : \quad R \le 3 \\ 0.5 - R/15 & : \quad 3 < R < 6 \\ 0.1 & : \quad R \ge 6 \end{cases}$$

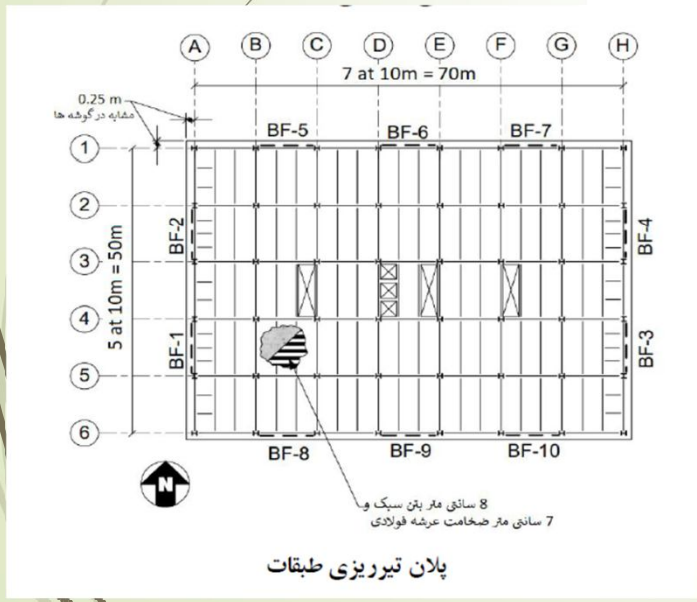
3) مثال عددی

تحلیل و طراحی سازه 2 طبقه به روش نیروی جانبی معادل

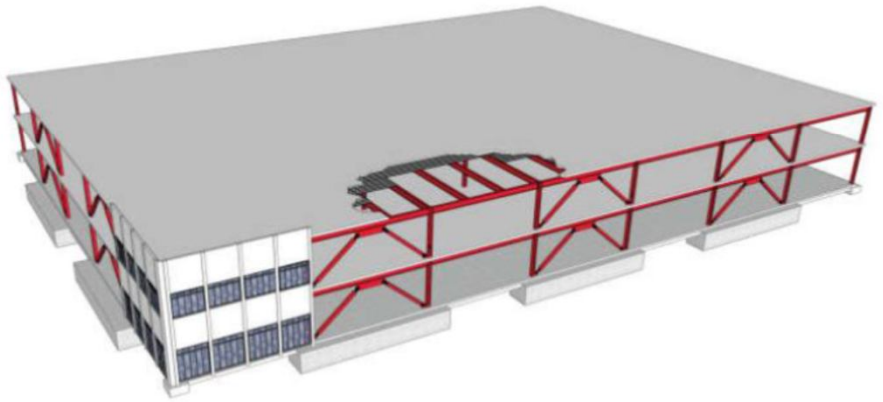
1- فرضیات

یک سازه فولادی 2 طبقه با کاربری اداری متکی بر شالوده‌های منفرد و نواری درنظر گرفته می‌شود. سیستم باربر جانبی متشکل از مهاربندهای کمانش ناپذیر است که باید کل بار جانبی را تحمل نمایند. از روش نیروی جانبی معادل برای تحلیل این سازه استفاده می‌گردد. در ابتدا سازه و شالوده آن بدون درنظر گرفتن اندرکنش طراحی شده و سپس با اعمال اندرکنش، طراحی آن اصلاح می‌شود.

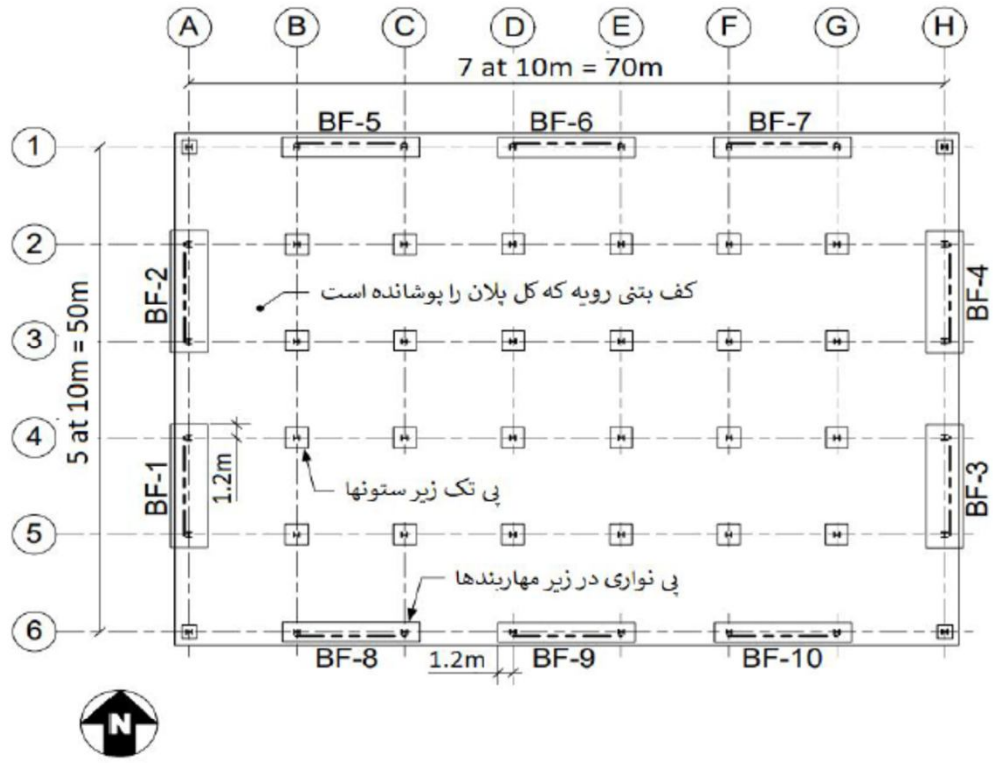
چگالی متوسط خاک محل 1700 kg/m^3 بوده و متوسط سرعت موج برشی در 30 متر بالایی 180 m/s است که بین 175 m/s تا 350 m/s بوده و در نتیجه زمین از نوع III طبق استاندارد 2800 می‌باشد. محل ساختمان با زلزله خیزی بسیار زیاد است.



پلان تیرریزی طبقات



نمای سه بعدی ساختمان



پلان فونداسیون

پلان سازه مستطیلی بوده و در امتداد شرقی-غربی (طولی) دارای ۷ دهانه ۱۰ متری و در امتداد شمالی-جنوبی (عرضی) دارای ۵ دهانه ۱۰ متری می‌باشد. ارتفاع هر طبقه cm ۴۱۵ است. سقف‌ها از عرشه فولادی با بتن رویه بوده و فاصله تیرچه‌ها ۳ متر است. محل مهاربندها در هر دو امتداد در پلان نشان داده شده است.

بارهای ثقلی

وزن ساختمان بر اساس بارهای مرده و زنده طبق جدول زیر فرض شده است تا بـر اسـاس آن وزن لـرزه‌ای هـر طبقه مشخص گردد.

مقادیر بار ثقلی سازه

نوع بار	مقدار بار در واحد سطح (kN/m^2)
بار زنده طبقات	۲/۵
بار مرده طبقات	۲/۵
بار زنده بام	۱/۵
بار مرده بام	۲/۷
پارتیشن سبک	۰/۵
نماسازی سبک پیرامونی	۰/۵ روی سطوح قائم

باتوجه به بارهای مرده و زنده و مساحت سقف سازه و اینکه سهم بام از دیوار نما ۲/۰۷۵ متر (نصف ارتفاع طبقـه پایینی) بوده و سهم طبقه اول ۴/۱۵ متر (نصف مجموع ارتفاع طبقه ۱ و۲) است، وزن بام و طبقات به شرح زیر بـه دست می‌آید:

$W_{\text{بام}} = (70.5 * 50.5) \times (2.7 + 0.2 * 1.5) + (2(70.5 + 50.5) * (2.075 * 0.5)) = 10930\ \text{kN}$

$W_1 = (70.5 * 50.5) \times (2.5 + 0.5 + 0.2 * 2.5) + \left(2(70.5 + 50.5) * (4.15 * 0.5)\right) = 12960\ \text{kN}$

$W_{\text{کل}} = 23{,}890\ \text{kN}$

سیستم شالوده متشکل از پی‌های منفرد در زیر ستونهای ثقلی داخلی و پی‌های نواری در امتداد قابهای مهاربندی شده پیرامونی است. تنش طراحی خاک در روش مقاومت نهایی، ۲۱۰kN/m² می‌باشد.

۲- طراحی اولیه (بدون احتساب اندرکنش)

ابتدا ساختمان بدون درنظر گرفتن اندرکنش طراحی می‌شود. این کار به ویژه به این دلیل لازم است که در مرحله طراحی با احتساب اندرکنش، زمان تناوب سازه با تکیه گاه صلب هم علاوه بر مشخصات سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر لازم است.

نتیجه طراحی بدون احتساب اندرکنش:

زمان تناوب تجربی:

$$T = 0.05H^{0.75} = 0.05(2 \times 4.15)^{0.75} = 0.25s$$

$$V_u = C_s W$$

که در آن C_s و W به ترتیب ضریب زلزله و وزن موثر لرزه‌ای می‌باشند. C_s برابر است با:

$$C_s = \frac{ABI}{R_u}$$

که در آن A نسبت شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان و R_u ضریب رفتار ساختمان می‌باشد. پارامترهای ضریب زلزله عبارتند از:

$A = 0.35$ پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد

$I = 1$ کاربری ساختمان اداری

$R_u = 7$ مهاربندی کمانش تاب

$B = B_1 N$

$$C_s = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.138$$

برش پایه برابر است با:

$$V_u = C_s W = 0.1375 \times (23890) = 3285kN$$

برش پایه حداقل برابر است با:

$$V_{u\,min} = 0.12AIW = 0.12 \times 0.35 \times 1 \times 23890 = 1003.5\ kN \quad OK$$

عرض هر پی نواری 2.4 m، ضخامت آن 1.5m و طول آن $12.4\ m$ به دست می آید.

تیرهای راستای طولی از مقطع $W14 \times 109$ و تیرهای راستای عرضی از مقطع $W10 \times 12$ و ستونهای مهاربندها از مقطع $W10 \times 68$ و سایر ستونها از مقطع $W14 \times 120$ می باشند.

زمان تناوب تحلیلی مودهای اصلی ارتعاش برابر 0.546s و 0.45s در راستای عرضی و طولی به دست می آید.

۳- محاسبات اندرکنش- تحلیل ساختمان با تکیه گاه انعطاف پذیر

برای تحلیل ساختمان با تکیه گاه انعطاف پذیر، لازم است سختی فنرهای مختلف محاسبه گردد.

- کنترل صلبیت سازه پی نسبت به خاک:

با توجه به اینکه تنها دهانه های مهاربندی باربر جانبی هستند، فقط در زیر پی های نواری فنر قرار داده می شود.

$E_f = 2 \times 10^7 kN/m^2$, $I_f = 1.0125\, m^4$, $L_f = 12.4/2 = 6.2\, m$, $S_{DS} = AB_{max} = 0.35 \times 2.75/2.5 = 0.385$ $\Rightarrow$

$f_E = 0.52 \Rightarrow G = 0.52 \times 1700 \times 180^2 = 28{,}600\, kN/m^2 \Rightarrow k_{sv} = \frac{1.3 \times 28{,}600}{2.4(1-0.3)} = 22{,}131\, kN/m^3$

$\frac{E_f I_f}{L_f^4} = 13.7\, kN/m^2$, $\frac{2}{3} k_{sv} B = 35.4\, kN/m^2$ $\Rightarrow$ پی انعطاف پذیر است

سختی فنر قائم در واحد طول پی = $k_{sv} \times B \times 1$ که برابر است با: $53{,}114\, kN/m$

با توجه به اینکه خاک نوع ۳ است، سختی فنر خاک در راستای افقی بسیار زیاد است و در دو راستای افقی، تکیه گاه صلب فرض می شود.

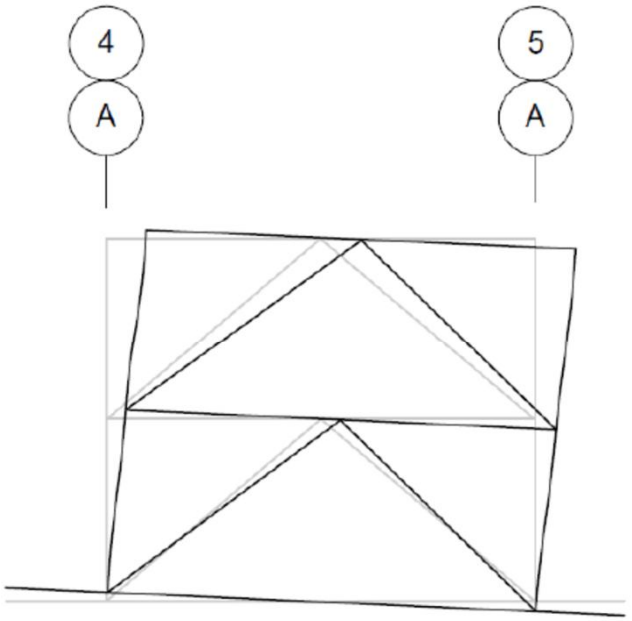
تحلیل مودی ساختمان با تکیه گاه انعطاف پذیر

تحلیل سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر با استفاده از مدل متکی بر فنرها انجام می‌گردد. فنرهای جانبی بسیار سختند و تاثیر قابل توجهی بر رفتار سازه ندارند، اما فنرهای قائم در زیر هر پی سبب دوران هر قاب و پی های آن می‌گردند و اثر اصلی را بر رفتار سازه خواهند داشت.

جدول زیر زمان تناوب مودهای اصلی مدل با تکیه گاه صلب و سه حالت مدل با تکیه گاه انعطاف پذیر را نشان می‌دهد. شکل زیر هم حالت تغییرشکل یافته یک قاب عرضی در مود اول را در حالت تکیه گاه انعطاف پذیر نمایش می‌دهد. به جابجایی قائم دو انتهای پی ناشی از فنرهای قائم توجه شود.

زمان تناوبهای اصلی مربوط به مدلهای با تکیه گاه صلب و با تکیه گاه انعطاف پذیر

مدل	پریود مود اول راستای عرضی (s)	پریود مود اول راستای طولی (s)
تکیه گاه صلب (برای مقایسه)	0.546	0.45
تکیه گاه انعطاف پذیر	0.646	0.547



حالت تغییر شکل یافته یک قاب عرضی در مود اول با تکیه گاه انعطاف پذیر

- نسبت میرایی موثر:

پس از کامل شدن تحلیل، می توان کاهش طیف طرح به علت میرایی پی را درنظر گرفت. داریم:

$$\bar{\xi}_i = \xi_f + \frac{\xi}{1 + \frac{\Omega_0}{R}\left[\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1\right]} \qquad 0.05 \le \bar{\xi}_i \le 0.2$$

$$\xi_f = [1 - (T/\bar{T})^2]\xi_s + R_L\xi_r$$

برای حفظ سادگی و در جهت اطمینان، می‌توان از ξ_r صرفنظر کرده و آن را برابر صفر فرض نمـود. مقـدار ξ_s از جدول مربوطه به دست می آید:

$$\frac{S_{DS}}{2.5} = \frac{AB_{max}}{2.5} = 0.35 \times \frac{2.75}{2.5} = 0.39 \rightarrow \xi_s = 0.068$$

در نتیجه:

$$\xi_f = [1 - (T/\bar{T})^2]\xi_s = [1 - (0.546/0.646)^2] \times 0.068 = 0.0194$$

$$\check{\xi}_T = \xi_f + \frac{\xi}{1 + \frac{\Omega_0}{R}\left[\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1\right]} = 0.0194 + \frac{0.05}{1 + \frac{2.5}{7}\left[\left(\frac{0.646}{0.546}\right)^2 - 1\right]} = 0.063$$

مقدار $\check{\xi}$ برای جهت طولی چنین محاسبه می شود:

$$\xi_f = [1 - (T/\bar{T})^2]\xi_s = [1 - (0.45/0.547)^2] \times 0.068 = 0.0219$$

$$\check{\xi}_L = \xi_f + \frac{\xi}{1 + \frac{\Omega_0}{R}\left[\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1\right]} = 0.0219 + \frac{0.05}{1 + \frac{2.5}{7}\left[\left(\frac{0.547}{0.45}\right)^2 - 1\right]} = 0.065$$

به طور متوسط $\check{\xi}$ را برابر مقدار زیر در نظر می‌گیریم:

$$\check{\xi} = 0.064$$

- تعیین برش پایه کاهش یافته به دلیل افزایش میرایی:

شتاب طیفی کاهش یافته برابر است با:

$S_{ar} = S_a R_D$

ضریب کاهش طیف در اثر میرایی موثر، R_D، برای $T \geq T_0$ از رابطه زیر بدست می‌آید:

$R_D = 1.4 - 0.25ln(100\bar{\xi}) = 1.4 - 0.25\ln(100 \times 0.064) = 0.94$

در نتیجه:

$S_{ar} = S_a R_D = 0.35 \times 2.75 \times 0.94 = 0.9$

$C = \frac{ABI}{R} = \frac{S_{ar} I}{R} = \frac{0.9 \times 1}{7} = 0.128$

$V_u = C_s W = 0.128 \times (23890) = 3060kN$

- طراحی مجدد سازه با برش پایه کاهش یافته و تعیین زمان تناوب‌های سازه با و بدون اندرکنش و تعیین مجدد سختی و میرایی شالوده و برش پایه جدید:

پس از طراحی مجدد سازه، تنها مساحت بادبندهای طبقه دوم در راستای عرضی کاهش می‌یابند. ابعاد پی و ابعاد تیرها و ستونها تغییر نمی‌کنند.

مساحت هسته بادبندهای عرضی

تراز طبقه	تعداد پروفیل تیپ مهاربندها	نیروی بادبند (N)	مساحت هسته محاسبه شده (mm^2)
بام	8	$\left(\frac{1920}{8}\right) * 1.3 * 1000$	1285
اول	8	$\left(\frac{3060}{8}\right) * 1.3 * 1000$	2050

مساحت هسته بادبندهای طولی

تراز طبقه	تعداد پروفیل تیپ مهاربندها	مساحت هسته محاسبه شده (mm2)
بام	12	860
اول	12	1370

زمان تناوب‌های سازه با و بدون اندرکنش در این مرحله به صورت زیر است:

زمان تناوبهای اصلی مدلهای با تکیه گاه صلب و با تکیه گاه انعطاف پذیر

مدل	پریود مود اول راستای عرضی (s)	پریود مود اول راستای طولی (s)
تکیه گاه صلب (برای مقایسه)	0.563	0.466
تکیه گاه انعطاف پذیر	0.663	0.559

میرایی جدید شالوده برابر است با:

$$\frac{S_{DS}}{2.5} = \frac{S_{ar}}{2.5} = \frac{0.9}{2.5} = 0.36 \rightarrow \xi_s = 0.062$$

در نتیجه ξ_f برابراست با:

$$\xi_f = [1 - (T/\bar{T})^2]\xi_s = [1 - (0.563/0.663)^2] \times 0.062 = 0.0173$$

$$\check{\xi}_T = \xi_f + \frac{\xi}{1 + \frac{\Omega_0}{R}\left[\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1\right]} = 0.0173 + \frac{0.05}{1 + \frac{2.5}{7}\left[\left(\frac{0.663}{0.563}\right)^2 - 1\right]} = 0.061$$

مقدار $\check{\xi}$ برای جهت طولی برابر است با:

$$\xi_f = [1 - (T/\bar{T})^2]\xi_s = [1 - (0.466/0.559)^2] \times 0.062 = 0.0189$$

$$\check{\xi}_L = \xi_f + \frac{\xi}{1 + \frac{\Omega_0}{R}\left[\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1\right]} = 0.0189 + \frac{0.05}{1 + \frac{2.5}{7}\left[\left(\frac{0.559}{0.466}\right)^2 - 1\right]} = 0.062$$

در جهت اطمینان $\check{\xi}$ برابر مقدار زیر در نظر گرفته می شود:

$$\check{\xi} = 0.061$$

$$S_{ar} = S_a R_D$$

$$R_D = 1.4 - 0.25ln(100\bar{\xi}) = 1.4 - 0.25\ln(100 \times 0.061) = 0.94$$

در نتیجه:

$$S_{ar} = S_a R_D = 0.35 \times 2.75 \times 0.94 = 0.9$$

$$C_s = \frac{ABI}{R} = \frac{S_{ar} I}{R} = \frac{0.9 \times 1}{7} = 0.128$$

که با توجه به مرحله قبل، همگرایی حاصل شده است.

با تشکر از توجه شما!