

انواع روش های تحلیل های متعارف سازه ها به قرار زیر است.

1- تحلیل استاتیکی که خود به دو بخش تحلیل های استاتیکی خطی و استاتیکی غیرخطی (پوش آور) تقسیم میشود.

2- تحلیل های دینامیکی که خود به دو بخش تحلیل دینامیکی خطی و دینامیکی غیرخطی تبدیل میشود.

روش های مذکور را اگر بخواهیم به ترتیب سهولت و کاربرپسند تقسیم بندی کنیم به قرار زیر میشود

1- تحلیل استاتیکی خطی 2- تحلیل دینامیکی خطی 3- تحلیل استاتیکی غیرخطی 4- تحلیل دینامیکی غیرخطی

سوالی که پیش می آید این است که فرق تحلیل استاتیکی و دینامیکی در چیست؟

1- تحلیل های استاتیکی برعکس تحلیل دینامیکی مستقل از زمان بوده و در آن زمان دخیل نیست ولی در تحلیل دینامیکی با زمان سر و کار داریم.

2- تحلیل استاتیکی بسیار ساده و سریع تر از تحلیل دینامیکی می باشد.

3- از همه مهمتر قضاوت و نتیجه گرفتن از روی نتایج تحلیل های استاتیکی بسیار ساده تر از تحلیل های دینامیکی است. چون نتایج حاصل از یک تحلیل دینامیکی بسیار پیچیده و بوده و هر شخصی نمیتواند نتایج آن را تفسیر کند.

5- تحلیل استاتیکی برای طراحی سازه های جدید (طرح از ابتدا) به وفور استفاده میشود. همچنین از هزینه کمتری برخوردار است.

6- تحلیل دینامیکی برای کنترل سازه موجود یا حتی یک المان از سازه مانند یک دیوار برشی یا یک قاب از یک سازه مناسب تر است.

7- در تحلیل دینامیکی (با توجه به معادله حرکت یک سیستم) پارامتر میرایی به شکل دقیق تری وارد مساعل می شود.

محاسبات دستی
طراحی لرزه ای
تحلیل غیرخطی
بهسازی

Etabs
SAP
Safe
AutoCAD
Tekla Structure

Etabs-SAP.ir

مرجع تخصصی طراحی سازه

مرکز توسعه مهارت های مهندسی

مرکز توسعه مهارت های مهندسی

Etabs-SAP.ir

تفاوت خطی و غیر خطی، الاستیک و غیر الاستیک :

رفتار مصالح به چند گونه می باشد

1- رفتار الاستیک خطی linear elasti

به واسطه این رفتار ، مقدار نیرو با تغییر مکان رابطه خطی داشته (خطی) و با باربرداری مقدار تغییر مکان ماندگار در سیستم باقی نخواهد ماند و اگر نمودار نیرو- تغییر مکان را ترسیم کنید تنها یک خط خواهد بود و مسیر بارگذاری منطبق بر باربرداری خواهد بود (الاستیک).

2- رفتار غیر خطی الاستیک Linear inelastic

در این رفتار، مقدار نیرو کماکان با تغییر مکان رابطه خطی دارد اما با باربرداری از روی سیستم مقداری تغییر مکان ماندگار بر روی سیستم باقی خواهد ماند.

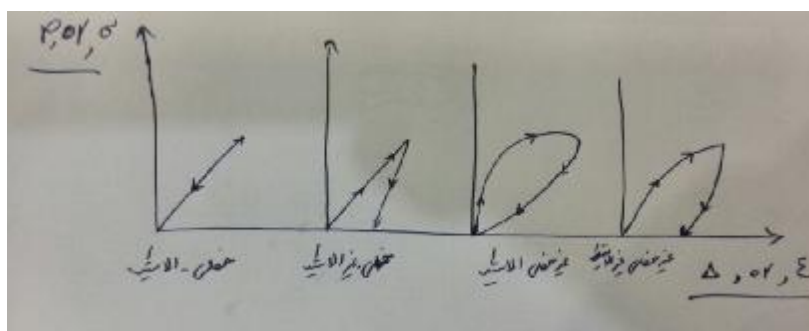
3- رفتار غیر خطی الاستیک Nonlinear elastic

رابطه نیرو با تغییر مکان خطی نیست همچنین مسیر بارگذاری و برگشت پذیری در سیستم نیز یکسان نخواهد بود. اما با حذف بار از سیستم تغییر مکان ماندگار در سیستم وجود نخواهد داشت.

4- رفتار غیر خطی غیر الاستیک Nonlinear inelastic

رابطه نیرو و تغییر مکان غیر خطی بوده و همچنین با حذف بارگذاری از سیستم تغییر مکان ماندگار در سیستم خواهیم داشت.

منظور از نیرو و تغییر مکان میتواند تنش و کرنش نیز باشد.



تحلیل های خطی

منظور از تحلیل خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی خطی برای اجزای آن می باشد. در تحلیل خطی تنها اجزای اصلی سازه مدل می شوند زیرا اعضای غیر اصلی تحت بارهای رفت و برگشتی کاهش سختی و مقاومت زیادی خواهند داشت و به زودی از سیستم باربر جانبی حذف میشوند. اعضای غیر اصلی فقط برای تغییر شکل های حاصل از تحلیل کنترل می شوند. در روش های تحلیل خطی فرض بر این است که نقاط تسلیم از پیش تعیین شده هستند و اگر چیزی غیر از این باشد تحلیل با تقریب روبرو خواهد شد. مثلاً تیرهایی که تحت بار ثقلی زیاد قرار دارند. برای این اعضا باید دیاگرام لنگر را ترسیم و نقاط محتمل برای ایجاد تسلیم را بررسی نمود.

روش تحلیل استاتیکی خطی

این روش زمانی قابل اطمینان است که پاسخ سازه هنگام زلزله عمدتاً ناشی از ارتعاش سازه در مود اول باشد و یا اینطور میشه گفت که روش استاتیکی خطی برای سازه هایی که در آنها مودهای اولیه سازه مود ترکیبی می باشند مناسب نیست.

مبنای روش تحلیل استاتیکی خطی :

1- رفتار مصالح الاستیک است، 2- علیرغم آن که نیروهای ناشی از زلزله دینامیکی می باشد، اثر آن بر روی سازه با اعمال بار معادل استاتیکی بررسی میگردد و کل نیروی وارده به سازه را برابر با ضریبی از وزن سازه میدانیم.

یکی از معایب روش استاتیکی خطی این است که کاربر تنها شتاب مبنای طرح PGA را در تحلیل دخیل میکند در صورتی سایر خصوصیات تحریک از جمله محتوای فرکانسی، مدت زمان اثر زلزله، اثر مدهای بالاتر و در تحلیل دخیل نیست (البته در ویرایش چهارم به صورتی این عوامل وارد شده اند).

تحلیل دینامیکی خطی :

در روش تحلیل دینامیکی خطی نیروها و تغییر شکل های ناشی از زلزله با استفاده از روابط تعادل دینامیکی حاکم بر مدل ارتجاعی سازه تعیین میشود. با توجه به اینکه در تحلیل دینامیکی، مشخصات دینامیکی سیستم

که جزو خواص ذاتی آن می باشد در تحلیل وارد میشود نتایج دقیق تر از روش استاتیکی خطی است. اما کماکان به دلیل اینکه رفتار مصالح الاستیک فرض میشود نتایج با تقریب روبروست.

تحلیل های دینامیکی خطی به دو روش طیفی و روش تاریخچه زمانی انجام می گردد.

در روش تحلیل طیفی طیف مورد استفاده طیف ارتجاعی خطی می باشد. نتایج این تحلیل و تحلیل تاریخچه زمانی خطی برای سازه هایی که رفتار آنها در طول زلزله خطی باقی می ماند نزدیک به واقعیت است (آیا سازه ای را سراغ دارید که خطی رفتار کند) ؟

در تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام های زمانی کوتاه محاسبه می شود. در روش تاریخچه زمانی پاسخ سازه حاصل از تحریک سازه تحت شتاب زمین می باشد.

فرضیات این روش ها :

1- پاسخ سازه از ترکیب خطی پاسخ های سازه در هر مود که مستقل از یکدیگرند محاسبه میشود.

2- زمان تناوب سازه در هر مود در طول زلزله ثابت فرض میشود.

چون روش تحلیل تاریخچه زمانی برای تعیین پاسخ های سازه وقت گیر است و معمولاً برای یک طراح مقادیر تاریخچه پاسخ ها آنچنان اهمیت ندارد و تنها پاسخ حداکثر مدنظر است لذا میتوان از میان پاسخ ها در هر لحظه برای هر مود مقادیر حداکثر آنها را انتخاب کرد تا کار کمی ساده گردد. حال با یکسری اعداد سر و کار داریم که علامت آنها یکی نیست و همچنین همه آنها در یک لحظه اتفاق نمی افتد ، لذا منطقی نیست که آنها را جمع جبری کنیم. استفاده از احتمالات در این مرحله مناسب است. روش های تقریبی برای ترکیب این اعداد وجود دارد که معروف ترین آنها روش جذرمجموع مربعات SRSS و یا ترکیب مربعی کامل CQC می باشد. روش مربعی کامل اغلب برای ترکیب مودهای اغتشاشی استفاده میشود. از معایب روش طیفی میتوان به مستقل بودن مودهای ارتعاشی ، اثر زمان و (چند عیب هم شما معرفی کنید).... اشاره نمود.

تحلیل تاریخچه زمانی خطی :

در این روش پاسخ لحظه به لحظه سازه تحت ورودی هایی که خود تابع زمان هستند مانیتور میشود. این روش برای سازه های کاملاً منظم میتواند به صورت مستقل انجام گردد. اما اگر سازه نامنظم در پلان یا ارتفاع باشد و

یا مودهای ترکیبی بر رفتار آن حاکم باشد میبایست با استفاده از یک تحلیل سه بعدی پاسخ های سازه استخراج گردد.

تحلیل های غیرخطی :

منظور از تحلیل غیرخطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اجزای سازه که از رفتار غیرخطی مصالح، ترک خوردگی آنها، تغییر شکل های بزرگ (غیرخطی هندسی) ناشی میشود، می باشد.

در روشهای غیرخطی رفتار غیرخطی اجزای سازه با معرفی مفاصل پلاستیک در محل هایی که که تلاش های حداکثر اتفاق میافتد، انجام میشود.

تحلیل غیرخطی دینامیکی : Nonlinear dynamic analysis

این روش اغلب برای تحلیل سازه های مهم و همچنین سازه هایی که قصد ارزیابی آنها را داریم استفاده میشود که نسبت به سایر تحلیل ها هم از هزینه بالاتری برخوردار است هم تخصص به مراتب بالاتری میطلبد. در این تحلیل مشخصات غیرخطی اعضای سازه و مصالح به طور دقیق مشخص میشوند و همچنین بحث مربوط میرایی نیز دقیق تر وارد میشود و سپس سازه تحت ورودی هایی که جنس آنها شتاب تابع زمان (شتابنگاشت) می باشد تحلیل میشود. در این روش ها جنس خروجی ها نیز به صورت تاریخچه (تابع زمان) می باشد.

انواع روش های تحلیل دینامیکی غیرخطی :

روش تاریخچه زمانی غیرخطی (NTHA) Nonlinear time history analysis

میتوان گفت دقیق ترین روش تحلیل سازه ها می باشد و در عین حال پیچیده ترین روش.

این روش نیز حساسیت بالایی به خصوصیات شتابنگاشت ها دارد. به عنوان مثال دو شتاب نگاشت که از نظر بیشینه شتاب برابر هستند پاسخ های متفاوتی را اراعه خواهند داد. محتوای فرکانسی، نوع خاک محل وقوع زلزله، بزرگای زلزله، مکانیزم گسل، عمق زلزله، نزد یا دور بودن ساختمان از گسل، لایه بندی زمین محل ساختمان و تاثیر مستقیم بر روی این تحلیل دارند. همچنین تفسیر خروجی های این تحلیل بسیار سخت و پیچیده است.

روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) Incremental dynamic analysis

در این تحلیل سازه تحت یک سری بارگذاری هایی قرار میگیرد که جنس آنها از نوع شتابنگاشت بوده و که شدت این بارها تدریج افزایش میابد. منظور از شدت بارها همان شتاب حداکثر می باشد، از مقادیر کم شروع شده و افزایش میابد طوری که رفتار سازه از حالت نزدیک به الاستیک شروع و رفته رفته به سمت تسلیم پیش میرود. از این تحلیل میتوان منحنی های شاخص خرابی را استخراج نمود، این منحنی ها شاخص خرابی سازه را بر اساس شدت تحرکات نمایش میدهند. خروجی های این تحلیل متنوع هستند و میتوان جابجایی نسبی طبقات، چرخش بیشینه در مفصل پلاستیک، بیشینه برش پایه، را بر اساس بیشینه شتاب ترسیم نمود. به عنوان مثال میتوان جابجایی نسبی بیشینه طبقات را برای مقادیر مختلف حداکثر شتاب ترسیم کرد و پدیده طبقه نرم را بررسی نمود. این تحلیل حساسیت زیادی به بارهای ورودی، روش های مقیاس سازی، مقادیر شتاب، دارد و منحنی های IDA بسیار نامنظم و پراکنده هستند.

تفاوت تحلیل خطی و غیر خطی :

از نظر تاریخی مهندسان بعثت وجود فرمول های پیچیده و زمان طولانی حل مسائل غیرخطی به استفاده از تحلیل غیرخطی تمایلی نشان نمیدادند. اما امروزه با وجود نرم افزارهای قدرتمند در زمینه تحلیل های غیرخطی این رویکرد را دچار تحول کرده.

واژه سختی اصلی ترین تفاوت بین خطی و غیرخطی میباشد. سختی یکی از مشخصه های عضو یا سازه میباشد که رفتار آن عضو یا سازه را نسبت به بارهای وارده مشخص میکند. مواردی که بر روی سختی اثر میگذارند عبارتند از :

1- شکل (element shape) :

یک تیر A شکل سختی متفاوتی نسبت به تیر U شکل یا ناودانی دارد

2- جنس (Material) :

یک تیر آلومینیومی سختی کمتری نسبت به یک تیر فولادی با همان ابعاد و اندازه دارد.

3- تکیه گاه یا شرایط مرزی : (Support or boundary conditions)

یک تیر طره با یک تکیه گاه در یک انتهای خود سختی کمتر و تغییر مکان بیشتری نسبت به تیری با همان ابعاد و جنس ولی با دو تکیه گاه در انتهای خود، دارد.

مهم ترین فرض اصلی در تحلیل های خطی این است که شکل و خواص مکانیکی ماده در طول مراحل تحلیل ثابت است یعنی تغییر در سختی به اندازه ای است که بتوان از آن چشم پوشی کرد. این موضوع بدان معناست که در تمام مراحل تغییر شکل ، مدل مورد نظر دارای همان سختی است که قبل از اعمال بار بود.

هنگامی که یک سازه در برابر بار وارده تغییر شکل میدهد بعلت عوامل معرفی شده (شکل و جنس و تکیه گاه) سختی آن هر لحظه تغییر میکند و کمتر میشود. مثلا اگر تغییر شکل زیاد باشد (منظور همان **deformation** است.) عامل شکل میتواند تغییر کند یا اگر مقاومت مواد به حدنهایی خود برسند عامل خواص مواد یا همان جنس تغییر خواهد کرد. در تحلیل خطی صرفنظر از اینکه مدل چه مقدار تغییر شکل داده یا اینکه بار وارده چگونه اعمال شده (ناگهانی، کم، کم،) ، مدل همواره همان سختی اولیه خود را دارد. که این فرض باعث کمتر شدن روابط و ساده شدن حل مسعله میشود.

معادله زیر که اساس تحلیل بروش های المان محدود است را مشاهده کنید.

$$[F] = [K][\Delta]$$

ماتریس سختی به شکل هندسی ، خواص مکانیکی مواد تشکیل دهنده مدل و شرایط تکیه گاهی بستگی دارد. برای تحلیل خطی فرض میگردد که سختی مدل در طول زمان تحلیل تغییر نمیکند و این معادله برای مدل با فرض ثابت بودن ماتریس سختی تشکیل میشود، در حالی که مدل تغییر شکل میدهد بدون نیاز به، بروزرسانی و تغییر هیچ پارامتری تنها یکبار حل و پاسخ ها اراعه میگردد. بنابراین تحلیل خطی مسیری مستقیم می باشد و با فرضیات مذکور حل معادلات بسیار سریع و راحت میگردد.

به محض ورود به دنیای غیرخطی همه چیز تغییر میکند. زیرا در تحلیل های غیرخطی اجازه اینکه سختی را ثابت فرض کنیم را نداریم. (در واقعیت نیز همینطور است). اما سختی در هر لحظه و در طی مراحل تغییر شکل تغییر میکند و ماتریس سختی $[K]$ در طی حل مسعله اصلاح یا به اصطلاح **update** میشود و تغییر میکند. همواره سختی نسبت به گام قبل کمتر است!! با استفاده از مفهوم ظرفیت ، دلیل این موضوع را بفرمایید؟

منشا رفتار غیرخطی :

منشا رفتار غیرخطی میتواند متفاوت باشد، و نمیتوانیم یک نوع رفتار غیرخطی را برای همه مسائل بکار ببریم، بر اساس مدل ممکن است چند رفتار غیرخطی بطور همزمان در مدل رخ دهد.

1- غیرخطی هندسی

اگر تغییر در سختی بعلت تغییر در شکل مدل باشد، رفتار غیرخطی هندسی رخ داده است. برخی از نرم افزارها مانند **Ansys** برای تحلیل های غیرخطی گزینه تغییرشکل های بزرگ دارد که گویای همین امر است. **Larg displacement**

نوم افزارهایی مثل **etabs** یا **sap** برای تحلیل غیرخطی هندسی از اثر **p-delta** استفاده میکنند.

اثر p-delta :

این اثر بعنوان غیرخطی هندسی شناخته میشود که بعلت اعمال بار بر سیستم تغییرشکل یافته و تغییر در معادلات تعادل سازه ایجاد میشود. **P-Delta** به علت وجود بارهای ثقلی در سازه ای که تغییرمکان جانبی یافته، ایجاد میشود که با تولید لنگر ثانویه باعث ایجتگاد تغییرشکل های بیشتر در سازه میشود.

در تئوری خطی فرض میشود که تغییرمکان ها کوچک هستند و کل بار وارده در یک مرحله برای تحلیل اعمال میشود. اثر **P-Delta** شامل بار بزرگ خارجی بر روی تغییرمکان های کوچک می باشد. اگر تغییرمکان ها بسیار بزرگ باشند، تحلیل تغییرمکان های بزرگ ضروری می باشد. روش تغییرشکل های بزرگ هنگامی که تغییرشکل ایجاد شده باعث تغییر زیاد در سختی سازه بشه و در توانایی سازه برای تحمل بارها مشکل ایجاد کنند، ضروری است.

2- اثر غیرخطی شدن مواد :

اگر تغییر در سختی بعلت تغییر در خواص مواد تحت شرایط بارگذاری خارجی باشد، تحلیل غیرخطی مواد مطرح میگردد. در تحلیل خطی فرض براین است که رابطه تنش و کرنش مواد خطی است و تنش متناسب با کرنش تغییر میکند. این بدان معناست که فرض میگردد تغییرشکل ماندگار رخ نخواهد داد و به محض حذف بار از سیستم، مدل به شکل اولیه خود برمیگردد.

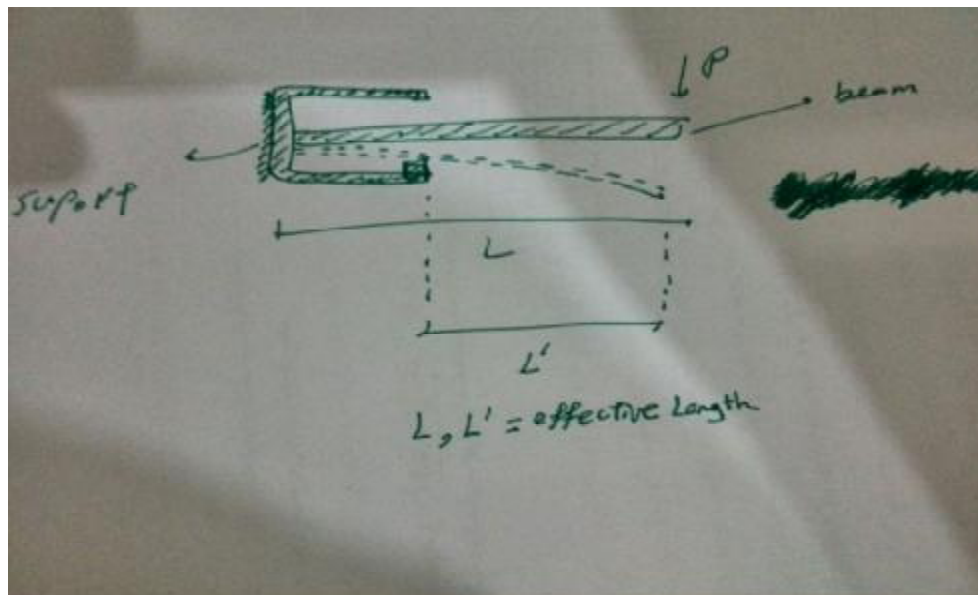
3- غیرخطی شرایط مرزی :

اگر در طی اعمال بار شرایط مرزی نسبت به حالت اولیه تغییر کنند ، غیرخطی شرایط مرزی رخ میدهد. به نظرم مثال تیر طره که انتهای آزاد آن با تغییر مکان 5 سانتیمتر به روی تکیه گاهی مینشیند کمی ملموس نیست.

شکل زیر را فرض کنید. طول تیر طره پس از تغییر مکان کاهش پیدا میکند و این امر باعث تغییر در سختی تیر میشود و نوعی غیرخطی رخ داده است.

چرا از تحلیل های خطی استفاده میکنید؟

آیا کمانش نوعی ، غیرخطی شدن است؟ چرا؟



تحلیل استاتیکی غیرخطی :

رفتار سازه ها پس از محدوده ارتجاعی با روش های دینامیکی غیرخطی بررسی میشود. در این روش ها همانطور که گفته شد از چند شتابنگاشت مربوط به زلزله های گذشته به عنوان ورودی تحلیل استفاده میشود. اما همانطور که میدانید تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار پیچیده و وقت گیر میباشد، طوری که قابل استفاده به صورت یک روند محاسباتی در دفاتر طراحی نیست.

در طرح کلاسیک سازه ها، ایمنی سازه ها با محدود شدن تنش ها در حد تنش های جاری شدن مصالح حاصل میشود (روش های خطی). اما حتی زلزله های متوسط نیز میتوانند باعث جاری شدن بعضی از عناصر سازه ای شوند. بنابراین برای پیش بینی عملکرد سازه ها در مقابل زلزله نیاز به روش های تحلیل غیرخطی احساس میشود.

آنالیز پوش آور یا تحلیل فزاینده غیرخطی :

یک روش آنالیز ساده شده برای ارزیابی عملکرد سازه هنگام زلزله است. در این روش سازه طرح شده تحت الگوی بارگذاری مشخص قرار میگیرد و این بارهای جانبی تا رسیدن سازه به تغییر شکل مورد انتظار در زلزله با سطح خطر معین تدریجاً افزایش می یابد. برای بارگذاری همانطور که گفته شد از الگوهای بارگذاری جانبی استفاده میشود که در آینده توضیح میدهیم. اما برای لحاظ کردن رفتار غیرخطی مصالح، از مفاصل پلاستیک استفاده میکنیم. این مفاصل همان منحنی رفتاری عضو میباشد. به طور ساده اعضا در آزمایشگاه شبیه سازی شده، تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفته و منحنی لنگر - دوران آن استخراج میشود. از آنجایی که بارگذاری چرخه ای است، خروجی نیز نمودار چرخه ای دارد. با وصل نمودن محل تقاطع چرخه ها نمودار **backbone** یا همان نموداری بدست می آید که به عنوان ورودی مفصل می باشد.

در این روش تحلیل و اعمال بار به صورت گام به گام انجام میگردد. بار گام به گام افزایش یافته و در هر گام اثر کاهش سختی اعضا در اثر ترک خوردگی یا جاری شدن و یا زوال در ماتریس سختی سازه اعمال میشود و برای گام بعد مورد استفاده قرار میگیرد.

این تحلیل مانند این است که یک سازه یک درجه آزادی را کم کم هل دهیم، تا زمانی که تغییر مکان نوک سیستم یکدرجه آزاد به حد معینی برسد. در سازه های چند درجه آزاد نیز باید نقطه ای را در نظر بگیریم که

معرف رفتار کل سازه باشد یا به نوعی تغییر مکان آن نقطه بیشتر از سایر نقاط باشد که اغلب مرکز جرم بام به عنوان نقطه مبنا لحاظ میشود.

به نقطه مبنا، نقطه کنترل و به تغییر مکان مورد انتظار نقطه کنترل، تغییر مکان هدف میگوییم. یعنی میخواهیم سازه در اثر زلزله با سطح خطر معین به آن تغییر مکان برسد و نه کمتر!!!!

فرض اساسی تحلیل پوش آور این است که هم توزیع نیرو و هم جابجایی هدف با فرض اینکه پاسخ سازه با مد اول کنترل میشود و شکل مدی سازه تا پایان تحلیل و حتی پس از تسلیم ثابت است.

مزایای تحلیل استاتیکی غیر خطی :

1- روش استاتیکی غیر خطی حد وسط روش بسیار ساده و دست بالای تحلیل استاتیکی خطی و روش بسیار دقیق دینامیکی غیر خطی میباشد.

2- حساسیت بسیار زیاد روشهای دینامیکی به داده های ورودی و همچنین نیاز به تخصص زیاد و زمان بر بودن. باعث روی آوردن به این تحلیل است.

3- نزدیک بودن رفتار مدل در این روش به مدل واقعی

3- وجود دقت مناسب در تعیین رفتار نهایی سازه از نظر نحوه توزیع مفاصل پلاستیک، تشکیل حالت مکانیزم خرابی،.....

4- به کمک این روش میتوان مقایسه خوبی از رفتار سازه، قبل و بعد از مقاوم سازی بعمل آورد.

5- به کمک این روش میتوان میزان ایمنی سازه را هم از لحاظ مقاومت و هم از لحاظ تغییر مکان های نهایی طبقه و یا سازه، با مقایسه با مقادیر مجاز سنجید.

6- لطفا چند مورد هم شما بفرمایید.

معایب و محدودیت های آنالیز استاتیکی غیر خطی :

آنالیز استاتیکی غیرخطی دارای طبیعت تقریبی بوده و یک آنالیز استاتیکی می باشد!!!! چرا استاتیکی؟ توضیح دهید و چرا جزو معایب است؟

از دیگر معایب و محدودیت های این روش میتوان به الگوی بار اشاره کرد. هر الگوی بار انتخابی ، مود تغییر شکل مربوط به خود را فعال میکند و قادر به تحریک سایر مودها که توسط زمین لرزه و خصوصیات پاسخ دینامیکی غیرالاستیک سازه آغاز و گسترش میابد نمیباشد. این موضوع با افزایش ارتفاع و اهمیت مودهای بالاتر بیشتر محسوس میشود.

ظرفیت چیست؟ شکل پذیری ، سختی و مقاومت چیست؟

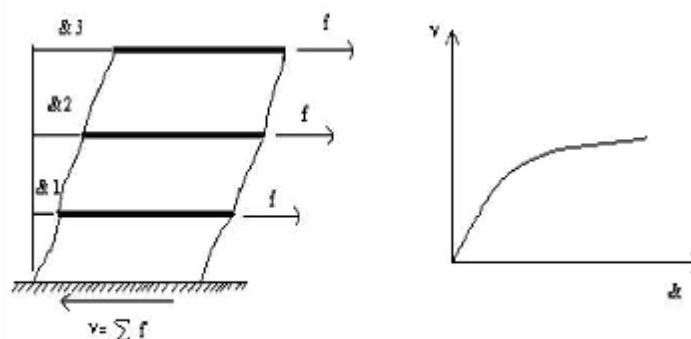
مشخصات اصلی هر ساختمان عبارت است از سختی،مقاومت و شکل پذیری. سختی عامل محدود کننده تغییرمکان جانبی است. مقاومت میزان آسیب را در سازه کنترل میکند و شکل پذیری برای جلوگیری از انهدام سازه می باشد. حداکثر مقدار این سه عامل در سازه با عنوان ظرفیت شناخته میشود. ظرفیت سختی، ظرفیت مقاومت و ظرفیت شکل پذیری به مشخصات مصالح ، ابعاد و شکل مقاطع اعضا و نوع سازه بستگی دارد. با افزایش ابعاد مقطع و یا افزایش مقاومت مصالح ،میتوان ظرفیت سختی و ظرفیت مقاومت سازه را افزایش داد.

ظرفیت شکل پذیری عمدتا توسط جزئیات اجرایی در اعضا امکان پذیر خواهد بود. برای مقابله با زلزله، سطوح خاصی از مشخصه های فوق مورد نیاز است که به نیاز سختی ، نیاز مقاومت و نیاز شکل پذیری معروف هستند. نیاز مقاومت و نیاز شکل پذیری ارتباط معکوس دارند. افزایش ظرفیت مقاومت در یک سازه ، نیاز به شکل پذیری را کاهش میدهد. همچنین برعکس، وجود ظرفیت شکل پذیری بالا، نیاز به مقاومت را کاهش میدهد. ظرفیت سختی و ظرفیت مقاومت، ارتباط مستقیم دارند. ازدیاد مقاومت معمولا سبب ازدیاد سختی نیز خواهد شد. البته نه به صورت کاملا موثر. چون اگر این افزایش مقاومت نتواند نیاز سختی را برآورده کند ، معمولا با افزایش مقطع این نیاز تامین میشود. همواره باید معادله زیر برقرار باشد. در غیر اینصورت سازه خراب میشود. ظرفیت شکل پذیری بزرگتر از ظرفیت شکل پذیری نیاز باشد. به منحنی نیروی جانبی در برابر تغییرمکان نقطه بحرانی (از نظر تغییرمکان جانبی) یک سیستم یکدرجه آزاد منحنی ظرفیت گفته میشود.

قابلیت استهلاک انرژی بیشتر، قابلیت تحمل تغییر مکانهای بزرگتر، حفظ پایداری کلی سازه در زلزله های شدید، نوع شکست در المانها از نوع شکست نرم عدم کمانش المانهائی که بار محوری حمل می کنند، عدم تسلیم برشی المانهای سازه همه این ها مواردی هستند که با رعایت ضوابط شکل پذیری عملی میشوند. (به نقل از همکار عزیز مسعود مقدس پور)

چرا گفته میشود شکل پذیری عامل کنترل کننده انهدام در سازه است؟

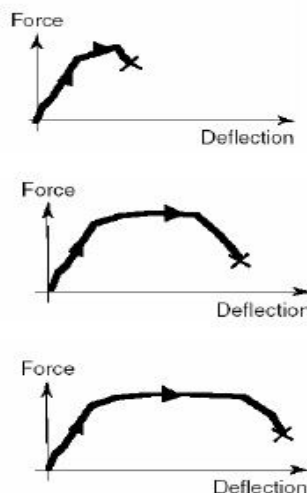
به شکل منحنی توجه کنید. وقتی نیرو از صفر شروع میشود و گام به گام افزایش پیدا میکند تغییرمکان نیز به موازات آن به صورت خطی افزایش پیدا میکند و هنوز در ناحیه الاستیک هستیم. وقتی نیرو زیاد میشود تا نقطه تسلیم سیستم. به این مفهوم است که در یک نقطه از سیستم تسلیم رخ داده و مفصل تشکیل شده. از این نقطه به بعد دیگر سختی و میرایی آن سختی و میرایی اولیه نیست و کم کم رو به زوال هستند. دیگر تغییرمکان رابطه خطی با نیرو ندارد. لذا با اندکی افزایش نیرو، تغییرمکان بسیار زیاد میشود. این بدان مفهوم است که در مرحله بعد از تسلیم دیگر مقاومت و سختی سیستم نقش موثری نخواهد داشت. و این شکل پذیری است که نقش اصلی را در پایداری بازی میکند و هر چه این ظرفیت در سیستم بیشتر تعبیه شده باشد فاز غیرخطی تغییرمکان ها نیز بیشتر ادامه پیدا خواهد کرد. و این کش و قوس آنقدر ادامه خواهد داشت تا این ظرفیت و سایر ظرفیت ها به صفر برسد (عملاً ظرفیت سیستم از بین برود) و سازه به اصطلاح **fail** شود.



شکل (۲-۱) منحنی ظرفیت

رفتار اعضا به چند دسته تقسیم میشوند (از لحاظ شکلپذیر بودن)؟

اجزای تشکیل دهنده سازه، با توجه به نوع تلاش های داخلی دارای دو رفتار متفاوت در برابر زلزله هستند که عبارت است از شکل پذیر بودن و ترد بودن. خاصیت شکل پذیری هم برای مصالح و هم برای تلاش های داخلی اعضا قابل تعریف است. مثلاً فولاد یک مصالح شکل پذیر و بتن یک مصالح ترد میباشد. اما یک ستون فولادی تحت نیروی محوری فشاری زیاد (نزدیک ظرفیت محوری) رفتار ترد گونه خواهد داشت. در صورتی که یک تیر فولادی تحت خمش رفتار شکل پذیر خواهد داشت. (در آینده در مورد تلاش های داخلی و نوع آنها بیشتر بحث خواهیم کرد). یا مثال گچ (مخصوص نوشتن روی تخته سیاه) و خط کش. خط کش به راحتی قابلیت انعطاف دارد ولی گچ به محض اینکه کمی فشار بیاورید می شکند. بنابر این شکل پذیری هم به نوع مصالح عضو بستگی دارد و هم به تلاشی که قرار است در آن اتفاق بیافتد. تمامی اعضای ساخته شده از بتن غیرمسلح ترد محسوب میشوند. بتن مسلح با رعایت ضوابط جزو مصالح شکل پذیر بحساب میاید. منحنی اعضای ترد و شکل پذیر به قرار زیر است. همانطور که میبینید در تصویر منحنی اول دارای رفتار غیرخطی بسیار کمی است. یعنی در هنگام زلزله به محض تشکیل مفصل پلاستیک در عضو، عضو بلافاصله با کمی تغییر شکل غیرخطی همراه بوده و پس از آن گسیخته میشود. منحنی دوم کمی بهتر است و از شکل پذیری خوبی برخوردار است. یعنی رفتار نرم تری نسبت به منحنی اول دارد. شکل سوم نیز از ظرفیت شکل پذیری بالاتری برخوردار است که از بخش غیرخطی بیشتری نسبت به قبل برخوردار است. به طور ساده شده میتوان گفت وجود شکل پذیری بالا همان زمان فرار بیشتر است. چون شما موقع زلزله میبینید که عضو در حال افزایش تغییر مکان است و این شکل پذیری است که به شما اجازه میدهد فرار کنید. وگرنه اگر شکل پذیری نباشد ناگهان عضو منهدم شده شما فرصت فرار نخواهید داشت و



فلسفه طراحی لرزه ای سازه ها چیست؟

شدت زمین لرزه در یک موقعیت خاص میتواند زیاد، متوسط و کم باشد. به طور نسبی در کشورهای زلزله خیز زمین لرزه با شدت کم در اغلب ماه های سال ، لرزش های متوسط گاها ، ولی زلزله های با شدت زیاد به ندرت رخ میدهد. بنابراین لازم نیست ساختمان هایی بسازیم که در برابر زمین لرزه های شدید که فقط هر 500 سال یا هر 2000 سال یکبار اتفاق میافتد مقاومت کند. در حالی که ممکن است عمر خود ساختمان 50 یا 100 سال بیشتر نباشد. چون برای فراهم کردن ایمنی اضافی در برابر زلزله در ساختمان ها بودجه نیاز است یک تضاد پیش میاد. یا باید کلا طراحی ساختمان را کنار بزاریم یا باید هزینه گزاف برای ساخت ساختمان مقاوم در برابر زلزله صرف کنیم. اولین مورد فاجعه است و دومین مورد بسیار هزینه بر است. بنابر این فلسفه طراحی باید چیزی متعادل بین این دو مورد باشد. هدف مهندسين ساخت ساختمان های مقاوم در برابر زلزله است که در برابر اثرات لرزش زمین تخریب نشوند. هر چند ممکن است به شدت آسیب ببینند اما طی زلزله های شدید فرو نمیروند. بنابر این امنیت مردم و محتویات داخل ساختمان در ساختمان های مقاوم در برابر زلزله تضمین شده است و از فاجعه جلوگیری میشود. به طور کلی این همان هدفی است که آیین نامه های طراحی لرزه ای آن را سرلوحه قرار داده اند. فلسفه طراحی لرزه ای این است که :

- 1- تحت زلزله های خفیف اما مکرر ، بخش های مختلف ساختمان که نیروهای عمودی و افقی را منتقل میکنند آسیب نمی بینند اما بخش هایی از ساختمان که باری منتقل نمیکنند دچار صدمات قابل جبران میشوند.
- 2- تحت زلزله متوسط ، اما گاه به گاه اعضای اصلی دچار آسیب جبران پذیر میشوند در حالی که بخش های دیگر ساختمان ممکن است به گونه ای آسیب ببینند که لازم باشد پس از زلزله تعویض شوند.
- 3- تحت زلزله شدید اما نادر ، بخش های مختلف دچار خسارت شدید (حتی غیرقابل تعمیر) میشوند اما ساختمان فرو نمی ریزد.

فلسفه طراحی سازه ها بر اساس عملکرد چیست و چه هدفی در آن دنبال میشود؟

به طور ذاتی مفهوم طراحی براساس عملکرد مستلزم تعریف سطوح چندگانه عملکرد هدف (خسارت) می باشد که انتظار می رود سازه ، تحت اثر زلزله با شدت مشخص به این سطوح برسد یا حداقل از آن تجاوز نکند . یعنی از همان ابتدای طراحی میزان و سطح آسیب مشخص شده و سازه را طوری طرح میکنند که در زلزله با سطح خطر معین چنین عملکردی داشته باشد.

لزوم تامین شکل پذیری در سازه ها را با استفاده از ایده زنجیر پاولی تشریح کنید؟

زنجیری را فرض کنید که حلقه های آن از مواد شکننده و شکل پذیر تشکیل شده است. حال زنجیر را از دو سر آن گرفته و تحت نیروی مشخص F میکشیم. حلقه ها مانند فنرهای سری عمل میکنند، یعنی نیرو در آنها یکسان و برابر F است. حالا اگر نیرو را افزایش دهیم و همینطور پیش برویم در نهایت زنجیر گسیخته میشود. این گسیختگی در ضعیف ترین حلقه رخ میدهد. اگر حلقه ی شکل پذیر ضعیف ترین حلقه باشد، زنجیر در قبل از تغییر مکان نظیر نیروی گسیختگی، کرنش زیادی را متحمل میشود. اما اگر حلقه ترد و شکننده، ضعیفترین حلقه باشد، زنجیر ناگهان پاره خواهد شد، طوری که قبل از گسیختگی حداقل کرنش در زنجیر رخ خواهد داد!!! بنابراین وقتی که میخواهیم زنجیر شکل پذیر داشته باشیم، باید حلقه شکل پذیر ضعیف ترین حلقه باشد. ساختمان ها باید مانند زنجیر شکل پذیر باشند. ساختمان بتنی را فرض کنید. تیر و ستون اعضای اصلی برای انتقال نیرو به پی می باشند. مولفه های اصلی ساختمان باید شکل پذیر باشند. خرابی یک ستون میتواند ناپایداری کلی در سازه ایجاد کند اما خرابی یک تیر میتواند اثر موضعی داشته باشد. بنابراین بهتر است تیرها نسبت به ستون ها ضعیف تر و شکلپذیر تر باشند. (تیر ضعیف، ستون قوی).

سطوح خطر مختلف زلزله تعریف شده در آیین نامه 2800 و نشریه 360 یا Fema356 را نام ببرید با توضیح مختصر.

در آیین نامه 2800 یک سطح خطر تعریف شده و طیف متناظر با آن اراعه شده که سطح خطر 1 نامیده میشود که دوره بازگشت 475 سال و احتمال رخداد 10 درصد در 50 سال عمر مفید سازه.

در نشریه های بهسازی سه سطح خطر تعریف شده اما تنها طیف سطح خطر 1 اراعه شده است.

سطح خطر 1 و سطح خطر 2 و سطح خطر 3

سطح خطر یک که همان تعریف فوق است.

سطح خطر 2 سطحی از زلزله هست که احتمال رخداد آن و بزرگتر از آن، در 50 سال عمر مفید سازه 2 درصد است و دوره بازگشت آن 2475 سال است. برای بدست آوردن طیف این سطح خطر از زلزله باید تحلیل خطر انجام داد.

سطح خطر 3 یا انتخابی. معادل سطحی از زلزله با احتمال رخداد انتخابی میباشد. که برای موارد خیلی خاص انجام میشه.

چند نمونه از تفاوت های بارز آیین نامه 2800 و نشریه 360 را نام ببرید؟

این دو آیین نامه تفاوت در ریشه دارند و یکی برای طرح از ابتدا و دیگری برای ارزیابی سازه موجود است. البته که میشه برای ارزیابی سازه طرح از ابتدا نیز بکار رود. در 2800 در تحلیل های خطی از ضریب رفتار بعلت وجود قابلیت استهلاک انرژی استفاده میشه در مقیاس سازه ، در صورتی در نشریه 360 از ضرایب شکل پذیری در مقیاس عضو استفاده میشه، سطوح خطر از دیگر تفاوت ها هست که در پست های قبلی عرض کردم ، سطوح عملکرد به طور دقیق در 360 تعریف شده ولی در 2800 اینطور نیست و بیشتر با ضریب اهمیت این موضوع نمایش داده میشود.

بهسازی را تعریف و تفاوت آن با مقاوم سازی را بفرمایید؟

بهترین تعریفی که تا بحال برای بهسازی شنیدم. توازن سختی و مقاومت و شکل پذیری یعنی بهسازی.

برای اطلاعات بیشتر به مقاله زنده یاد استاد قالیبافیان مراجعه فرمائید.

طراحی بر اساس نیرو و طراحی بر اساس تغییرمکان چیست؟

طراحی بر اساس نیرو همان روش رایجی است که در حال حاضر در کشور استفاده میکنیم . یعنی اهمیت آنچنانی به تغییرمکان ها داده نمیشود و تغییرمکان ها در پایان طراحی کنترل میشود. در صورتی که تغییرمکان ها رابطه مستقیم با خرابی و میزان خرابی رابطه مستقیم با سطح عملکرد سازه دارد. لذا تحلیل و طراحی سازه برای رسیدن به سطح عملکرد مناسب و پذیرش سطح خسارت قابل قبول همان روش طراحی بر اساس تغییرمکان است. در روش طراحی بر اساس سطح عملکرد کاهش نیرو با استفاده از R وجود ندارد و رفتار غیرخطی سازه به طور مناسبی مدل میشود.

تعریف مفصل پلاستیک را شرح دهید؟

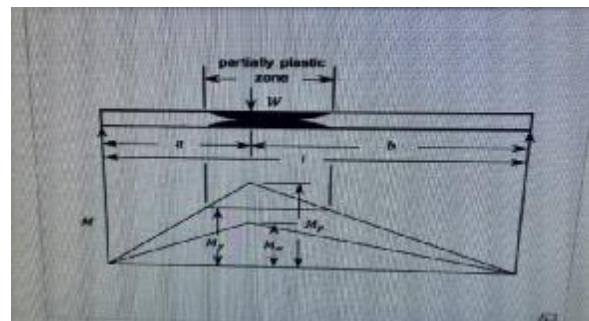
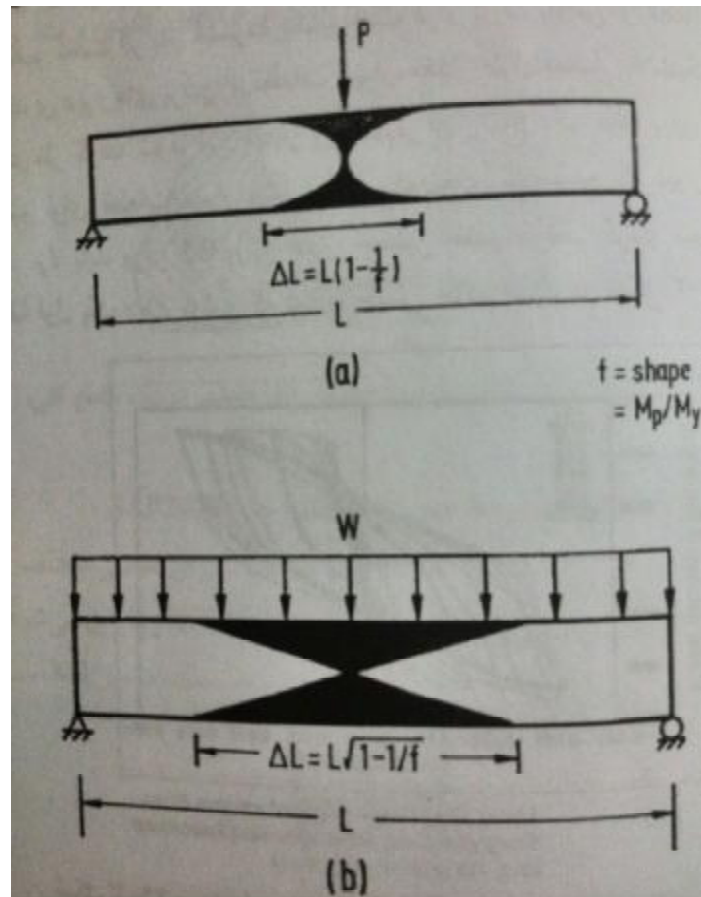
در صورتی که در عضو یک سازه لنگر خمشی وارد بر عضو به قدری زیاد شود که دورترین تار مقطع به حد تنش جاری شدن (σ_y) برسد، به لنگر به وجود آمده در این نقطه لنگر آستانه جاری شدن گویند. حال اگر مقدار لنگر خمشی بیشتر از M_y باشد، کم کم تارهای خارجی مقطع مقطع از بالا به پایین و از پایین به سمت بالا شروع به

جاری شدن می کنند. در این حالت تنها قسمت وسط مقطع در حالت الاستیک باقی مانده که به آن هسته الاستیک گفته می شود و سایر قسمت های مقطع جاری شده اند و یا اصطلاحاً به حالت تغییر شکل غیر قابل برگشت (پلاستیک) تبدیل شده اند. حال اگر مقدار لنگر به قدری افزایش یابد که کل تارهای مقطع جاری شوند، این نقطه از مقطع دیگر نمی تواند لنگر بیشتری را تحمل کند و مثل یک مفصل در مقابل لنگر خمشی عمل می کند. در این حالت به این نقطه مفصل پلاستیک و به لنگری که باعث تشکیل این مفصل می شود لنگر پلاستیک M_p گفته می شود. البته مفصل پلاستیک تنها در اثر خمش یک محوره ایجاد نمی گردد بلکه می تواند به واسطه وجود لنگر خمشی دو محوره، نیروی برشی و یا ترکیبی از این نیروها تشکیل شود.

در مقاطع فولادی روند به صورت فوق است. ولی در مقاطع بتنی مفصل زمانی تشکیل میشود که میلگردهای کششی جاری شده اند.

طول مفصل پلاستیک را تشریح کنید ؟

وقتی یه عضوی تحت بار قرار میگیرد. فرض کنیم یک تیر ساده. یه نمودار لنگر برای این تیر میتوانیم رسم کنیم. اگر این بار افزایش پیدا کند ناگهان دورترین تار مقدار کرنشش به حد جاری شدن میرسد. لنگر متناظر با این کرنش، لنگر جاری شدن هستش. اگر بار همینطور افزایش پیدا کنه همینطور در طولی از عضو تارها جاری می شوند و لنگرشون میشه لنگر جاری شدن. مثل عکس. همینطور این لنگر جاری شدن در طول عضو از مرکز لنگر حداکثر پیشروی میکند تا جایی که در مقطعی که تارها اول جاری شدن لنگر به حد پلاستیک میرسد و collapse اتفاق میافتد



انواع مفصل را تشریح کنید؟

مفاصل مکانیکی: مفاصلی هستند که لنگر تحمل نمیکنند. مانند اتصالات خرابایی.

مفاصل مجازی: همان مفاصلی هستند که ما برای تحلیل از آنها استفاده میکنیم و در صورت بروز تغییر شکل های فراتر از حدی که ما تعیین میکنیم نمایش داده میشوند.

مفاصل مکانیکی هستند که باعث بروز ناپایداری میشوند. البته در واقعیت نیز وقتی یک تیر دو سر مفصل تحت بار زیاد در مرکز قرار گیرد پس از تشکیل مفصل در زیر بار، تیر ناپایدار میشود. وقتی وسط یک تیر دو سر مفصل یک بار متمرکز وجود داشته باشد، این بار باید آنقدر زیاد باشد تا بتواند تیر را از حالت الاستیک خارج کرده و به پلاستیک تبدیل کند تا بشود گفت مفصل تشکیل شده و تیر ناپایدار بشود.

اما در مدل ماشینی (کامپیوتری) برای سازه ای که مدل کرده اید. بعنوان مثال برای یک تیر دو مفصل خمشی در دو انتها معرفی میکنید. اینها واقعا مفصل نیست بلکه مفصل مجازی هستند و پیش بینی میشود که در واقعیت این قسمت ها مفصل بشوند. پس با روشن شدن این مفاصل، مدل ناپایدار نمیشود بلکه به شما نشان میدهد که میزان دوران چقدر بوده و آیا این دوران در محل های از پیش تعیین شده مجاز هست یا خیر. مقادیر مجاز هم که توسط آزمایش و آیین نامه پیشنهاد میشود.

در اعضای یک قاب خمشی بتنی کدام تلاش های داخلی تغییر مکان کنترل و کدامیک نیرو کنترل هستند؟

برای تیرهای بتنی خمشی از نوع تغییر مکان کنترل، برش از نوع نیرو کنترل. پس دو نوع مفصل برای تیر نیاز است. یکی مفصل خمشی و دیگری مفصل برشی.

ستون های بتنی چون تحت تاثیر توام نیروی محوری و لنگر خمشی است، ترکیب این دو تلاش مدنظر است تحت عنوان PM2M3 که از نوع تغییر مکان کنترل میباشد. تلاش برشی از نوع کنترل شونده توسط نیرو میباشد.

آیا به عنوان طراح نوع تلاش ها را خودمان انتخاب میکنیم که تغییر شکل کنترل باشد یا نیرو کنترل؟

خیر، اینکه کدام چه تلاشی در چه عضوی کنترل شونده توسط تغییر شکل باشد یا کنترل شونده توسط نیرو دست طراح نیست و سلیقه ای نیست و آیین نامه تعیین کننده است.

تلاش های داخلی در دیوار برشی بتنی از چه نوعی هست؟

ضریب فرامقاومت چیست؟ علل وجود فرامقاومت در سازه چیست؟

وقتی یک ساختمان تحت نیروی جانبی قرار میگیرد ، با افزایش تدریجی بار ، اولین مفصل پلاستیک در بحرانی ترین نقطه سازه تشکیل میشود، بعد از ایجاد اولین مفصل ،سازه توان تحمل بارهای بیشتر را دارد و همینطور روند تسلیم اعضا و تشکیل مفاصل ادامه پیدا خواهد کرد تا اینکه سازه به آستانه فروریزش برسد و بعد از تشکیل آخرین مفصل سازه فرو خواهد ریخت. مقاومت بین اولین و آخرین مفصل پلاستیک را فرامقاومت میگویند و ضریب فرامقاومت نسبت مقاومت متناظر با آخرین مفصل به مقاومت متناظر با تشکیل اولین مفصل در سازه را گویند. علل وجود فرامقاومت عبارتند از وجود فرامقاومت ذاتی در مصالح ، وجود ضرایب کاهش مقاومت و ضرایب اطمینان در فرآیند طراحی، تیپ بندی اعضا در هنگام طراحی.

ضریب رفتار را تشریح و معایب آن را نام ببرید؟

در آیین نامه های مختلف طراحی لرزه ای ضریب رفتار با اسامی مختلفی شامل ضریب اصلاح پاسخ ، ضریب اصلاح نیرو ، ضریب عملکرد سیستم سازه ، ضریب شکل پذیری تغییرمکانی و ضریب شکل پذیری شناخته می شود. ضریب رفتار به طراح اجازه می دهد بدون استفاده از تحلیل غیرارتجاعی ، عملکرد غیرارتجاعی سازه ها را در طراحی سازه ها اعمال نماید . ضریب رفتار با در نظر گرفتن سهم ظرفیت شکل پذیری ، سهم مقاومت مورد نیاز سازه را تعیین میکند. اگر برای سازه ای از ضریب رفتار یک استفاده شود بدین معنی است که برای مقابله با زلزله صرفا از عملکرد ارتجاعی آن استفاده شده و از سازه انتظار نمیرود در هنگام وقوع زلزله وارد محدوده غیرارتجاعی شود. ضریب رفتار بزرگتر از یک بیانگر آن است که سازه در برابر زلزله مجاز به ورود به محدوده غیرارتجاعی است. هر چه ضریب رفتار بزرگتر باشد به معنی آن است که ظرفیت تحمل تغییرشکل های غیرارتجاعی آن (ظرفیت شکل پذیری) بیشتر و در نتیجه مقاومت ارتجاعی موردنیاز آن کمتر خواهد بود. ضریب شکل پذیری ، ضریب مقاومت افزون، زمان تناوب ، عملکرد مورد انتظار از سازه ، روش طراحی سازه ، نوع سیستم باربر جانبی ، نوع مصالح ، مشخصات زلزله ، مشخصات خاک محل ، میرایی سازه و منحنی رفتاری مصالح از عوامل تاثیرگذار بر ضریب رفتار است.

معایب:

- 1- با انتخاب ضریب رفتار ، کنترلی بر روی سهم هر یک از اجزا با توجه به تلاش داخلی آنها در شکل پذیری سازه (برای کل سازه با ضریب رفتار بیان میشود) نبوده و بنابراین نمیتوان در هنگام زلزله به سطح عملکرد رفتاری که سازه برای آن طراحی شده اطمینان کامل داشت.
- 2- تحلیل های خطی رفتار صحیح سازه را بعد از تسلیم و ورود به حوضه غیرخطی منعکس نمیکنند و صرفا ضریب رفتار نمیتواند این رفتار را نمایان کند.
- 3- به کمک تحلیل های غیرخطی اثبات میشود که ساختمان های مختلف با سیستم مشابه و ضریب رفتار یکسان پاسخ های متفاوتی در ترم غیرخطی دارند.
- 4- به کمک تحلیل های غیرخطی میتوان اثبات کرد که ضریب رفتار در طبقات یک ساختمان نیز میتواند متفاوت باشد.
- 5- شکل پذیری ساختمان ها حتی در ارتفاع هم متفاوت است. طبق آیین نامه برای سازه های یکسان اما ارتفاع های متفاوت ضریب رفتار یکسانی ارائه میشود.

گریزی به ستون کوتاه:

ما در کل دو نوع ستون کوتاه داریم . یکی ستونی که در میان قاب قرار دارد و طرفین آن دیوار قرار دارد . دیگری ستون گوشه که یک سمت آن دیوار قرار دارد. تفاوت این دو در این است که ستون میانی در زلزله در هر دو حالت رفت و برگشت سازه ستون کوتاه است اما ستون گوشه هنگام دور شدن از دیوار ستون بلند و هنگام نزدیک شدن به دیوار ستون کوتاه است.

ستون در حالت معمول تحت برش یکنواخت و به صورت مستطیلی در ارتفاع و تحت لنگر به صورت مثلثی در ارتفاع قرار داد . حالا با وجود دیوار ، مانند این است که تکیه گاه به محلی انتقال یافته که دیوار تمام شده است و به نوعی آن ستون ارتفاعش نصف شده (فرض کنید دیوار تا نصف ارتفاع ستون است) . در حالت عادی اگر ستون ها به مقدار X تن نیرو جذب کنند با تبدیل ستون به ستون کوتاه ، چون سختی آن تغییر میابد (افزایش میابد چون طولش کم شده) نیروی بیشتری $n.X$ تن نیرو جذب میکند. به همین دلیل برشی که قبلا در پای ستون تحمل میشد ، اینبار با مقدار بیشتر به وسط ستون انتقال یافته و از آنجایی که ما در طرح لرزه ای دو انتهای ستون را ($L0$) نواحی بحرانی دانسته و خاموت گذاری ویژه میکنیم لذا در ستون کوتاه نیروی بیشتری به محلی وارد میشود که خاموت گذاری با فاصله بیشتر انجام شده است!!! و این همان عامل اصلی شکست ستون است. توجه داشته باشید که چون نسبت افزایش برش به لنگر بیشتر است، لذا شکست به صورت برشی و ناگهانی است. راهکار رفع ستون کوتاه جدا کردن دیوار از ستون است و پر کردن درز با مواد منبسط شونده یا نرم و انعطاف پذیر است .

انواع سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیرسازه ای را شرح دهید؟ سپس با استفاده از آن سطوح عملکرد کلی ساختمان را نام ببرید.

سطح عملکرد اجزای سازه ای :

الف: سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه. به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکنند و استفاده بی وقفه از آن ممکن باشد.

ب: سطح عملکرد خرابی محدود

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه به میزان محدود و به گونه ای باشد که پس از زلزله با مرمت بخش های آسیب دیده ادامه بهره برداری از ساختمان میسر باشد.

ج: سطح عملکرد ایمنی جانی

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود اما میزان خرابی ها به اندازه ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

د: سطح عملکرد ایمنی جانی محدود

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود اما میزان خرابی ها به اندازه ای باشد که منجر به خسارت جانی حداقل شود.

ه: سطح عملکرد آستانه فروریزش

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد شود اما ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

و: سطح عملکرد لحاظ نشده

چنانچه برای اجزای سازه ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد سطح عملکرد اجزای سازه ای لحاظ نشده نامیده میشود.

سطوح عملکرد اجزای غیرسازه ای

الف: سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزعی شوند؛ به گونه ای که خدمت رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود.

ب: سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله دچار خرابی جزعی شوند؛ به گونه ای که پس از زلزله راه های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله ها، آسانسورها و روشنایی آن ها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی وقفه میسر باشد.

ج: سطح عملکرد ایمنی جانی

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله، خطری برای ساکنین به وجود نیاورد.

د: سطح عملکرد ایمنی جانی محدود

به سطح عملکردی اطلاق میشود که پیش بینی شود خسارت اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله به اندازه ای باشد که خسارت جانی حداقل شود.

ه: سطح عملکرد لحاظ نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای غیرسازه ای، سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای غیرسازه ای لحاظ نشده نامیده میشود.

سطوح عملکرد کل ساختمان

سطح عملکرد کل ساختمان بر حسب سدح عملکرد اجزای سازه ای و غیرسازه ای به شرح زیر تعریف میشود.

الف: سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه

ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه باشند.

ب: سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه :

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای قابلیت استفاده بی وقفه و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه باشند.

ج: سطح عملکرد ایمنی جانی

ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ایمنی جانی و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد ایمنی جانی باشند.

د: سطح عملکرد آستانه فروریزش

ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش باشند ، در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیر سازه ای وجود ندارد.

انواع اهداف پیماسازی را با سطح خطر و سطح عملکرد مربوطه با توضیح مختصر نام ببرید؟

هدف بهسازی بر اساس میزان اهمیت و سطح عملکرد ساختمان مورد نظر انتخاب می شود و شامل یک یا چند هدف عملکردی است.

1- بهسازی مبنا : در بهسازی مبنا انتظار می رود که تحت زلزله سطح خطر 1 ایمنی جانی ساکنین ساختمان تامین شود

2- بهسازی مطلوب: در بهسازی مطلوب انتظار میرود که هدف بهسازی مبنا تامین شود و علاوه بر آن تحت زلزله سطح خطر 2 ساختمان فرو نریزد.

3- بهسازی ویژه: در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار میگیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله ی مورد استفاده در بهسازی مطلوب در نظر گرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب سطح خطر زلزله بالاتری در نظر گرفته میشود.

4- بهسازی محدود: در بهسازی محدود عملکرد پایین تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته میشود. به گونه ای که حداقل یکم از اهداف زیر برآورده شود.

الف: تحت زلزله خفیفتر از زلزله سطح خطر 1 ایمنی خانه ساکنین تامین شود.

ب: تحت زلزله ای برابر یا خفیف تر از زلزله سطح خطر 1، سطوح عملکرد زیر تامین شود. (سطح عملکرد سازه ایمنی جانی محدود + ایمنی جانی اجزای غیرسازه ای، سطح عملکرد سازه ایمنی جانی محدود+ ایمنی جانی محدود اجزای غیرسازه ای، سطح عملکرد ایمنی جانی محدود+ لحاظ نشده برای اجزای غیرسازه ای، سطح عملکرد آستانه فروریزش + ایمنی جانی برای اجزای غیرسازه ای، سطح عملکرد آستانه فروریزش + لحاظ نشده برای اجزای غیرسازه ای، سطح عملکرد لحاظ نشده + ایمنی جانی محدود برای اجزای غیرسازه ای).

5- بهسازی موضعی: بخشی از یک طرح بهسازی کلی است که هدف آن مطابق اهداف 1 تا 4 می باشد اما بنا به دلایلی در شرایط فعلی امکان اجرای کامل آن وجود ندارد و فقط بخشی از آن اجرا میشود. در این حالت باید به موارد زیر توجه شود: 1- بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین آمدن سطح عملکرد قبلی ساختمان موجود شود. 2- بهسازی موضعی نباید سبب افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضای که وضعیت بحرانی دارند شود. 3- بهسازی موضعی نباید منجر به نامنظم شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.

سطوح اطلاعات و ضریب آگاهی در بهسازی لرزه ای چیست؟

سطوح اطلاعات: دامنه اطلاعات جمع آوری شده از وضعیت موجود ساختمان در سه سطح اطلاعات حداقل، متعارف و جامع می باشد. شرایط از حداقل به جامع سخت تر میشود. یعنی تعداد نمونه ها و نمونه برداری ها، سونداژها، نوع آزمایشات (بازرسی چشمی یا با دستگاه) و تعداد آزمایشات از سطوح حداقل به جامع بیشتر و دقیق تر میشود.

ضریب آگاهی: درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع آوری شده از ساختمان موجود توسط ضریب آگاهی K در روابط محاسبه ظرفیت هر یک از اجزا سازه اعمال میشود. در واقع K یک جریمه به دلیل سطح اطلاعات حداقل و متعارف است و هر چه اطلاعات از وضعیت و پیکربندی و جزئیات سازه دقیق تر باشد این عدد به یک نزدیک تر میشود. به نوعی قابلیت اعتماد به اطلاعات را کنترل میکند. K در اعضای کنترل شونده توسط نیرو در مقاومت مصالح و در اعضای کنترل شونده توسط تغییرشکل در حدود تغییرشکل ها ضرب میشود به طور کلی در معیارهای پذیرش ضرب میشود. (معیارهای پذیرش در آینده تشریح خواهد شد).

تفاوت اعضای سازه ای اصلی و غیر اصلی چیست؟

اعضای سازه ای اعضای هستند که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه موثرند و یا در اثر تغییرمکان جانبی سازه تحت تاثیر نیرو قرار میگیرند.

اعضای سازه ای به دو دسته اصلی و غیر اصلی تبدیل میشوند.

اعضای سازه ای اصلی: اعضای هستند که در مقابله با فروریزش ساختمان در اثر زلزله در نظر گرفته شده اند و نقش قابل توجهی در حمل بارهای جانبی دارند. به عبارت دیگر برای باربری جانبی در نظر گرفته شده اند. مانند: بادبند، دیوار برشی، اعضای قاب خمشی مانند تیرها و...

اعضای سازه ای غیراصلی : اعضایی هستند که وجود آنها برای حمل بارهای جانبی ضروری نمی باشند و یا به عبارتی برای تحمل بار جانبی در نظر گرفته نشده اند و حذف آنها از سازه خلی در سیستم باربر جانبی سازه ایجاد نمیکند. البته این اعضا ممکن است در اثر تغییر مکان جانبی تحت تاثیر نیروهای جانبی قرار گیرند اما برای تحمل آنها طراحی نمی شوند. مانند : تیرهای مفصلی ، ستون هایی که در خارج از شبکه خرابایی در یک قاب ساده قرار دارند و...

سطح اطلاعات در تحلیل های خطی و غیرخطی مطابق با نشریه بهسازی ساختمان های موجود چگونه باید باشد؟

برای تحلیل های خطی (تحلیل خطی نشریه 360) مجاز به استفاده از سطوح اطلاعات حداقل ، متعارف و جامع هستیم . اما استفاده از اطلاعات در سطح حداقل تنها برای اهداف بهسازی مطلوب و پایین تر مجاز است. برای تحلیل های غیرخطی جمع آوری اطلاعات حتما باید در سطح اطلاعات متعارف و جامع باشد.

کرانه پایین مقاومت مصالح و مقاومت مورد انتظار مصالح چیست؟ هریک در کجا کاربرد دارند؟

مقاومت اعضا بر مبنای این که رفتار آنها تحت چه کمیتی قابل کنترل است تعیین میشود. مقاومت اعضا در شرایطی که رفتار آنها توسط تغییر شکل کنترل میشود " مقاومت موردانتظار است . مقاومت اعضایی که رفتار آنها توسط نیرو کنترل میشود کرانه پایین مقاومت است . زیرا رفتار آنها به صورت نیمه شکل پذیر یا ترد و شکننده است لذا لازم است به صورت محافظه کارانه از حداقل ضرایب اطمینان استفاده کرد . یعنی کرانه پایین مقاومت.

کرانه پایین مقاومت مصالح : هنگامی که برای جمع آوری اطلاعات نیاز به نمونه برداری از مصالح است ، بر اساس سطح اطلاعات و هدف بهسازی نیاز به جمع آوری تعداد مشخصی نمونه داریم . کرانه پایین مقاومت برابر است با میانگین مقاومت نمونه ها منهای انحراف معیار . این کار در تمام سطوح اطلاعات قابل انجام است.

مقاومت مورد انتظار مصالح : همان متوسط مقادیر حاصل از آزمایش ها می باشد. و دیگر انحراف معیار را کسر نمیکنیم.

نقطه کنترل و تغییرمکان هدف چیست ؟ تغییرمکان هدف را تشریح کنید با جزئیات و فرمول؟

روش پوش آور بر این اصل استوار است که پاسخ های سازه را می توان با پاسخ های سیستم یک درجه آزادی با مشخصه های معادل شبیه سازی نمود . در سیستم یک درجه آزاد نیز برای یافتن بیشترین پاسخ همواره قله سیستم را بعنوان نقطه ای که بیشترین پاسخ (اغلب تغییرمکان هدف ما است) را دارد انتخاب میکنیم . برای سازه های ساختمانی نیز بهترین نقطه که بتوان با آن رفتار سازه را بررسی نمود نقطه مرکز جرم بام است . لذا به این نقطه ، نقطه کنترل گفته میشود. چون ما در حین تحلیل پوش آور تغییرمکان این نقطه را در مقابل برش پایه رصد و کنترل میکنیم. و در نهایت با رسم تغییرمکان این نقطه در مقابل برش پایه در قالب نمودار ، نمودار ظرفیت سازه حاصل میشود. مرکز جرم بام سازه با سطح عملکرد مشخص باید هنگام زلزله با سطح خطر معین تا تغییرمکانی که ما پیش بینی کرده ایم پیش رود و نه کمتر . به این تغییرمکان ، تغییرمکان هدف گفته میشود.

۳-۴-۳-۱- ساختمان با دیافراگم صلب

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود. به عنوان روش تقریبی می توان مقدار تغییرمکان هدف در هر امتداد را از رابطه (۳-۱۷) محاسبه نمود.

$$\delta_1 = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۳-۱۷)$$

که در آن:

به نام خدا

مطلوبست ارزیابی سطح عملکرد قاب بتنی چهار طبقه با مشخصات زیر به روش تحلیل پوش آور .

فرضیات:

قاب مورد نظر یک دهانه و چهار طبقه میباشد. ارتفاع کلیه طبقات برابر 3 متر می باشد. طول دهانه برابر 5 متر می باشد. محل احداث سازه شهر تهران، خاک منطقه تیپ III می باشد. سیستم باربری جانبی از نوع قاب بتنی با شکل پذیری متوسط است.

مقاطع اعضا:

مقاطع تیرها و ستون ها به قرار زیر می باشد.

	Story 1	Story 2	Story 3	Story 4
Column Section	40*40 with 8Ø20	40*40 with 8Ø20	35*35 with 8Ø16	35*35 with 8Ø16
Beam section	40*40 with 6Ø18	40*40 with 6Ø18	35*35 with 6Ø16	35*35 with 6Ø16

بارگذاری:

مقدار بار زنده 1300 کیلوگرم بر متر طول و مقدار بار مرده 2500 کیلوگرم بر متر طول می باشد.

با توجه خواسته کارفرما، سطح عملکرد بر اساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود سطح عملکرد تامین ایمنی جانی و هدف بهسازی مینا انتخاب شده است.

مشخصات مکانیکی اعضا:

آزمایشات مغزه گیری از بتن تیر و ستون انجام شده و نتیجه آن به قرار زیر شده است.

شماره نمونه	مقاومت فشاری نمونه ($\frac{kg}{cm^2}$)
1	200
2	210
3	250
4	220

با توجه به اطلاعات حاصل از برداشت های انجام شده و سونداژها، مشخصات مکانیکی میلگردها به صورت زیر است.

$$f_y = 2400 \frac{kg}{cm^2} \quad \& \quad f_u = 3800 \frac{kg}{cm^2}$$

حل : مقاومت مورد انتظار و کرانه پایین مصالح :

بتن :

$$f_{c\text{average}} = F_{ce} = \frac{x_i}{n} = \frac{200 + 210 + 250 + 220}{4} = 220 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15800\sqrt{f_c} = 15800 \times \sqrt{220} = 234352 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{(200 - 220)^2 + (210 - 220)^2 + (250 - 220)^2 + (220 - 220)^2}{3}} = 21.6$$

$$F_{CL} = 220 - 21.6 = 198.4 \frac{kg}{cm^2}$$

میلگرد :

۲-۲-۳-۷-۲- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مشخصات مصالح در دفترچه‌ی محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشد، برای آرماتور این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل در نظر گرفت. برای بتن در صورتی می‌توان از مقادیر دفترچه محاسبات یا نقشه‌های اجرایی برای مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل استفاده نمود که با استفاده از آزمایش‌های غیر مخرب نظیر چکش اشمیت نسبت به یکنواختی مصالح اطمینان حاصل شود و یا مدارک فنی معتبر دال بر انجام آزمایش در زمان ساخت موجود باشد. در غیر این صورت جمع آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف، بند (۲-۳-۳-۲)، صورت گیرد. در صورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد، می‌توان مقادیر مشخصات کرانه پایین مصالح را با ضرایبی به مشخصات مورد انتظار مصالح تبدیل نمود. این ضرایب را می‌توان با آزمایش به دست آورد. به عنوان یک راهنما مقادیر جدول (۲-۳) قابل استفاده‌اند.

جدول ۲-۳- ضرایب برای تبدیل مشخصات کرانه‌ی پایین به مشخصات مورد انتظار مصالح

ضریب	مشخصات مصالح
۱/۲۵	مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن
۱/۱۵	تنش کششی و تسلیم میلگرد
۱/۲۵	تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی به کار رفته جهت اتصال قطعات (مثل میل مهار)

$$E_s = 2100,000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 2400 \frac{kg}{cm^2} \quad , f_u = 3800 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{ye} = 2400 \times 1.15 = 2760 \frac{kg}{cm^2} \quad , f_{ue} = 3800 \times 1.15 = 4370 \frac{kg}{cm^2}$$

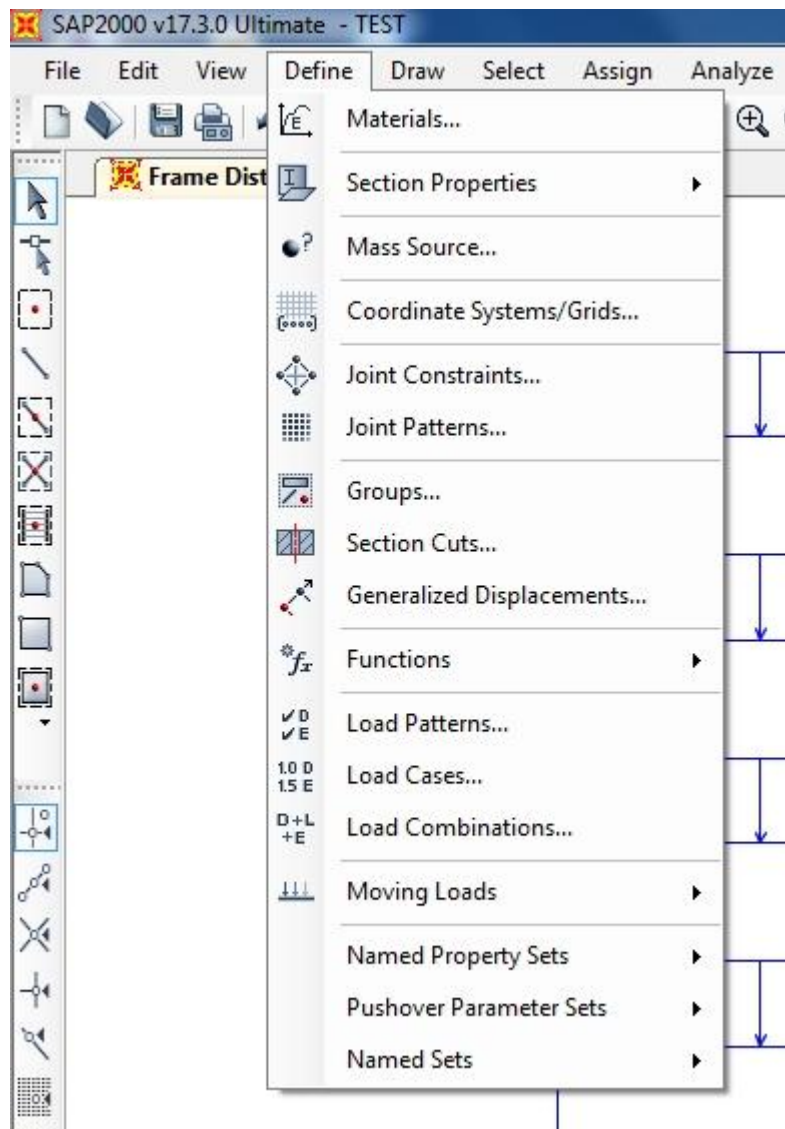
میلگردهای عرضی :

فرض کنید که میلگردهای عرضی در سراسر طول اعضا با فاصله 20 سانتیمتر گسترده شده اند. قطر میلگردهای عرضی را نیز 10 در نظر بگیرید.

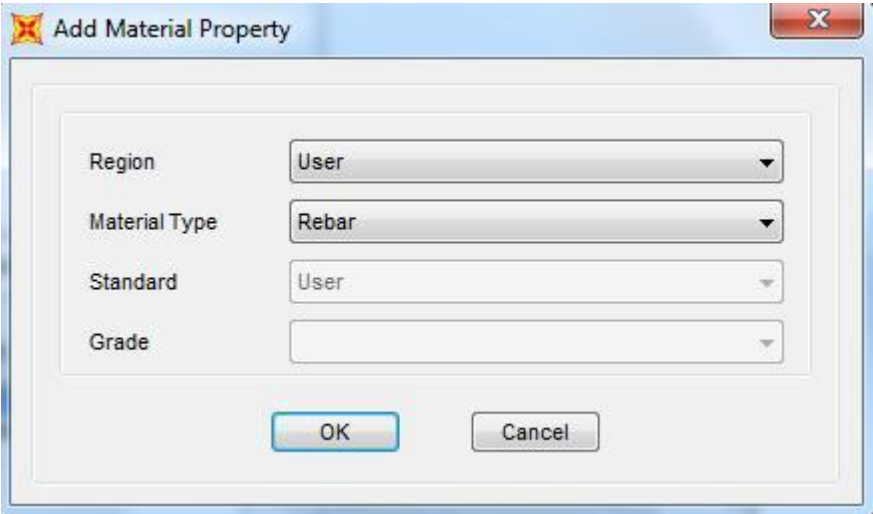
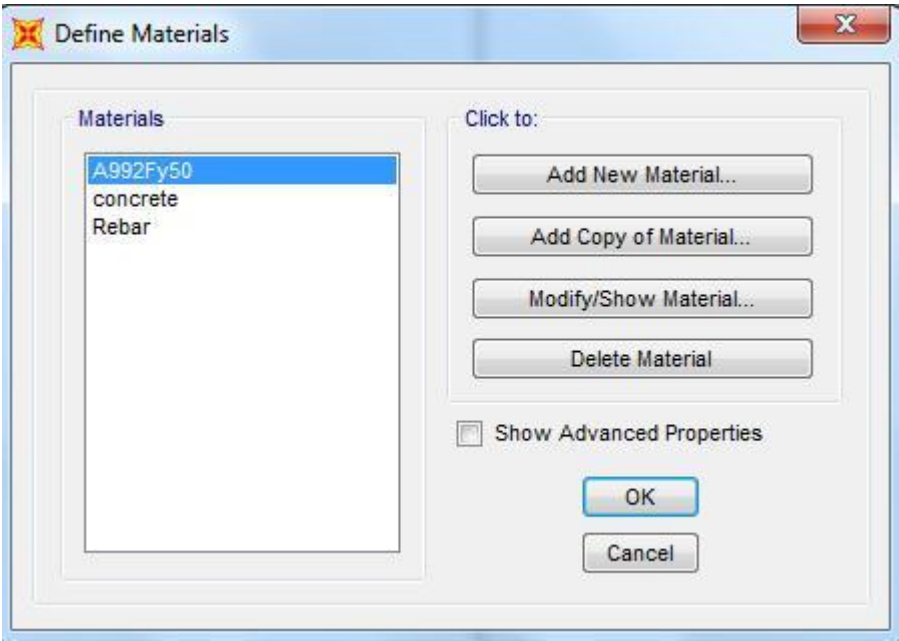


معرفی مشخصات مکانیکی مصالح :

از منوی Define > materials property پنجره مربوط به معرفی مصالح را باز کنید

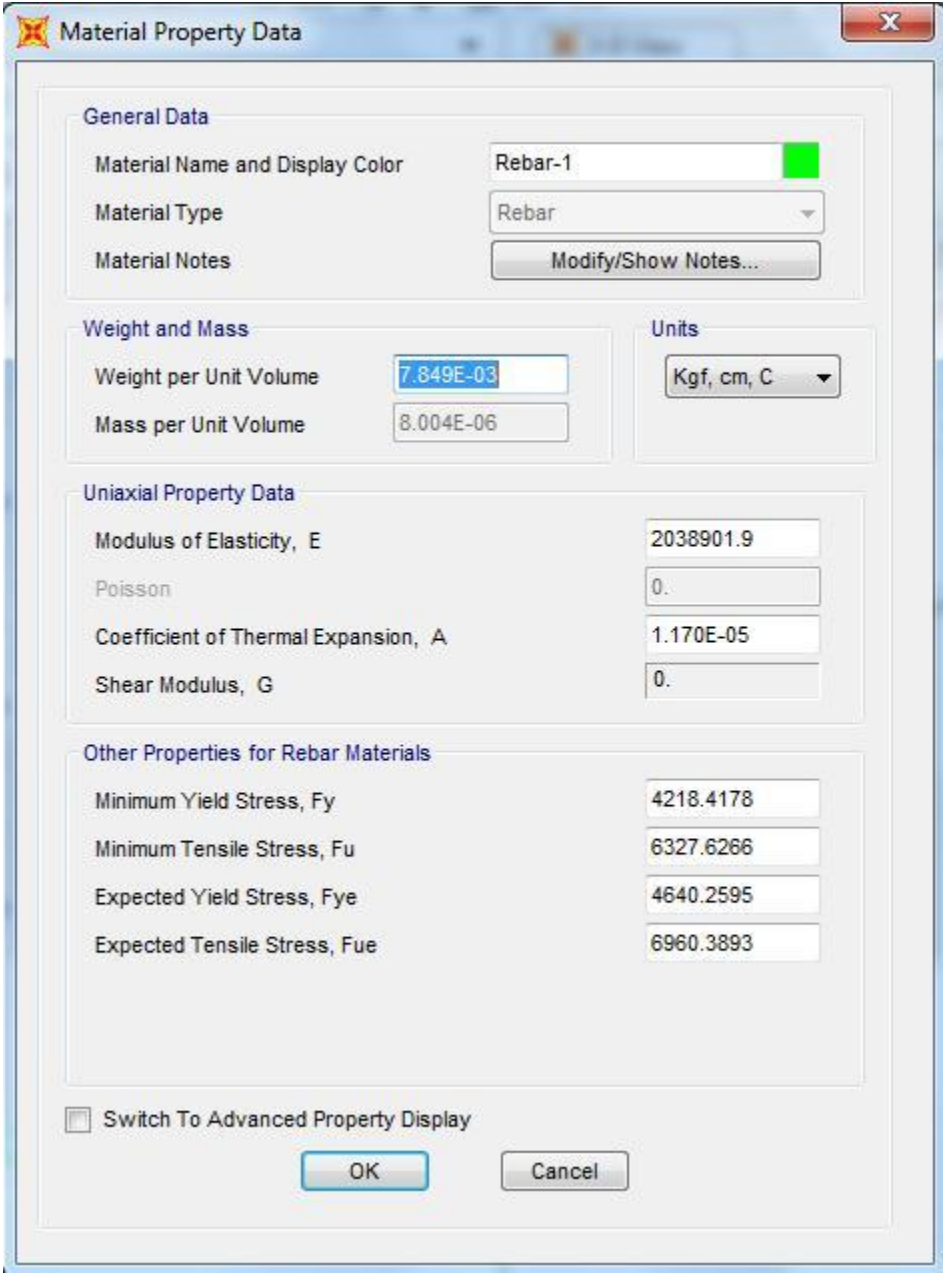


و بر روی گزینه **Add new materials** کلیک کنید.



کلیک کنید تا فرم **Add Material property** باز شود. از بخش **Region** گزینه **User** و از بخش **Material type** گزینه **Rebar** را انتخاب کنید و **OK** کنید.

در پنجره زیر مقادیر وزن واحد حجم **Weight per unit volume** ، مدول الاستیسیته **E** ، تنش تسلیم **Fy** ، تنش کششی نهایی ، تنش جاری شدن مورد انتظار **Fye** ، تنش کششی نهایی مورد انتظار **Fue** را وارد کنید و **Ok** کنید. برای مصالح بتن میتوان همان مصالح موجود در پنجره **Define material** را ویرایش نمود.



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Rebar-1

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.849E-03

Mass per Unit Volume: 8.004E-06

Units

Kgf, cm, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2038901.9

Poisson: 0.

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 0.

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 4218.4178

Minimum Tensile Stress, Fu: 6327.6266

Expected Yield Stress, Fye: 4640.2595

Expected Tensile Stress, Fue: 6960.3893

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

ساخت مقاطع تیر و ستون :

مساحت میلگردهای دو انتهای تیر را در قسمت Reinforcement overrides for ductile beams وارد کنید.

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars

+

Rebar

Confinement Bars (Ties)

+

Rebar

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

☒ Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top

6.

Bottom

6.

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

Left

Right

Top

0.

0.

Bottom

0.

0.

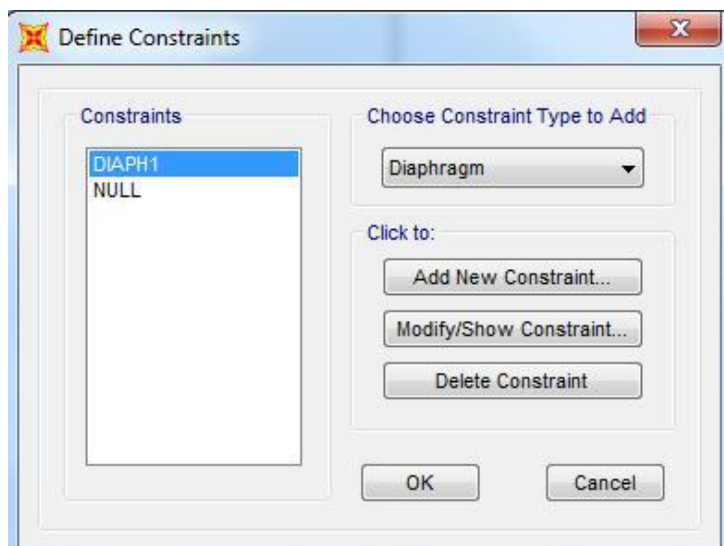
OK

Cancel

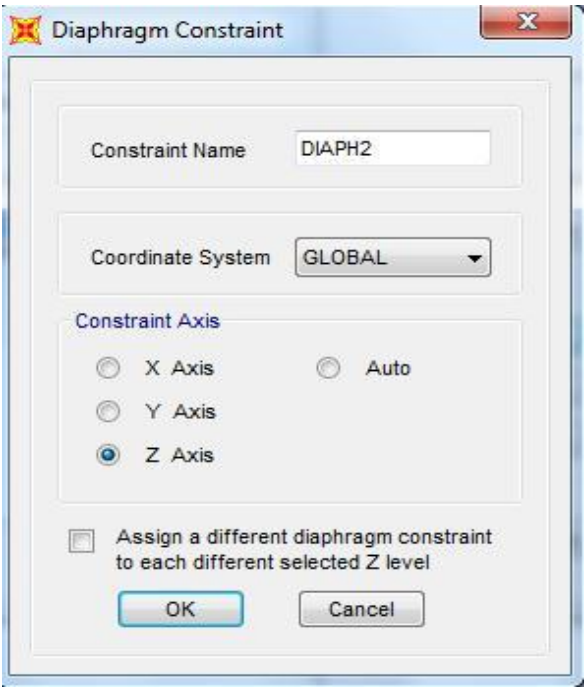
اختصاص دیافراگم صلب به طبقات :

ابتدا تمام گره ها را انتخاب کنید (توجه داشته باشید که گره های پایه سازه انتخاب نشود).

از منوی Assign > joint > constraints..... به فرم معرفی دیافراگم بروید.

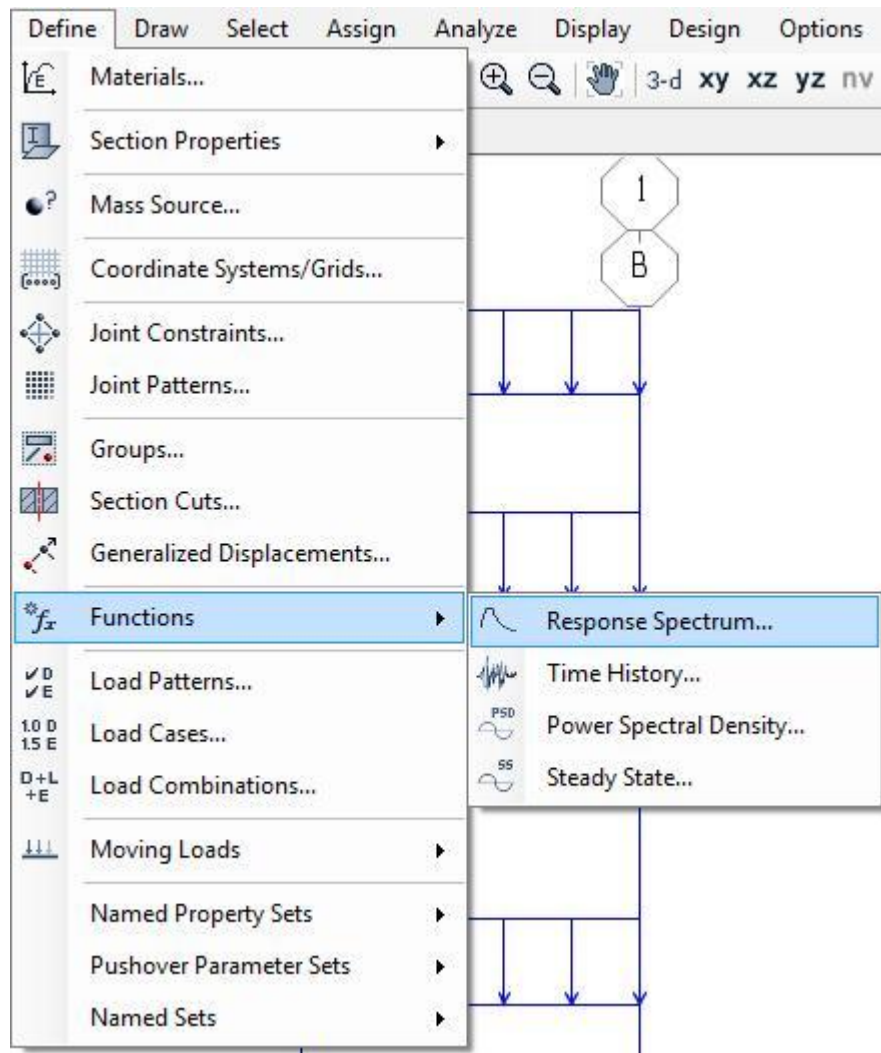


از منوی پایین کشیدنی در قسمت Choose constraint type to add گزینه Diaphragm را انتخاب کنید و Add new constraint را بزنید. در قسمت Constraint axis گزینه Z Axis را انتخاب کنید و تیک مربوط به Assign a different را بزنید. نرم افزار Sap2000 دیافراگم را با محوری که به دیافراگم عمود است یا به اصطلاح با محور نرمال به صفحه دیافراگم می شناسد. و چون دیافراگم ما در صفحه X-Y هست و محور نرمال این صفحه، محور Z است لذا گزینه Z Axis را تیک بزنید. همچنین تیک مربوط به اختصاص دیافراگم های متفاوت به تراز های مختلف را بزنید.(Assign a different.....).

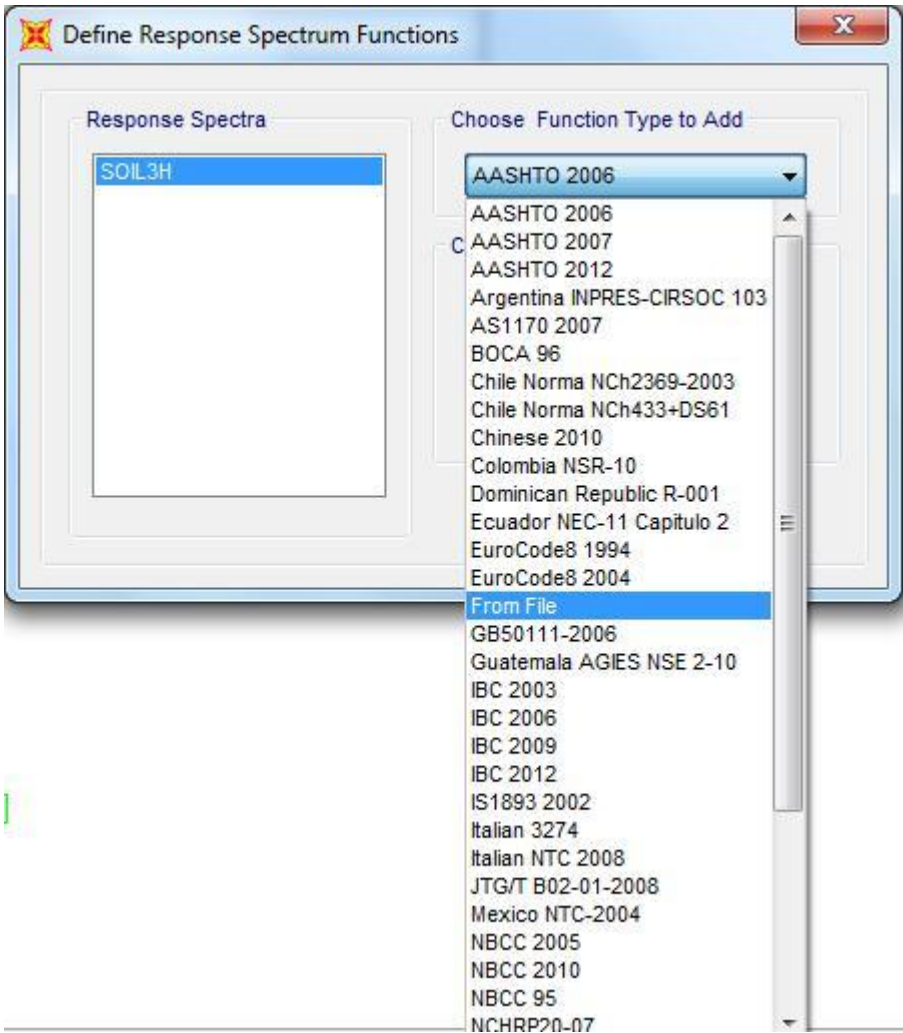


معرفی طیف پاسخ مربوط به خاک تیپ III :

از منوی Define > functions > Response spectrum.... به پنجره Define response spectrum function بروید.



در پنجره مربوطه از قسمت Choose function type to add، از کشوی پایین کشیدنی گزینه From file را انتخاب کنید و Add new function را بزنید.



در پنجره زیر از قسمت Values are گزینه Period vs value را انتخاب کنید و از Browse فایل متنی را مسیریابی کنید و Ok کنید.

Response Spectrum Function Definition

Function Name **Function Damping Ratio**

Function File

File Name

Header Lines to Skip

Values are:

☒ Frequency vs Value

☐ Period vs Value

Function Graph

روش به دست آوردن تغییرمکان هدف در دستورالعمل بهسازی :

یکی از روش هایی که برای تعیین تغییرمکان هدف در دیافراگم های صلب به کار می رود روش توضیح داده شده در FEMA-356 است. این روش به اسم روش ضریب جابجایی (Displacement Coefficient Method) مشهور است . قابل ذکر است این روش برای محاسبه تغییرمکان هدف در دستورالعمل بهسازی آورده شده است.

• ارتفاع کل 12 متر ، محل ساختمانی تهران ، خاک نوع 3 ، قاب خمشی با شکلپذیری متوسط

• سطح عملکرد ساختمان ایمنی جانی در سطح خطر 1

بر اساس دستورالعمل بهسازی تغییرمکان هدف برابر است با :

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

که در آن:

T_e : زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه (۱۶-۳) برای امتداد موردنظر است.

C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می شود:

الف- ضریب مشارکت مود اول با استفاده از رابطه (۱۸-۳) :

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{1,i}^2} \quad (18-3)$$

که در آن w_i و $\Phi_{1,i}$ به ترتیب وزن موثر لرزه ای و مولفه بردار شکل مود اول برای امتداد موردنظر در تراز i می باشند.

$\Phi_{1,x}$ نیز مولفه همین بردار در تراز نقطه کنترل می باشد.

ب- ضریب مشارکت محاسبه شده با استفاده از بردار شکل متناظر با تغییر شکل سازه در تغییرمکان هدف

در این حالت ضریب C_0 از طریق رابطه (۱۸-۳) محاسبه می شود. لیکن در این رابطه از مولفه های بردار تغییر شکل سازه به

جای $\Phi_{1,i}$ و نیز از مولفه همین بردار در تراز نقطه کنترل به جای $\Phi_{1,x}$ استفاده می شود .

پ- مقادیر تقریبی مطابق جدول (۵-۳)

با توجه به جدول (3-5) نشریه 360 ویرایش سال 92 (از ستون سایر ساختمان ها با درونیایی)

جدول (3-5): مقدار تقریبی ضریب C_0

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان های برشی ^۲		سایر ساختمان ها
	توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۲	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

۱- برای مقادیر مابین حدود داده شده در جدول باید از درونیایی خطی استفاده کرد.

۲- منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه از طبقه زیر آن کوچکتر باشد.

C_1 : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیر ارتجاعی سیستم که از رابطه (۳-۱۹) محاسبه می شود.

$$\frac{5-3}{1.4-1.3} = \frac{4-3}{x-1.3} \rightarrow x = C_0 = 1.35$$

C_1 : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیر ارتجاعی سیستم که از رابطه (۳-۱۹) محاسبه می شود.

$$\begin{aligned} T_e \leq 0.2 & \rightarrow C_1 = 1 + \frac{25(R_u - 1)}{a} \\ 0.2 < T_e < 1 & \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{a T_e^2} \\ T_e > 1 & \rightarrow C_1 = 1 \end{aligned} \quad (3-19)$$

در این رابطه R_u نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم است که از رابطه (۳-۲۱) محاسبه می شود.

a : ضریب نوع زمین بر اساس بند (۳-۳-۳) می باشد.

C_2 : ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای بر تغییر مکان ها ناشی از زوال چرخه ای و مقدار آن با استفاده از رابطه (۳-۲۰) تعیین می شود.

$$\begin{aligned} T < 0.7 & \rightarrow C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R_u - 1}{T_e} \right)^2 \\ T \geq 0.7 & \rightarrow C_2 = 1 \end{aligned} \quad (3-20)$$

نسبت مقاومت R_u از رابطه (۳-۲۱) محاسبه می شود.

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (3-21)$$

a: ضریب نوع زمین که مطابق جدول (۳-۳) تعیین می گردد.

جدول (۳-۳): ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	130	90	60

نسبت مقاومت R_u از رابطه (۲۱-۳) محاسبه می شود.

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (21-3)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است. C_m ضریب جرم مؤثر در مود اول است که می تواند با استفاده از جدول (۴-۳) یا از تحلیل دینامیکی بدست آید، V_y برابر برش پایه نظیر حد تسلیم سازه در نمودار چندخطی نیرو-تغییر شکل در تحلیل استاتیکی غیرخطی طبق شکل (۵-۳) و W وزن مؤثر لرزه ای ساختمان مطابق بند (۲-۳-۳) می باشد.

بدلیل نداشتن اطلاعات کافی در ابتدا فرض بر این است که این ضریب برابر واحد است.

ضریب C_2 :

C_2 : ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای بر تغییرمکن ها ناشی از زوایا چرخه های و مقدار آن با استفاده از رابطه (۲۰-۳) تعیین می شود.

$$\begin{aligned} T < 0.7 & \rightarrow C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R_u - 1}{T_e} \right)^2 \\ T \geq 0.7 & \rightarrow C_2 = 1 \end{aligned} \quad (20-3)$$

در روش تجربی، زمان تناوب اصلی نوسان برحسب تائیه برای ساختمان ها با سیستم سازه ای مختلف از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$T = \alpha H^{\left(\frac{3}{4}\right)} \quad (4-3)$$

که در آن H ارتفاع ساختمان از تراز پایه بر حسب متر است و در محاسبه آن، ارتفاع خریشته در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد. α ضریبی است که برحسب نوع سیستم سازه ای ساختمان مطابق جدول (۲-۳) انتخاب می شود:

جدول (۲-۳): ضریب α برای محاسبه زمان تناوب سازه

$\alpha = 0.8$	قاب خمشی فولادی
$\alpha = 0.7$	قاب فولادی با مهاربند واگرا
$\alpha = 0.7$	قاب خمشی بتنی
$\alpha = 0.5$	سایر سیستم های سازه ای

بدلیل نداشتن اطلاعات کافی در ابتدا فرض بر این است که این ضریب برابر واحد است.

Sa : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر Te :

برای زمان تناوب هم میتوان از روش تحلیلی استفاده نمود و هم از روش تجربی که در بند قبل روش محاسبه آن آورده شده است. (فرمول 3-4) : در ابتدا فرض بر این است که $T_e = T$:

$$T = \alpha H^{3/4} = 0.07 * 12^{0.75} = 0.451 \text{ sec.}$$

$$S_a = A.B$$

$$\begin{cases} T_o = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \\ S_o = 1.1 \end{cases} \rightarrow T < T_s \rightarrow B = S + 1 = 2.75$$

$$S_a = 0.35 * 2.75 = 0.9625$$

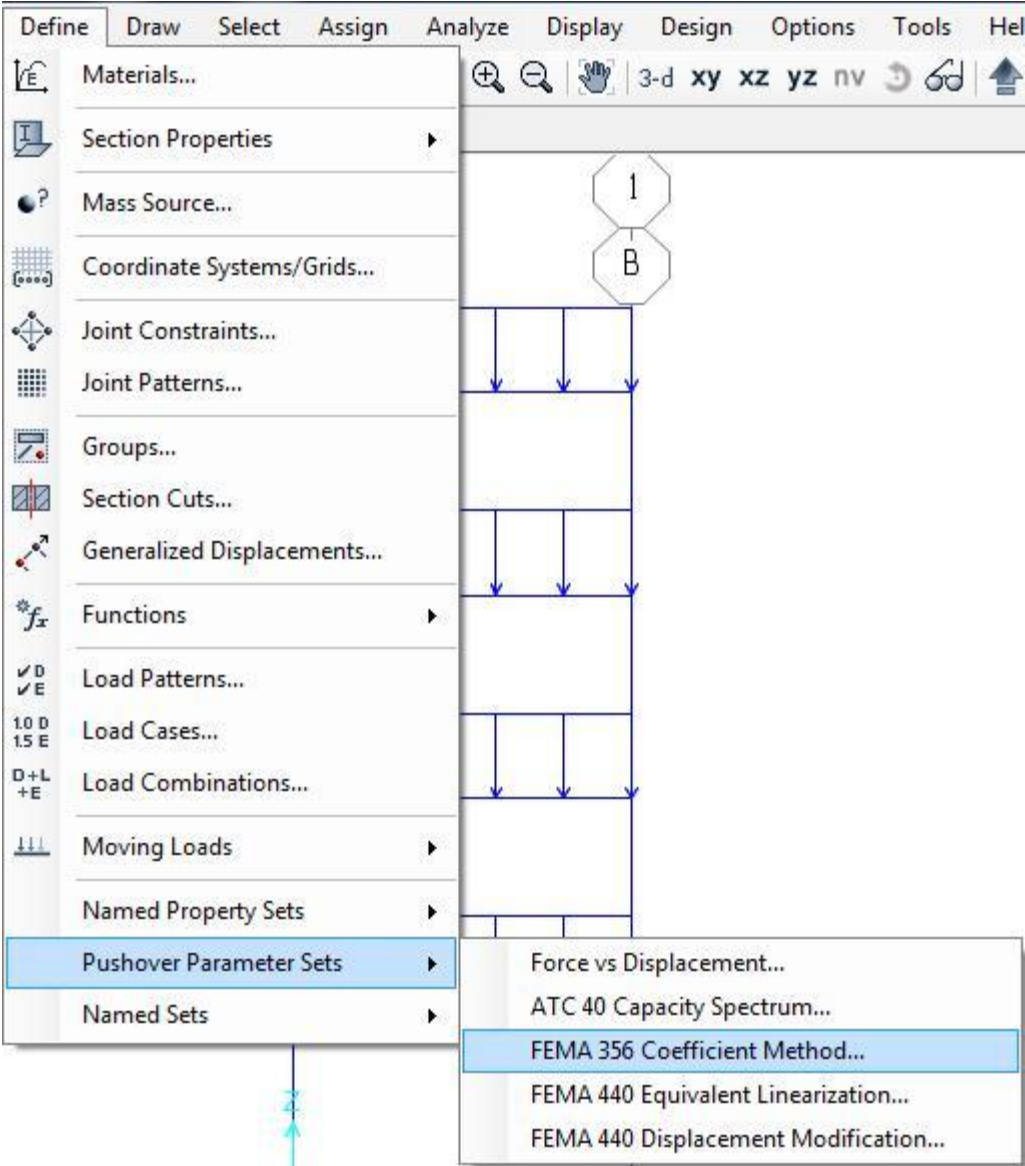
$$\delta_t = 1.35 \times 1 \times 1 \times 0.9625 \times \frac{0.451^2}{4\pi^2} \times g = 6.56 \text{ cm}$$

توجه داشته باشید مقدار فوق، عددی تقریبی است که پس از انجام تحلیل مقادیر دقیق استخراج و مقدار دقیق تغییر مکان هدف محاسبه و تحلیل مجدد انجام خواهد شد.

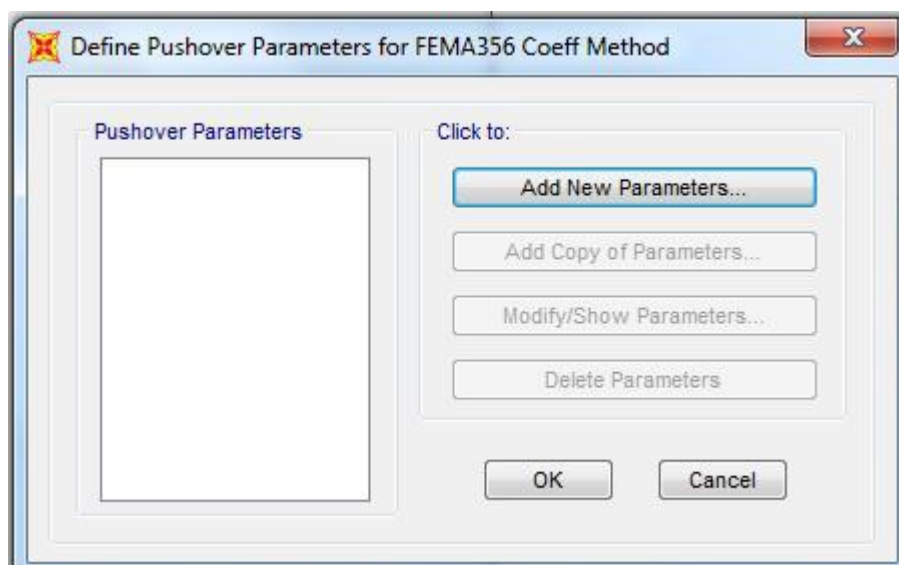
برای بدست آوردن تغییرمکان هدف به طور دقیق نیاز است که پارامترهای لازم به برنامه معرفی شود. بدین منظور از مسیر زیر به بخش مربوطه بروید. در نظر داشته باشید که برنامه Sap2000 قابلیت محاسبه تغییرمکان هدف به روش های مختلف را دارد که در این تمرین روش ضرایب انتخاب میشود.

از مسیر زیر پنجره معرفی پارامترهای مربوط به تغییرمکان هدف را باز کنید.

Define>Pushover parameter sets> Fema-356 coefficient method



بر روی دکمه **Add new parameters** کلیک کنید و وارد صفحه مربوطه شوید.



و پارامترها را به قرار زیر مشخص کنید :

Parameters For FEMA 356 Coefficient Method

Pushover Parameters Name

Name

F356PO1

Units

Kgf, cm, C

Demand Spectrum Definition

Effective Viscous Damping (0 < Damp < 1)

0.05

Defined Function

Scale Factor

Characteristic Period of Resp Spec, Ts

FEMA 356 General Response Spectrum

Mapped Spectral Accel at Short Period, Ss

1.

Mapped Spectral Accel at 1 Sec Period, S1

0.4

Site Class

D

Selected Coefficients

User Value for C2

User Value for C3

User Value for Cm

Items Visible On Plot

Show Capacity Curve

Color

Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve

Color

Reset Default Colors

Update Plot

Set Axis Labels and Range...

OK

Cancel

Name : یک نام دلخواه برای این حالت تعریف کنید مثلا **FEMA356** واحد را بر روی **Kgf-m,c** قرار دهید.

مقدار **Effective viscouse damping** را برابر 0.05 وارد کنید (مقدار میرایی که با آن فرض طیف تهیه شده است).

Defined function : این گزینه برای معرفی طیف نیاز ، توسط کاربر می باشد. در صورتی که تمایل به این

48

کار ندارید، میتوانید از طیف نیاز آیین نامه Fema356 استفاده کنید (البته با ضرایب پیشنهادی نشریه 360).
در دستورالعمل بهسازی ساختمان های موجود دو روش برای استفاده از طیف شتاب پیشنهاد شده است.

۱-۲-۷-۱- فرآیند استفاده از شکل طیف ثابت

فرآیند استفاده از شکل طیف ثابت با یکی از دو روش استفاده از " شکل طیف استاندارد ۲۸۰۰ " یا استفاده از " شکل طیف این دستورالعمل " صورت می پذیرد:

۱-۱-۲-۷-۱- طیف استاندارد ۲۸۰۰

در این روش، طیف طرح ارتجاعی شتاب از حاصل ضرب مقادیر ضریب شتاب مبنای طرح (A)، ضریب بازتاب (B) و شتاب ثقل زمین (g) بدست می آید. طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای میرایی ۵٪ تعیین شده است.
میزان شتاب مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر ۱ با استفاده از نقشه پهنه بندی خطر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می شود.
میزان شتاب مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر ۲ با یکی از دو روش زیر تعیین می شود:
۱. ۱/۵ برابر ضریب A استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان هایی که برای هدف بهسازی مطلوب بهسازی می شوند.
۲. انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقدار شتاب موثر حرکت قوی زمین در تراز پایه ساختمان برای دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال.

۱-۲-۷-۲- طیف این دستورالعمل

تهیه طیف در این روش مستلزم برآورد مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه ۰/۲ ثانیه (S_s) و نیز مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند ۱/۰ ثانیه (S_1) در سطح خطر مدنظر است. این مقادیر برای نسبت میرایی ۵٪ و در سنگ بستر (سطح بستر لرزه ای) محاسبه می شود. برآورد مقادیر فوق با یکی از دو روش زیر تعیین می شود:
۱- نقشه های معتبری که مقادیر شتاب طیفی را در سنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر در اختیار قرار دهد.
۲- انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقادیر شتاب طیفی در سنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر.
اثرات ساختمانی بر مقادیر طیفی را می توان با استفاده از روابط (۱-۱) و (۲-۱) لحاظ نمود:

$$S_{XS} = F_s S_s \quad (1-1)$$

$$S_{X1} = F_v S_1 \quad (2-1)$$

در این روابط F_v و F_s ضرایب نمایانگر اثرات ساختمانی اند که از جداول (۲-۱) و (۳-۱) بر اساس نوع خاک و نیز مقادیر پارامترهای S_1 و S_s قابل برآوردند. برای برآورد مقادیری از S_1 و S_s که در بین حدود ارائه شده قرار دارند، از درونیایی خطی استفاده می شود.

جدول (۳-۱): مقادیر F_a بر حسب نوع خاک و مقدار S_s

نوع خاک	مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه، S_s				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
4	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

جدول (۳-۱): مقادیر F_v بر حسب نوع خاک و مقدار S_1

نوع خاک	مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند، S_1				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.50$
1	1	1	1	1	1
2	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
3	2.4	2	1.8	1.6	1.5
4	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

اگر شرایط ژئوتکنیکی ویژه‌ای در ساختگاه حاکم باشد، استفاده از ضرایب فوق‌الذکر کافی نیست و لازم است با انجام مطالعات میدانی و تهیه مدل‌های رفتار دینامیکی مناسب، اثر بزرگنمایی خاک را بر روی طیف بدست آمده برای سنگ بستر لحاظ نمود. هرگاه حداقل یکی از شرایط زیر برقرار باشد، شرایط ژئوتکنیکی ساختگاه ویژه تلقی می‌شود:

- خاک‌های مستعد فروریزش تحت بارهای لرزه‌ای مانند خاک‌های با قابلیت روانگرایی بالا و رس‌های بسیار حساس
- خاک‌های دستی و یا خاک‌های متشکل از مواد آلی با ضخامت بیش از ۳ متر
- رس‌های بسیار خمیری با اندیس خمیری $PI > 75$ و ضخامت بیش از ۸ متر
- وجود لایه‌ای با ضخامت بیش از ۴۰ متر از رس نرم یا با سختی متوسط

پس از برآورد S_{XS} و S_{X1} ، طیف طرح شتاب افقی مطابق شکل (۱-۱) و بر اساس روابط (۳-۱) ساخته می‌شود:

$$S_a = S_{XS} \left[\left(\frac{5}{B} - 2 \right) \frac{T}{T_s} + 0.4 \right] \quad 0 < T < T_0$$

$$S_a = S_{XS} / B \quad T_0 < T < T_s \quad (3-1)$$

$$S_a = S_{X1} / (BT) \quad T > T_s$$

که در این روابط T_s و T_0 عبارتند از:

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (4-1)$$

$$T_s = S_{X1} / S_{XS} \quad (5-1)$$

همچنین ضریب B به صورت تابعی از نسبت میرایی موثر، β ، بیان می‌شود:

$$B = 4 / [5.6 - \ln(100\beta)] \quad (6-1)$$

بعد از انتخاب گزینه **Defined function** ، از منوی پایین کشیدنی طیفی را که به برنامه معرفی کردید را انتخاب کنید.

Scale factor : تعریف شتاب طیفی برابر است با **حداکثر شتاب** یک سیستم یک درجه آزاد. که این حداکثر شتاب در نوک سیستم اتفاق میافتد. $Sa=A.B.g$. این همان مقدار شتاب حداکثر است. در قسمت قبل اقدام به معرفی **B** نمودیم . و در این قسمت مقدار ضریبی که شتاب طیفی را بدست دهد، یعنی **A.g** را وارد میکنیم.

در قسمت **Characteristic period of resp spec, Ts** : مقدار **Ts** را وارد کنید.

Selected coefficients : در این قسمت با انتخاب **C2** ، مقدار آن را وارد کنید.

بخش **Items visible on plot** نیز مربوط به تنظیمات گرافیکی است. که گزینه اول مربوط به نمایش منحنی ظرفیت سازه و دومی مربوط به نمودار ایده آل دوخطی می باشد که برای محاسبه ضریب رفتار نیاز است.

محاسبه ضریب زلزله :

$$C = \frac{A.B.I}{R}$$

A: برای شهر تهران 0.35

B: با توجه با فایل اکسل : 2.75

$$T = 0.05H^{0.9} = 0.05 * 12^{0.9} = 0.468 \text{ Sec.}$$

R : 5

$$C = \frac{0.35 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.192$$

ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی :

۸-۲-۳- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (۱-۳)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۳)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L معادل ۲۵٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته است که نباید از بار زنده واقعی موجود در هنگام ارزیابی کمتر باشد.

ترکیب بارهای ثقلی :

حد بالا $G1$ حد پایین $G2$

$$Q_{G1} = 1.1(Q_D + Q_{Le}) = 1.1Q_D + 0.275Q_L$$

$$Q_{G2} = 0.9Q_D$$

- در مدل سازی، بارهای ثقلی اعضا در ترکیب با بارهای جانبی باید مطابق بند (۸-۲-۰۳) اعمال گردد. بارهای جانبی باید در هر دو امتداد و هر دو جهت منفی و مثبت به سازه اعمال و اثرات بحرانی ترین حالت برای طراحی استفاده گردد.

۳-۴-۳-۱- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی در مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. توزیع بار جانبی باید متناسب با دو نوع توزیع زیر، به سازه اعمال شود.

۱- توزیع نوع اول: توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر

۲- توزیع نوع دوم: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.

در صورتیکه ساختمان بر اساس یکی از ویرایش های استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده باشد، اعمال توزیع بار جانبی نوع دوم (توزیع یکنواخت) ضرورتی ندارد.

اگر توزیع متناسب با شکل مود اول را **Mode** و توزیع متناسب با وزن هر طبقه را **Uni** بنامیم.

با توجه به بند فوق حالات بارگذاری غیرخطی به قرار زیر میشود.

$$\text{Uniform Load case} \begin{cases} \text{Uni.X.PG1} \\ \text{Uni.X.NG1} \\ \text{Uni.X.PG2} \\ \text{Uni.X.NG2} \end{cases}$$

$$\text{Mode shape Load case} \begin{cases} \text{Mode.X.PG1} \\ \text{Mode.X.NG1} \\ \text{Mode.X.PG2} \\ \text{Mode.X.NG2} \end{cases}$$

به عنوان مثال :

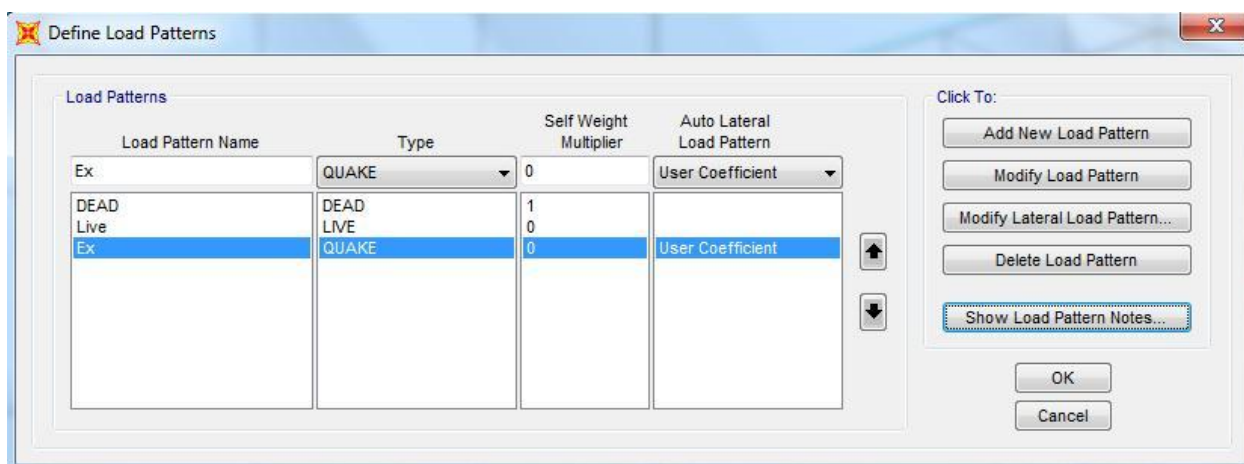
Uni به منزله توزیع بار یکنواخت است. (متناسب با وزن طبقه)

X راستای موردنظر است ، **P** به مفهوم مثبت و **N** به مفهوم منفی می باشند . **G1** و **G2** نیز به مفهوم ترکیب بارهای ثقلی می باشد.

نحوه ساخت الگو و حالات بارهای ثقلی و جانبی :

برای ساخت الگوی بار نیاز است تا هر یک از بارها به نرم افزار معرفی شود. از مسیر زیر به پنجره تعریف الگوهای بار بروید.

Define > load patterns...



در قسمت **load pattern name** نام موردنظر برای هر بار را وارد کنید و از قسمت **Type** ماهیت این بارهای را از نظر ثقلی یا جانبی مشخص کنید و گزینه **Add new load pattern** را بزنید. برای بار زلزله **Ex** در قسمت **Auto lateral load pattern** گزینه **User coefficient** را انتخاب کنید و **Add** کنید و سپس بر روی گزینه **modify lateral load pattern...** کلیک کنید و به پنجره مربوط به تنظیمات ضرایب زلزله بروید و ضریب زلزله را وارد کنید.

User Defined Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

☒ Global X Direction

☐ Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Other Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height exp., K

Lateral Load Elevation Range

☒ Program Calculated

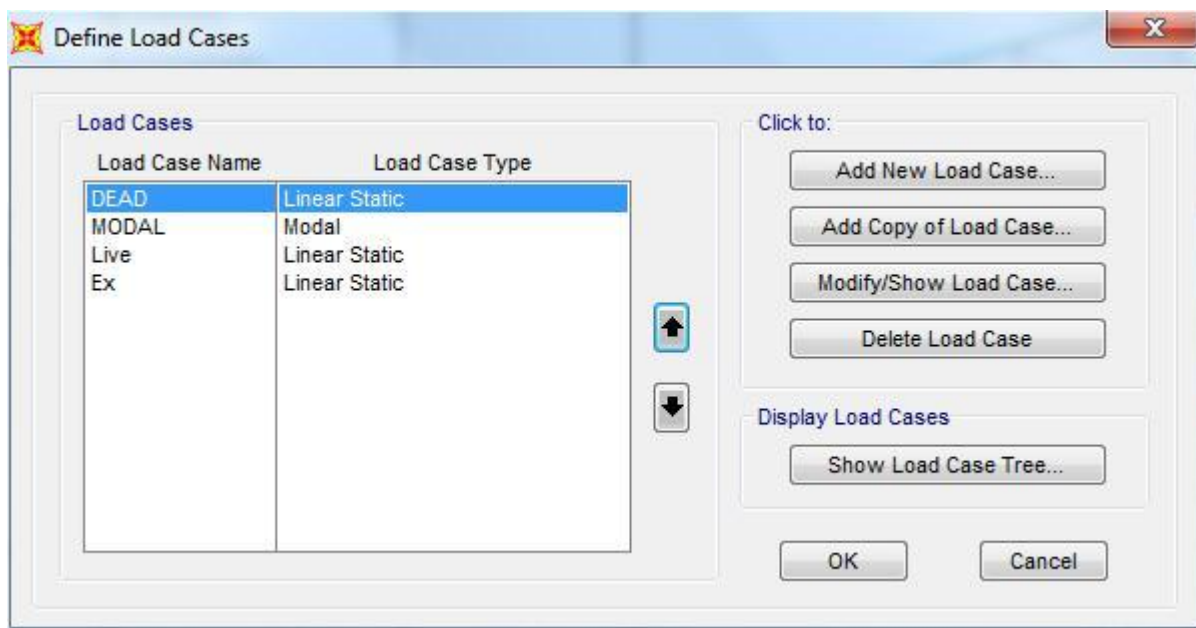
☐ User Specified

Max Z

Min Z

معرفی حالات بار ثقلی و جانبی :

برای اینکار از مسیر define > Load cases... به پنجره زیر بروید.



بر روی **Add new load cases** کلیک کنید تا وارد پنجره زیر شوید.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: ACASE1 **Set Def Name** **Modify/Show...**

Load Case Type: Static **Design...**

Initial Conditions:
☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case **Important Note:** Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
☐ Linear
☒ Nonlinear
☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case **MODAL**

Geometric Nonlinearity Parameters:
☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source:
 Previous

Loads Applied:

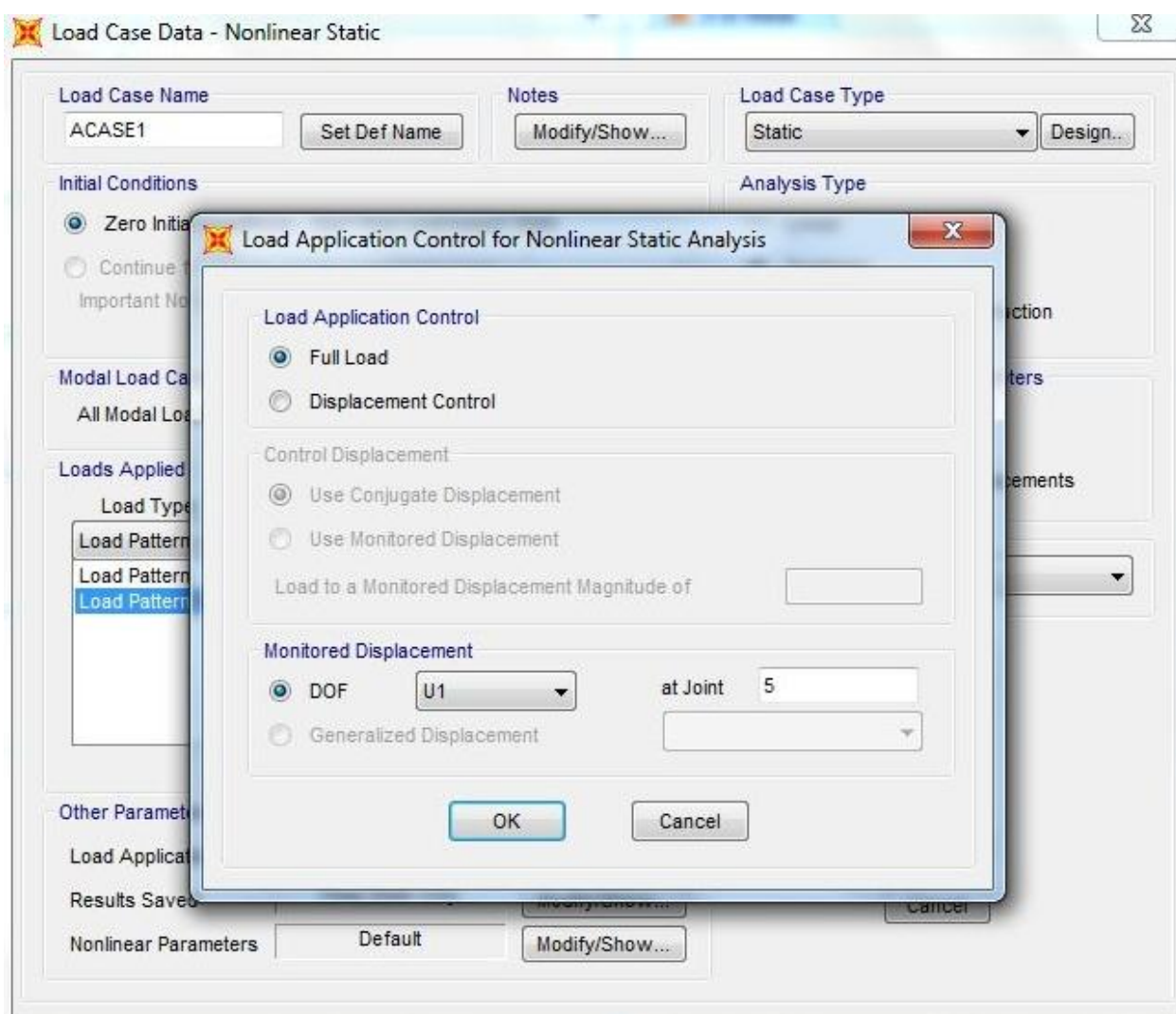
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LIVE	0.275
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	LIVE	0.275

Other Parameters:
 Load Application: Full Load **Modify/Show...**
 Results Saved: Final State Only **Modify/Show...**
 Nonlinear Parameters: Default **Modify/Show...**

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

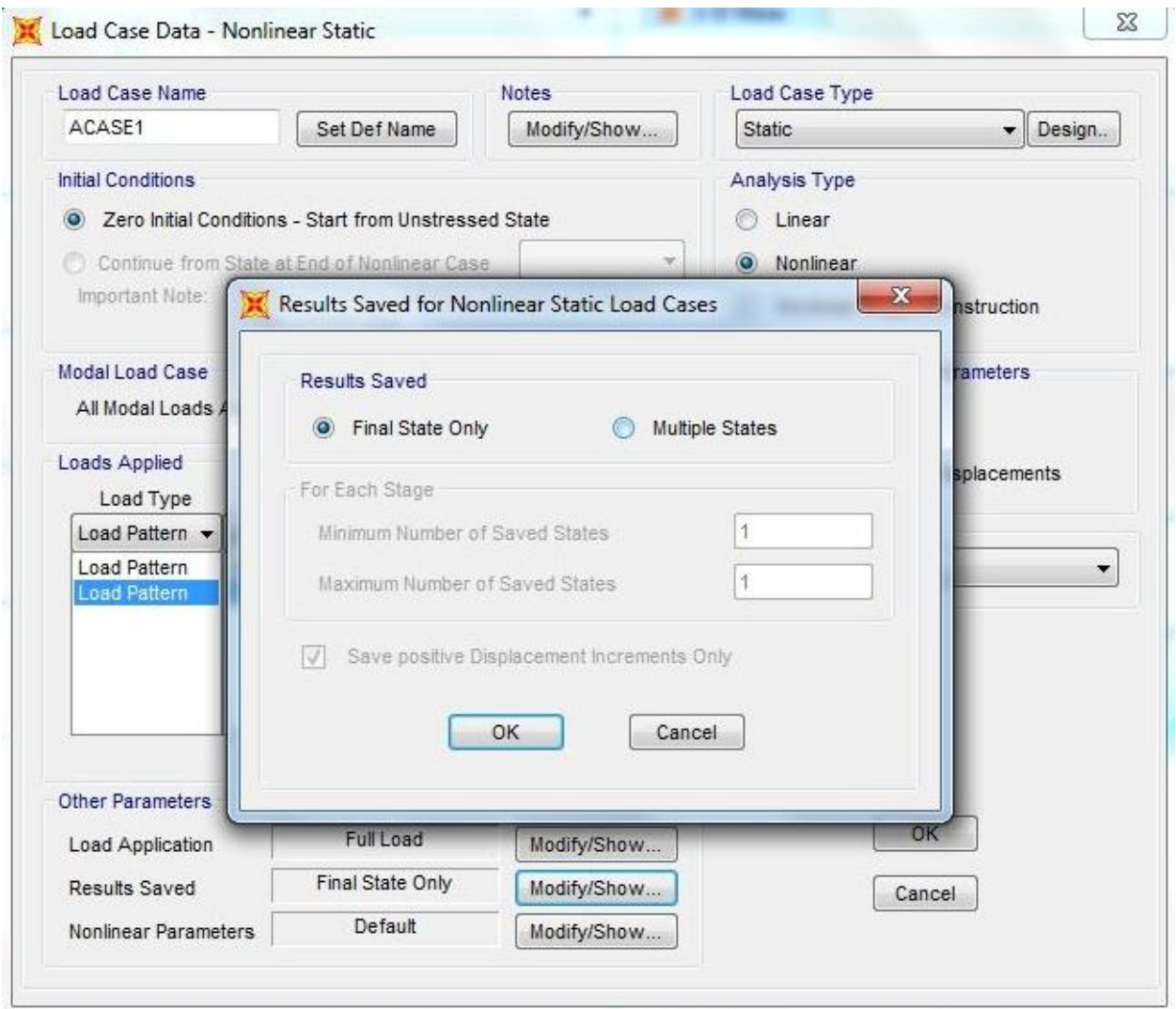
در قسمت **load case Name** نام موردنظر را وارد کنید (G1 یا G2)، از قسمت **load case type** چون بارگذاری استاتیکی است پس نوع استاتیکی را انتخاب کنید، از قسمت **Analysis type** چون تحلیل غیرخطی است نوع **Nonlinear** را انتخاب کنید. در قسمت **initial conditions** گزینه **Zero initial....** را انتخاب کنید چون قبل از بارهای ثقلی، باری بر روی سازه نبوده و تنش های ماندگار از قبل نداریم که جزو شرایط اولیه تحلیل محسوب شود. در قسمت **Geometric nonlinearity parameters** گزینه **none** را بزنید. اگر مدل مشکلی نداشت و همگرایی با مشکل مواجه نشد میتوانید گزینه **P-delta** را فعال کنید. در قسمت **loads applied** می بایست الگوهای بار مورد نظر را انتخاب و با ضرایب مربوطه **Add** کرد. به عنوان مثال برای الگوی بار ثقلی ابتدا از قسمت **load type** گزینه **load pattern** را انتخاب و در روبری آن از لیست پایین

کشیدنی نام الگوی بار مرده **dead** را انتخاب نموده و ضریب 1.1 را به آن بدهید و سپس **Add** کنید. مجدداً مرحله را برای بار **live** انجام دهید اما با ضریب مربوطه. در بخش **other parameters** برای قسمت **load application** بر روی گزینه **modify/show** کلیک کنید تا پنجره زیر ظاهر شود.



در قسمت **Load application control** چون سازه باید ابتدا تحت بارهای ثقیلی تحلیل و در پایان تحلیل ثقیلی، سازه تحت بار جانبی تحلیل شود. و از آن جایی که در بارگذاری ثقیلی همه بار را اعمال میکنیم و کنترل بر روی تغییرمکان نداریم گزینه **Full load** را انتخاب کنید. در قسمت **monitored displacement** این قسمت باید جهت و شماره گره مربوط به مرکز جرم بام را وارد نمود. اما چون حالت بار ثقیلی است تنظیم این قسمت مفهومی ندارد. به طور پیش فرض بماند. چون این قسمت مربوط به رصد تغییرمکان ناشی از بارهای جانبی برای ترسیم نمودار ظرفیت سازه است.

بخش **result saved** مربوط به ذخیره نتایج است و با کلیک بر روی آن گزینه **Final state only** را انتخاب کنید چون نتایج نهایی بارگذاری ثقلی برای تحلیل سازه تحت بارگذاری جانبی نیاز است و نیاز به داشتن نتایج در هر **step** (گام) نیست.



قسمت **nonlinear parameters** مربوط به تنظیمات تحلیل است و نیازی به تغییر آن نیست و پیش فرض های آن مناسب است. اما اگر حل همگرا نشد می بایست تنظیمات را تغییر داد. ترکیب بارهای ثقلی **G1** و **G2** را به روش مذکور معرفی کنید.

معرفی حالات بار جانبی :

برای اینکار همانند روش قبل با زدن گزینه **add new cases** به پنجره **load case data** بروید. نام حالت بار را مثلاً **Uni.X.PG1** وارد کنید ، از قسمت **load case type** گزینه **static** و از بخش **Analysis type** گزینه **nonlinear** را انتخاب کنید ، از قسمت **Initial conditions** گزینه **Continue from state** **at End of Nonlinear case** را انتخاب کنید. در کشوی مقابل حالت بار **G1** را انتخاب کنید .

نکته: در روش های تحلیل خطی ، سازه برای هر یک از حالت های بار به طور جداگانه و کاملاً مستقل از سایر حالات بار تحلیل میشود و در هنگام طراحی نتایج مطابق ترکیبات بار با هم ترکیب جبری میشوند و در پایان تنش ها و نیروها بدست می آیند . این کار همان روش جمع آثار قوا **superposition** می باشد. این کار زمانی قابل استفاده است که رفتار مصالح از قانون هوک تبعیت کنند (رفتار خطی) و همچنین تغییرشکل ها کوچک و قابل چشم پوشی باشد. اما در تحلیل غیرخطی این فرضیات وجود ندارد چون اولاً رفتار مصالح غیرخطی است پس قانون هوک را نقض کرده و ثانیاً تغییرشکل ها پلاستیک هستند که فرض دوم را نقض میکنند. پس در تحلیل های غیرخطی اصل **Superposition** برقرار نیست و باید آثار بارهای ثقلی توأم و همزمان با بارگذاری جانبی در نظر گرفته شود. به همین دلیل در تحلیل غیرخطی همانطور که در قسمت قبل ذکر شد سازه در ابتدا تحت بارگذاری ثقلی تحلیل و در پایان تغییرشکل های ناشی از بارهای ثقلی، سازه را تحت بارهای جانبی تحلیل میکنیم. پس بارگذاری ثقلی شرایط اولیه تحلیل سازه تحت بارگذاری جانبی است. به همین دلیل گزینه **Initial condition.....** را تیک زدیم.

در قسمت **Load applied** از قسمت **load type** گزینه مورد نظر را انتخاب کنید (اگر حالت بار جانبی مطابق با وزن سازه باشد گزینه **Acc** و اگر بارگذاری جانبی مطابق با مود اول سازه باشد گزینه **mode** را انتخاب کنید) . در قسمت **load name** جهت و یا شماره مود موردنظر را اعمال کنید. اگر الگوی مود اول مدنظر است باید مود اول و اگر الگوی متناسب با وزن مد نظر است جهت متناسب با اعمال بار (X یا Y) را اعمال کنید. شایان ذکر است که شماره مود با تحلیل مودال و با توجه میزان جذب جرم و حاکمیت مود در جهت موردنظر تعیین میشود.

توجه داشته باشید که در ویرایش جدید نشریه 360 تنها دو حالت بارگذاری جانبی ارائه شده است که هر دو حالت در نرم افزار موجود است . در صورتی که نیاز به معرفی حالت بار غیر از این حالات را داشتید میتوانید ابتدا الگوی بار موردنظر را ساخته و با انتخاب **load pattern** در این پنجره بارگذاری جانبی را مطابق آن

الگوی بار اعمال نمود. همچنین در مورد الگوی متناسب با مود اول ارتعاشی در سازه های سه بعدی می بایست ابتدا چک شود که در جهت X و Y کدام مود حاکم است و شماره آن را در جعبه **load name** وارد کنید

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name

ACASE2

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Static

Design..

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

ACASE1

Important Note:

Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1
Mode	1	1

Add

Modify

Delete

Other Parameters

Load Application

Full Load

Modify/Show...

Results Saved

Final State Only

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

Default

Modify/Show...

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

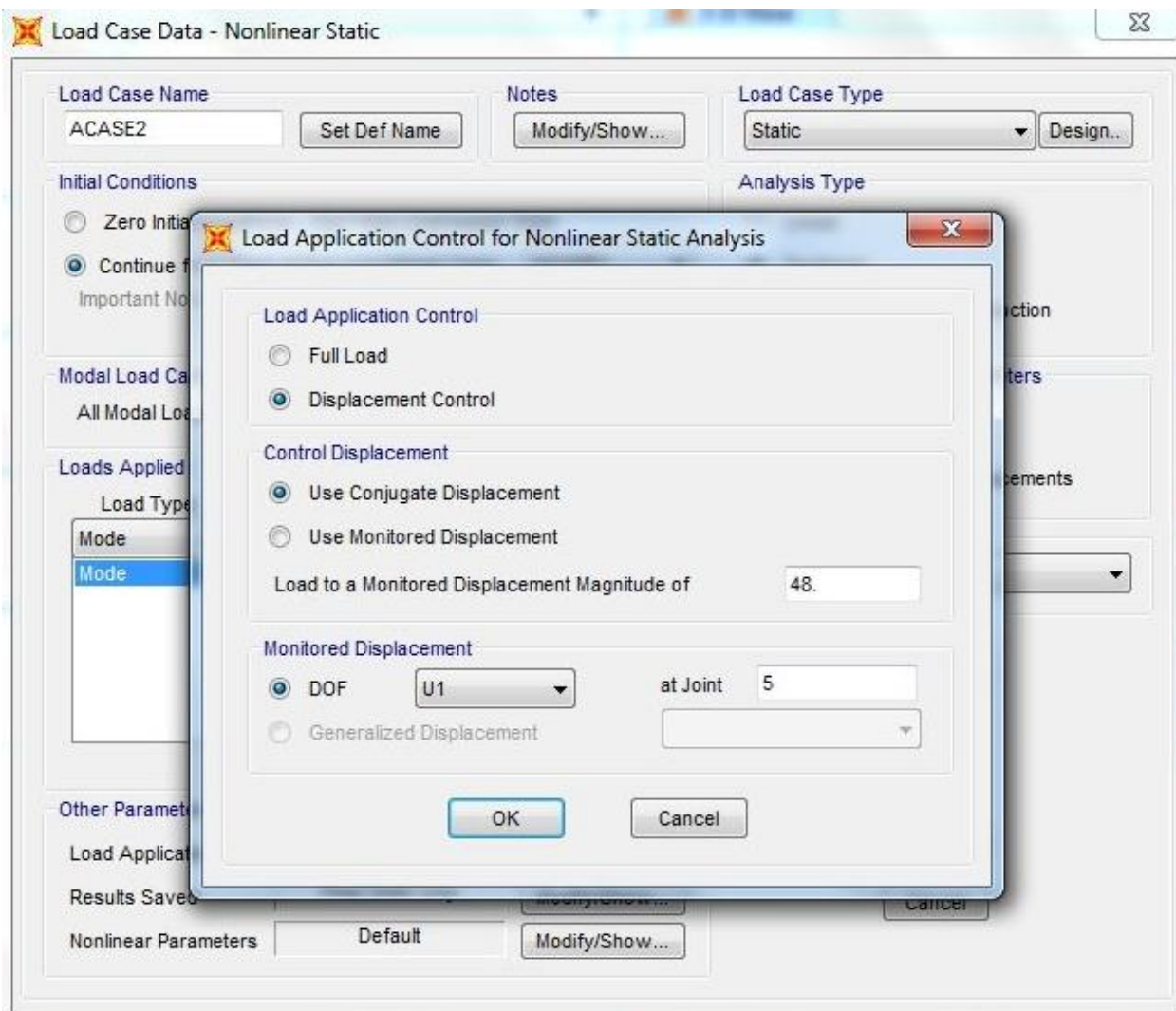
Previous

OK

Cancel

در قسمت other parameters :

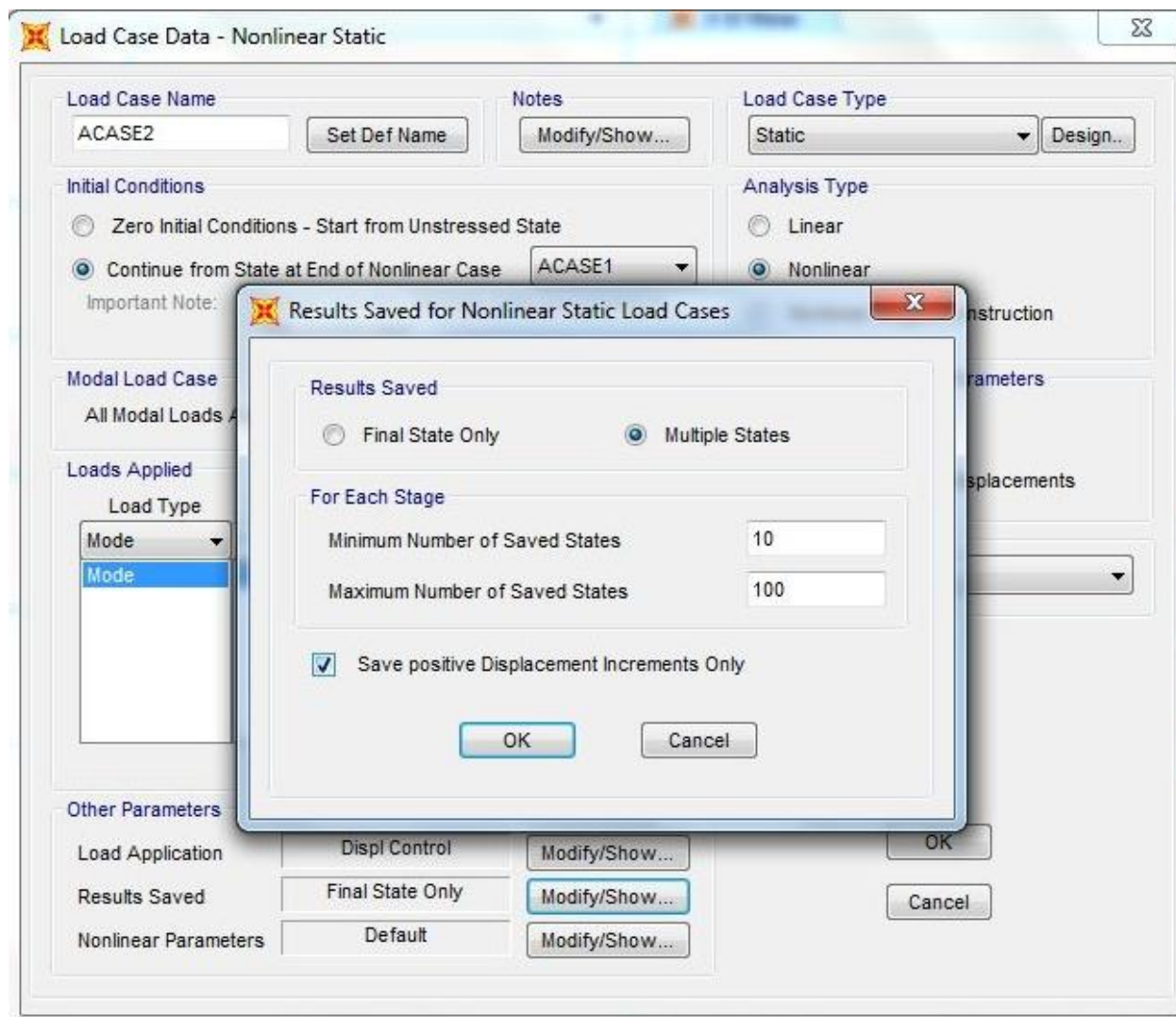
Load application را Modify/show کنید و مطابق تصویر زیر گزینه displacement control را انتخاب کنید. چون در حالت های جانبی ، کنترل بر روی تغییرمکان صورت می پذیرد.



در قسمت Control displacement دو گزینه وجود دارد. گزینه Use conjugated displacement یک میانگین گیری وزنی از تغییرمکان های طبقه بام را محاسبه میکند و شاید به تغییرمکان هدف نرسد . گزینه Monitored displacement در این حالت تغییرمکان نقطه کنترل به صورت مطلق چک میشود و به مقدار ارائه شده به نرم افزار میرسد. پس گزینه دوم (Monitored displacement) را انتخاب کنید. و در جعبه Load to a monitored displacement magnitude of مقدار تغییرمکان هدف را وارد نمائید. در قسمت Monitored displacement جهت اعمال بار جانبی را انتخاب (برای حالت بار Uni.X.PG1)

و در قسمت **at joint** شماره گره مرکز جرم را وارد کنید. در این مثال شماره گره سمت راست طبقه آخر (B-5) را وارد می کنیم . OK کنید.

در قسمت **Results saved for** بر روی **Modify/show** کلیک کنید و وارد پنجره **Results saved for nonlinear static load cases** شوید. در قسمت **Results saved** گزینه **Multiple states** را انتخاب کنید تا نتایج در هر گام ذخیره شود. سایر قسمت ها را مانند تصویر زیر تنظیم کنید.



قسمت **Nonlinear parameters** را نیز به حالت پیش فرض باقی گذارید.

سایر حالات بار جانبی را نیز به همین روال اعمال نمایید. در پایان باید کلاً 8 حالت بار جانبی به همراه 2 حالت بار ثقیلی ، مجموعاً 10 حالت بار غیرخطی باید داشته باشیم.

معرفی مفاصل پلاستیک :

آیا در هنگام استفاده از مفاصل Fema ، باید کاهش سختی را لحاظ کنیم؟

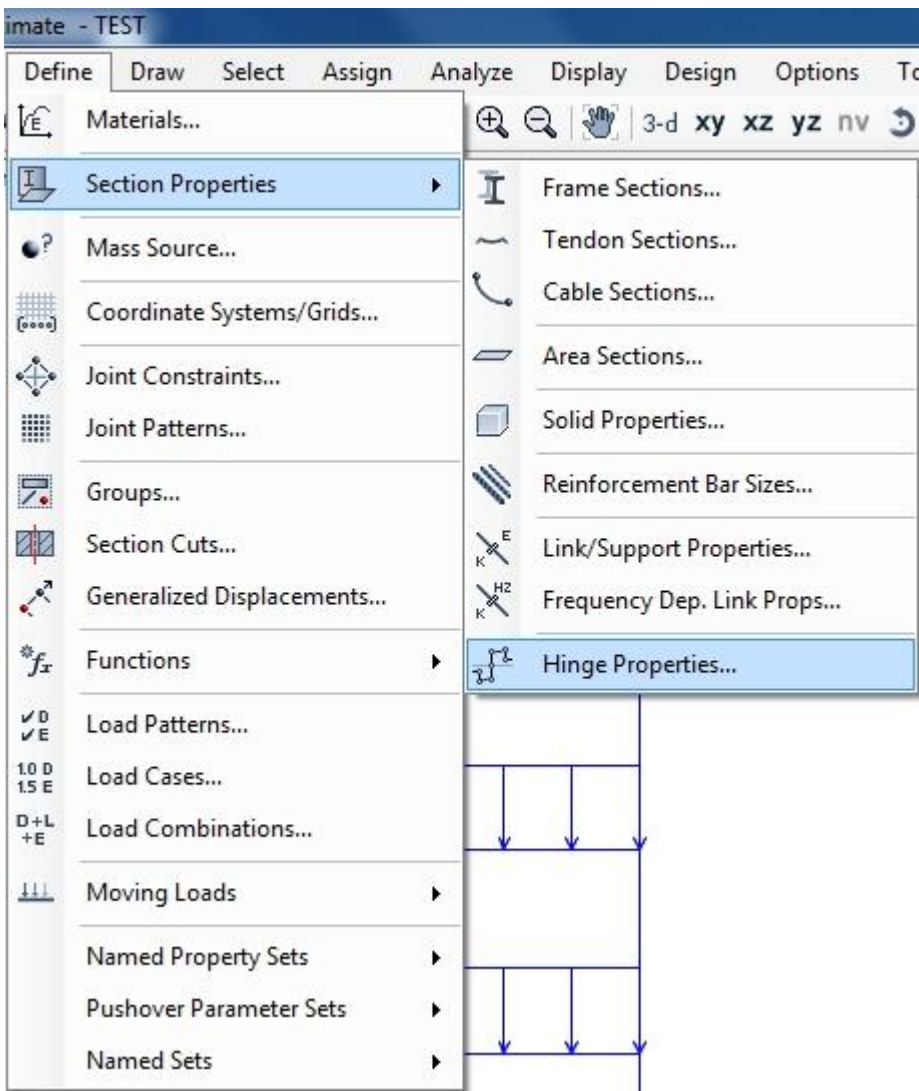
در روش پوش اور می بایست در محل هایی که انتظار و یا احتمال بروز رفتار غیرخطی داریم ، مفصل مجازی تعبیه کنیم. این مفاصل های مجازی همان مفاصل پلاستیک هستند. مشخصات این مفاصل باید از آیین نامه های معتبر مانند ASCE41 ، Fema356 و یا دستورالعمل بهسازی ساختمان های موجود نشریه 360 برداشت نمود. برای اینکار ابتدا باید مشخص کنیم که برای هر المان چه نوع مفصلی نیاز است.

در تیرها لنگر از نوع کنترل شده بر اساس تغییرشکل و برش از نوع کنترل شده بر اساس نیرو است. در ستون های بتنی تلاش برشی از نوع کنترل شده بر اساس نیرو و همچنین اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی از نوع کنترل شده بر اساس تغییرشکل.

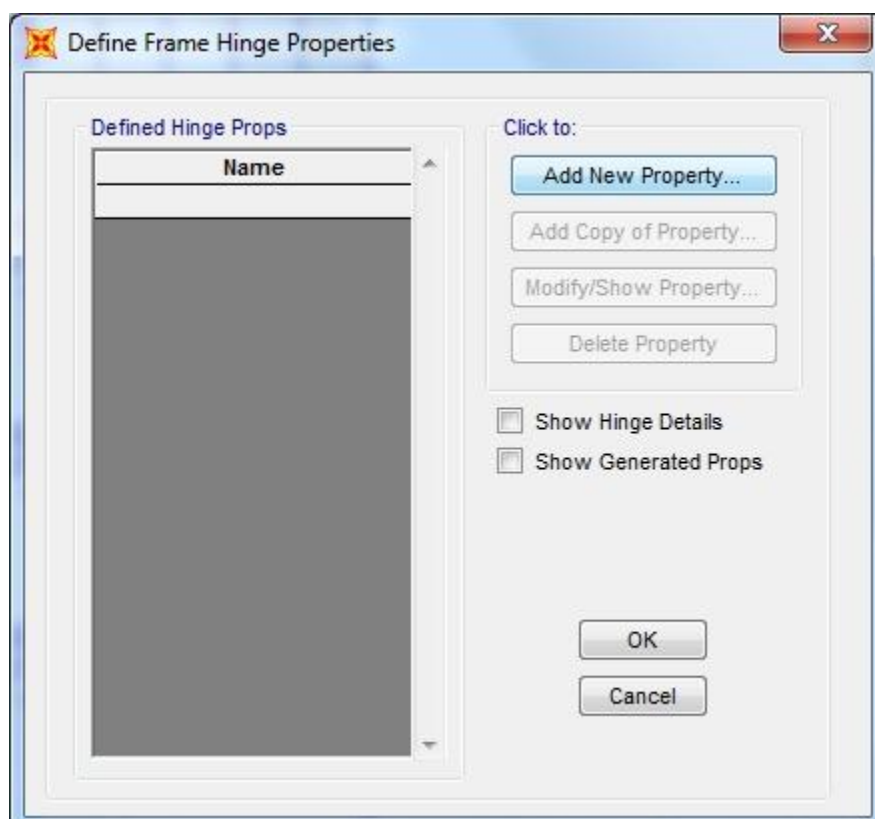
لذا برای تیرها یک نوع مفصل خمشی تغییرشکل کنترل و یک نوع مفصل برشی نیرو کنترل باید معرفی کنیم. همچنین برای ستون ها یک مفصل اندرکنش لنگر و نیروی محوری از نوع تغییرشکل کنترل و یک مفصل برشی نیرو کنترل معرفی میکنیم .

معرفی مفصل پلاستیک خمشی M3 :

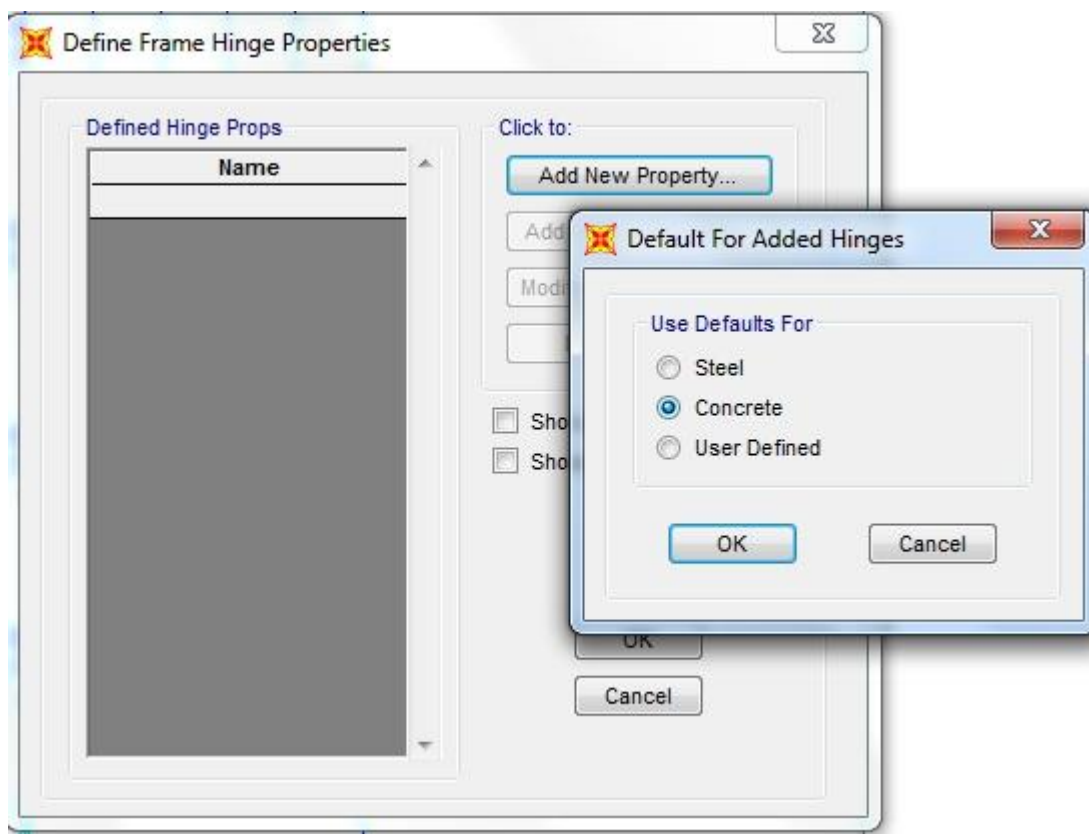
از منوی Define > Section properties> Hinge properties پنجره مربوط به معرفی مفاصل پلاستیک را باز کنید.



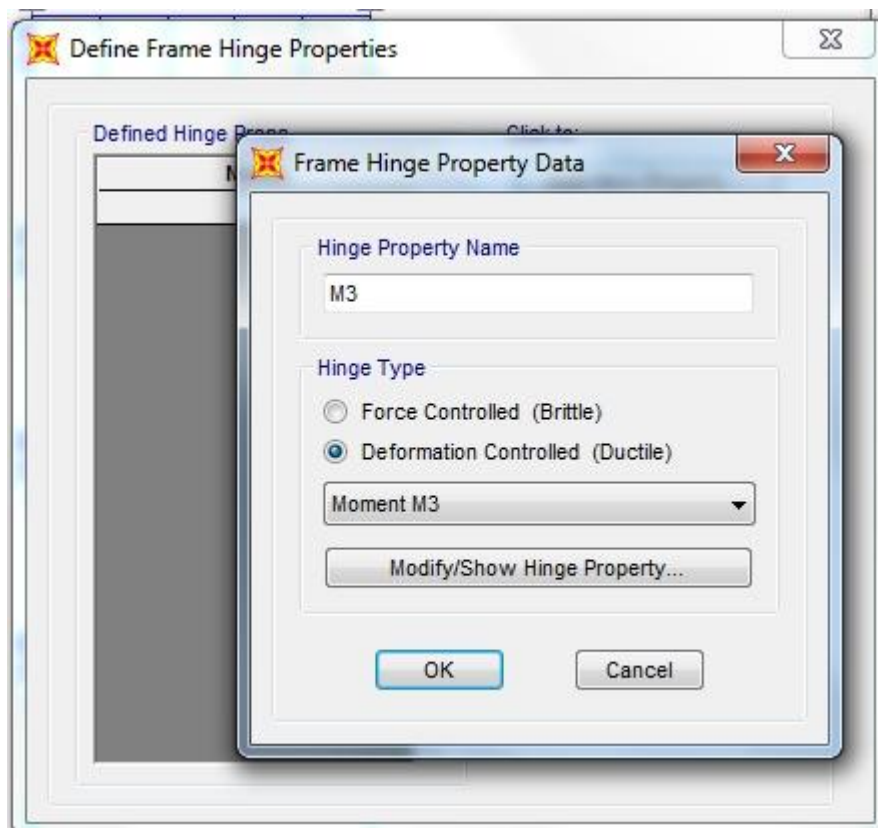
از پنجره Define Frame hinge properties گزینه add new property را بزنید .



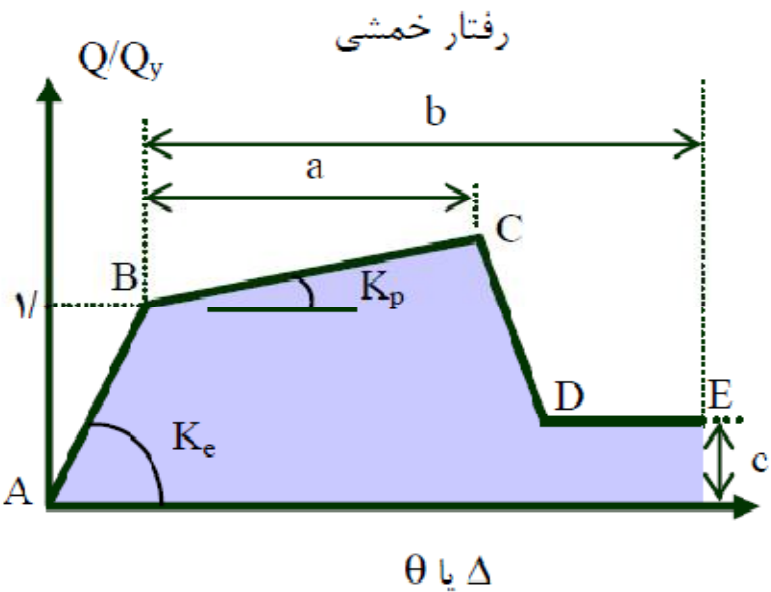
نوع مصالح را مشخص کنید . گزینه Concrete را تیک بزنید و Ok را بزنید.



در پنجره Frame hinge property data نام مشخصی برای مفصل تعریف کنید . مثلا M3 . و از قسمت Hinge type ، نوع مفصل را از لحاظ رفتاری انتخاب کنید. از آنجایی که تلاش داخلی لنگر از نوع تغییرمکان کنترل از گزینه Deformation controlled را انتخاب کنید و از کشوی پایین کشیدنی گزینه M3 را انتخاب کنید و گزینه Modify/show property data را کلیک کنید تا وارد پنجره معرفی پارامترهای مفصل شوید.



در قسمت **Type** باید نوع نمودار را مشخص کنید . گزینه **Moment-rotation** را انتخاب کنید تا منحنی لنگر - دوران را معرفی کنیم. در قسمت **Displacement control parameters** مقادیر برداشت شده از جدول را وارد کنید. که در صفحات بعد آورده شده است. تصویر زیر گویای پارامترهای مدلسازی هستند. در تصویر زیر **Kp** سختی در ناحیه غیرخطی می باشد که در تحلیل های به طور تقریبی ضریبی از سختی الاستیک عضو فرض می شود. برای اعضای بتنی این شیب می تواند از 0 تا 10 درصد باشد. هرچه این شیب بیشتر باشد نشانه این است که عضو لنگر بیشتری میتواند تحمل کند. لذا در نظر گرفتن بیش از حد این شیب محافظه کارانه است. اغلب مقدار 0.05 را لحاظ میکنند.



Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1.1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1.	0.
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

☒ Symmetric

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Positive Negative

☒ Use Yield Moment Moment SF

☐ Use Yield Rotation Rotation SF

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Positive Negative

☐ Immediate Occupancy 3.000E-03

☐ Life Safety 0.012

☐ Collapse Prevention 0.015

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

تیک گزینه **symmetric** را بزنید . چون مقطع متقارن است..

در قسمت **Load Carrying Capacity beyond point E** گزینه **IS Extrapolated** را انتخاب کنید تا ، به محض رسیدن مفصل به ظرفیت مورد نظر مقدار ظرفیت به صفر نزول نکند چون گاهی ناپایداری عددی ایجاد میشود.

در قسمت **Scaling for moment and rotation** دو گزینه وجود دارد . اولین گزینه مربوط به لنگر پلاستیک مقطع می باشد. اگر تیک آن را بزنید باید به صورت دستی و با اعمال ضرایب جزئی ϕ_c و $\phi_s = 1$ مقدار آن را محاسبه و به برنامه معرفی کنید. اگر تیک آن را بردارید برنامه خودش مقدار لنگر پلاستیک را حساب میکند . مقدار لنگر پلاستیک از فرمول زیر برای تیر بتنی محاسبه می شود.

۶-۲-۲- مقاومت و تغییر شکل

مقاومت‌های قطعات دارای تلاش‌های تغییر شکل کنترل و نیرو کنترل را می‌توان به ترتیب مطابق ضوابط بندهای (۶-۲-۲-۱) و (۶-۲-۲-۲) محاسبه کرد. در روش‌های محاسباتی مقاومت اعضا در این دستورالعمل، مقاومت نهایی اسمی آن‌ها براساس ضوابط آبا است که با منظور نمودن ضرایب جزئی ایمنی بتن و فولاد، ϕ_c و ϕ_s ، برابر با یک در روابط مربوطه به دست می‌آیند.

روش دیگر مدل کردن مقطع تیر با میلگردها در برنامه **Sd** ایتبس است. که روش آن در کتاب آقای دکتر نیکوروش شرح داده شده است و به نقل از این کتاب در اینجا آورده خواهد شد.

$$M_P = \rho . b . d^2 (f_{ye}) \left[1 - 0.59 \rho . \frac{f_{ye}}{f_c} \right] (Mpa)$$

در این رابطه ρ نسبت آرماتورهای کششی مقطع است ، d فاصله دورترین تار فشاری مقطع تا مرکز سطح آرماتورهای کششی ، b عرض مقطع ، f_{ye} تنش جاری شدن مورد انتظار میلگردها ، f_c مقاومت مشخصه مورد انتظار بتن . واحدها نیوتن – میلیمتر است.

گزینه **Use yield rotation** : همانطور که در تصویر مشخص است این گزینه مخصوص سازه های فولادی است . چون پارامترهای مدلسازی سازه های فولادی به صورت نسبی از دوران تسلیم ارائه شده اند. اما برای اعضای بتنی این مقادیر ، خود دوران ها هستند و باید در این قسمت عدد 1 را وارد کنید.

در قسمت **Acceptance criteria** مقادیر معیارهای پذیرش را باید وارد کنیم. توجه کنید که این مقادیر باید در ضریب آگاهی ضرب شوند و وارد شوند.

برای بدست آوردن معیارهای پذیرش و پارامترهای مدلسازی تیرهای بتنی، باید از جدول زیر استفاده نمود.

جدول (۶-۸): پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی - تیرهای بتن مسلح

معیارهای پذیرش ^{۸و۹}				پارامترهای مدل‌سازی ^۱			شرایط			
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقی‌مانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
سطح عملکرد										
نوع عضو										
غیر اصلی		اصلی								
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a			
الف - تیرهایی که با خشی کنترل می‌شوند ^{۱۰و۱۱}										
								$\frac{2V}{\gamma_{sf} F_c}$	آرماتور عرضی ^۳	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
-/۰.۵	-/۰.۲	-/۰.۲۵	-/۰.۲	-/۰.۱۰	-/۰.۳	-/۰.۵	-/۰.۲۵	≤ ۲	C	≤ ۰/۰
-/۰.۴	-/۰.۲	-/۰.۲	-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۳	-/۰.۴	-/۰.۲	≥ ۶	C	≤ ۰/۰
-/۰.۳	-/۰.۲	-/۰.۲	-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۳	-/۰.۳	-/۰.۲	≤ ۲	C	≥ ۰/۵
-/۰.۲	-/۰.۱۵	-/۰.۱۵	-/۰.۰۵	-/۰.۰۵	-/۰.۳	-/۰.۲	-/۰.۱۵	≥ ۶	C	≥ ۰/۵
-/۰.۳	-/۰.۲	-/۰.۲	-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۳	-/۰.۳	-/۰.۲	≤ ۲	NC	≤ ۰/۰
-/۰.۱۵	-/۰.۱	-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۰۱۵	-/۰.۳	-/۰.۱۵	-/۰.۱	≥ ۶	NC	≤ ۰/۰
-/۰.۱۵	-/۰.۱	-/۰.۱	-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۳	-/۰.۱۵	-/۰.۱	≤ ۲	NC	≥ ۰/۵
-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۰۵	-/۰.۰۵	-/۰.۰۱۵	-/۰.۳	-/۰.۱	-/۰.۰۵	≥ ۶	NC	≥ ۰/۵
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند ^{۱۲و۱۳}										
-/۰.۳	-/۰.۱	-/۰.۰۳۰	-/۰.۰۲۰	-/۰.۰۱۵	-/۰.۲	-/۰.۳	-/۰.۰۳۰	اگر فاصله خاموت‌ها کوچکتر از ۱/۲ d باشد		
-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۰۳۰	-/۰.۰۲۰	-/۰.۰۱۵	-/۰.۲	-/۰.۱	-/۰.۰۳۰	اگر فاصله خاموت‌ها بزرگتر از ۱/۲ d باشد		
پ- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند ^{۱۴و۱۵}										
-/۰.۳	-/۰.۱	-/۰.۰۳۰	-/۰.۰۲۰	-/۰.۰۱۵	-/۰.۰	-/۰.۳	-/۰.۰۳۰	اگر فاصله خاموت‌ها کوچکتر از ۱/۲ d باشد		
-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۰۳۰	-/۰.۰۲۰	-/۰.۰۱۵	-/۰.۰	-/۰.۱	-/۰.۰۳۰	اگر فاصله خاموت‌ها بزرگتر از ۱/۲ d باشد		
ت- تیرهایی که توسط طول گیرایی در اتصال تیر- ستون کنترل می‌شوند ^{۱۶و۱۷}										
-/۰.۳	-/۰.۲	-/۰.۱۵	-/۰.۱	-/۰.۱	-/۰.۲	-/۰.۳	-/۰.۱۵			

۱- در صورت نیاز می‌توان از دونمایی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (پ) و (ت) صادق باشد، از کمترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- «NC» و «C» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میلگردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی

مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و «لازمه‌ی این برای» ایضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین‌شده توسط تنگ‌ها (V_u) حداقل

برابر با $\frac{2}{3} V_c$ برش طراحی باشد در این صورت عضو باید شرایط «C» می‌باشد در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

۴- V_c برشی است که بتن در تیر تحمل می‌کند و در آن باید ضابطه بند (۴-۷-۶) رعایت گردد.

۵- در صورتی که مقاومت برشی تیر از حداکثر نیاز برشی بدست آمده مطابق بند (۴-۷-۱۳-۴-۷-۲) در دو انتهای تیر کمتر باشد، تیر با برش کنترل می‌شود.

۶- در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۷- برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند (۴-۷-۱۳-۴-۷-۲) تعیین می‌شود.

۸- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۴-۷-۲-۱۳) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای تیر اصلی کنترل شود.

نحوه کار به این صورت است :

همانطور که مشاهده میکنید در جدول فوق در قسمت شرایط سه ستون وجود دارد که با دانستن کمیت های موجود در این ستون ها میتوان پارامترهای مورد نظر را از این جدول استخراج نمود. ستون اول مربوط به میلگردهای کششی و فشاری است . با توجه به اینکه در این تمرین مقادیر میلگردهای کششی و فشاری مقاطع تیرها برابر هستند لذا مقدار مربوط به این ستون صفر است. ستون دوم مربوط به شرایط محصورشدگی هسته بتنی میباشد. همانطور که مشاهده میکنید در پایین جدول بند شماره 3 ، شرایط مربوطه را قید کرده است .

برای تیرهای طبقه اول که بیشترین ارتفاع را دارند مقدار

$$\frac{d}{3} = \frac{40}{30} = 13.33cm$$

از آنجایی که فاصله خاموت های تیر در نواحی مفصل خمشی برابر 20 سانتی متر است لذا شرط فوق برآورده نمیشود . لذا شرط NC برقرار است.

پس با توجه به موارد بالا ستون سوم ، یا در ردیف پنجم قرار میگیرد و یا در ردیف ششم. از آنجایی که تا قبل از معرفی مفاصل پلاستیک و تحلیل مدل ، نمیتوانیم مقادیر ستون سوم را تعیین کنیم لذا برای سعی اول ردیف پنجم را انتخاب میکنیم و پس از تحلیل چک میکنیم که فرض انتخابی صحیح بوده یا خیر . لذا پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش برای تیرها به صورت زیر است.

$$\text{پارامترهای مدلسازی} = \begin{cases} a = 0.02 \\ b = 0.03 \\ c = 0.2 \end{cases}$$

با توجه به متن زیر و توضیحاتی که در بخش معرفی مفاصل ستون آورده شده است مقادیر معیارهای پذیرش را انتخاب میکنیم.

تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی سیستم باربر جانبی مطابق بند (۲-۲-۳) باید در مدل‌سازی وارد شود. رفتار نیرو-تغییر شکل کلیه اعضا باید به صورت صریح با استفاده از نمودار چندخطی (منحنی پوش چرخه‌ای)^۱ که تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می‌شود، مدل‌سازی گردد. همچنین اثرات زوال چرخه‌ای که شامل کاهش مقاومت و مقاومت باقیمانده می‌باشد، به نحوی وارد محاسبات می‌شود. تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش طبق بند (۲-۲-۶-۳) مورد بررسی قرار گیرد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است.

۲- در روش ساده‌شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی و از اثرات زوال صرف‌نظر می‌شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (۲-۲-۶-۳) در نظر گرفته می‌شود. در این روش، به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می‌توان آنها را در دسته اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

$$\text{معیارهای پذیرش} = \begin{cases} IO = 0.005 \\ LS = 0.02 \\ CP = 0.03 \end{cases}$$

با توجه به بندی که تصویر آن در زیر آمده است نیاز است که در هنگام معرفی معیارهای پذیرش به نرم افزار ضریب آگاهی در آنها اعمال گردد. این مورد برای اعضای نیرو کنترل نیز صدق میکند.

۳-۶-۲-۱- تغییر شکل کنترل

در اعضای اصلی و غیر اصلی که تغییر شکل کنترل هستند، نباید تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل غیر خطی بیش از ظرفیت آن‌ها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییر شکل اعضا باید با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شود، براساس فصل‌های ۵ و ۶ و ۷ برآورد شود. در این حالت برش پایه‌ی نظیر تغییر مکان هدف (V_p) نباید کمتر از ۸۰٪ برش تسلیم موثر سازه (V_y) مطابق تعریف بند (۳-۴-۳-۱-۴) باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی کنترل شوند، به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی یکسان است، اما در صورتی که از روش ساده شده‌ی تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شده باشد به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی کنترل شوند. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضرب آگاهی بر طبق جدول (۳-۷) به تغییر شکل‌های حاصل اعمال شوند.

ضرب آگاهی :

۲-۳-۲- ضرب آگاهی

درجه‌ی اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود توسط ضرب آگاهی K ، در محاسبه‌ی ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌شود. ضرب آگاهی با استفاده از جدول (۲-۱) متناسب با هدف انتخاب شده برای بهسازی و سطح اطلاعات تعیین می‌شود.

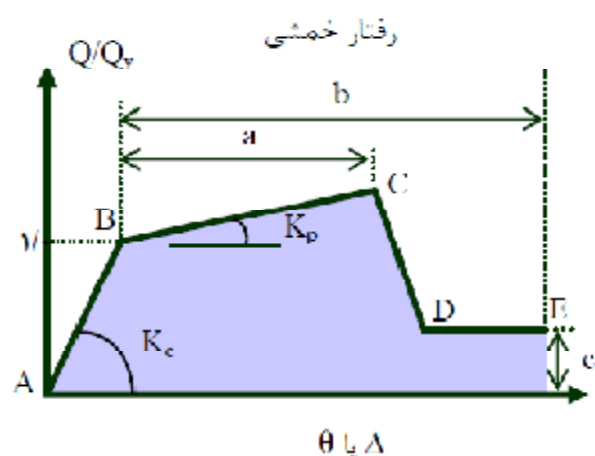
در تحلیل‌های خطی، اطلاعاتی در سطح حداقل برای هدف بهسازی مطلوب یا پایین‌تر مجاز است. لیکن در تحلیل‌های غیر خطی جمع‌آوری اطلاعات باید در سطح متعارف یا جامع انجام گیرد.

جدول ۲-۱- ضرب آگاهی

هدف بهسازی		مطلوب یا پایین‌تر		ویژه	
سطح اطلاعات		حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحلیل		تحلیل خطی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل
ضرب آگاهی	فولادی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بتنی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بنایی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱

با توجه به اینکه در تحلیل‌های غیر خطی جمع‌آوری اطلاعات باید در سطح متعارف یا جامع باشد، و از طرفی هدف بهسازی پیشنهادی برای این تمرین بهسازی مبنا می‌باشد لذا ضرب آگاهی مطابق جدول فوق برابر یک می‌شود.

در پنجره Frame hinge property data ، در قسمت Displacement control parameters مقادیر پارامترهای مدلسازی استخراج شده از جدول مشخصات مفاصل بتنی را به صورت زیر وارد نمایید.



$$\text{پارامترهای مدلسازی} = \begin{cases} a = 0.02 \\ b = 0.03 \\ c = 0.2 \end{cases}$$

Point	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	$1+0.05a=1+0.05*0.02$	$a=0.02$
D	$C=0.2$	$a=0.02$
E	$C=0.2$	$b=0.03$

با توجه به موارد مذکور پنجره را به طور کامل تنظیم و پنجره Frame hinge property data را Ok کنید تا به پنجره Define Frame hinge properties برگردید.

پس از معرفی و اختصاص مفاصل پلاستیک ، تحلیل را انجام می‌دهیم و در گام متناظر با تغییر مکان هدف اقدام به قرائت نیروی برشی تیر می‌کنیم و چک می‌کنیم که آیا مشخصات مفاصل را درست تعریف کرده ایم یا خیر و در صورت نیاز اقدام به اصلاح مفاصل می‌کنیم. توجه کنید که سازه باید برای هر یک از حالات بار چک شود . این بدان مفهوم است که برای هر حالت بار که جواب مثبت گرفتیم ، سازه پاسخگوی آن حالت بار است. ولی اگر جوابگوی حالت بار موردنظر نبود باید مقاطع اصلاح و مجدد تحلیل شود تا به نتیجه موردنظر رسید.

برای این تمرین با توجه به اینکه مجموعاً هشت حالت بار داریم باید هشت بار مفاصل را کنترل کنیم تا از سطح عملکرد ایمنی جانی فراتر نرود. پس روند تعریف مفصل پلاستیک به دلیل تغییر در نیروی برشی تیر نیز باید به همین تعداد تکرار شود.

نحوه تعریف مفصل برشی V :

مجدد بر روی دکمه Add در پنجره Define frame hinge properties کلیک کنید و گزینه Concrete را انتخاب کنید و Ok کنید. در پنجره frame hinge properties data ، همانند قبل ، نام مشخصی را برای مفصل تایپ کنید و در قسمت hinge type گزینه Force controlled را که مربوط به مفاصل با رفتار ترد هست را انتخاب کنید و از کشوی پایین کشیدنی عنوان مفصل V2 را انتخاب کنید و بر روی Modify /show hinge property کلیک کنید و وارد پنجره Frame hinge property data شوید.

Frame Hinge Property Data for FH1 - Shear V2

Force Control Parameters

Maximum Allowed Force

☒ Specified Proportion of Yield Force

Positive: 1. Negative:

☐ User Specified Force

Positive: Negative:

☐ Hinge Loses All Load Carrying Capacity When Maximum Force Is Reached

Acceptance Criteria (Force/Maximum Allowed Force)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.5	
<input type="checkbox"/> Life Safety	0.8	
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	1.	

☒ Hinge is Symmetric (Tension Behavior Same as Compression Behavior)

OK Cancel

در این پنجره در قسمت Maximum allowed force می بایست مقدار مجاز ظرفیت برشی تیر را وارد کنید که از فرمول زیر محاسبه می شود . توجه داشته باشید که گزینه hinge is symmetric تیک خورده باشد . چون جهت اعمال برش برای تیر اهمیتی ندارد . و ما فقط بخش Positive را پر می کنیم و عدد V که از فرمول زیر محاسبه شده است را وارد میکنیم.

$$V = V_s + V_c$$

در قسمت Acceptance criteria می بایست معیارهای پذیرش را وارد کرد. از آنجایی که برای تلاش های نیرو کنترل رفتار غیرخطی بی معنی است و از طرفی معیارهای پذیرش همان مقادیر مجاز رفتارهای غیرخطی هستند لذا در این جعبه ها می بایست فرضیات مهندسی قرار داد. چون عضو تحت تلاش برشی به محض رسیدن به ظرفیت مورد نظر بدون هیچ هشدار فرو میریزد لذا مقتضی است یک حاشیه ایمنی برای آن تعریف کنیم و بگوییم که اگر نیروی موجود در عضو به مقدار 70 درصد ظرفیت رسید به ما هشدار بده تا ما مقطع را تقویت کنید یا چاره ای برای خروج از بحران اندیشیم. لذا در این جداول میتوان در جعبه مربوط به معیارهای پذیرش به ترتیب اعداد زیر را وارد نمود

Acceptance criteria	Positive Value
Immediate Occupancy	0.7
Life Safety	0.705
Collapse Prevention	1

مفهوم جدول فوق این است که اگر برش موجود به مقدار 0.7 و کمتر از 0.7 ظرفیت مجاز رسید ، رنگ مفصل بی رنگ است . اگر مقدار برش موجود به برش مجاز بین 0.7 و 0.705 شد (که بسیار نادر است . حتی میتوانید عددی کمتر از 0.705 قرار دهید تا اطمینان داشته باشید که چنین حالتی حادث نمیشود) رنگ مفصل را آبی نشان بده . اگر مقدار برش موجود به ظرفیت مجاز مقدار 0.705 تا 1 شد ، رنگ مفصل را فیروزه ای نشان بده و اگر مقدار برش موجود به برش مجاز برابر یک و بیش از 1 شد ، رنگ مفصل را سبز نشان بده. اعداد فوق فرضیات مهندسی است و هر شخصی بسته به تجربه خود میتواند این اعداد را تغییر دهد.

تیک گزینه Hinge losses..... را نیاز نیست بزنید. Ok کنید و پنجره را ببندید.

نحوه تعریف مفصل PM2M3 در نرم افزار Sap2000 برای ستون های بتنی:

کلیه اجزای بتنی اجازه ورود به حوزه غیرخطی را دارند و اجازه این را دارند که تغییرشکل های

پلاستیک داشته باشند!!!!

در ویرایش سال 92 نشریه 360 (دستورالعمل بهسازی ساختمان های موجود) ضوابط جدیدی نسبت ویرایش قبلی آورده شده است که روند تعریف این نوع از مفصل را با تغییراتی روبرو کرده است.

در مرحله اول باید مشخص نمود که ستون مورد نظر طبق جدول زیر کدام شرایط را دارد.

جدول (۳-۶): شرایط ستون در جدول (۶-۶) براساس جزئیات آرماتور عرضی

	جزئیات آرماتور عرضی		
	با جزئیات محصورکننده طبق آبا با خم ۱۳۵°	تنگ بسته با خم ۹۰°	سایر حالات (شامل وصله در آرماتورهای عرضی)
$\frac{V_p}{(V_n / k)} \leq 0.6$	i*	ii	ii
$0.6 < \frac{V_p}{(V_n / k)} \leq 1$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{(V_n / k)} > 1$	iii	iii	iii

* در ستون ها با شرایط i، نسبت $s/d \leq 0.5$ و $p^* > 0.002$ در ناحیه مفصل خمشی باید برقرار باشد، در غیر این صورت ستون با شرایط ii محسوب می گردد.

ستون هایی که در آنها طول ناکافی وصله کنترل کننده نباشد (مطابق مورد ت جدول (۶-۶)) باید براساس V_n محاسباتی طبق رابطه (۴-۶)، ظرفیت برشی پلاستیک، V_p (نیاز برش در محل مفاصل پلاستیک ناشی از تشکیل مفصل خمشی) و جزئیات آرماتورگذاری عرضی، طبق جدول (۳-۶)، دسته بندی شوند.

با توجه به جدول فوق نیاز به محاسبه پارامتر V_p ، V_n و K می باشد که تعریف هریک در نشریه 360 موجود است.

V_p : ظرفیت پلاستیک مقطع می باشد. برای محاسبه این پارامتر به ستون موردنظر مفصل اتوماتیک PM2M3 اختصاص دهید و مفصل را تا تغییرمکان هدف پوش کنید. سپس در Step متناظر با تغییرمکان هدف اقدام به نمایش دیاگرام برش نمایید. پس از نمایش دیاگرام، با کلیک راست بر روی ستون میتوانید در هر مقطع از ستون مقدار برش را قرائت کنید.

V_n : برش نهایی اسمی ستون است که مطابق با روابط موجود در آبا از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_n = v_c + v_s$$

$$v_s = A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s}$$

$$v_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (N - mm)$$

Nu در روابط فوق نیروی محوری ستون تحت حالات بار بحرانی در تغییرمکان هدف می باشد.

k : ضریب اصلاحی که برای نواحی با نیاز شکل پذیری کم، متوسط و زیاد به ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵ و ۰/۷ منظور می شود.

برای تعیین سطح شکل پذیری نیاز است تا مقدار DCR از روش های خطی مطابق با نشریه 360 و یا نسبت شکل پذیری با استفاده از روش های غیرخطی محاسبه شود. برای اینکار ترجیحاً از تحلیل غیرخطی استفاده میکنیم. مطابق تعریف نسبت شکل پذیری برابر است با نسبت دوران یا تغییرمکان پلاستیک موجود به دوران یا تغییرمکان مجاز. برای اینکار ابتدا مفصل PMM اتوماتیک به ستون موردنظر اختصاص دهید و سازه را پوش کنید در تغییرمکان هدف **تحت ترکیب مورد نظر** مقدار دوران را قرائت کنید. توجه کنید با کلیک راست بر روی مفصل پنجره ای باز می شود که در آن مقدار Plastic R3 max را قرائت کنید. برای مقدار مجاز دوران نیز با توجه به جدول 6-9 نشریه 360 از معیارهای پذیرش با توجه به سطح عملکرد مورد نظر استفاده کنید.

۶-۲-۳- طبقه بندی نیاز شکل پذیری عضو

در مواردی که ملاحظات این فصل طبقه بندی نیاز شکل پذیری اعضا را طلب می نماید، آن ها به اعضای با نیاز شکل پذیری کم، متوسط و زیاد طبقه بندی می شوند. این طبقه بندی بر پایه ی بیش ترین مقدار نسبت نیاز به ظرفیت (DCR) هر عضو از روش های خطی مطابق بند (۳-۳-۱) یا نسبت شکل پذیری محاسبه شده از روش های غیرخطی برآورد می شود و طبق جدول (۶-۲) است. نیاز شکل پذیری عضو در ضوابط معیار پذیرش آن عضو مؤثر است.

جدول (۶-۲): طبقه بندی نیاز شکل پذیری اعضا

نیاز شکل پذیری	حداکثر مقدار DCR یا نسبت شکل پذیری
کم	کوچک تر از ۲
متوسط	۲ تا ۴
زیاد	بزرگ تر از ۴

تا به اینجا متوجه شدیم که ستون مورد نظر جزو کدام دسته است (i، ii یا iii).

حال با توجه به جدول زیر

برای تعریف مفصل PM2M3 به روش زیر اقدام میکنیم .

از مسیر Define > Section properties> Hinge properties پنجره مربوط به معرفی مفاصل پلاستیک را باز کنید . از پنجره Define Frame hinge properties گزینه add new property را بزنید . نوع مصالح را مشخص کنید . گزینه Concrete را تیک بزنید و Ok را بزنید.

در پنجره Frame hinge property data نام مشخصی برای مفصل تعریف کنید . مثلاً PMM . و از قسمت Hinge type ، نوع مفصل را از لحاظ رفتاری انتخاب کنید. از آنجایی که اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در سازه های بتنی اغلب از نوع تغییرمکان کنترل می باشد، گزینه Deformation controlled را انتخاب کنید و از کشوی پایین کشیدنی گزینه PMM را انتخاب کنید و گزینه Modify/show property data را کلیک کنید تا وارد پنجره معرفی پارامترهای مفصل شوید.

در پنجره مفصل PMM :

Hinge specification type : نوع منحنی 5 خطی را تعیین میکنید که باید گزینه لنگر - دوران (Moment -curvature) را انتخاب کنید.

در قسمت scale factor for rotation : گزینه User SF را انتخاب کنید و عدد یک را در جعبه وارد کنید. چون که مقادیر موجود در نشریه 360 خود دوران ها هستند.

Load carrying capacity beyond point E : گزینه Is Extrapolated را انتخاب کنید

Symmetry condition : وضعیت تقارن مقطع را مشخص میکند

Moment rotation dependence is circular : تقارن دایره وار

Moment rotation dependenceabout M2 , M3 : تقارن 2 محوره . تقارن حول محوره ای M2 و M3 . به طور کلی مقاطع دارای دو محور تقارن می باشد.

Moment rotation No symmetry : بدون تقارن

با توجه به اینکه ستون ها دارای تقارن حول 2 محور هستند گزینه وسط را انتخاب کنید.

Frame Hinge Property Data for FH1 - Interacting P-M2-M3

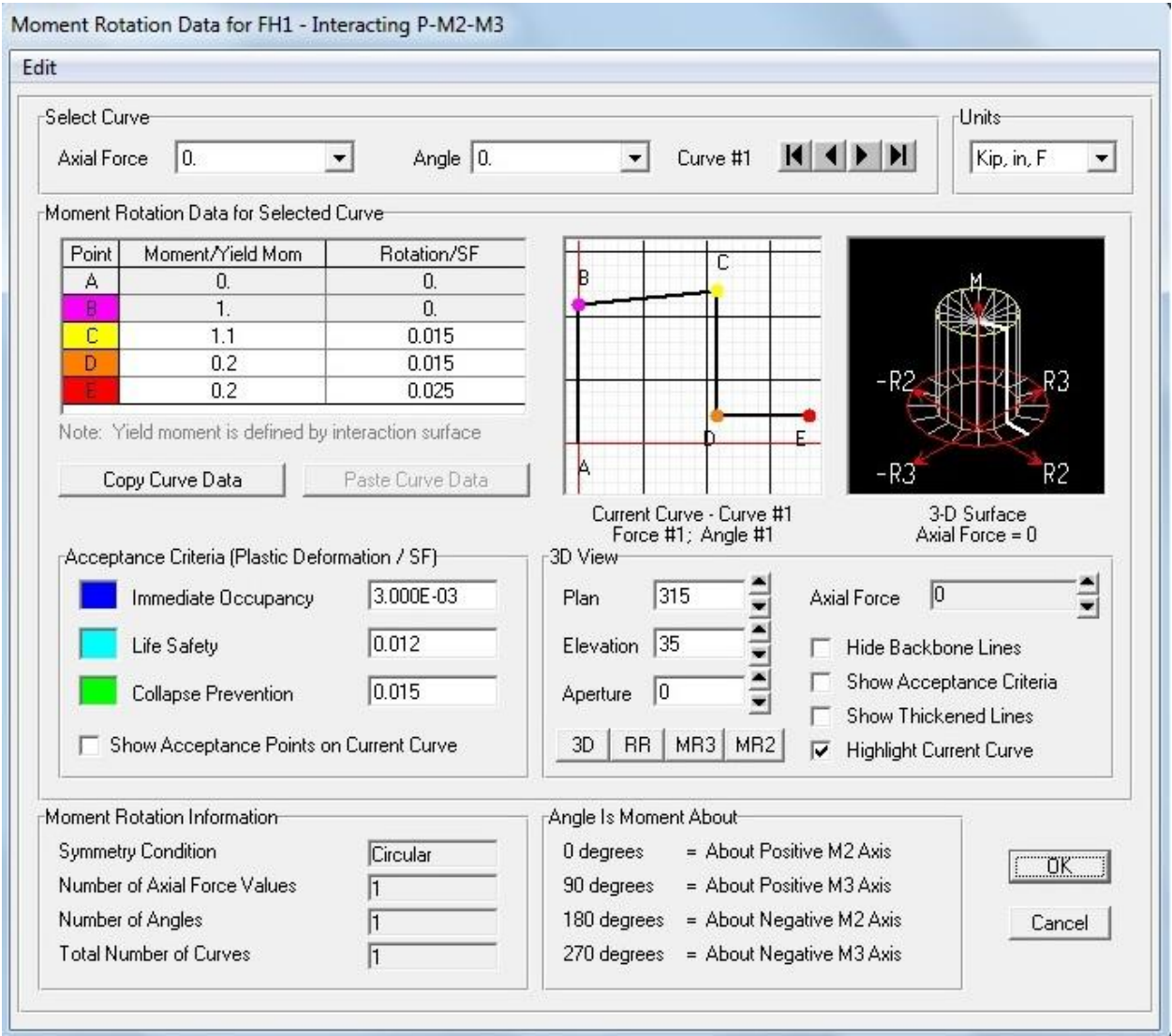
Hinge Specification Type <input checked="" type="radio"/> Moment - Rotation <input type="radio"/> Moment - Curvature Hinge Length <input type="text"/> <input checked="" type="checkbox"/> Relative Length		Scale Factor for Rotation (SF) <input type="radio"/> SF is Yield Rotation per FEMA 356 Eqn. 5-2 (Steel Objects Only) <input checked="" type="radio"/> User SF <input type="text" value="1."/>	
		Load Carrying Capacity Beyond Point E <input checked="" type="radio"/> Drops To Zero <input type="radio"/> Is Extrapolated	
Symmetry Condition <input checked="" type="radio"/> Moment Rotation Dependence is Circular <input type="radio"/> Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3 <input type="radio"/> Moment Rotation Dependence has No Symmetry Requirements for Specified Symmetry Condition 1. Specify curve at angle of 0°.			
Axial Forces for Moment Rotation Curves Number of Axial Forces <input type="text" value="1"/> <input type="button" value="Modify/Show Axial Force Values..."/>		Curve Angles for Moment Rotation Curves Number of Angles <input type="text" value="1"/> <input type="button" value="Modify/Show Angles..."/>	
<input type="button" value="Modify/Show Moment Rotation Curve Data..."/> <input type="button" value="Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface Data..."/> <input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>			

در قسمت **Number of axial forces** تعداد نیروی محوری برای تشکیل سطح اندرکنش را وارد میکنید.

در قسمت **Number of angles** تعداد زوایای پیش فرض با توجه گزینه انتخاب شده در **Symmetry condition** که در صورت تمایل میتوانید آن را از طریق **Modify/show angles** تغییر دهید.

بر روی گزینه **Modify/show moment rotation curve....** کلیک کنید تا وارد پنجره مربوط به معرفی نمودار لنگر دوران شوید.

همانطور که مشاهده میکنید در بالای جدول گزینه های **Axial force** و **Angle** وجود دارد و این بدان مفهوم است که مقادیر مربوط به بخش **Moment rotation data selected curve** باید برای همه زوایا و نیروها تنظیم شود. فرض کنید **X** عدد بار محوری و **Y** عدد زاویه داریم. پس باید به تعداد **X*Y** باید این مقادیر تنظیم شود. که البته میتوان از گزینه **Copy/past** موجود در بخش **Moment rotation data selected curve** استفاده نمود.



Moment rotation data for selected curve : مربوط به مختصات نقاط B,C,D,E منحنی پنج خطی مفصل پلاستیک است.

در قسمت Acceptance criteria (Plastic deformation /Sf) مقادیر معیارهای پذیرش را وارد کنید . توجه داشته باشید که مقادیر این بخش در ضریب آگاهی ضرب شوند.

در قسمت Moment Rotation information پارامترهای تنظیم شده در قبل برای راهنمایی آمده است.

در قسمت Angle is moment about پارامترهای مربوط به لنگرهای M2 و M3 جهت راهنمایی آمده است.

برای استخراج پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش برای ستون ، ابتدا بررسی میکنیم که ستون جزو کدام دسته از شرایط i, ii, iii می باشد. برای محاسبه نسبت آرماتورهای عرضی از فرمول $\rho_s = \frac{A_v}{b.s}$ استفاده میکنیم. حال بر اساس مشخصات مقطع مقدار نیروی محوری مقطع $P=0.1 Ag.f_{cl}$ و $P=0.6 Ag.f_{cl}$ را محاسبه و برای هر بار محوری از مشخصات مربوط به همان ردیف استفاده میکنیم.

ستون طبقه اول 40*40 with 820 را فرض کنید :

$$\rho_s = \frac{A_v}{b.s} = \frac{2 \times \pi \times 0.01^2}{4 \times 0.40 \times 0.20} = 0.00196 \approx 0.002$$

$$P = \begin{cases} 0.1A_g f_{cl} = 0.1 \times 40 \times 40 \times 198.4 = 31.7 \text{ ton} \\ 0.6A_g f_{cl} = 0.6 \times 40 \times 40 \times 198.4 = 190.4 \text{ ton} \end{cases}$$

برای بازه صفر تا 0.1 مقادیر زیر با فرض بخش الف (i) جدول (9-6)

$$\text{پارامترهای مدلسازی} = \begin{cases} a = 0.027 \\ b = 0.034 \\ c = 0.2 \end{cases}$$

معیارهای پذیرش با توجه به تصویر زیر تعیین می شود . با توجه به اینکه رفتار مفصل پلاستیک ما دارای کاهش مقاومت و مقاومت باقی مانده است و وارد محاسبات شده است (مفصل پنج خطی است و دو خطی نیست) و ما اعضای سازه را به طور کامل مدل کرده ایم لذا روش تحلیل ما روش کامل است.

تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی سیستم باربر جانبی مطابق بند (۲-۲-۳) باید در مدل‌سازی وارد شود. رفتار نیرو-تغییرشکل کلیه اعضا باید به صورت صریح با استفاده از نمودار چندخطی (منحنی پوش چرخه‌ای)^۱ که تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می‌شود، مدل‌سازی گردد. همچنین اثرات زوال چرخه‌ای که شامل کاهش مقاومت و مقاومت باقیمانده می‌باشد، به نحوی وارد محاسبات می‌شود. تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش طبق بند (۲-۲-۶-۳) مورد بررسی قرار گیرد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است.

۲- در روش ساده‌شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی و از اثرات زوال صرف‌نظر می‌شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (۲-۲-۶-۳) در نظر گرفته می‌شود. در این روش، به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می‌توان آنها را در دسته اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

$$\text{معیارهای پذیرش} = \begin{cases} IO = 0.005 \\ LS = 0.027 \\ CP = 0.034 \end{cases}$$

برای بازه 0.6 و بزرگتر از 0.6 به بالا مقادیر زیر با فرض بخش الف (i) جدول (9-6)

$$\text{پارامترهای مدلسازی} = \begin{cases} a = 0.005 \\ b = 0.005 \\ c = 0 \end{cases}$$

با توجه به تصویر فوق مقادیر زیر برداشت می‌شوند.

$$\text{معیارهای پذیرش} = \begin{cases} IO = 0.002 \\ LS = 0.004 \\ CP = 0.005 \end{cases}$$

برای مقادیر بین این دو بازه نرم افزار خودش درونیابی میکند.

تا به اینجای کار اگر ستون از لحاظ نیاز شکل پذیری جزو دسته اول یا سوم جدول (i یا iii) بود، روش فوق قابل استفاده است. چون که برای معیارهای پذیرش و مدلسازی برای این دو گروه تابع نیروی برشی نیستند. اما اگر ستون جزو دسته دوم (ii) بود چون مقادیر جدول (9-6) تابع نیروی برشی نیز هست پس باید از مقدار

نسبت $\frac{2V}{V_c}$ مطلع شد. برای اینکار در همان مرحله ای که با معرفی مفصل پلاستیک اتوماتیک مقدار نیاز شکل پذیری ستون را قراعت کردیم ، باید مقدار برش تحت همان حالت بار موردنظر را قراعت و مقدار $\frac{2V}{V_c}$ را تعیین نمود و با توجه به این موضوع مقادیر معیارهای پذیرش و معیارهای مدلسازی را تعیین نمود.

مقادیر پارامترهای مدلسازی را با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش معرفی مفصل M3 مربوط به تیر (لحاظ شیب سخت شوندگی) در جدول Moment Rotation data for selective curve وارد کنید.

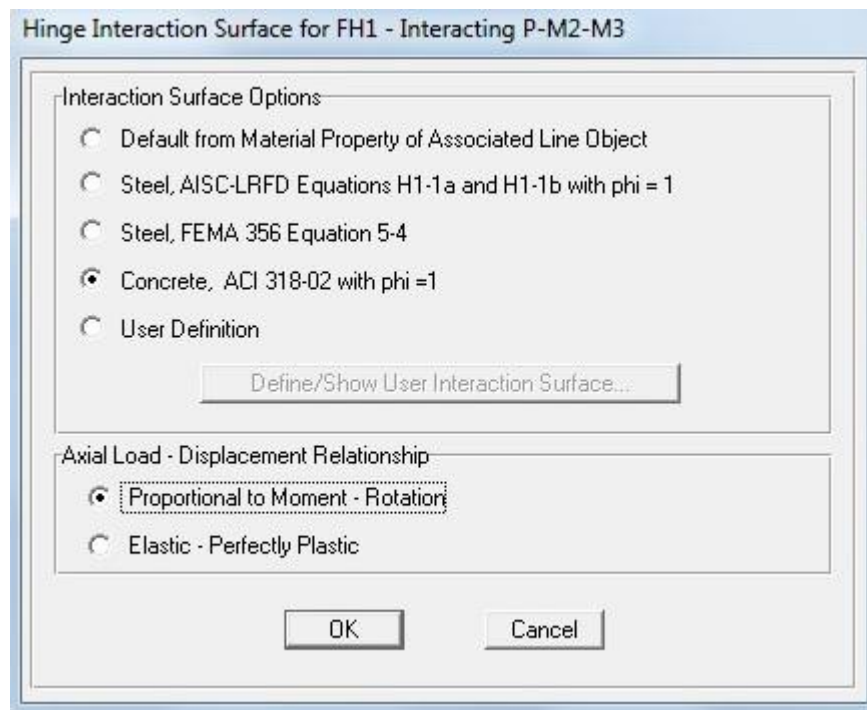
جدول (۶-۹): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی – ستون‌های بتن مسلح

معیارهای پذیرش ^{۱و۲}				پارامترهای مدل‌سازی ^۲				شرایط		
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
سطح عملکرد										
نوع عضو										
غیر اصلی		اصلی								
CP	LS	CP	LS							
الف- ستون با جزییات آرماتور عرضی ^۱										
								$\frac{2V}{V_c}$ ۱۰,۳۴	آرماتور عرضی	$\frac{P}{A_g f_{cl}}$ ۷۶
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰۳۵	۰/۰۲۶	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۶	۰/۰۳۵	-	$\geq ۰/۰۰۶$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱	-	$\geq ۰/۰۰۶$	$\geq ۰/۶$
۰/۰۳۴	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۲	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۳۴	۰/۰۲۷	-	$= ۰/۰۰۲$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	-	$= ۰/۰۰۲$	$\geq ۰/۶$
ب- ستون با جزییات آرماتور عرضی ^{۱و۲}										
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰۳۲	۰/۰۲۴	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۶	۰/۰۳۲	≤ ۳	$\geq ۰/۰۰۶$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰۲۵	۰/۰۱۹	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۶	۰/۰۲۵	≥ ۶	$\geq ۰/۰۰۶$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۱	≤ ۳	$\geq ۰/۰۰۶$	$\geq ۰/۶$
۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶	۰/۰۰۳	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	≥ ۶	$\geq ۰/۰۰۶$	$\geq ۰/۶$
۰/۰۱۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	≤ ۳	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	≥ ۶	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۰۴	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	≤ ۳	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\geq ۰/۶$
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	≥ ۶	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\geq ۰/۶$
پ- ستون با جزییات آرماتور عرضی ^{۱و۲}										
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۶	۰/۰	-	$\geq ۰/۰۰۶$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰	-	$\geq ۰/۰۰۶$	$\geq ۰/۶$
۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰	-	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\leq ۰/۱$
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	-	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\geq ۰/۶$
ت- ستون‌هایی که با طول گیرایی یا وصله آرماتور در ارتفاع آزاد ستون کنترل می‌شوند ^{۱و۲}										
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۴	۰/۰۶	۰/۰	-	$\geq ۰/۰۰۶$	$\leq ۰/۱$
۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۴	۰/۰۰۸	۰/۰	-	$\geq ۰/۰۰۶$	$\geq ۰/۶$
۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۰۶	۰/۰	-	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\leq ۰/۱$
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	-	$\leq ۰/۰۰۰۵$	$\geq ۰/۶$

۱- جزییات آرماتور عرضی ii و iii در بند (۶-۳-۱-۲) تشریح شده است.

۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از الف، ب، پ و ت صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

با روش فوق مقادیر را تعیین و در پنجره مربوطه وارد کنید و پنجره Moment rotation data را ببندید. حال در پنجره Frame hinge property بر روی گزینه Modify/show P-M2-M3 Interaction surface data... کلیک کنید و مطابق شکل زیر بر روی گزینه Concrete ACI 318-02 with $\phi=1$ کلیک کنید تا سطح تسلیم ستون که متشکل از منحنی های اندرکنش است بر اساس آیین نامه ACI318-02 و با فرض ضرایب جزئی $\phi = 1$ ترسیم گردد.



در قسمت Axial load- displacement relationships (رابطه نیروی محوری - تغییرمکان) گزینه Proportional to moment-rotation را انتخاب کنید .

گزینه اول رابطه نیروی محوری و تغییرشکل متناسب با منحنی لنگر دوران تغییر میکند و دقیق تر است . اما گزینه دوم رابطه نیروی محوری-تغییرمکان را بر اساس حداکثر و حداقل مقادیر تسلیم محوری از سطح اندکشن تعیین میکند. که باعث به تشکیل رابطه مستقل میشود.

پنجره ها را Ok کنید و ببندید.

در ادامه تصاویر بارهای معرفی شده ، مفاصل معرفی شده آورده خواهد شد.

نحوه اختصاص مفاصل به اعضا :

پس از تعریف و معرفی مفاصل مربوطه به نرم افزار ، می بایست مفاصل را به اعضا اختصاص داد و سپس عملیات تحلیل را انجام داد. برای اینکار به ترتیب زیر عمل می کنیم.

توجه کنید که مفاصل را می بایست به طریقی که گفته شد بسازیم. اینکار مطابق روندی که در قبل تشریح شد ، انجام شده است .

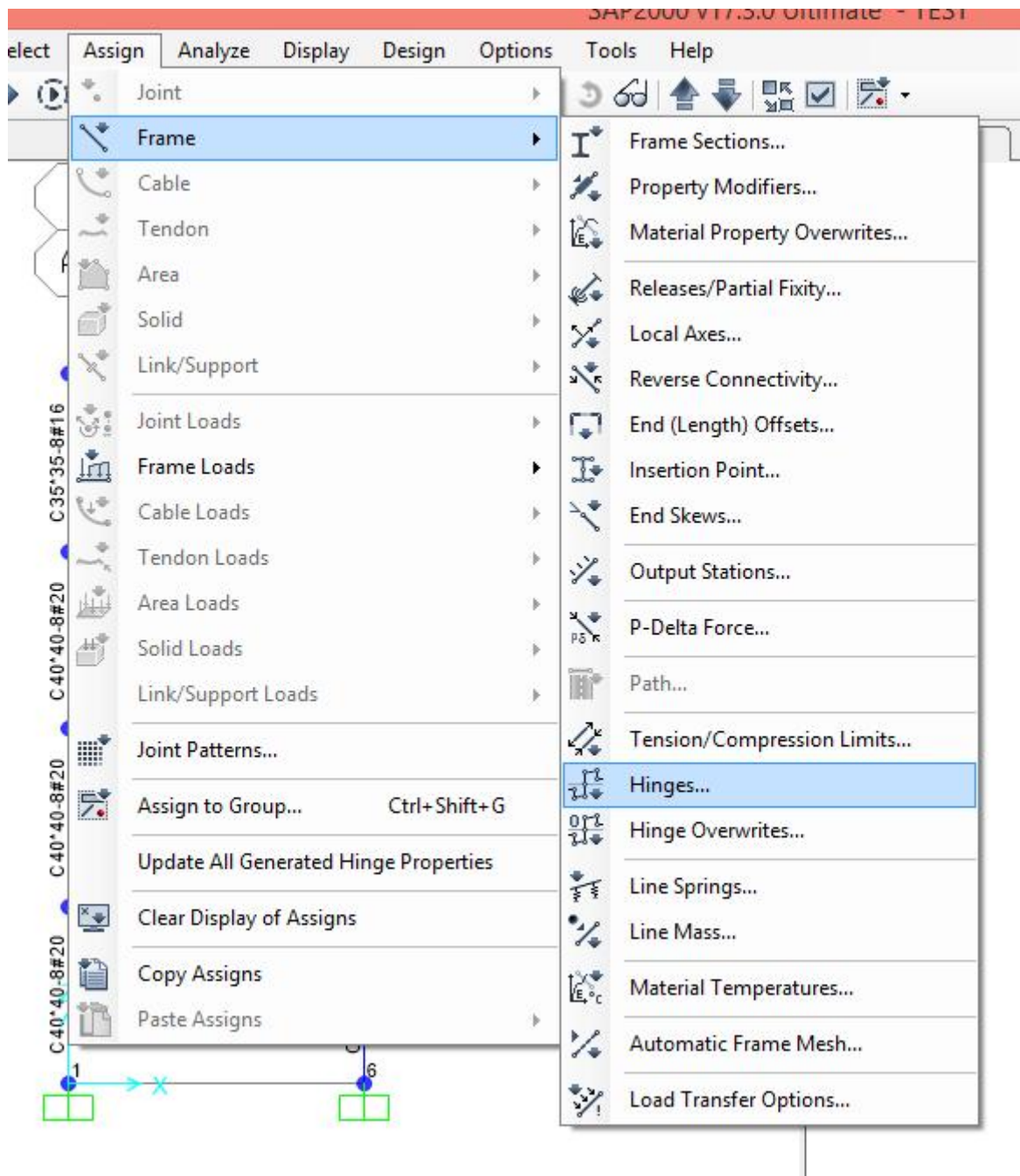
برای تیرها مفاصل با نام هایی معرفی شده است که معرف تیر مربوطه در طبقه خاص است مفصل می سازیم.

پس اتمام مراحل ساخت مفصل به طریق زیر اقدام به اختصاص مفصل پلاستیک به اعضا می کنیم.

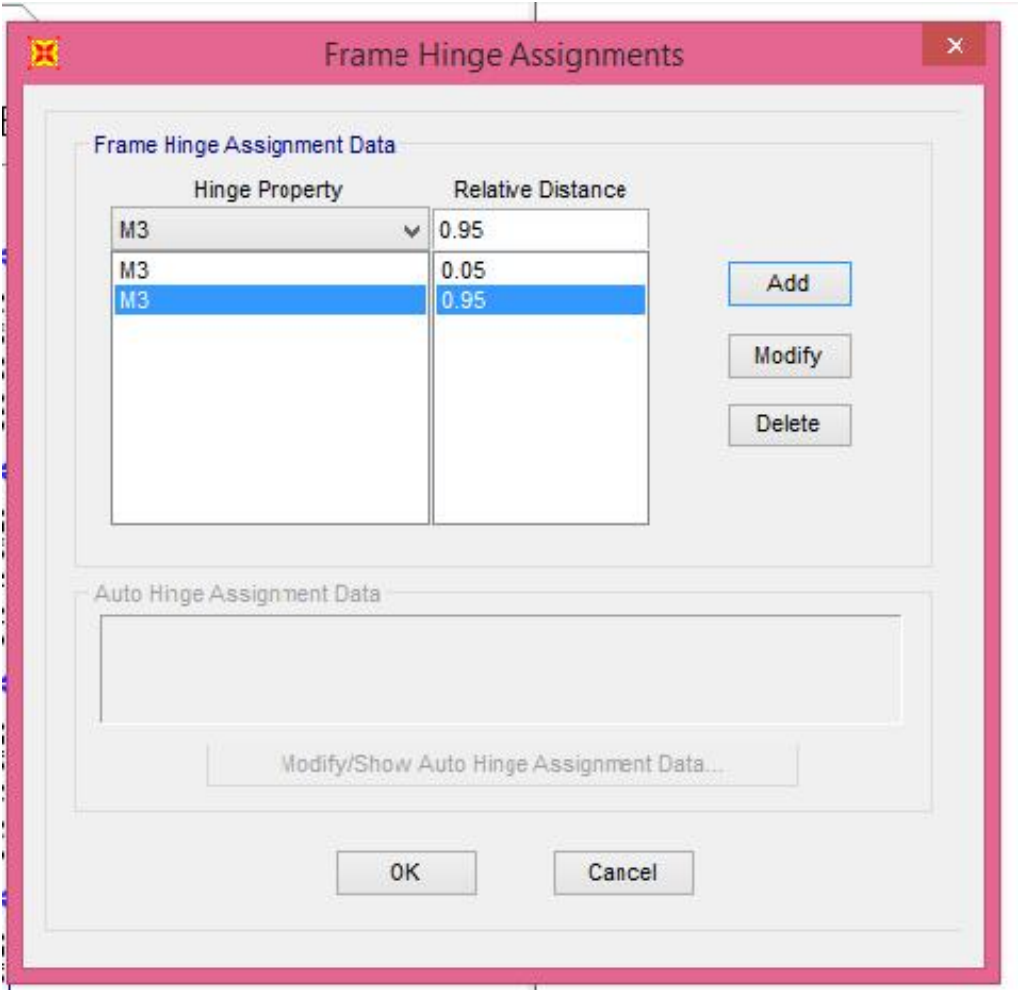
اختصاص مفصل به تیرها :

ابتدا تیرهایی را که دارای مشخصات یکسان هستند و مشخصات مفصل خمشی آنها یکسان تعریف شده است را انتخاب کنید . سپس از مسیر زیر مفصل خمشی M3 را به دو انتهای تیر اختصاص دهید. مفاصل خمشی در فواصل نسبی 0.05 و 0.95 طول تیر از مبدا تیر اختصاص داده میشوند.

Assign > Frame > Hinge



با استفاده از مسیر فوق پنجره زیر ظاهر می شود که مربوط به اختصاص مفاصل است .



از کشوی پایین کشیدنی **Hinge properties** مفصل مربوط به تیرهای انتخاب شده را انتخاب کنید. و در بخش مقابل آن در پنجره **Relative distance** محل مفصل در دو انتهای تیر را بر اساس نسبتی از طول وارد کنید (0.05) . مجدد همین کار را با فاصلی نسبی 0.95 تکرار کنید. اگر مفصل برشی نیز تعریف کردید میتوانید این مفصل را به وسط ستون اختصاص دهید.

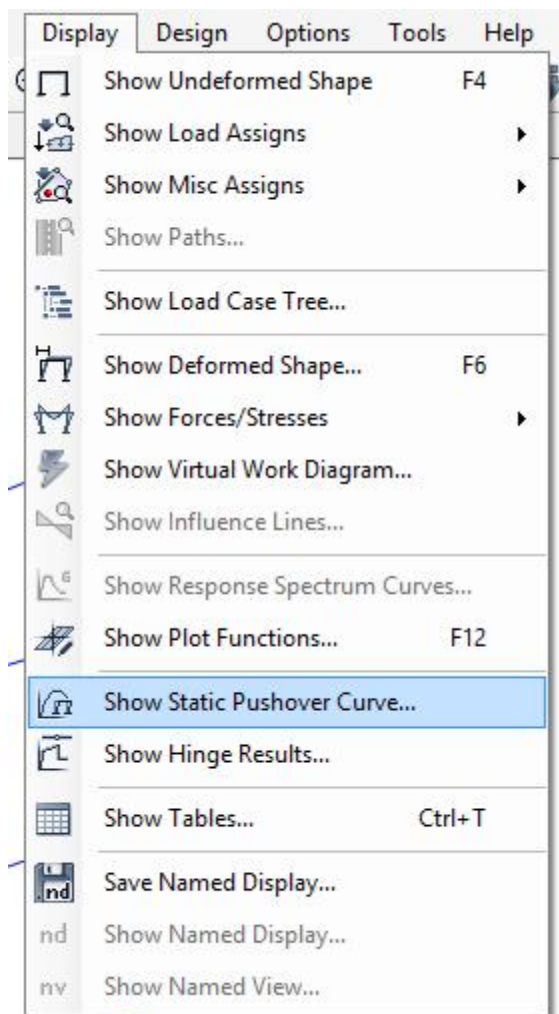
اختصاص مفاصل اندرکنش لنگر نیروی محوری **PM2PM3** :

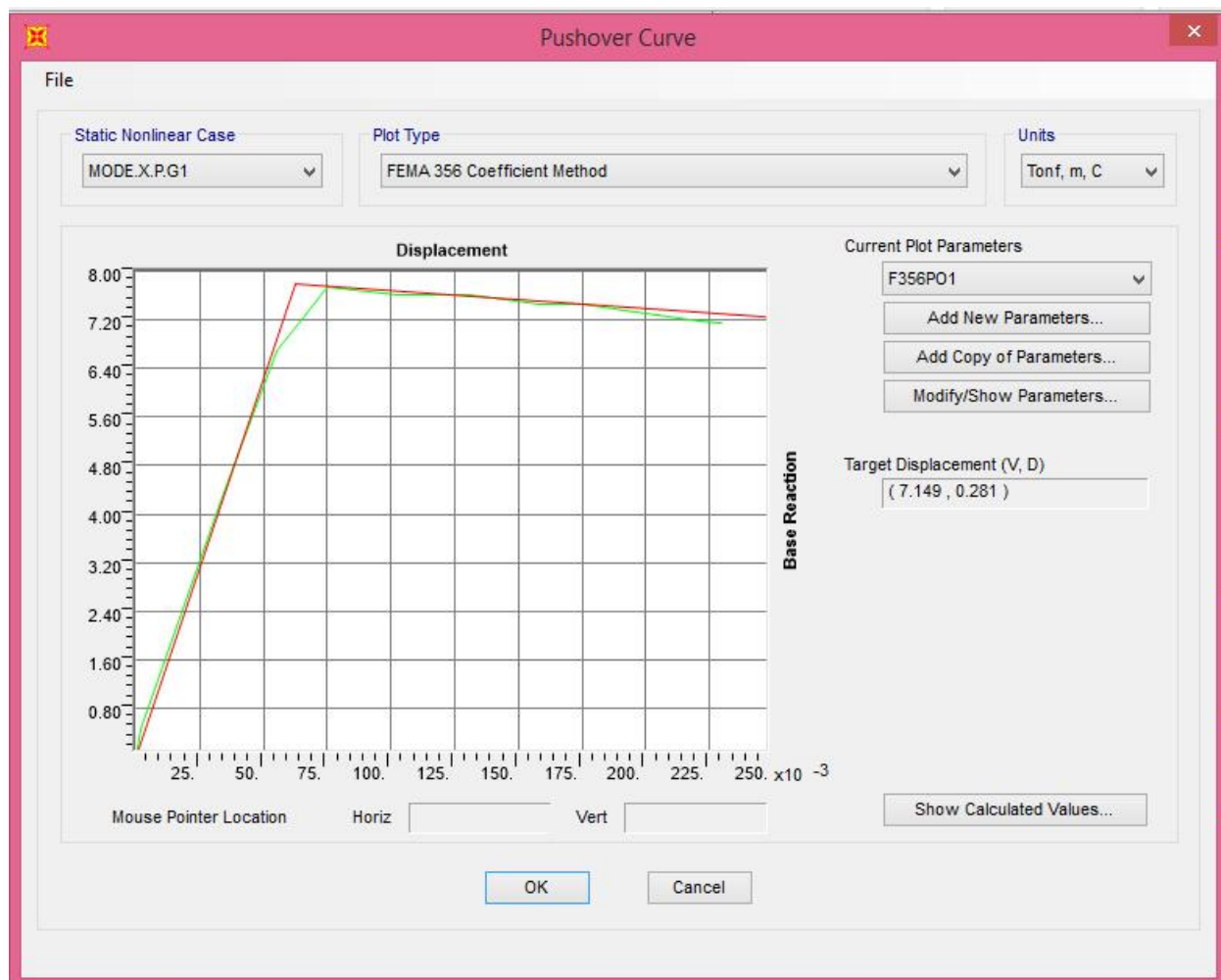
این کار را هم مانند روشی که در بالا برای تیرها شرح داده شد انجام دهید.
سازه آماده تحلیل است.

سازه را **Run** میکنیم . برای اینکه مشکلی پیش نیاید و در صورت بروز مشکل بتوانیم به راحتی مشکل را پیدا و رفع کنیم، ابتدا کیس های پوش آور را **Run** کنید . و برای هر پوش سازه باید شرایط موردنظر را ارضاء کند . توجه داشته باشید که کیس های متناسب با مود شرایط بحرانی را ایجاد میکنند.

پس از اتمام تحلیل برای رویت نمودار ظرفیت سازه مسیر زیر را طی کنید.

Display > show static pushover curve...

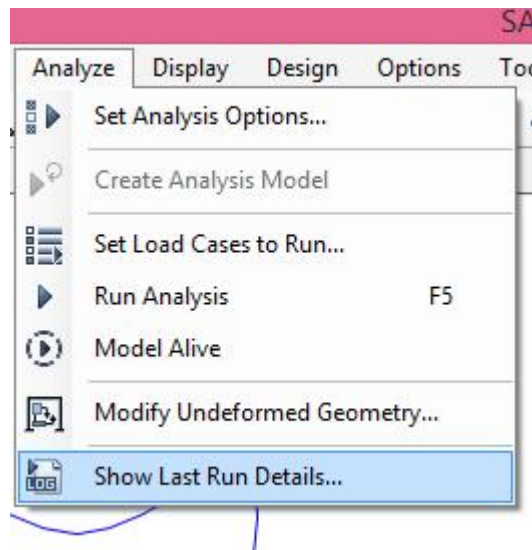




در پنجره مربوط به نمودار ظرفیت ، از قسمت **Static nonlinear case** ، حالت بار جانبی را که تحت آن سازه تحلیل شده را انتخاب کنید. و از قسمت **Plot type**، با توجه به اینکه برای محاسبه تغییرمکان هدف از پیش استاندارد **FEMA356** استفاده کرده ایم ، لذا از کشوی پایین کشیدنی همین گزینه را انتخاب میکنیم. پس از انتخاب روش مورد نظر ، در سمت راست نمودار مقادیر برش پایه و تغییرمکان هدف محاسبه شده توسط نرم افزار نشان داده می شود (**Trget Displacement V , D**) که مبنایست این تغییرمکان به جای تغییرمکانی که ما معرفی کرده بودیم ، به برنامه معرفی شود و مجدداً تحلیل انجام شود و پس از پایان تحلیل اگر مقدار تغییرمکان هدف معرفی شده برابر با مقدار محاسبه شده توسط نرم افزار بود که مراحل بعدی را طی میکنیم و در غیر اینصورت آنقدر عمل بالا را تکرار میکنیم تا مقادیر یکسان شوند.

پس از این مرحله نوبت به این میرسد که ببینیم آیا سازه تا تغییرمکان هدف پوش شده است یا خیر . برای اینکار مسیر مقابل را طی میکنیم .

Analyze > Show last run details



در پنجره شده که اطلاعات تحلیل در آن وجود دارد مقدار **Max Sum of steps** را چک کنید . در این ستون دو عدد وجود دارد که عدد ردیف پایینی مقدار انجام شده توسط نرم افزار است که اگر این مقدار 1 باشد یعنی 100 درصد تغییر مکان هدف پوش شده است.

Analysis Complete - TEST

File Name: C:\Users\DELL\Desktop\nonlinear analysis example\Sap mode\TEST.sdb
 Start Time: 14/07/2015 10:01:55 ق.ظ Elapsed Time: 00:00:00
 Finish 14/07/2015 10:01:54 ق.ظ Run Status: Done - Analysis Complete

LOAD CONTROL TYPE = DISPLACEMENT
 NUMBER OF STAGES = 0
 STAGES ARE CONSECUTIVE OR INDEPENDENT = CONSECUTIVE
 TYPE OF GEOMETRIC NONLINEARITY = P-DELTA
 INCLUDE ELASTIC MATERIAL NONLINEARITY = YES
 INCLUDE INELASTIC MATERIAL NONLINEARITY = YES
 METHOD TO USE WHEN HINGES DROP LOAD = UNLOAD ENTIRE STRUCTURE
 SAVE POSITIVE INCREMENTS ONLY = YES
 RELATIVE FORCE CONVERGENCE TOLERANCE = 0.000100
 RELATIVE EVENT TOLERANCE = 0.010000

Negative iterations are Constant-Stiffness
 Positive iterations are Newton-Raphson

Saved Steps	Null Steps	Total Steps	Iteration this Step	Relative Unbalance	Curr Step Size	Curr Sum of Steps	Max Sum of Steps
150	50	200	-10/40	1.000000	0.100000	1.000000	1.000000
11	1	17	Conv	-6	0.583770	0.028500	0.829178

*** WARNING ***
 THE ANALYSIS CANNOT FIND A SOLUTION AT STEP 12 FOR
 CASE: MODE.X.P.G1
 SUBSEQUENT RESULTS WILL NOT BE AVAILABLE

استخراج پارامترهای تغییرمکان هدف :

Calculated Items

Edit

Units

Kgf, cm, C

Item	Value
C0	1.3462
C1	1.
C2	1.
C3	1.1719
Sa	0.566
Te	1.1308
Ti	0.8456
Ki	2235.2825
Ke	1250.0853
Alpha	-0.0237
R	5.0634
Vy	7798.9262
Weight	69772.8
Cm	1.

Done

Units

Kgf, cm, C

Current Plot Parameters

F356PO1

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(7148.953 , 28.143)

Show Calculated Values...

Base Reaction

جدول مربوط به وضعیت مفصل و گام های بارگذاری :

Display > show static pushover curve...>FILE>DISPLAY TABLE

Pushover Capacity Curve

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	LoadCase Text	Step Unitless	Displacement Unitless	BaseForce Kgf	AtoB Unitless	BtoD Unitless	IDtoLS Unitless	LStoCP Unitless	CPtoC Unitless	CtoD Unitless	DtoE Unitless	BeyondE Unitless	Total Unitless
MODE X.P.G1	0	1.066E-15	0	22	2	0	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	1	9.212E12	474.13	21	3	0	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	2	3.457205	4357.37	19	3	2	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	3	5.531555	6678.79	18	2	4	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	4	7.353537	7674.32	16	4	4	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	5	7.553305	7744.14	14	6	4	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	6	10.329305	7615.96	14	5	5	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	7	13.093305	7622.89	14	2	8	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	8	15.863305	7495.34	14	0	10	0	0	0	0	0	0	24
MODE X.P.G1	9	17.49954	7471.34	14	0	5	0	0	0	2	0	0	24
MODE X.P.G1	10	22.878778	7172.78	13	1	7	0	0	0	3	0	0	24
MODE X.P.G1	11	22.969225	7148.95	13	1	6	0	0	0	4	0	0	24

Record: << < 1 > >> of 12

Done

محاسبات دستی
طراحی لرزه ای
تحلیل غیرخطی
یه سازی

Etabs
SAP
Safe
AutoCAD
Tekla Structure

Etabs-SAP.ir
مرجع تخصصی طراحی سازه

مرکز توسعه های نرم افزار
مرکز توسعه های نرم افزار

Etabs-SAP.ir

مرکز توسعه های نرم افزار

Etabs-SAP.ir