دوره فشرده طراحی عملکردی

مبانی طراحی عملکردی

پیدایش آیین نامه های عملکردی

- برای رفع این تضاد محققان در دهه ۹۰ روش طراحی بر اساس تغییر شکل را پیشنهاد نمودند.
- این روش در نشریه فیما ۳۵۶ امریکا (FEMA 356, 2000) و نشریه ۳۶۰ ایران (دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود) با عنوان طراحی عملکردی آمده است.
- بعدا ضوابط ASCE 41 جایگزین FEMA 356 شد

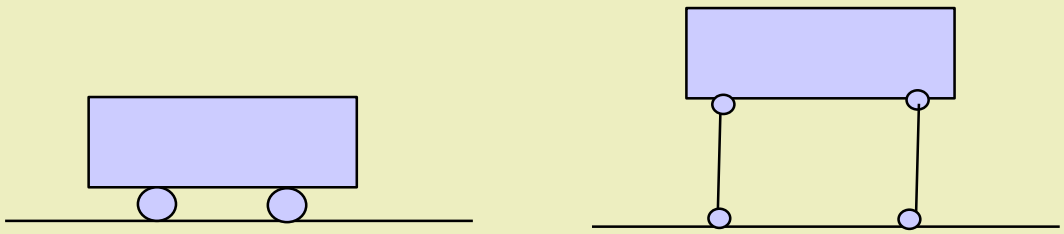
شرط پایداری سازه تحت نیروی پایستار

- شرط لازم و کافی پایداری زیر اثر این نیروهای پایستار، داشتن مقاومت کافی است. به عکس، فقدان مقاومت کافی در برابر نیروهای پایستار موجب فروریختن سازه می گردد.

- سوال: رمز پایداری قاب علیرغم نبود مقاومت کافی چیست؟

نیروی ناپایستار

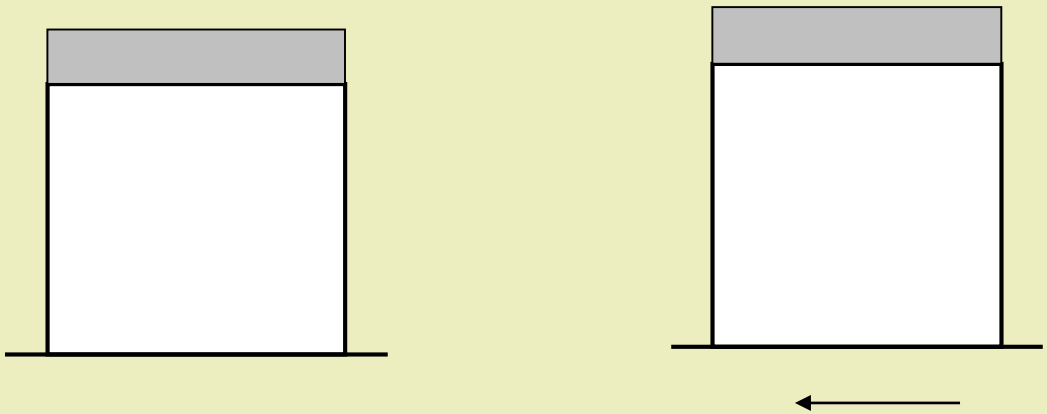
- نیروی ناپایستار به تغییر شکل بستگی سازه دارد و در اثر تغییرشکل زیاد و یا تسلیم سازه نسبت به حالت اولیه به شدت تغییر میکند.
نیروهای زلزله، حرارتی، ضربه، و برخورد نمونه نیروی ناپایستار میباشند.
- رمز پایداری لرزه ای را باید درطبیعت لحظه‌ای و آنی نیروی زلزله و توانایی سازه برای پذیرش تغییرشکلهای خمیری و رفتار غلتکی جست.



شرط پایداری در برابر نیروی ناپایستار

- **اصل تغییرشکل:**

مقاومت شرط لازم پایداری در برابر نیروی ناپایستار نیست. مقاومت و شکل پذیری هریک به تنهایی شرط کافی برای پایداری در برابر نیروی ناپایستار میباشند و وجود مقاومت و یا شکل پذیری (ظرفیت کافی برای تحمل تغییرشکل ایجاد شده) پایداری در برابر نیروی ناپایستار را تامین میکند.



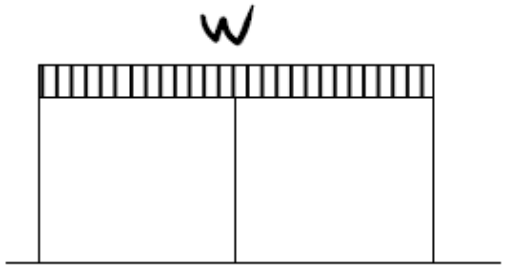
الف. نیروی ناپایستار زلزله

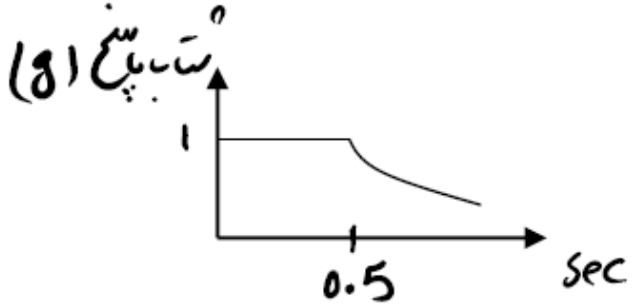
ب. نیروی ناپایستار حرارتی

نتیجه: طراحی برای تغییر شکل بجای مقاومت

تمرین ۲۰۰

ساختمانی مرکب از قابهای فولادی با اتصالات مفصلی باید بهسازی شود. با توجه به طیف ارتجاعی زلزله طرح راهکار بهسازی را در بر اساس روشهای مقاومت و تغییرشکل بررسی و بحث کنید.





حل تمرین

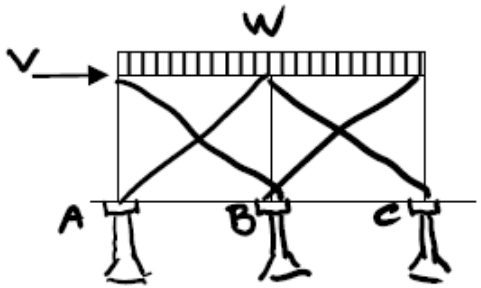
حل.

۱. بهسازی بر اساس مقاومت

طبق روش مقاومت، حداقل مقاومت مجاز سازه نباید نیروی زلزله کمتر باشد. با توجه به طیف زلزله، ضریب زلزله برابر ۱ و نیروی زلزله برابر است با

V=C.W=1Xw=W

برای مقابله با این نیرو میتوان از بادبند استفاده کرد. اگر هردو دهانه را بادبند بزنیم با توجه به اینکه نیروی بدست آمده چند برابر نیروی زلزله در طرحهای متعارف است نیروهای بزرگی در ستونها و بادبندها ایجاد خواهد شد. در نتیجه علاوه بر اینکه به بادبندهای بسیار بزرگ نیاز داریم، باید کلیه ستونها نیز تقویت شود.



در چنین وضعیتی، نیروهای برشی و کششی بزرگی در کف ستونها و پی های ایجاد خواهد شد که بناچار برای تامین مقاومت برشی و برخاست[1] باید از شمع استفاده نمود و برای انتقال این نیروها به پی باید کف ستونها بزرگ شده و میلهای مهاری جدید به آن اضافه گردد. علاوه بر این نیاز به صفحات بسیار بزرگی برای اتصال بادبندها به اعضا خواهیم داشت. علاوه بر صعوبت اجرایی این طرح، بعید است هزینه آن کمتر از تخریب بنا، و ساخت بنای جدید باشد.

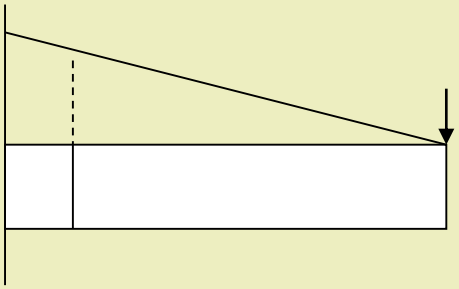
موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

طرح در چارچوب تغییرشکل

- در روش تغییرشکل مقاومت میتواند بسیار کوچکتر از نیروی زلزله باشد: مثلا ۱۰٪ وزن
- تغییر شکل ایجاد شده در سازه نباید از حد شکل پذیری اعضا بیشتر شود
- مشکلاتی نظیر برخاست پی، و برش کف ستون در این طرح به مراتب کمتر از طرح قبلی است
- مهمترین ویژگیهای طرح بر اساس تغییر شکل:
  - کاهش چشمگیر مقاومت مورد نیاز در اعضایی که مستقیما وظیفه مقاومت در برابر نیروی ناپایستار را دارند
  - کنترل نیروهای وارد شده به بخشهای بزرگی از سازه

سازکار تسلیم

سازکار تسلیم تیر



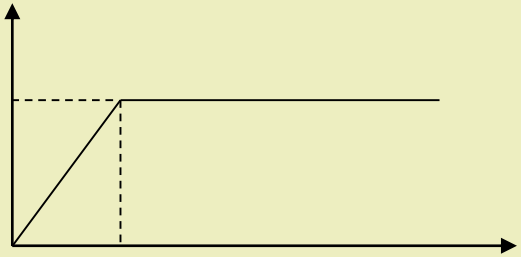
لنگر تسلیم، لنگر خمیری

جابجاییهای تسلیم واقعی و اسمی

$$M_y = z.f_y$$

$$M^p = z.f_y$$

لولای خمیری، دوران تسلیم، دوران خمیری



$$\theta_t = \theta_y + \theta_P$$

$$\delta'_y = \frac{Pl^3}{3EI} \qquad \theta'_y = \frac{\delta'_y}{l} = \frac{Pl^2}{3EI} \qquad M^P = z.f_y = pl$$

$$\theta'_y = \frac{M^P l}{3EI} = \frac{z f_y l}{3EI}$$

- دوران تسلیم تیر طره

دوران تسلیم تیر

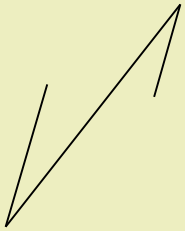
$$\theta'_y = \frac{zf_y l}{3EI} \quad , \quad l = \frac{L}{2}$$

- پس دوران تسلیم تیر برابر است با:

$$\theta'_y = \frac{zf_y L}{6EI}$$

سازکار تسلیم ستون: تسلیم خمشی

- دوران تسلیم



سازکار تسلیم ستون: تسلیم کششی

- ستون متصل به بادبند
- ستون متصل به دیوار برشی
  - در موارد خاصی، برای ستون فولادی متصل به دیوار برشی میتوان سازکار تسلیم کششی در نظر گرفت
  - بدلیل همسازی تغییرشکلها، تنش کششی بزرگی در ستون ایجاد میشود

سازکار تسلیم کششی ستون (دنباله)

- اگر برای آن سازکار تسلیم کششی در نظر نگیریم باید برای نیروی بسیار بزرگی طراحی شود
- چنین طرحی نه تنها اقتصادی نیست بلکه تبعات منفی نیز به دنبال دارد:
  - بالا بردن مقاومت خمشی دیوار برشی و غلبه شکست برشی
  - ایجاد تنشهای کششی بزرگ در پی
- در ستون CD به دلیل اتصال کامل به دیوار، امکان کمانش منتفی است و معمولاً نیازی نیست برای نیروی خاصی طرح شود.

سازکار تسلیم بادبند

- سازکار تسلیم بادبند هم محور به صورت تغییر طول کششی یا فشاری است
- تغییر شکلهای محوری تسلیم و کمانش بادبند:

$$\Delta_t = \frac{P_t.L}{EA} \qquad \Delta_c = \frac{P_C.L}{EA}$$

سازکار تسلیم دیوار برشی

تسلیم خمشی

دوران لولای خمیری

لولای گسترده | لولای متمرکز

دوران خمیری لولای متمرکز

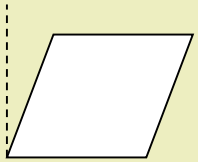
$$\theta_P = \frac{\delta - \delta_y}{h}$$

دوران خمیری لولای گسترده

$$\theta_P = \frac{\delta - \delta_y}{h - l_P}$$

سازکار تسلیم دیوار برشی

تسلیم برشی



تسلیم سازه: سازکار کلی

- نمودار رانش قاب با تسلیم متوالی اعضا

تشخیص سازکار تسلیم کلی

- یک سازکار محتمل با شکل گیری لولاهای خمیری در تیرها، ستونها و دیوارهای برشی، و تسلیم کششی و فشاری بادبندهای هم محور بوجود می آید.
- کلیه لولاهای خمیری را به صورت لولای فیزیکی در نظر گرفته و بادبندهایی که در کشش یا فشار تسلیم شده اند حذف کنید.
- اگر سازه در این حال به صورت سازکار مکانیکی در آمده باشد و با بازگردندان یکی از نقاط تسلیم شده نظیر لولاها یا بادبندها از حالت سازکار خارج شود، سازکار تسلیم بدست آمده است

تشکیل لولای خمیری در نواحی گره

- در هر گره جمع لنگر در تیرها با ستونها برابر است

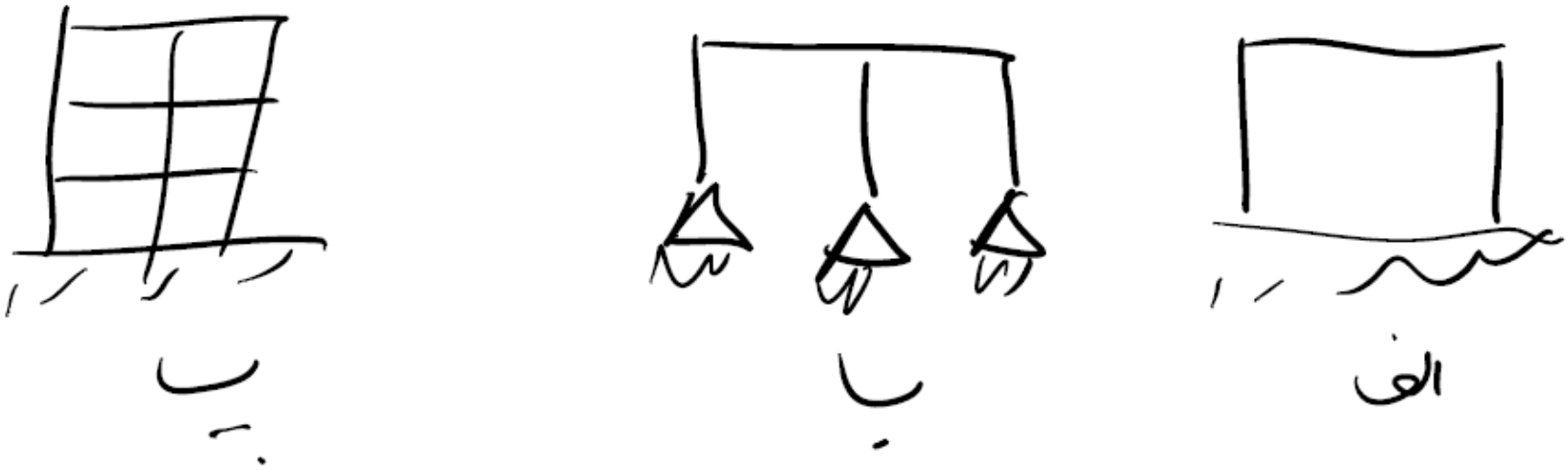
- تشکیل لولای خمیری بر حسب آنکه تیرها ضعیف تر باشند یا ستونها

تمرین

تمرین ۲۰۷

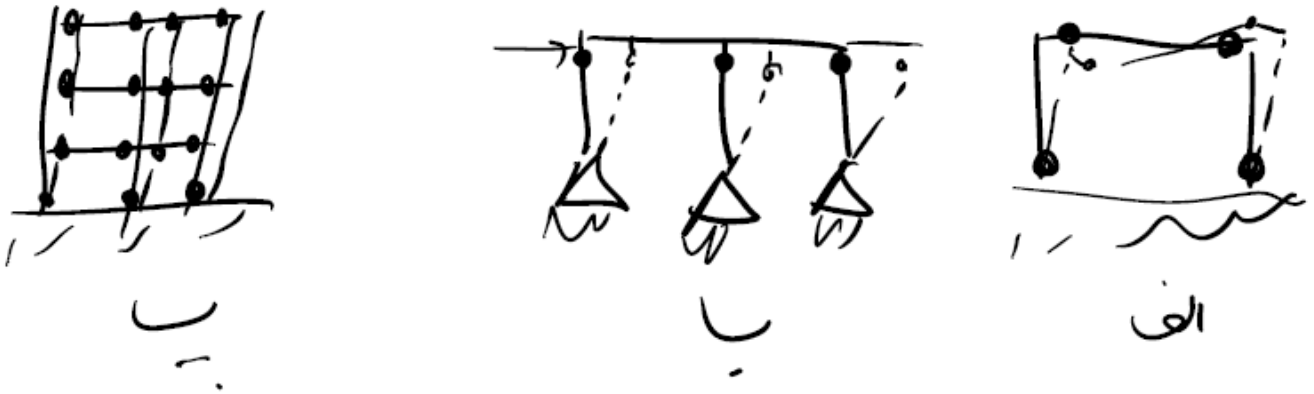
تعداد حداقل لولای خمیری و محل آنها را برای تشکیل سازکار تسلیم در قابهای زیر تعیین کنید.

در قابهای الف و پ ستونها، و در قاب ب تیرها قویترند.



حل

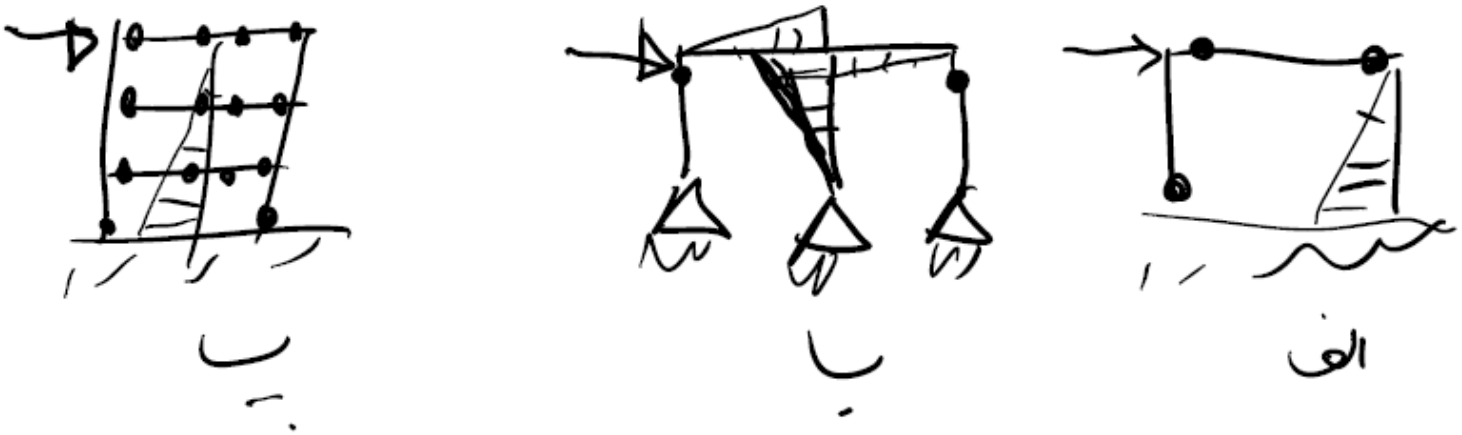
حل. با استفاده از توضیحات فوق، سازکارهای تسلیم زیر بدست می آید.



سازکارهای تسلیم

در هریک از سازکارهای فوق اگر بجای لولای خمیری، لولای واقعی در نظر بگیریم ناپایدار شده و با یک نیروی جانبی ناچیز به حرکت در می آیند. توجه داریم که در قاب ب، تکیه گاه های مفصلی حکم لولای واقعی را دارند. در هر یک از قابهای فوق، اگر یک لولا حذف شود سازه در برابر نیروهای جانبی مقاومت کرده و تا زمانی که نقطه جدیدی تسلیم نشود پایدار خواهد بود.

حل (دنباله)



توزیع لنگر در سازه. با حذف فقط یک نقط تسلیم (لولای خمیری) سازکار تسلیم حذف و سازه در برابر نیروی جانبی پایدار شده است.

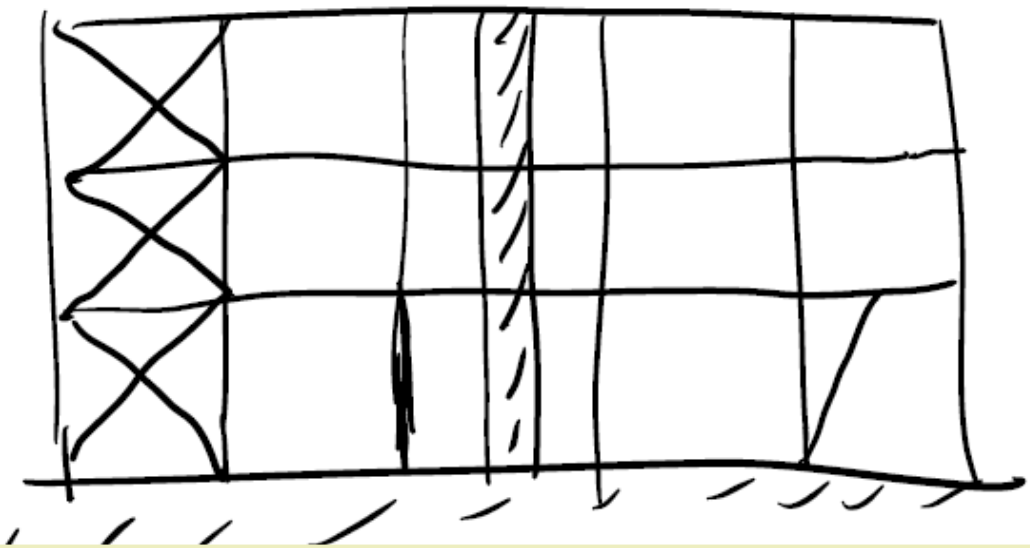
تیرهای متصل به دیوار برشی

- تیرهای متصل به دیوار برشی به دلیل همسازی با دیوار دچار دوران و لنگر بزرگی میشوند
- تقویت تیر باعث افزایش سختی و لنگر میشود
- بجای تقویت تیر، میتوان لولا در نظر گرفت

تمرین

تمرین ۲۰۸

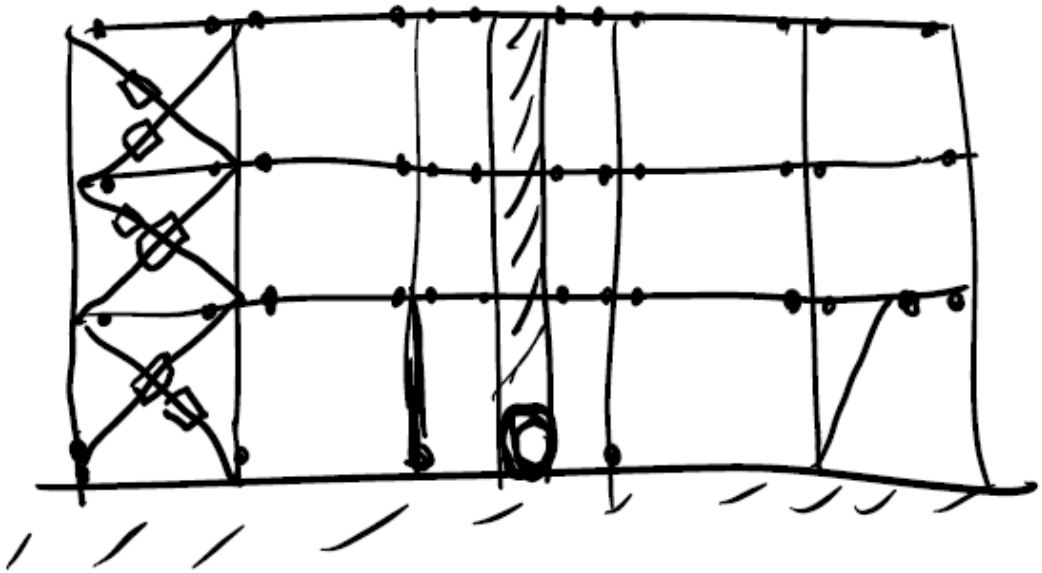
سازکار تسلیم سازه زیر را مشخص نمایید. قاب فولادی با اتصالات گیردار و سیستم لرزه بر دوگانه مرکب از دیوار برشی و بادبندهای برون محور و هم محور میباشد.



حل

حل.

توجه داریم که لولای نشان داده شده در بادبندها به معنی امکان دوران نیست بلکه بیانگر امکان تغییرطول محوری است.

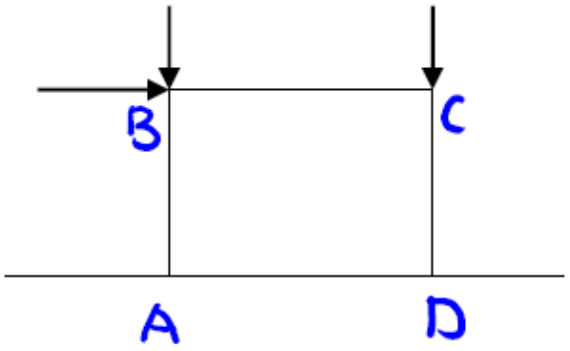


نوع شکست

تمرین

تمرین ۲۰۹

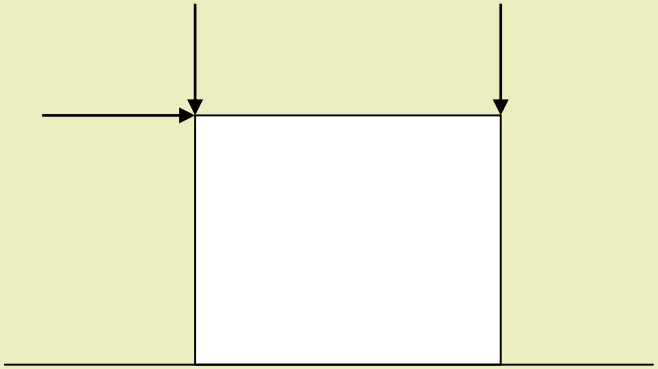
یک قاب فولادی با اتصالات گیردار زیر اثر ترکیب نیروهای وزن و زلزله قرار گرفته است. حالتهای شکست را بر حسب ترد و نرم مشخص کنید.



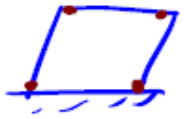
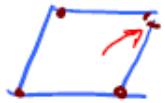
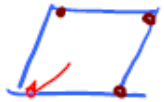
حل. حالتهای تسلیم طبق قاعده فوق طبقه بندی و در جدول زیر توصیف شده اند.

نوع شکست

- شکست نرم: کنترل شونده توسط تغییرمکان
- شکست ترد: کنترل شونده توسط نیرو
  - تسلیم خمشی تیر؟
  - کمانش ستون؟
  - تسلیم خمشی ستون؟
  - تسلیم اتصال تیر به ستون؟



حل. حالتهای تسلیم طبق قاعده فوق طبقه بندی و در جدول زیر توصیف شده اند.

	سازکار شکست	نوع شکست عضو	حالت شکست	تاثیر شکست
۱		تشکیل لولای خمیری در تیرها و پای ستونها	نرم (کنترل شونده توسط تغییرمکان)	۱. پایداری زیر نیروی وزن ۲. توقف روند افزایش نیروی زلزله، پیشگیری از بروز شکستهای ترد در اعضا
۲		گسیخته شدن جوش اتصال تیر به ستون و جدا شدن تیر از ستون	ترد (کنترل شونده توسط نیرو)	۱. از میان رفتن مقاومت جانبی قاب ۲. ناپایداری زیر اثر نیروی پایستار وزن
۳		بریده شدن پیچ میل مهار کف ستون و حرکت افقی ستون روی پی	ترد	۱. از میان رفتن مقاومت جانبی قاب ۲. ناپایداری ستون و امکان فروریختن سازه زیر اثر نیروی پایستار وزن

سازکار شکست ۱ از نوع تسلیم است و نرم محسوب میگردد. از این رو، طبق اصل تغییرشکل میتوان آن را با مقاومتی بسیار کمتر از نیروی زلزله طرح کرد اما اگر سازکارهای شکست ۲ و ۳ حاکم گردد، سازه فاقد شکل پذیری است و باید طبق بر اساس مقاومت طرح شود. در این صورت، مقاومت سازه باید از نیروی زلزله بیشتر شود.

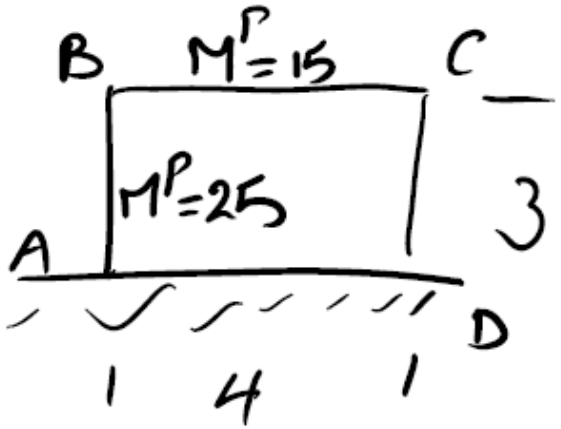
تمرین

تمرین ۲۱۰

در قاب فولادی زیر اعضا در برابر حرکت عرضی (عمود بر صفحه) کلا مهار شده و از اتصالات جوشی گیردار استفاده شده است. مقاومت خمشی نهایی تیر و ستون به ترتیب برابر ۱۵و ۲۵ تن متر میباشد. چنانچه نیروی ارتجاعی زلزله برابر ۲۰۰ تن باشد:

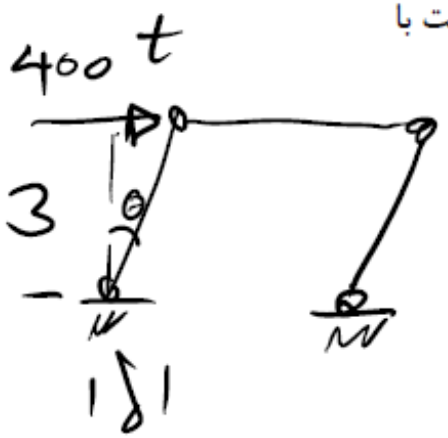
۱. مطلوب است محاسبه حداقل مقاومت خمشی لازم برای اتصال

۲. اگر سازه بهسازی شده و مقاومت خمشی تیر به ۳۰ تن متر برسد، حداقل مقاومت خمشی لازم برای اتصال چه تغییری خواهد کرد؟



حل.

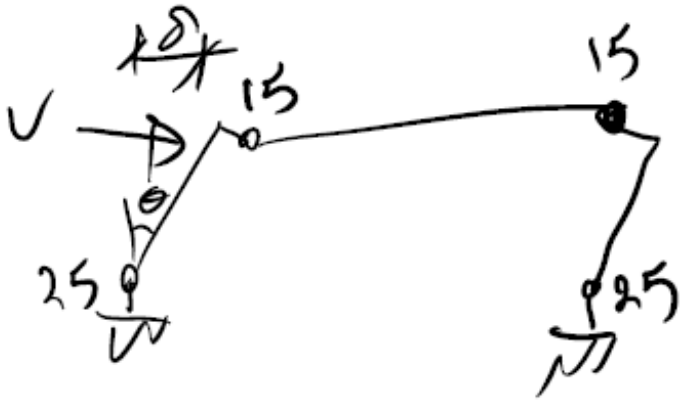
۱.اگر تیر و ستون بقدری قوی باشند که بتوانند نیروی ارتجاعی زلزله را تحمل کنند در این صورت لنگر خمیری اعضا با استفاده از روش کار مجازی برابر است با



$$200\delta = M^P(\theta+\theta+\theta+\theta) = 4M^P\theta$$

$$\delta = 3\theta \quad \therefore \quad M^P = 150\ tm$$

لنگر اوج در گره ها برابر ۱۵۰ تن متر بدست آمده است. این نیرو بشرطی درست است که سازه زودتر تسلیم نشده باشد. اما با توجه به مقاومت خمشی تیر و ستونها سازکار تسلیم زیر حاکم است.



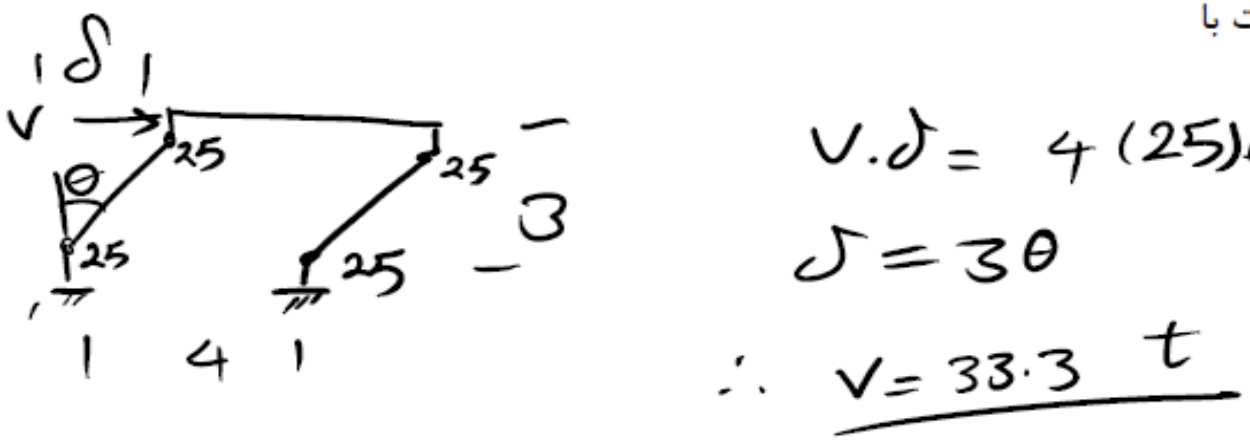
$$V.\delta = 25(\theta) + 150\theta \times 2 + 25\theta$$

$$\delta = 3\theta$$

$$\therefore V = 26.7\ t$$

ملاحظه میشود که مقاومت تسلیم قاب برابر ۲۶/۷ تن و خیلی کمتر از نیروی ارتجاعی زلزله است. پس در این قاب هرگز نیروی ۲۰۰ تن ایجاد نشده و در نتیجه، لنگر وارد بر اتصال نیز ۱۵۰ تن متر نخواهد رسید بلکه در حد لنگر تسلیم عضو یعنی ۱۵ تن متر متوقف خواهد شد. بدیهی است با توجه به اینکه حالت شکست اتصال از نوع ترد است، باید مقاومت آن به مقدار کافی بیش از این باشد. معمولاً لنگر اتصال را بین ۲۵٪ تا ۵۰٪ بیش از مقاومت عضو در نظر میگیرند.

۲. اگر سازه بهسازی شده و مقاومت نهایی تیر به ۳۰ تن متر برسد مقاومت تسلیم قاب از روش کار مجازی برابر است با



$$V.\delta = 4(25)\theta$$

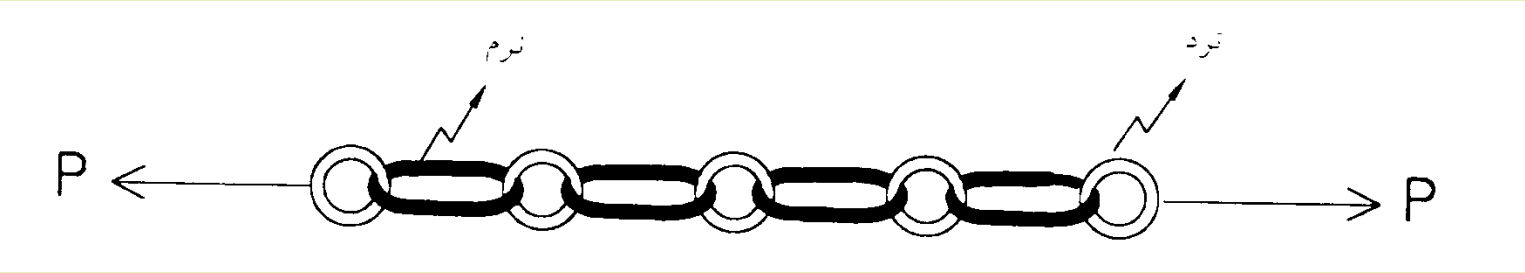
$$\delta = 3\theta$$

$$\therefore V = 33.3 \ t$$

میبینیم که مقاومت تسلیم قاب افزایش یافته و به ۳۳/۳ تن میرسد. لنگر وارد به اتصال در محل گره نیز از ۱۵ به ۲۵ تن متر افزایش می یابد. میتوان نتیجه گرفت که بهسازی و تقویت تیر یک اثر دوگانه دارد: از یکسو سازه را قویتر نموده و رفتار کلی سازه را بهبود میبخشد. از سوی دیگر، با افزایش نیروی ایجاد شده در اتصال احتمال شکست ترد را افزایش داده و باعث وخیم تر شدن شرایط میگردد.

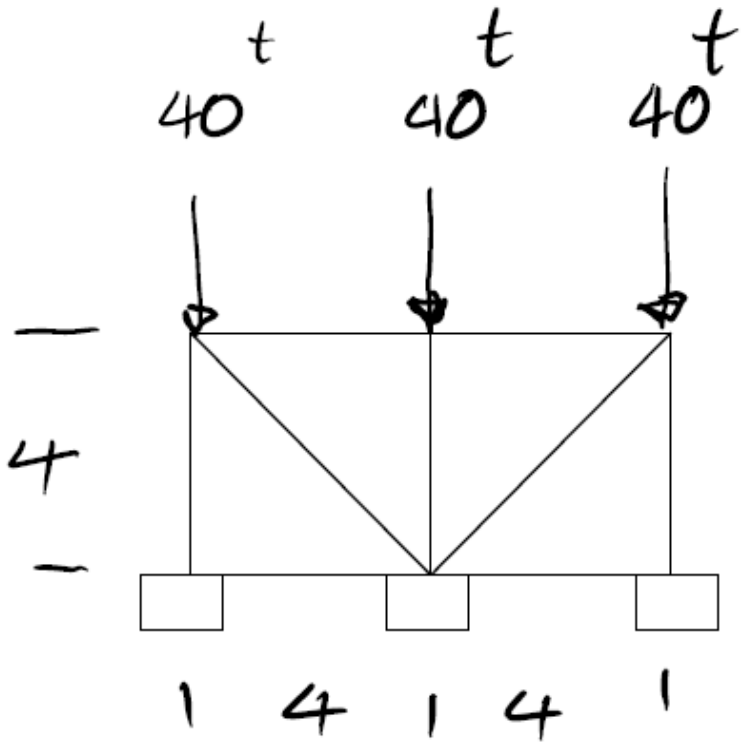
زنجیر ایمن

- **این زنجیر دارای دو نوع حلقه است:**
  - **حلقه‌های ترد که قابلیت تسلیم ندارند و زیر بار نباید از حد ارتجاعی خارج شوند**
  - **حلقه های نرم که قابلیت تسلیم دارند و به صورت فدا شونده عمل میکنند.**
  - **مقاومت حلقه های نرم یک عامل کنترل کننده نیروی وارد بر زنجیر است، و هیچ نیرو و ضربه خارجی هرچند قوی و محکم، نمیتواند نیرویی بیش از مقاومت تسلیم این حلقه ها به زنجیر وارد کند**
  - **فرآیند تسلیم به‌طور هدایت شده در این حلقه‌ها متمرکز می گردد و حلقه‌های ترد از گزند زلزله آسیب نمی بیند**



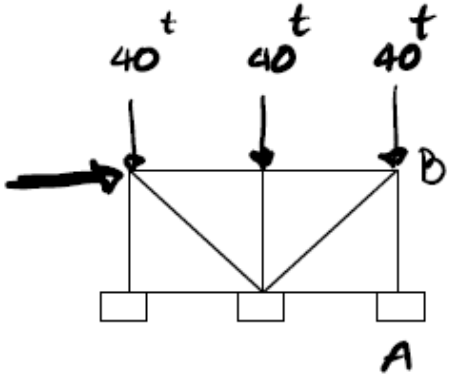
تمرین ۲۱۱

در قاب فولادی زیر با اتصالات مفصلی مساحت بادبند را طوری انتخاب کنید که در هیچ زلزله ای تنش فشاری زیر پی از حد مقاومت خاک بیشتر نشود. ابعاد پی ها ۱/۳×۱/۳ متر، و تنشهای مجـاز و تسـلیم خاک بترتیب ۱/۵ و ۴/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر میباشد.



حل

حل.



$$T = A_b \cdot f_y$$

با توجه به زاویه بادبند با ستون که ۴۵ درجه است داریم:

$$P = 40 + T\cos 45 = 40 + T\sqrt{2}/2$$

صدانه مقدار P با مقاومت خاک زیر پی برابر آید

$$P_{max} = A_f \times q$$

$$q = 4.5\ kg/cm^2 = 45\ t/m^2$$

$$A_f = 1.3^2 = 1.69\ m^2 \quad \therefore P_{max} = 1.69 \times 45 = 76.5\ t$$

$$P = P_{max} \quad \therefore \quad T \cong 51.6\ t$$

$$\therefore \quad A_b = T/f_y = 51.6 \times 10^3 / 2400 = 21.5\ cm^2$$

صدانه سطح باربند

توجه:

اگر سطح بادبند بیش از این باشد در زلزله های قوی پی به درون خاک فرو خواهد رفت. از این رو برای جلوگیری از آن باید سطح بادبند محدود شود. در واقع در اینجا تسلیم بادبند به منزله حلقه نرم، و فرورفتن پی در خاک حلقه ترد فرض شده اند و تسلیم حلقه نرم فارغ از مقدار نیروی زلزله همواره مانع از بروز شکست در حلقه ترد میشود.

تاثیر خطا در بر آورد مقاومت

- شکست نرم: مقاومت میانگین
- شکست ترد: مقاومت کرانه پایین

پایداری زیر اثر ترکیب نیروهای پایستار و ناپایستار

- مقاومت کافی در برابر نیروهای پایستار در غیاب نیروی ناپایستار
- شکل پذیری کافی در برابر نیروهای ناپایستار
  - سازه زیر اثر ترکیب نیروهای پایستار و ناپایستار بر اساس روش تغییرشکل تحلیل غیرخطی میشود و در سازکار تسلیم ایجاد شده تغییرشکلها و نیروها محاسبه میگردد. تغییرشکل اعضای نرم از شکل پذیری مجاز، و نیروی اعضای ترد از مقاومت مجاز آنها نباید تجاوز کند.
- مقاومت کافی در برابر نیروی پایستار پس از بروز سازکار تسلیم در برابر نیروی ناپایستار
  - برای این منظور تاثیر منفی ایجاد سازکار تسلیم، و تغییرشکلها و نیروهای ناشی از نیروی ناپایستار روی مقاومت سازه در برابر نیروهای پایستار بررسی میگردد.

پایداری زیر اثر ترکیب نیروهای پایستار و ناپایستار

تاثیر منفی نیروی ناپایستار: پرتاب

عرضی دیوار باربر

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

فرآیند طراحی بر اساس تغییرشکل

1. تعیین هدف بهسازی براساس نظرخواهی از کارفرما و سطح عملکرد
2. مشخص نمودن زلزله
3. تعیین مدل اجزای سازه
4. انجام تحلیل غیرخطی
5. برآورد نیروها و تغییرشکلهای غیرارتجاعی و مقایسه با معیارهای پذیرش
6. اصلاح طرح
7. تکرار مراحل ۳ تا ۶ تا آنجا که معیارهای پذیرش ارضا شوند

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

آشنایی با کلیات نشریه ۳۶۰

- ایده تسلیم هدایت شده
- حالت کنترل شونده توسط تغییرمکان
- حالت کنترل شونده توسط نیرو
- معیار پذیرش
- سطح خطر زلزله
- سطح عملکرد
- انتخاب مدل غیرخطی اعضا
- نحوه تحلیل غیرخطی
- نحوه مدلسازی پی

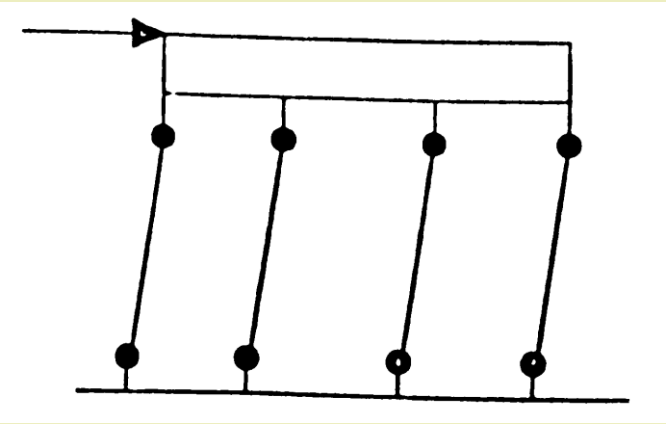
موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

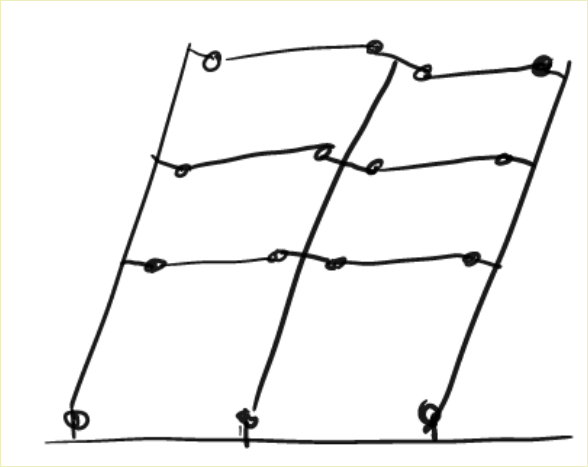
ایده تسلیم هدایت شده

مقاومت حد پایین شکست ترد ≤ مقاومت میانگین شکست نرم

ایجاد شرایط سازکار

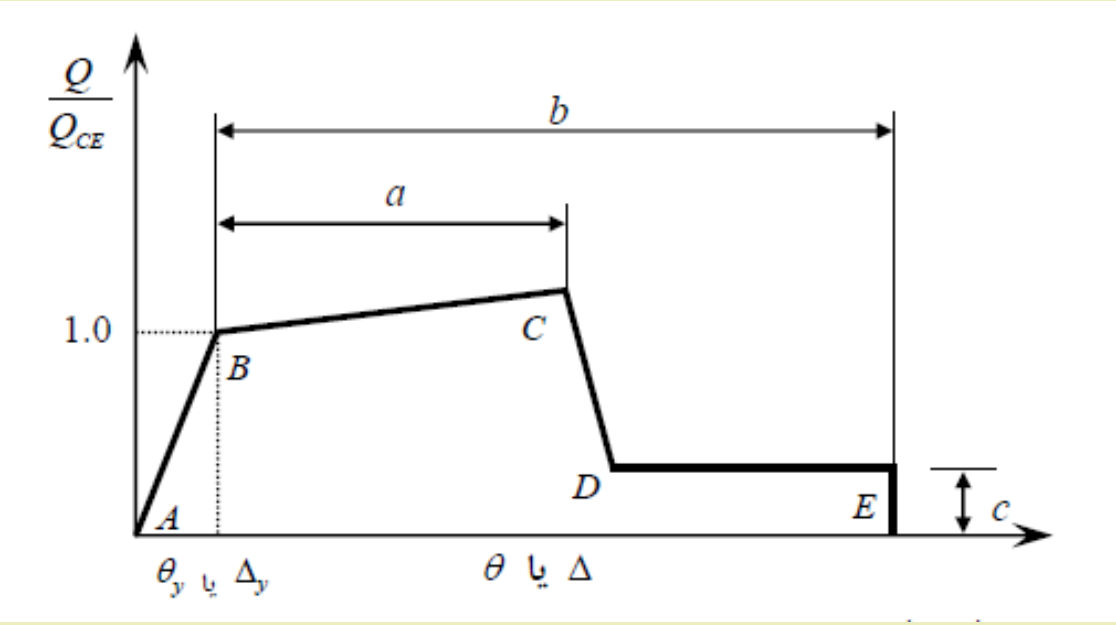
- . مقاومت در برابر نیروی ایجاد شده با افزایش مقاومت عضو نرم اقدامی غیر ضروری و غیرعملی است (که به معنای نفی روشهای متعارف است که بر پایه مقاومت اند)





تعیین مدل رفتار غیرخطی اعضا

- محاسبه مقاومت
- پارامترهای مدل رفتار اجزا پس از رسیدن به تسلیم (c, b, a)



تعیین مدل رفتار غیرخطی اعضا

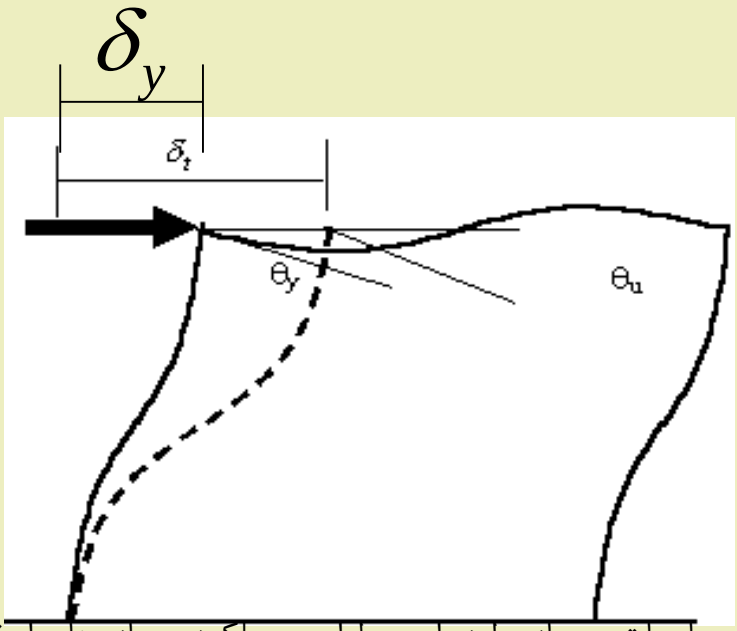
- محاسبه مقاومت
- پارامترهای مدل رفتار اجزا پس از رسیدن به تسلیم

Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
					Primary		Secondary	
Component/Action	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
Beams—flexure								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \le \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$

معیار پذیرش اعضای نرم

- تغییرشکل در محدوده استفاده بیوقفه
- تغییرشکل در محدوده ایمنی جانی
- تغییرشکل در محدوده آستانه فروریزی



موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

معیار پذیرش اعضای نرم

- تغییرشکل در محدوده استفاده بیوقفه
- تغییرشکل در محدوده ایمنی جانی
- تغییرشکل در محدوده آستانه فروریزی

Table 5-6 *Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components*

	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
					Primary		Secondary	
Component/Action	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
Beams—flexure								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \le \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$

معیار پذیرش اعضای ترد

- معیار پذیرش اعضای ترد مبتنی بر تامین مقاومت لازم است. برای این منظور سازه زیر اثر زلزله طرح (سطح خطر ۱ یا ۲) تحلیل غیرخطی میشود و نیروی بدست آمده در اعضای ترد نباید از مقاومت این اعضا بیشتر باشد. در این تحلیل، مقاومت اعضای ترد (کنترل شونده توسط نیرو) برابر *کرانه پایین مقاومت تسلیم* و مقاومت اعضای نرم (کنترل شونده توسط تغییرمکان) برابر *میانگین مقاومت تسلیم* در نظر گرفته میشود.

تمرین ۲۱۳

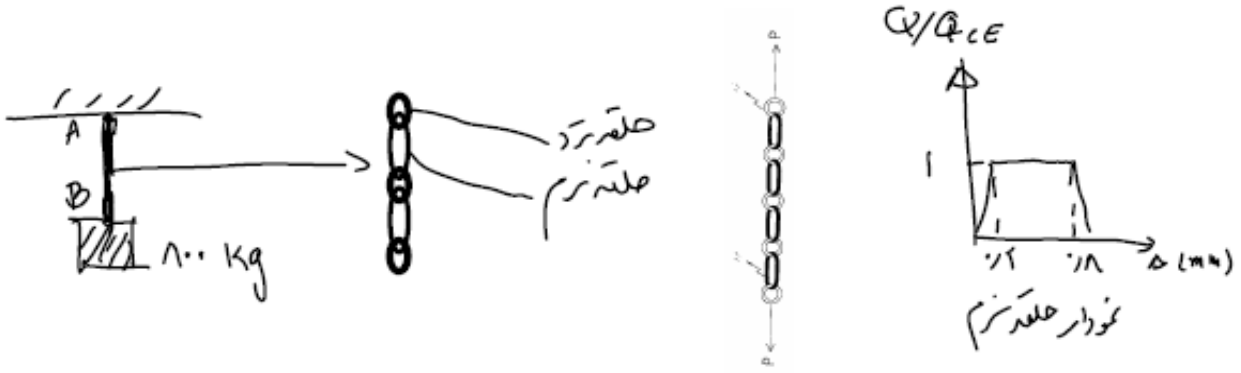
تمرین. جسمی به وزن ۸۰۰ کیلوگرم با زنجیری مرکب از حلقه های نرم و ترد از سقف آویزان شده است. نمودار غیرخطی حلقه های نرم طبق شکل زیر میباشد. سطح مقطع عمود بر نیروی کششی قائم برای یک حلقه نرم جمعاً برابر ۵۶ میلیمتر مربع، و مقادیر میانگین و حد پایین تنش تسلیم بترتیب برابر ۳۰۰۰، و ۲۵۰۰ ک/سم میباشد. تحلیل خطی زیر اثر مولفه قائم زلزله بم نیروی ایجاد شده در زنجیر را برابر ۳۲۰۰ کیلوگرم، و تحلیل غیر خطی تغییر شکل هر حلقه نرم را برابر ۰/۵۴ میلیمتر بدست داده است. این تحلیلها با فرض عدم تسلیم حلقه های ترد انجام شده است.

۱. حداکثر نیروی کششی ایجاد شده در زنجیر را برآورد کنید.

۲. اگر معیار پذیرش برای ایمنی جانی $1.5\delta_y$ و برای فروریزی $2\delta_y$ باشد، وضعیت عملکرد حلقه های نرم را مشخص نمایید.

۳. چنانچه مقادیر میانگین و حد پایین تنش تسلیم حلقه های ترد بترتیب برابر ۲۵۰ و ۲۰۰ ک/سم باشد حداقل سطح مقطع لازم را حساب کنید.

۴. ضریب اطمینان حلقه های نرم و ترد را در برابر مولفه قائم زلزله بم معین نمایید.



حل.

۱. طبق توصیه نشریه ۳۶۰، مقاومت اعضای نرم برابر مقاومت میانگین در نظر گرفته میشود پس

$$Q_{CE} = A f_{ye} = ۰,۵۶ \times ۳۰۰۰ = ۱۶۸۰ \ kg < V_e = ۳۲۰۰$$

ملاحظه میشود که مقاومت تسلیم حلقه نرم کوچکتر از نیروی ارتجاعی زلزله است، پس سازکار تسلیم در زنجیر ایجاد خواهد شد و عملاً حداکثر نیروی ایجاد شده در آن از حد مقاومت تسلیم تجاوز ننموده و با آن برابر خواهد شد.

$$T_{max} = ۱۶۸۰ \ kg$$

۲. تغییرشکل خمیری در حلقه های نرم برابر است با

$$\delta_p = \delta - \delta_y = ٪۵۴ - ۰,۲ = ۰,۳۴ \quad \therefore \quad \delta_p / \delta_y = \frac{٪۳۴}{٪۲} = ۱,۷$$

$$۱,۵\delta_y < \delta_p = ۱,۷\delta_y < ۲\delta_y$$

میبینیم که تغییرشکل خمیری حلقه های نرم از حد ایمنی جانی بیشتر و از حد فروریزی کمترند. پس عملکرد زنجیر در زلزله مزبور شرایط ایمنی جانی را برآورد نمیکند، اما به حد فروریزی نمیرسد، و پایداری کلی سازه حفظ خواهد شد.

۳. طبق ضوابط نشریه ۳۶۰ مقاومت حد پایین حلقه های ترد نباید از نیروی وارده کمتر باشد. با توجه به حداکثر نیروی ایجاد شده در زنجیر داریم

$$Q_{CL} \geq T_{max} \quad \therefore \quad A f_{yL} \geq ۱۶۸۰$$

$$A \geq \frac{۱۶۸۰}{۲۰۰} = ۸,۴ \ cm^2$$

سطح مقطع حلقه ترد

۴. ضریب اطمینان حلقه های نرم

$$F_S = \frac{\text{مقاومت}}{\text{نیروی وارده}} = \frac{۱۶۸۰}{۱۶۸۰} = ۱$$

میبینیم که چون نیروی ایجاد شده در زنجیر برابر مقاومت کششی حلقه های نرم است، ضریب اطمینان برابر یک میباشد. این بدان معنی است که حلقه های نرم از نظر مقاومت دارای حاشیه اطمینان نیستند و در زلزله بم تسلیم میشوند. قبلا دیدیم که سازه ها معمولاً در زلزله های قوی تسلیم میشوند و تامین ضریب اطمینان در حد متعارف امکان پذیر نیست. بر خلاف حلقه های نرم، حلقه های ترد نباید به حد تسلیم برسند پس باید ضریب اطمینان بزرگتر از یک داشته باشند. چنانچه فرض شود حلقه های ترد از مصالحی با مقاومت میانگین ساخته شده است (مشابه حلقه های نرم)، در این صورت مقاومت این حلقه ها برابر است با

$$Q = A f_{ye} = ۸.۴ \times ۲۵۰ = ۲۱۰۰ \text{ kg}$$

و ضریب اطمینان حلقه های ترد برابر است

$$F_S = \frac{\text{مقاومت}}{\text{نیروی وارده}} = \frac{۲۱۰۰}{۱۶۸۰} = ۱.۲۵$$

از سوی دیگر نسبت تنش میانگین به حد پایین در حلقه های ترد برابر است با

$$f_{ye} / f_{yL} = \frac{۲۵۰}{۲۰۰} = ۱.۲۵$$

میبینیم که این نسبت با ضریب اطمینان حلقه های ترد برابر است.

بنیاد نخبگان در علوم و فناوری
بنیاد نخبگان در علوم و فناوری

با توجه به اینکه سازه زیر اثر نیروی ۱۰۰ تن به تسلیم رسیده است میتوان نتیجه گرفت که با توجه به سازکار تسلیم که مبتنی بر تسلیم حلقه های نرم است، نیرو در این حلقه ها به حد مقاومت تسلیم این حلقه ها رسیده است. طبق توصیه نشریه ۳۶۰، مقاومت اعضای نرم برابر مقاومت میانگین در نظر گرفته میشود. از اینجا میتوان نتیجه گرفت که

۱. تغییر شکل ایجاد شده در اعضای نرم $6\delta_y$ از حد پذیرش $8\delta_y$ کمتر است، از این رو طرح اعضای نرم قابل قبول میباشد.

۲. نیروی ایجاد شده در اعضای ترد با توجه به سازکار تسلیم فوق میتواند بدست آید. طبق ضوابط و با توجه به تسلیم اعضای نرم داریم

مقاومت میانگین اعضای نرم = نیروی ایجاد شده در زلزله سطح خطر ۲ = ۱۰۰ تن

بنا بر این نیروی ایجاد شده در اعضای ترد از شکل زیر بدست می آید که در آن نیروی ناشی از تشکیل سازکار تسلیم در اعضای نرم نشان داده شده است.

100 t= مقاومت میانگین عضو نرم ← ○ → 100 t= مقاومت میانگین عضو نرم

با توجه به شکل نیروی ایجاد شده در عضو برابر ۱۰۰ تن خواهد بود. طبق ضوابط، حد پایین مقاومت عضو ترد نباید از این نیرو کمتر باشد. از این رو

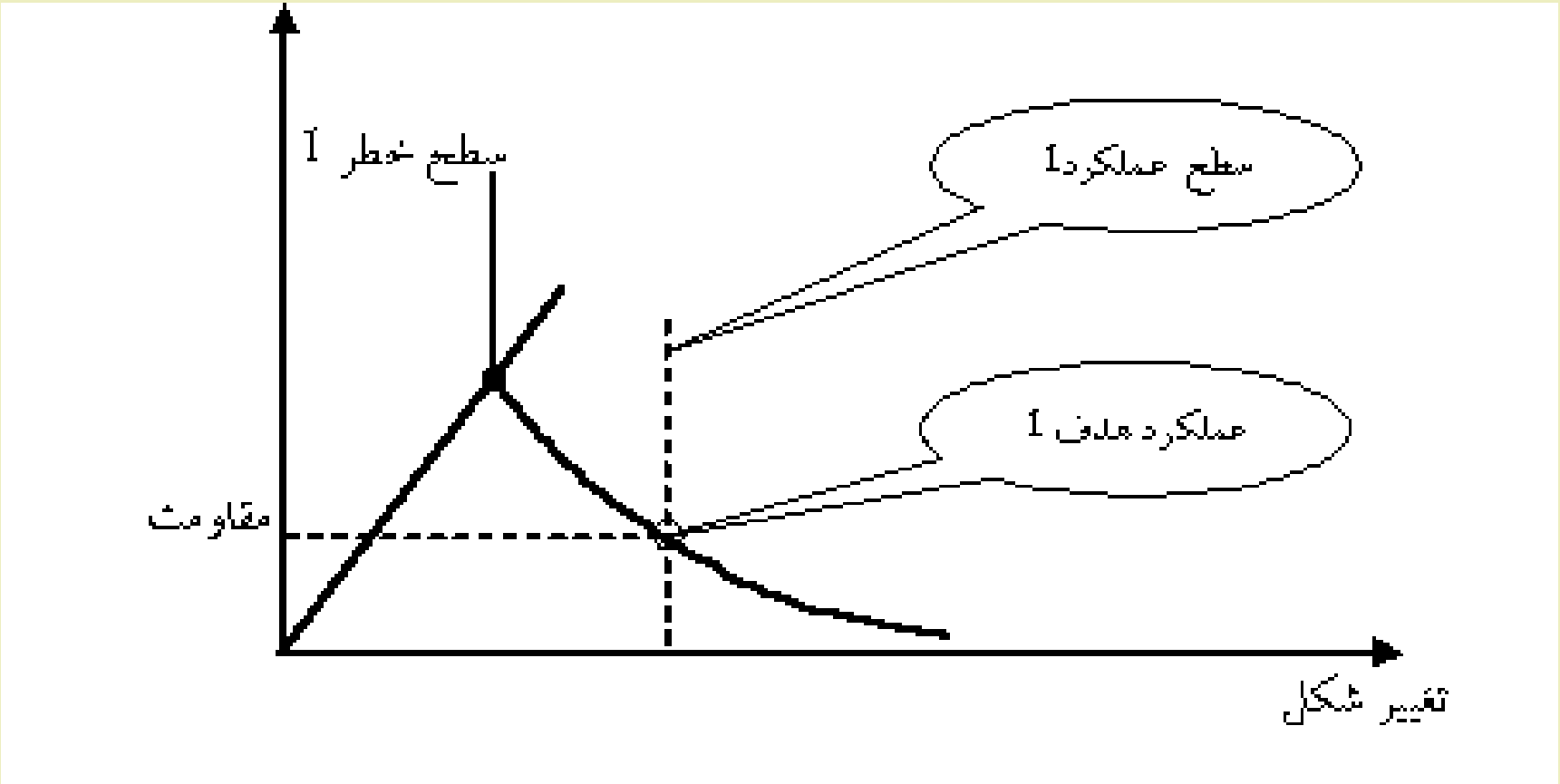
$$Q_L \geq 100 \quad \therefore \quad Q_E = 1.5\,Q_L \geq 100 \times 1.5 = 150$$

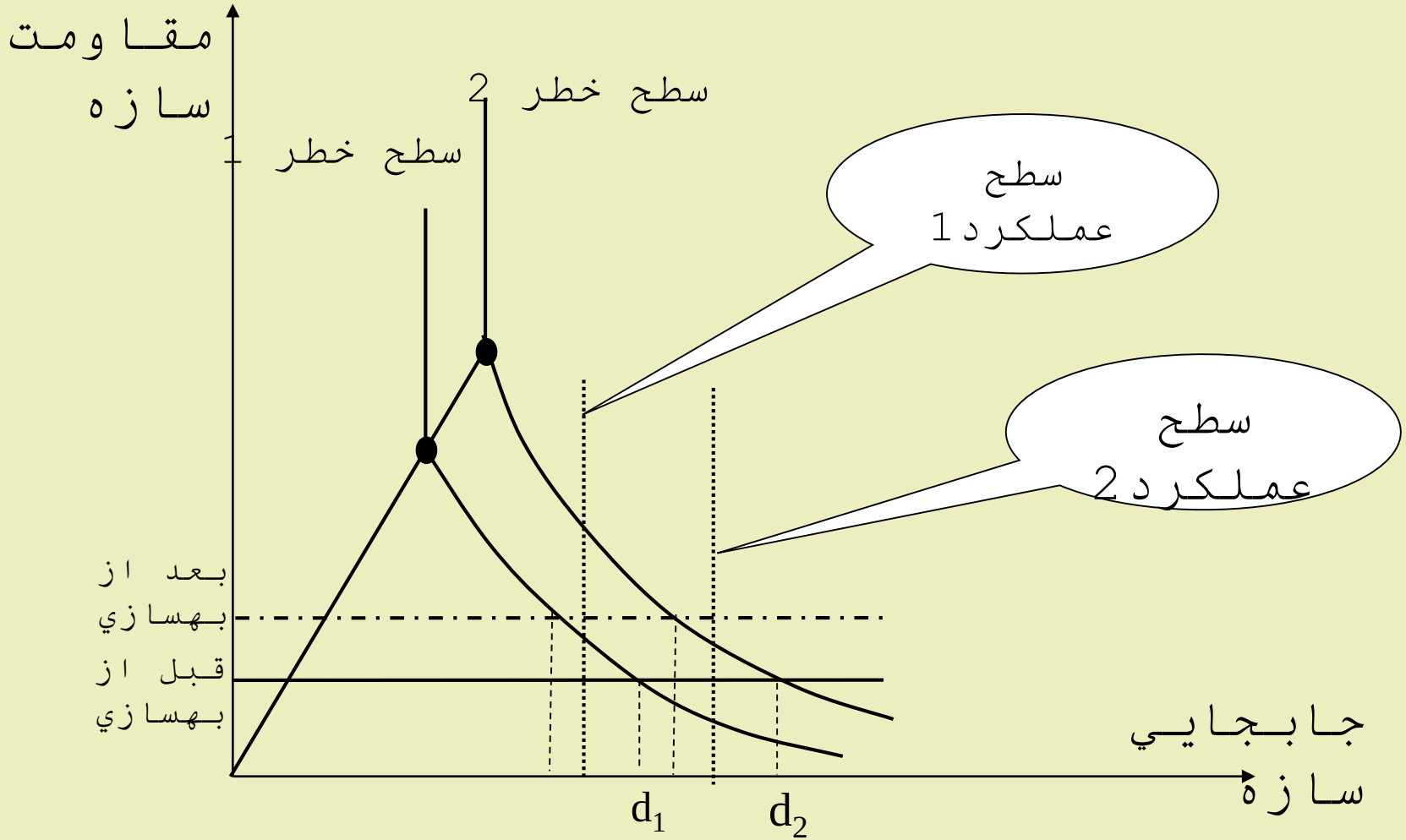
سطح خطر زلزله

- سطح خطر ۱: زلزله با احتمال فراگذشت ٪۱۰ در ۵۰ سال (زلزله ۴۷۵ ساله)
- سطح خطر ۲: زلزله با احتمال فراگذشت ٪۲ در ۵۰ سال (زلزله ۲۴۷۵ساله)
  - برای زلزله سطح ۱ میتوان از زلزله طرح در آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده کرد. در نبود مطالعات ساختگاهی میتوان سطح خطر ۲ را ۱/۵ برابر سطح خطر ۱ فرض کرد و طیف آن را از ضرب طیف آیین نامه ۲۸۰۰ در ضریب ۱/۵ بدست آورد.

هدف طرح

هدف بهسازی	عملکرد سازه	
	سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
مبنا	ایمنی جانی	مشخص نشده
مطلوب	ایمنی جانی	عدم فروریزی
ویژه	استفاده بدون وقفه	ایمنی جانی


سطح خطر I
سطح عملکرد I
عملکرد هدف I
مقاومت
تغییر شکل


مقاومت
سازه
سطح خطر 2
سطح خطر 1
سطح
عملکرد 1
سطح
عملکرد 2
بعد از
بهسازي
قبل از
بهسازي
جابجايي
سازه
d_1
d_2

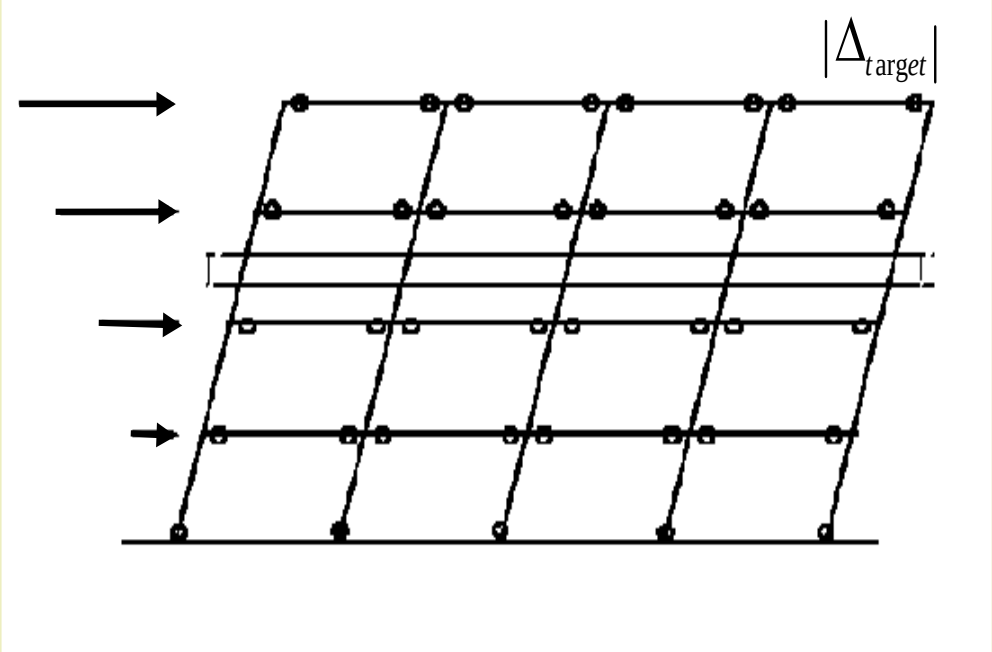
موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

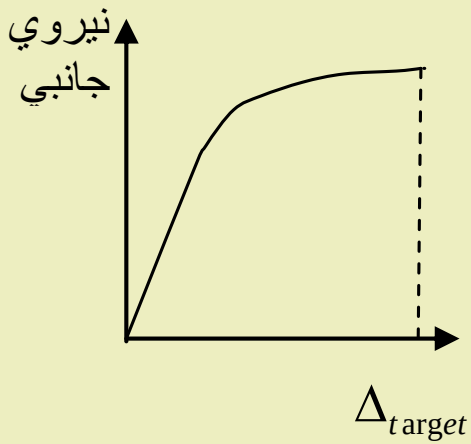
تحلیل غیر خطی

- دینامیکی
- رانشی

تحلیل رانشی

- الگوی بار
- جابجایی هدف





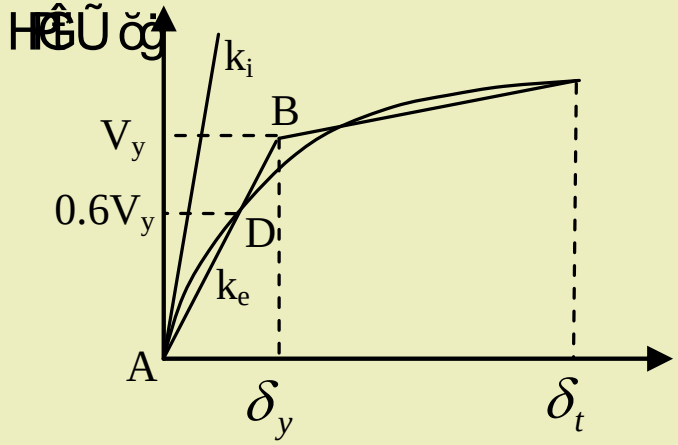
الگوی بار

- توزیع نوع اول: متناسب با شکل مد اول ارتعاش
- توزیع نوع دوم: یکنواخت (متناسب با وزن)

جابجایی هدف

$$\Delta_{target} = \delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$



- T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی
- k_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل
- k_e سختی معادل

ضرایب رابطه جابجایی

C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط جابجایی طیفی سیستم تکدرجه به جابجایی بام سیستم چنددرجه

تعداد طبقه	ساختمان برشی*		سایر ساختمانها
	توزیع بار نوع اول	توزیع بار نوع دوم	هرنوع توزیع بار
۱	۱	۱	۱
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

ضرایب C_1 و C_2

$$C_1 = 1 \qquad T_e \geq 1$$

$$C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{a T_e^2} \qquad 0.2 < T_e \leq 1$$

$$C_1 = 1 + \frac{25(R_u - 1)}{a} \qquad T_e \leq 0.2$$

$$R_u = \frac{S_a}{V_y / W} C_m$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R_u - 1}{T_e}\right)^2 \qquad T < 0.7$$

$$C_2 = 1 \qquad T \geq 0.7$$

- S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e

ضرایب C_1 و C_2

$$C_1 = 1 \qquad T_e \geq 1$$

جدول(۳-۳): ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	130	90	60

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R_u - 1}{T_e}\right)^2 \qquad T < 0.7$$

$$C_2 = 1 \qquad T \geq 0.7$$

- S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e

ضرایب C_1 و C_2

$C_1 = 1 \qquad T_e \geq 1$

جدول(۳-۳): ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	130	90	60

C_m ضریب جرم موثر مد اول

تعداد طبقه	قاب خمشی یا بادبندی شده (بتنی یا فولادی	سازه با دیوار برشی	سایر سیستمهای ساختمانی
یک یا دو	۱	۱	۱
سه و بیشتر	۰/۹	۰/۸	۱