سری عمران

پیوست سوم

راهنمای انجام روش‌های تحلیل غیرخطی

قسمت اول: مفاهیم اولیه در تحلیل‌های غیرخطی

قسمت دوم: تحلیل استاتیکی غیرخطی

قسمت سوم: تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در قسمت اول این پیوست، چه خواهیم خواند؟

در این قسمت پس از یاداوری کوتاه دربارهٔ مفهوم تحلیل‌های غیرخطی، مفهوم مفصل خمیری که یکی از مهمترین موارد در روند انجام این تحلیل‌ها است را بررسی می‌کنیم و سپس با رویکردهای مدل‌سازی مفاصل خمیری آشنا می‌شویم.

A-۱- یاداوری مفهوم تحلیل‌های غیرخطی

همانطورکه از مطالب گفته شده در فصل چهارم به‌خاطر دارید، روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها به دو دستهٔ تحلیل‌های خطی و تحلیل‌های غیرخطی تقسیم می‌شوند. در روش‌های تحلیل خطی که می‌توانند به‌صورت استاتیکی یا دینامیکی باشند، فرض بر این است که سختی اعضای سازه مقداری ثابت دارد به‌طوری‌که اگر به‌عنوان مثال بارهای وارد بر سازه ۱۰ برابر شود، نیرو در همهٔ اعضای سازه نیز ۱۰ برابر می‌شود. از سوی دیگر می‌دانیم که سازه‌ها هنگامی‌که تحت بارهای زیاد ناشی از زلزله قرار می‌گیرند، از خود شکل‌پذیری نشان داده و تغییرشکل‌های غیرخطی در آنها ایجاد می‌شود و به‌همین دلیل در واقعیت نیروی طراحی در اعضای سازه می‌تواند نسبت به تحلیل‌های خطی کاهش یابد. از همین‌رو محققان مهندسی عمران به‌منظور براورد واقع‌بینانه‌تر از رفتار سازه‌ها، روش‌های تحلیل غیرخطی را نیز پیشنهاد می‌دهند که قصد داریم در این پیوست با آنها آشنا شویم. همچنین یاداوری می‌کنیم که تحلیل‌های غیرخطی نیز می‌توانند به دو صورت استاتیکی یا دینامیکی انجام شوند.

تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی)، روش‌های مورد استفاده برای تحلیل‌های غیرخطی می‌باشند که در قسمت‌های بعدی این فصل با آنها آشنا خواهیم شد. مطالعات مهندسان نشان می‌دهد که نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی حساسیت زیادی به رکوردهای زلزلهٔ انتخابی دارند و وجود پارامترهای مختلفی نظیر حداکثر شتاب حرکت زمین (PGA)، محتوای فرکانسی رکوردها، مدت زمان دوام زلزله و ... بر روی پاسخ سازه مؤثر است. از همین‌رو می‌توان گفت که برای اطمینان از روند تحلیل تاریخچه زمانی یک ساختمان، باید تعداد تحلیل‌های زیادی را انجام داد و به‌همین دلیل این روش نسبتاً دشوار و پر هزینه می‌باشد. از سوی دیگر تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی دارای مشکلات به مراتب کمتری نسبت به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی هستند و با انجام آنها می‌توان تخمین مناسبی از نحوهٔ پاسخ‌های غیرخطی سازه به‌دست آورد. با توجه به این موارد باید گفت که در سالیان اخیر، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بیشتر از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی موردنظر مهندسان عمران در پروژه‌های عملی بوده است.

زیر شاخه‌های اصلی قسمت اول

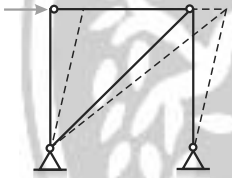
A-۱- یاداوری مفهوم تحلیل‌های غیرخطی
A-۲- آشنایی با مفهوم مفصل خمیری
A-۳- رویکرد عمومی در مدل‌سازی مفاصل خمیری
A-۴- رویکرد ضوابط بهسازی لرزه‌ای در مدل‌سازی مفاصل خمیری

دقت: هرگاه صحبت از غیرخطی شدن رفتار سازه‌ها به میان می‌آید، منظور دو نوع ویژگی غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح است. از مطالب ابتدایی در فصل چهارم به یاد دارید که در اغلب پروژه‌های مهندسی تنها اثر $P-\Delta$ می‌تواند بحرانی باشد. از سوی دیگر بیان شد که اثر $P-\Delta$ را می‌توان به‌سادگی توسط نرم‌افزارهای امروزی در هنگام انجام تحلیل‌های خطی نیز در نظر گرفت که با توجه به این موضوع در بیشتر اوقات منظور از تحلیل‌های غیرخطی تحلیل‌هایی است که در آنها اثرات غیرخطی شدن مصالح در نظر گرفته می‌شود. غیرخطی شدن مصالح یک سازه سبب می‌شود که در اعضای سازه، محدوده‌هایی به نام مفصل خمیری ایجاد شود که در ادامهٔ این قسمت قصد داریم با مفهوم آن به‌طور دقیق‌تری آشنا شویم و رویکردهای مدل‌سازی آن را در یک تحلیل غیرخطی یاد بگیریم.

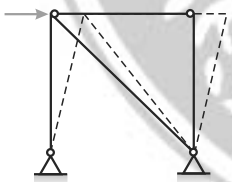
A-۲- آشنایی با مفهوم مفصل خمیری

درک مفهوم مفصل خمیری یکی از پایه‌ای‌ترین اصولی است که یک مهندس طراح برای یادگیری صحیح تحلیل‌های غیرخطی باید با آن آشنا شود. برای همین منظور در اینجا با ذکر چند مثال ساده آن را بررسی می‌کنیم:

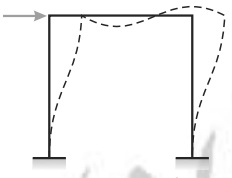
۱) در شکل مقابل قاب سادهٔ ساختمانی را مشاهده می‌کنید که تحت نیروهای جانبی قرار گرفته و مهاربند قطری تحت کشش قرار دارد. در صورتی‌که نیروی جانبی وارد بر قاب افزایش یابد، نیروی محوری کششی نیز در مهاربند زیاد می‌شود تا جایی که ممکن است مقطع مهاربند در کشش جاری شود. در این حالت اصطلاحاً می‌گوییم در مهاربند مفصل محوری در کشش ایجاد شده است.


شکل ۱: قاب سادهٔ ساختمانی با مهاربند کششی

۲) در قاب شکل مقابل مهاربند قطری تحت نیروی محوری فشاری قرار می‌گیرد. با افزایش نیروی جانبی وارد بر قاب و در نتیجه بالا رفتن سطح نیروی فشاری در مهاربند، ممکن است مهاربند در فشار کمانش کند. از طرفی اگر مهاربند در برابر کمانش مقید شده باشد یا سختی آن در برابر کمانش بالا باشد، تنش‌های فشاری در مقطع مهاربند به حد تسلیم می‌رسند و در این حالت اصطلاحاً می‌گوییم در مهاربند مفصل محوری در فشار ایجاد شده است.


شکل ۲: قاب سادهٔ ساختمانی با مهاربند فشاری

۳) قاب شکل مقابل را با اتصالات صلب تیر به ستون در نظر بگیرید که نیروی جانبی به آن وارد می‌شود. در این حالت عملکرد قاب به‌گونه‌ای است که بار جانبی در اثر ایجاد لنگر خمشی و نیروی برشی در تیر و ستون‌ها تحمل می‌شود. پس می‌توان گفت که با افزایش بار جانبی، مقدار تلاش‌های ایجاد شده در تیر و ستون‌ها بالا می‌رود تا جایی‌که ممکن است یکی از حالت‌های زیر در این قاب ایجاد شود:


شکل ۳: قاب خمشی

الف) مقدار لنگر خمشی حداکثر در اعضاء به مقاومت خمشی آنها برسد. در این حالت مقطع تحت تنش‌های نرمال ناشی از خمش تسلیم می‌شود و اصطلاحاً می‌گوییم مفصل خمشی در تیر و یا در ستون ایجاد شده است.

ب) مقدار نیروی برشی حداکثر در اعضاء به مقاومت برشی آنها برسد. در این حالت مقطع تحت تنش‌های برشی تسلیم می‌شود و اصطلاحاً می‌گوییم مفصل برشی در تیر و یا در ستون تشکیل شده است.

مفصل خمیری

با بررسی سازه‌های مورد بحث در این بخش، متوجه شدیم که مفصل در اعضای سازه می‌تواند تحت تلاش‌های مختلفی که در اعضاء رخ می‌دهد ایجاد شود، به این معنی‌که یک مفصل می‌تواند از نوع محوری در کشش، محوری در فشار، خمشی یا برشی باشد. در ادبیات فنی، به هر یک از مفصل‌های نام برده شده اصطلاحاً **مفصل پلاستیک** یا **مفصل خمیری**[1] گفته می‌شود.

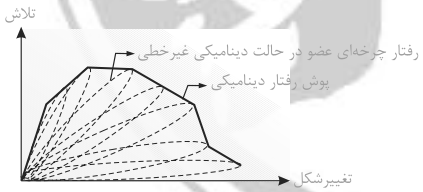
نکته: مفاصل خمیری می‌توانند در اعضای فولادی یا بتنی ایجاد شوند که دربارهٔ آنها باید به موارد زیر توجه نمود:

- در اعضای فولادی، مفصل خمیری عبارت است از مقطعی که تحت تلاش خاصی، همهٔ تارهای آن به حد تنش تسلیم رسیده باشند و به عبارتی آن مقطع از عضو به‌طور کامل جاری شده باشد.
- در اعضای بتنی، مفصل خمیری عبارت است از مقطعی که تحت تلاش خاصی، میلگردهای آن به حد تسلیم رسیده باشند.

A-۲-۱- رویکردهای مدل‌سازی مفاصل خمیری

یکی از مهمترین و تأثیرگذارترین مراحل انجام تحلیل‌های غیرخطی، مرحلهٔ مدل‌سازی سازه و تعریف مشخصات مفاصل خمیری است. با توجه به اهمیت این موضوع، آیین‌نامه‌هایی که روش‌های تحلیل غیرخطی را پیشنهاد داده‌اند، بخش زیادی از ضوابط خود را به چگونگی انجام مدل‌سازی و تعریف مفاصل خمیری اختصاص می‌دهند. هر چند بررسی کامل این موضوع احتیاج به بحث مفصلی دارد ولی در اینجا قصد داریم دید خوبی در این رابطه به شما عزیزان ارائه کنیم.

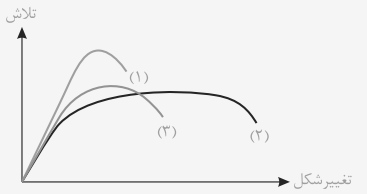
در صورتی‌که در طراحی سازه‌ها بخواهیم از روش‌های تحلیل غیرخطی استفاده کنیم، لازم است رفتار اجزای سازه به‌صورت غیرخطی مدل شوند. البته لازم به ذکر است که مدل‌سازی رفتاری مصالح اعضاء در تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار پیچیده بوده و باید با در نظر گرفتن رفتار عضو در بارگذاری و باربرداری (اصطلاحاً رفتار چرخه‌ای عضو) همراه باشد. از سوی دیگر در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در واقع پوشِ رفتار دینامیکی غیرخطی اعضاء را استفاده می‌کنیم که این موضوع را در شکل مقابل مشاهده می‌کنید.



شکل ٤: نمودار تلاش – تغییرشکل تحت بارگذاری چرخه‌ای

نگاهی دیگر

براساس شکل مقابل که به‌صورت شماتیک رسم شده است، مشاهده می‌کنید که سه نوع رفتار را می‌توان برای مفصل‌های خمیری و تلاش‌های ایجاد شده در آن انتظار داشت:



شکل ٥: نمودار تلاش – تغییرشکل برای سه نوع مفصل خمیری

مفصل نوع (۱): در این نوع رفتار، مفصل دارای مقاومت بالایی است ولی توانایی تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی کمی را دارد و اصطلاحاً شکل‌پذیر نیست و می‌گوییم عضو ترد و شکننده است.

مفصل نوع (۲): در این نوع رفتار، مفصل مقاومت مطلوبی داشته و در عین حال توانایی تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی زیادی را نیز دارد و اصطلاحاً می‌گوییم عضو شکل‌پذیر است.

مفصل نوع (۳): در این نوع رفتار، مفصل از نظر مقاومت و شکل‌پذیری حالتی بین دو مفصل قبلی دارد و اصطلاحاً می‌گوییم عضو نیمه شکل‌پذیر است.

1- *Plastic Hinge*

مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، مدل‌سازی مفاصل خمیری که در برگیرندهٔ مشخصات غیرخطی اعضای سازه است باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری با داده‌های آزمایشگاهی یا مدل‌های تحلیلی معتبر سازگار باشد. از همین‌رو می‌توان مدل‌سازی مفاصل خمیری را با دو رویکرد اصلی انجام داد که عبارتند از[1]:

۱- رویکرد عمومی در مدل‌سازی مفاصل خمیری

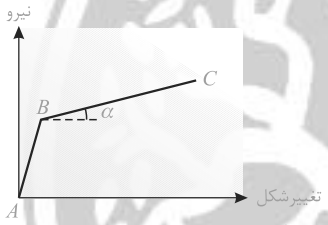
۲- رویکرد ضوابط بهسازی لرزه‌ای در مدل‌سازی مفاصل خمیری

در ادامه با هر یک از این دو رویکرد بیشتر آشنا می‌شویم.

A-۳- رویکرد عمومی در مدل‌سازی مفاصل خمیری

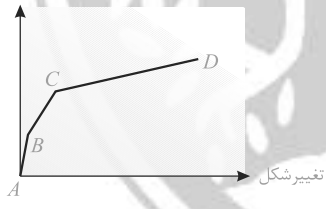
براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، رویکرد عمومی در مدل‌سازی مفاصل خمیری می‌تواند به‌صورت رفتار دو خطی یا سه خطی باشد که دربارهٔ هر یک می‌توان گفت:

۱) **مدل‌سازی دو خطی:** رابطهٔ نیرو - تغییرشکل اعضاء و مفاصل خمیری را می‌توان به‌صورت دو خطی مطابق شکل مقابل در نظر گرفت. در این نوع از مدل‌سازی، خط اول بیانگر رفتار ارتجاعی عضو است که تا نقطهٔ تسلیم آن ادامه پیدا می‌کند (نقطهٔ B). بعد از آن به‌دلیل جاری شدن عضو، سختی عضو (شیب خط دوم) به شدت افت پیدا کرده و حتی می‌تواند برابر صفر اختیار شود (حالت پلاستیک کامل که معادل با $\alpha = 0$ می‌باشد).



شکل ۶: مدل‌سازی دو خطی مفاصل خمیری

۲) **مدل‌سازی سه خطی:** رابطهٔ نیرو - تغییرشکل اعضاء و مفاصل خمیری را می‌توان به‌صورت سه خطی مطابق شکل مقابل در نظر گرفت. این نوع مدل‌سازی نسبت به مدل‌سازی دو خطی دقت بالاتری دارد، زیرا به شکل واقعی منحنی رفتاری مفاصل نزدیک‌تر شده و تغییرات در سختی عضو را به‌صورت تدریجی‌تری بیان می‌کند.

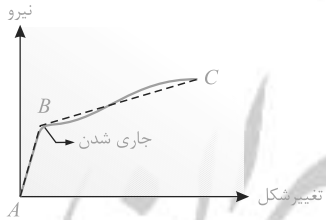


شکل ۷: مدل‌سازی سه خطی مفاصل خمیری

A-۳-۱- کاربرد مدل‌سازی دو خطی و سه خطی

مدل‌های دو خطی و سه خطی، روش‌هایی عمومی و ساده برای مدل‌سازی رفتار نیرو - تغییرشکل اعضای یک سازه هستند که دربارهٔ کاربرد هر یک می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

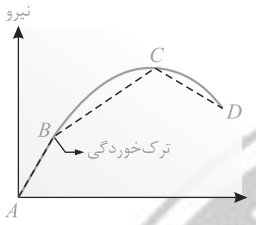
- مدل دو خطی بیشتر مناسب اعضای فولادی است و چندان برای تعریف رفتار اعضای بتنی پیشنهاد نمی‌شود. به‌طور مثال در شکل مقابل رفتار نیرو - تغییرشکل یک عضو فولادی تحت نیروی کششی را مشاهده می‌کنید که با دقت قابل قبولی می‌توان آن را با یک مدل دو خطی جایگزین کرد. توجه کنید که در این حالت، شیب خط اول (خط AB) بیانگر سختی سکانت عضو تا نقطهٔ جاری شدن است و شیب خط دوم (خط BC) معمولاً به‌صورت یک تا سه درصد شیب خط اول تعریف می‌شود.



شکل ۸: مدل‌سازی دوخطی رفتار عضو فولادی کششی

۱- با یک نگاه جامع‌تر، می‌توان گفت دو روش برای شبیه‌سازی رفتار مفاصل خمیری وجود دارد که شامل مدل‌های مفصل خمیری گسترده (*Distributed Plasticity Models*) و مدل‌های مفصل خمیری متمرکز شده (*Concentrated Plasticity Models*) می‌باشند. لازم به ذکر است که در کارهای مهندسی عموماً از مدل‌های مفصل خمیری متمرکز شده استفاده می‌شود که در این پیوست نیز تنها به این موارد پرداخته شده است.

● مدل سه خطی غالباً برای تعریف منحنی رفتار غیرخطی در اعضای بتنی (و بنایی) پیشنهاد می‌شود. به‌طور مثال در شکل مقابل رفتار نیرو - تغییرشکل یک تیر بتنی تحت خمش خالص را مشاهده می‌کنید که یک مدل سه خطی به‌خوبی می‌تواند آن را بیان کند. توجه کنید که در این حالت، شیب خط اول (خط AB) نشان‌دهندهٔ سختی عضو قبل از ترک‌خوردگی و شیب خط دوم (خط BC) بیانگر سختی عضو بعد از ترک‌خوردگی است. از سوی دیگر شیب خط سوم (خط CD) بیانگر مرحلهٔ افت مقاومت مفصل خمیری می‌باشد.



شکل ۹: مدل‌سازی سه خطی رفتار تیر بتنی تحت خمش

● **دقت:** اگر بخواهیم از روش دو خطی برای مدل‌سازی رفتار اعضای بتنی یا بنایی استفاده کنیم، شیب خط اول باید براساس سختی مقطع ترک‌خورده تعریف شود.

چند نکتهٔ تکمیلی

نکات دیگری که علاوه بر موارد فوق باید در مدل‌سازی مفاصل خمیری در نظر گرفته شوند عبارتند از:

۱- در اعضایی که در آنها زوال مقاومت انتظار می‌رود، باید این رفتار در رابطهٔ نیرو - تغییرشکل آن اعضاء لحاظ شود.

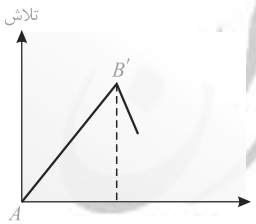
۲- مقاومت اعضاء براساس مقادیر مورد انتظار (میانگین) مشخصات مصالح محاسبه می‌شود. مشخصات میانگین مصالح با ضرب عدد ۱/۱۵ در مقادیر مقاومت مشخصهٔ مصالح (کرانهٔ پایین) به‌دست می‌آید.

۳- در تعیین روابط نیرو - تغییرشکل برای اعضای سازه، اثرات نیروهای محوری ناشی از بارهای ثقلی باید در نظر گرفته شود.

A-۴- رویکرد ضوابط بهسازی لرزه‌ای در مدل‌سازی مفاصل خمیری

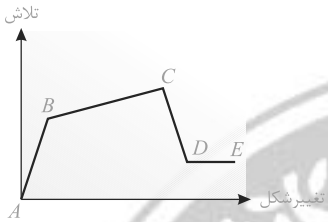
مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضاء در تحلیل‌های غیرخطی می‌توان از ضوابط ارائه شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریهٔ ۳۶۰) استفاده کرد. براساس ضوابط این نشریه، نحوهٔ رفتار اجزای سازه‌ای براساس نوع تلاش داخلی و شکل منحنی تلاش - تغییرشکل آنها، به دو گروه اصلی شامل گروه «**کنترل شونده توسط نیرو**» و «**کنترل‌شونده توسط تغییرشکل**» تقسیم‌بندی می‌شود که در ادامه با هر یک بیشتر آشنا می‌شویم.

تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو: رفتار اعضایی که در آنها تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو وجود دارد، به‌صورت شماتیک در شکل مقابل نشان داده شده است. تغییرشکل این اعضاء در مراحل اولیهٔ اعمال نیرو، رابطهٔ ارتجاعی و خطی با نیروی اعمال شده دارد. زمانی‌که نیرو در این عضوها به یک حد انتهایی مانند نقطهٔ B' برسد، عضو دفعتاً باربری خود را از دست داده و بدون اینکه رفتاری شکل‌پذیر داشته باشد دچار گسیختگی خواهد شد.



شکل ۱۰: نمودار تلاش - تغییرشکل برای عضو کنترل‌شونده توسط نیرو

تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل: در شکل مقابل رفتار اعضایی که تحت تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل قرار دارند، نشان داده شده است. چنان‌که ملاحظه می‌شود، در نمودار رفتاری این اعضاء چهار منطقهٔ متمایز وجود دارد. در قسمت اول (شاخهٔ AB) رفتار به‌صورت ارتجاعی خطی است، در قسمت دوم (شاخهٔ BC) رفتاری شکل‌پذیر دیده می‌شود که می‌تواند به‌صورت خمیری کامل (با شیب صفر) یا به‌صورت خمیری با سخت‌شدگی باشد (با شیب مثبت و مشابه شکل فوق)، در قسمت سوم (شاخهٔ CD) مقاومت به‌شدت کاهش می‌یابد اما به طور کلی از بین نمی‌رود و در قسمت چهارم (شاخهٔ DE) رفتار مجدداً خمیری است که مقاومت پسماندی را در عضو نشان می‌دهد. همانطورکه ملاحظه می‌کنید در این اعضاء تغییرشکل در محدودهٔ رفتار غیرخطی به مراتب بیشتر از محدودهٔ رفتار خطی است و زوال مقاومت و گسیختگی عضو پس از ایجاد تغییرشکل زیاد در عضو دیده می‌شود.

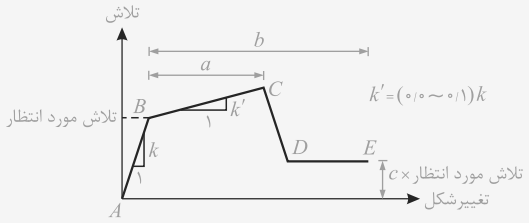


شکل ۱۱: نمودار تلاش - تغییرشکل برای عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

● **دقت:** در نمودارهای رفتار مفاصل خمیری، محور قائم به‌عنوان تلاش داخلی عضو و محور افقی به‌عنوان تغییرشکل عضو معرفی شده است که عناوینی کلی می‌باشند و برحسب مورد، هر یک می‌تواند مفهوم خاصی داشته باشد. مثلاً در بررسی یک مهاربند فولادی، نمودار تلاش - تغییرشکل در حقیقت همان نمودار نیروی محوری - تغییرشکل محوری است و یا در بررسی مفصل خمیری در یک تیر تحت خمش، این نمودار به‌صورت لنگر خمشی - دوران خمشی تعریف می‌شود.

رابطهٔ تلاش - تغییرشکل

می‌دانیم‌که رابطهٔ نیرو - تغییرشکل اعضاء برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل به‌صورت زیر می‌باشد. برای ترسیم این نمودار در اعضای مختلف سازه و معرفی آنها به نرم‌افزارهایی مانند $ETABS$، باید پارامترهای نشان داده شده در نمودار مانند پارامترهای a، b و c و همچنین شیب‌های k و k' براساس نوع المان، ابعاد و اندازهٔ مقطع از آیین‌نامه‌های معتبر نظیر نشریهٔ ۳۶۰ استخراج شوند. به‌طور مثال شیب قسمت BC غالباً برابر صفر الی ۱۰ درصد شیب قسمت AB لحاظ می‌شود که مقدار آن وابسته به نوع مقطع مورد بررسی می‌باشد.



شکل ۱۲: پارامترهای نمودار تلاش - تغییرشکل برای عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

در تکمیل بحث رفتار مفاصل خمیری موارد زیر را به‌صورت جمع‌بندی شده ذکر می‌کنیم:

۱- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو فاقد رفتار شکل‌پذیر هستند. رفتار عضو در این حالت عمدتاً خطی می‌باشد که در پایان بخش خطی، افت مقاومت ناگهانی در عضو ایجاد شده و عضو دچار گسیختگی می‌شود.

۲- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل دارای رفتاری شکل‌پذیر هستند. این اعضاء پس از کسب مقاومت نهایی و رسیدن به تغییرشکل زیاد دچار افت مقاومت می‌شوند ولی غالباً به‌صورت کامل مقاومت خود را از دست نمی‌دهند و پس از این مرحله هنوز هم تا حدی می‌توانند تغییرشکل‌های بزرگتری را تحمل کنند.

۳- پیش‌تر نیز گفتیم که برخی از تلاش‌های ایجاد شده در اعضای سازه‌ای، رفتاری نیمه شکل‌پذیر دارند، به این معنی که رفتار آنها تا حدی شبیه به رفتار اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل بوده و از سوی دیگر شبیه به اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو نیز می‌باشد. برای درک بهتر این موضوع همانطورکه در شکل زیر مشاهده می‌کنید، این اجزا دارای قابلیت تغییرشکل‌های نسبتاً مناسبی هستند (البته نه به اندازهٔ اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل) ولی بعد از رسیدن به مقاومت نهایی خود، به‌صورت ناگهانی دچار افت مقاومت و گسیختگی می‌شوند.

شکل ۱۳: نمودار تلاش – تغییرشکل برای سه نوع رفتار ترد، شکل‌پذیر و نیمه شکل‌پذیر

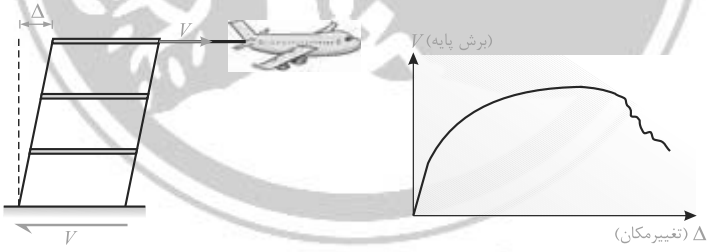
دقت: همهٔ نمودارهایی که برای بررسی رفتار تلاش - تغییرشکل اعضاء معرفی شده‌اند، بیانگر نوعی رفتار خطی در مراحل ابتدایی بارگذاری و نوعی رفتار غیرخطی در بارگذاری‌های زیاد هستند. به عبارت دیگر مشاهده می‌شود که در این نمودارها، پارامترهای سختی و مقاومت در طول بارگذاری می‌تواند تدریجاً یا به‌صورت ناگهانی تغییر کند. در روش‌های تحلیل خطی تنها از قسمت ابتدایی نمودارها که رفتاری ارتجاعی را نشان می‌دهد استفاده می‌شود، در حالی‌که در روش‌های تحلیل غیرخطی قصد داریم تا با در نظر گرفتن رفتار واقعی مفاصل پلاستیک، نتایج دقیق‌تری برای تحلیل سازه به‌دست آوریم.

در قسمت دوم این پیوست، چه خواهیم خواند؟

در حال حاضر، یکی از معروف‌ترین و کاربردی‌ترین روش‌های تحلیل غیرخطی سازه‌ها، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی است. در این قسمت می‌خواهیم ابتدا با مفهوم و فلسفهٔ این روش تحلیل آشنا شویم و سپس ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ را برای کاربرد آن در تحلیل غیرخطی سازه‌ها بررسی کنیم.

B-۱- مفهوم تحلیل استاتیکی غیرخطی

احتمالاً تا به حال شنیده‌اید که نام دیگر تحلیل استاتیکی غیرخطی، **تحلیل پوش‌آور**[1] یا **تحلیل بار افزون** می‌باشد. جالب است بدانید که دلیل این نوع نام‌گذاری برای تحلیل استاتیکی غیرخطی، دقیقاً نشان‌دهندهٔ مفهوم و رویکرد این روش است که قصد داریم آن را در اینجا بررسی کنیم. برای همین منظور شکل زیر را در نظر بگیرید که در آن ساختمانی توسط یک هواپیما کشیده می‌شود. در این حالت می‌دانیم که اگر هواپیما با نیروی V ساختمان را بکشد، برش V نیز در پای ساختمان ایجاد می‌شود و تغییرمکان Δ در تراز بام ساختمان اندازه‌گیری خواهد شد ($\Delta = \frac{V}{K}$). حال اگر مقدار V و Δ را از زمانی‌که هواپیما شروع به حرکت می‌کند تا زمانی‌که نیروی وارد بر ساختمان باعث فروریزش آن می‌شود اندازه‌گیری کرده و آنها را به‌صورت یک منحنی رسم کنیم، نموداری به‌دست می‌آید که شکل شماتیک آن مشابه نمودار زیر خواهد بود.



شکل ۱۴: اعمال نیروی جانبی به ساختمان و رسم نمودار برش پایه - تغییرمکان

در یک تحلیل استاتیکی غیرخطی، به‌دنبال آن هستیم تا با اعمال نیرو به ساختمان (چیزی شبیه نیروی هواپیما در مثال بررسی شده)، آن را آنقدر هُل دهیم تا دچار فروریزش شود. سپس منحنی مربوط به برش پایه - تغییرمکان ساختمان را از ابتدای بارگذاری تا مرحلهٔ فروریزش ساختمان رسم می‌کنیم (مشابه شکل بالا) و در نهایت قادر خواهیم بود تا با استفاده از آن، اطلاعات مفیدی را دربارهٔ رفتار ساختمان به‌دست آوریم.

1- *Pushover Analysis*

قسمت دوم (تحلیل استاتیکی غیرخطی)

زیر شاخه‌های اصلی قسمت دوم

B-۱- مفهوم تحلیل استاتیکی غیرخطی
B-۲- دو واژهٔ اساسی در تحلیل استاتیکی غیرخطی
B-۳- منحنی ظرفیت سازه
B-۴- زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان
B-۵- تغییرمکان هدف
B-۶- ضرایب طراحی سازه
B-۷- معیارهای پذیرش

نکته: برخی از مهندسین به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، اصطلاحاً روش تحلیل مود خرابی نیز می‌گویند که دلیل آن یکی از مهمترین اطلاعاتی است که این تحلیل می‌تواند به مهندسان ارائه کند. در یک تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌توان ترتیب و توالی ایجاد مفصل‌های خمیری در سازه را مشاهده کرد و دید بسیار مناسبی از نحوهٔ رفتار سازه تحت بارهای ناشی از زلزله به‌دست آورد.

موارد کاربرد روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه‌هایی می‌توان استفاده نمود که در آنها اثرات مودهای بالا عمده نباشد (حاکم نباشد). برای تعیین این موضوع ضروری است سازهٔ ساختمان دو بار با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی تحلیل شود.

- در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته می‌شود.
- در بار دوم تنها مودهای نوسانی که مجموع جرم مؤثر آنها حداقل ٪۹۰ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود.

در صورتی‌که نتایج تحلیل دوم نشان دهد که نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ٪۳۰ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بزرگتر است، این امر به معنی عمده بودن اثرات مودهای بالای سازه است و در نتیجه نمی‌توان از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده نمود.

B-۱-۱- راستای اعمال نیرو در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، دو مرحله بارگذاری باید به سازه اعمال شود:

۱) در مرحلهٔ اول و قبل از اعمال بار جانبی به سازه، باید بار ثقلی مطابق با ضرایب ترکیب بار مربوطه به سازه وارد شود.

نکته: ترکیب بارهای ثقلی شامل $1/2D + L$ و $0/9D$ می‌باشند که در آنها D بار مرده و L بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود. ضمناً در مواردی‌که بار زندهٔ گسترده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا ٪۵۰ مجاز می‌باشد.

۲) پس از اعمال بار ثقلی، باید بار جانبی به سازه وارد شود که دربارهٔ آن نکات زیر قابل ذکر می‌باشد:

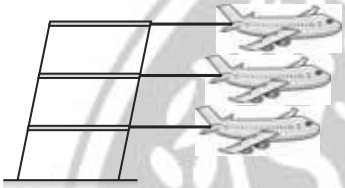
- در این روش تأثیر زلزله باید در هر دو جهت مثبت و منفی در هر امتداد اصلی به ساختمان اعمال گردد و بحرانی‌ترین مقادیر تلاش‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده ملاک طراحی و کنترل اعضاء قرار گیرد. در این حالت باید اثر $P-\Delta$ نیز در انجام تحلیل در نظر گرفته شود.
- در مورد ساختمان‌های نامنظم باید از مدل‌های سه بعدی در تحلیل استفاده کرد. در مورد این ساختمان‌ها و نیز آن دسته از ساختمان‌های منظم که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف باشند، در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید در هر امتداد ٪۱۰۰ نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ٪۳۰ تغییرمکان در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود.
- در مورد ساختمان‌های منظم، به‌جز مواردی‌که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف هستند، می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد.

B-۲- دو واژهٔ اساسی در تحلیل استاتیکی غیرخطی

می‌دانیم که در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (روش پوش‌آور) باید با اعمال نیرو به سازه و افزایش آن از صفر تا مقدار حداکثر، رفتار سازه را به‌صورت غیرخطی بررسی کرده و منحنی برش پایه - تغییرمکان را برای آن رسم کنیم. حال سؤال اساسی آن است که نحوهٔ اعمال نیرو به سازه چگونه باید باشد و تغییرمکان کدام نقطه باید ملاک قرار گیرد؟ با پاسخ به این سؤال، در حقیقت دو مفهوم و واژهٔ اساسی در تحلیل استاتیکی غیرخطی را شناخته‌ایم که عبارتند از:

- الگوی بار جانبی
- نقطهٔ کنترل

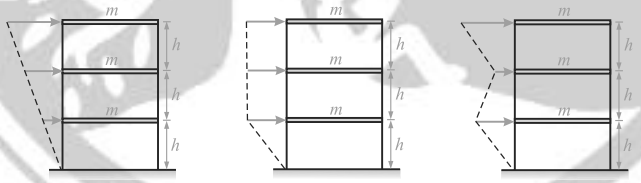
برای درک بهتر این مفاهیم، سازهٔ شکل مقابل را در نظر بگیرید که هر طبقه از آن توسط هواپیمایی کشیده می‌شود. در ادامهٔ بحث مفهوم الگوی بار جانبی و نقطهٔ کنترل را با توجه به این شکل بیان می‌کنیم.



شکل ۱۵: اعمال نیرو به طبقات مختلف سازه

B-۲-۱- الگوی بار جانبی

در مثال شکل فوق، هر یک از هواپیماها ممکن است با قدرت و نیروی متفاوتی ساختمان را به سمت خود بکشند و جالب است که این موضوع می‌تواند رفتارهای متفاوتی را در ساختمان ایجاد کند. به‌طور مثال مشابه شکل‌های زیر، می‌توان توزیع‌های مختلفی را برای اعمال نیرو به ساختمان پیشنهاد داد، به‌طوری‌که در توزیع (۱) بار جانبی هر طبقه متناسب با ارتفاع آن بوده و اصطلاحاً مثلثی است، در توزیع (۲) بار جانبی متناسب با جرم هر طبقه بوده و اصطلاحاً یکنواخت است و در توزیع (۳) بار جانبی متناسب با پارامترهای متفاوتی نظیر جرم، ارتفاع و سختی طبقه می‌باشد.



شکل ۱۶: سه نوع توزیع متفاوت بار جانبی وارد بر یک سازه

در یک تحلیل استاتیکی غیرخطی، نحوهٔ اعمال بار جانبی به تراز هر طبقه اصطلاحاً «الگوی بار جانبی»[1] نام دارد و مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، حداقل دو توزیع بار جانبی به شرح زیر باید در تحلیل استاتیکی غیرخطی اعمال گردد:

الف) توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل ٪۹۰ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

ب) توزیع بار یکنواخت که عبارت است از توزیعی متناسب با جرم طبقات سازه بدون توجه به ارتفاع هر طبقه.

- **دقت:** بارهای جانبی باید در محل جرم‌ها در مدل اعمال شوند، به‌طوری‌که در ساختمان‌های دارای دیافراگم‌های صلب، محل اعمال این بارها می‌تواند در مرکز جرم کف‌ها باشد. همچنین تأثیر خروج از مرکزیت اتفاقی نیز باید در هنگام اعمال بارها لحاظ گردد.

مبحث ۶ (ویرایش ۴)، بند ۶-۳-۱-۱ ب

مبحث ۶ (ویرایش ۴)، بند ۶-۳-۱-۱ ب

1- *Load Pattern*

بر مبنای پیوست (۲)، بند (۳-۱۱)

اثرات پیچش

اصطلاح ساختمان‌های «**انعطاف‌پذیر پیچشی**» به ساختمان‌هایی گفته می‌شود که پیچش سازه در مود ارتعاشی اول یا دوم آنها حاکم باشد. در این نوع از ساختمان‌ها، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی که معرفی شدند، ممکن است باعث تخمین غیرمحافظه‌کارانه و کمتر از واقعیت برای تغییرمکان‌های ساختمان در سمت سخت (مقاوم) سازه شوند. از همین‌رو در ساختمان‌های انعطاف‌پذیر پیچشی باید تغییرمکان‌های سمت سخت (مقاوم) سازه در مقایسه با ساختمان‌های متعادل پیچشی افزایش یابد. به‌همین منظور می‌توان در این ساختمان‌ها از ضریب بزرگنمایی برای تغییرمکان‌های سمت سخت سازه استفاده کرد. این ضریب بزرگنمایی می‌تواند از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه بعدی ساختمان به‌دست آید.

B-۲-۲- نقطهٔ کنترل

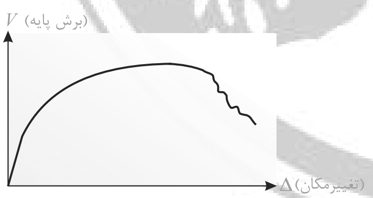
بر مبنای پیوست (۲)، بند (۳-۷-۲)

در مثال شکل صفحهٔ قبل، هنگامی‌که هواپیماها ساختمان را می‌کشند و در طبقات مختلف ساختمان تغییرمکان ایجاد می‌شود، می‌توان نمودار تغییرات برش پایه - تغییرمکان را برای ساختمان رسم کرد، اما به نظر شما تغییرمکان در کدام تراز باید ملاک عمل قرار گیرد؟ مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در تحلیل استاتیکی غیرخطی یک سازه، تغییرمکان ایجاد شده در مرکز جرم بام باید موردنظر باشد که در این حالت اصطلاحاً به مرکز جرم بام، «**نقطهٔ کنترل**» گفته می‌شود. شایان ذکر است که در روند انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، معمولاً عنوان می‌شود که تغییرمکان ایجاد شده در نقطهٔ کنترل باید به حد مشخصی برسد که اصطلاحاً به آن «**تغییرمکان هدف**»[1] گفته می‌شود.

تذکر: مرکز جرم بام خرپشته را نباید به‌عنوان نقطهٔ کنترل در نظر گرفت.

B-۳- منحنی ظرفیت سازه

از بحث‌های قبلی در این قسمت آموختیم که در تحلیل استاتیکی غیرخطی، سازه تحت یک الگوی بار جانبی قرار می‌گیرد، به‌طوری‌که با افزایش سطح بارها، تغییرمکان در نقطهٔ کنترل به مقدار هدف رسیده و حتی از آن نیز فراتر رود. همچنین مشاهده کردیم که اگر در مراحل مختلف اعمال بار جانبی، رابطهٔ بین برش پایهٔ ساختمان و تغییرمکان نقطهٔ‌کنترل را به‌صورت یک منحنی ترسیم کنیم، نتیجهٔ به‌دست آمده نموداری به شکل مقابل خواهد بود.



شکل ۱۷: نمودار برش پایه – تغییرمکان

نمودار فوق که مهم‌ترین نتیجهٔ به‌دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش‌آور) است، اصطلاحاً «**منحنی ظرفیت**»[2] یا «**منحنی پوش‌آور**» نام دارد و به‌عنوان پایه‌ای برای محاسبهٔ برخی از ویژگی‌های سازه استفاده می‌شود. برخی از مهمترین پارامترها و ویژگی‌هایی که به‌طور مستقیم یا غیرمستقیم از منحنی ظرفیت یک سازه می‌توان برداشت نمود، عبارتند از:

۱. برش پایهٔ جاری شدن مؤثر سازه (V_y)
۲. سختی جانبی ارتجاعی سازه (K_i)
۳. سختی جانبی مؤثر سازه (K_e)
۴. زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان (T_e)
۵. تغییرمکان هدف (δ_t)
۶. ضرایب طراحی سازه (ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی)

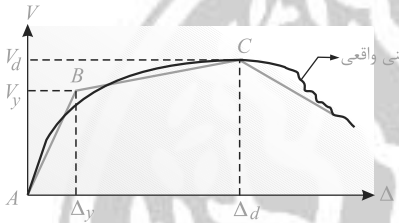
1- *Target Displacement*
2- *Capacity Curve*

منحنی ظرفیت یک سازه که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌دست می‌آید، نمودداری است که شیب آن در قسمت‌های مختلف دائماً در حال تغییر است. از سوی دیگر به منظور برداشت اطلاعات مورد نیاز از این منحنی لازم است تا آن را به یک منحنی چند خطی تبدیل کنیم. به این ترتیب می‌توان برش پایهٔ جاری شدن مؤثر سازه (V_y) و تغییرمکان نظیر آن (Δ_y) را تعیین کرده و از این مقادیر برای محاسبهٔ زمان تناوب اصلی مؤثر سازه (T_e) استفاده کرد.

روند چند خطی کردن منحنی ظرفیت، یک روند سعی و خطایی بوده و معمولاً نیازمند استفاده از نرم‌افزارهای مهندسی می‌باشد، ولی به هر حال مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، این کار با در نظر گرفتن اصول زیر انجام می‌گیرد:

بر مبنای پیوست (۱)، بندهای (۳-۷-۱۳) و (۳-۷-۱۴)

۱- منحنی ظرفیت باید با یک منحنی سه خطی ایده‌آل جایگزین شود. در این حالت خط اول بیانگر رفتار ارتجاعی است که تا لحظهٔ جاری شدن سازه ادامه دارد، خط دوم نمایندهٔ شیب مثبت سازه بعد از جاری شدن تا لحظهٔ مقاومت حداکثر است و خط سوم نمایندهٔ شیب منفی ناشی از افت مقاومت می‌باشد.

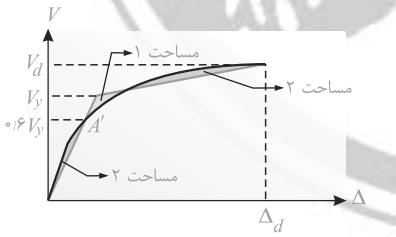


شکل ۱۸: سه خطی کردن منحنی ظرفیت سازه

۲- با دقت در منحنی ظرفیت چند خطی، دو نقطهٔ اساسی روی آن دیده می‌شود. در نقطهٔ اول (نقطهٔ B)، تغییرمکان نقطهٔ کنترل برابر Δ_y و برش پایهٔ ساختمان برابر V_y است و در نقطهٔ دوم (نقطهٔ C)، تغییرمکان نقطهٔ کنترل برابر Δ_d و برش پایهٔ ساختمان برابر V_d است.

۳- مقدار V_y نشان‌دهندهٔ برش پایهٔ جاری شدنِ مؤثر سازه است که نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد. از سوی دیگر مقدار V_d نشان‌دهندهٔ ظرفیت سازه در تغییرمکان هدف یا در تغییرمکان نظیر برش پایهٔ حداکثر، هر کدام که کمتر است، می‌باشد.

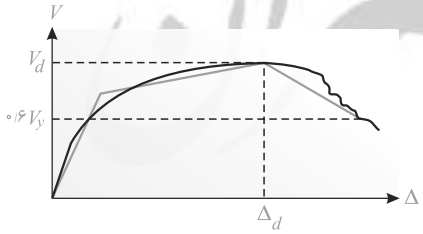
۴- خطوط اول و دوم در منحنی سه خطی شده به‌نحوی رسم می‌شوند که سطح زیر منحنی رفتار دو خطی تا نقطهٔ (V_d ، Δ_d) برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطهٔ (V_d ، Δ_d) باشد. به‌عبارت دیگر در نمودار شکل مقابل باید مساحت هاشورخوردهٔ (۱) برابر مجموع مساحت دو ناحیهٔ (۲) باشد (چرا؟). البته باید به این شرط دقت کنید که خط اول باید از نقطهٔ A' روی منحنی غیرخطی عبور کند که در این نقطه برش پایهٔ ساختمان برابر $0.6V_y$ می‌باشد.



شکل ۱۹: ترسیم خطوط اول و دوم روی منحنی ظرفیت سازه

● **دقت:** لزوم ارضای همزمان دو شرط گفته شده سبب می‌شود که روند ترسیم خطوط اول و دوم دشوار شده و نیازمند سعی و خطا باشد.

۵- خط سوم از نقطهٔ انتهای شیب مثبت در منحنی ظرفیت یعنی نقطهٔ (V_d ، Δ_d) و نقطه‌ای که در آن برش پایه به $0.6V_y$ نزول می‌کند می‌گذرد.



شکل ۲۰: ترسیم خط سوم روی منحنی ظرفیت سازه

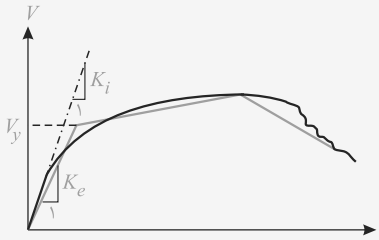
کمی دقت

پس از سه خطی کردن منحنی ظرفیت سازه، سه پارامتر زیر به‌عنوان پارامترهای اساسی سازه برداشت می‌شوند که در مراحل بعدی محاسبات استفاده خواهند شد:

۱) برش پایهٔ جاری شدن مؤثر سازه (V_y) که محل تلاقی خطوط اول و دوم را در منحنی سه خطی شده نشان می‌دهد.

۲) سختی جانبی ارتجاعی سازه (K_i) که برابر شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت سازه در مبدأ است.

۳) سختی جانبی مؤثر سازه (K_e) که شیب خط اول در منحنی سه خطی شده است.



شکل ۲۱: برداشت پارامترهای V_y، K_i، K_e از منحنی ظرفیت

در ادامهٔ این قسمت، نحوهٔ تعیین زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان، تغییرمکان هدف و ضرایب طراحی سازه را با استفاده از منحنی ظرفیت سازه و پارامترهای به‌دست آمده از آن خواهیم دید.

B-۴- زمان تناوب اصلی موثر ساختمان

در محاسبات مربوط به تغییرمکان هدف ساختمان، از پارامتری به نام زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان (T_e) استفاده می‌شود که از رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۱)$$

در این رابطه، T_i زمان تناوب اصلی ارتجاعی ساختمان (برحسب ثانیه) است که با تحلیل مدل سازه و با فرض رفتار خطی به‌دست می‌آید (زمان تناوب مود اول سازه). پارامترهای K_i و K_e به‌ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر سازه هستند که از منحنی ظرفیت سه خطی شده به‌دست می‌آیند.

B-۵- تغییرمکان هدف

مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، تغییرمکان هدف در نقطهٔ کنترل را می‌توان با استفاده از رابطهٔ زیر محاسبه کرد:

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۲)$$

پارامترهای مورد استفاده در این رابطه به‌صورت زیر تعیین می‌شوند:

۱- پارامتر T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان برای امتداد موردنظر است و g شتاب ثقل زمین می‌باشد.

۲- پارامتر S_a شتاب طیفی است که برای زلزلهٔ طرح برابر ABI می‌باشد و به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر (T_e) و وزن مؤثر لرزه‌ای (W) محاسبه می‌گردد.

۳- ضریب C_0 با استفاده از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}^2} \quad (۳)$$

پارامترهای w_i و $\phi_{1,i}$ به‌ترتیب وزن مؤثر لرزه‌ای و مؤلفهٔ بردار شکل مد اول در تراز iاُم می‌باشند. $\phi_{1,r}$ نیز مؤلفهٔ بردار شکل مد اول در تراز نقطهٔ کنترل (بام) می‌باشد[1].

۴- ضریب C_1 از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_s \Rightarrow C_1 = 1.0 \quad , \quad T_e < T_s \Rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + [R_d - 1]\frac{T_s}{T_e}\right]}{R_d} \qquad (۴)$$

در این رابطه T_s پارامتر مرتبط با نوع زمین است که از مباحث فصل سوم به‌دست می‌آید و R_d نسبت مقاومت است که از رابطهٔ زیر قابل محاسبه است:

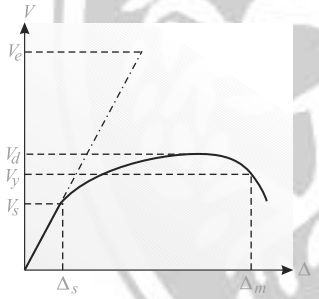
$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W} \qquad (۵)$$

در این رابطه، پارامتر W وزن مؤثر لرزه‌ای و V_y برش پایهٔ جاری شدنِ مؤثر سازه است.

نکته: منحنی ظرفیت، یعنی رابطهٔ بین برش پایه و تغییرمکان نقطهٔ کنترل، باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییرمکانی معادل ٪۱۵۰ تغییرمکان هدف به‌دست آید.

B-۶- ضرایب طراحی سازه

در فصل سوم با مفاهیم مرتبط با ضریب رفتار سازه (R_u)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) آشنا شدیم و دانستیم که این پارامترها با استفاده از منحنی رفتار غیرخطی سازه تعیین می‌شوند. حال در این بخش برای درک بهتر این مطلب و یادگیری نحوهٔ تعیین این ضرایب از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، منحنی ظرفیت نشان داده شده در شکل مقابل را در نظر بگیرید.



شکل ۲۲: پارامترهای نمودار برش پایه – تغییرمکان

پارامترهای نشان داده شده در این نمودار به‌صورت زیر تعریف می‌شوند:

V_s : برش پایهٔ ساختمان در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه

V_y : برش پایهٔ ساختمان در هنگام تشکیل سازوکار خمیری (مکانیزم)[2] کلی در سازه

V_d : ظرفیت سازه در تغییرمکان هدف یا در تغییرمکان نظیر برش پایهٔ حداکثر (هر کدام که کمتر است)

V_e: برش پایهٔ ساختمان با فرض رفتار خطی سازه

Δ_s : تغییرمکان نقطهٔ کنترل ساختمان در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه

Δ_m : حداکثر تغییرمکان نقطهٔ کنترل ساختمان در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی در سازه

ضرایب مورد استفاده برای طراحی سازه (R_u، Ω_0 و C_d) با استفاده از پارامترهای نشان داده شده در منحنی ظرفیت و براساس روابط زیر تعریف می‌شوند:

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} \quad , \quad \Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad , \quad C_d = \frac{\Delta_m}{\Delta_s}$$

۱- در رابطهٔ C_0، برای تراز طبقهٔ بام ($roof$)، اندیس i به r تغییر یافته و به همین دلیل پارامتر $\phi_{1,r}$ دیده می‌شود.

2- *Mechanism*

دقت: ضریب رفتار سازه در حقیقت به‌صورت حاصل‌ضرب سه ضریب در یکدیگر بوده که به‌صورت زیر به‌دست می‌آیند:

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_d} \times \frac{V_d}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_R \times R_s$$

(R_μ: ناشی از شکل‌پذیری، R_R: ناشی از درجهٔ نامعینی، R_s: ناشی از اضافه مقاومت ($\Omega_\circ$))

B-۷- معیارهای پذیرش

مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی لازم است تا با کنترل مواردی، از ایمنی سازه در برابر زلزله اطمینان حاصل شود که این موارد عبارتند از:

۱) طراحی سازه پیش از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی باید به نحوی انجام شده باشد که مقاومت سازه در نقطهٔ رسیدن به تغییرمکانی معادل ۱۲۵ درصد تغییرمکان هدف، کمتر از برش پایهٔ جاری شدن مؤثر سازه V_y نباشد.

۲) حداکثر تغییرمکان نسبی سازه در تغییرمکان هدف نباید بیشتر از ٪۱۲۰ مقادیر قابل قبولی باشد که در فصل ششم کتاب (برای روش‌های تحلیل خطی) بررسی کردیم. با توجه به این موارد می‌توان گفت که اگر تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی برابر $\Delta_{M,NL}$ باشد، باید صحت روابط زیر را در تحلیل استاتیکی غیرخطی کنترل کنیم:

$\Delta_{M,NL} \le ۱/۲ \times ۰/۰۲۵\, h$ (در ساختمان‌های تا ۵ طبقه)

$\Delta_{M,NL} \le ۱/۲ \times ۰/۰۲۰\, h$ (در سایر ساختمان‌ها)

۳) کنترل مقاومت اعضاء در خصوص تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی ضروری نیست.

۴) در مورد آن دسته از تلاش‌هایی که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی در تغییرمکان هدف را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. طراحی سازه در صورتی قابل قبول تلقی می‌گردد که این تلاش‌ها از ظرفیت کرانهٔ پایین آنها بیشتر نباشد.

۵) ارزیابی کفایت ظرفیت اعضاء و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای، باید براساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضاء و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفهٔ تحمل بار ثقلی را دارد نباید بیشتر از هر یک از مقادیر زیر باشد:

الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن، عضو ظرفیت باربری ثقلی خود را از دست می‌دهد.

ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن، مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند.

در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفهٔ باربری ثقلی ندارد، تنها کافی است تا شرط (ب) برآورده شود. همچنین لازم به ذکر است که به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی مطابق نشریهٔ ۳۶۰ نیز برای تعیین ظرفیت تغییرشکل اعضاء استفاده نمود.

۶) اگر ضریب R_d که در توضیحات مربوط به تغییرمکان هدف معرفی شد ($R_d = \frac{S_a}{V_y/W}$)، از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه مقاومت سازه بیشتر باشد ($R_d > \frac{R_u}{\Omega_\circ}$)، سازهٔ طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل و با صلاحیت مناسب طراحی سازه رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف) سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به‌کار برده شده در مدل تحلیلی

ب) سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل

مبحث پیوست (م)، بند (م-۳-۱-۱) تا (م-۳-۱-۳)

مبحث پیوست (م)، بند (م-۳-۱-۴)

در قسمت سوم این پیوست، چه خواهیم خواند؟

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، دقیق‌ترین روش تحلیل لرزه‌ای یک سازه است که می‌تواند رفتار واقعی سازه را در برابر زلزله نشان دهد، با این حال به‌دلیل پیچیدگی‌های این روش، چندان در کارهای متداول مهندسی از آن استفاده نمی‌شود. در این قسمت می‌خواهیم با ضوابط ارائه شده برای این روش تحلیل در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ آشنا شویم.

C-۱- کلیات تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

همانطورکه از نام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی پیداست، این روش ترکیبی از روش تحلیل دینامیکی خطی و روش تحلیل غیرخطی است که مفاهیم مرتبط با هر یک را پیش از این آموخته‌ایم. بنابراین می‌توان گفت که در روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تحلیل سازه به‌صورت دینامیکی و با اثر دادن شتاب زمین به‌صورت تابعی از زمان در تراز پایهٔ ساختمان انجام می‌شود که در آن رفتار فرا ارتجاعی اعضای سازه نیز در نظر گرفته شده است. برای انجام این روش تحلیل باید به چند ضابطهٔ زیر دقت شود:

۱) در مدل مربوط به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. همچنین استفاده از فرض‌های مناسب در خصوص سختی و ظرفیت باربری پی با توجه به ویژگی‌های خاک و در نظر گرفتن تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای سازه نیز مجاز است که موارد مرتبط با آن را در پیوست اندرکنش خاک و سازه بررسی خواهیم کرد.
(مبحث پ (۱)، بند (۳-۴-۱))

۲) شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا و در هنگام وقوع زلزله باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزلهٔ مختلف ثبت شده انتخاب گردند که دربارهٔ ویژگی‌های آنها در فصل پنجم بحث کرده‌ایم.
(مبحث پ (۱)، (۳-۴-۱-۲))

۳) در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، اثر زلزله در دو امتداد افقی با استفاده از زوج شتاب‌نگاشت‌ها اعمال می‌شود. ضمناً لازم است تا قبل از اعمال اثر زلزله، بارهای ثقلی نیز مشابه روند گفته شده در تحلیل استاتیکی غیرخطی به مدل سازه اعمال گردند.
(پ (۱)، بند (۳-۴-۳))

۴) در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، بازتاب نهایی سازه شامل تلاش‌های ایجاد شده در اعضاء، تغییرشکل اعضاء و تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در هر لحظه برابر با حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه می‌باشد. در این روش تحلیل، در صورت استفاده از حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت می‌توان مقدار متوسط بازتاب‌های به‌دست آمده از این تحلیل‌ها را به‌عنوان بازتاب نهایی سازه تلقی کرد.
(مبحث پ (۱)، (۳-۴-۳))

● **دقت:** در مواردی‌که تعداد موردنیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی شدهٔ مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده نمود.

قسمت سوم (تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی)

زیر شاخه‌های اصلی قسمت سوم

C-۱- کلیات تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

C-۲- معیارهای پذیرش

۵ زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده، باید مشابه با روندی که در فصل پنجم بحث کردیم مقیاس شوند. تنها نکتهٔ با اهمیت این است که در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، تأثیر غیرخطی شدن سازه به‌صورت مستقیم در مدل‌سازی لحاظ می‌شود (به‌دلیل در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح) و دیگر نیازی به استفاده از ضریب رفتار در تحلیل و طراحی نیست؛ به‌همین دلیل در مقیاس کردن زوج شتاب‌نگاشت‌ها برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید دقت شود که در به‌دست آوردن طیف طرح آیین‌نامه، ضریب $\frac{۱}{R_u}$ اعمال نشده باشد.

۶ در مورد ساختمان‌های منظمی که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف نباشند، می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد. در این حالت شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید شرایط گفته شده در موارد قبلی را دارا باشند، ولی در مقیاس نمودن آنها نیازی به تهیهٔ طیف $SRSS$ زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید با مقایسهٔ طیف پاسخ آنها با طیف طرح آیین‌نامه مقیاس شوند.

C-۲- معیارهای پذیرش

مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی لازم است تا با کنترل مواردی، از ایمنی سازه در برابر زلزله اطمینان حاصل شود که این موارد عبارتند از:

۱ تغییرمکان جانبی نسبی طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نباید از ٪۱۲۰ مقدار مجاز معرفی شده در فصل ششم تجاوز کند.

۲ در روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، کنترل مقاومت اعضاء در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل ضروری نیست.

۳ در مورد آن دسته از تلاش‌ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. در صورتی‌که این تلاش‌ها از ظرفیت کرانهٔ پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

۴ ارزیابی کفایت ظرفیت اعضاء و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای، باید براساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضاء و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفهٔ تحمل بار ثقلی را دارد نباید بیشتر از هر یک از مقادیر زیر باشد:

الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن، عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد.

ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن، مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند.

در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفهٔ باربری ثقلی ندارد، تنها کافی است تا شرط (ب) برآورده شود. شایان ذکر است که به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی مطابق نشریهٔ ۳۶۰ نیز برای تعیین ظرفیت تغییرشکل اعضاء استفاده نمود.

۵ سازهٔ طراحی شده براساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل و با صلاحیت مناسب طراحی سازه رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف) شتاب‌نگاشت‌های به‌کار گرفته شده در تحلیل

ب) سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به‌کار برده شده در مدل تحلیلی

پ) سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل

(۱-۳-۳-۲-۲) بند ۱، ۲، ۳ و ۴ مبحث ۱۰
(۱-۳-۳-۲-۳) بند ۱، ۲، ۳ و ۴ مبحث ۱۰
(۱-۳-۳-۲-۴) بند ۱، ۲، ۳ و ۴ مبحث ۱۰
(۱-۳-۳-۲-۵) بند ۱، ۲، ۳ و ۴ مبحث ۱۰