مقدمه

با توجه به تغییراتی که در آئین‌نامه‌های بارگذری و طراحی سازه‌ها در دو سال اخیر بوجود آمده است، می-بایست مهندسان عزیز و دانشجویان، با مطالب جدید، روشهای طراحی آئین‌نامه و نحوه اعمال این تغییرات در سری جدید نرم‌افزارهای طراحی را یاد گرفته و در کارهای مهندسی خود به کار ببرند.

در جزوه حاضر بارگذاری ثقلی سازه بر اساس **مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲**، بارگذاری جانبی و لرزه‌ای براساس **استاندار ۲۸۰۰ ویراش چهارم**، طراحی ساختمانهای بتنی بر اساس **مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲** و آئین‌نامه **ACI318-14** انجام خواهد شد.

نرم‌افزاری که این جزوه بر اساس آن تدوین شده است، **Etabs 2015** می‌باشد. و سعی شده است که مطالب جدید در نرم‌افزار فوق و تفاوت آن با نسخه‌های قدیمی شرح داده شود.

این جزوه شامل مطالب آموزش نرم افزار و ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی و لرزه‌ای می‌باشد و استفاده از این برای افرادی که از نظر مسائل تئوری مشکلی ندارند توصیه می‌گردد. چون مطالب تئوری در طول برگزاری دوره در کلاس ارائه می‌گردد.

لازم می دانم از دوستان عزیز خود، آقایان مهندس مجتبی پاشاپور و مهندس علیرضا المکچی که بنده را برای تهیه این جزوه مصمم می‌نمودند تقدیر و تشکر کنم و از زحماتی که در تهیه مطالب، تدوین و نوشتن آنها به بنده کمک کرده‌اند، قدردانی نمایم.

اطمینان دارم که این جزوه نیز بدون ایراد نخواهد بود، امیدوارم دوستان دلسوز و محترم با اعمال نظرات و انتقادات خود از طریق ایمیل ba.mohammadpour@gmail.com یا سایت www.civilsayman.ir و www.civilsayman.com بنده را در هرچه بهتر شدن این جزوه یاری فرمایند.

با آرزوی توفیق:
بهرام محمدپور

۱-۱ نرم افزار ETABS دارای سه بخش است :

۱) مدلسازی ۲) تحلیل ۳) طراحی

۱-۱) مدلسازی :

در مدلسازی از بین تمام المان‌هایی که در سازه داریم دو نوع المان در ETABS قابل تحلیل است :

الف) المان منشوری شکل ب) المان پوسته‌ای

نکته : المان‌های سه بعدی در SAP قابل تعریف است .

۱-الف) المان منشوری شکل : یک بعدش نسبت به دو بعد دیگر بسیار بزرگ است و اکثراً در ساختمان‌ها به کار می رود. در نرم افزار ETABS 9.7 المان منشوری شکل بصورت خطی بوده اما در ETABS 2013 و ETABS 2015 المان را می‌توان غیر خطی (المان قوسی) نیز تعریف و تحلیل نمود .

نکته : در المان منشوری شکل رفتار خطی است و بخشی از رفتار غیرخطی را نیز می‌پذیرد .

نکته : در المان‌های منشوری شکل مقطع را به هر شکلی می‌توان در نظر گرفت .

۱-ب) المان پوسته‌ای : المانی است که دو بعدش نسبت به یک بعدش بزرگتر است که بصورت منحنی– مسطح مقطع ثابت و متغیر می‌باشد .

نکته : تفاوت المان منشوری شکل و پوسته‌ای در رفتار آنهاست .

نکته : رفتارهای صفحات که در ETABS مطرح است بصورت زیر می‌باشد :

- رفتار غشایی : نیرو فقط در داخل صفحه وارد می‌شود و تغییر شکل در صفحه خودش انجام می‌گیرد .

- رفتار خمشی : این رفتار به حالت عمود بر صفحه (Bending) و داخل صفحه (Membrane) و حالت هم عمود بر صفحه هم داخل صفحه (Shell) می‌باشد .

نکته : در پی ساختمان رفتار خمشی مطرح می‌باشد .

نکته : در المان پوسته‌ای بار سطحی بصورت یکنواخت وارد می‌شود و فقط حرارت بصورت یکنواخت قابل تعریف است .

۱-۲) تحلیل :

چهار نوع تحلیل در ETABS خواهیم داشت که عبارتند از :

۲ – الف) تحلیل استاتیکی خطی ۲ – ب) تحلیل استاتیکی غیرخطی

۳ – ج)تحلیل دینامیکی خطی ۴ – د) تحلیل دینامیکی غیرخطی

۲ – الف) تحلیل استاتیکی خطی : ساده‌ترین و اساسی‌ترین نوع تحلیل بوده که در آن رفتار مصالح و هندسه سازه خطی است و در این نوع تحلیل سازه می‌تواند تحت انواع بارها تحلیل شود و اصل جمع آثار قوا در این نوع تحلیل برقرار است .

۲ – ب)تحلیل استاتیکی غیرخطی : می‌توان المان هایی که رفتار غیرخطی دارند (نظیر کابلها) را تحلیل نمود .

۲ – ج) تحلیل دینامیکی خطی : در این تحلیل بارها در حال حرکت بوده اما رفتار مصالح و سازه خطی است و به سه نوع زیر می‌باشد :

۱. تحلیل مودال

۲. تحلیل طیفی یا شبه دینامیکی

۳. تحلیل تاریخچه زمانی

۲ – د) تحلیل دینامیکی غیرخطی : پیچیده‌ترین حالت تحلیل بوده و کاربرد کمتری دارد .

۱-۳) طراحی :

در نرم افزار ETABS مقاطع را خودمان وارد می‌کنیم و نرم افزار آنها را چک خواهد نمود و المان‌های زیر را می‌تواند طراحی نماید :

ـ المان‌های بتنی

ـ المان‌های فولادی

ـ تیرچه های فولادی در خرپا

ـ تیرهای مختلط (سقف‌های عرشه فولادی و ...)

نکته : از المان‌های پوسته‌ای ETABS فقط می‌تواند دیوار برشی را طراحی کند و بقیه المان‌ها نظیر رمپ ، دال بتنی و ... را می‌توان در نرم افزار SAFE طراحی نمود .

۱- برخی از توانایی‌های نرم افزار ETABS :

ـ استفاده از اطلاعات فایل‌های از پیش تعریف شده برای ایجاد فایل جدید

ـ مدلسازی سازه با سرعت بیشتر به سبب وجود ابزارهای جدید نقشه‌کشی

ـ تعیین نوع سیستم سازه‌ای

ـ استفاده از عملیات مشابه‌سازی برای بالا بردن سرعت انجام کار

ـ استفاده از نماهای توسعه یافته جهت ایجاد برش‌های خاص در سازه

ـ تعریف نوع سقف بکاربرده شده در سازه

ـ استفاده از آئین‌نامه‌های معتبر دنیا جهت بارگذاری نیروی جانبی باد و زلزله

ـ اعمال درصدی از بار زنده در محاسبه وزن سازه به منظور بارگذاری زلزله

ـ طراحی همزمان دیوار برشی به همراه قالب

ـ اعمال بارهای مرده و زنده روی سقف و توزیع آنها بر اساس عرض بارگیر دهانه‌ها

ـ طراحی سازه‌های مرکب (کامپوزیت)

ـ ارائه خروجی نیروها به منظور کار با نرم افزار SAFE

- استفاده از نرم افزار جانبی Section Designer جهت تعریف مقاطع مختلف

۲-۱ مراحل کلی کار ETABS :

ـ رسم مدل و هندسه سازه

ـ تعریف خواص مصالح مصرفی

ـ تعریف سطح مقطع المان‌ها

ـ تعریف حالات بارگذاری

ـ تعیین ترکیبات بارگذاری

ـ تعیین درصد بار زنده جهت محاسبه وزن سازه به خاطر نیروی زلزله

ـ تعیین و اعمال قیدهای تکیه‌گاهی

ـ تعیین دیافراگم صلب در طبقات

ـ اختصاص سطح مقطع به المان‌ها

ـ اعمال بارگذاری

ـ تحلیل سازه

ـ کنترل خروجی‌های سازه

ـ طراحی سازه

۲-۲ نقشه‌های ساختمانی :

ـ نقشه‌های معماری شامل پلان موقعیت ، طبقات ، نماها ، برش و ...

ـ نقشه‌های سازه‌ای شامل پلان ستون‌گذاری ، فونداسیون ، تیر ریزی و ...

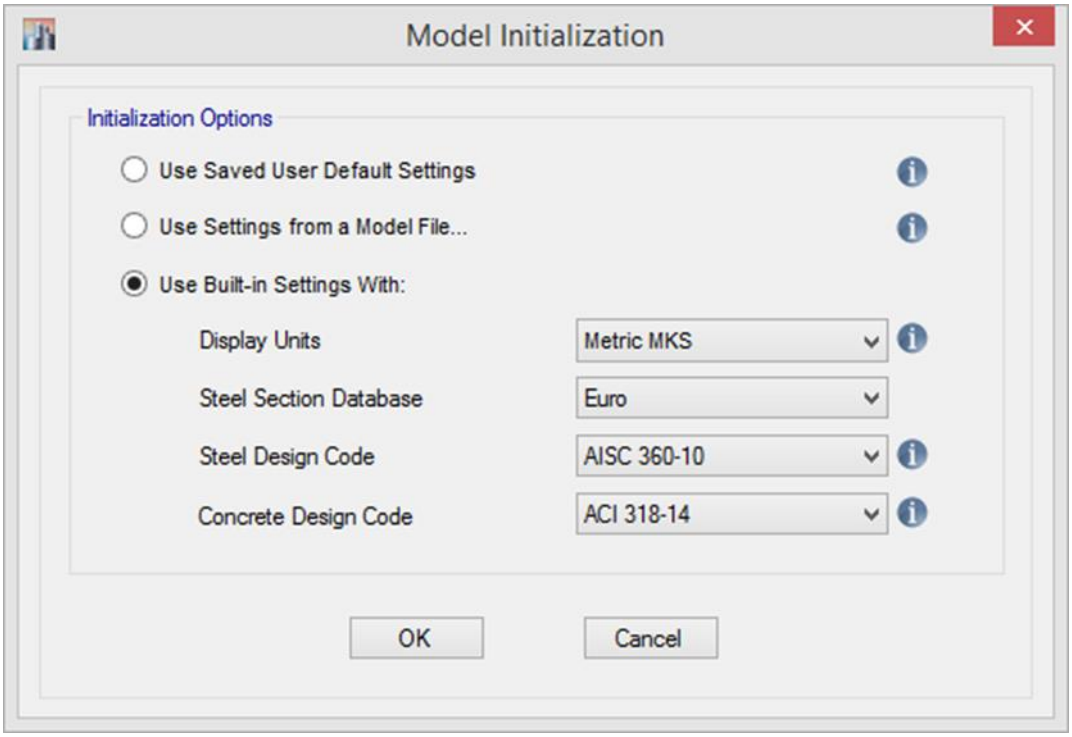
ـ نقشه‌های تاسیسات مکانیکی شامل نقشه‌های لوله‌کشی آب سرد و گرم ، فاضلاب ، تهویه و ...

ـ نقشه‌های تاسیسات الکتریکی شامل نقشه‌های سیم‌کشی برق ، روشنایی و ...

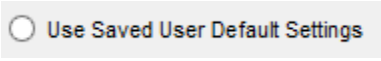
۲- شروع ساخت مدل سازه بتنی در نرم افزار :

پس از باز کردن نرم افزار با کلیک بر روی آیکون و یا از مسیر زیر شروع به ساخت مدل می کنیم که شکل (۱) تنظیمات لازم برای ایجاد یک فایل جدید را نشان می‌دهد :

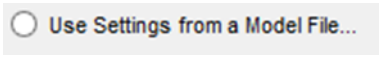
۳-۱ مسیر : File > New Model



شکل (۱) : تنظیمات لازم برای ایجاد یک فایل جدید



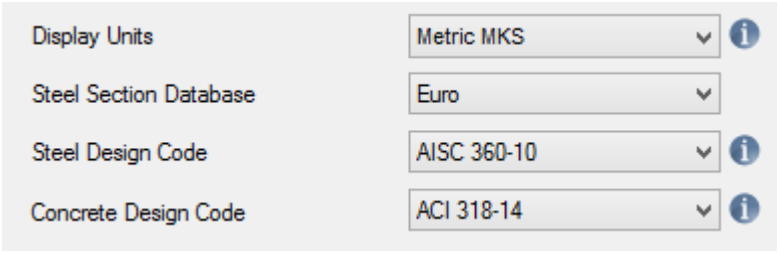
گزینه اول ( ) : این گزینه مربوط به زمانی است که بخواهیم از تنظیمات پیش فرض برنامه استفاده کنیم .

گزینه دوم (

) : این گزینه مربوط به زمانی است که قبلاً با نرم افزار پروژه هایی مدل شده و بخواهیم از تنظیمات آنها استفاده کنیم .

گزینه سوم (Use Built-in Settings With:) : این گزینه مربوط به زمانی است که بخواهیم خودمان تنظیمات را وارد کنیم .

اگر برای اولین بار شروع به ساخت مدل می‌کنیم بهتر است گزینه سوم را انتخاب کنیم که در شکل (۲) به همراه توضیحات آنها آورده شده است :



شکل (۲) : تنظیمات مدلسازی اولیه

ـ در قسمت اول که مربوط به انتخاب واحد است واحد مورد نظر را سیستم واحد متریک (Metric MKS) انتخاب می‌کنیم.

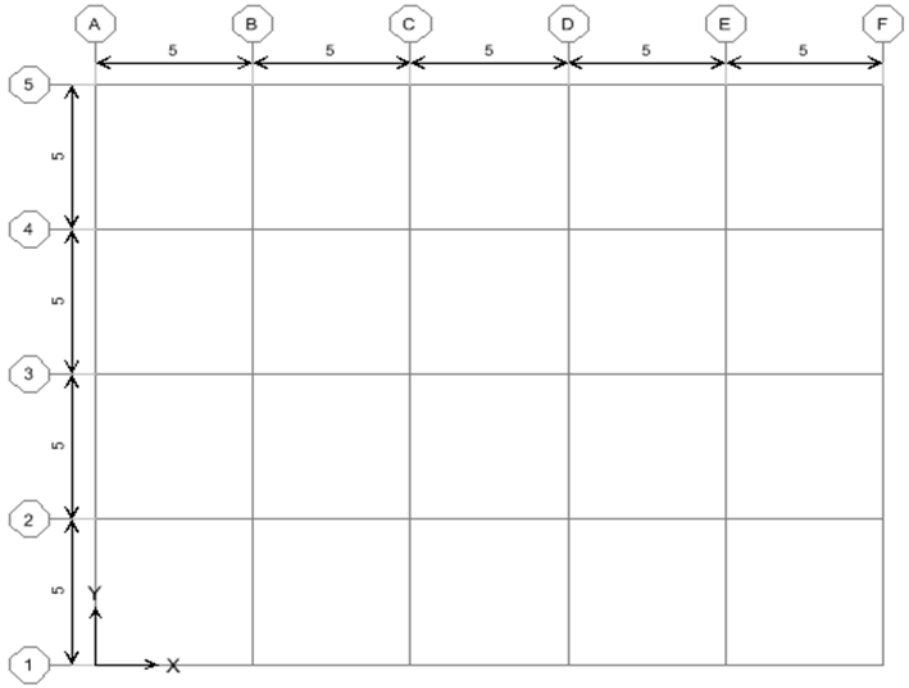
ـ در قسمت چهارم که انتخاب آئین نامه بتن می‌باشد گزینه ACI 318 – 14 را انتخاب می‌کنیم . (آئین‌نامه مذکور شباهت زیادی به مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ ندارد اما با توجه به عرف مهندسی رایج این گزینه را انتخاب می کنیم) .

نکته : در این قسمت گزینه CSA A23.3-14 نیز وجود دارد که مربوط به کانادا می‌باشد و شباهت زیادی به مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ دارد اما به دلیل گفته‌شده آن را انتخاب نمی‌کنیم .

توجه : علامت‌های در کنار گزینه ها مربوط به راهنمای آنهاست .

۳-۲ خطوط کمکی یا Grid Lines :

Grid Lines خطوط کمکی برای ساخت هندسه مدل سازه می‌باشند و با توجه به موقعیت ستون‌گذاری و پلان معماری هر سازه متفاوت می‌باشد و معمولاً برابر خطوط آکس بندی ستونها وتیرهای اطراف راه‌پله و انتهای طره‌ها می‌باشد که در شکل (۳) نمایش داده شده است :



شکل (۳) : پلان آکس بندی سازه

نکته : شرایط لازم برای ستون‌گذاری سازه به سه دسته زیر تقسیم می‌شوند :

۱) توصیه‌های معماری ۲) ضوابط شهرداری و تامین پارکینگ ۳) توصیه‌های سازه‌ای

✓ **توصیه‌های معماری :**

ـ برای اضلاع جانبی ساختمان که در قسمت نما قرار ندارند جانمایی ستونها با محدودیت خاصی همراه نیست اما زمانیکه در قسمت نما قرار دارند بهتر است تداخلی با پنجره‌ها و ورودی‌ها نداشته باشند .

ـ سعی شود تا حد امکان در داخل اتاق ها ، سالن ها و آشپزخانه ستون تعبیه نشود .

ـ در قسمت‌های داخلی ساختمان از گوشه فضاها و امتداد تیغه‌بندی‌ها استفاده شود تا قسمت بزرگی از ستونها داخل دیوار مخفی شود .

ـ در راهروها ، راه‌پله‌ها و آسانسور بایستی فضای مفید را در نظر گرفت که با ستون‌گذاری نامناسب از بین نرود.

ـ بایستی ستون بصورت پیوسته در طبقات اجرا شود ؛ در صورت قطع‌شدن ستون در طبقات ممکن است سبب ایجاد نامنظمی در ارتفاع شود .

- ✓ **ضوابط شهرداری :**

ـ فضای مورد نیاز برای پارک یک خودرو ، مستطیلی به طول ۵ متر و عرض خالص* ۲,۵ متر می‌باشد .

ـ فضای مورد نیاز برای پارک دو خودرو مجاور هم ، مستطیلی به طول ۵ متر و عرض خالص* ۴,۵ متر می‌باشد .

ـ فضای مورد نیاز برای پارک سه خودرو مجاور هم ، مستطیلی به طول ۵ متر و عرض خالص* ۷,۵ متر می‌باشد.

ـ حداقل فضای مورد نیاز برای مانور خودرو فضایی به ابعاد ۵ x ۵ می‌باشد .

ـ حداقل ابعاد درب ورودی به عرض ۳ متر و ارتفاع ۲,۲ متر می‌باشد .

***عرض خالص : بر تا بر ستون .**

- ✓ **توصیه‌های سازه ای :**

ـ تعداد ستونها بایستی بصورت معقولانه‌ای باشد ؛ اگر تعداد زیاد باشد هم مقدار مصالح مورد نیاز بالا رفته هم زمان اجرا بیشتر می شود و همچنین می‌تواند فضاهای معماری را اشغال کند و در کل غیراقتصادی است

و اگر تعداد از حد مناسب کمتر باشد ابعاد ستونها بیشتر شده و می‌تواند غیراقتصادی باشد و با کمتر کردن درجه نامعینی سازه قابلیت اعتماد به پایداری سازه کمتر می گردد.

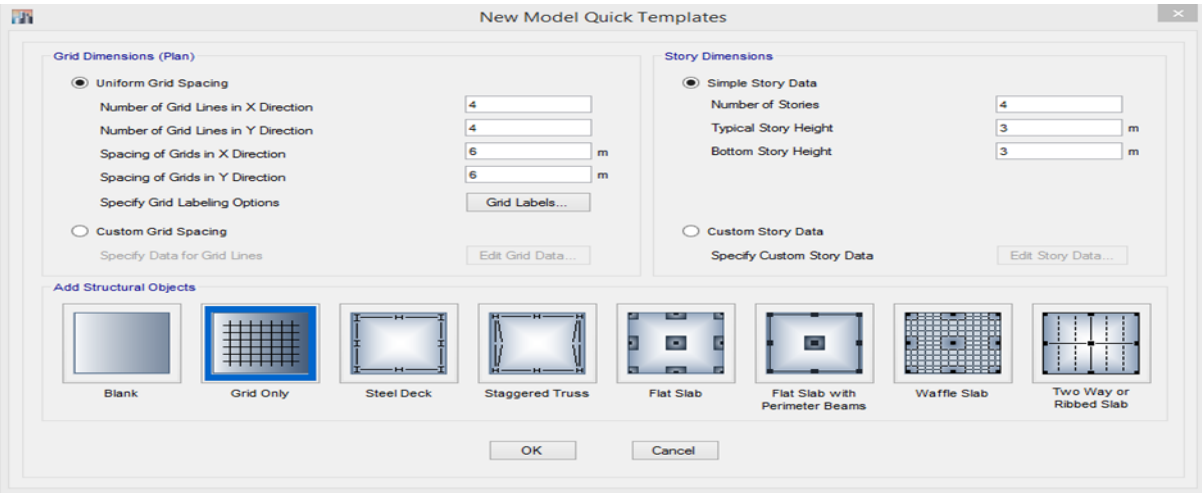
ـ فاصله ستونها نباید خیلی کم باشد (معمولاً نباید کمتر از ۲,۵ متر یا ۳ متر باشد) ؛ در اینصورت می‌تواند دچار شکست برشی شود اما اگر فاصله زیاد باشد پوشش دادن سقف مورد نیاز مشکل و بعضاً غیرممکن خواهد بود .

ـ تقارن ستونها بایستی رعایت شود ؛ در صورت عدم رعایت آن با فاصله‌ای که بین مرکز جرم و مرکز سختی سازه بوجود می آید باعث پیچش در سازه خواهد شد که نامناسب می‌باشد .

ـ ستونها هم محور باشند ؛ در صورت رعایت این نکته بسیاری از مشکلات اجرایی از جمله مشکلات ناشی از اتصالات حل خواهد شد .

۳-۳ تعریف مشخصات خطوط کمکی مدلسازی (Grid)

پس از ok کردن صفحه مربوط به تنظیمات واحد و آئین‌نامه‌ها صفحه زیر ظاهر خواهد شد که در شکل (۴) آورده شده است :



شکل ۴: تعریف مشخصات خطوط کمکی مدلسازی (Grids)

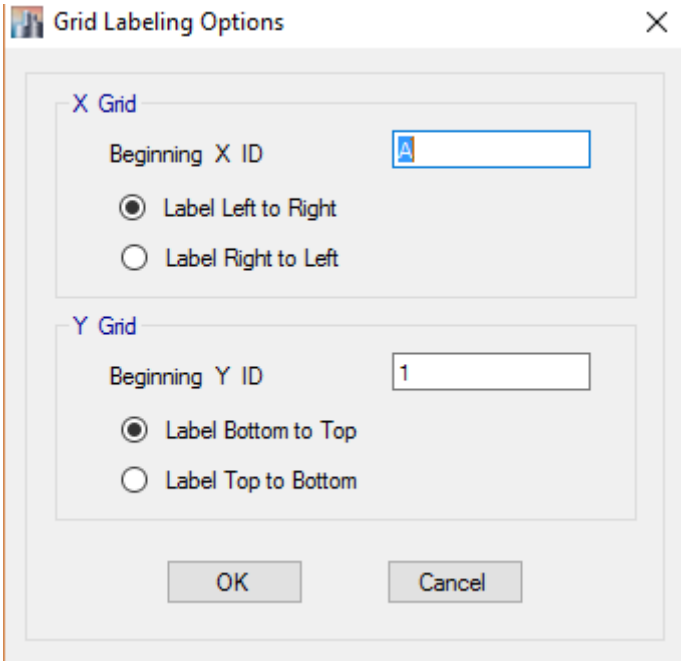
قسمت (Uniform Grid Spacing) :

ـ قسمت اول مربوط به Grid Lines راستای X می‌باشد (تعداد محورهای موازی محور Y) .

ـ قسمت دوم مربوط به Grid Lines راستای Y می‌باشد (تعداد محورهای موازی محور X) .

ـ قسمت سوم و چهارم مربوط به فواصل Grid Lines در دو راستای X و Y می‌باشد وزمانی کاربرد دارد که همه فواصل محورها از هم برابر باشد .

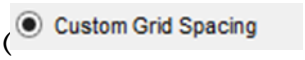
ـ با کلیک بروی گزینه Grid Labels صفحه زیر ظاهر خواهد شد



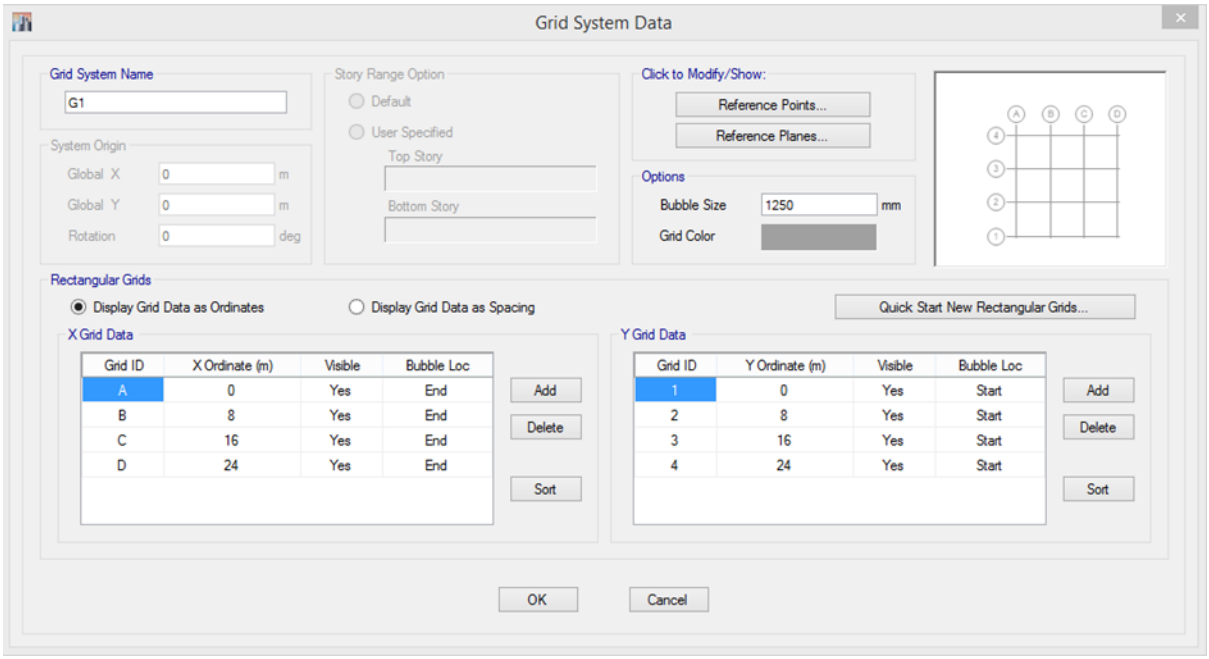
شکل ۵: تنظیمات مربوط به نامگذاری محورها

ـ قسمت بالای صفحه نشان می‌دهد که محورهای راستای X از چپ به راست یا از راست به چپ شروع شوند .

ـ قسمت پایین صفحه نشان می‌دهد که محورهای راستای Y از پایین به بالا یا از بالا به پایین شروع شوند .

قسمت () :

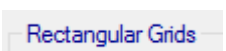
با کلیک بر روی گزینه Edit Grid Data صفحه زیر ضاهر می شود :



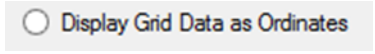
شکل ۶ : تنظیم اندازه ها و مشخصات خطوط کمکی راستای X و Y

بخش ( ) :

این بخش مربوط به نام سیستم Grid می باشد که بطور دلخواه می‌توانیم آنرا تغییر دهیم .

بخش () :

این بخش مربوط به تعیین فاصله محورها می باشد که با توجه به توضیحات و شکل زیر خواهیم داشت :

ـ در این بخش اگر گزینه () را انتخاب کنیم فواصل را از نقطه مورد نظر تا مبدا (نقطه اول یا آکس اول) نشان می‌دهد .

ـ در این بخش اگر گزینه (Display Grid Data as Spacing) را انتخاب کنیم فاصله محورها از هم را نشان می‌دهد که ما این گزینه را انتخاب می‌کنیم .

Grid ID	X Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
A	8	Yes	End
B	8	Yes	End
C	8	Yes	End
D	0	Yes	End

X Grid

Grid ID	Y Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
1	8	Yes	Start
2	8	Yes	Start
3	8	Yes	Start
4	0	Yes	Start

Y Grid

به ترتیب از چپ به راست نام Grid ، فاصله محورها از هم ، قابل رویت یا مخفی‌بودن محور و در آخر محل قرار گیری حبابی است که نام Grid در داخل قرار می‌گیرد و می تواند در انتها یا ابتدا باشد .

بخش (Simple Story Data) :

این بخش مربوط به ابعاد و تعداد طبقات می‌باشد .

قسمت اول مربوط به تعداد طبقات می‌باشد و قسمت دوم ارتفاع طبقات تیپ بوده و قسمت سوم ارتفاع پایین ترین طبقه را نشان می‌دهد .

نکته : منظور از تعداد طبقات ، طبقات سازه‌ای است که مدل خواهند شد.

نکته : بر اساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ خرپشته زمانی طبقه سازه‌ای محسوب می‌شود که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد .

نکته : در تعیین تعداد طبقات خرپشته را به علاوه تعداد طبقات سازه‌ای وارد می‌کنیم . (ارتفاع خرپشته را در قسمت Custom Story Data اصلاح خواهیم کرد) .

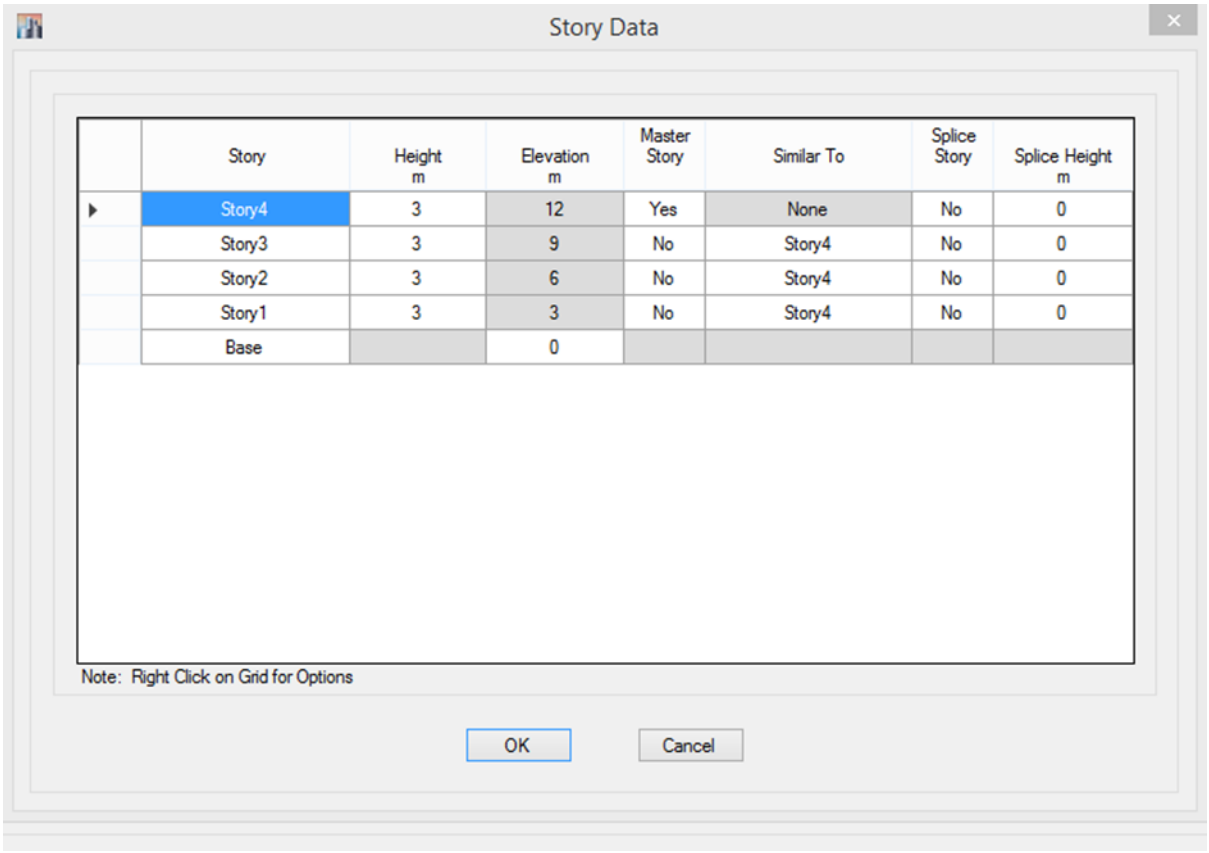
نکته : ارتفاع طبقات تیپ و پایین ترین طبقه بصورت زیر محاسبه می شود :

نصف ضخامت سقف پایین + نصف ضخامت سقف بالا + ارتفاع خالص طبقه = **ارتفاع طبقات تیپ**

کل کف سازی پایین + نصف ضخامت سقف بالا + ارتفاع خالص طبقه = **ارتفاع پایین ترین طبقه**

قسمت (◉ Custom Story Data) :

با کلیک بر روی گزینه Edit Story Data پنجره زیر باز شده و تنظیمات را بصورت زیر انجام می‌دهیم :



شکل ۷: تنظیم ارتفاع و مشخصات مربوط به طبقات سازه

ـ در ستون اول می‌توانیم نام طبقات را تغییر دهیم .

ـ در ستون دوم می‌توانیم ارتفاع طبقات را تغییر دهیم .

ـ در ستون سوم تراز طبقات را مشخص می‌نماییم .

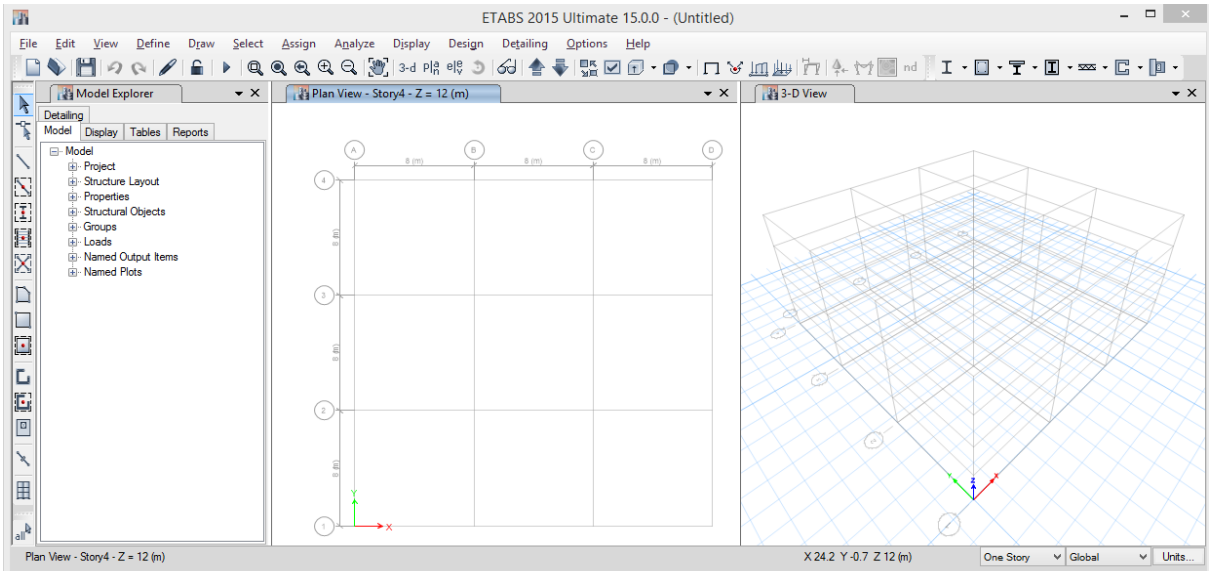
ـ در ستون چهارم می‌توانیم یک طبقه را به عنوان Master Story (سقف مبنا) انتخاب کنیم .

ـ در ستون پنجم می‌توانیم طبقات را به طبقه ای که آنرا Master Story انتخاب کرده ایم شبیه کنیم تا هر مشخصه ای نظیر بارگذاری ، ترسیم تیر و ... که در طبقه Master انجام می‌دهیم به طبقات مشابه نیز اعمال شود .

ـ ستون ششم و هفتم مربوط به وصله‌های طبقات و ارتفاع آنها می‌باشد .

نکته : تنظیمات گفته‌شده بعد از مدل‌شدن در قسمت Edit می‌توانند اصلاح گردند .

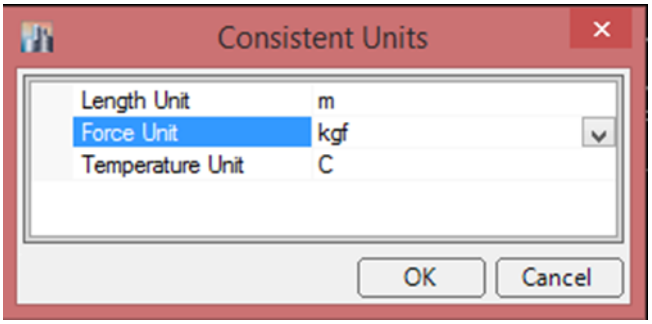
در مرحله آخر وقتی همه این تنظیمات را انجام دادیم با انتخاب گزینه Grid Only و OK کردن درقسمت Add Structural Objects در شکل ۴ سازه مدل‌شده در محیط ETABS نشان داده می‌شود که در شکل (۸) در زیر آورده شده است :



شکل ۸: نمایش محیط کار در نرم افزار

۳-۳ تنظیم واحدها در نرم افزار :

برای تنظیم واحدها در محیط ETABS بر روی گزینه Unit در گوشه پایین سمت راست کلیک کرده و با انتخاب Consistent Units واحدهای مورد نظر را بصورت زیر که در شکل (۹) آورده شده است تغییر می‌دهیم : (واحد طول: m، واحد نیرو : kgf، واحد درجه حرارت C)

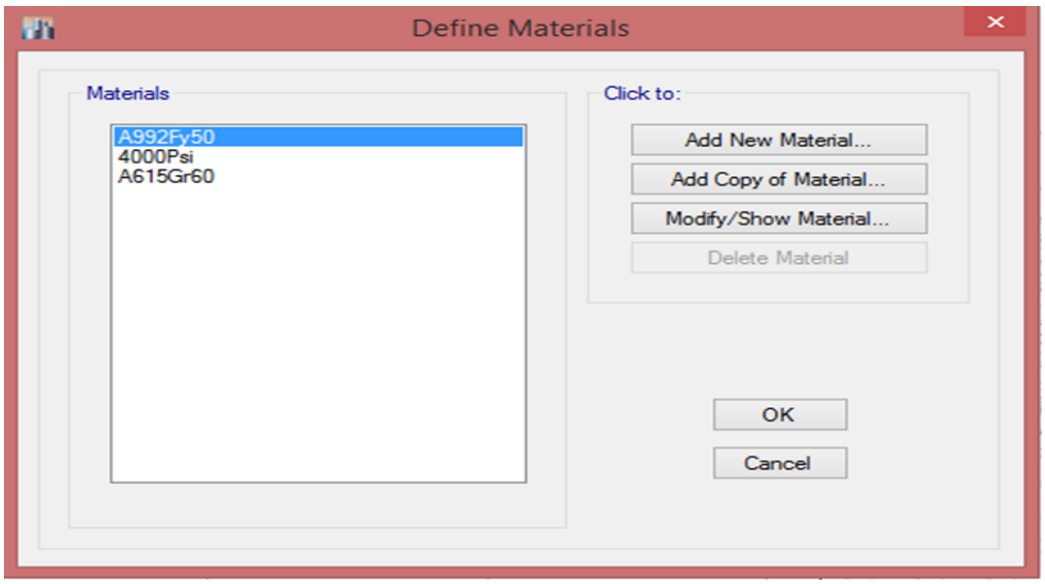


شکل ۹: تنظیم واحدها

۴-۳ مشخصات مصالح بتنی :

اطلاعات مربوط به مصالح مصرفی پروژه در نرم افزار بایستی از منوی Define و از مسیر زیر تعریف می‌گردد

مسیر : Define > Material Properties

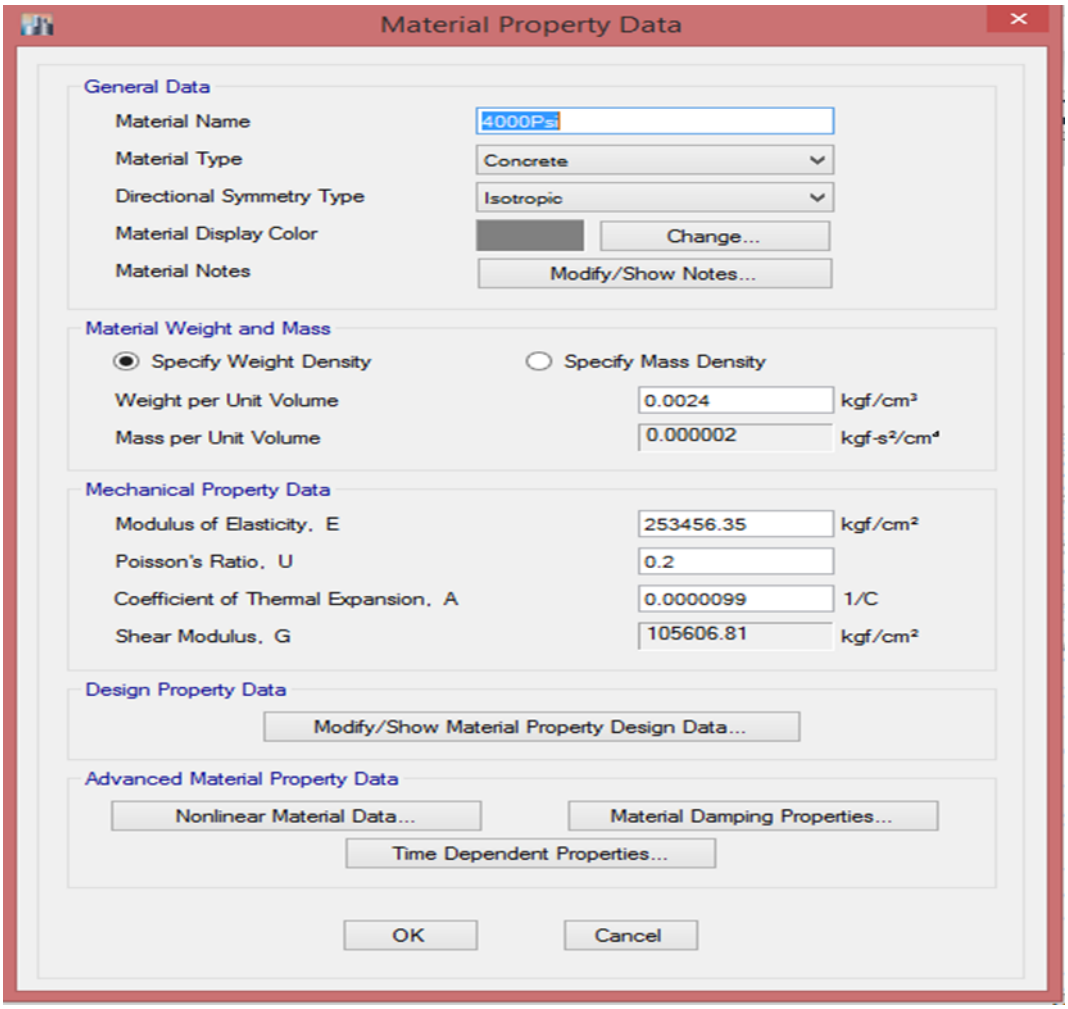


شکل ۱۰: تعریف مشخصات مصالح

بر اساس شکل (۱۰) 4000Psi مشخصات بتنی با مقاومت فشاری معادل ۲۸ مگا پاسکال می‌باشد و A615Gr60 مشخصات میلگردهای طولی در سازه‌های بتنی است .

۳-۴-۱ مشخصات مصالح بتنی :

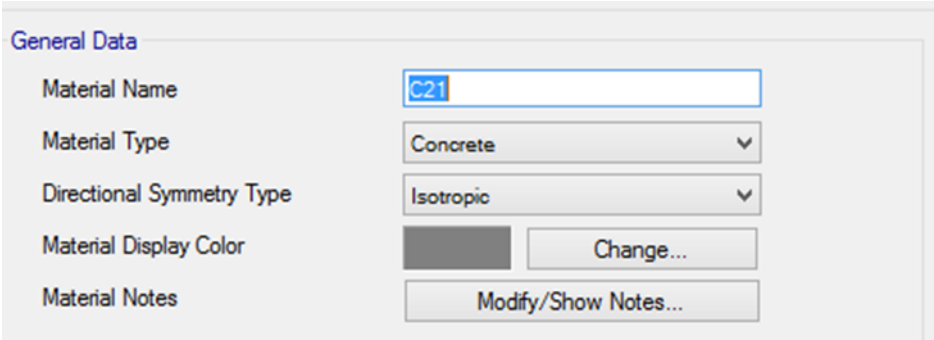
بجای اضافه نمودن مصالح جدید همان بتن با مشخصات 4000Psi را اصلاح خواهیم کرد. به همین منظور با کلیک بر روی گزینه Modify / Show Material که در شکل (۱۱) آورده شده است، مشخصات آنرا ویرایش خواهد شد.



شکل ۱۱: تعریف مشخصات مصالح بتنی

این پنجره به ۵ بخش زیر تقسیم می شود که به توضیح هر یک می پردازیم :

✓ **قسمت اول (General Data) :**



توضیحات :

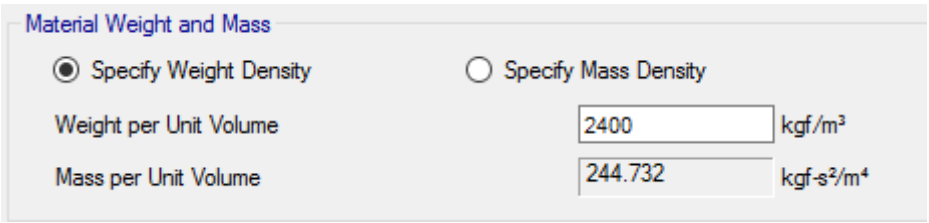
ـ نام مصالح : در اینجا ما آنرا C21 نامیدیم یعنی بتن با مقاومت فشاری ۲۱ مگا پاسکال .

ـ نوع مصالح : نوع مصالح را بتنی انتخاب کرده‌ایم .

ـ نوع جهت تقارن مصالح : آنرا Isotropic یعنی در جهات مختلف مشخصات مکانیکی یکسانی دارند .

ـ دو گزینه آخر که مربوط به رنگ و نوشته مصالح می‌باشد بصورت پیش‌فرض باقی می‌گذاریم .

✓ **قسمت (Material Weight And Mass) :**



توضیحات :

ـ از بین دو گزینه بالا که گزینه سمت چپ وزن مخصوص و گزینه سمت راست جرم مخصوص می‌باشد ما وزن مخصوص را انتخاب می‌کنیم و جرم مخصوص را خود نرم افزار به ما می‌دهد . (اگر گزینه جرم مخصوص را انتخاب کنیم در آنصورت بایستی مقدار جرم مخصوص را وارد کنیم) .

ـ مقدار وزن مخصوص را با توجه به جدول پیوست ۶ – ۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر می‌گیریم .

۳) قسمت (Mechanical Property Data) :

توضیحات :

ـ بخش اول مدول الاستیسیته بتن می‌باشد که طبق بند ۹-۱۳-۷-۱ از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$\mathbf{E_c = (3300 \sqrt{fc} + 6900) (\frac{\gamma}{23})^{1.5}}$$

fc : مقاومت فشاری بتن

γ : جرم مخصوص بتن

اگر مقاومت مشخصه بتن را ۲۱ مگا پاسکال در نظر بگیریم مدول الاستیسیته برابر مقدار زیر خواهد بود :

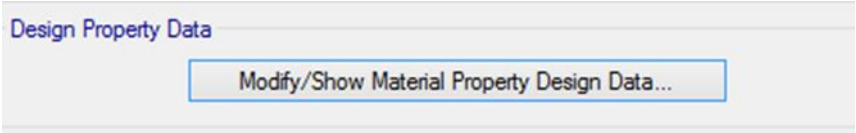
$$E_c = (3300 \sqrt{21} + 6900) (\frac{24}{23})^{1.5} = 24956.57 \text{ MPa} = 2.495E+9 \text{ Kgf/m}^2$$

ـ بخش دوم مربوط به ضریب پوآسون بتن می‌باشد که طبق بند ۹-۱۳-۷-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برابر 0.15 می‌باشد .

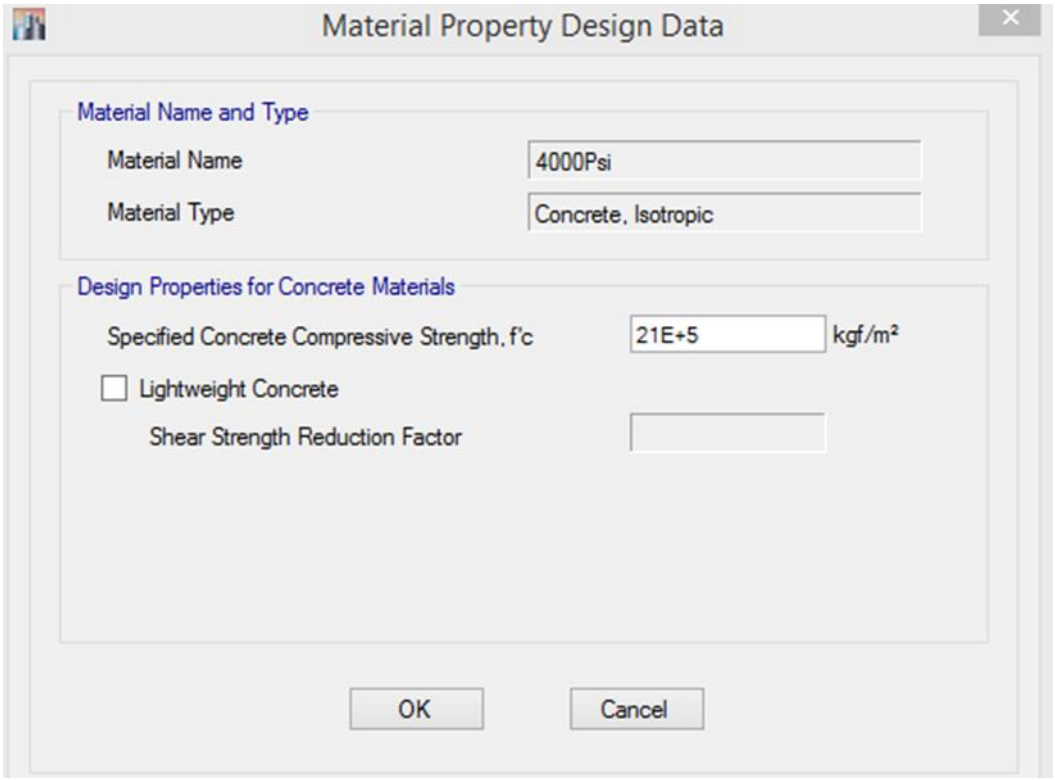
ـ بخش سوم مربوط به ضریب انبساط حرارتی می‌باشد که طبق بند ۹-۱۳-۷-۳ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (10^{-5} / C 1) در نظر گرفته خواهد شد .

ـ بخش چهارم مربوط به مدول برشی است که خود نرم افزار با استفاده از رابطه (G = E / 2 (1+ν محاسبه می‌کند .

۴) قسمت (Design Property Data) :



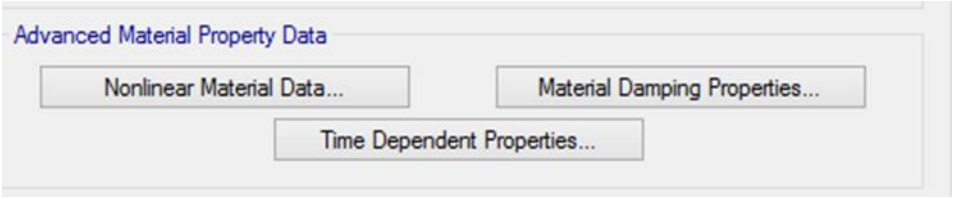
با کلیک بر روی گزینه Modify اطلاعات خواص طراحی را ویرایش خواهیم کرد :



توضیحات : در این قسمت مقاومت فشاری بتن (fc) را وارد خواهیم کرد .

نکته : اگر گزینه Light Weight Concrete را فعال کنیم که مربوط به بتن سبک می‌باشد بایستی ضریب کاهش مقاومت برشی رادر کادر مربوطه وارد نمائیم .

۵) قسمت (Advanced Material Property Data) :

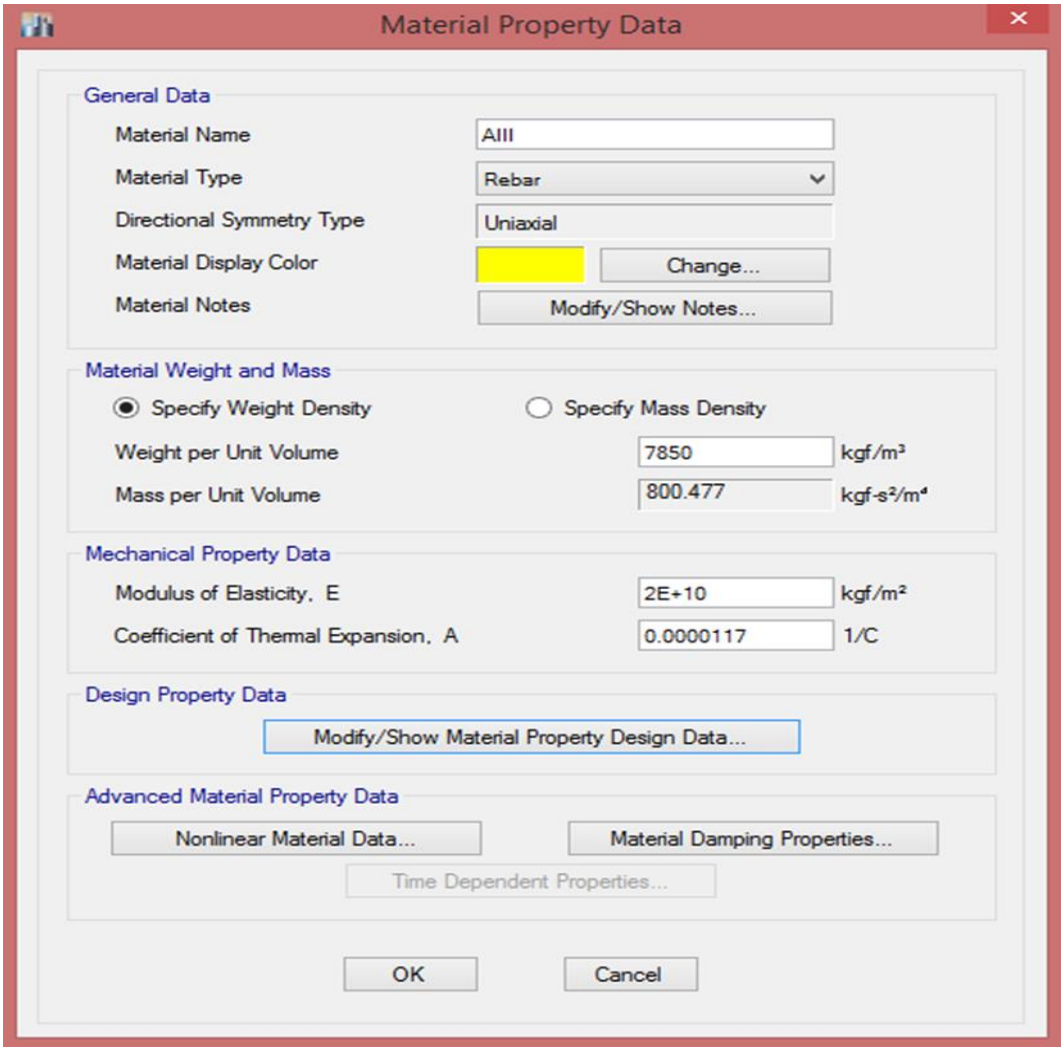


این قسمت مربوط به اطلاعات پیشرفته خواص مصالح نظیر اطلاعات مصالح غیرخطی ، خواص مصالح میراگرها و ... می‌باشد .

در آخر با OK کردن صفحه اصلاحات لازم صورت گرفته و در صفحه Define Material ذخیره خواهد شد .

۳-۴-۲ مشخصات میلگردهای مصرفی :

در ETABS 2013 و ETABS 2015 مشخصات میلگردها نیز قابل تعریف بوده و با Modify کردن A615Gr60 خواهیم داشت:



شکل ۱۲: تعریف مشخصات میلگردها

این پنجره نیز همانند بخش بتن به پنج بخش تقسیم شده است :

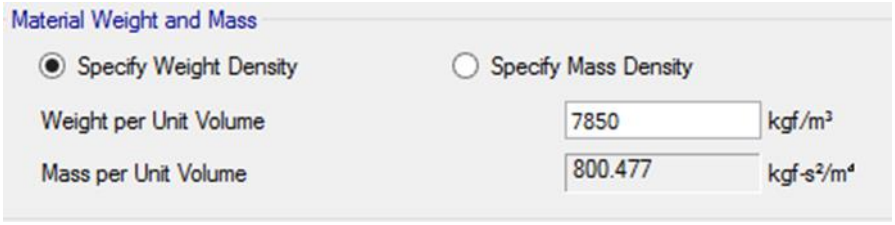
توضیحات :

ـ نام میلگرد را یکبار برای میلگرد AII و یکبار برای میلگرد AIII تعریف خواهیم نمود .

ـ نوع مصالح را از نوع Rebar انتخاب خواهیم کرد .

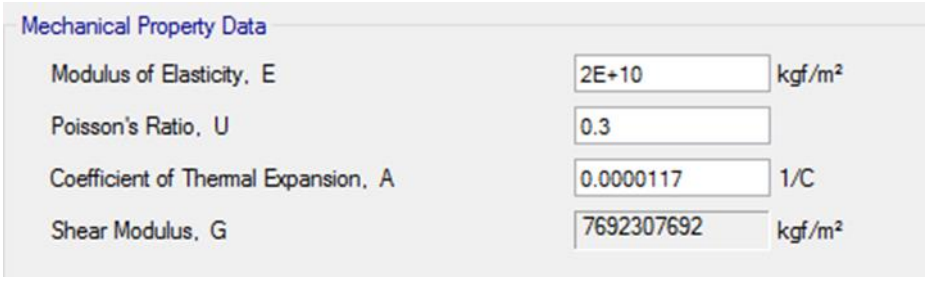
ـ رفتار مصالح از نوع Uniaxial (تک محوری) خواهد بود .

✓ **قسمت (Material Weight Density) :**



در این بخش وزن مخصوص فولاد را با توجه به جدول پیوست ۶-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر می‌گیریم .

✓ **قسمت (Mechanical Property Data) :**



توضیحات :

ـ مدول الاستیسیته فولاد طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برابر ($2*10^5$ (Kgf/m^2) یا 2.0E+9 (MPa) در نظر گرفته می‌شود .

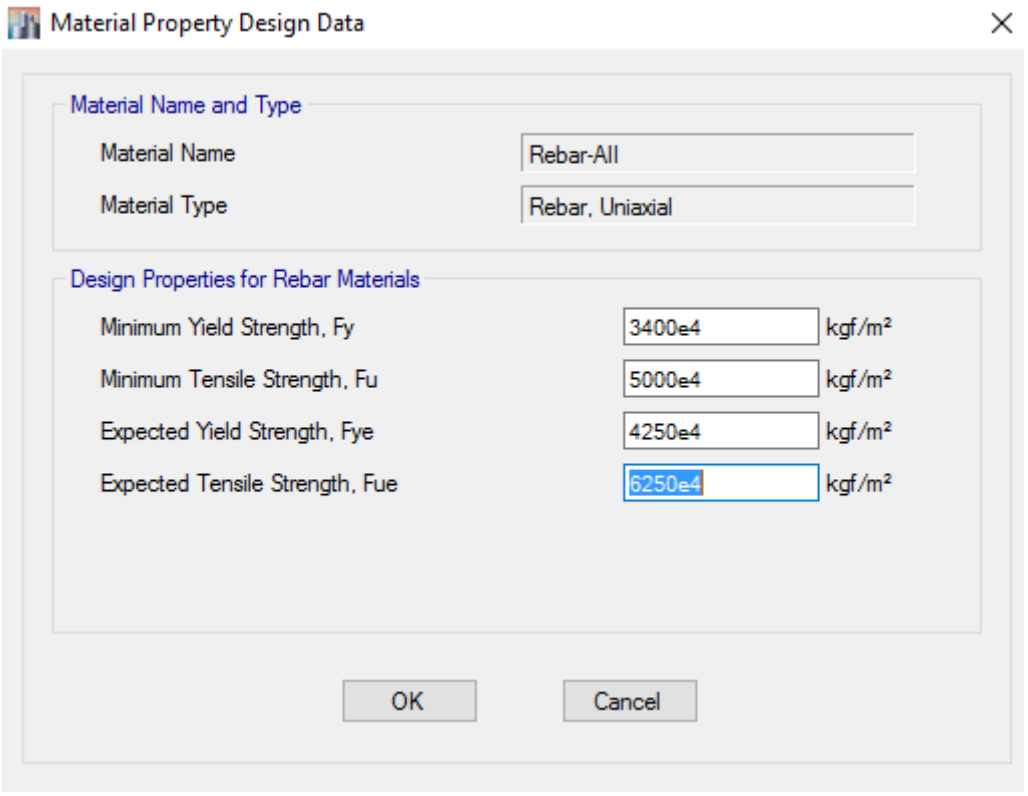
ـ ضریب پوآسون فولاد۳ برابر 0.3 در نظر گرفته می‌شود .

ـ برای ضریب انبساط حرارتی فولادی همان پیش‌فرض برنامه را انتخاب می‌کنیم .

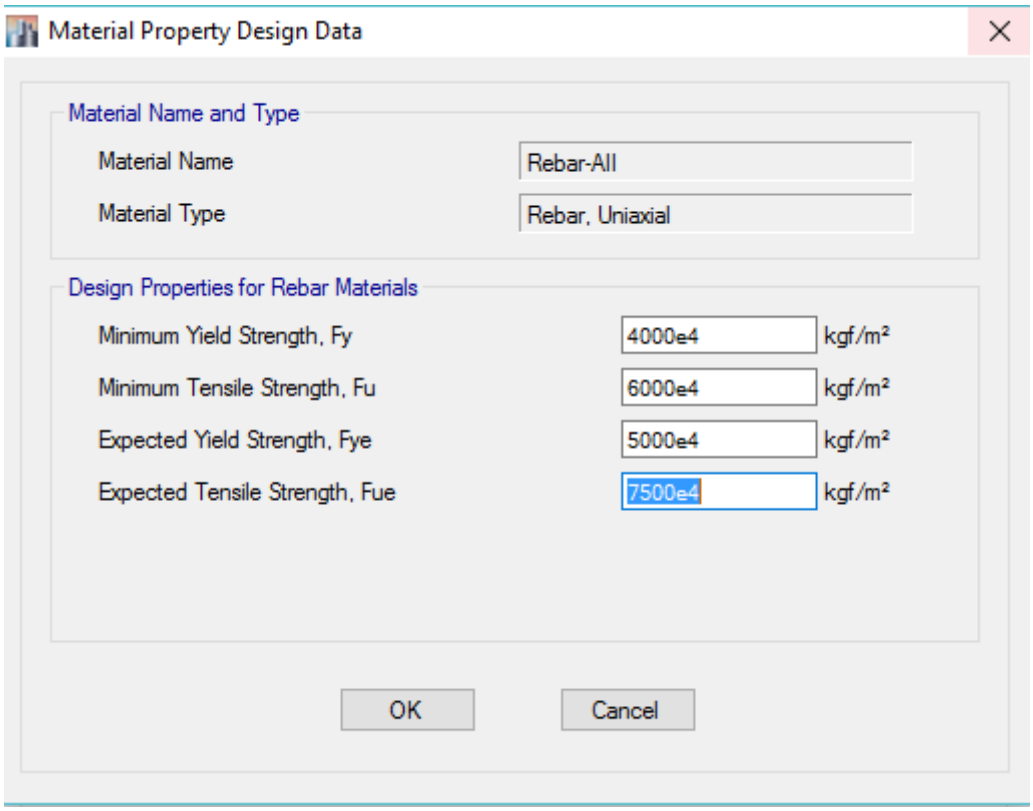
ـ بخش چهارم مربوط به مدول برشی است که خود نرم افزار با استفاده از رابطه ($G = E / 2 (1+\nu)$ محاسبه می‌کند .

ـ با Modify کردن در قسمت Design Property Data مقادیر تنش Fy ، Fu ، Fye و Fue را بصورت زیر اصلاح خواهیم کرد :

مشخصات میلگرد AII

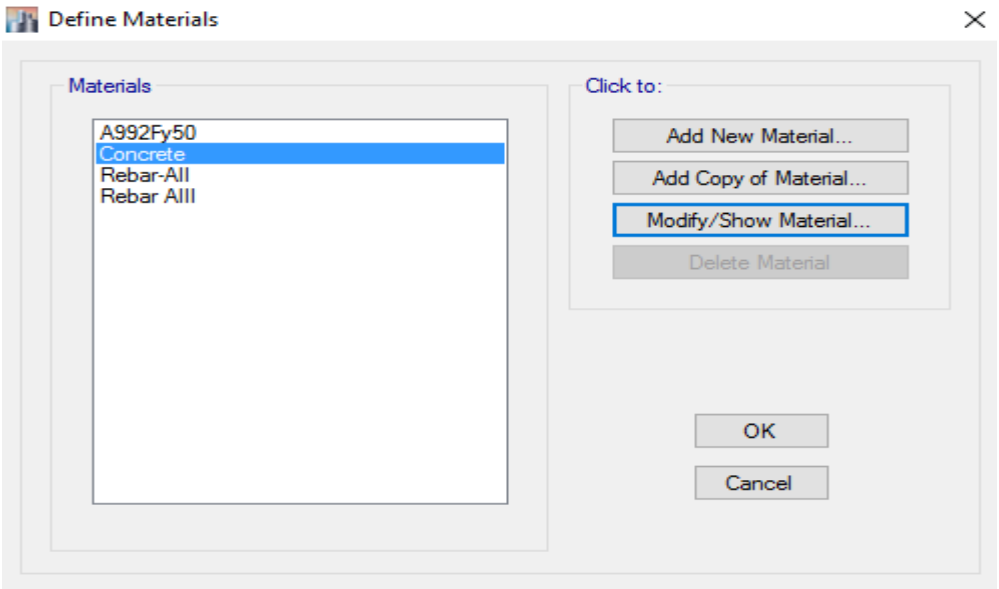


مشخصات میلگرد AIII



دربند ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ مقدار $1.47f_{yd}$ برابر $1.25f_y$ می‌باشد.

در نهایت با OK کردن در صفحه اصلاحات لازم صورت گرفته و در Define Material ذخیره می‌گردد .

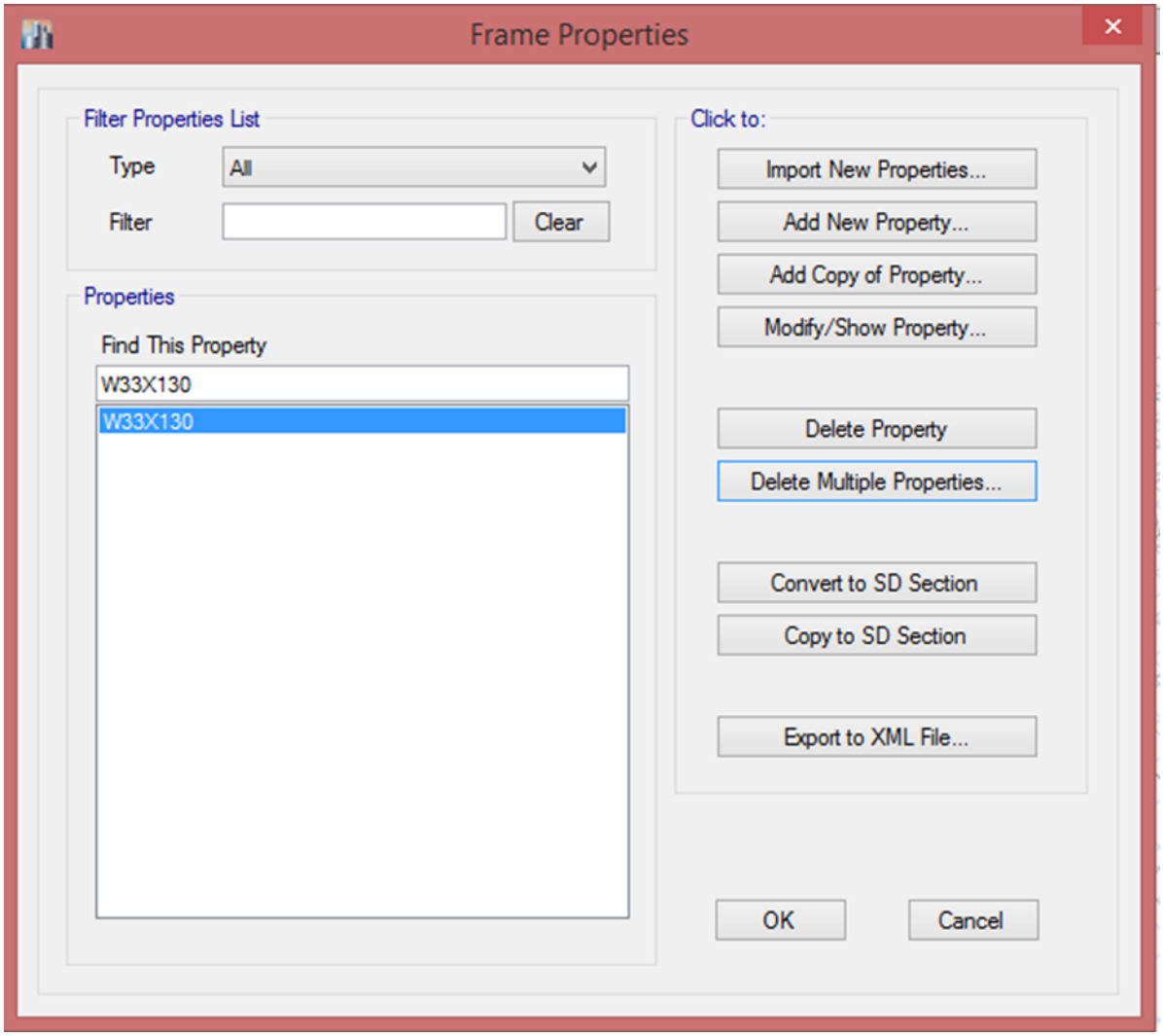


شکل ۱۳: مصالح بتنی و میلگردها بعد از اصلاح مشخصات

۳-۵ تعریف مشخصات مقاطع بتنی :

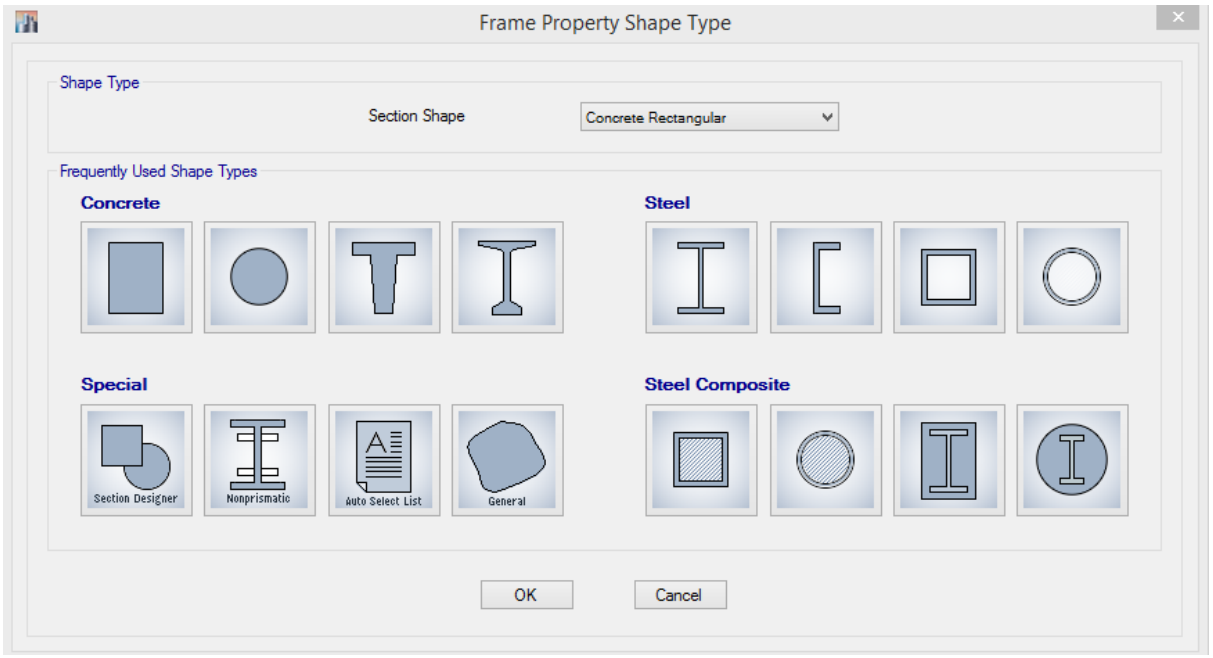
برای تعریف مقاطع از مسیر زیر اقدام می‌نمائیم :

مسیر : Define > Section properties > Frame Section



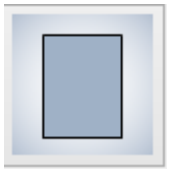
شکل ۱۴ : تعریف مشخصات مقاطع

در صفحه Frame Section که در شکل (۱۴) نشان داده شد گزینه Add New Property را انتخاب کرده و مقاطع را تعریف خواهیم نمود :

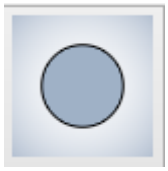


شکل ۱۵: تعریف مقطع دلخواه

در بخش Concrete چهار نوع مقطع برای بتن قابل تعریف است که عبارتند از :



———————> مقاطع مربعی و مستطیلی شکل (Rectangular Section)



———————> مقاطع دایره ای شکل (Circular Section)

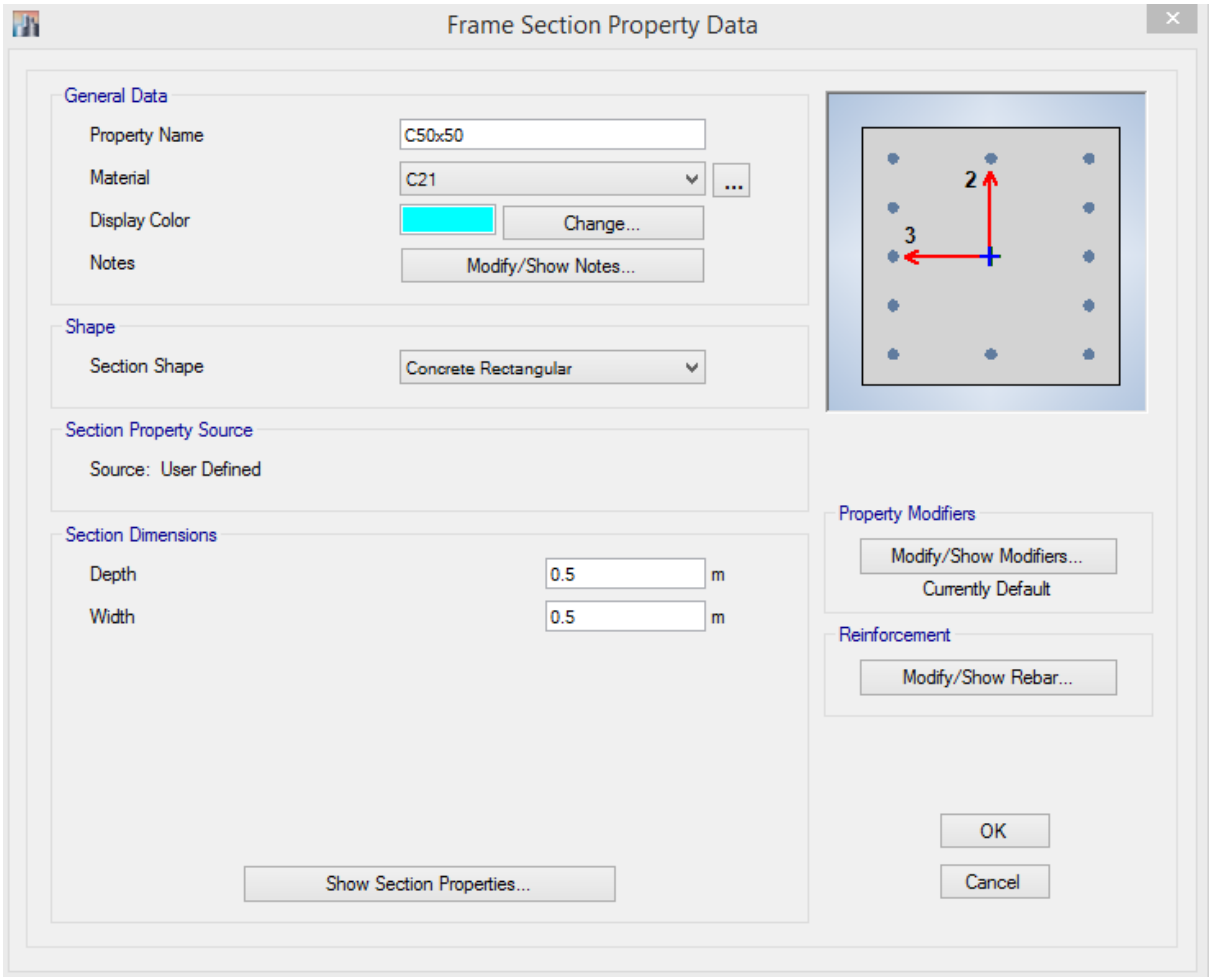
———————> مقاطع T شکل (Tee Section)

<———— شکل I مقاطع پیش ساخته (Precast Concrete I - Section)

در قسمت زیر مقطع تیر و ستون مربعی و مستطیلی را شرح خواهیم داد :

۳-۵-۱ مقطع ستون بتنی :

با انتخاب شکل مقطع که مربعی و مستطیلی می‌باشد پنجره زیر ظاهر شده و تنظیمات مربوطه را بصورت زیر انجام خواهیم داد :



شکل ۱۶ : ساخت مقطع ستون بتنی

ـ در قسمت General Data به ترتیب نام مقطع ، نوع مصالح مصرفی ، رنگ مقطع و نوشته مقطع را اصلاح خواهیم نمود :

- در قسمت نام مقطع معمولاً ابعاد مقطع را وارد می‌کنند . (مثلاً اگر ستون مربعی به اندازه ۵۰ سانتی متر بخواهیم تعریف کنیم C 50 X 50 خواهیم نوشت)
- در قسمت نوع مصالح ، بتنی را که قبلاً در بخش Define Material تعریف کرده بودیم را انتخاب می-کنیم.

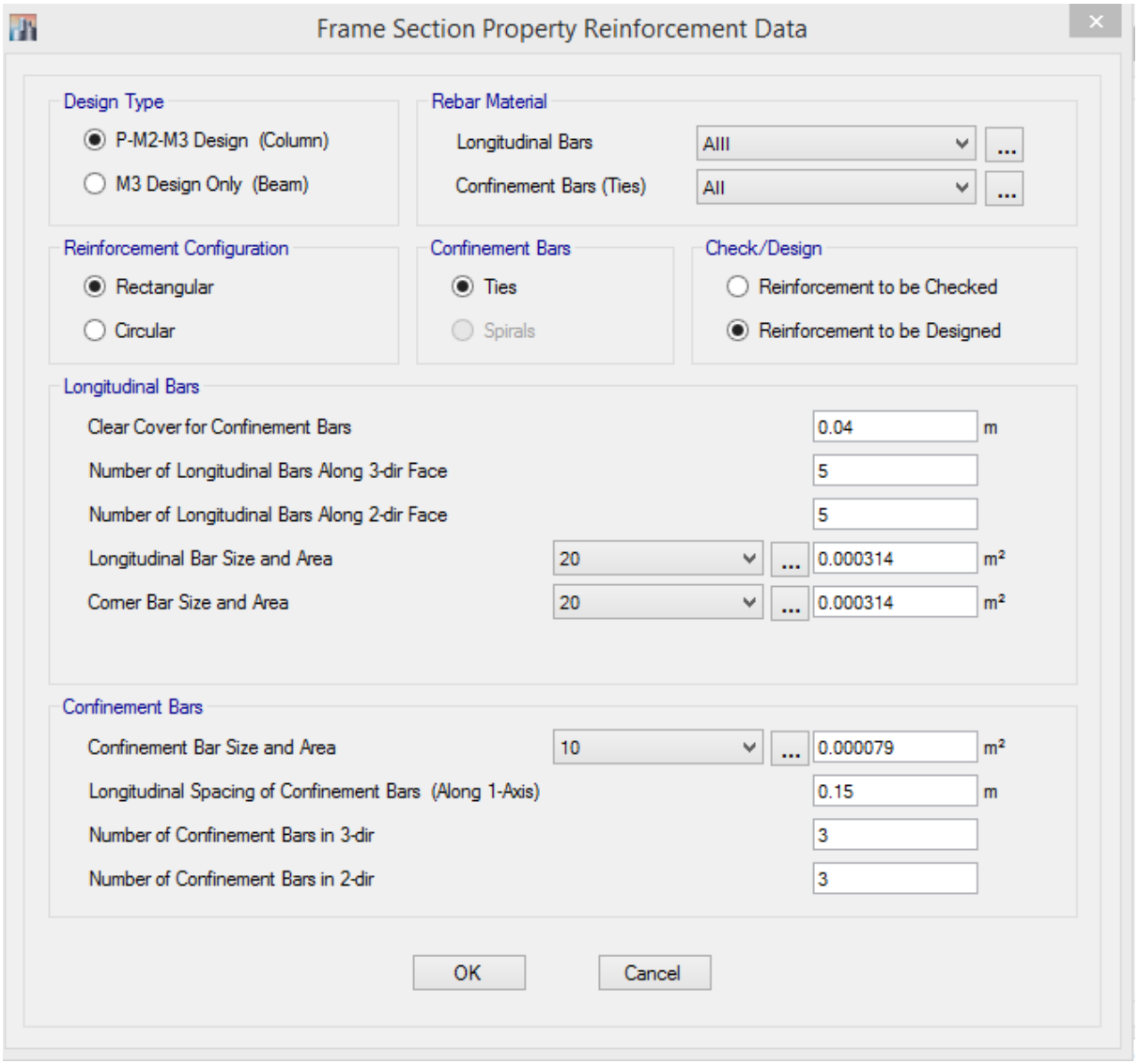
ـ در قسمت Shape شکل مقطع مشخص می‌شود که مربعی، مستطیلی (Concrete Rectangular) می‌باشد .

ـ قسمت Section Property Source منبع مشخصات مقطع می‌باشد که در مصالح بتنی توسط کاربر (User Defined) تعریف می‌شود .

ـ در قسمت Section Dimension ابعاد مقطع را وارد خواهیم نمود .

ـ قسمت Property Modifires مربوط به ضریب اصلاح خواص و صلبیت مصالح از جمله ضریب ترک خوردگی و ... می باشد که در این قسمت نیازی به اصلاح آنها نیست .

ـ قسمت Reinforcement مربوط به میلگردها می‌باشد که با کلیک بر روی گزینه Modify صفحه زیر ظاهر خواهد شد که تنظیمات را بصورت زیر انجام می‌دهیم :



قسمت Design Type :

این قسمت مربوط به نوع طراحی تیر یا ستون می باشد که چون در این بخش ستون مد نظر ما می‌باشد گزینه P - M 2 – M 3 Design (Column) را انتخاب می گردد.

قسمت Rebar Material :

این قسمت مربوط به میلگردها می‌باشد که برای میلگردهای طولی ، میلگرد از نوع AIII و برای میلگردهای عرضی ، میلگرد از نوع AII را که قبلاً تعریف کرده‌ایم انتخاب می‌گردد.

میلگردهای طولی <———— AIII ————> Longitudinal Bars

میلگردهای عرضی <———— AII ————> Confinement Bars (Ties)

قسمت Reinforcement Configuration :

این قسمت مربوط به پیکربندی میلگردها می‌باشد که به دو نوع مستطیلی و دایروی می‌باشد و ما مستطیلی را انتخاب می گردد .

مستطیلی ————> Rectangular

دایروی ————> Circular

قسمت Confinement Bars:

این قسمت مربوط به نوع محصور شدگی (دورگیری) میلگردها می‌باشد که بر اساس نوع میلگرد عرضی انتخاب خواهد شد.

تنگنا ————> Ties

دورپیچ ————> Spirals

قسمت Check / Design :

این قسمت شامل دو بخش است که تفاوت آنها در زیر آورده شده است :

- **حالت Reinforcement To Be Checked** : اگر این حالت انتخاب شود برنامه ظرفیت مقطع را کنترل کرده و از ظرفیتی که مشخص شده است استفاده می‌کند یعنی نرم افزار سطح مقطع لازم را داده و ما با تقسیم آن بر سطح مقطع میلگرد مورد نظر تعداد آن را به دست می‌آوریم .

●**حالت Reinforcement To Be Designed :** اگر این حالت انتخاب شود برای ابعاد و تعداد میلگرد معین نرم افزار سطح مقطع لازم فولاد مصرفی را به دست می‌آورد .

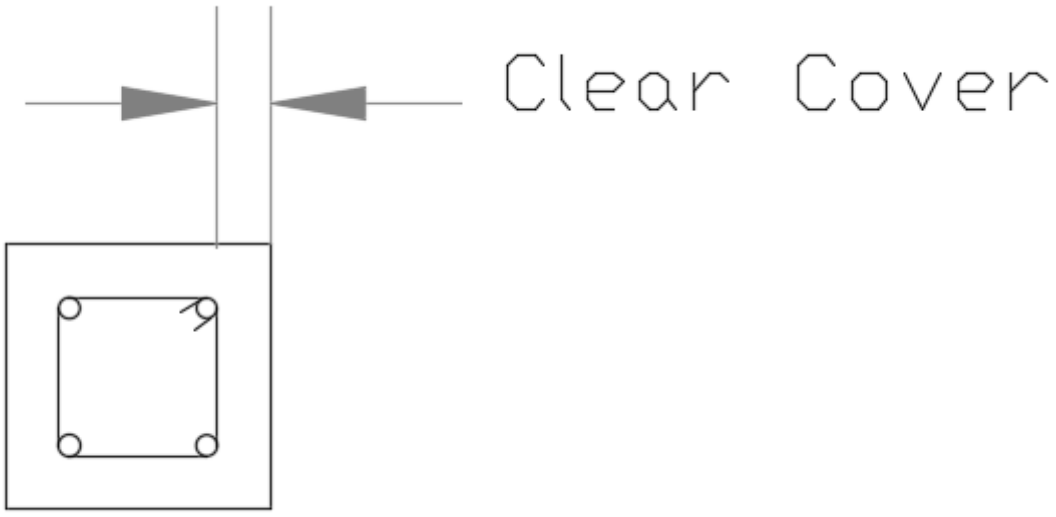
فعلا در این قسمت حالت Reinforcement To Be Designed را انتخاب خواهیم نمود .

قسمت Longitudinal Bars :

این قسمت مربوط به میلگردهای طولی می‌باشد که بصورت زیر آنها را اصلاح خواهیم کرد :

ـ بخش اول مربوط به ضخامت پوشش بتن روی میلگردها می باشد که با توجه به شرایط محیطی و نوع که در ادامه آورده شده است آنرا وارد خواهیم نمود .

توجه : در میلگردهای طولی ستون از بر ستون تا بر خاموت اندازه کاور می باشد .



ـ بخش دوم مربوط به تعداد میلگردها در جهت محور ۳ می‌باشد .

ـ بخش سوم مربوط به تعداد میلگردها در جهت محور ۲ می‌باشد .

ـ بخش چهارم مربوط به اندازه میلگردها و مساحت آنها می‌باشد .

ـ بخش پنجم مربوط به اندازه میلگردهای گوشه و مساحت آنها می‌باشد .

قسمت Confinement Bars :

این قسمت مربوط به میلگردهای عرضی می‌باشد بوده و بصورت زیر آنها را ویرایش خواهیم نمود :

ـ بخش اول اندازه میلگرد عرضی و مساحت آن می‌باشد .

ـ بخش دوم مربوط به فاصله طولی میلگردهای طولی است .

ـ بخش سوم و چهارم مربوط به تعداد ساق‌های خاموت در جهت محورهای ۲ و ۳ می باشد که حداقل بایستی دو عدد باشد .

نکته : در بخش میلگردهای عرضی به منظور محاسبه مناسب پوشش بتنی، قطر میلگرد بایستی به طور صحیح وارد شود و بقیه موارد برای تحلیل خطی لازم نیست .

نکته: به علت احتمال بروز اشتباه و مشکلات در سازه های بتنی بهتر است تا حد امکان تعداد میلگردها در هر دو جهت برابر باشند .

در ستونهای تحت نیروی زلزله و برای سازه های با شکل‌پذیری متوسط و شکل‌پذیری بالا بایستی موارد زیر را که از بندهای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ استخراج شده است را نیز منظور نمود :

۹ ـ ۶ ـ ۸ پوشش بتنی روی میلگردها

۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۱ پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها ، اعم از طولی یا عرضی ، تا نزدیکترین سطح آزاد بتن .

۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۲ مراعات ضخامت پوشش بتنی مطابق بند ۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۳ ، در مورد انتهای میلگردهای مستقیم در کف ها و سقف هایی که در معرض شرایط جوی یا تعریق نباشند ، الزامی نیست .

۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۳ ضخامت پوشش بتنی میلگردها متناسب با شرایط محیطی و نوع قطعه مورد نظر نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹ ـ ۶ ـ ۶ و موارد (الف) و (ب) کمتر باشد :

الف ـ قطر میلگردها (در مورد قطر مؤثر گروه های میلگردها به بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۲ رجوع شود) .*

ب ـ چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه ها

*** بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۲ گروه میلگردهای در تماس**

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۲ ـ ۱ در استفاده از گروه میلگردهای موازی که در آنها میلگردها در تماس با هم بسته می‌شوند تا به صورت واحد عمل کنند ، ضوابط (الف) تا (ج) این بند ، باید رعایت شوند :

الف) تعداد میلگردهای هر گروه برای گره های قائم تحت فشار نباید از ۴ عدد ، و در سایر موارد از ۳ عدد تجاوز کند .

ب) در تمامی موارد تعداد میلگردهای هر گروه در محل وصله ها نباید بیشتر از ۴ باشد .

پ) در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد ، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند . همینطور تعداد میلگردهایی که محورهای آنها در یک صفحه واقع می‌شوند جز در محل وصله ها نباید بیشتر از دو باشد .

ت) در تیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را بصورت گروهی به‌کار برد .

ث) گره های میلگردهای در تماس باید در خاموت های بسته یا دورپیچ محصور شوند .

ج) در مواردی نظیر تعیین محدودیت های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد ، قطر گروه میلگردهای در تماس معادل قطر میلگردی فرض می شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد . ملاک اندازه‌گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی‌ترین سطح گروه میلگرد در امتداد مورد نظر خواهد بود .

۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۴ در صورتی‌که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و بطور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلی متر اختیار شود .

۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۵ در صورتی‌که بتن دارای سطح فرورفته و برجسته (نقش دار یا دارای شکستگی) باشد ، ضخامت پوشش باید در عمق فرورفتگی ها اندازه‌گیری شود .

۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۶ میلگردها و تمامی قطعات و صفحه‌های فولادی پیش‌بینی‌شده برای توسعه آتی ساختمان باید به نحوی مناسب در مقابل خوردگی محافظت شود .

۹ ـ ۶ ـ ۸ ـ ۷ در صورتیکه لازم باشد عضوی دارای درجه آتشپادی معینی باشد ، حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها در برابر حریق باید ضوابط مندرج در فصل بیست و دوم را تأمین نماید .

جدول۱: بر اساس ۹ ـ ۶ ـ ۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلی‌متر) در شرایط محیطی بند ۹ـ ۶ ـ ۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال‌ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوارها و پوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

ـ در صورتیکه حفاظت‌های سطحی اعمال شود ، مقادیر پوشش بتنی را می‌توان تا ۲۰ میلی‌متر کاهش داد .

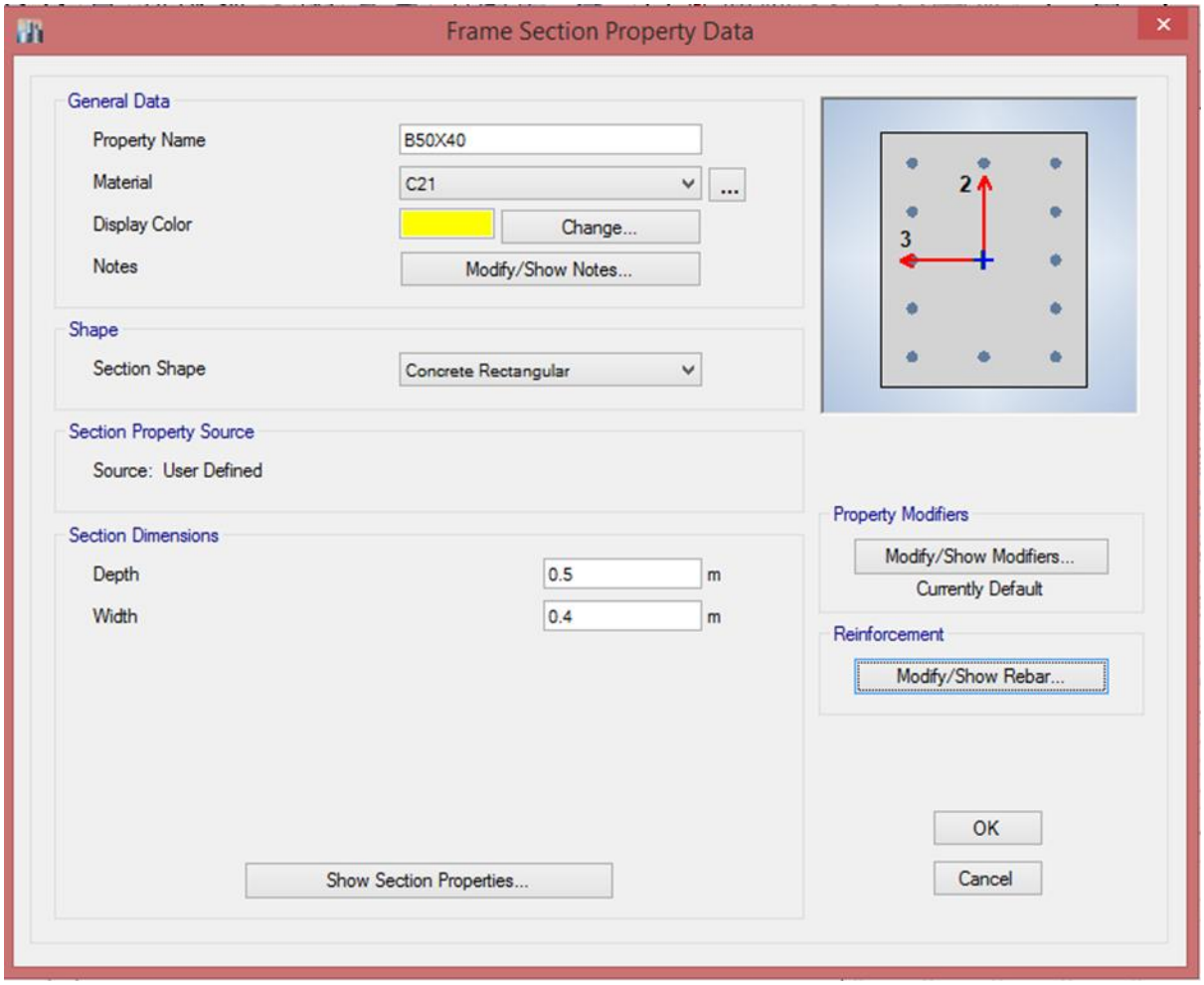
ـ اگر رده بتن به اندازه ۵ مگا پاسکال بالاتر از حداقل رده باشد ، می‌توان ۵ میلی‌متر از مقدار پوشش کاهش داد ، مشروط بر اینکه اندازه پوشش میلگرد از ۲۵ میلی‌متر در محیط متوسط ، ۳۵ میلی‌متر در محیط شدید و ۵۰ میلی‌متر در محیط فوق العاده شدید کمتر نشود .

ـ برای میلگرد با قطر بیش از ۳۶ میلی‌متر ، مقادیر پوشش باید ۱۰میلی‌متر اضافه شود .

ـ در صورت مصرف حباب‌زا ، می توان حداقل رده بتن را ۵ مگا پاسکال کاهش داد .

۳-۵-۲ مقطع تیر بتنی :

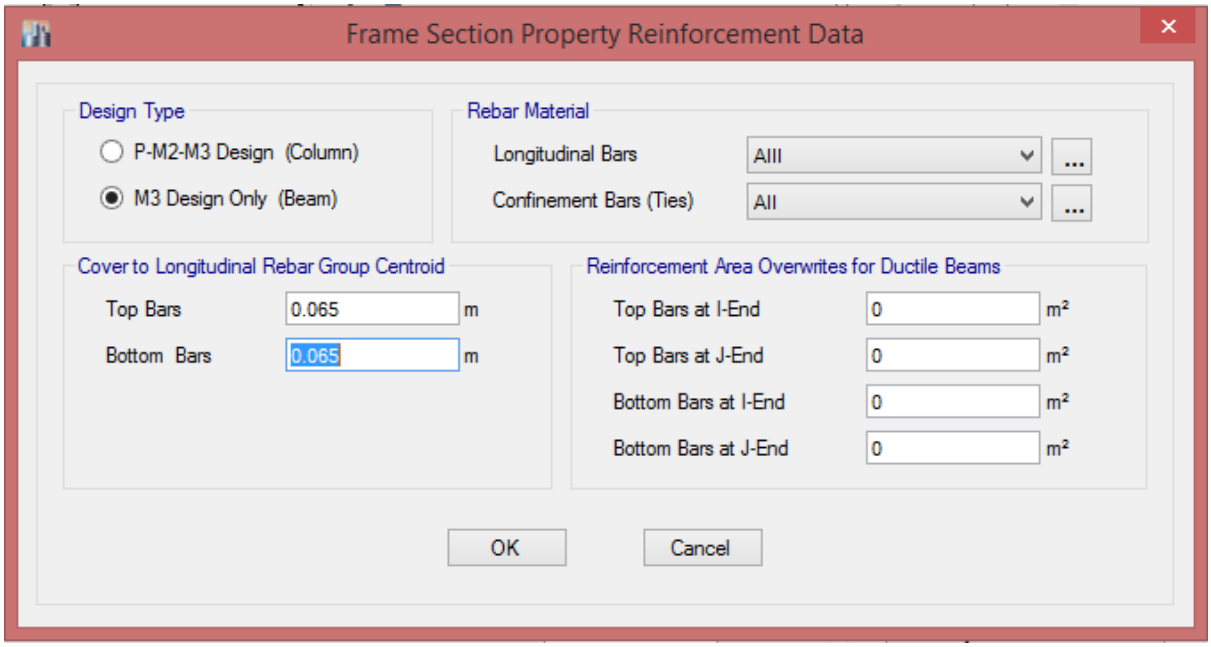
در صفحه Frame Properties با انتخاب گزینه Add New Property و انتخاب شکل مقطع مستطیلی تنظیمات را بصورت زیر انجام می‌دهیم :



شکل ۱۷: ساخت مقطع تیر بتنی

در این صفحه نام مقطع را بر اساس ابعاد تیر انتخاب می‌کنیم (به عنوان مثال تیر به ابعاد ۵۰ در ۴۰ سانتی‌متر را B 50 X 40 تعریف می‌کنیم) و بقیه موارد همانند قسمت مقطع ستون بتنی می‌باشد و در قسمت ابعاد مقطع ابعاد مورد نظر برای تیر را وارد خواهیم نمود .

در قسمت Reinforcement با کلیک بر روی گزینه ... Modify / Show Rebar صفحه زیر ظاهر خواهد شد که تنظیمات لازم را بصورت زیر انجام خواهیم داد :



ـ در قسمت Design Type بر روی گزینه M 3 Design Only (Beam) کلیک می‌کنیم تا مقطع را برای تیر طراحی کنیم. در قسمت Rebar Material میلگردهای طولی را از نوع AIII و میلگردهای عرضی را از نوع AII انتخاب می¬کنیم .ـ در قسمت کاور طبق جدول ۹ ـ ۶ ـ ۶ مقدار آنرا انتخاب خواهیم نمود . (در تیرها پوشش بتنی روی میلگردها « عدد جدول آئین‌نامه + نصف قطر میلگرد + قطر خاموت » می باشد .

در نهایت با OK کردن در صفحه مقاطع تعریف شده در صفحه Frame Section ذخیره خواهند شد .

۹ _ ۱۴ _ ۸ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری

۹ _ ۱۴ _ ۸ _ ۱ پس از تحلیل سازه و تعیین مقادیر نیروهای مؤثر در طراحی که به ازای سختی نظیر مقطع ترک خورده قطعات انجام می‌پذیرد ، برای طراحی قطعات میله‌ای و تعیین مقدار آرماتور فشاری می-توان محدودیت‌های بندهای ۹ _ ۱۴ _ ۸ _ ۲ و ۹ _ ۱۴ _ ۸ _ ۳ را مورد استفاده قرار داد .

۹ _ ۱۴ _ ۸ _ ۲ در صورتیکه قطعه میله‌ای فشاری با دورپیچ یا تنگ ، با یک دیوار یا پایه بصورت یکپارچه ساخته شود ، حداکثر ۴۰ میلی‌متر خارج از دورپیچ یا تنگ‌ها می‌توان جزء محدوده مقطع مؤثر فشاری فرض کرد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۸ ـ ۳ در تعیین مقاومت مقطع و حداقل آرماتور مورد نیاز در یک عضو فشاری که دارای سطح مقطعی بزرگتر از مقدار لازم برای تحمل بارهای موردنظر است ، می‌توان سطح مقطع مؤثر کاهش یافته‌ای که برابر با سطح مقطع لازم برای تحمل بارهای موردنظر می‌باشد در نظر گرفت . این سطح مقطع نباید از نصف سطح مقطع کل کوچکتر باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از 0.01 و بیشتر از 0.06 سطح مقطع کل باشد . محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود . در صورت استفاده از فولاد S400 در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به 0.045 سطح مقطع کل محصور می‌شود .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۲ حداقل تعداد میلگردهای طولی در قطعات فشاری به شرح زیر است :

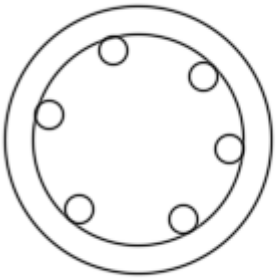
الف ـ میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی ، چهار عدد

ب ـ میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی ، سه عدد

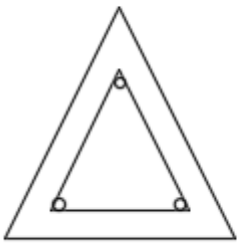
پ ـ میلگردهای داخل دورپیچ ، شش عدد ، مطابق بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۳

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته ، ρ_s ، نباید از مقدار به دست آمده از رابطه (۹ ـ ۱۴- ـ ۸) کمتر باشد :

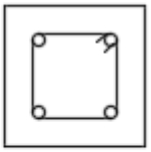
$$\rho_s = 0.6 \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \frac{fcd}{fyd} \qquad (۹ ـ ۱۴ ـ ۸)$$



حداقل ۶ عدد



حداقل ۳ عدد



حداقل ۴ عدد

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ دورپیچ ها

در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت :

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۱ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد مسیر باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید کتر از ۶ میلی‌متر باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۳ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{1}{6}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۵ در هر طبقه ، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۶ در صورتیکه تیرها یا دستک‌هایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد ، باید از محل توقف دورپیچ تا کف دال یا کتیبه سرستون تعدادی خاموت قرار داد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۷ در ستون‌های قارچی با سرستون ، دورپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سرستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۸ دورپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود .

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۹ در صورتیکه که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد ، تعداد فاصله‌های نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند ، اختیار شود :

الف ـ دو عدد برای دورپیچ با قطر کمتر از ۵۰۰ میلی‌متر

ب ـ سه عدد برای دورپیچ با قطر کمتر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلی‌متر

پ ـ چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۱۰ در صورتیکه قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباشد ، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند اختیار شود :

الف ـ سه عدد برای دورپیچ با قطر مساوی یا کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر

ب ـ چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر

۹ ـ ۱۴ ـ ۹ ـ ۴ ـ ۱۱ مهارکردن دورپیچ با 1.5 دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود .

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

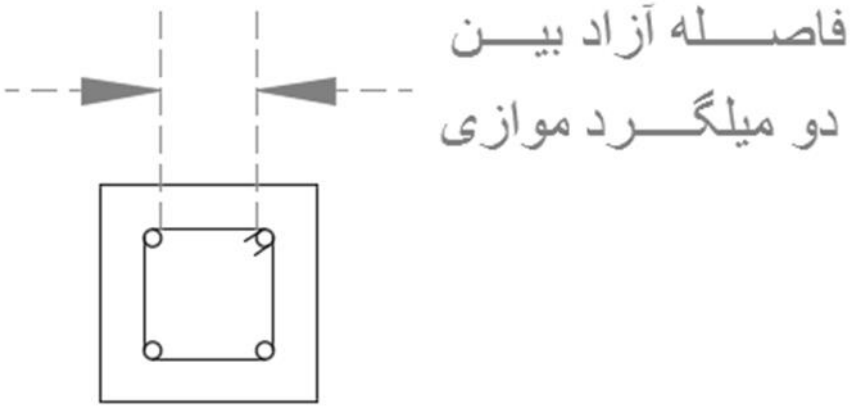
۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۱ ـ ۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد :

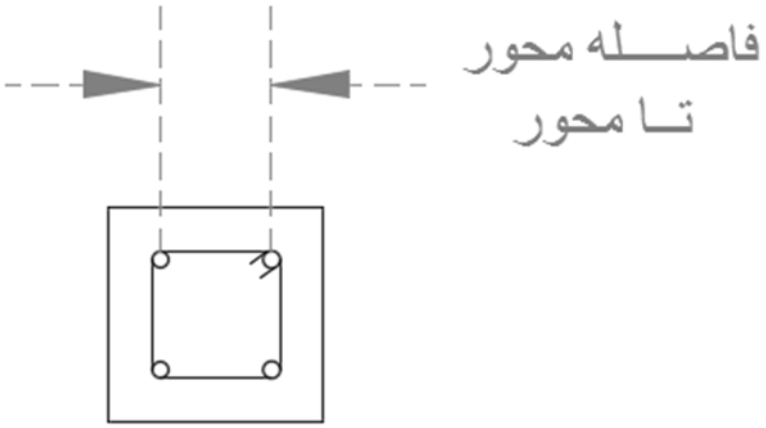
الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن



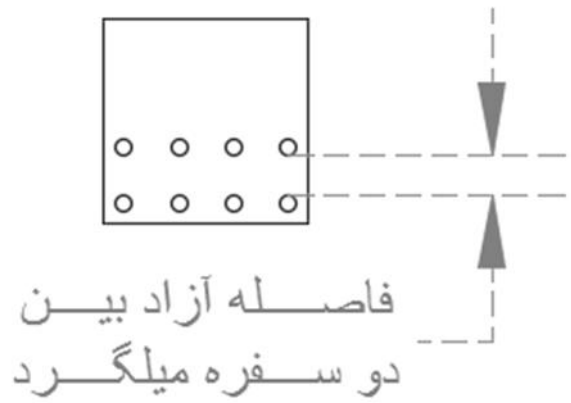
۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۱ ـ ۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر ، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد .



۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۱ ـ ۳ در صورتیکه میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند ، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود ، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۱ ـ ۴ در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۱ ـ ۵ فاصله مجاز بین میلگردها در محل وصله‌های پوششی در بند ۹ ـ ۲۱ ـ ۴ ـ ۱ ـ ۵* ارائه شده است .



* **بند ۹ ـ ۲۱ ـ ۴ ـ ۱ ـ ۵** در اعضای خمشی فاصله محور تا محور دو میلگرد نباید از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد .

در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد .

محل وصله غیر تماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله‌شونده محصور گردد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۲ گروه میلگردهای در تماس

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۲ ـ ۱ در استفاده از گروه میلگردهای موازی که در آنها میلگردها در تماس با هم بسته می‌شوند تا به صورت واحد عمل کنند ، ضوابط (الف) تا (ج) این بند ، باید رعایت شوند :

الف) تعداد میلگردهای هر گروه برای گره های قائم تحت فشار نباید از ۴ عدد ، و در سایر موارد از ۳ عدد تجاوز کند .

ب) در تمامی موارد تعداد میلگردهای هر گروه در محل وصله ها نباید بیشتر از ۴ باشد .

پ) در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد ، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند . همینطور تعداد میلگردهایی که محورهای آنها در یک صفحه واقع می‌شوند جز در محل وصله ها نباید بیشتر از دو باشد .

ت) در تیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را بصورت گروهی به‌کار برد .

ث) گره های میلگردهای در تماس باید در خاموت های بسته یا دورپیچ محصور شوند .

ج) در مواردی نظیر تعیین محدودیت های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد ، قطر گروه میلگردهای در تماس معادل قطر میلگردی فرض می شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد . ملاک اندازه‌گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی‌ترین سطح گروه میلگرد در امتداد مورد نظر خواهد بود .

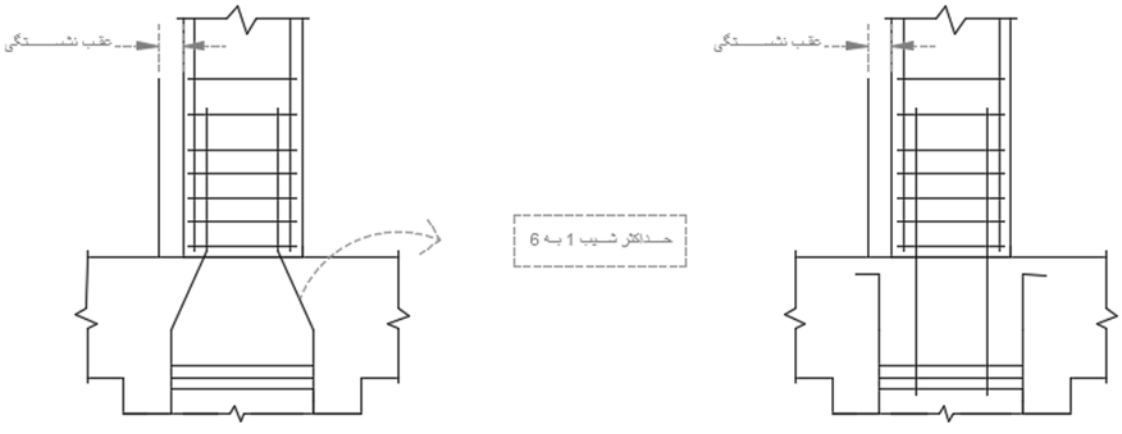
۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۳ میلگردهای انتظار خم شده

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۳ ـ ۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند . قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند .

میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها ، دورپیچ‌ها و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند . مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مؤلفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار ، طرح شود . در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۳ ـ ۲ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۱۱ ـ ۳ ـ ۳ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلی‌متر عقب نشستگی یا پیش-آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید بصورت خم شده به کار برده شوند ، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش‌بینی شوند . در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند .



عقب رفتگی کمتر از ۷۵ میلی‌متر عقب رفتگی بیشتر از ۷۵ میلی‌متر

۹ ـ ۲۳ ـ ۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹ ـ ۲۳ ـ ۳ ـ ۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le 0.15\, f_{cd}\, A_g$)

۹ ـ ۲۳ ـ ۳ ـ ۱ ـ ۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند :

الف ـ ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد .

ب ـ عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد .

پ ـ عرض مقطع نباید :

ـ بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی ، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی ، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی ، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی

ـ بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی ، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود .

۹ ـ ۲۳ ـ ۳ ـ ۱ ـ ۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد ، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر ، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد .

۹ ـ ۲۳ ـ ۳ ـ ۱ ـ ۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹ ـ ۲۳ ـ ۳ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها ، هم در پایین و هم در بالا ، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{fy}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{fc}}{fy}$ نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از۰/۰۲۵ اختیار شود . حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند . ضابطه بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۳ *در این حالت نیز معتبر است .

* **بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۳** در صورتیکه سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات ۹ ـ ۱۴ ـ ۳ * کمتر از مقادیر حاصل از بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۱** و ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۲ ***باشد در همه حالات شکل-پذیری، قرار دادن ۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.

*** بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۳ فرضیات طراحی مقطع**

۹ ـ ۱۴ ـ ۳ ـ ۱ در هر مقطع توزیع تغییرشکل‌های نسبی فولاد و بتن در ارتفاع مقطع ، خطی در نظر گرفته می‌شود . این فرض در مقاطع خمشی با ارتفاع زیاد ، تیرهای عمیق ، که شامل تیرهای با نسبت ارتفاع مقطع به دهانه آزاد بزرگتر از $\frac{۱}{۲}$ می‌باشد ، مورد قبول نیست .

در این‌گونه مواقع توزیع تغییرشکل‌های نسبی مذکور غیر خطی منظور می‌گردد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۳ ـ ۲ حداکثر تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری ، ε_{cu} مطابق جدول ۹ ـ ۱۴ ـ ۱ در نظر گرفته می‌شود .

جدول ۹ ـ ۱۴ ـ ۱

رده بتن	C۱۲ تا C۵۰	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ε_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

۹ ـ ۱۴ ـ ۳ ـ ۳ تنش فولاد برای تغییرشکل‌های نسبی کوچکتر از مقدار نظیر جاری شدن ، $\varepsilon_y = \frac{fv}{Es}$ باید برابر با $\varphi_s\ E_s\ \varepsilon_s$ وبرای تغییرشکل‌های نسبی بزرگتر از مقدار نظیر جاری‌شدن باید مستقل از تغییرشکل نسبی و برابر با $\phi_s\ f_y$ در نظر گرفته شود .

۹ ـ ۱۴ ـ ۳ ـ ۴ در طراحی مقاطع تحت خمش و یا نیروی محوری کششی ، از مقاومت کششی بتن صرف-نظر می‌شود .

۹ ـ ۱۴ ـ ۳ ـ ۵ نمودار تنش فشاری بتن برحسب تغییرشکل نسبی نظیر آنرا می‌توان به هر شکل که پیش‌بینی مقاومت آن بر اساس آن با نتایج آزمایش‌های جامع تطابق قابل قبولی داشته باشد ، در نظر گرفت . نمودار جایگزین می‌تواند بصورت سهمی ـ مستطیل باشد .

۹ ـ ۱۴ ـ ۳ ـ ۶ ضوابط بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۳ ـ ۵ را میـتوان به وسیله یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر مقطع با مقدار $\alpha_1\varphi_c f_c$ که سطح تأثیر آن ، سطح محدود شده در ناحیه فشاری مقطع بین کناره‌های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین ار فشاری می‌باشد ، معادل نمود . ضرایب α_1 و β_1 وابسته به مقدار f_c مطابق روابط (۹ ـ ۱۴ ـ ۳) به دست می‌آید :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$$

(۹ ـ ۱۴ ـ ۳)

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

** **بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۱** در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمش (به جز موارد در بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۳) مقدار آرماتور به‌کار رفته در مقطع ، A_s ، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۹ ـ ۱۴ ـ ۷) برقرار باشد:

(۹ ـ ۱۴ ـ ۷)

$$\rho \geq \max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}, \quad \frac{1.4}{f_y}\right)$$

** **بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۲** در تیرهای با مقطع T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد ρ ، به دست آمده از بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۱ متناظر با سطح مؤثر $A_e = b_w d$ می‌باشد .در اعضای معین استاتیکی با مقطع T شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار به دست آمده از بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۱ متناظر با سطح مقطع مؤثر ، A_e ، که بر اساس جایگزینی b_w با کمترین دو مقدار $۲b_w$ و عرض بال ، محاسبه شده باشد ، خواهد بود .

** بند۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۳ در صورتیکه سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۳ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۱ و ۹ ـ ۱۴ ـ ۵ ـ ۲ ـ ۲ باشد، در همه حالات شکل‌پذیری ، قرار دادن۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.

۳-۶ بارگذاری سازه‌ها

۳-۶-۱ مقدمه

بارگذاری سازه‌ها از مباحثی است که در مجموعه‌ی مهندسی عمران، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. قبل از آنکه به تحلیل و طراحی هر سازه‌ای پرداخته شود، لازم است انواع بار وارد بر آن تعیین شده و مقادیر بار برآورده شوند. هر چه مقادیر بارهای وارد بر ساختمان به صورت واقع بینانه‌تر برآورد شوند، اطمینان بیش-تری در طراحی آن سازه حاصل خواهد شد. بدین جهت لازم است دانشجویان و مهندسان مجموعه‌ی مهندسی عمران، با جزئیات موارد مرتبط با بارگذاری سازه‌ها، آشنایی کامل داشته باشد.

محاسبات ساختمان‌ها اصولاً در چند مرحله انجام می‌گیرد؛ مرحله‌ی اول، شناخت ارزیابی انواع بارهای وارد بر ساختمان و تعیین کمیت‌های عددی برای بارهاست؛ این مرحله را اصطلاحاً بارگذاری می‌گویند. مرحله‌ی

دوم، تحلیل اجزای سازه تحت بارهای اعمالی است؛ این مرحله بر اساس قوانین استاتیک، مقاومت مصالح و تحلیل سازه‌ها انجام می‌گیرد. در پایان این مرحله، نیروهای داخلی اجزای مختلف سازه (به خصوص نیروهای بحرانی) تعیین می‌شوند. مرحله‌ی سوم طراحی اجزایی است که بر اساس قوانین حاکم بر روش-های طراحی (مانند طراحی سازه‌های فولادی و یا طراحی سازه‌های بتن آرمه) انجام می‌گیرد. با این مقدمه مشخص می‌شود که بارگذاری به عنوان نخستین مرحله از محاسبات ساختمان‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و اگر این مرحله به صورت واقع بینانه و به دور از اشتباه صورت نگیرد، محاسبات سایر مراحل نیز به جواب‌های قابل قبول نخواهد رسید. در مباحث بارگذاری، بارها به دو دسته‌ی اصلی تقسیم می‌شوند: بارهای قائم و بارهای جانبی. بارهای قائم به صورت مشخص در راستای ثقل زمین عمل می‌کنند؛ در حالی که بارهای جانبی به صورت افقی بر ساختمان اعمال می‌شوند. بارهای مرده، زنده و بار برف موارد مشخصی ازبارهای قائم می‌باشند. هم چنین به عنوان بارزترین بارهای جانب، از بارهای باد وزلزله می‌توان نام برد.

۳-۶-۲ تعاریف

اثرات بار: نیروها یا تغییرشکل‌هایی که در اعضای سازه‌ای در اثر بارهای اعمالی ایجاد می‌شود.

بارها: نیروها یا سایر عواملی که ناشی از وزن کل مصالح سازه، ساکنان آن و سایر لوازم داخلی بوده یا ناشی از اثرات محیطی، تغییرات حرکتی، و تغییرات ابعاد مقید می‌باشد. بارهای ثابت بارهایی هستند که تغییرات آن‌ها در طول زمان به ندرت اتفاق می‌افتد. سایر بارها، بارهای متغیر می‌باشد.

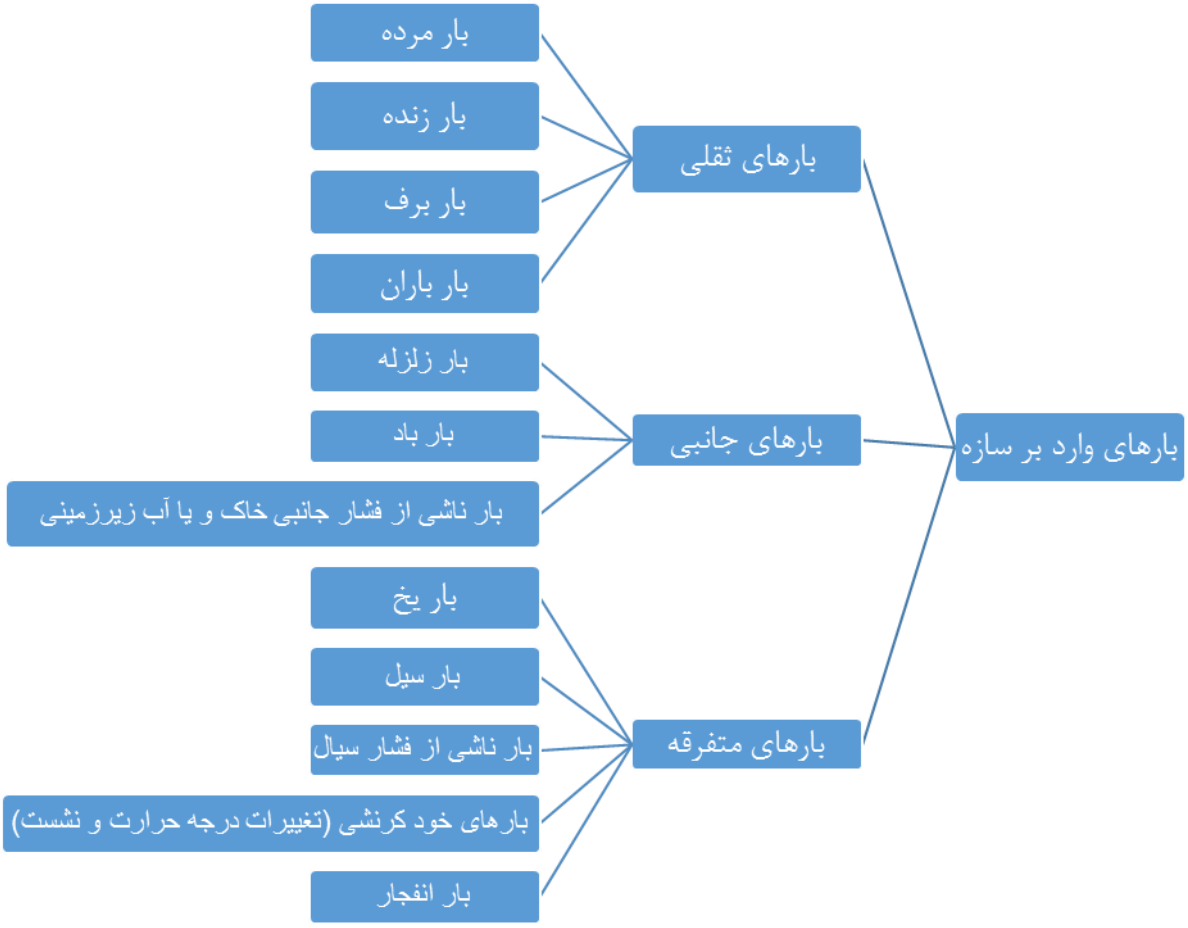
بارهای اسمی: بزرگی بارهای تعریف شده در مبحث ۶ برای بار مرده، زنده، خاک، باد، برف، یخ، باران، سیل، زلزله و انفجار می‌باشد.

بار ضریبدار: به حاصلضرب بار اسمی در ضریب اطلاق می‌گردد.

ساختمان‌ها: سازه‌هایی که با دیوار و سقف محصور بوده و برای تامین سرپناه یا بهره‌برداری دیگری ساخته می‌شود.

✓ آشنایی با انواع بارها

به طور کلی محاسبه بارهای وارد بر سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام می‌شود.



✓ بار مرده (Dead Loads)

طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان‌ها مانند: تیر و ستون‌ها، دیوارها، کف‌ها، بام، سقف، راه‌پله، نازک‌کاری، پوشش‌ها و دیگر بخش‌های سهیم در اجزائ سازه‌ای و معماری. همچنین وزن تاسیسات و تجهیزات ثابت شامل وزن جراثقل ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می‌شود.

✓ وزن اجزای ساختمان و مصالح مصرفی

در محاسبه بارهای مرده، باید وزن واقعی مصالح مصرفی و اجزای ساختمان مورد استفاده قرار گیرد. برای انجام محاسبه، در صورت عدم وجود اطلاعات معتبر، جرم واحد حجم و یا جرم واحد سطح اجزای ساختمانی، باید به شرح مندرج در جدول ارائه شده در ادامه در نظر گرفته شوند.

✓ وزن تاسیسات و تجهیزات ثابت

وزن تاسیسات و تجهیزات ثابت از قبیل لوله‌های شبکه آب و فاضلاب، تجهیزات برقی، گرمایشی، تجهیزات تهویه‌ای و سیستم تهویه مطبوع باید به نحو مناسبی برآورد شده و در محاسبه بارهای مرده منظور شود. چنانچه احتمال اضافه شدن این نوع تجهیزات در آینده وجود داشته باشد وزن آنها نیز باید در نظر گرفته شود .

✓ مفهوم بار مرده

بار مرده عبارت است از وزن تمام قسمت‌های ثابت ساختمان شامل: وزن دیوارها، کف‌ها، بام‌ها، جداکننده-های غیر قابل انتقال (با تمام پوشش نازک کاری) وسایل تجهیزات ثابتی که در تمام طول عمر سازه با آن همراه خواهند بود. بارهای مرده هم موقعیت ثابتی دارند و هم مقدار ثابتی. وزن اجزای نصبی در سازه نیز جز بار مرده محسوب می‌شود.

برای بدست آوردن بارمرده باید مراحل زیر صورت گیرد:

۱) جزئیات اجرایی بخش‌های مختلف ساختمان تعیین می‌شود

۲) وزن قسمت‌های مختلف با توجه به حجم و وزن مخصوص آنها

نحوه اعمال بار مرده :

۱) گسترده سطحی؛ مثل بار سقف

۲) گسترده خطی؛ مثل بار تیر یا دیوار محیطی

۳) متمرکز؛ مثل وزن تجهیزات نصبی

۴) گسترده سطحی معادل؛

وزن مخصوص مصالح آن قطعه * حجم قطعه = بار مردهٔ یک قطعه

با توجه به رابطه بالا برای محاسبه بار مردهٔ یک قطعه باید وزن مخصوص آن قطعه را بدانیم. وزن مخصوص مصالح مختلف بتنی را می‌توانید از جداول پیوست (۶ – ۱) از مبحث ششم تعیین کنید.

جدول ۲: جرم مخصوص مواد (بتن‌ها)

شرح	جرم واحد حجم(کیلوگرم بر مترمکعب)
بتن با شن و ماسه معمولی	۲۴۰۰
بتن‌آرمه و بتن پیش‌تنیده با شن و ماسه معمولی	۲۵۰۰
بتن با سرباره کوره آهن گدازی	۱۷۵۰
بتن‌های سبک هوادار و گازی (فوم بتن)	۶۰۰
بتن با سنگدانه سبک	۱۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)
بتن اسفنجی	۵۰۰ تا ۹۰۰ (بسته به نوع)
بتن با خرده آجر	۱۷۰۰
بتن با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰
بتن با پوکه صنعتی و سیمان	۱۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)

- ✓ دتایل‌ها، محاسبات بار مرده و تنظیمات نرم‌افزاری انواع سقف‌های متداول در سازه‌های بتنی و فولادی در بخش مربوط به پوشش کف‌ها ( ) آورده خواهد شد.
- ✓ دتایل‌های مربوط به انواع دیوارهای مورد استفاده در سازه‌ها نیز در بخش مربوط به نرم‌افزار آورده خواهد شد.

- ✓ **بار زنده (Live Load) بند ۶ – ۵**

طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار زنده بار غیر دائمی است که در حین استفاده و یا بهره‌برداری از ساختمان و یا سایر سازه‌ها به آنها وارد شود و شامل بارهای حین ساخت و یا بارهای محیطی مانند بار باد، بار برف، بار باران، بار زلزله، و یار بارهای مرده نمی‌شود.

- ✓ **بار زنده بام (Live Roof)**

باری بر روی بام که توسط کارگران، تجهیزات و مصالح در حین انجام تعمیرات بر روی آن بدان وارد شده و یا توسط اشیاء متحرکی چون گلدان و یا لوازم تزئینی کوچک که ارتباطی با استفاده از ساختمان در طول عمر بهره‌برداری آن نداشته باشند، به آن اعمال شود.

بار زنده: بارهای غیر دائمی که در هنگام بهره‌برداری و استفاده از ساختمان بر سازه وارد می‌گردد به مانند وزن اشخاص و اشیائی که در داخل ساختمان به حرکت در می‌آیند یا به عبارت دیگر بار وظیفه‌ای ساختمان است و طراحی ساختمان برای آن صورت می‌گیرد. بار زنده متغیر زمان ومکان است و مقدار و مکان غیر ثابتی دارد.

بار زنده دو نوع است:

۱ – بار زنده استاتیکی: تغییرات کند وآهسته است گسترده و متمرکز (در لحظه ساکن هستند)

۲ – بار زنده دینامیکی یا بار ضربه‌ای تغیرات شدید و ناگهانی استو تاثیر اضافی دارد (ساکن نیستند)

- ✓ توجه : در ساختمان‌های متعارف فقط بار ناشی از آسانسور می‌تواند اثرات دینامیکی داشته باشد که در ادامه مطالب مربوط به آسانسور آورده خواهد شد.

- ✓ مقدار بارهای زنده با توجه نوع کاربری ساختمان و یا هر بخش از آن و مقداری که احتمال دارد در طول عمر ساختمان با آن وارد گردد، تعریف می‌شود. تعیین مقدار بار زنده بر اساس مطالعات آماری است که توسط آیین‌نامه باید بیان شود.
- ✓ لازم است بدانید که مقدار و نحوه توزیع بارهای زنده در یک لحظه معین نامشخص است و حتی شدت حداکثر آنها نیز در طول عمر ساختمان با دقت خوبی معلوم نمی‌شود.
- ✓ بار زنده بام: بار زنده‌ای مطابق با مقدار توجیه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان
- ✓ بار برف: به طور کلی بارش برف و انباشته شدن آن بر روی بام، باعث ایجاد بار ثقلی بر روی سازه خواهد شد. به میزان بارش برف در منطقه، موقعیت جغرافیایی، محل سازه و عضو از لحاظ برف-گیری شکل سازه و آفتابگیر بودن بستگی دارد. باری مطابق با محاسبات و ضوابط تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بر اساس شرایط و موقعیت ساختمان.
- ✓ بار تجمعی باران: در طول مدت بهره‌برداری از ساختمان، ممکن است زهکش‌های اصلی بام دچار گرفتگی شده و آب باران بر روی بام انباشته شود. وزن ناشی از انباشتگی آب باران بر روی بام، باعث ایجاد نیروهای اضافی در اعضای سازه خواهد شد (برای جلوگیری از انباشت آب، آیین‌نامه تعبیهٔ زهکش ثانویه در بام را توصیه کرده است). جالب است بدانید که با توجه به ویرایش سال ۱۳۹۲ از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مقدار بار ناشی از باران باید محاسبه شود.

بار زنده گسترده یکنواخت : بار زنده‌ای که در طراحی ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها به کار می‌رود، باید بیشترین بار مورد انتظار برای کاربری مورد نظر بوده و در هیچ حالتی نباید از حداقل بارهای یکنواخت داده شده در جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، با در نظر گرفتن میزان کاهش‌های مجاز کمتر نباشد.

✓ **ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده (Live partition)**

در ساختمان‌های اداری و سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این باررا می‌توان حداقل به ۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع کاهش داد، مشروط بر آنکه وزن یک متر مربع از این دیوارهای جدا کننده و ملحقات آنها از ۰/۴ کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی که وزن هر متر مربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد.

استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم کننده نیست.

$$\textbf{بار گسترده تیغه‌بندی} = \frac{\text{وزن یک متر مربع تیغه*وزن کل تیغه‌ها در یک طبقه*ارتفاع تیغه ها}}{\text{مساحت طبقه}}$$

نکته۱: در صورتیکه وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جدا کنند از Kg ۲۰۰ بیشتر باشد وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده در محل واقعی خود اعمال می گردد یعنی نباید برای آن بار گسترده حساب کرد.

نکته۲: وزن تیغه بندی جزء بارهای زنده می‌باشد اگر نکته بالا شامل نشود .

✓ نامناسب ترین وضع بارگذاری

در تیر های یکسره و در قاب های نامعین در مواردی که بار زنده بیش از ۴۰۰kg و یا بیشتر از ۱/۵ برابر بار مرده است موقعیت قرارگیری بار زنده در دهانه‌های مختلف باید طوری در نظر گرفته شود که بیشترین اثر

مورد نظر را در عضو سازه‌ای ایجاد نماید. برای این منظور کافیست علاوه بر حالت قرار دادن بار زنده در تمام دهانه‌ها حالت‌های بارگذاری زیر در نظر گرفته شود:

الف) قرار دادن بار زنده در دو دهانه مجاور

ب) قرار دادن بار زنده به صورت یک در میان در دهانه‌ها

جدول۳: بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام ها		
۱-۱	**بام های معمولی تخت، شیب دار و قوسی**	۱/۵[۱]	۱/۳
۱-۲	بام با پوشش سبک	۰/۵	۱/۳
۱-۳	بام های دارای باغچه و گلخانه	۵	---
۱-۴	بام هایی با پوشش پارچه‌ای با سازه اسکلتی	۰/۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱/۳
۱-۵	بام هایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	---
۱-۶	قاب های نگهدارنده یک فضابند	۰/۲۵ (غیر قابل کاهش، فقط به اعضای قابها وارد می‌شود)	۱
۲	سالن ها و محل های تجمع و ازدحام		
۲-۱	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی-های ثابت (چسبیده به کف)	۳[۳]	---
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی-های ثابت	۵[۳]	---
۲-۳	سالن های غذاخوری و رستوران ها	۵[۳]	---
۲-۴	سینماها و تئاترها	۵[۳]	---
۲-۵	صحنه سینماها و تئاترها	۷/۵[۳]	---
۲-۶	سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و...	۷/۵[۳]	---
۲-۷	شبستان مساجد و تکایا	۶[۳]	---
۲-۸	سالن انتظار و ملاقات	۵[۳]	---
۲-۹	پایانه های مسافربری	۶[۳]	
۳	راهروها، راه پله‌ها و بالکن ها		
۳-۱	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	---
۳-۲	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	---
۳-۳	**راه‌پله و راههای منتهی به دربهای خروجی**	۵[۴ و ۱۴]	۱/۳

۳-۴	راه پله اضطراری	۵	۱/۳
۳-۵	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تاسیسات	۲	۱/۳
۳-۶	بالکن ها	۱/۵ برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها. لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.	---
۴	ساختمان ها و مجتمع های مسکونی		
۴-۱	**اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-انبار-راهروها)**	**۲**	---
۴-۲	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	---
۵	هتل ها – فروشگاه ها		
۵-۱	اتاق‌ها و سایر فضاهای هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاه‌ها	۲	---
۵-۲	فروشگاه‌های کوچک و خرده فروشی – همه طبقات	۶[۳]	۴/۵
۵-۳	فروشگاه‌های کوچک و خرده فروشی – کف سایر طبقات	۳/۵	۴/۵
۵-۴	فروشگاه‌های عمده فروشی – همه طبقات	۶[۳]	۴/۵
۶	ساختمان‌های آموزشی – فرهنگی و کتابخانه‌ها		
۶-۱	کلاس‌های درس، آزمایشگاه‌های سبک	۲/۵	۴/۵
۶-۲	اتاق‌های مطالعه	۳	۴/۵
۶-۳	مخازن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه‌های ثابت	۲/۵[۵] به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۷/۵	۴/۵
۶-۴	مخازن کتاب یا محل بایگانی با قفسه‌های متحرک	۴ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۱۰	۷
۶-۵	راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۵	۴/۵
۶-۶	راهروهای سایر طبقات	۴	۴/۵
۷	ساختمان‌های اداری		
۷-۱	دفاتر کار معمولی	۲/۵	۹
۷-۲	سالن انتظار و ملاقات – راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴/۵	۹
۷-۳	راهروهای سایر طبقات	۳/۵	۹
۸	ساختمان‌های صنعتی		
۸-۱	کارگاه‌های صنعتی سبک	۶[۲][۳][۶]	۹
۸-۲	کارگاه‌های صنعتی متوسط	۱۰[۲][۳][۶]	۱۱
۸-۳	کارگاه‌های صنعتی سنگین	۱۲[۲][۳][۶]	۱۴
۹	ورزشگاه ها و تاسیسات تفریحی		
۹-۱	سالن‌های ورزشی سبک مانند تنیس روی میز – بیلیارد و...	۳/۵[۳]	---

۹-۲	سالن‌های ورزشی و تمرینات بدنی	۵[۳]	---
۹-۳	ورزشگاه‌های دارای صندلی ثابت	۵[۳]	---
۹-۴	ورزشگاه‌های فاقد صندلی ثابت یا دارای نیمکت	۶[۳][۵]	---
۱۰	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی		
۱۰-۱	اتاق‌های بیمار	۲	۴/۵
۱۰-۲	اتاق‌های عمل، آزمایشگاه ها	۳	۴/۵
۱۰-۳	راهروهای طبقه اول	۵	۴/۵
۱۰-۴	راهروهای سایر طبقات	۴	۴/۵
۱۱	محل عبور و پارک خودروها		
۱۱-۱	**محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن**	**۳[۲][۳][۷][۸]**	**۲۰**
۱۱-۲	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۶	۳۰
۱۱-۳	معابر و بخش‌هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	۱۲[۹]	۳۶(۱۵)
۱۲	سایر موارد		
۱۲-۱	سردخانه‌ها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید، حداقل ۱۵	---
۱۲-۲	آشپزخانه‌های صنعتی ورخت شوی خانه‌ها	۵	---
۱۲-۳	تعبیه انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱	---
۱۲-۴	انبارهای سبک	۶[۲]	---
۱۲-۵	انبارهای سنگین	۱۲[۲] و [۱۰]	---
۱۲-۶	موتورخانه‌ها	۷/۵	---
۱۲-۷	اتاق‌های هواساز – پمپ و نظایر آن	۴	---
۱۲-۸	محل فرود بالگرد	۳[۱۱] و [۱۲] و [۱۳]	---
۱۲-۹	کف کاذب در فضاهای اداری	۲/۵	۹
۱۲-۱۰	کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر	۵	۹
۱۲-۱۱	اتاق آسانسور	۳/۶	۱/۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰*۵۰ میلی متر وارد شود)
۱۲-۱۲	هرگونه ساختمان دیگر	۱	

۱) چنانچه بار زنده گسترده یکنواخت بام مطابق بخش ۶-۵-۸ به کمتر از یک کیلو نیوتن بر متر مربع کاهش یافته و برای طراحی اعضای سازه‌ای مورد استفاده شده در تامین یکپارچگی سقف بکار گرفته شود، بار زنده کاهش یافته باید در دهانه‌های مجاور یا سایر دهانه‌ها بصورت یک در میان اعمال شود به نحوی که بیشترین اثر را ایجاد نماید.

۲) اجزای خرپاها و تیرها (اجزاء اصلی) که برای پوشش سالن‌های صنعتی، پارکینگ‌های تعمیراتی، انبارها ..... به کار می‌روند باید علاوه بر بارهای زنده وارد به سقف، یک بار متمرکز برابر با ۱۰ کیلونیوتن را بطور موضعی تحمل نمایند. این بار در خرپاها و در تیرها در هر نقطه اختیاری از تیر که بیشترین اثر را ایجاد کند وارد می‌شوند.

۳) کاهش سربار زنده برای این نوع کاربری طبق بخش ۶-۵-۷ مجاز نمی‌باشد مگر اینکه استثنای خاصی در خصوص آن اعمال گردد.

۴) در راه‌پله‌هایی که در آنها کف پله‌ها به صورت طره‌ای مجزا در نظر گرفته شده‌اند، کف پله‌ها باید برای یک بار متمرکز ۲ کیلونیوتن که در انتهای طره وارد می‌شود طراحی گردند. این بار لزومی ندارد همزمان با بار گسترده یکنواخت اعمال شود.

۵) علاوه بر بارهای قائم، طراحی باید بر اساس بارهای افقی جانبی که به هر ردیف از صندلی‌ها مطابق زیر وارد می‌شود، انجام شود: ۰/۴ کیلونیوتن بر متر طول در راستای موازی ردیف صندلی‌ها و ۰/۱۵ کیلونیوتن در راستای عمود بر ردیف صندلی. نیازی به اعمال همزمان این دو بارگذاری نمی‌باشد.

۶) کف‌های تعمیرگاه‌ها، کارخانجات، کارگاه‌های صنعتی و فضاهایی از این قبیل که دارای تجهیزات و یا کاربری‌های خاص می‌باشند، باید برای بار زنده متناسب با کاربری خود طراحی شوند.

۷) کف پارکینگ‌ها و یا بخش‌هایی از یک ساختمان که برای پارک وسیله نقلیه مورد استفاده قرار می‌گیرند، بر اساس بار زنده گسترده یکنواخت ارائه شده در جدول ۶-۵-۱ و بارهای متمرکز زیر طراحی می‌شوند اما لازم نیست این دو بار بطور همزمان اعمال شوند.

الف) در خصوص پارکینگ‌هایی برای خودروهای با ظرفیت کمتر از ۹ نفر بر اساس یک نیروی متمرکز ۱۳/۵ کیلونیوتن اعمال شده بر روی یک سطح ۱۲۰*۱۲۰ میلی متر.

ب) برای پارکینگ‌های مکانیزه بدون دال یا سقف که جهت پارک خودروهای سبک (شخصی) بکار می‌روند بر اساس بار ۱۰ کیلونیوتن به ازای هر چرخ.

۸) بارگذاری کف‌ها برای عبور کامیونت، کامیون یا اتوبوس با وزن بیش از ۴۰ کیلونیوتن باید بر طبق آیین نامه بارگذاری پل‌ها، نشریه شماره ۱۳۹ دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور طراحی می‌شوند.

۹) سایر بارهای یکنواخت مطابق روش تایید شده‌ای که دربر دارنده ضوابط بارگذاری کامیون‌ها می‌باشد به صورت مناسب لحاظ گردد.

۱۰) بار گسترده یکنواخت کف انبارها باید بر اساس جداول پیوست شماره ۶-۱ تعیین گردد. چانچه وضع مواد انبار شونده روشن نباشد، این بار باید با تخمین نوع انبار و مقایسه آن با جداول پیوست شماره ۶-۱، برابر با مقادیر پیشنهاد شده در آن جدول در نظر گرفته شود. این بار در هر صورت نباید کمتر از ۷/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.

۱۱) بار زنده کف جایگاه بالگردهایی با وزن کمتر از ۱۴ نیوتن (در هنگام برخاستن)، ۲ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود. این بار قابل کاهش نیست. وزن و ظرفیت بالگرد باید توسط مرجع ذیصلاح اعلام شود.

۱۲) دو بار متمرکز منفرد به فاصله‌ی ۲/۴۵ باید به کف جایگاه (محل قرارگیری چرخ‌ها) اعمال گردد. مقدار هر یک از این بارها برابر ۷۵ درصد وزن بالگرد در هنگام برخاستن می‌باشد. محل قرارگیری این دو باید طوری باشد که بیشترین اثر را بر سازه وارد نماید. این بارها باید در سطحی به ابعاد ۲۰۰*۲۰۰ میلی متر وارد شده و نباید با سایر بارهای زنده متمرکز و گسترده همزمان وارد شود.

۱۳) یک بار متمرکز منفرد با مقدار ۱۳/۵ کیلئنیوتن در سطحی به ابعاد ۱۲۰*۱۲۰ میلی متر در محلی که بیشترین اثر در عضو ایجاد کند اعمال گردد. نیازی به در نظرگیری همزمان این بار با سایر بارهای زنده گسترده و متمرکز نمی‌باشد.

۱۴) بار متمرکز پله‌ها در سطحی به ابعاد ۵۰*۵۰ میلی متر و بصورت غیر همزمان با بارهای یکنواخت اعمال شود.

۱۵) بار متمرکز چرخ باید در سطحی با ابعاد ۱۲۰*۱۲۰ میلی متر اعمال گردد.

✓ بارگذاری برف

بارهای حاصل از برف که به ساختمان‌ها اعمال می‌شود، بستگی به موقعیت جغرافیایی و محل ساختمان از نظر مقدار ریزش برف، شکل ساختمان و وضع آفتاب‌گیر بودن آن، وزش باد و ... دارد. تعیین مقدار برف در مناطق مختاف براساس مطالعه آماری داده‌های ایستگاه‌های هواشناسی می‌باشد. بار برف را لازم است، فقط برای بام‌ها و سطوح دیگر ساختمان که ممکن است برف در آنجا شود، در نظر گرفت؛ مانند: حیاط‌های بالا آورده شده، بالکن‌ها و نورگیرهای روباز. بار برف در آیین‌نامه‌ها معمولاً بر اساس در صدی از حداکثر بار برف روی زمین تعیین می‌گردد؛ زیرا مقداری از برف‌های سست ممکن است در اثر وزش باد از روی بام پایین ریزد؛ و یا به دلیل حرارت داخلی ساختمان آب شود.

بارگذاری برف نیز بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ویرایش سال ۹۲ بدست می‌آید.

$$P_r = 0.7\ C_s.C_t.C_e.I_s.P_g$$

$$P_r = 0.7*1*1*0.9*1*150 = 94.5\ kg/m^2$$

P_g: بار برف زمین- I_s :ضریب اهمیت برف- C_e: برف‌گیری -C_t: ضریب دما -C_S: ضریب شیب

P_r: بار برف در بام برای حالت متوازن میباشد.

نکته: P_g (بار برف زمین) از جدول ۶-۷-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان قابل استناد است.

نکته : بار برف منطقه برای تعدادی از شهر ها مطالعه نشده است بنابراین در پیدا کردن بار برف چنین شهرهایی میتوان باربرف منطقه نزدیک ترین شهر به آن را مدنظر قرار داد.

بار برف با توجه به احتمالی بودن آن جزء بارهای خطرناک سازه است و از آنجایی که دربرآورد بار برف عوامل مختلفی تاثیر گذار است، لذا بار برف هر سازه باید بر اساس شرایط حاکم بر آن سازه و عوامل تاثیر

گذار بر مقدار برف آن سازه برآورد گردد. پس می‌توان گفت در یک شهری که بار برف منطقه آن برای تمام قسمت‌های آن شهر یکسان می‌باشد؛ این احتمال وجود دارد که مقدار بار برف در سازه‌های مختلف آن شهر متفاوت باشد، لذا مهندسین طراح سازه‌ها باید تفهیم باشند که نمی‌توان در دفترچه محاسبات بارگذاری بار برف سایر سازه‌ها را به سازه‌ای که در حال مطالعه است کپی‌برداری کرد.

جدول ۴: گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بار سیل، باد، زلزله ویخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری ساختمان ها و سایر سازه ها
۱	ساختمان ها و سایر سازه هایی که به عنوان تاسیسات ضروری طراحی میگردند و وقفه در بهره برداری از آن ها به طور غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات میشود مانند بیمارستان ها و درمانگاه ها .مراکز و تاسیسات ابرسانی .نیروگاه ها .تاسیسلت برق رسانی .برج های مراقبت فرودگاه.مراکز مخابرات .رادیو و تلوزیون .تاسیسات انتظامی . مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان هایی که استفاده از آن ها در امداد و نجات موثر باشد . ساختمان ها و سایر سازه ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آن ها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه مدت یا دراز مدت خواهد گردید . هر گونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده .پردازنده.فروشنده یا ترتیب دهنده مقادیری از مواد شیمیایی یا زباله های بسیار خطرناک با توجه به ضوابط قانونی موجود باشند که انتشار این مواد منفجره به خطری برای عموم شود.مشمول این گروه خطر پذیری می باشد. سایر ساختمان ها و سیستم های سازه ای که برای حفظ عملکرد ساختمان های گروه خطر پذیری ۱ مورد نیاز می باشند.
۲	ساختمان ها وسایر سازه هایی که خرابی آن ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس.مساجد.استادیوم ها .سینما. و تئاترها .سالن های اجتماعات .فروشگاه های بزرگ.ترمینال های مسافری یا هر فضای سرپوشیده ی که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد. ساختمان ها و سایر سازه های که جز موارد گروه خطر پذیری ۱ نمی باشند لکن خرابی آن ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می گردد مانند موزه ها .کتابخانه ها .و به طور کلی مراکزی که در آن ها اسناد ومدارک ملی و یا آثار با ارزش نگهداری میشود . ساختمان ها وسایر سازه ها و تاسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطر پذیری ۱ نمی باشند لیکن خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع مانند پالایشگاه ها .مراکز گاز رسانی .انبارهای سوخت .ویا هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده.پردازنده.فروشنده.یا ترتیب دهنده مقادیری از موادی مانند سوخت های خطرناک .مواد شیمیایی خطرناک.زباله های خطرناک ویا مواد منفجره باشند که با توجه به ضوابط قانونی موجود.انتشار گسترده این مواد سمی و مضر منجر به خطری برای عموم نمیشود (مطابق بند ۶-۱-۵-۳) .
۳	کلیه ساختمان ها و سازه های مشمول این مبحث که جزو ساختمان های عنوان شده در سه گروه خطر پذیری دیگر نباشد مانند ساختمان های مسکونی .اداری و تجاری .هتل ها.پارکینگ های طبقاتی.انبارها .کارگاه ها ساختمان های صنعتی و...
۴	ساختمان ها و سایر سازه هایی که خرابی آن ها منجر به تلفات جانی و خسارات مای نسبتا کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن های مرغداری . ساختمان ها و سایر سازه های موقتی که مدت بهره برداری از آنها کمتر از دو سال است .

جدول ۵: ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد. برف.یخ و زلزله

گروه خطر پذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت Ie لرزه ای	ضریب اهمیت Iw بار باد	ضریب اهمیت Ii بار یخ	ضریب اهمیت Is بار برف
۱	۱/۴	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲۵	۱/۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

جدول ۶: ضریب برفگیری . Ce

گروه ناهمواری های محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰/۹	۱/۰	۱/۲
متوسط	۰/۹	۱/۰	۱/۱
کم	۰/۸	۰/۹	۱/۰

جدول ۷: ضریب شرایط دمایی . Ct

تمام ساختمان ها به جز موارد زیر	۱/۰
سازه هایی که همیشه در دمای بالاتر از صفر درجه سانتی گراد نگهداری میشوند	۱/۱
سازه هایی با زیر بام باز و سازه های بدون گرمایش	۱/۲
سازه هایی که دمای آنها همیشه زیر صفر درجه سانتی گراد نگهداری میشود	۱/۳

جدول۸: تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵	۳۱	بوشهر	۱
۲	اراک	۴	۳۲	بیجار	۴
۳	اردبیل	۵	۳۳	بیرجند	۲
۴	اردستان	۲	۳۴	پیرانشهر	۵
۵	ارومیه	۴	۳۵	تبریز	۴
۶	اسلام آباد غرب	۴	۳۶	تربت جام	۴
۷	اصفهان	۳	۳۷	تربت حیدریه	۳
۸	الیگودرز	۵	۳۸	تکاب	۴
۹	امیدیه	۱	۳۹	تهران جنوب	۴
۱۰	انار	۲	۴۰	تهران شمال	۴
۱۱	اهر	۴	۴۱	جاسک	۱
۱۲	اهواز	۲	۴۲	جلفا	۴
۱۳	ایرانشهر	۱	۴۳	جیرفت	۲
۱۴	ایلام	۴	۴۴	چابهار	۱
۱۵	ایوان غرب	۳	۴۵	خاش	۱
۱۶	آبادان	۲	۴۶	خدابنده	۴
۱۷	آباده	۳	۴۷	خرم آباد	۴
۱۸	آبعلی	۵	۴۸	خرم دره	۴
۱۹	آستانه اشرفیه	۵	۴۹	خلخال	۵
۲۰	انزلی	۴	۵۰	خوربیابانک	۱
۲۱	بافت	۳	۵۱	خوربیرجند	۲
۲۲	بافق	۲	۵۲	خوی	۴
۲۳	بانه	۵	۵۳	داران	۵
۲۴	بجنورد	۴	۵۴	درود	۵
۲۵	بروجرد	۴	۵۵	دزفول	۳
۲۶	بستان	۲	۵۶	دهلران	۳
۲۷	بشرویه	۲	۵۷	دوگنبدان	۲
۲۸	بم	۲	۵۸	رامسر	۴
۲۹	بندرعباس	۱	۵۹	رامهرمز	۲
۳۰	بندرلنگه	۱	۶۰	رباط پشت بام	۲

ادامه جدول در صفحه‌ی بعد

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۶۱	رشت	۵	۹۱	کاشان	۳
۶۲	رفسنجان	۳	۹۲	کاشمر	۲
۶۳	روانسر	۴	۹۳	کرج	۴
۶۴	زابل	۲	۹۴	کرمان	۳
۶۵	زرینه اوباتو	۵	۹۵	کرمانشاه	۴
۶۶	زنجان	۴	۹۶	کنگاور	۴
۶۷	سبزوار	۳	۹۷	کهنوج	۱
۶۸	سراب	۴	۹۸	کوهرنگ	۶
۶۹	سراوان	۱	۹۹	گرگان	۳
۷۰	سرپل ذهاب	۳	۱۰۰	گرمسار	۳
۷۱	سرخس	۳	۱۰۱	گلپایگان	۵
۷۲	سردشت	۶	۱۰۲	گلمکان	۴
۷۳	سقز	۵	۱۰۳	گناباد	۲
۷۴	سمنان	۳	۱۰۴	لار	۱
۷۵	سنندج	۴	۱۰۵	ماکو	۴
۷۶	سیرجان	۴	۱۰۶	مراغه	۴
۷۷	شاهرود	۳	۱۰۷	مریوان	۵
۷۸	شهر بابک	۳	۱۰۸	مسجد سلیمان	۳
۷۹	شهر کرد	۴	۱۰۹	مشهد	۴
۸۰	شیراز	۳	۱۱۰	ملایر	۴
۸۱	طبس	۲	۱۱۱	مهاباد	۴
۸۲	فردوس	۲	۱۱۲	میانه	۴
۸۳	فسا	۳	۱۱۳	نائین	۲
۸۴	فیروزکوه	۴	۱۱۴	نهاوند	۴
۸۵	قائن	۲	۱۱۵	نهبندان	۲
۸۶	قراخیل	۴	۱۱۶	نیشاپور	۴
۸۷	قروه	۴	۱۱۷	همدان	۴
۸۸	قزوین	۴	۱۱۸	همدان نوژه	۴
۸۹	قم	۳	۱۱۹	یاسوج	۴
۹۰	قوچان	۴	۱۲۰	یزد	۲

✓ مفهوم بار باران

در طول مدت بهره‌برداری از ساختمان، ممکن است زهکش‌های اصلی بام دچار گرفتگی شده و آب باران بر روی بام انباشته شود. وزن ناشی از انباشتگی آب باران بر روی بام، باعث ایجاد نیروهای اضافی در اعضای سازه خواهد شد. جالب است بدانید که با توجه به ویرایش سال ۱۳۹۲ از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مقدار بار ناشی از باران باید محاسبه شود.

✓ مفهوم بار ناشی از فشار جانبی خاک و یا آب زیرزمینی

ساختمانی را در نظر بگیرید که قرار است چند طبقهٔ آن در ترازی پایین‌تر از زمین اجرا شود. در این شرایط اگر عمق مورد نیاز برای اجرای این طبقات زیاد باشد، غالباً از دیوارهای حائل در اطراف ساختمان استفاده می‌شود. این دیوارها می‌توانند به دو شکل یکپارچه با سیستم سازه‌ای ساختمان و یا مستقل از سازهٔ ساختمان اجرا شوند. در طراحی سازه‌های با دیوار حائل لازم است برآورد مناسبی از فشارهای جانبی وارد بر دیوار انجام شده و در محاسبات در نظر گرفته شود. دقت کنید که این فشار جانبی می‌تواند ناشی از وزن خاک، سربار روی خاک یا آب زیرزمینی باشد.

✓ مفهوم بار یخ

یخ زدن آب باران و برف بر روی سطوح سازه می‌تواند بار قابل توجهی بر برخی از سازه‌ها اعمال کند که این موضوع ناشی از وزن یخ ایجاد شده است. البته باید به این نکته دقت کنیم که با یخ زدن سطح سازه، سطح بادگیر آن‌ها افزایش یافته و تاثیر باد بر روی این سطوح نیز افزایش خواهد یافت.

✓ مفهوم بار سیل

برخورد امواج ناشی از سیل به ساختمان و یا دیواره‌های اطراف آن، باعث اعمال نیرو به سازه خواهد شد که این موضوع می‌تواند خسارت‌های فراوانی را به سازه وارد کند.

✓ مفهوم بار ناشی از سیال

در مهندسی عمران سازه‌هایی وجود دارند که به صورت دائمی یا موقت در تماس با یک سیال می‌باشند که مثال‌هایی از آنها شامل سدها، سازه‌های آبی و مخازن نگهداری مایعات است. در طراحی این نوع از سازه‌ها باید دقت کرد که علاوه بر نیروهای معمول که در سازه‌های دیگر نیز وجود دارد، نیروهایی نیز ناشی از وزن سیال به سازه وارد می‌شود که در روند طراحی سازه باید در نظر گرفته شوند.

✓ مفهوم بارهای خود کرنشی

بارهای خود کرنشی عمدتاً در اثر دو عامل تغییرات درجهٔ حرارت و نشست پایه‌ها (در سازه‌های نامعین) رخ می‌دهند. در طورتی که هر یک از این موارد در ساختمان وجود داشته باشد، لازم است تا نیروهای ایجاد شده ناشی از آنها در طراحی سازه در نظر گرفته شود.

✓ مفهوم بار انفجار

اگر در نزدیکی و یا داخل ساختمان انفجاری رخ دهد، فشار ایجاد شده ناشی از انفجار که به صورت موج منتشر می‌شود، باعث ایجاد ضربات شدیدی به ساختمان خواهد شد. ماهیت بارگذاری ناشی از انفجار، یک نوع بارگذاری دینامیکی می‌باشد که لازم است برای کاربردهای مهندسی، ساده‌سازی‌های خاص دربارهٔ آن انجام گیرد.

✓ سیستم باربر ثقلی

تعریف سقف :

به پوشش‌های ساختمانی که از تاثیرات جوی، نفوذ آب و اتلاف انرژی محافظت می‌کند و برخی مواقع بر ظاهر و زیبایی ساختمان نیز تاثیر زیادی می‌گذارند اما علاوه بر موارد گفته شده سقف نقش مهم و اساسی در سازه دارد بدین ترتیب که سقف به عنوان اولین قسمت باربر سازه

محسوب می‌شود که بارهای زنده و مرده را تحمل می‌کند و علاوه بر نیروهای ثقلی بارهای جانبی از جمله بار زلزله را با توجه به دیافراگم سقف انتقال خواهد داد.

- ✓ **انواع سقف :**

۱) طاق ضربی :

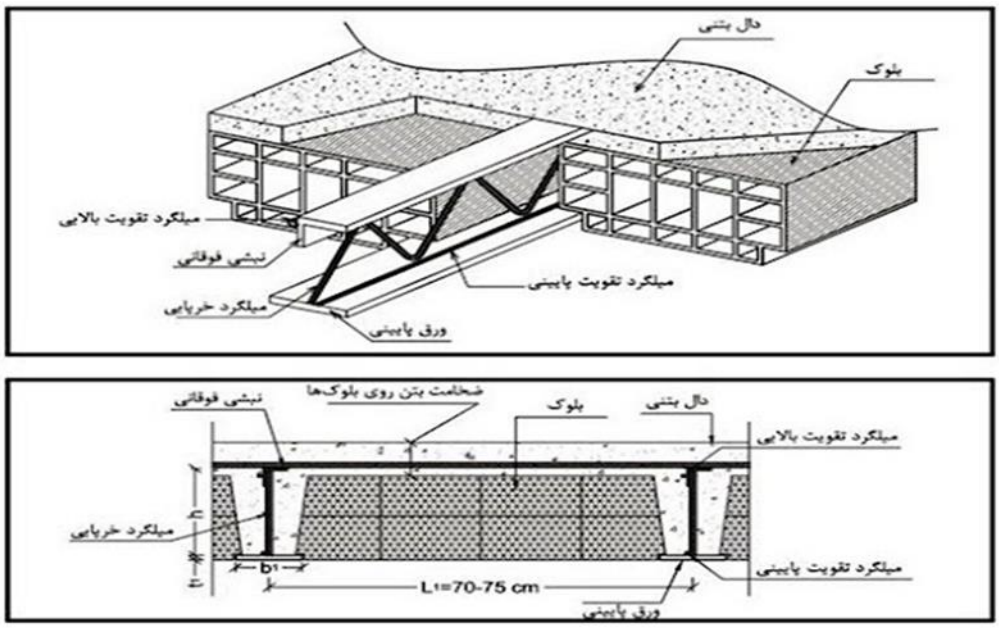
در معماری سنتی ایران این سقف بیشتر به کار برده می‌شد اما هم اکنون با توجه به معایب زیاد آن که در زیر به چند مورد از آنها اشاره خواهیم کرد جزء سقف‌های منسوخ به شمار می‌آید :

- سنگینی بیش از حد این سقف و عدم صلبیت دیافراگم سقف و تخریب آن بصورت آوار در هنگام زلزله می‌تواند عامل بسیار خطرناکی برای ساکنین به شمار آید.

- در این سقف‌ها امکان رد شدن تاسیسات امکان پذیر نمی‌باشد.

- در این سقف‌ها ایده قوسی چیدن آجرها خوب است اما به دلیل این که بایستی قوس ها را با پوکه پر کرد باعث سنگینی سقف خواهد شد.

۲) سقف تیرچه و بلوک :



با توجه به اینکه بتن تحمل نیروهای کششی را ندارد و برای اینکه بتوانیم سقفی داشته باشیم که تحمل آن در برابر نیروهای کششی زیاد باشد از فولاد استفاده می‌کنیم که در سقف‌های تیرچه و بلوک بتن ناحیه کشش حذف شده و فقط آن مقدار از بتن که باید فولادهای کششی را در خود جای دهد نگهداری می‌شود که به آن ناحیه بتن پاشنه تیرچه می‌گویند و نواحی حذف شده با بلوک جایگزین می‌شود که باعث اقتصادی‌تر شدن این سقف می‌شود اما این نوع سقف معایب فراوانی نیز دارد که در ادامه آورده خواهد شد.

اجزای تشکیل دهنده سقف تیرچه عبارتند از:

۱) تیرچه ۲) بلوک ۳) میلگرد ممان منفی

۴) میلگرد حرارتی ۵) کلاف عرضی ۶) بتن

که توضیحات آنها به شرح زیر است:

۱- تیرچه:

متداول‌ترین نوع آن تیرچه بتنی می‌باشد که با قالب سفالی یا بدون قالب تهیه می‌شود . تیرچه‌های معمولی با خرپا مسلح می‌شود که خرپا از سه قسمت تشکیل شده است .

اول: میلگردهای کف خرپا که تعداد و قطر آنها با محاسبه بدست می‌آید. برای اینکه این میلگردها هنگام بتن‌ریزی جابه‌جا نشوند بهتر است آنها را توسط یک یا چند میلگرد عرضی جوش داد.

دوم: میلگردهای فوقانی خرپا که از میلگردهای سایز ۸ یا ۱۰ آجدار بوده و داخل بتن سقف و میلگردهای حرارتی قرار می‌گیرد .

سوم: میلگردهای مارپیچ یا مهاری خرپا که میلگرد کف را به میلگرد فوقانی وصل می کند.این خرپا را داخل قالب فلزی یا سفالی قرار می‌دهند. آنگاه بتنی با عیار ۴۰۰ یا ۴۵۰ با مصالح ریزدانه تهیه کرده ودر قالبی با ابعاد ۴ سانتی‌متر ارتفاع و۱۰ سانتی‌متر پهنا می‌ریزند و توسط میز لرزان آن را ویبره می‌کنند.

چه قالب سفالی وچه فلزی باشد تیرچه باید چند روز در حوضچه‌های آب قرار گیرد.

اگر از قالب سفالی استفاده می‌شود بهتر آن است که قبل از بتن‌ریزی قالب‌ها را در حوض‌های آب قرار داد تا کاملاً زنجاب شود زیرا در غیر اینصورت آب بتن مجاور خود را مکیده و آن را پوک می‌کند .

در موقع بتن‌ریزی تیرچه بهتر است خرپا را قدری جابجا کنیم تا مطمئن شویم که کلیه میلگردهای تحتانی آن داخل بتن قرار گیرد.

۲- بلوک:

بلوک‌های مورد استفاده در سقف‌های تیرچه بلوک معمولاً بتنی یا سفالی است وهیچگونه باری را تحمل نمی‌کند و فقط به عنوان قالب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

بلوک‌های سفالی از نظر وزن سبک تر بوده و بار کمتری به ساختمان وارد می‌کند. عرض بلوک‌ها معمولاً ۴۰ سانتی‌متر بوده وگاهی تا ۶۰ سانتی‌متر هم می‌رسد و ارتفاع تابع ضخامت و بار سقف، بین ۲۰ تا ۲۵ سانتی-متر می‌باشد. بلوک باید طوری طرح شود که به راحتی قابل حمل و نقل بوده و روی تیرچه قرار بگیرد.

بلوک‌ها دارای لبه‌ای هستند که توسط آن روی تیرچه قرار می‌گیرند. اگر از تیرچه با قالب سفالی استفاده شود بهتر است از بلوک سفالی استفاده شود زیرا به علت هماهنگ بودن مصالح سینه‌کاری روی سقف ایجاد سایه نمی‌کند.

۳ - میلگرد ممان منفی:

با فرض اینکه تکیه‌گاه تیرچه‌ها گیردار فرض شود در محل تکیه‌گاه ممانی ایجاد می‌گردد که می‌بایستی بوسیله میلگردی تحمل شود، به این لحاظ اگر دو عدد تیرچه به یک تیر ختم شود میلگرد فوقانی تیرچه‌ها را بوسیله قطعه میلگردی به طول ۲ تا ۲/۵ متر به یکدیگر متصل مینمایند . معمولا" از میلگردی به قطر ۸ یا ۱۰ استفاده می گردد. در آخرین دهانه که تیرچه به یک تیر ختم می گردد میلگردی را به صورت گونیا خم نموده و قسمت مستقیم را روی آهن فوقانی تیرچه گذاشته و چند جای آن را با سیم آرماتوربندی می-بندند.

۴ - میلگرد حرارتی :

بعد از تمام شدن سقف، یکسری میلگرد در جهت عمود بر میلگردهای بالای تیرچه به فاصله تقریبی ۲۵ تا ۴۰ سانتی‌متر قرار می‌دهند. قطر این میلگردها با محاسبه تعیین می‌شود ومعمولاً بین ۶ تا ۸ میلی‌متر می باشد. این میلگردها باید به کلیه آهن‌های تیرچه با سیم آرماتوربندی بسته شود.

۵ - کلاف عرضی :

از دهانه ۴/۲ متر به بالا در وسط دهانه بین بلوک‌ها (عمود بر جهت تیرچه) فاصله در حدود ۱۰ سانتی‌متر قرار می‌دهند وزیر این فاصله را تخته‌ای قرار می‌دهند ودرون این فاصله حداقل ۲ میلگرد به قطر ۱۰ میلی-متر یکی بالا و یکی پائین قرار می‌گیرد. میلگرد بالا را به میلگردهای بالائی تیرچه می‌بندند و میلگرد پائین را به آهن‌های مارپیچ تیرچه متصل می‌کنند و این فضا بعداً به وسیله بتن پر می‌شود.

۶- بتن ریزی:

بعد از چیدن تیرچه و بلوک و بستن آرماتورهای تیرها و بستن میلگردهای ممان منفی و میلگردهای حرارتی اقدام به بتن‌ریزی می‌نمائیم. نکته قابل توجه این است که کلیه بتن سقف در یک روز ریخته شود. محل قطع بتن بهتر است روی بلوک‌ها باشد نه روی تیرها و شاه تیرها.

مراحل اجرای سقف تیرچه و بلوک :

قبل از نصب تیرچه و روی تیر اصلی باید دقت شود که ترک خوردگی و یا شکستگی در تیرچه موجود نباشد. تیرچه ها را به فاصله‌های حداکثر تا ۱/۵ متر بوسیله تیرهای چوبی نگه می‌دارند تا از شکم دادن آن جلوگیری شود.

تیرچه‌ها به فاصله ۴۰ سانتی‌متری از یکدیگر قرار می‌گیرند و با گذاشتن یک بلوک در ابتدا و انتهای تیرچه فاصله تیرچه بعدی را بدست می‌آورند و بعد از این مرحله باید از کلاف عرضی استفاده کنیم. نکته قابل ذکر اجرائی اینکه در محل اتصال تیرچه به تیر اصلی یا باید میلگردهای تیرچه در حدود ۱۵ سانتی‌متر روی دیوار و یا داخل تیر اصلی قرار گیرد که این قسمت بوسیله بتن سقف پوشیده می‌شود.

بعد از بلوک چینی باید میلگردهای ممان منفی کارگذاشته شوند و باید دقت نمود که تیرچه‌های دهانه مجاور حتماً مقابل یکدیگر قرار گیرند تا بستن میلگردهای ممان منفی به سهولت انجام گیرد. بعد از کارگذاشتن میگردهای ممان منفی باید میلگردهای حرارتی کارگذاشته شود و این میلگردها معمولاً در جهت عمود بر تیرچه به فاصله حدود ۳۰ سانتی‌متر از همدیگر کارگذاشته شوند.

برای توزیع بار و جلوگیری از ترک‌خوردن سقف در اثر تغییر حجم بتن، ناشی از تغییرات درجه حرارت از میلگردهای صاف و بدون انحنای موضعی استفاده می‌شود.

بعد از کارگذاشتن میلگردهای حرارتی باید دور سقف بوسیله تخته بسته شده و اقدام به بتن ریزی شود. حداقل قطر بتن روی بلوک ۵ سانتیمتر می باشد. قبل از بتن ریزی روی بلوکها آب پاشی می نمایند تا بتن آب مجاور خود را نکشد و موجب فساد بتن نشود.

۹ – ۱۴ – ۶ – ۲ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۹ – ۱۴ – ۶ – ۲ – ۱ سیستم تیرچه‌های بتنی، مرکب از تیرچه‌های با فواصل تقریباً مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیت‌های الف و ب این بند رعایت شده باشند، می‌تواند بصورت مجموعه طبق ضوابط دال‌ها طراحی شوند:

الف) عرض تیرچه نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

ب) فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر باشد.

۹ – ۱۴ – ۶ – ۲ – ۲ سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول ضوابط بند ۹ – ۱۴ – ۶ – ۲ – ۱ نمی‌شوند باید بصورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۹ – ۱۴ -۶ – ۲ – ۳ در سیستم‌هایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پرکننده در مقاومت سیستم صرف نظر می‌شود. در ایت سیستم‌ها محدودیت‌های (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف) ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۴۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

ب) در سیستم تیرچه‌های یکطرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و مطابق بند ۹ – ۱۸ – ۴* قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دوطرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم و مطابق بند ۹ – ۱۸ – ۴ *پیش‌بینی کرد.

* بند ۹ – ۱۸ – ۴ آرماتورگذاری در دال‌ها

۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ – ۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای بکار رفته در ناحیه کششی دال‌ها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ – ۲ در جهت دیگر قرار داده شوند.

۹ – ۱۸ – ۱ – ۲ نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال-هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقدار بدست آمده از عبارت (۹ – ۱۸ – ۲) کمتر اختیار شود.

(۹ – ۱۸ – ۲)

$$\frac{\cdot/1\Delta\sqrt{fc}}{fy}$$

۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ – ۳ فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. در دال‌های مشبک، حداقل آرماتورگذاری در ناحیه‌ای از دال که روی حفره‌ها قرار دارد بر طبق بند ۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ – ۲ تعیین می‌شوند. در مورد دال‌های در معرض

شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌متر و برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ – ۴ میلگردهای خمشی مثبت عمود بر بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابد و به علاوه، به طولی حداقل معادل ۱۵۰ میلی‌متر بطور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ – ۵ میلگردهای خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهاری دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار ستون بطور کامل مهار شوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه‌گاه، براساس ضوابط فصل بیست و یکم، تأمین شود.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ – ۶ در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر پیشانی یا دیوار منتهی نشود یا فراتر از تکیه‌گاه کنسول شود، مهارکردن میلگردهای عمود بر این لبه می‌تواند داخل دال صورت گیرد.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ جزئیات ویژه برای آرماتورگذاری دال‌های با تیر

۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ – ۱ برای سیستم‌های (تیر، دال) که در آنها α بزرگتر از یک باشد، در گوشه‌های خارجی دال‌ها باید آرماتورهای ویژه‌ای به شرح بندهای ۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ – ۲ تا ۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ – ۵ در پایین و بالای دال اضافه کرد.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ – ۲ هریک از آرماتورهای ویژه در پایین و بالای دال در عرض واحد، باید قادر باشد حداکثر لنگر خمشی مثبت دال را تحمل کند.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ – ۳ آرماتورهای ویژه باید در بالای دال به زاویه ۴۵ درجه و تقریباً در امتداد قطر گذرنده از گوشه دال و در پایین دال عمود بر این قطر قرار گیرند.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ – ۴ آرماتورهای ویژه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر، قرار داده شوند.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۲ – ۵ آرماتورهای ویژه را می‌توان در دو سفره در امتدادهای مندرج در بند ۹ – ۱۸ – ۴ – ۳ – ۲

یا در دو شبکه به موازات دو ضلع دال قرار داد.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۳ جزئیات ویژه برای آرماتورگذاری دال‌های بدون تیر

۹ – ۱۸ – ۴ – ۳ – ۱ در آرماتورگذاری دال‌های تخت و قارچی علاوه بر ضوابط بند ۹ – ۱۸ – ۴ – ۱ ضوابط بند ۹ – ۱۸ – ۴ – ۳ – ۲ نیز باید رعایت شوند.

۹ – ۱۸ – ۴ – ۳ – ۲ در هر نوار ستونی در زیر دال باید حداقل دو میلگرد بطور سراسری از داخل هسته ستون‌ها عبور داده شوند. این میلگردها را می‌توان در محل ستون‌ها بطور کامل مهار یا با میلگردهای دیگری وصله کرد. مشروط بر آنکه طول وصله مطابق بند ۹ – ۲۱ – ۴ * باشد. چنانچه محل وصله این آرماتورها خارج از هسته ستون‌ها باشد، طول وصله باید حداقل $2l_d$ باشد.

* ۹ – ۲۱ – ۴ وصله میلگردها

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ ضوابط کلی

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) این بند و یا ترکیبی از آنها مجاز است:

الف – وصله پوششی: که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود.طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، « طول پوشش » نامیده می‌شود.

- ✓ **وصله پوششی(lap splices)**

ب – وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود.

وصله جوشی (welded splices)

پ – وصله مکانیکی: که با بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

وصله مکانیکی (mechanical splices)

ت – وصله اتکایی: که با بر روی هم قراردادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.

وصله با انتهای اتکایی(end-bearing splices)

۹ – ۲۱ – ۴ - ۱ – ۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلکردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلی‌متر مجاز می‌باشد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۳ وصله پوششی برای میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد مجاز نیست. اما هر یک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۴ طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید بر اساس طول پوشش لازم برای هریک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط بند ۹ – ۲۱ – ۲ – ۶ * نیز رعایت شود.

* ۹ – ۲۱ – ۲ – ۶ طول گیرایی در گروه میلگردها

۹ – ۲۱ – ۲ – ۶ – ۱ طول گیرایی گروه میلگردهای سه‌تایی و چهارتایی در کشش و فشار باید به ترتیب ۱/۲ و ۱/۳۳ برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

۹ – ۲۱ – ۲ – ۶ – ۲ برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها ضرایب بکاربرده شده رابطه ۹ – ۲۱ – ۱ ** باید بر اساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها اختیار شوند.

** بند ۹ – ۲۱ – ۱ گستره

۹ – ۲۱ – ۱ – ۱ ضوابط این فصل برای تأمین مهار میلگردهای آجدار در بتن و چگونگی وصله آنها به یکدیگر در تمامی قطعات بتن‌آرمه رعایت شوند.

۹ – ۲۱ – ۱ – ۲ ضوابط این فصل تمامی میلگردها را که بطور عمده تحت اثر بارهای استاتیک قرار داشته و یا ساختمان‌های با شکل‌پذیری کم که تحت اثر بارهای جانبی زلزله قرار می‌گیرند را شامل می-شود.ساختمان‌هایی که بطور عمده تحت اثر بارهای دینامیک قرار می‌گیرند، مشمول مقررات این فصل نمی-شوند. برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که تحت اثر بارهای جانبی زلزله قرار می‌گیرند باید علاوه بر ضوابط این فصل، ضوابط اضافی فصل بیست و سوم نیز رعایت شوند.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۵ در اعضای خمشی فاصله محور تا محور دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند نباید بیشتر از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد.

محل وصله غیرتماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله شونده محصور گردد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۶ وصله جوشی میلگردها باید بصورت یکی از روش‌های اتصال جوشی نوک به نوک خمیری

(جوش الکتریکی تماسی) یا اتصال جوشی ذوبی با الکترود (جوش با قوس الکتریکی) انجام شود. مقاومت این وصله‌ها در کشش باید حداقل برابر با $A_b f_{yd}$ ۱/۴۷ باشد، مگر آنکه الزامات بند ۹ – ۲۱ – ۴ – ۲ – ۲ تأمین شده باشد.

اتصال جوشی نوک به نوک خمیری فقط در شرایط کارخانه‌ای و در صورتی مجاز است که قطر میلگردها از ۱۰ میلی‌متر برای فولادهای گرم نورد شده یا ۱۴ میلی‌متر برای فولادهای سرد اصلاح‌شده کمتر نباشد، و نسبت سطح مقطع دو میلگرد وصله شونده از ۱/۵ تجاوز نکند.

اتصال جوشی ذوبی با الکترود در صورتی مجاز است که برای هر نوع فولاد، مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، از الکترود روش جوشکاری مناسب آن استفاده شود.

اتصال جوشی ذوبی با الکترود بطور معمول به یکی از روش‌های (الف) تا (پ) این بند انجام می‌پذیرد:

الف – اتصال جوشی پهلو به پهلو با جوش از یک رو یا دو رو، که فقط برای میلگردهای گرم نوردشده با قطر ۶ تا ۳۶ میلی‌متر مجاز است. در این روش طول نوار جوش از یک رو نباید از ۱۲ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد و طول نوار جوش دو رو نباید از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر اختیار شود.

اتصال جوشی با وصله یا وصله‌های جانبی اضافه با جوش از یک رو یا دو رو، فقط برای میلگردهای گرم نوردشده مجاز است. حداقل طول نوار جوش برای اتصال هر میلگرد به وصله یا وصله‌ها مشابه اتصال جوشی پهلو به پهلو است.

پ – اتصال جوشی نوک به نوک با پشت بند با آمادگی یا بدون آمادگی سر میلگردها، که طول پشت بند نباید کمتر از ۳ برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نوردشده یا ۸ برابر قطر میلگردها برای فولادهای سرد اصلاح شده اختیار شود. فاصله دو سر میلگردهای وصله‌شونده از هم در حالت با آمادگی ۳ میلی‌متر و در حالت بدون آمادگی باید معادل نصف قطر میلگردها باشد. در مورد فولادهای سرد اصلاح شده آماده کردن سر هر دو میلگرد الزامی است. در صورتیکه میلگردهای وصله شونده در وضعیت قائم یا نزدیک به قائم قرار گیرند، آماده کردن انتهای میلگرد فوقانی الزامی است و انتهای میلگرد تحتانی باید عمود بر محور آن بریده شود.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۷ وصله مکانیکی میلگردها باید در کشش و فشار دارای مقاومت حداقل برابر با $A_b f_{yd}$ ۱/۴۷ باشد مگر آنکه ضابطه بند ۹ – ۲۱ – ۴ – ۲ – ۲ تأمین شده باشد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۸ وصله های اتکایی فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر ۲۵ میلی‌متر و بیشتر مجاز است و رعایت ضوابط بند ۹ – ۲۱ – ۴ – ۳ – ۳ در آنها الزامی است.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۲ وصله میلگردهای کششی

۹ – ۲۱ – ۴ – ۲ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر l_d ۱/۳ باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

الف – مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب – حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

l_d طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید بر اساس ضوابط بند ۹ – ۲۱ – ۲ – ۴ محاسبه شود. در محاسبه l_d، ضریب اضافه آرماتور موضوع بند ۹ – ۲۱ – ۲ – ۸ باید برابر یک منظور شود.

طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۲ – ۲ در وصله‌های جوشی یا مکانیکی در مواردی که مقدار آرماتور موجود در مقطع کمتر از دو برابر مورد نیاز باشد، مقاومت وصله باید برابر با $1/47\ A_b\ f_{yd}$ باشد ولی در سایر موارد مقاومت وصله را می‌توان کمتر از این مقدار و مطابق ضابطه (الف) و (ب) این بند در نظر گرفت:

الف – مقاومت وصله در هر میلگرد باید چنان باشد که کل میلگردهای موجود در این مقطع بتوانند نیرویی حداقل معادل دو برابر نیروی لازم در آن مقطع را تحمل نمایند. این نیرو نباید کمتر از ۱۴۰ مگاپاسکال برای کل میلگردها در نظر گرفته شود. فاصله وصله‌ها از یکدیگر در مقاطع مختلف متوالی نباید کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

ب – نیروی کششی مقاوم مورد نظر در بند الف را باید برای میلگردهای وصله داده شده برابر با نیروی مقاوم وصله و برای میلگردهای وصله نشده برابر $A_b\ f_y$ آنها که به نسبت طول واقعی مهارشده به طول گیرایی لازم آنها کاهش داده شده است، محاسبه نمود.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۲ – ۳ در قطعات کششی وصله میلگردها باید تنها به وسیله وصله‌های جوشی یا مکانیکی انجام شود و در آنها ضوابط بند ۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۶ یا ۹ – ۲۱ – ۴ – ۱ – ۷ رعایت گردد. فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور هم باید بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹ -۲۱ – ۴ – ۳ وصله میلگردهای فشاری

۹ – ۲۱ ۴ – ۳ – ۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده S۴۰۰ یا پایین‌تر باید حداقل برابر با $0/08\ f_{yd}\ d_b$ و برای فولادهای مقاومتر برابر با d_b (۲۴- f_{yd} ۰/۱۵) باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۳ – ۲ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را می‌توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلی‌متر اتصال داد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۳ – ۳ در وصله‌های اتکایی که در آنها برای انتقال فشار از یک میلگرد به دیگری، انتهای آن دو به هم تکیه داده می‌شوند، باید سطوح انتهای میلگردها کاملاً گونیا بریده شوند و تماس آن دو تا حد امکان کامل باشد. زاویه سطح انتهایی هر میلگرد نباید نسبت به سطح عمود بر محور میلگرد بیش از ۱/۵ درجه انحراف داشته باشد و سطح تماس دو میلگرد بعد از سوار شدن نیز باید بیش از ۳ درجه نسبت به اتکای کامل انحراف داشته باشد. این نوع وصله تنها در قطعاتی که دارای خاموت عرضی بسته یا مارپیچ هستند، مجاز می‌باشد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۴ ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستون

۹ – ۲۱ – ۴ – ۴ – ۱ در ستون‌ها وصله آرماتورها می‌تواند از نوع پوششی، جوشی، مکانیکی و یا اتکایی باشد. وصله آرماتورها باید برای تمامی ترکیبات بارگذاری مناسب باشد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۴ – ۲ وصله پوششی میلگردهایی که در فشار قرار دارند مشمول ضوابط این نوع وصله‌ها در فشار و میلگردهایی که در کشش قرار دارند مشمول ضوابط این نوع میلگردها در کشش می‌شوند. در میلگردهای کششی چنانچه تنش موجود در آنها کمتر از f_{yd} ۰/۵۶ و تعداد میلگردهایی که در طول ناحیه پوشش وصله می‌شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد طول پوشش باید حداقل برابر با l_d و در غیر اینصورت باید حداقل برابر با l_d ۱/۳

در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از l_d اختیار شود.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۴ – ۳ در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی آرماتور عرضی بصورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از hs ۰/۰۰۱۵ وجود داشته باشد طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۰ درصد و چناچه آرماتور عرضی بصورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد. طول پوشش در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود. در محاسبه سطح مقطع خاموت تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود در امتداد h منظور می‌گردد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۴ – ۴ در ستون‌ها وصله‌های اتکایی میلگردها را مطابق ضابطه بند ۹ – ۲۱ – ۴ – ۳ – ۳ می‌توان به کار برد مشروط بر آنکه یا این نوع وصله برای هر تعداد از میلگردها در مقاطع مختلف انجام شود و یا در محل وصله، میلگرد اضافی به کار برده شود، بطوریکه مقاومت میلگردهایی که در محل وصله ادامه دارند، حداقل معادل با یک چهارم مقدار $A_b f_y$ برای تمامی میلگردهای موجود در آن وجه ستون باشد.

۹ – ۲۱ – ۴ – ۴ – ۵ طول وصله دورپیچ‌ها

آرماتورهای دورپیچ را می‌توان با طول‌های داده شده در زیر وصله نمود:

۱ – میلگردهای آجدار ۴۸ d_b

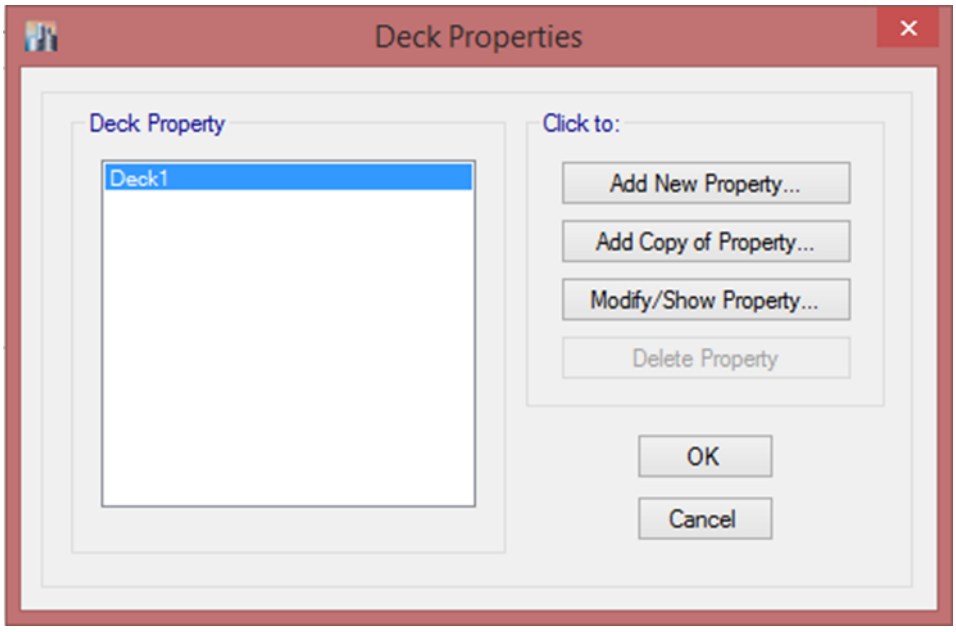
۲ – میلگردهای ساده ۷۲ d_b

۳ – میلگردهای آجدار اندود شده ۷۲ d_b

۴ – میلگردهای ساده و آجدار با قلاب استاندارد انتهایی (قلاب در بتن هسته قرار گیرد) ۴۸ d_b

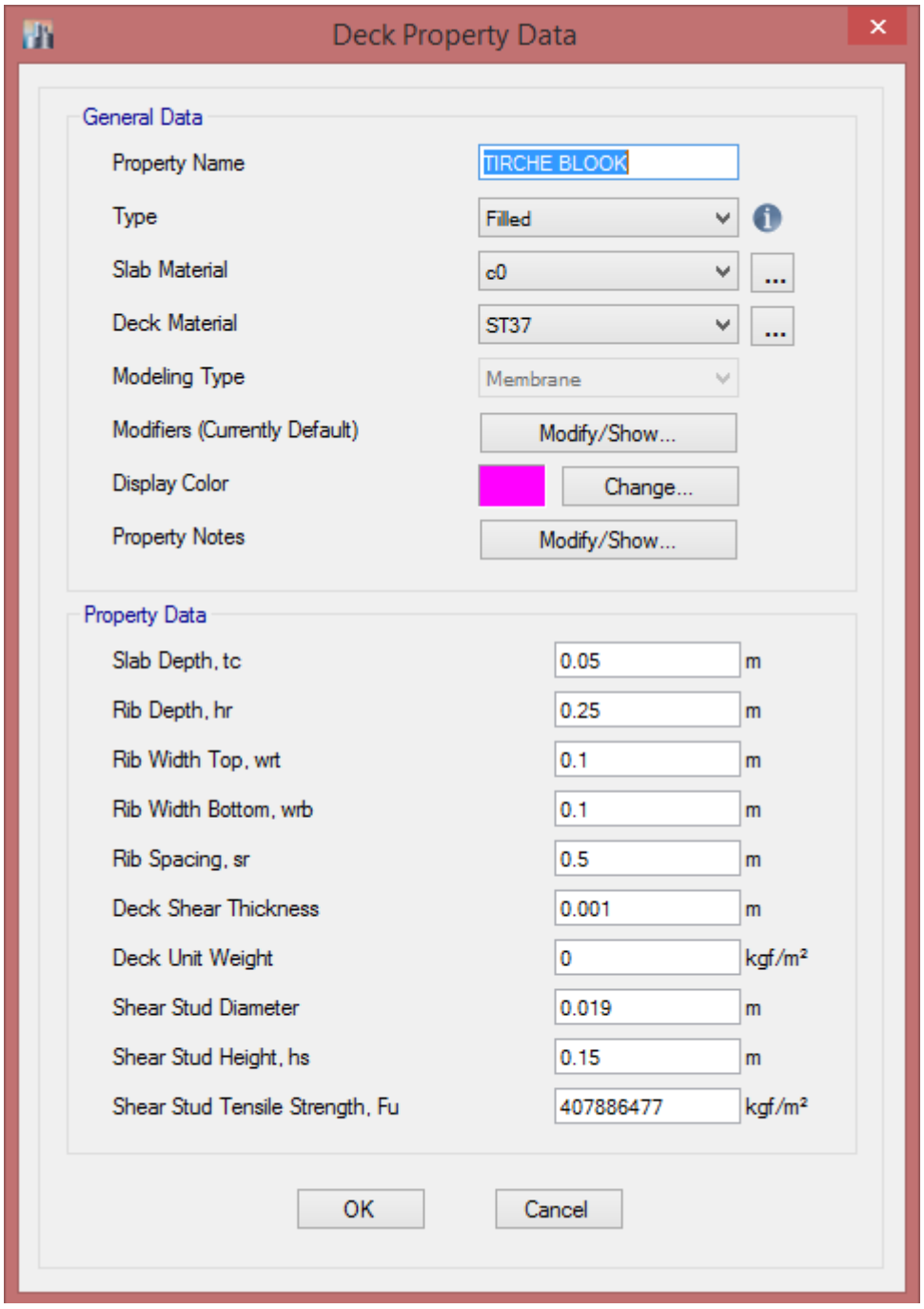
توضیحات نرم افزاری سقف تیرچه بلوک:

مسیر: Define > Section properties > Deck Section



شکل ۱۹: ساخت مقطع سقف تیرچه و بلوک

با کلیک بر روی گزینه Modify/ Show Properties صفحه زیر ظاهر خواهد شد و تنظیمات مربوطه را بصورت زیر انجام خواهیم داد.

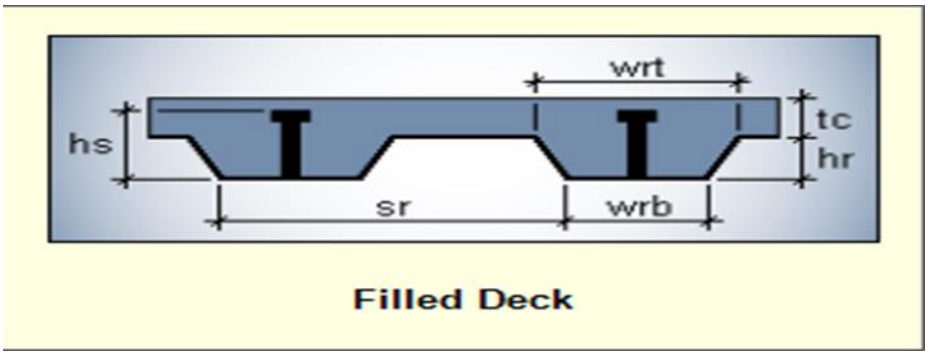


❋ قسمت General Data :

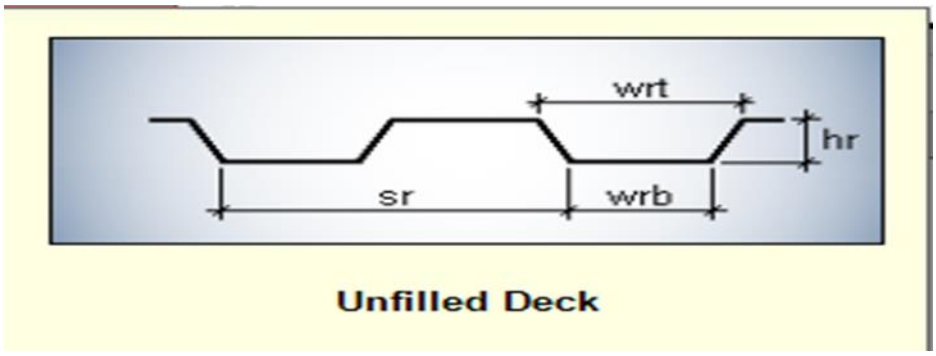
- در بخش Property Name نام مقطع را بصورت دلخواه می‌توانیم تغییر دهیم.

- در بخش Type سه حالت برای سقف در نرم افزار تعریف شده است که در زیر شکل آنها آورده شده است:

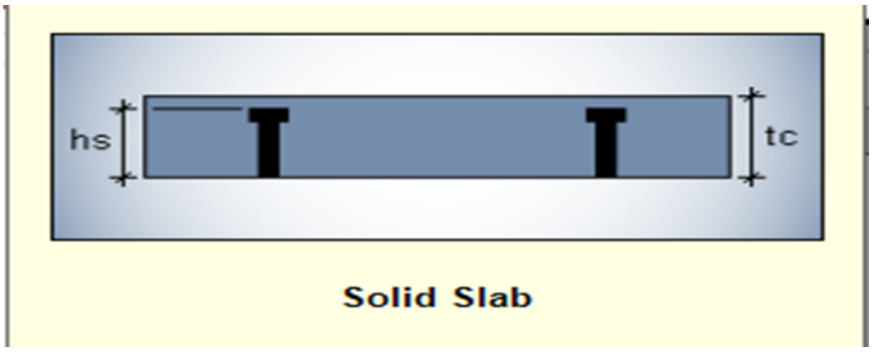
حالت ۱) Filled : در این حالت داخل سقف پر می‌باشد و جزئیات آن در شکل زیر نشان داده شده است.



حالت ۲) Unfilled : در این حالت داخل سقف خالی می‌باشد و جزئیات آن در شکل زیر نشان داده شده است.



حالت ۳) Solid Slab : در این حالت داخل سقف تو پر یا Solid می باشد و جزئیات آن در شکل زیر نشان داده شده است.



در سقف تیرچه و بلوک حالت Filled را انتخاب می‌کنیم.

- در بخش Slab Material دو رویکرد برای انتخاب مصالح قسمت دال بتنی تیرچه وجود دارد که در زیر به توضیح آنها می‌پردازیم.

رویکرد اول) می‌توانیم بتنی را که قبلاً تعریف کرده‌ایم (مثلاً C21) را به عنوان بتن قسمت دال انتخاب کنیم و سپس در هنگام بارگذاری سازه وزن این مقدار را از مقدار بار مربوطه کم نمائیم.

رویکرد دوم) می‌توانیم یک نوع بتن بنام C0 که وزن مخصوص آن صفر می‌باشد تعریف کرده و آنرا به عنوان بتن قسمت دال انتخاب کنیم، در اینصورت دیگر در هنگام بارگذاری وزن آنرا کم کنیم.

در این بخش ما بتن با وزن مخصوص صفر یعنی C0 را انتخاب می‌کنیم.

- در بخش Deck Material فولاد مصرفی در سقف را انتخاب می‌کنیم که فولاد ST37 را که قبلاً تعریف کرده‌ایم انتخاب می‌کنیم.

بخش Modeling Type نحوه توزیع بار را نشان می‌دهد که در این قسمت خود حالت Membrane را برمی‌گزینند.

- بخش Modifiers (Currently Type) مربوط به ضرایب ترک خوردگی است که در این قسمت نیازی به اصلاح آن نیست.

- بخش Display Color مربوط به رنگ مقطع می‌باشد که بصورت دلخواه می‌توانیم آنرا تغییر دهیم.

- در بخش Property Notes می‌توانیم برای مقطع یک نوشته اختصاص دهیم.

* قسمت **Property Data** :

Slab Depth, tc	عمق بتن (قسمت tc)
Rib Depth, hr	عمق تیرچه یا پاشنه (قسمت hr)
Rib Width Top, wrt	ضخامت فوقانی تیرچه (قسمت wrt)
Rib Width Bottom, wrb	ضخامت تحتانی تیرچه (قسمت wrb)
Rib Spacing, sr	فاصله تیرچه‌ها (قسمت sr)
Deck Shear Thickness	ضخامت برش عرشه
Deck Unit Weight	وزن واحد عرشه
Shear Stud Diameter	قطر گل میخ برشی
Shear Stud Height, hs	ارتفاع گل میخ برشی (قسمت hs)
Shear Stud Tensile Strength, Fu	مقاومت کششی گل میخ برشی (Fu)

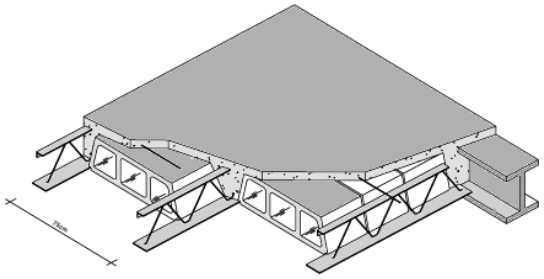
* **توجه:** در قسمت Deck Unit Weight بایستی مقدار آنرا صفر قرار دهیم.

* **توجه:** در قسمت Rib Spacing که مربوط به فاصله تیرچه‌هاست، فاصله تیرچه‌ها نمی‌تواند کمتر از ۵۰ سانتی‌متر و بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.

* **توجه:** مقاومت کششی گل میخ برشی را بصورت پیش فرض باقی می‌گذاریم.

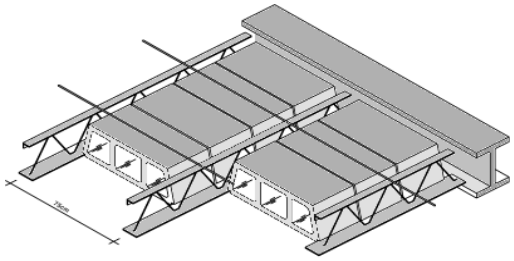
۳) سقف کرومیت

در سیستم سقف کُرمیت از تیرچه های فولادی با جان باز در ترکیب با بتن استفاده می شود. در ساخت تیرچه های مذکور از یک تسمه، در بال تحتانی و نیز یک میلگرد خم شده در جان استفاده می شود. برای پرکردن فضای خالی بین تیرچه ها از قالب های ثابت مانند بلوک های سیمانی، پلی استایرن، طاق ضربی ، قالب های موقت فولادی (کامپوزیت) و یا هر پرکننده سبک استفاده می شود. فواصل تیرچه ها بسته به نوع قالب از ۷۳ سانتی تا ۱۰۰ سانتی متر متغیراست ، روی سقف نیز با ۴ الی ۱۰ سانتی متر بتن پوشانده می شود.



COMPLETED ROOF

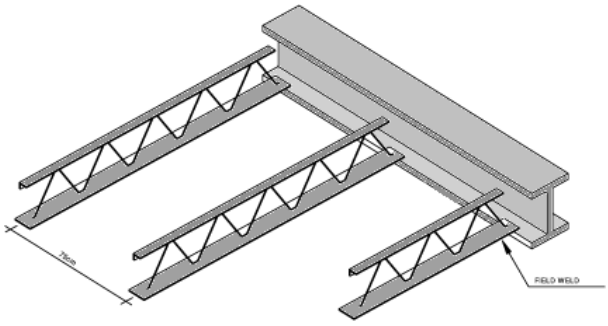
تیرچه ها از نوع خود ایستا بوده و به همین علت هیچ نوع شمع بندی در زیر سقف مورد نیاز نمی باشدو تیرچه ها به نحوی طراحی می شوند که بتوانند وزن بتن خیس، قالب ها و عوامل اجرایی سقف را به تنهایی تحمل کنند. پس ازاین که بتن به ۷۵٪ مقاومت مشخصه خود می رسد ، تیرچه های فولادی با بتن به صورت یک مقطع مختلط وارد عمل شده و بارهای مرده و زنده سقف را تحمل می کنند.



JOIST AND FILLER BLOCKS

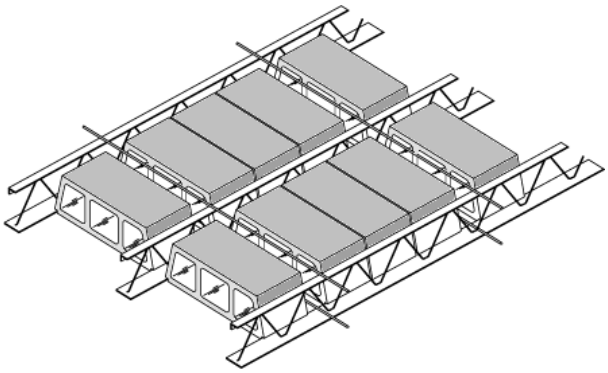
سقف تیرچه و بلوک کُرمیت

با متداول شدن سقف های تیرچه و بلوک سنتی برخی از مشکلات سیستم طاق ضربی مرتفع شد. اما این سقف ها مشکلات دیگری را به همراه خود پدید آوردند که عمده ترین آنها ضرورت استفاده از شمع بندی در زیر سقف است.



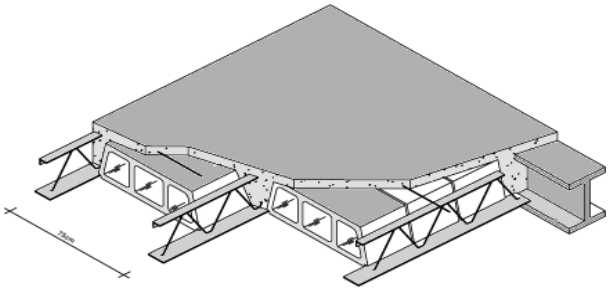
ERECTED JOISTS

شمع بندی علاوه بر دست و پاگیر بودن هزینه زیادی را نیز بر ساختمان تحمیل می کند. در سال ۱۳۶۳ با استفاده از بلوک کُرمیت به جای طاق ضربی که قبلا" در این سیستم بعنوان قالب ثابت بکار می رفت عملا" سقف تیرچه وبلوک کُرمیت وارد بازارشد.



BRIDGING

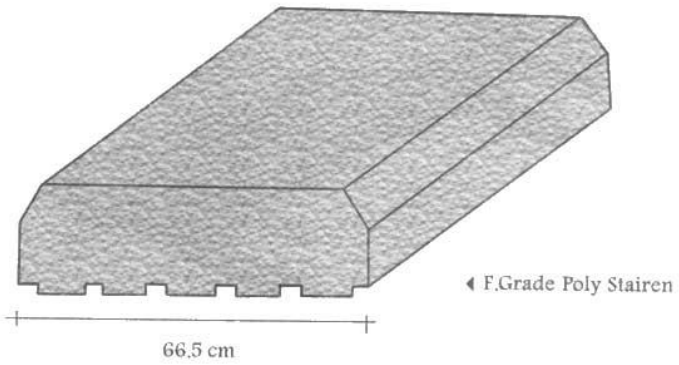
این سقف به علت خود ایستا بودن تیرچه ها نیازی به شمع بندی ندارند و به همین علت از سرعت اجرای بسیار بالایی برخوردار می باشد. اجرای این سقف بر روی اسکلت های فولادی بتنی و دیوارهای باربر امکان پذیر می باشد.



COMPLETED ROOF

سقف پلیمری کُرمیت

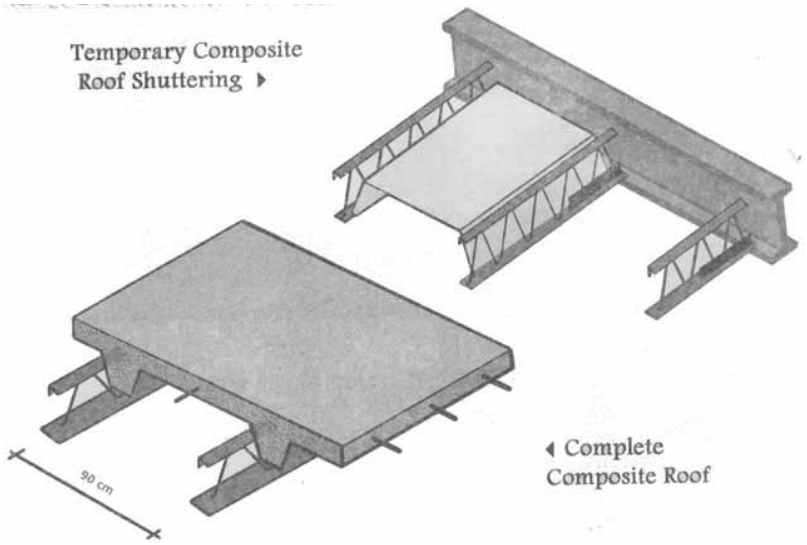
در راستای سبک سازی ساختمان، این شرکت هم زمان با ستفاده از قالب کامپوزیت و بلوک های پوکه ای اقدام به استفاده از مصالح پلیمری در ساختمان کرده است. استفاده از بلوک های پلی استایرن نسوز در سقف باعث کاهش مصرف تیرچه تا حدود ۲۰٪ و کاهش فولاد مصرفی سازه تا حدود ۷٪ می شود.



سهولت اجرای این نوع سقف، باعث افزایش سرعت اجرا و درنیتجه کاهش هزینه های اجرایی می گردد. در عین حال در هزینه های حمل و نقل نیز صرفه جویی قابل ملاحظه ای صورت می گیرد. شیارهای مناسب ایجاد شده در زیر این بلوک ها باعث پیوستگی گچ و خاک در زیر سقف می گردد. در جهت بهبود استفاده از مصالح پلیمری، بخش تحقیق و توسعه این شرکت مشغول مطالعات و بررسی های بیشتر می باشد.

سقف کامپوزیت کُرمیت

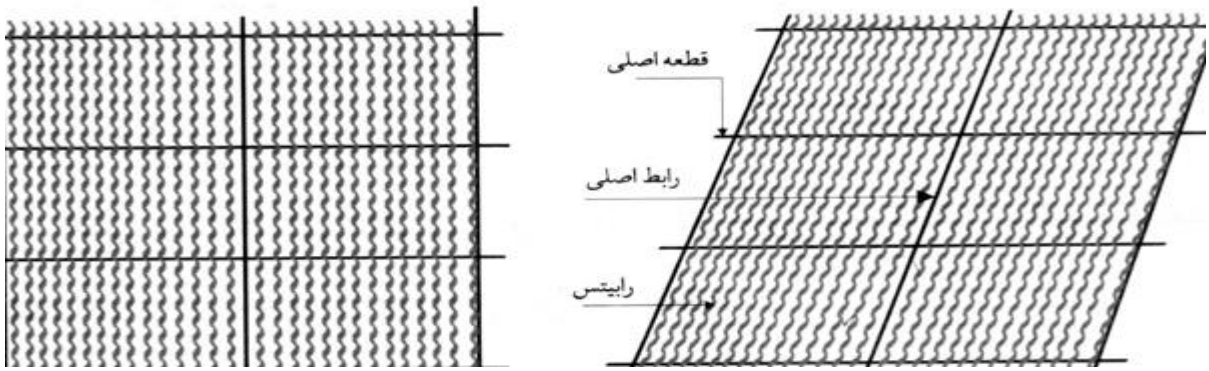
سیستمهای معمول کامپوزیت در امریکا عینا" با تیرچه های با جان باز انجام می شود و معمولا" همراه با گذاشتن یک ورق فولادی موجودار به عنوان عرشه و آرماتور بندی روی آن بتن ریخته می شود . در این سیستم قالب ماندگار است و قطعات جان نیز با بتن احاطه نمی شود. در طراحی سیستم قالب کامپوزیت کُرمیت، نظر بر آن بوده که علاوه بر سرعت و تطبیق با آیین نامه ها ، هر چه ممکن اقتصادی تر باشد. از این رو اولا" قالب باید قابل استفاده مداوم باشد، ثانیا" جان تیرچه با بتن پر شود که بتوان قطعات جان را اقتصادی تر طراحی نمود و از لرزش سقف نیز کاسته شود. سیستمهای کامپوزیت رایج در ایران که با تیرآهن ساده یا لانه زنبوری با تیر ورق استفاده می شوند، دارای جان باز نیستند.



در وهله اول قالب های سقف کرمیت سه قطعه بوده و برای باز کردن ، قطعات آن باید از یکدیگر جدا می شد ، با تحقیق بخش D&R این شرکت این قالب با بهینه سازی و استفاده از خاصیت تغییر شکل ارتجاعی فولاد به قالبی یکچارچه تبدیل شد. این قالب در بین تیرچه ها قرار گرفته و بعد از گیرش اولیه بتن قالب از زیر سقف در آورده می شود . این قالب محاسن بسیار زیادی دارد و با سرعت چیده و جمع آوری می گردد و با دقت مختصری , بارها قابل استفاده است. این قالب هم اکنون در پروژه های مختلف این شرکت مورد استفاده است. آخرین بررسی ها و دستاوردها نشان داد که بهتر است جهت تطبیق سیستم با سیستم تیرچه بلوک و استفاده از آرماتور حرارتی یک جهته و حذف آرماتور خمشی در دال فوقانی و در نتیجه صرفه جویی اقتصادی، فاصله لب با لب تیرچه ها حداکثر ۷۵ سانتی متر باشد. مزیت این قالب در آن است که با رعایت دیگر شرایط آیین نامه می توان آرماتور دو جهته را حذف و فقط آرماتور عمود بر تیرچه را منظور نمود. هم اکنون این شرکت قالبهای جدید خود را به انتخاب مصرف کننده در فواصل و ارتفاع مختلف آماده عرضه نموده است. فاصله محور به محور تیرچه ها حدود ۸۵ سانتی متر تا ۹۵ سانتی متر و با ارتفاع ۲۰ تا ۲۵ سانتی متر، بسته به انتخاب خریدار و با مشاوره دفتر فنی شرکت و نوع تیرآهنهای مصرفی در سازه و طول دهانه است.

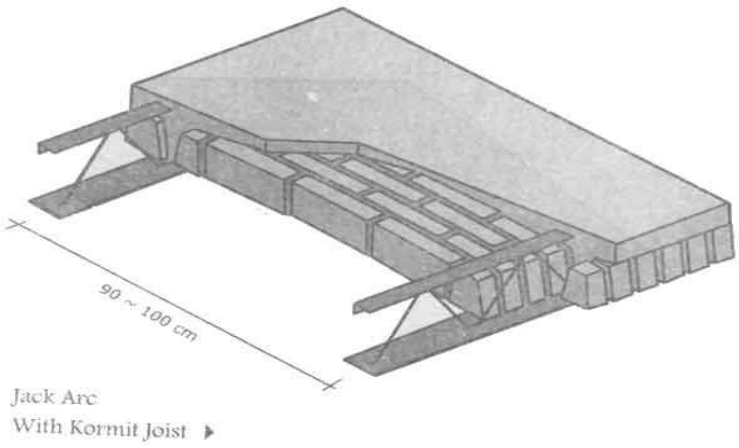
سقف کاذب

سقف های کاذب اولیه به صورت قطعات پلاستیکی در سالهای ۱۳۶۵ به بعد در اولین سقف های کامپوزیت کُرمیت به کار رفت. اما گران بودن مصالح ، نچسبیدن به گچ و خاک و خزش (Creep) باعث گردید که استفاده از آن مقید گردد. از سوی دیگر انواع تولیدات ورق گالوانیزه به صورت رابیتس در شکلها و فرمهای مختلف و تولید مواد اولیه آن (ورق گالوانیزه) در ایران ، ما را به سمت استفاده از این محصول سوق داد.



سقف ضربی کُرمیت

به علت اجبار در استفاده ار مصالح فشاری از زمان های قدیم استفاده از طاق قوسی متداول بوده و به همین جهت استفاده از سیستم طاق ضربی نیز به عنوان نوعی طاق قوسی رواج داشته است. وجود اشکالات عمده در عملکرد سقف های ضربی با تیرآهن مانند عدم ایجاد یک دیافراگم مناسب بین ستون ها و مصرف زیاد فولاد در مقایسه با مقدار باربری ، باعث شد تا در سال ۱۳۵۶ با ارائه طرحی بهینه « سقف ضربی کُرمیت » نسبت به اصلاح این سیستم اقدام گردد. در سیستم طاق ضربی کُرمیت وجود بتن روی سقف می تواند یک دیافراگم مناسب بین ستون ها ایجاد کند و همچنین به علت بازبودن جان تیرچه ها مقدار زیادی در مصرف فولاد صرفه جویی می شود.



اگر چه از این سیستم در انبوه سازی استفاده نمی شود ، اما برای پروژه های کوچک و یا دور افتاده ، هنوز هم کاربرد دارد.

مزایای سقف کرمیت

- کاهش هزینه
- امکان حذف کش ها
- سرعت و سهولت اجرا
- عدم نیاز به شمع بندی
- پایین بودن تنش در بتن
- سهولت اجرا داکت (بازشو)
- حذف رد فولاد در زیرسقف
- امکان اجرای همزمان چند سقف
- مقاومت نهایی و شکل پذیری بالا
- یکنواختی زیر سقف (مصرف گچ و خاک کمتر)
- امکان نظارت بر اجرای سقف در طول عملیات اجرایی
- کاهش مصرف بتن و وزن کمتر سقف (حدود ۲۰٪)
- یکپارچگی سقف و اسکلت (مقاومت در طول اجرای سقف)
- امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه ها و باربری های خاص

عدم نیاز به شمع بندی

طراحی سقف کرمیت با این فرض انجام می شود که تیرچه ها به تنهایی (قبل از گرفتن بتن) توانایی تحمل وزن خود، بلوک، بتن خیس و عوامل اجرایی را داشته باشند. بنابراین سقف کرمیت نیازی به شمع بندی در هیچ یک از مراحل عملیات اجرایی ندارد.

سرعت و سهولت اجرا

در این سیستم، اجرای سقف نسبت به سیستم های مشابه آسانتر بوده و با سرعت بیشتری انجام می شود. ۴۸ ساعت پس از بتن ریزی، روی سقف قابل رفت و آمد و بارگذاری سبک بوده و می توان عملیات ساختمانی را ادامه داد که این مزیت موجب سرعت در روند عملیات ساخت می گردد.

امکان اجرای همزمان چند سقف

با توجه به این که در سیستم سقف کرمیت هیچ گونه شمع بندی وجود ندارد. عملا" می توان چند سقف را برای بتن ریزی آماده کرد و هم زمان عملیات بتن ریزی را بر روی سقف ها انجام داد. این کار برای ساختمان های با طبقات زیاد و یا زیربنای کم بسیار مقرون به صرفه و مناسب است.

یکپارچگی سقف و اسکلت

به علت جوش شدن تیرچه ها به اسکلت، پس از گرفتن بتن، سقف و اسکلت یکپارچه شده و می تواند مانند یک دیافراگم صلب عمل کند. در اسکلت های بتنی نیز با در نظر گرفتن قلاب های مخصوصی، امکان یکپارچگی بیشتری ایجاد می شود.

امکان حذف کش ها

با توجه به یکپارچگی سقف و اسکلت، می توان کش ها (اعضای غیرباربر) را حذف کرد . حذف کش ها علاوه بر صرفه جویی در مصرف فولاد باعث یکنواختی بیشتر زیر سقف شده و عملیات نازک کاری را به حداقل می رساند.

پایین بودن تنش در بتن

به علت خود ایستا بودن تیرچه ها(تیرچه قبل از گرفتن بتن می تواند وزن بلوک، بتن خیس و عوامل اجرایی را به تنهایی تحمل کند) تنش ایجاد شده در بتن بسیار پایین است . آزمایش بارگذاری روی سقف های کرمیت که مقاومت نهایی بتن آنها کمتر از مقدار مورد نظر بوده نشان داده که بتن با مقاومت پایین به ظرفیت باربری سقف لطمه ای وارد نمی سازد.

امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه ها و باربری های خاص

در سیستم سقف کرمیت امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه های بلند و بارهای سنگین وجود دارد. تاکنون سقف با دهانه ۱۲/۵ متر و همچنین سقف با شدت بار ۷ تن بر متر مربع اجرا شده که در هر مورد آزمایش های بارگذاری ، ایمنی سقف را تایید کرده اند.

حذف رد فولاد زیر سقف

اثر داغ آهن در سقف های ضربی به صورت خط تیره ای روی گچ مشاهده می شود ولی در سقف کرمیت به علت پایین تر بودن سطح بلوکها از تیرچه ها، پوشش گچ و خاک در زیر تیرچه ها نسبت به بقیه نقاط سقف بیشتر است و همین امر سبب کاهش جذب ذرات معلق می شود. بنابراین سایه فولاد بال تحتانی تیرچه ها مشاهده نمی گردد.

سهولت اجرای داکت (بازشو)

به علت فاصله زیاد تیرچه ها (۷۳ تا ۱۰۰ سانتی متر محور به محور) ایجاد داکت درسقف جهت عبور لوله های تاسیساتی نصب دودکش موتورخانه و شومینه نصب توالت ایرانی و یا عبور کانال کولر به راحتی امکان پذیر است و نیاز به قطع کردن تیرچه ها نمی باشد.

نظارت بر اجرای سقف در طول اجرا

اکیپ های خاصی جهت نظارت بر سقف ها آموزش دیده اند تا در صورت تمایل مشتری در طی اجرای سقف ها نظارت مستمر بر نحوه عملکرد مجریان صورت پذیرد و از سلامت اجرای سقف چه از نظر فنی و چه از نظر زیبایی اطمینان کامل حاصل گردد.

کاهش مصرف بتن و وزن کمتر سقف

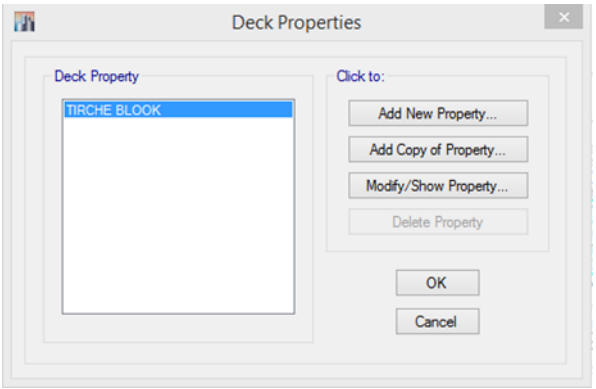
به علت فاصله زیاد تیرچه ها (حدود ۷۵ سانتی متر محور به محور) از مصرف بتن در حدود ۲۰٪ نسبت به تیرچه و بلوک معمولی کاسته شده و نهایتا" وزن سبک تر می گردد. استفاده از بلوک های پوکه ای و بلوک های پلی استایرن کرمیت یا سیستم کامپوزیت نیزدر کاهش وزن موثر است.

مقاومت نهایی و شکل پذیری بالا

محاسبات و آزمایش های بارگذاری روی سقف نشان می دهد که گسیختگی این سیستم پس از تغییر شکل های بسیار زیاد اتفاق می افتد. « گسیختگی نرم» و این رفتار سقف از نظر ایمنی مطلوب است.

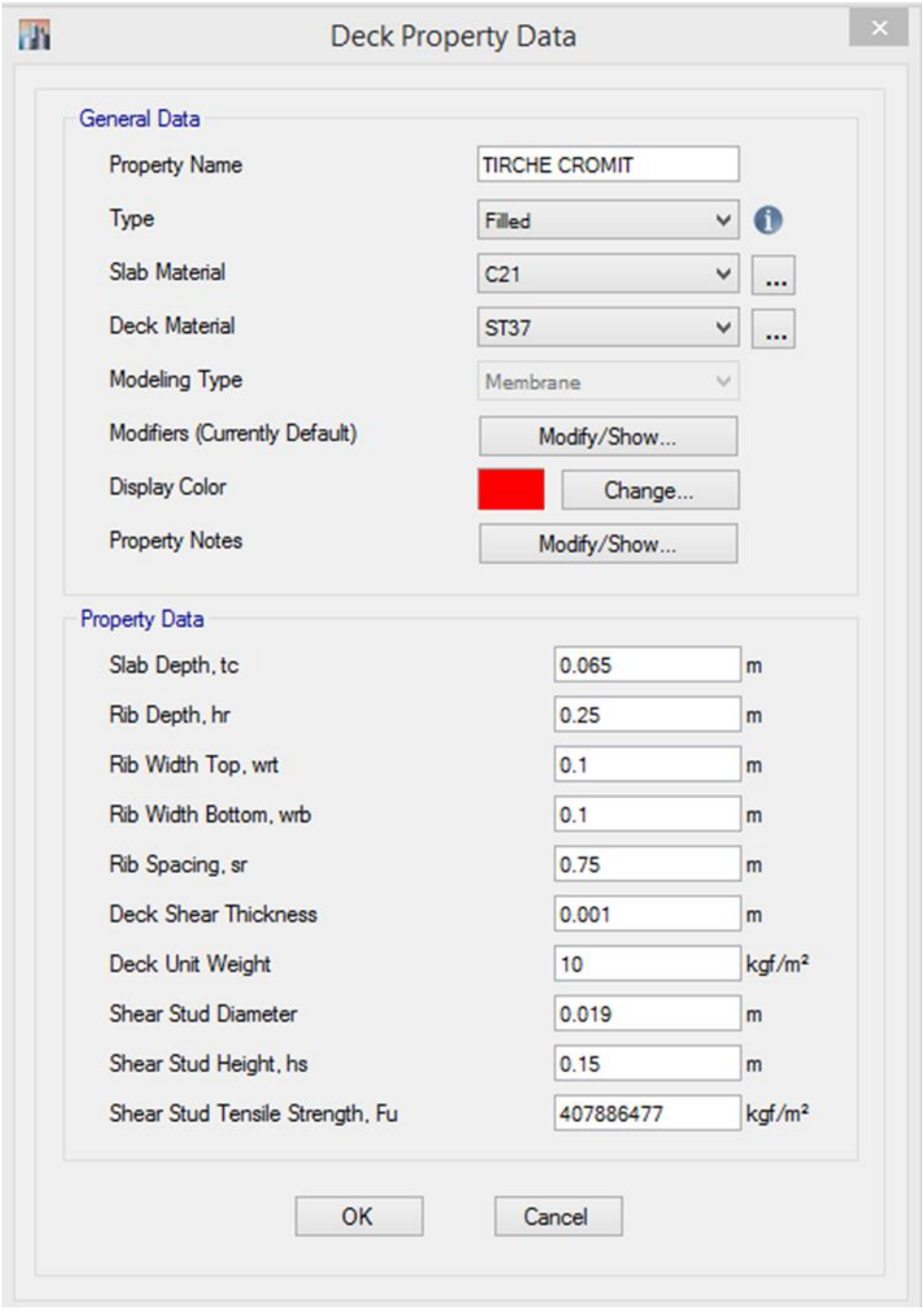
توضیحات نرم افزاری سقف کرومیت:

مسیر: Define>Section Properties> Deck Section



شکل (۲۰) : ساخت مقطع سقف تیرچه و کرومیت

با کلیک بر روی گزینه Add New Property صفحه زیر ظاهر خواهد شد و تنظیمات مربوطه را بصورت زیر انجام خواهیم داد:



❋ بخش General Data :

این بخش همانند سقف تیرچه و بلوک بوده و تنظیمات گفته شده در قسمت تیرچه و بلوک در سقف کرومیت نیز صادق می‌باشد.

❋ بخش Property Data :

Slab Depth, tc	عمق بتن (قسمت tc)
Rib Depth, hr	عمق تیرچه یا پاشنه (قسمت hr)
Rib Width Top, wrt	ضخامت فوقانی تیرچه (قسمت wrt)
Rib Width Bottom, wrb	ضخامت تحتانی تیرچه (قسمت wrb)
Rib Spacing, sr	فاصله تیرچه‌ها (قسمت sr)
Deck Shear Thickness	ضخامت برش عرشه
Deck Unit Weight	وزن واحد عرشه
Shear Stud Diameter	قطر گل میخ برشی
Shear Stud Height, hs	ارتفاع گل میخ برشی (قسمت hs)
Shear Stud Tensile Strength, Fu	مقاومت کششی گل میخ برشی (Fu)

❋ **توجه:** ضخامت قسمت دال بتنی حداقل باید برابر ۶/۵ سانتی‌متر باشد.

* **توجه:** وزن ورق را بصورت زیر به دست می‌آوریم:

وزن مخصوص فولاد X عرض ورق X ضخامت ورق = وزن یک متر مربع ورق

$$\text{فاصله ورق ها} = \frac{1}{\text{فاصله تیرچه}}$$

وزن یک متر مربع ورق X فاصله ورق ها = وزن در یک متر مربع

سقف دال بتنی:

دال به عضوی گفته می‌شود که ضخامت آن نسبت به طول و عرضش خیلی کمتر باشد و عمدتاً بار ثقلی تحمل می‌کند. سقف دال بتنی یک سقف پیوسته است که توسط شبکه آرماتور، مسلح می‌شود عملکرد این سقف در توزیع و انتقال نیرو به دو صورت یکطرفه و دوطرفه می‌باشد. اما دال دوطرفه به دلیل اینکه نیرو را به دو راستا تقسیم می‌کند عملکرد مناسب‌تری نسبت به دال یکطرفه دارد. دال عموماً در ساختمان اسکلت بتنی عملکرد خوبی دارند و برای ساختمان‌های با اسکلت فلزی زیاد مناسب نیستند.

انواع دال‌ها از نظر ساختن به سه دسته زیر تقسیم می‌شوند:

۱) دال درجا ۲) دال پیش‌ساخته ۳) پیش دال (Pre Slab)

از جمله معایب سقف دال بتنی می‌توان به سنگین‌تر بودن این سقف نسبت به سقف کامپوزیت اشاره کرد و همچنین در این سقف نیروی فشاری و کششی به یک نوع مصالح که بتنی است وترد می‌شود که همانطورکه می‌دانید بتن در برابر کشش عملکرد ضعیفی دارد و این سقف با توجه به اینکه از طراحی نسبتاً سختی برخوردار است به تبع آن از اجرای پیچیده‌ای برخوردار می‌باشد.

در ساختمان‌های قدیمی که دال بتنی بر روی زمین قرار می‌گرفتند باعث از دست رفتن حرارت اتاق می-شدند اما در ساختمان‌های امروزی دال‌های بتنی معمولاً بر روی یک لایه عایق (معمولاً یونولیت می‌باشد) قرار می‌گیرند و گاهی هم در داخل دال از سیستم کف گرمایشی استفاده می‌کنند که باعث می‌شود حرارت

اتاق‌ها از بین نرود. سطح بالایی دال بصورت مسطح و صاف می‌باشد و سطح پایینی دال به یکی از سه حالت زیر ساخته می‌شود:

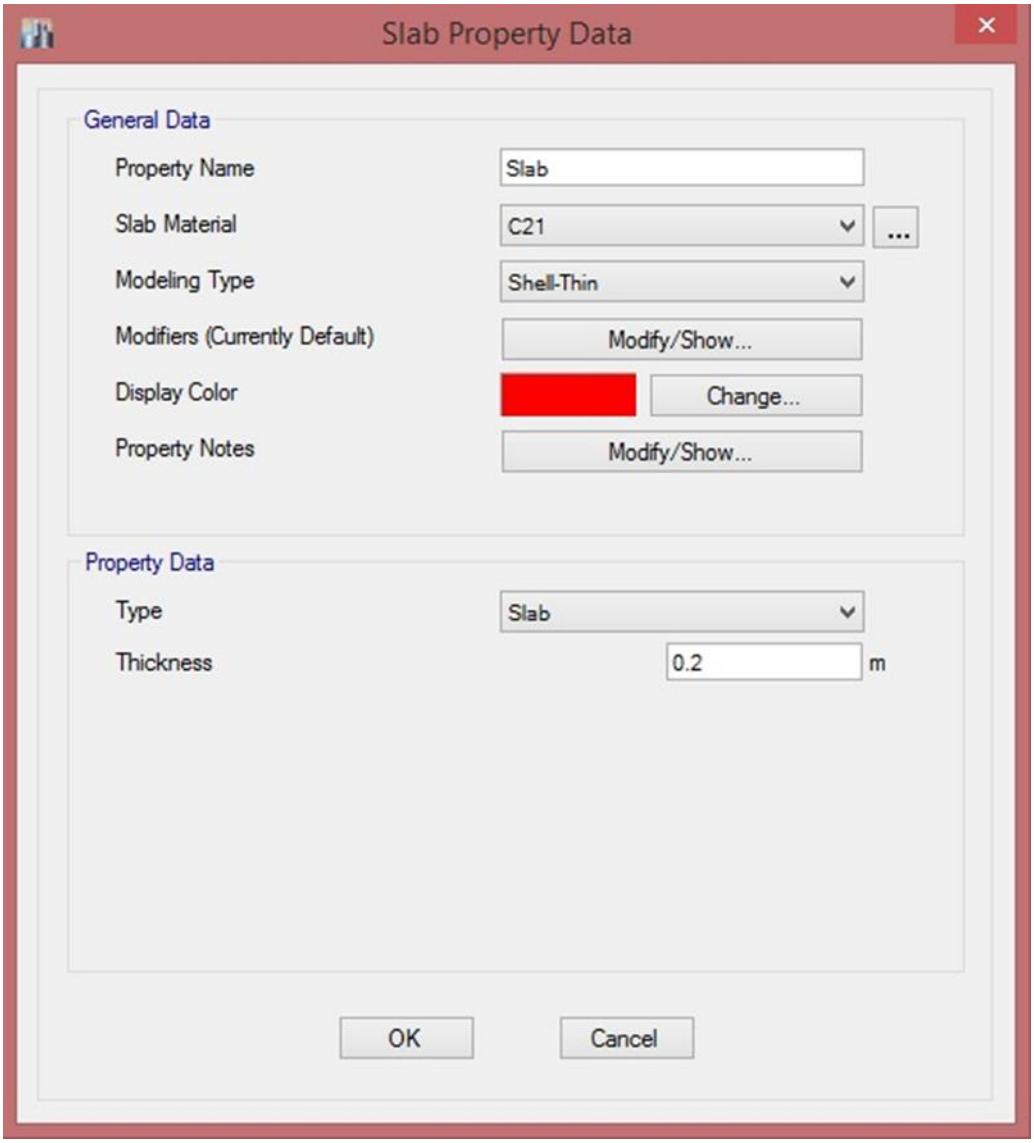
۱. موج‌دار: برای ساختن آن معمولاً بتن را در یک سینس فولادی موج‌دار می‌ریزند و این نوع دال از مقاومت خمشی قابل قبولی برخوردار می‌باشد.

۲. دندانه‌ای: در دال‌های یکطرفه بکار می‌رود و مقاومت خمشی قابل قبولی در یک جهت دارد.

۳. کلوچه‌ای: در دال‌های دوطرفه بکار می‌رود و مقاومت خمشی قابل قبولی در دو جهت دارد.

در دال‌های یکطرفه لنگر مقاوم تقویتی تنها در جهت کوتاه لازم است زیرا لنگر در محور کوتاه آنچنان دارای مقدار کمی است که می‌توان از آن صرف‌نظر نمود و در صورتی می‌توان دال را یکطرفه در نظر گرفت که نسبت طول جهت بلند دال به جهت کوتاه‌تر بیشتر از ۲ باشد و اگر این نسبت کوچکتر از ۲ باشد می‌توان لنگر را در دو جهت بررسی نموده و بصورت دال دوطرفه طراحی نمود.

مسیر:define > Section Properties > Slab Properties



این بخش از دو قسمت اطلاعات عمومی (General Data) و اطلاعات ویژگی‌های سقف دال بتنی (Property Data) تشکیل شده است که در قسمت زیر به توضیح آن‌ها می‌پردازیم.

- در قسمت Property Name نام مربوط به سقف را وارد می‌کنیم.
- در قسمت Slab Material بتن تعریف شده را برای سقف انتخاب می‌کنیم.

- در قسمت Modeling Type نوع سقف را از نظر پخش بار انتخاب می‌کنیم که به چهار قسمت زیر تقسیم می‌شوند:

الف) Shell-thin : سقف‌های خمشی دارای پخش بار بصورت دوطرفه نیستند بلکه نرم‌افزار ابتدا این سیستم را تحلیل کرده و از طریق اتصال خمشی برشی که بین تیر و سقف وجود دارد تلاش‌ها را که ناشی از خمش و برش می‌باشد به تیرها منتقل می‌کنند.

ب) Shell-thick : این نوع سقف نیز همانند Shell-thin می‌باشد.

ج) Membrane : سقف‌های غشائی دارای خاصیت پخش بار هستند و دالهایی که با این خاصیت مدل می‌شوند هیچگونه اتصالی بین تیر و سقف وجود نخواهد داشت و نرم‌افزار فقط برای انتقال بارها از این نوع سیستم استفاده می‌کند و قادر نخواهد بود دال را تحلیل نماید.

د) Layered : این نوع پخش بار بصورت لایه‌ای می‌باشد.

- قسمت Modifiers مربوط به ضرایب ترک‌خوردگی می‌باشد که فعلاً پیش‌فرض باقی می‌گذاریم.
- در قسمت Display Color می‌توانیم رنگ المان را تغییر دهیم.
- گزینه

برای این است که بخواهیم برای توزیع بار در یک جهت ویژه استفاده کنیم.
- در قسمت Property Notes می‌توانیم نوشته‌ای به المان اختصاص دهیم.
- در قسمت Type بخش Property Data نوع سقف را می‌توانیم با توجه به دال تخت یا دال مجوف بودن انتخاب نمائیم.
- قسمت Thickness مربوط به ضخامت دال می‌باشد که با توجه به نیاز پروژه آن را انتخاب خواهیم کرد.

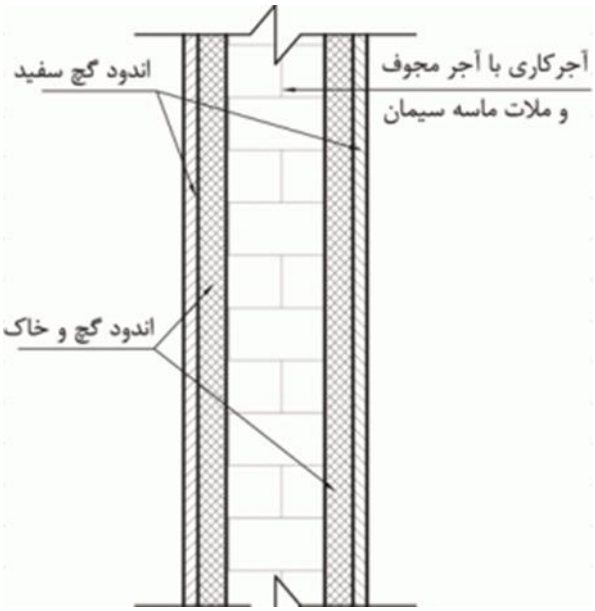
همه چیز در مورد بار معادل تیغه بندی

همانطور که می دانید تیغه های داخلی ساختمان در طول زمان توسط ساکنین و استفاده کنندگان قابل جابجایی بوده و همین امر ممکن است محاسبات طراحی سازه را برهم بزند! بنابراین مبحث ششم با درنظر گرفتن این مسئله می گوید اگر تیغه های داخلی تا حدی سبک باشند که وزن هر مترمربع آن ها کمتر از ۲۰۰ کیلوگرم باشد می توان وزن آن ها را به بار زنده کف اضافه کرد. (فرض کنید بار تیغه ها را هل بدهید تا روی کف پخش شود!) به همین وزن تیغه ها که در کف ساختمان پخش شده اصطلاحا بارمعادل تیغه بندی یا سربار معادل تیغه بندی گفته می شود. توجه داشته باشید که این بار را نمی توان کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفت مگر اینکه از تیغه های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده کنیم که در این حالت مشروط بر اینکه وزن هر متر مربع تیغه ها کمتر ۴۰ کیلوگرم باشد می توان بار معادل تیغه بندی را تا ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع کاهش داد.

این را هم اضافه کنیم درصورتی که وزن هر مترمربع تیغه ها بیشتر از ۲۰۰ کیلوگرم باشد این بار را نمی توان به بار زنده کف ها افزود (بار معادل تیغه بندی نداریم!) و مقدار آن ها را به عنوان بار مرده نظر گرفته و در محل واقعی خود اعمال می کنیم.

حال برای روشن تر شدن قضیه مثالی خدمت شما ارائه می کنیم.

در تصویر زیر جزئیات اجرایی دیوارهای داخلی آورده شده است:



تیغه داخلی

به طور تقریبی می توان وزن یک مترمربع دیوار داخلی را اینگونه تخمین زد:

نام بار	وزن واحد حجم به واحد کیلوگرم بر متر مکعب	ضخامت به سانتیمتر	وزن واحد سطح به واحد کیلوگرم بر متر مربع	
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۴	۶۴	
اندود گچ سفید	۱۳۰۰	۲	۲۶	
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۱۰	۸۵	
مجموع		۱۶	۱۷۵	

طبق بند ۶-۵-۲-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در صورتی که وزن یک متر مربع سطح تیغه‌های داخلی از ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع کمتر باشد می‌توان بار تیغه‌ها را به صورت معادل یکنواخت به بار زنده کف اضافه کرد. در اینجا چون بار واحد سطح تیغه های داخلی ۱۷۵ بوده و از ۲۰۰ کمتر است بنابراین می-توانیم بار معادل تیغه ها را به بار زنده کف اضافه کنیم.

مقدار بار معادل تیغه بندی را اینگونه محاسبه می کنیم:

وزن هر متر مربع تیغه (کیلوگرم بر متر مربع)	۱۷۵
طول تیغه های طبقه (متر)	۵۰
ارتفاع تیغه ها (متر)	۳
مساحت طبقه (مترمربع)	۳۰۰

$W = 175 * 50 * 3 / 300 = 87/5 \ kg/m^2$

از طرفی چون بار معادل تیغه بندی را نمی توان کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع درنظر گرفت، بنابراین این بار را ۱۰۰ در نظر می گیریم...

اعمال بارمعادل تیغه بندی در برنامه etabs

همانطور که گفته شد بار معادل تیغه بندی به عنوان یک بار زنده در ویرایش ۹۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان معرفی شده است، اما نمی توان برای بار معادل تیغه بندی نیز الگوی باری به مانند سایر بارهای زنده درنظر گرفت. به این دلیل که تنها درصد کمی از بارهای زنده در زلزله مشارکت می کنند (به طور مثال در ساختمان های مسکونی ۲۰ درصد می باشد) اما در مورد بار تیغه ها اینطور نبوده و همیشه حضور دارند! بنابراین درصد مشارکت آن ها در زلزله به مانند بار مرده ۱۰۰ درصد می باشد. به همین منظور برای اینکه در هنگام تعریف درصد مشارکت بارها به مشکل برنخوریم برای بار معادل تیغه بندی الگوی بار متفاوتی را تعریف می کنیم.

اثر زلزله قائم بر سازه:

بزرگی مولفهٔ قائم نیروی زلزله معمولا بسیار کمتر از مولفهٔ افقی آن می‌باشد (در حدود ۱/۳) و به همین دلیل در طراحی‌های متداول فقط تاثیر مولفهٔ افقی نیروی زلزله منظور می‌گردد.

بر اساس ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ نیروی قائم زلزله لز رابطه کلی زیر محاسبه می‌شود

$F_{v=}0/6*A*I*W_p$

A : نسبت شتاب مبنای طرح که در محاسبه برش پایه بدست می‌آید

I : ضریب اهمیت ساختمان که در محاسبه برش پایه بدست می‌آید

W_p : کل بار مرده + کل بار زنده

بر اساس ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ مواردی را که در آنها تاثی مولفه قائم نیروی زلزله باید در طراحی لحاظ شود :

۱- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای

۲- تیرهای خاص به همراه ستون و دیوارهای تکیه گاهی آنها (دارای ۲ بند است)

الف) تیرهایی که طول دهانه آنها بیشتر از ۱۵ متر است

ب) تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی داشته باشد

۳- کل سازه ساختمان در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد

۱) بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها به صورت طر ساخته می‌شوند و شدیداً تحت تاثیر مولفه قائم زلزله قرار دارند و به راحتی آسیب می‌بینند. لازم است در همه سازه‌ها در صورت وجود اعضای طره‌ای آنها را برای نیروی قائم زلزله کنترل کنیم $F_{v=}0/6*A*I*W_p$

W_p : کل بار مرده + کل بار زنده

نیروی قلئم زلزله در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها این نیرو باید در هر دو جهت رو به بال و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود .

بار قائم زلزله در طره‌های بیش از ۱/۵ متر می‌بایستی اعمال شود چرا که در طره‌های کمتر ۱/۵ مت امکان قرار دادن اجسام ثقیل و متمرکز کمتر بوده و طره ارتعاش قائم کمتری می‌تواند داشته باشد.

۲) تیرهای خاص به همراه ستون و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها

الف) تیرهایی که طول دهانه آنها بیشتر از ۱۵ متر است. در این گونه تیرها بایستی سطح بارگیر تیر محاسبه شود $F_{v=}0/6*A*I*W_p$

W_p : کل بار مرده + کل بار زنده

ب) اگر تیری بار قائم متمرکز قابل توجهی داشته باشد

$F_{v=}0/6*A*I*W_p$

$p_i \geq qL$

W_p : کل بار مرده + کل بار زنده

۳) کل سازه ساختمان در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد :

در صورتی که اختمان در منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد قرار بگیرد لازم است تا تاثیر مولفه قائم زلزله روی کل ساختمان در نظر گرفته شود.

$F_{v=}0/6*A*I*W_p$

W_p : کل بار مرده

۱- نیروی قلئم زلزله روی کل ساختمان باید در هر دو جهت بالا و پایین در نظر گرفته شود.

۲- در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله در جهت رو به بال برای طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

در صورت وجود هرکدام از بندهای ۱ – ۲ – ۳ بایستی بار E_v بار قائم زلزله در ترکیبات بار آورده شود لازم بذکر است که ضریب تشدید Ω نباید در بار قلئم زلزله وارد شود در نرم افزار ETABS بار E_v از نوع other تعریف می‌شود به دلیل اثر ندادن Ω.

بررسی نامنظمی ساختمان‌ها

مقدمه:

در ساختمان‌های منظم رفتار سازه در برابر زلزله هماهنگ‌تر و قابل پیش‌بینی‌تر است، این در حالی است که در ساختمانهای نامنظم رفتار سازه در برابر زلزله پیچیدگی‌های بیشتری دارد. بطور کلی نامنظمی باعث ایجاد پدیده های خاص مانند پیچش در ساختمانها می شود که نسبت به ساختمانهای منظم عملکرد ویژه ای دارند و بسته به نوع نامنظمی نوع تحلیل می تواند تغییر یافته و روند تحلیل و طراحی سازه را دشوارتر نماید، بنابراین یک سازه زمانی عملکرد مطلوب تری خواهد داشت که تا حد ممکن نظم را در سازه ایجاد کرده باشیم. بطور کلی برای ایجاد نظم در یک ساختمان باید دو دیدگاه زیر را برای آن در نظر گرفت:

۱. طرح معماری ساختمان

۲. طرح سازه‌ای ساختمان

بسیاری از طرح‌های ارائه سده توسط مهندسان معمار، شرایطی را دارد که باعث ایجاد نامنظمی در سازه می‌شود.

طرف دیگر در بسیاری از پروژه‌ها، عدم توانایی و تجربه کافی یک مهندس سازه در انتخاب نوع وجانمایی سیستم

باربر جانبی باعث می‌شود که ساختمان نامنظم شود.

برخی از علل ایجاد نامنظمی عبارتنداز:

۱. تغییر کاربری یک طبقه از سازه (مثلاً تغییر کاربری مسکونی به اداری)

۲. قرار گرفتن تاسیسات سنگین در طبقات فوقانی

۳. استفاده از بازشو در طبقات میانی

۴. استفاده از بام به عنوان محل قرارگیری اجرام سنگین مانند هلیکوپتر

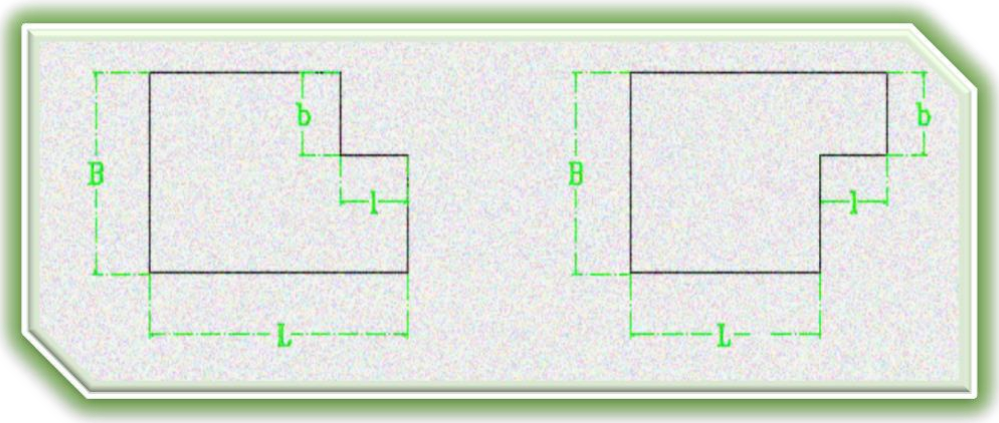
انواع نامنظمی در ساختمان ها:

الف) نامنظمی در پلان:

بر اساس ویرایش چهارم آئین نامه ۲۸۰۰ در صورت وجود هر یک از موارد پنج گانه زیر در پلان سازه، ساختمان در پلان دارای نامنظمی است.

۱. نامنظمی هندسی:

پلان ساختمان باید نسبت به قاب‌هایی که عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آنها قرار دارند، دارای شکل منظم و یا تقریباً متقارن باشد. با توجه به این موضوع مطابق شکل زیر در صورت وجود فرورفتگی(یا پس رفتگی) در ساختمان اگر اندازه آن در یکی از گوشه های ساختمان در دو جهت بطور همزمان از ۲۰٪ طول پلان در آن امتداد بیشتر باشد ساختمان نامنظمی هندسی دارد.



$l > 0.2\ L$

$b > 0.2\ B$

⇒ نامنظمی هندسی در پلان

نکاتی که باید در کنترل نامنظمی از نوع نامنظمی هندسی در پلان مدنظر قرار گیرد:

۱. وجود فرورفتگی و یا بیرون زدگی بیش از حد در پلان ساختمان می تواند باعث آسیب پذیر شدن آن در هنگام زلزله شود، زیرا در هنگام ارتعاش ساختمان ممکن است قسمت‌های مختلف پلان تمایل داشته باشند تا بصورت ناهماهنگ با یکدیگر حرکت کنند. در حقیقت در این حالت به دلیل ایجاد شدن گوشه‌هی فرورفته در پلان ساختمان، سازه ممکن است آسیب‌پذیر شود.

۲. در اعضای طره ای مثل بالکن که فاقد ستون گذاری است در بحث کنترل نامنظمی فرض می کنیم که بالکن وجود ندارد و پلان از نظر هندسی منظم است.

۳. در کف های ذوزنقه ای کنترل نامنظمی هندسی صورت نمی گیرد زیرا فرورفتگی بصورت مجزا نبوده و عملکرد کل سازه هماهنگ است.

۴. سازه هایی که دارای نورگیر هستند نامنظمی هندسی ندارند زیرا بازشو فرورفتگی محسوب نمی شود و دو پلان یکپارچه هستند که از نظر هندسی منظم می باشند ، توجه داشته باشیم که تنها باید این بحث کنترل شود که آیا ابعاد بازشوی کف می‌تواند باعث ایجاد نامنظمی در دیافراگم شودکه آن را در ادمهٔ بحث بررسی خواهیم کرد.

۲. نامنظمی پیچشی:

ابتدا قصد داریم شما را با مفهوم مرکز جرم و مرکز سختی آشنا نموده سپس نامنظمی پیچشی را توضیح دهیم

مرکز جرم:

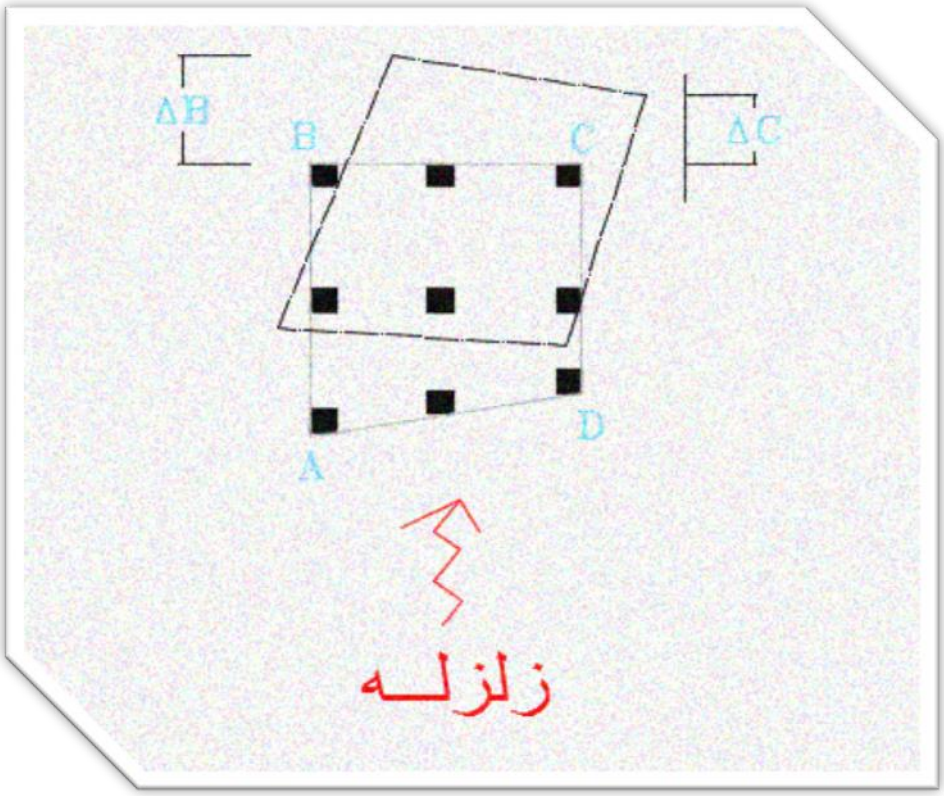
محلی که می‌توان برآیند نیرو های وارد بر جرم های طبقه را در آن در نظر گرفت مرکز جرم نام دارد.

مرکز سختی:

محلی که می‌توان برآیند نیروهای مقاوم ایجاد شده در هر طبقه را در آن در نظرگرفت ، مرکز سختی نام دارد.

حال در صورتی که مرکز جرم و مرکز سختی از هم فاصله داشته باشند در این صورت نیروی زلزله وارد بر طبقه و نیروی مقاوم در برابر آن نسبت به هم خروج از مرکزیت داشته و عملاًدر پلان پیچش ایجاد می‌شود، و سازه نامنظم پیچشی محسوب می‌شود.

مطابق شکل زیر اگر حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان(با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = ۱$) از ۲۰٪ متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان بزرگتر باشد باعث نامنظمی پیچشی می شود.



نامنظم زیاد پیچشی $\Longrightarrow$ $IF\ \frac{\Delta max}{\Delta ave} > 1.2$ ، $\Delta max = \Delta B$

و

نامنظم شدید پیچشی $\Longrightarrow$ $IF\ \frac{\Delta max}{\Delta ave} > 1.4$ ، $\Delta ave = \frac{\Delta B + \Delta C}{2}$

نکات و مفاهیم زیر در نامنظمی پیچشی حائز اهمیت است:

۱. منظور از تغییر مکان نسبی در یک طبقه تغییر مکان یک طبقه نسبت به طبقه زیرین خود می باشد.

۲. نامنظمی پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم کف ها صلب و یا نیمه صلب است کاربرد دارد.

۳. برای محاسبه نامنظمی پیچشی برای زلزله در جهت X از تغییر مکان های جانبی نسبی در راستای X استفاده

می کنیم و در جهت Y از تغییر مکان های جانبی در راستای Y استفاده می کنیم.

۳. اگر در یکی از جهات X و Y سازه نامنظم پیچشی باشد در مجموع سازه نامنظم پیچشی به شمار می آید.

۳. نامنظمی در دیافراگم:

در استاندارد های لرزه ای به سقف ساختمان دیافراگم گفته شده و به ۳ دسته صلب و نیمه صلب و انعطاف پذیر تقسیم می شود و نقش دیافراگم توزیع نیرو های جانبی وارد بر ساختمان بین اجزای باربر جانبی سازه می باشد و عواملی نظیر زیاد بودن مساحت بازشوها و تغییرات زیاد در سختی دیافراگم باعث نامنظمی در پلان ساختمان می شود و طبق آیین نامه ۲۸۰۰ به دو صورت زیر کنترل می شود:

۱. اگر مجموع سطح باز شوها در یک طبقه بیش از ۵۰٪ مساحت کل دیافراگم باشد باعث نامنظمی پلان خواهد شد.

۲. اگر تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه بیشتر از ۵۰٪ سختی دیافراگم در طبقات مجاور باشد سازه در پلان نامنظم خواهد بود.

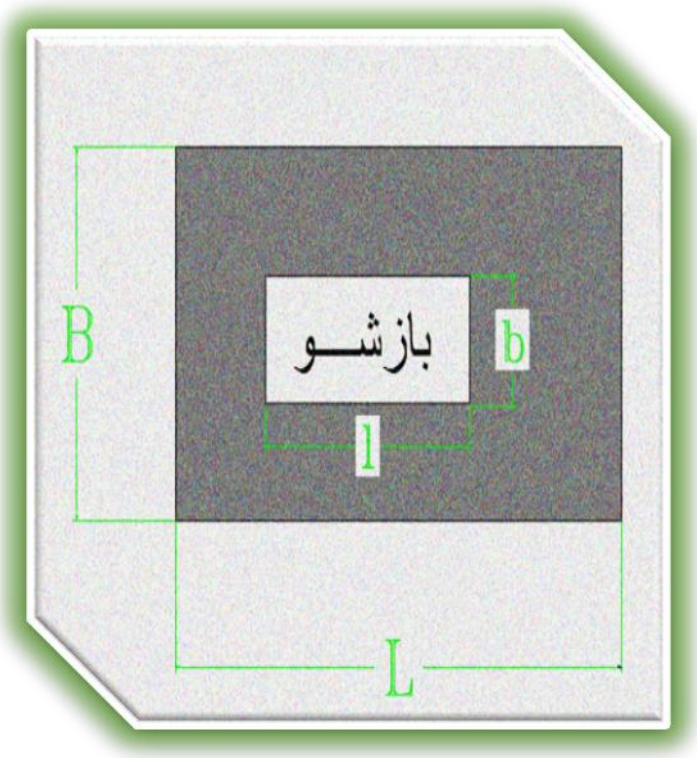
منظور از سختی دیافراگم در این بحث، سختی درون صفحه‌ای دیافراگم می‌باشد که البته در حالت کلی روش صریحی برای تعیین ان وجود ندارد.

نکات و مفاهیم زیر در نامنظمی در دیافراگم حائز اهمیت است:

۱. در بسیاری از پروژه های معمول اغلب داکت های تاسیساتی از قبل مشخص نبوده و ممکن است در

هنگام ساخت اضافه و کم یا بزرگ و کوچک شود به همین علت برای بدست آوردن مساحت باز شوها ، مساحت داکت های تاسیساتی را حدود (۵٪ -۱٪) مساحت پلان ساختمان در نظر می گیرند.

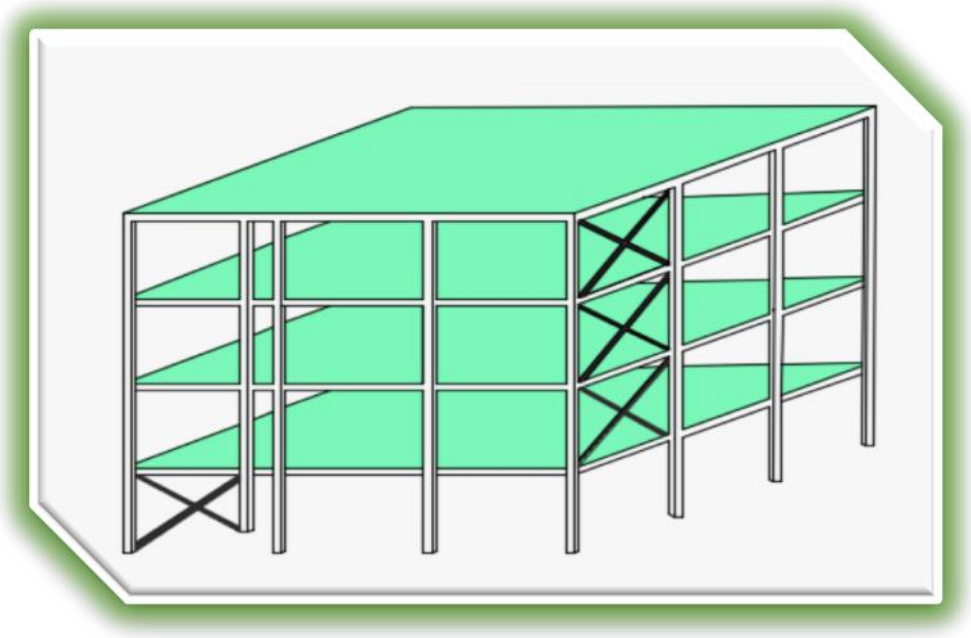
۲. اگر در پلان فرورفتگی داشته باشیم چون فرورفتگی جزئی از دیافراگم کف نمی باشد بایستی مساحت آن را از مساحت کل دیافراگم کم کنیم.



نامنظم در دیافراگم $\Longrightarrow$ $IF\ (l \times b) > 0.5\ (L \times B)$

۴. نامنظمی خارج از صفحه:

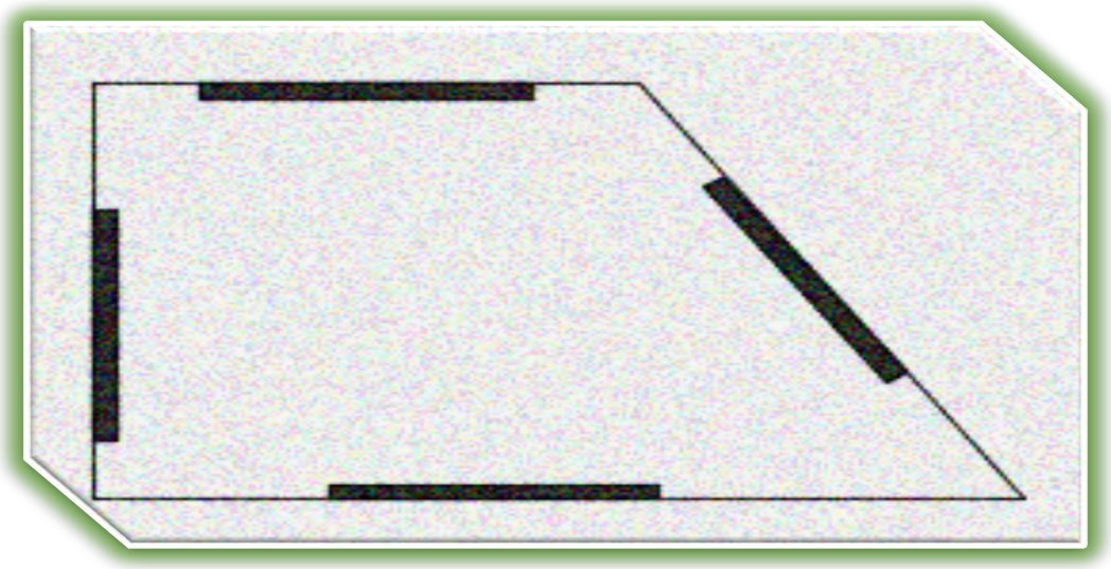
بطور کلی ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ بیان می‌کند که تغییر در مسیر انتقال بارهای جانبی از یک صفحه به صفحه دیگر نامناسب بوده و سبب ایجاد نامنظمی می شود. برای درک بیشتر این بحث شکل زیر را در نظر بگیرید



با توجه به شکل فوق ، در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی وجود داشته باشد، مانند تغییر صفحه حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی طبقات، نامنظمی خارج از صفحه در پلان رخ داده است.

۵. نامنظمی سیستم های خارج از صفحه:

در پلان زیر به دلیل مایل بودن قاب خمشی مایل در هر دو راستای X و Y سختی داشته و سهمی از نیروی زلزله خواهد داشت که این اتفاق از نظر مهندسی ایده آل نبوده و یک مهندس سازه معمولاً ترجیح می‌دهد که قاب‌های باربر جانبی در هر راستا، نیروی زلزله همان راستا را تحمل کنند در غیر اینصورت نامنظمی به محسوب می‌شود، یعنی اگر اجزای قائم سیستم باربر جانبی به موازات محور های متعامد اصلی ساختمان نباشد سازه در پلان نامنظم محسوب می شود.

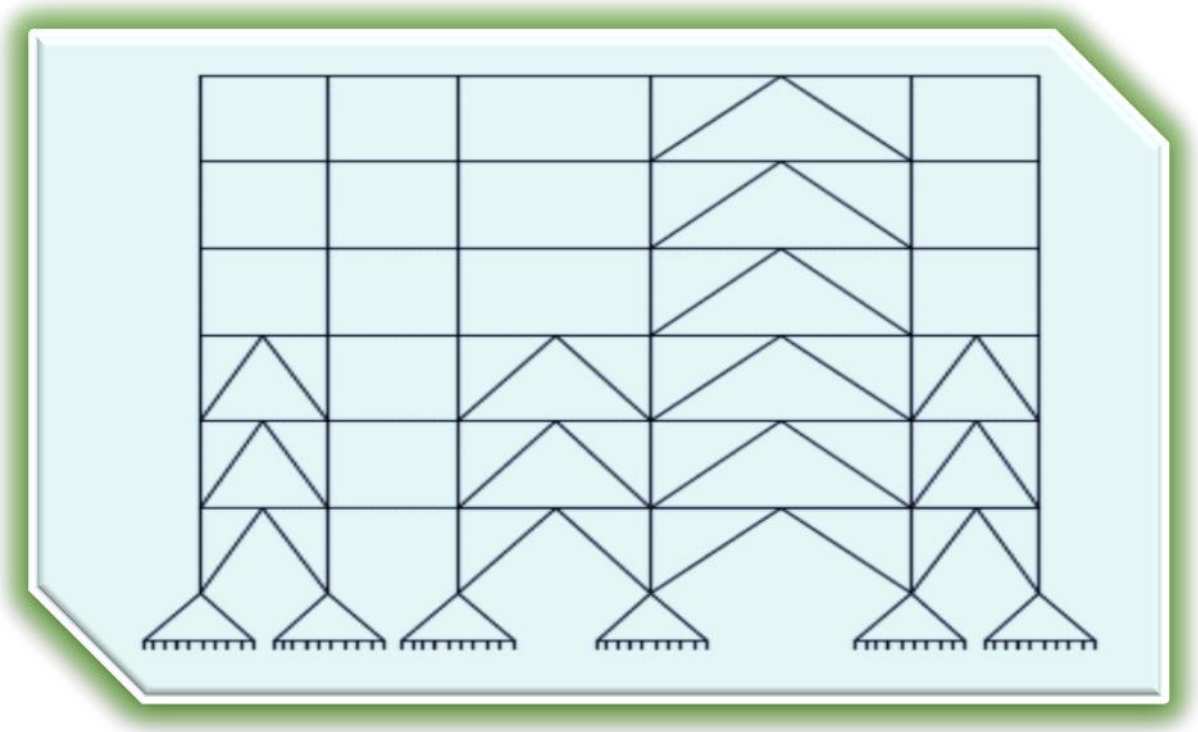


ب) نامنظمی در ارتفاع:

بر اساس ویرایش چهارم آئین نامه ۲۸۰۰ در صورت وجود هر یک از موارد زیر در ارتفاع سازه، ساختمان در ارتفاع دارای نامنظمی است.

۱. نامنظمی هندسی در ارتفاع:

در یک ساختمان چند طبقه، طبقات پایین‌تر نیروی برشی بیشتری را باید تحمل کنند و برای این منظور، معمولاً اعضای سازه در طبقات پایین قوی‌تر از طبقات پایین قوی‌تر از طبقات بالاتر خود هستند. مهندسین عمران گاهی اوقات برای اینکه طبقات پایین سازه را قویتر کنند تعداد دهانه های مهاربندی را افزایش می دهند که خود این موضوع می تواند باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه شود و بر طبق آیین نامه ۲۸۰۰ اگر ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیش از ۱۳۰٪ آن در طبقات مجاور (بالا و پایین) باشد ساختمان نامنظمی هندسی در ارتفاع خواهد داشت.



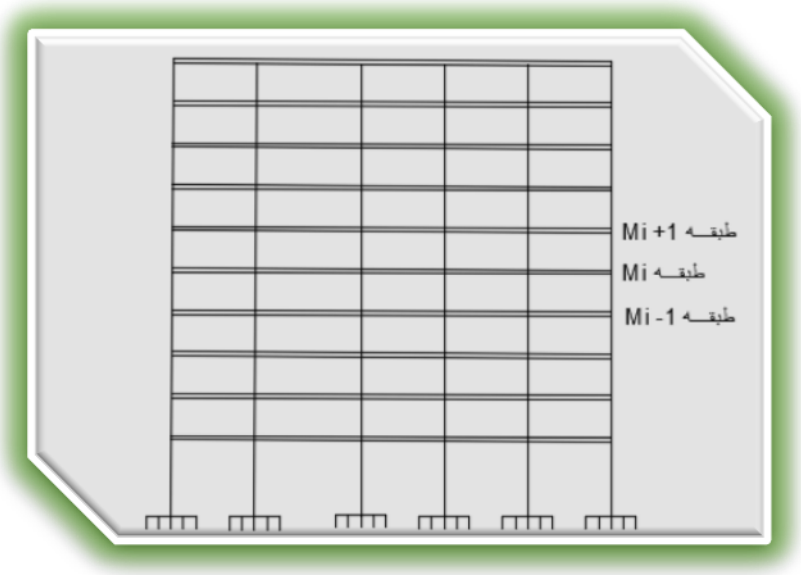
۲. نامنظمی جرمی در ارتفاع:

طبق آیین نامه ۲۸۰۰ اگر جرم هر طبقه بیش از ۵۰٪ با جرم طبقات مجاور (بالا و پایین) اختلاف داشته باشد ساختمان نامنظمی جرمی دارد.در مورد این بند دو موضوع زیر حائز اهمیت است:

۱. در این بند استاندارد ۲۸۰۰، منظور از جرم، جرم موثر لرزه‌ای سازه است که طبق آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم وزن موثر لرزه ای شامل بار مرده،وزن تاسیسات ثابت، دیوار های تقسیم کننده، درصدی از بار زنده تخفیف یافته و بار برف می‌باشد.

درصدی از بار زنده و برف + وزن تاسیسات ثابت و دیوارهای تقسیم کننده + بار مرده =W : وزن موثر لرزه‌ای

در این کنترل، طبقات بام و خرپشته مستثنی هستند.

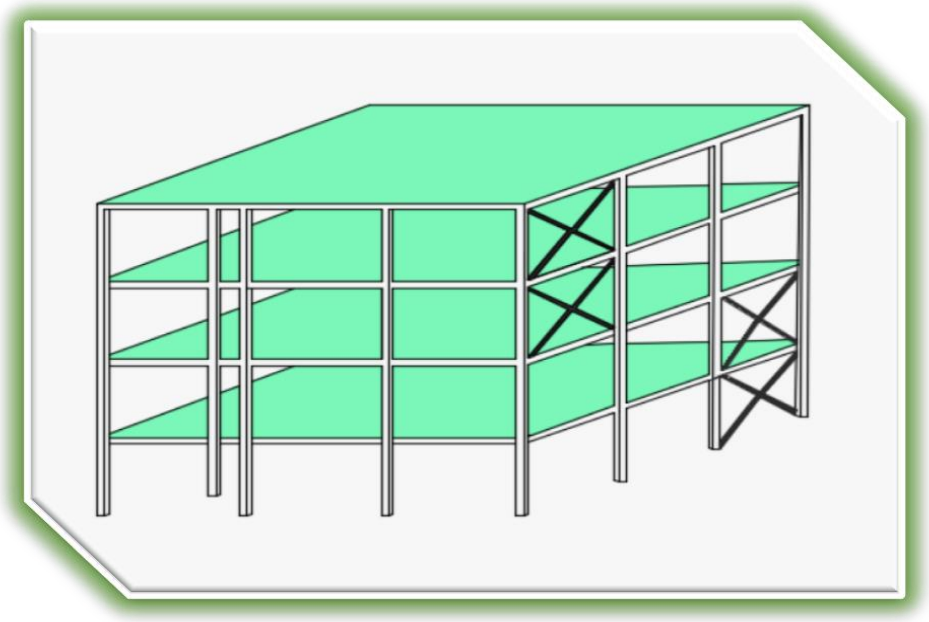


مطابق شکل اگر جرم موثر لرزه ای طبقه Mi بیش از ۵۰٪ جرم موثر لرزه ای طبقه Mi+1 یا طبقه Mi-1 باشد، باعث نامنظمی در ارتفاع از نوع نامنظمی جرمی می شود

۳. نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع:

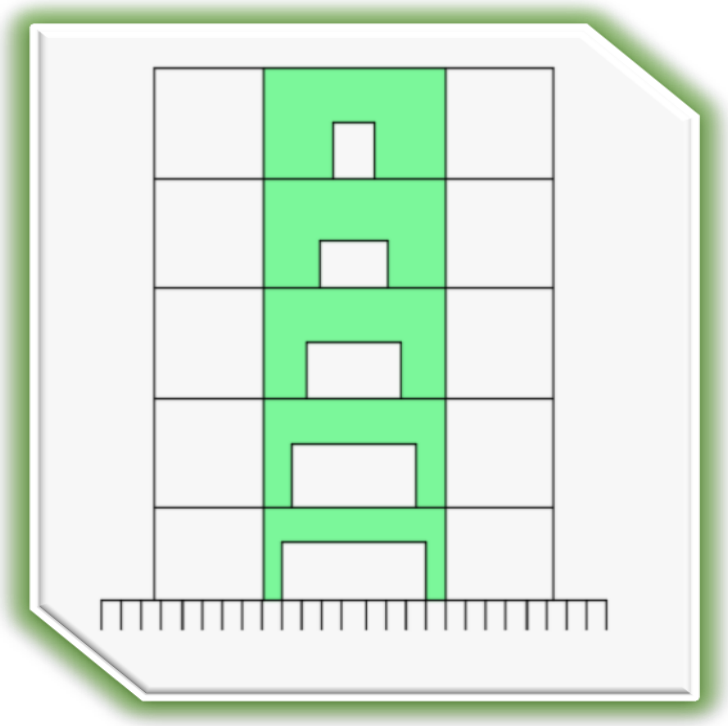
نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع مفهمی است که در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اضافه شده و در ویرایش سوم این استاندار مورد توجه نبوده است. بر طبق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اگر اجزای باربر در یک قاب از یک دهانه به دهانه دیگر انتقال یابد بطوریکه جابجایی ایجاد شده بیشتر از یک دهانه باشد باعث نامنظمی در ارتفاع از نوع نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع می شود.

مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در نامنظمی قطع سیستم های باربر جانبی ، جزئی از سیستم باربر جانبی که در ارتفاع قطع شده باعث می‌شود که آثار ناشی از واژگونی، به تیرها، دال ها، ستون ها، و دیوارهای تکیه گاهی وارد شود.



۴. نامنظمی در سختی جانبی در ارتفاع:

اگر در یک دهانه در دیوار برشی بازشویی ایجاد شود و یا یک مهاربند از مهاربندهای موجود حذف شود باعث می شود سختی آن طبقه کاهش چشمگیری نسبت به طبقات بالای خود داشته باشد و این مورد میتواند یکی از دلایل ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه باشد. طبق آیین نامه ۲۸۰۰ اگر سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰٪ سختی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد آن طبقه باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع شده و کل ساختمان در ارتفاع نامنظم می شود. برای محاسبه سختی یک طبقه می توان نیروی جانبی F را به سقف آن طبقه وارد کرده و نیرویی به همان اندازه و در خلاف جهت طبقه پایینی اعمال نموده و سختی را بصورت نسبت نیرو به تغییر مکان نسبی در طبقه تعریف کرد.



1) $Ki < 0.7K(i+1) \quad OR \quad Ki < 0.8\ (\frac{Ki+1+\ Ki+2+Ki+3}{3})$

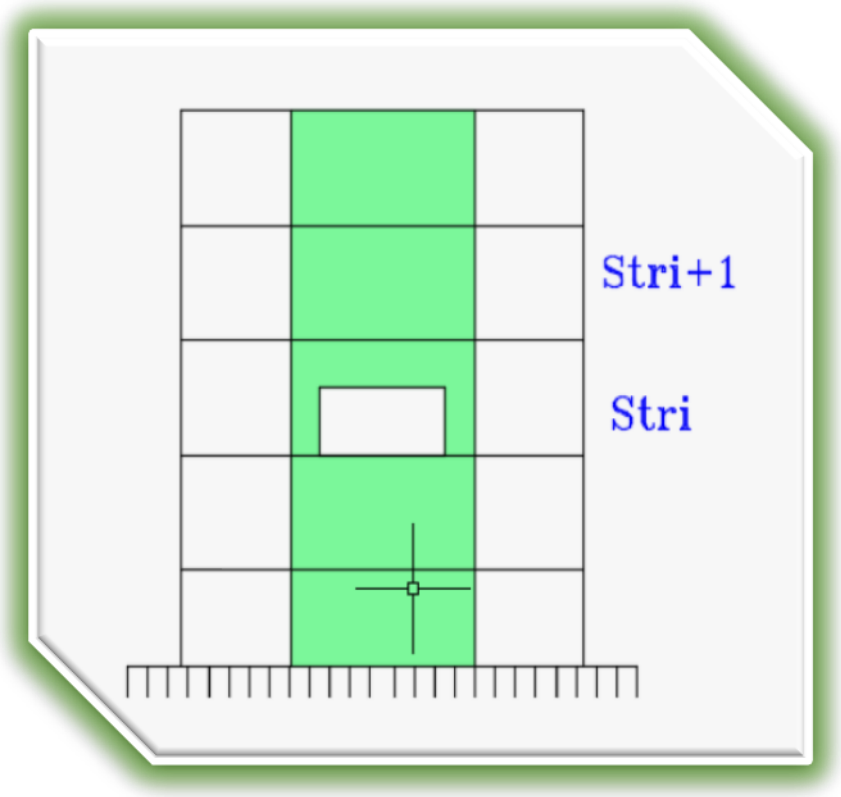
⇒ نامنظم در سختی (طبقه نرم)

2) $Ki < 0.6K(i+1) \quad OR \quad Ki < 0.7\ (\frac{Ki+1+\ Ki+2+Ki+3}{3}$

⇒ نامنظم در سختی (طبقه خیلی نرم)

۵. نامنظمی در مقاومت جانبی در ارتفاع:

طبق آیین نامه ۲۸۰۰ اگر مقاومت جانبی طبقه از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد آن طبقه باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع شده و کل ساختمان در ارتفاع نامنظم می شود.



نامنظم درمقاومت (طبقه ضعیف) Stri < 0.8 Stri+1

نامنظم درمقاومت (طبقه خیلی ضعیف) Stri < 0.65 Stri+1

تبعات نامنظمی ساختمان ها:

آئین نامه های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله تفاوتی بین سازه‌های منظم و نامنظم در نظر می‌گیرند، بگونه‌ای که عملاً طراحی ساختمان‌های نامنظم ضوابط سخت‌گیرانه‌تری داشته باشد.بر اساس ویرایش چهارم آئین‌نامه ۲۸۰۰ در برخی از ساختمان های نامنظم باید الزاماتی تکمیلی در نظر گرفته شود که در ادامه مهمترین آنها را بررسی می‌کنیم:

۱. احداث ساختمان های با نامنظمی" طبقه خیلی ضعیف " در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه ویا ۱۰ متر باشد.

۲. احداث ساختمان‌های با نامنظمی" طبقه خیلی نرم " و " شدید پیچشی " در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی خاک‌های نوع I ، II ، III مجاز است.

توجه: موارد ۱ و ۲ بر اساس بند (۱-۷-۳) از ویرایش چهرم استاندارد ۲۸۰۰ذکر شده‌اند.

۳. در تمام حالات نامنظمی در پلان، تحلیل سازه در برابر زلزله باید با در نظر گرفتن اثر همزمان نیروی زلزله در دو امتداد عمود بر هم انجام گیرد. این موضوع که یکی از روش‌های در نظر گرفتن آن اصطلاحاً قاعده ۳۰-۱۰۰ نام دارد، قابل استناد به بند (۳-۱-۴) ویرایش چهرم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

۴. بر اساس بند (۳-۲-۲) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های از چهار طبقه تا کمتر از ۵۰ متر که مشمول یکی از حالات‌های نامنظمی اشاره شده در زیر باشند، الزاماً باید از روش‌های تحلیل دینامیکی برای آنها استفاده شود و روش تحلیل استاتیکی معادل مجاز نخواهد بود:

الف)نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان

ب) نامنظمی جرمی، طبقه نرم و طبقه خیلی نرم در ارتفاع

۵. با توجه به بند (۳-۳-۷-۳) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های " نامنظم زیاد یا شدید پیچشی"، برون مرکزیت اتفاقی در محاسبات نیروی زلزله باید در ضریب بزرگنمایی A_j ضرب شود.

۶. مطابق بند (۳-۵-۴) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های " نامنظم زیاد یا شدید پیچشی"، برای کنترل تغییر مکان های جانبی ساختما (کنترل دریفت) ب جای تفاوت تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری یاختمان مدنظر قرار گیرد.

۷. مطابق بند (۳-۸-۷) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در کلیهٔ سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ " هندسی"، "دیافراگم"، "خارج از صفحه" و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ " قطع سیستم باربر جانبی" که در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر مستقل هستند، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم باربر جانبی باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

۸. با استناد به بند (۳-۹) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان ازنوع

" نامنظمی خارج از صفحه " یا نامنظمی در ارتفاع از نوع " قطع سیستم باربر جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون

تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضا را تحمل می‌کنند، باید برای

بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 E$) طراحی شوند.

۱-۶ بارگذاری جانبی:

۱-۶-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل:

این روش تحلیل که یکی از رایج‌ترین روش‌های تحلیل سازه می‌باشد رفتار سازه خطی در نظر گرفته می-شود و نیروی جانبی زلزله از طریق ضوابط آئین‌نامه ۲۸۰۰ تعیین می‌شود که با این ضوابط قادر خواهیم بود نیروی برش پایه (V_u) را به دست آورده و آنرا در طبقات توزیع نمائیم، که در این قسمت می‌خواهیم نحوه به دست آوردن این روش را برای مهندسان عزیز شرح دهیم:

- تراز پایه به ترازی در ساختمان اطلاق می‌گردد که در هنگام وقوع زلزله از آن تراز به تراز پایین اختلاف حرکت جانبی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشد. تراز پایه با توجه به در نظر گرفتن یکی از شرایط زیر محاسبه خواهد شد:

۱- اگر ساختمان دارای زیر زمین باشد و دیوارهای حائل به سازه متصل نباشند، بدین ترتیب تراز پایه در سطح بالای شالوده در نظر گرفته خواهد شد.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمین که دیوارهای حائل به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوارهای حائل زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشند، تراز پایه می‌تواند در نزدیکترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود ولی به شرط اینکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. برای این منظور می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

مثال: اگر در یک سازه‌ی ۸ طبقه در ۲ طبقه اول پیرامون خود به صورت پیوسته دیوار برشی باشد تراز مبنا بالای طبقه دوم و ابتدای طبقه سوم خواهد بود.

✓ برش پایه

نیروی برشی پایه به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه به ساختمان اعمال می-گردد.

$V_u = CW$

W: وزن مؤثر لرزه‌ای

C: ضریب زلزله (ضریب پرش پایه)

- وزن مؤثر لرزه‌ای طبق آئین‌نامه ۲۸۰۰ شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بارهای زنده و بار برف می‌باشد که طبق جدول زیر محاسبه می‌شود:

جدول ۹: درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

✓ ضریب زلزله

ضریب زلزله یا همان ضریب پرش پایه طبق آئین‌نامه ۲۸۰۰ از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

A: نسبت شتاب مبنای طرح

B: ضریب بازتاب ساختمان

I: ضریب اهمیت ساختمان

R_u: ضریب رفتار ساختمان

آئین‌نامه ۲۸۰۰ برای پرش پایه یک حداقل در نظر گرفته است که به تبع آن نیز وقتی ضریب زلزله را محاسبه می‌نمائیم نباید مقدار آن از یک حدی که در زیر آورده شده است کمتر باشد:

$V_{u,min} = 0.12AIW$

$C_{min} = 0.12AI$

جدول ۱۰: ضریب زلزله حداقل برای پهنه‌ها و ضرایب اهمیت مختلف

ضریب اهمیت / نسبت شتاب مبنا	I=0.8	I=1.0	I=1.2	I=1.4
A=0.35	0.0336	0.0420	0.0504	0.0588
A=0.30	0.0280	0.0360	0.0432	0.0504
A=0.25	0.0240	0.0300	0.0360	0.0420
A=0.20	0.0192	0.0240	0.0288	0.0336

بعد از معرفی برش پایه و ضریب زلزله حال می‌خواهیم تک تک پارمترهای مربوط به این روابط را معرفی کرده و مقادیر آنها را طبق آئین‌نامه مشخص نمائیم:

- ضریب اهمیت ساختمان (I)

این ضریب با توجه به نوع کاربری ساختمان‌ها به چهار گروه زیر تقسیم‌بندی می‌شود:

جدول ۱۱: ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

حال بعد از مشخص کردن مقادیر ضریب اهمیت بایستی ببینیم سازه مورد نظر ما در چه گروهی قرار خواهد گرفت که با توجه به توضیحات زیر گروه خود را مشخص خواهیم نمود:

❖ گروه ۱ – ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد (I=1.4)

همانطرکه از اسمشان پیداست بایستی در مواقع ضروری قابل استفاده باشند که آئین‌نامه ۲۸۰۰ این گروه را به دو دسته زیر تقسیم‌بندی می‌کند:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده‌بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و بطور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

ب- ساختمان‌های خطرزا:

این گروه شامل ساختمان‌ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شوند، مانند کارخانه‌های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص.

❖ گروه ۲ – ساختمان‌های با اهمیت زیاد (I=1.2)

این گروه نیز جزء گروه‌های پر اهمیت قرار دارد که مقدار اهمیت آن کمتر از ساختمان‌های گروه ۱ می‌باشد و آئین‌نامه ۲۸۰۰ این گروه را به سه دسته زیر تقسیم‌بندی می‌نماید:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود؛ مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافربری و یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد (مانند مانند برخی از تالارها، سالن‌های ورزشی و ...).

ب- ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و بطور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنه موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود؛ مانند پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

❖ گروه ۳ – ساختمان‌های با اهمیت متوسط (I=1.0)

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول آئین‌نامه بجز ساختمان‌های سه گروه دیگر می‌شود؛ مانند ساختمان‌های مسکونی، اداری، تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی.

❖ گروه ۴ – ساختمان‌های با اهمیت کم (I=0.8)

آئین‌نامه ۲۸۰۰ این گروه را به دو دسته زیر تقسیم‌بندی می‌کند:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های نگهداری دام.

ب- ساختمان‌های موقتی که مدت بهره‌برداری آز آنها کمتر از ۲ سال است.

- نسبت شتاب مبنا (A)

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی مشخص می‌شود که آئین‌نامه ۲۸۰۰ به چهار منطقه زیر تقسیم‌بندی می‌کند که در زیر آورده شده است:

جدول۱۲: نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

- ضریب بازتاب ساختمان (B)

درهنگام وقوع زمین‌لرزه سنگ بستر با شتاب حرکت خواهد کرد و این شتاب از لا به لای خاک‌های بالای سنگ بستر عبورکرده و به سازه می‌رسد. بنابراین درپیداکردن نیروی اعمالی درسازه از جانب زمین‌لرزه شتاب انتقال یافته به سازه اهمیت دارد. پس می‌توان گفت خاک نقش اساسی در نحوه انتقال شتاب سنگ بستر به سازه دارد. بنابراین زمین بازتاب که نسبت شتاب سازه به شتاب سنگ بستر است به نوع خاک ساختگاه وابسته است. چون همچنان که گفته شد خاک ساختگاه درنحوه انتقال شتاب از سنگ بستر به سازه نقش بسزایی دارد که می‌تواند باعث تشدید یا استهلاک شتاب انتقالی به سازه باشد.

مهم ترین عوامل تاثیرگذار در روی ضریب بازتاب ساختمان و در نتیجه شتاب سازه:

۱- نوع خاک: امواج زلزله برای رسیدن به سازه باید از لایه‌های خاک عبورکنند که براساس مشخصات و مفاهیم ژئوتکنیک لرزه‌ای ویژگی‌های موجود در خاک می‌تواند شتاب انتقالی به سازه را نسبت به شتاب بسترسنگی تغییر دهد.

۲- ویژگی‌های سازه: سختی سازه بر روی نحوه ارتعاش و شتاب سازه اثرگذار است. به عنوان مثال ساختمان‌های بلند درمقایسه با ساختمان های کوتاه زمان تناوب بیشتری در نوسان دارند. که این موضوع می‌تواند باعث تغییر و تفاوت در شتاب این سازه‌ها باشد.

طبقه‌بندی انواع خاک:

از نظر آئین‌نامه ۲۸۰۰ خاک‌های موجود درکشورکه در محیط های ساخت و ساز وجود دارد که به اصطلاح ساختگاه شناخته شده‌اند به ۴ دسته تقسیم می‌شوند. تقسیم‌بندی‌ها به گونه‌ای است که هر نوع خاک برای محدوده‌ای از سرعت موج برشی خاک تعریف شده است.

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می ئشود :

$$B = B_1 N$$

B_1: ضریب شکل طیف

N: ضریب اصلاح طیف

ضریب شکل طیف ، B_1 ، با در نظرگرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های ۲-۱- الف و ۲-۱-ب تعیین می شود.

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) \qquad 0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1 \qquad T_0 < T < T_S$$

$B_1 = (S+1)(T_S/T)$ $T > T_S$

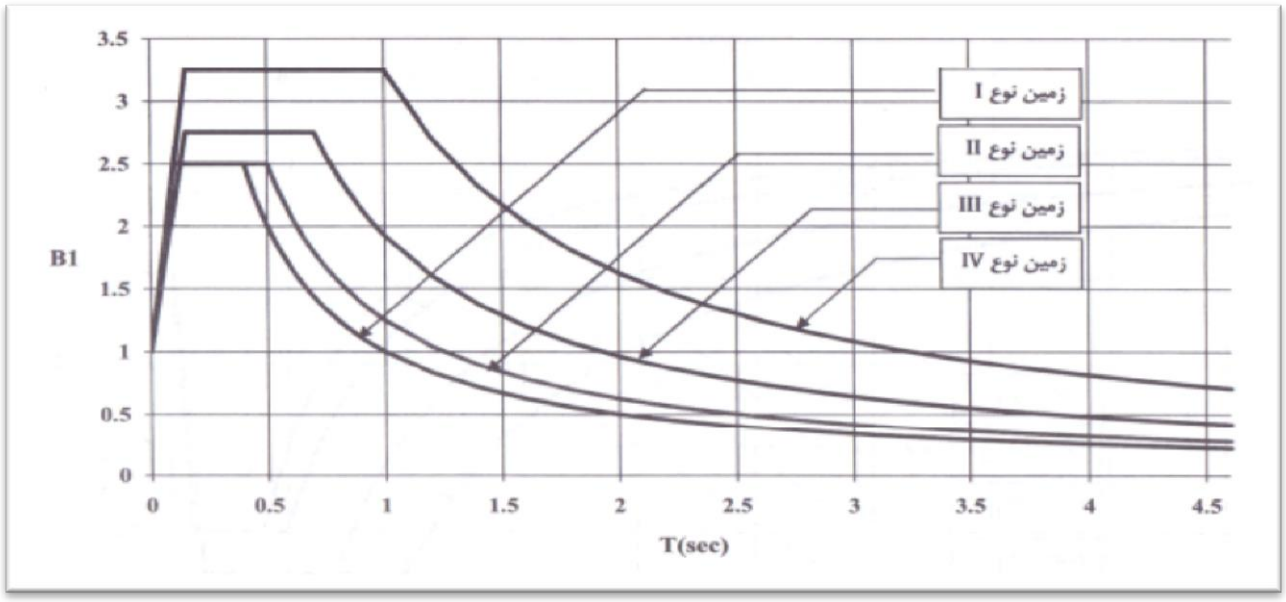
در این روابط :

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است.

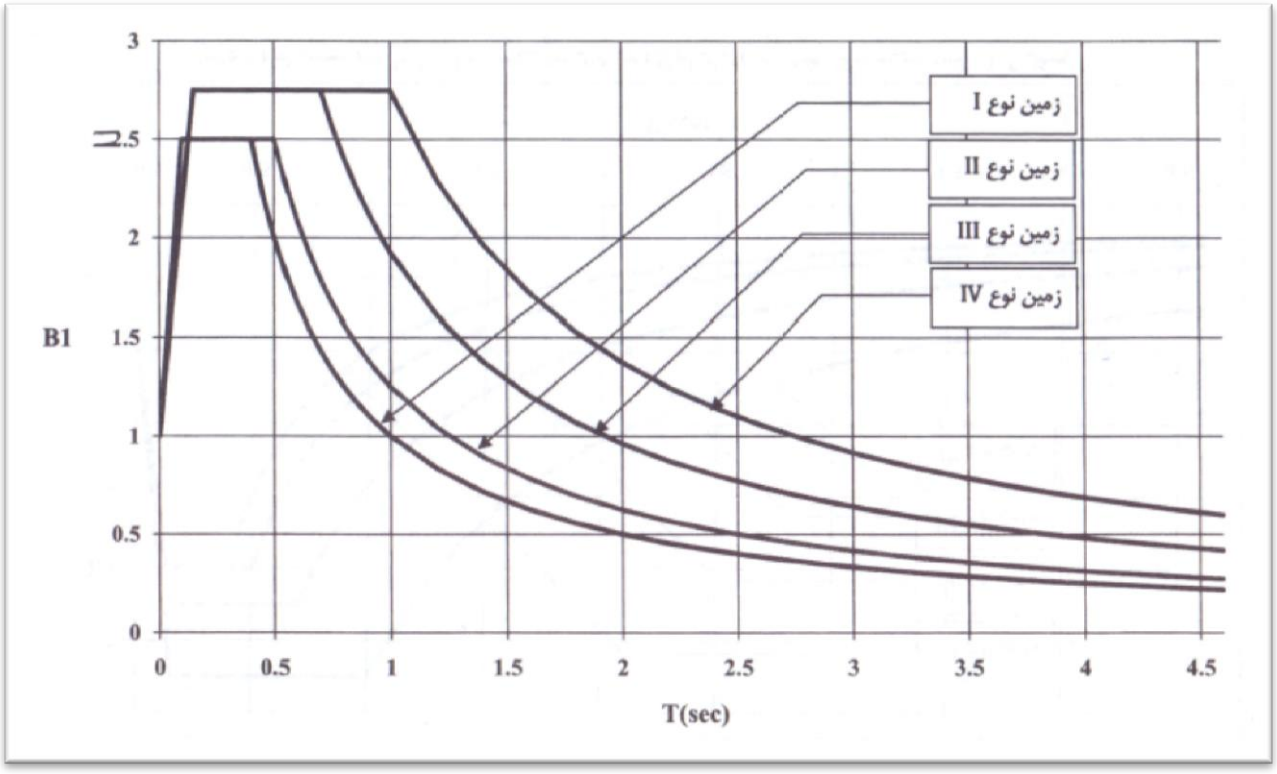
S_0, S, T_S, T_0: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) آورده شده است.

جدول ۱۳: پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱



شکل ۲۱: ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل۲۲: ضریب شکل طیف برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

ضریب اصلاح طیف(N):

باتوجه به تقسیم‌بندی ناحیه‌های دور از گسل و نزدیک گسل ثابت می‌شود که حوزه‌های نزدیک گسل نسبت به حوزه‌های دور از گسل از آسیب‌پذیری بیشتری برخوردارند. لذا پاسخ سازه‌های نزدیک گسل نسبت به حوزه دور ازگسل بیشتر خواهد بود.

ازاین رو می‌توان گفت سازه‌ای که درحوزه نزدیک گسل واقع شده است بایستی از شرایط سخت‌گیرانه‌تری نسبت به حوزه دور از گسل برخوردار باشد. مطالعات نشان می‌دهد که درحوزه نزدیک گسل نیز سازه‌ها با زمان تناوب بیشتر(سازه‌های بلندتر) درحوزه نزدیک گسل نسبت به سازه‌های کوتاه‌تر آسیب پذیرترند. ازاین رو آئین نامه ۲۸۰۰ نیز در ویرایش چهارم مقدار ضریب بازتاب را به وسیله‌ی ضریبی بنام N برای حوزه‌های نزدیک گسل اصلاح کرده است. درحقیقت با اعمال این ضریب سازه‌های نزدیک گسل دارای ضریب بازتاب بیشتری نسبت به سازه‌های دورازگسل خواهند داشت. اگر بخواهیم بصیرت و آگاهی ازحوزه نزدیک داشته

باشیم می‌توانیم بگوییم که درحوزه نزدیک گسل نوعی نیروی اعمال به سازه از طرف زمین‌لرزه ضربه گونه است پس سازه دراین حالت فرصت کمتری برای نشان دادن پاسخ مناسب در مقابل زلزله خواهد داشت. پس عملاً از پتانسیل‌های مقاومتی سازه که عامل ایستایی سازه‌ها می‌باشند (نیروی لختی, نیروی میرایی, نیروی فنر, کرنش) کاسته خواهد شد و سازه مستعد آسیب‌پذیری خواهد بود.

الف) برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$N = 1$ $T<T_S$

$N = \frac{0.7}{4 - T_S}(T - TS) + 1$ $T_S<T<4sec$

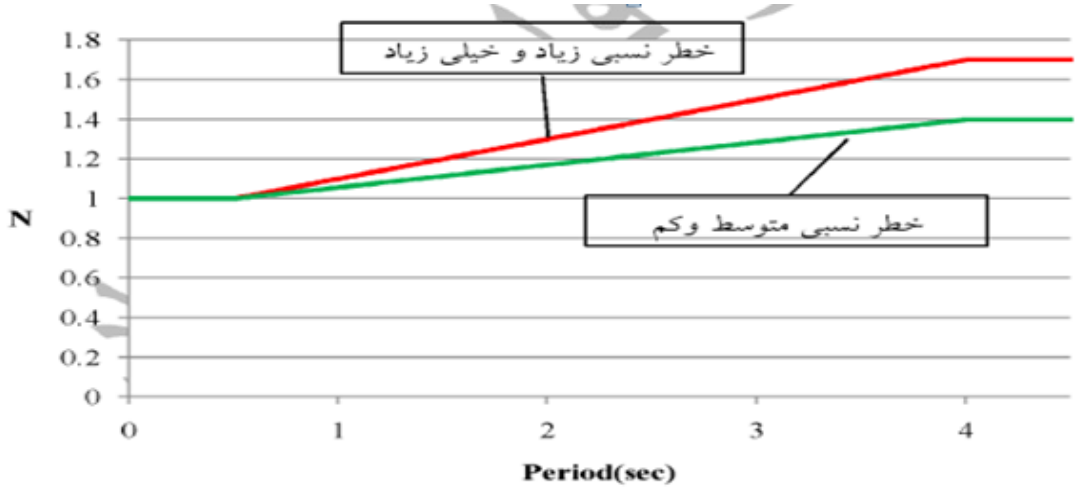
$N = 1.7$ $T<4sec$

الف) برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم

$N = 1$ $T < T_S$

$N = \frac{0.4}{4 - T_S}(T - TS) + 1$ $T_S < T < 4sec$

$N = 1.4$ $T < 4sec$



شکل ۲۳: ضریب اصلاح طیف، N برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم

زمان تناوب اصلی نوسان (T)

زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می‌گردد.

الف – برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند :

- در قاب های فولادی :

$$T = ۰/۰۸H^{۳/۴} \qquad (۳-۳)$$

- در قاب های بتن مسلح :

$$T = ۰/۰۵H^{۰/۹} \qquad (۴-۳)$$

۲-چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمایند :

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شوند.

ب- در قاب‌های دارای مهاربندهای واگرا،

$$T =۰/۰۸ H^{۳/۴} \qquad (۶-۳)$$

ج- برای سایر سیستم‌های ساختمانی مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، در تمام موارد وجود و یا عدم وجود جداگرهای میانقابی

$$T =۰/۰۵ H^{۳/۴} \qquad (۶-۳)$$

در روابط فوق ، H ، ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته ، درصورتیکه وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد. درمورد بام های شیب دار، H بر اساس ارتفاع متوسط بام از تراز پایه محاسبه می‌شود.

جدول۱۴: خلاصه روابط محاسبه زمان تناوب تجربی

نوع سیستم سازه	اثر میانقاب	بدون اثر میانقاب	با اثر میانقاب
قاب خمشی	بتن‌آرمه	$0.05H^{0.9}$	$0.8*0.05H^{0.9}$
	فولادی	$0.08H^{0.75}$	$0.8*0.08H^{0.75}$
سیستم مهاربندی	مهاربند واگرا	$0.08H^{0.75}$	$0.8*0.08H^{0.75}$
سایر سیستم‌ها بجز سیستم کنسولی	سایر سیستم‌ها	$0.05H^{0.75}$	$0.05H^{0.75}$

زمان تناوب ساختمان‌های غیرمتعارف

ساختمان‌های غیرمتعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در آنها عمدتاً بصورت متناسب تغییر نیابد؛ مانند ساختمان مساجد، آمفی تئاترها، سالن‌های ورزشی، گنبدها و ...

در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی بایستی با استفاده از تحلیل دینامیکی و روابط زیر به دست می‌آیند:

الف- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور شده باشند:

$$T = T_D$$

ب- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$T = 0.8T_D$$

مفهوم میانقاب

هرعاملی که مانعی در مقابل حرکت قاب باشد میانقاب خواهد بود. در سازه‌های ساختمانی اکثراً دیوارهای داخلی قاب میانقاب به شمار می‌آیند. میانقاب‌ها درصورت اتصال قاب باعث افزایش سختی جانبی قاب می-شود. درصورتیکه بخواهیم دیوارها مانع حرکت نشوند یا اصطلاحاً میانقاب محسوب نشوند بایستی ازستون-های اطراف خود مقداری فاصله داشته باشند.

- ✓ فاصله دیواروقاب برای اینکه دیوارمانع حرکت قاب نشودبایستی برابربا حداکثرجابجایی نسبی طبقه باشد.
- ✓ درصورتی که دیوار مانع حرکت قاب شود (میانقاب باشد) طبق آئین‌نامه۲۸۰۰ بایستی در طراحی قاب، اندرکنش ما بین دیوار و قاب (اثر قاب و دیوار بر روی هم) در نظر گرفته شود که این کار مشکل است.

تبصره۱: بجای استفاده از روابط تجربی یادشده می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان، T، را با استفاده از روش تحلیل مناسب با در نظرگرفتن خصوصیات سازه محاسبه نمود، ولی مقدار آن نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

تبصره۲ : در مورد ساختمان‌های خاصی که ویژگی‌های دینامیکی آنها با ساختمان‌های متعارف متفاوت بوده و نتایج روابط تجربی ذکر شده محل دارای تردید باشد، زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان ، T ، باید با استفاده از روش تحلیلی مناسب و با در نظر گرفتن اثرات کلیه اجزای سازه‌ای و اجزای غیرسازه‌ای تأثیرگذار از قبیل جداگرهای میانقابی محاسبه شود، درصورتیکه اثرات اجزای غیرسازه‌ای در مدل تحلیلی درنظر گرفته نشود ، زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان ،T، را باید ۸۰ درصد زمان تناوب تحلیلی در نظر گرفت.

تبصره۳ : در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، به منظور در نظرگرفتن سختی مؤثر در اثر ترک-خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها Ig ۰/۵ و برای ستون ها و دیوارها Ig

منظور شود. Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون درنظرگرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۵-۵ * برای مقاطع ترک خورده است.

*بند ۳-۵-۵- در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، طبق توصیه آئین‌نامه بتن ایران (آبا) برای تیرها $0/35 I_g$ ، برای ستونها $0/7 I_g$ و برای دیوارها $0/35 I_g$ یا $0/7 I_g$ نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P-Delta نیز صرف‌نظر کرد.

نکته مهم

زمان تناوب تجربی گفته‌شده برای تحلیل اولیه سازه است تا سختی اولیه سازه مشخص گردد؛ لذا در هنگام طراحی سازه‌ها بایستی از زمان تناوب واقعی استفاده شود. زمان تناوب واقعی سازه براساس استاندارد ۲۸۰۰ بصورت زیرخواهد بود.

زمان تناوب واقعی سازه = $\min\{$زمان تناوب تحلیلی, یا زمان تناوب تجربی$\times$۱,۲۵$\}$

- ✓ زمان تناوب تحلیلی را می‌توان با استفاده از نرم‌افزارهای ETABS و یا SAP به دست آورد.

ضریب رفتار ساختمان(R_u)

ضریب رفتار ساختمان دربرگیرنده عواملی از قبیل شکل‌پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. برای این ضریب آئین‌نامه ۲۸۰۰ مقادیر زیر که در جدول آورده است مشخص کرده است:

جدول۱۵: مقادیر ضریب رفتار ساختمان ، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمانH_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	Cd	H_m (متر)
الف-سیستم دیوارهای باربر	۱-دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی[۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵-دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسمه ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷-دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱-یوارهای برشی بتن مسلح ویژه[۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۵	۲/۵	۴	۵۰
	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی[۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵-مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶-مهاربندی کمانش تاب	۷	۲	۵/۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معموی فولادی [۲]	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸-مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ-سیستم قاب خمشی	۱-قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲-قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۵۰
	۳-قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴-قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵-قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶-قاب خمشی فولادی معمولی [۱] و [۵]	۳/۵	۳	۳	-
ت-سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱-قاب خمشی ویژه(فولادی یا بتنی)، دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲-قاب خمشی بتن متوسط+دیوار برشی بتن مسلح ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳-قاب خمشی بتن متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴-قاب خمشی فولادی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵-قاب خمشی فولادی ویژه+ پمهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶-قاب خمشی فولادی متوسط +مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷-قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸-قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث-سیستم کنسولی	۱-سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

ضریب نامعینی

اگر در هنگام زلزله تعداد عناصر مقاوم جانبی کم باشد، سازه عملکرد مطلوبی در برابر جذب انرژی و تأمین شکل‌پذیری کاهش خواهد یافت؛ به همین منظور آئین‌نامه ۲۸۰۰ ضریبی بنام ضریب درجه نامعینی یا ضریب نامعینی سازه تعریف کرده است که آن را با نماد ρ نشان داده می‌شود. آئین‌نامه‌های لرزه‌ای با استفاده از این ضریب در برخی ساختمان‌ها که درجه نامعینی کافی ندارند نیروی زلزله را در طراحی افزایش می‌دهند.

طبق بند (۳-۳-۲) آئین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود بر هم دارای نامعینی ناکافی هستند بایستی برای بار جانبی بیشتری طراحی گردند که در این مورد برش پایه ساختمان با ضریب $\rho = 1.2$ افزایش داده می‌شود.

آئین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای اینکه $\rho = 1.0$ باشد دو شرط زیر را در نظر گرفته است که عبارتند از:

الف) ساختمان منظم در پلان و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵ درصد نیروی برش پایه ساختمان در آنها ایجاد می‌شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند (در سیستم‌های دارای دیوار برشی برای پیدا کردن تعداد دهانه‌ها باید طول دیوار را بر ارتفاع طبقه تقسیم کنیم.

ب) هر طبقه‌ای از ساختمان که در آن بیش از ۳۵ درصد نیروی برش پایه ایجاد شود، باید با توجه به نوع سیستم سازه‌ای ضوابط جدول زیر را دارا باشد.

نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	ضوابط
قاب ساده مهاربندی‌شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن، باعث از دست‌رفتن بیش از ۳۳ درصد مقاومت جانبی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.
قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر، باعث از دست‌رفتن بیش از ۳۳ درصد مقاومت جانبی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از یک	حذف یک دهانه دیوار برشی یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها، موجب از دست‌رفتن بیش از مقاومت جانبی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیش از ۳۳ درصد نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.

- ✓ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ضریب نامعینی در آنها برابر ۱/۰ لحاظ خواهد شد:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌هت از ۱۰ متر از تراز پایه

ب- محاسبه تغییرمکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر P-Delta

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدیدیافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت ضریب Ω_0 ضرب می‌شود.

توزیع نیروی جانبی زلزله در ساختمان

نیروی جانبی به دو صورت در ساختمان‌ها توزیع می‌شود که بصورت زیر خواهند بود:

الف) توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه (V_u)، طبق آئین‌نامه ۲۸۰۰ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V_u$$

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i: وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i: ارتفاع تراز سقف طبق i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T طبق جدول زیر محاسبه می‌شود:

محدوده زمان تناوب	ضریب k
T < 0.5 sec	K = 1.0
0.5 ≤ T ≤ 2.5 sec	K = 0.5 T + 0.75
T > 2.5 sec	K= 2.0

ب) توزیع نیروی برشی در پلان ساختمان

توزیع نیروی برشی در طبقات ساختمان به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجادشده به علت برون از مرکزبودن این نیروها در طبقات، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم جانبی به نسبت سختی آنها توزیع می‌گردد.

- ✓ در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این نیروهای برش‌ها باید اثر تغییرشکل‌های ایجاد شده در کف‌ها نیز منظور شود.

لنگر پیچشی ایجادشده در طبقه i در اثر نیروهای جانبی زلزله بصورت زیر به دست خواهد آمد:

$$M_{ui} = \sum_{j=1}^{n}(e_{ij} + e_{aj})F_{uj}$$

e_{ij}: برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj}: برون مرکزی اتفاقی طبقه j

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه j

- ✓ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچش موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی (A_j) ضرب شود.

$$A_j = (\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}})^2 \qquad 1 \le A_j \le 3$$

Δ_{max}: حداکثر تغییرمکان طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave}: میانگین تغییرمکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

* بند ۱-۷-۱-ب نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظورکردن $A_j = 1.0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی"زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی"شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

- ✓ در ساختمان‌های تا ۵ طبق و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی نیست.

معرفی بارهای وارد بر یک سازه

تمامی بارهایی را که برای طراحی یک سازه لازم است از قسمت Load Pattern تعریف خواهد شد که در این بخش این قسمت را می‌خواهیم توضیح دهیم:

جدول۱۶: معرفی الگوهای بار وارده به سازه در حالت تحلیل استاتیکی

شرح الگوی بار	نام الگوی بار
بار مرده	Dead
بار زنده	Live
بار زنده بام	Live Roof
بار زنده معادل تیغه‌بندی	Live Partition
بار برف	Snow
بار زلزله در جهت X بدون خروج از مرکزیت	EX
بار زلزله در جهت Y بدون خروج از مرکزیت	EY
بار زلزله در جهت X با خروج از مرکزیت مثبت و منفی	EX All
بار زلزله در جهت Y با خروج از مرکزیت مثبت و منفی	EY All
بار اصلاح جرم طبقات	Wall
بار قائم زلزله	EV

- بار مرده (Dead)

این الگوی بار که از نوع بار مرده (Dead) تعریف می‌شود که شامل وزن اسکلت سازه که اعم از وزن تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال‌ها می‌باشد که نرم‌افزار قادر به در نظر گرفتن خودکار این وزن‌ها می‌باشد.

- بار زنده (Live)

این الگوی بار که از نوع زنده (Live) تعریف می‌شود که شامل بارهای اشخاص، اشخاص و ... می-باشد که می‌توان آن را بدون در نظر گرفتن کاهش سربار می‌باشد.

نکته: طبق بند ۶-۵-۷ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بجز بارهای زنده یکنواخت بام، سایر بارهای زنده توزیع‌شده یکنواخت که حداقل آنها برحسب محل داده شده است را می‌توان که اگر مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با ۳۷ متر مربع یا بیشتر باشد با رابطه زیر مقادیر آن را کاهش داد.

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{k_{LL} A_T}} \right]$$

L : بار زنده طراحی کاهش‌یافته در هر متر مربع، تحمل‌شده توسط عضو

L_0: بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر متر مربع که در جدول ۱ مقادیر آن آورده شده است

K_{LL}: ضریب عضو برای بار زنده که مقادیر آن در جدول ۲ آورده شده است

A_T: سطح بارگیر (برحسب متر مربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $0.5L_0$ و برای اعضایی که بار دو یا بیشتر از دو طبقه را تحمل می‌کنند نباید کمتر از $0.4L_0$ باشد.

جدول۱۷: ضریب عضو برای بار زنده K_{LL}

ردیف	جزء سازه‌ای	K_{LL}
۱	ستون‌های داخلی	۴
۲	ستون‌های خارجی بدون دال‌های طره‌ای	۴
۳	ستون کناری با دال طره‌ای	۳
۴	ستون گوشه با دال طره‌ای	۲
۵	تیر کناری بدون دال طره‌ای	۲
۶	تیر داخلی	۲
۷	بقیه اعضای ذکرنشده شامل:	
	۷-۱- تیر کناری با دال طره‌ای	۱
	۷-۲- تیر طره‌ای	۱
	۷-۳- دال یکطرفه	۱
	۷-۴- دال دوطرفه	۱
	۷-۵- اعضایی که فاقد ضابطه انتقال پیوسته برش در جهت عمود بر دهانه خود باشند	۱

- بار زنده بام (Live Roof)

بار زنده بام که در نرم افزار از نوع (Roof Live) انتخاب می‌شود و به سقف تراز بام و خرپشته اعمال خواهد شد و از بار زنده طبقات جداگانه تعریف می‌شود چون ضریب مشارکت بار زنده تراز بام و تراز طبقات در ترکیب بارها متفاوت از یکدیگر می‌باشد.

- بار معادل تیغه‌بندی (Live Partition)

این الگوی بار توسط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به سه دسته زیر تقسیم می‌شوند که باتوجه به دتایل‌های اجرایی خواهیم داشت:

۱) اگر وزن یک متر مربع تیغه‌ها کمتر از kg/m^2 ۱۰۰ باشد مقدار آن همان kg/m^2 ۱۰۰ و از نوع بار زنده و بصورت گسترده یکنواخت در نظر گرفته می‌شود.

۲) اگر وزن یک متر مربع تیغه‌ها بین kg/m^2 ۱۰۰ و kg/m^2 ۲۰۰ باشد همان مقدار به دست آمده را از نوع بار زنده و بصورت بار زنده و گسترده یکنواخت تعریف می‌کنند.

$$\text{بار گسترده تیغه‌بندی} = \frac{\text{وزن یک متر مربع تیغه*وزن کل تیغه‌ها در یک طبقه*ارتفاع تیغه ها}}{\text{مساحت طبقه}}$$

۳) اگر وزن یک متر مربع تیغه‌ها بیشتر از kg/m^2 ۲۰۰ باشد مقدار به دست آمده را از نوع بار مرده و در محل خود اعمال می‌کنند.

در ساختمان‌های اداری و سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این باررا می‌توان حداقل به ۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع کاهش داد، مشروط بر آنکه وزن یک متر مربع از این دیوارهای جدا کننده و ملحقات آنها از ۰/۴ کیلونیوتن تجاوز نکند.

- بار برف

این الگوی بار از نوع برف (Snow) انتخاب شده و به تراز بام و خرپشته اعمال می‌شود.

- بار زلزله استاتیکی در جهت X

این نوع الگوی بار از نوع لرزه‌ای (Seismic) انتخاب می‌شود و در جهت X و بدون خروج از مرکزیت می‌باشد.

- بار زلزله استاتیکی در جهت Y

این نوع الگوی بار از نوع لرزه‌ای (Seismic) انتخاب می‌شود و در جهت Y و بدون خروج از مرکزیت می‌باشد.

- بار زلزله استاتیکی در جهت X و با خروج از مرکزیت مثبت و منفی

این نوع الگوی بار از نوع لرزه‌ای (Seismic) انتخاب می‌شود و در جهت X و با خروج از مرکزیت در جهت مثبت و هم در جهت منفی می‌باشد.

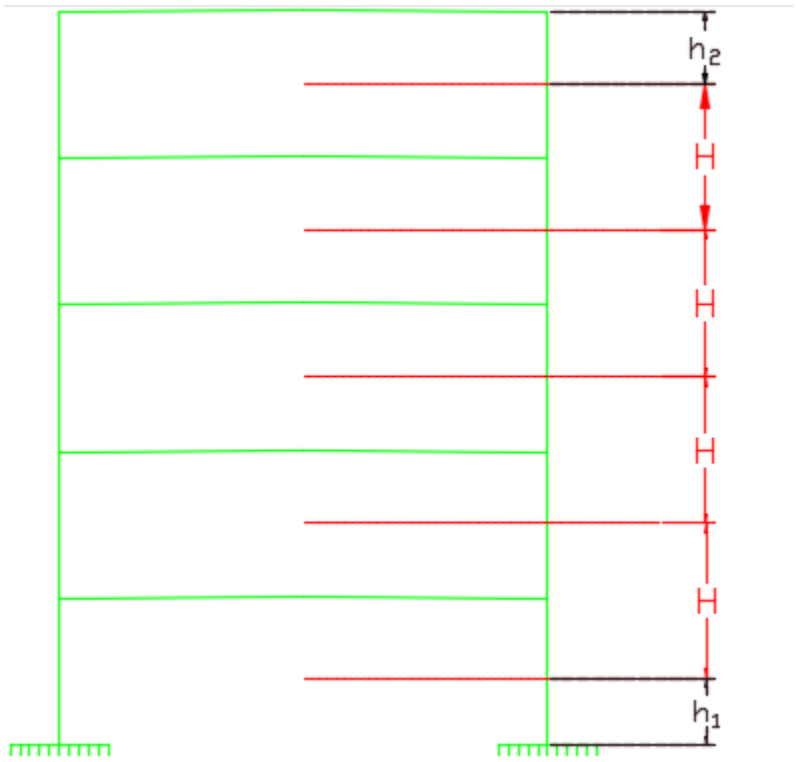
- بار زلزله استاتیکی در جهت Y و با خروج از مرکزیت مثبت و منفی

این نوع الگوی بار از نوع لرزه‌ای (Seismic) انتخاب می‌شود و در جهت Y و با خروج از مرکزیت در جهت مثبت و هم در جهت منفی می‌باشد.

نکته: برای تعریف بارهای زلزله استاتیکی با خروج از مرکزیت روش‌های متفاوتی وجود دارد که برحسب سلیقه شخصی مهندسان انتخاب می‌شود به عنوان مثال برخی از مهندسان بارهای زلزله با خروج از مرکزیت را در جهت مثبت (EXP و EYP) و منفی (EYN و EYN) جداگانه تعریف می‌کنند که البته در ورژن‌های پایین‌تر نرم‌افزار ETABS مثلاً ETABS 9.7 بایستی این بارها جداگانه تعریف شوند اما در ورژن‌های ETABS 2013 و ETABS 2015 نرم‌افزار می‌تواند آنها را تفکیک نموده و مشکلی پیش نیامده و کمی کار را آسان‌تر هم نمود؛ بنابراین ما هم در این کتاب تصمیم گرفته‌ایم تا روش EXAll و EYAll را پیش بگیریم.

- بار اصلاح جرم طبقات (Wall)

نرم‌افزار ETABS بصورت خودکار وزن دیوارها را بصورت زیر در نظر می‌گیرد و نصف دیوار پایین‌ترین طبقه و بالاترین طبقه را در نظر نمی‌گیرد و به همین خاطر ما این بار را تعریف می‌کنیم که این بار را جبران کرده جمع هر دو را به طبقه بام اعمال می‌کنیم و نوع بار آن از نوع Other خواهد بود.



$$Wall = h_1 + h_2$$

h_1: نصف ارتفاع پایین‌ترین طبقه

h_2: نصف ارتفاع بالاترین طبقه

- ✓ برخی منابع و مهندسان این بار را با نماد Mass نیز نشان می‌دهند.
- ➢ بار قائم زلزله (EV)

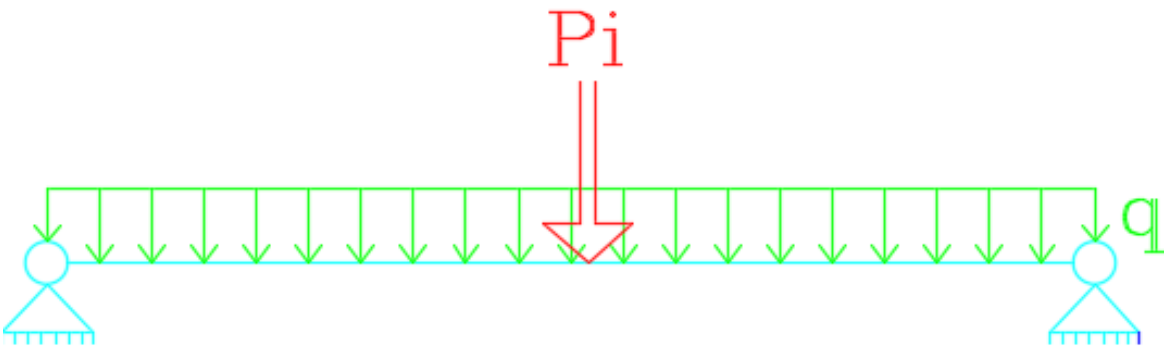
هنگام وقوع زلزله اثرات آن در دو جهت افقی و قائم رخ می‌دهد و اثر مؤلفه قائم نسبت به اثر مؤلفه افقی بسیار کمتر می‌باشد، آئین‌نامه ۲۸۰۰ برای چهار مورد زیر اعمال بار قائم را الزامی کرده است که عبارتند از:

حالت ۱) تمام سازه‌هایی که در مناطق با لرزه‌خیزی خیلی زیاد قرار دارند.

حالت ۲) تیرهایی که دهانه آنها بیش از ۱۵ متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

حالت ۳) تیرهایی که بار قائم قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل‌شده به تیر را تحمل می-کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

طبق تعریف آئین‌نامه ۲۸۰۰ بار قابل توجه به باری گفته می‌شود که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد.



$$\text{If} \quad P_i \geq \frac{ql}{2} \quad \Rightarrow \quad \text{بار قابل توجه}$$

حالت ۴) بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که بصورت طره ساخته می‌شوند.

برای حالت اول اثر مؤلفه قائم زلزله به کل سازه اعمال می‌شود اما در موارد (ب) تا (د) نیروی قائم زلزله از رابطه زیر به دست آمده و به همان محل مورد نظر اعمال خواهد شد:

$$F_v = 0.6AIW_p$$

A: نسبت شتاب مبنا

I: ضریب اهمیت ساختمان

W_p: بار مرده + کل سربار

- ✓ نیروی زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.
- ✓ در نظرگرفتن نیروی قائم زلزله در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

برای طراحی یک سازه بارهای دیگری هم برحسب نیاز لازم است که تعریف گردد و برخی از آنها در قسمت زیر آورده شده است:

* بارهای ناشاقولی (National Load)

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی (شامل کجی، ناشاقولی اعضا) باستی از طریق مدل‌کردن آنها در روش تحلیل روش مرتبه دوم برطرف گردد و این نیرو طبق آئین‌نامه ۰/۰۰۲ بارهای ثقلی می‌باشد و برای بارهای ثقلی در دو جهت X و Y تعریف می‌گردد، این بارها در نرم‌افزار از نوع National تعریف می‌شود.

$$N_i = 0.002Y_i$$

Y_i: بار ثقلی ضریبدار در طبقه i ام متناسب با ضرایب به کار رفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

- ✓ این بار فقط در سازه‌های فولادی به کار می‌رود و در سازه‌های بتنی کاربرد ندارد.

* بارهای SuperDead

این بارها برای سازه‌هایی به کار می‌رود که در آنها سقف کامپوزیت به کار رفته و این بارها همان بارهای گروه دوم و یا بارهای کف‌سازی می‌باشند.

* بار باد (Wind)

ساختمان‌ها برحسب بحرانی‌تربودن آنها یا بایستی برای مقابله با زلزله طراحی می‌شوند یا برای باد طراحی می‌شود که معمولا سازه‌های بلند و سوله‌ها برای مقابله با باد طراحی می‌شوند و اکثر سازه‌ها متعارف برای مقابله با باد طراحی می‌شوند.

❋ بارهای لرزه‌ای دریفت (Seismic Drift)

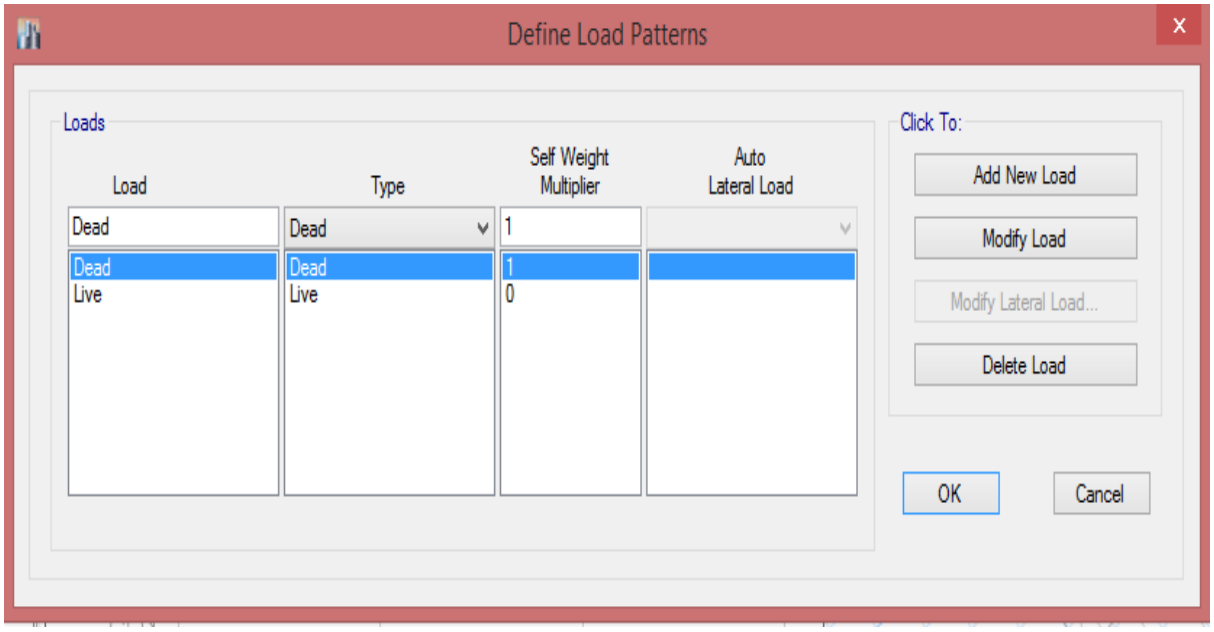
این بارها برای کنترل دربفت سازه و به دست آوردن زمان تناوب واقعی سازه به کار می‌رود که برخی مهندسان از آن استفاده می‌کنند و نوع آن در نرم‌افزار (Seismic Drift) تعریف می‌شود.

حال بعد از معرفی بارهای وارد بر یک سازه می‌خواهیم نحوه تعریف آنها را در نرم‌افزار آموزش داده و در فصل‌های آتی در پروژه‌ها آنها را به کار ببریم.

مسیر: Define > Load Pattern

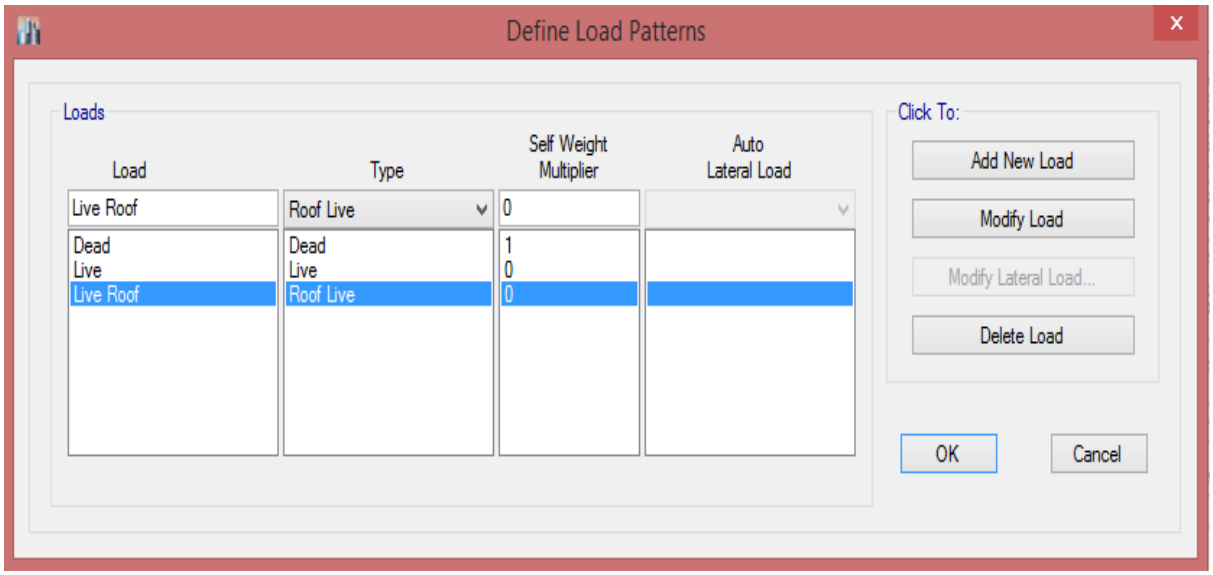
۱) بار مرده (Dead)

۲) بار زنده (Live)



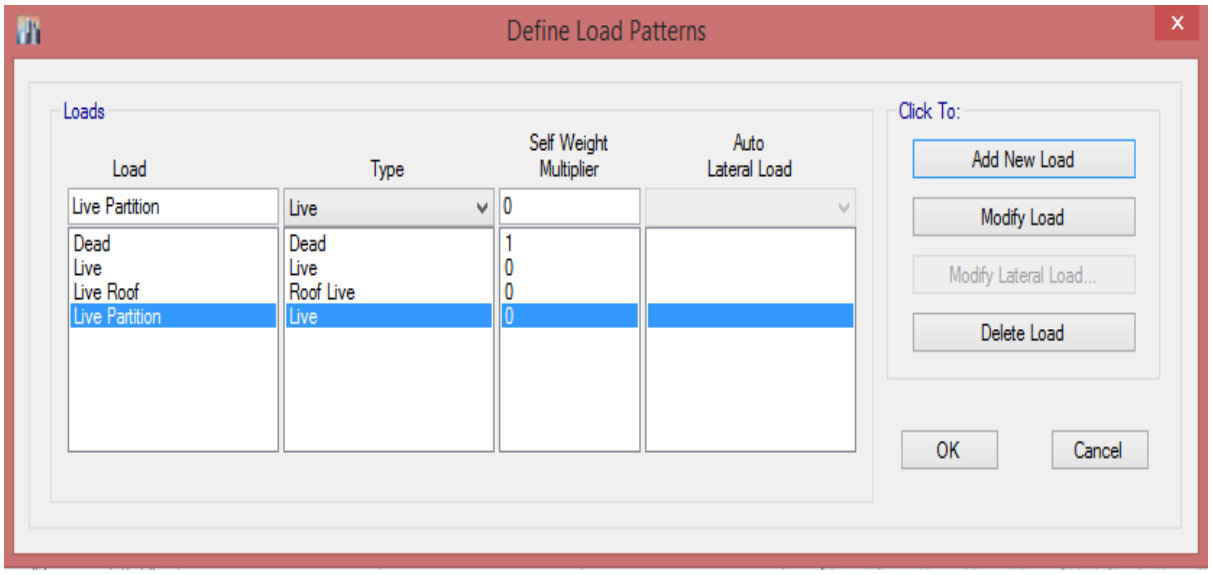
الگوی بار مرده (Dead) و زنده (Live)

۳) بار زنده بام (Live Roof)



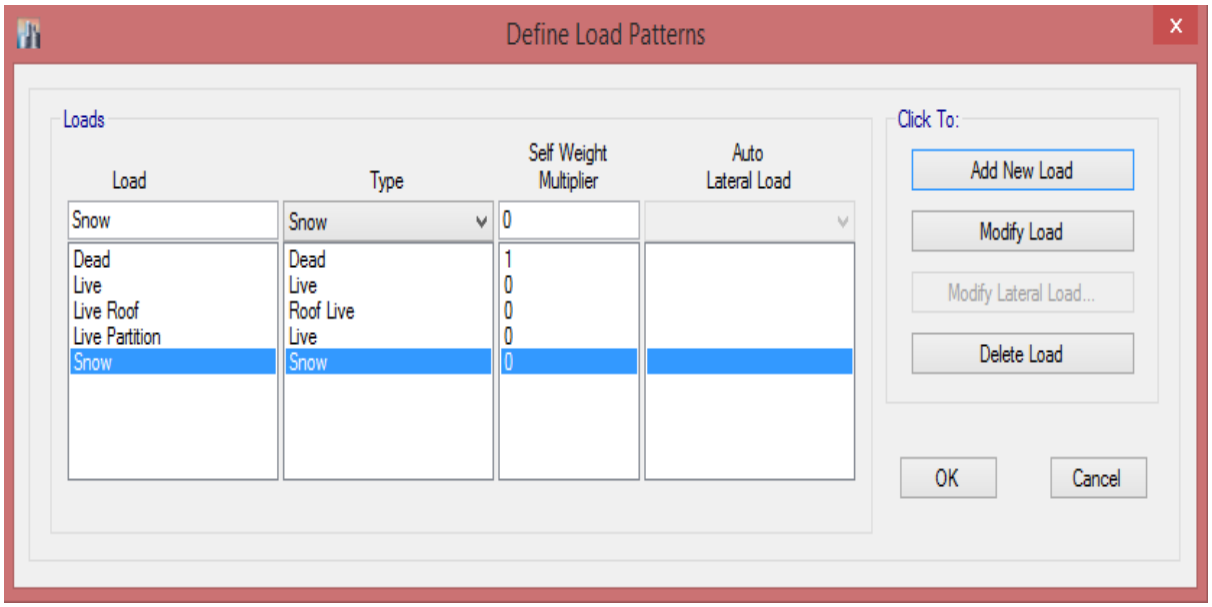
الگوی بار زنده بام (Live Roof)

۴) بار معادل تیغه‌بندی (Live Partition)



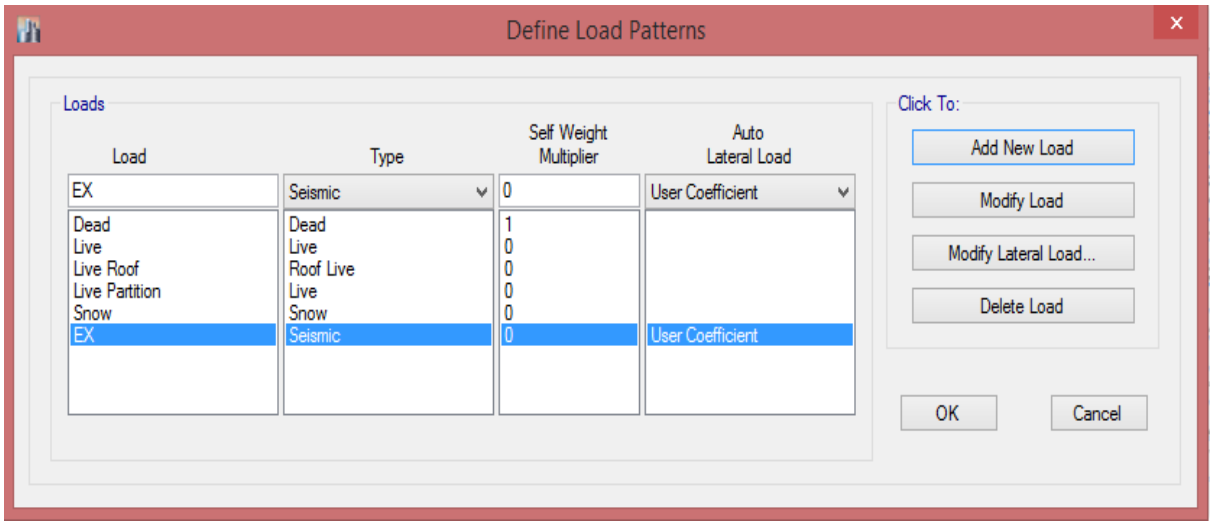
الگوی بار معادل تیغه‌بندی (Live Partition)

۵) بار برف (Snow)



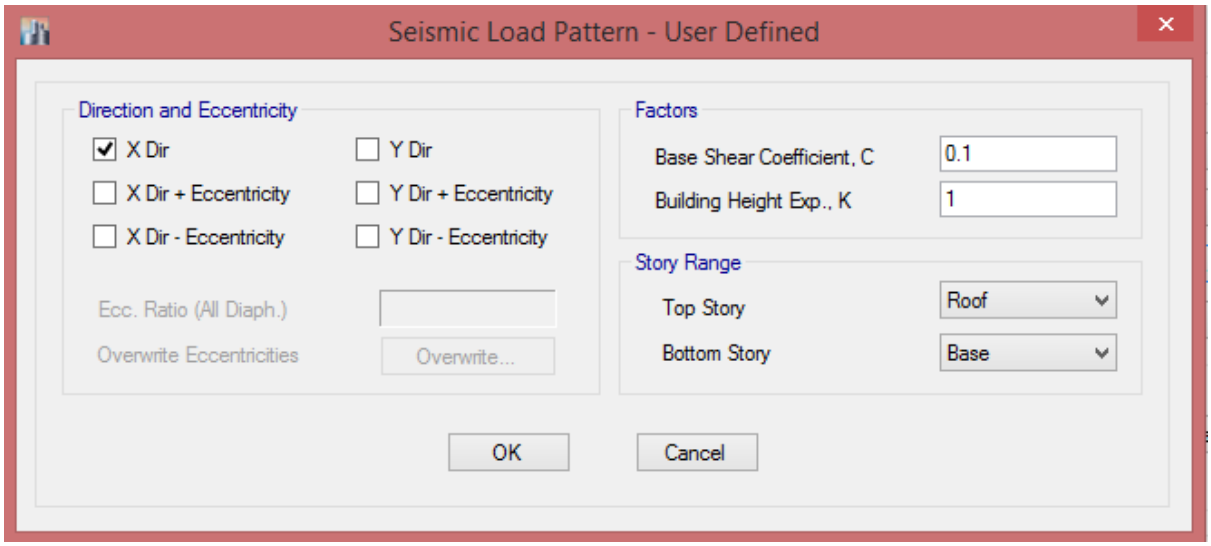
الگوی بار برف (Snow)

۶) بار زلزله استاتیکی در جهت X (EX)



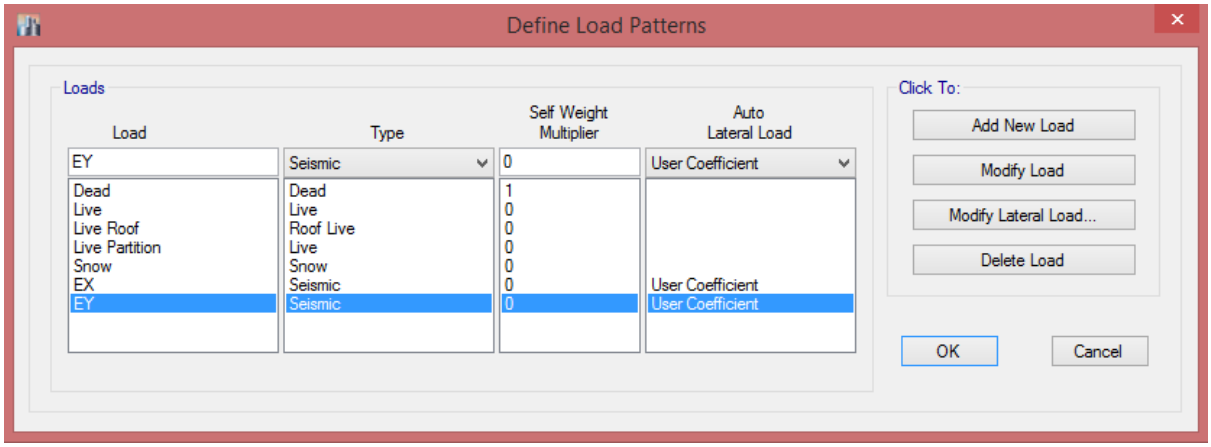
بار زلزله استاتیکی در جهت X (EX)

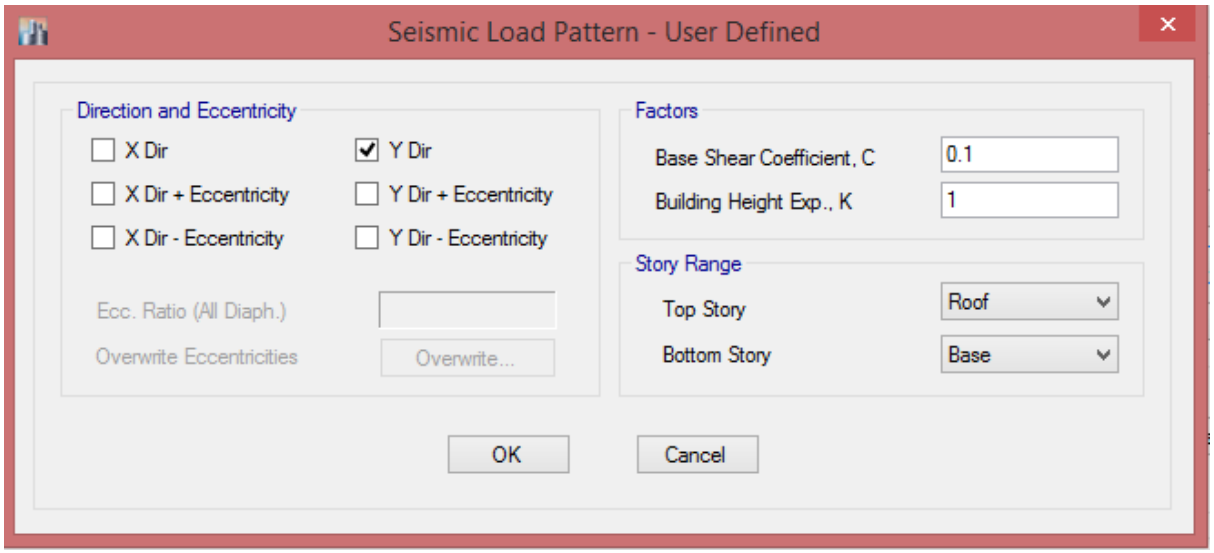
این بار از نوع لرزه‌ای (Seismic) انتخاب شده و نحوه پخش بار جانبی (User Coefficient) انتخاب می‌شود یعنی کاربر نحوه پخش بار را تعریف می‌کند و با کلیک بر روی گزینه Modify Lateral Load صفحه زیر ظاهر خواهد شد و تنظیمات مربوطه را انجم خواهیم داد:



- در بخش Direction and Eccentricity جهت و خروج از مرکزیت را نشان می‌دهد که برای بار (EX) فقط جهت X را انتخاب می‌کنیم.
- در قسمت Factors ضریب زلزله (C) و ضریب (K) را وارد خواهیم نمود.
- در قسمت Story Range بازه توزیع بار را مشخص می‌کنیم که اگر وزن خرپشته بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد توزیع بار را تا طبقه بام در نظر خواهیم گرفت اما اگر کمتر از ۲۵ درصد باشد توزیع بار تا طبقه بام در نظر گرفته خواهد شد.

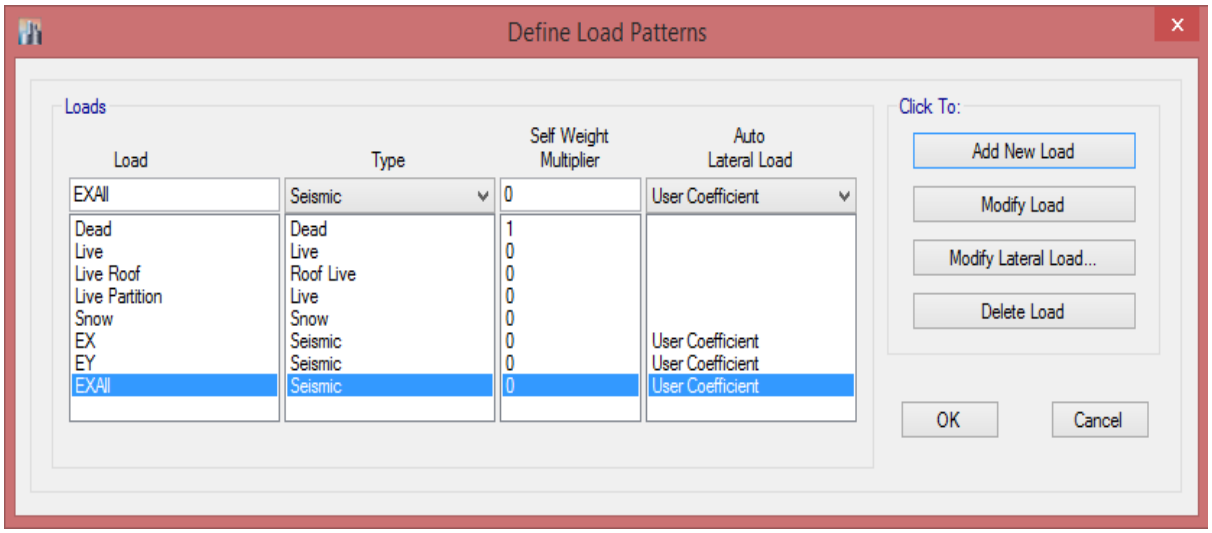
۷) بار زلزله استاتیکی در جهت Y (EY)

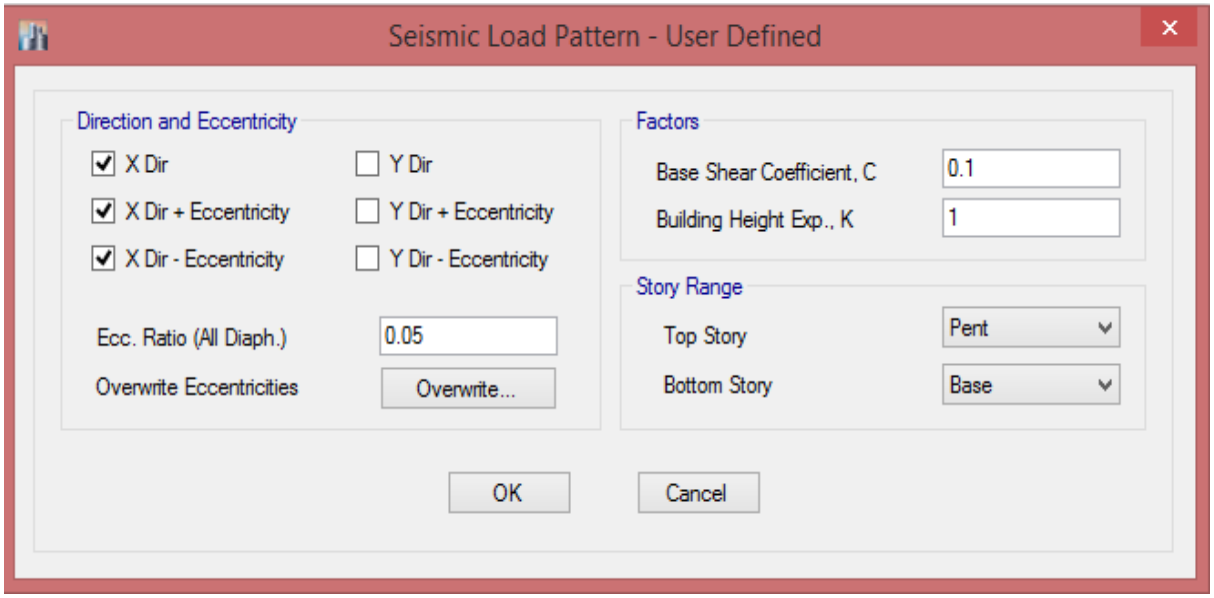




بار زلزله استاتیکی در جهت Y (EY)

۸) بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت مثبت و منفی (EX All)

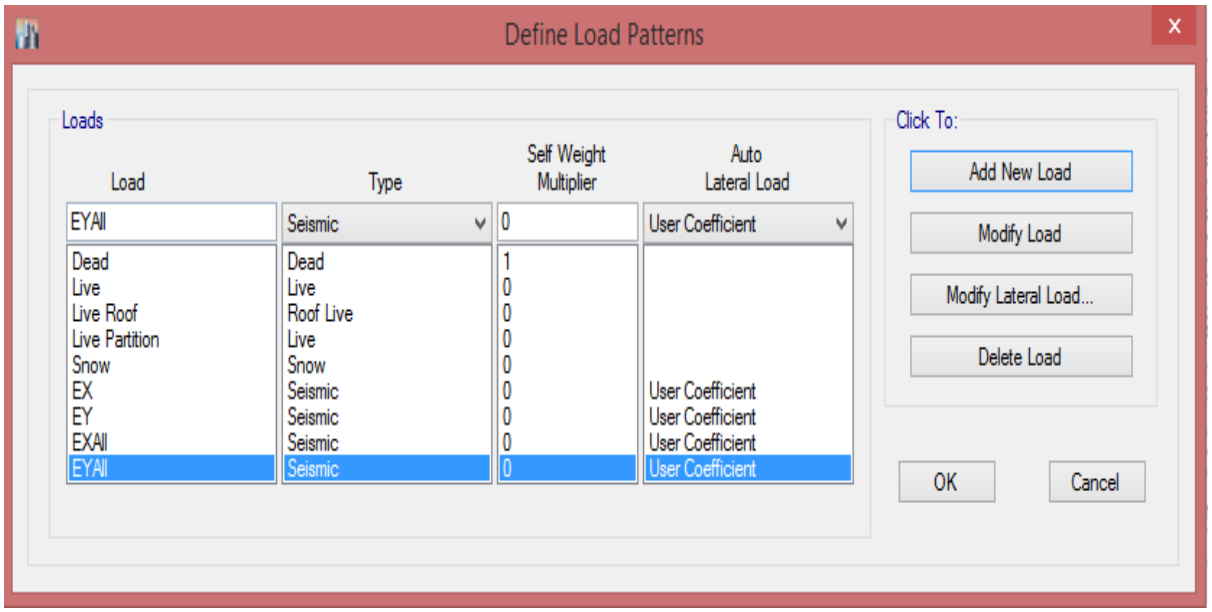


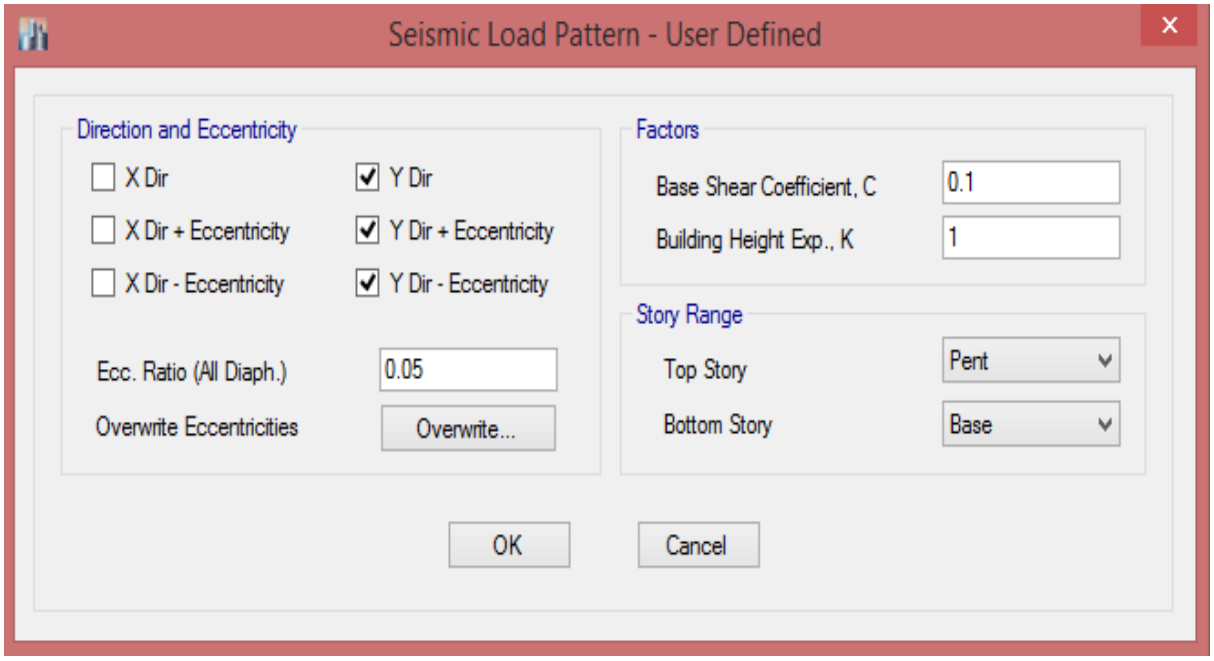


بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت مثبت و منفی (EX All)

✓ در قسمت Ecc . Ratio مقدار خروج از مرکزیت را نشان می‌دهد که ۵ درصد بعد ساختمان در نظر گرفته شده است.

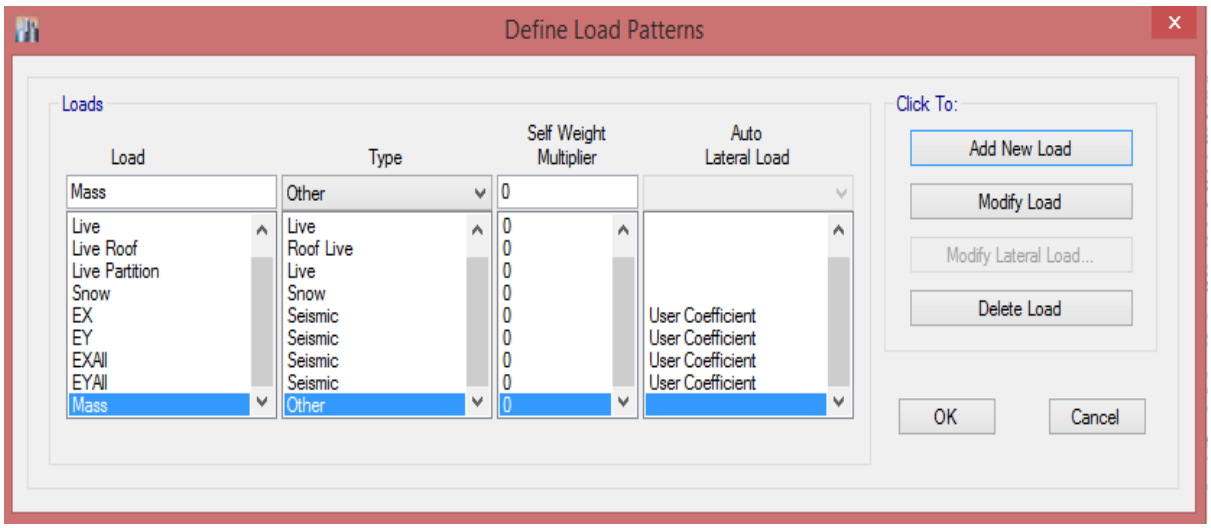
۹) بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت مثبت و منفی (EY All)





بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت مثبت و منفی (EY All)

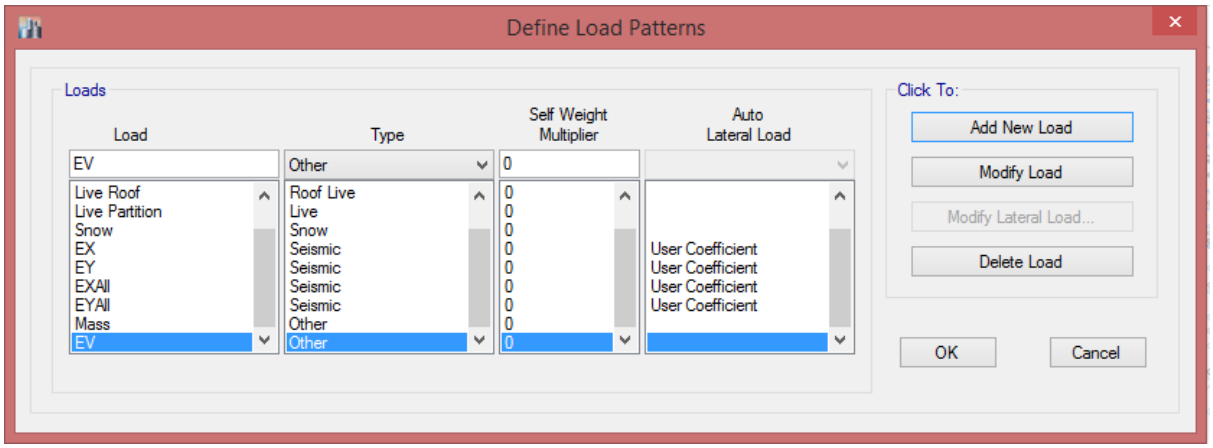
۱۰)بار اصلاح جرم طبقات (Mass)



الگوی بار اصلاح جرم طبقات (Mass)

- ✓ دقت شود که نوع این بار از نوع Other انتخاب شود تا فقط وزن مربوط به نیم طبقه در پایین و بالا اعمال شود و در ترکیبات بار این بار اضافه نگردد.

۱۱) بار قائم زلزله (EV)



الگوی بار قائم زلزله (EV)

- ✓ در این الگوی بار نیز همانند الگوی بار Mass نوع بار از نوع Other انتخاب خواهد شد.

۱-۷ ترکیبات بارگذاری

ترکیبات بار به منظور احتمال همزمانی تأثیر بارها در یک سازه تعیین می‌شود و طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای ساختمان‌های فولادی و بتنی ترکیبات بار لازم معرفی شده‌اند و در مواردی که ضرایب جزئی ایمنی و یا تنش‌های مجاز محاسباتی در ترکیب بارهای مقررات ملی ساختمان و دیگر آئین‌نامه‌های رسمی کشور وجود نداشته باشد، آنها را می‌توان طبق سایر آئین‌نامه‌های معتبر دنیا در نظر گرفت.

ترکیب بارهای حالت‌های حدی نهایی در طراحی ساختمان‌های بتن‌آرمه

1) $1.25D+1.5L+1.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
2) $D+1.2L+1.2(L_r \text{ or } S \text{ or } R)+1.2(W \text{ or } 0.7E)$

3) 0.85D+1.2(W or 0.7E)
4) 1.25D+1.5L+1.5(L_r or S or R)+1.5(H or 0.84F)
5) 0.85D+1.5(H or 0.84F)
6) D+1.2L+1.2(L_r or S)+T
7) 1.25D+1.5T

D: بار مرده

L: بار زنده

L_r: بار زنده بام

S: بار برف

R: بار باران

W: بار باد

E: بار زلزله طرح

F: بار ناشی از سیال با فشار و ارتفاع حداکثر مشخص

T: بار خودکرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما، نشست پایه‌ها و وارفتگی

بسته به بارهای موجود در پروژه‌های هر سازه ترکیبات بار لازم را انتخاب کرده و آنها را در نرم‌افزار وارد خواهیم نمود.

ملاحظات کلی

محاسبات ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد ، ملاک عمل قرار می گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله ، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضاء الزامی است.

بجز مؤلفه های افقی نیروی زلزله که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در موارد لازم باید منظور گردد.

ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم (قاعده ۱۰۰-۳۰) در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می شود.

الف-ساختمان های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند ، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله ، می توان صد در صد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزاء ، بحرانی ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

تبصره۱ : در ساختمان های مشمول بند ب فوق ، چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله ، در ستون در هر یک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰ درصد بار محوری مجاز ستون باشد ، بکارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره۲ : در مواردی که ترکیب صد درصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته می شود ، منظور کردن برون مرکزی اتفاقی ، موضوع بند ۳-۳-۷ ، برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می شود ، الزامی نیست.

نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می شود باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر کلیه اجزای مقاوم جانبی ، اجزایی که مقاومت و سختی آنها تأثیر قابل ملاحظه ای در توزیع نیروها دارند ، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط در سازه های بتن مسلح رعایت اثر ترک خوردگی اجزاء در سختی آنها الزامی است. اثر ترک خوردگی در این سازه ها را می توان مطابق بند ۳-۶-۵ برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل ها در تحلیل سازه منظور کرد.

در طراحی سازه‌های بتنی می‌توان از آئین‌نامه ACI و یا آئین‌نامه CSA استفاده کرد. در صورت استفاده از آئین‌نامه ACI باید از ترکیبات خود آئین‌نامه برای طراحی سازه‌های بتنی استفاده کرد. اما در صورت استفاده از آئین‌نامه CSA می‌توان از ترکیبات بار مبحث نهم مقررات ملی برای طراحی سازه‌های بتنی استفاده کرد.

با توجه به اینکه نظام مهندسی ساختمان بیشتر طراحی سازه‌های بتنی را بر اساس آئین‌نامه ACI کنترل می‌نماید، لذا در این جزوه نحوه تنظیمات ترکیبات بار بر اساس آئین‌نامه ACI در نرم‌افزار توضیح داده خواهد شد. اما ترکیبات بار بر اساس مبحث نهم مقرات ملی ساختمان نیز در ادامه آورده شده است.

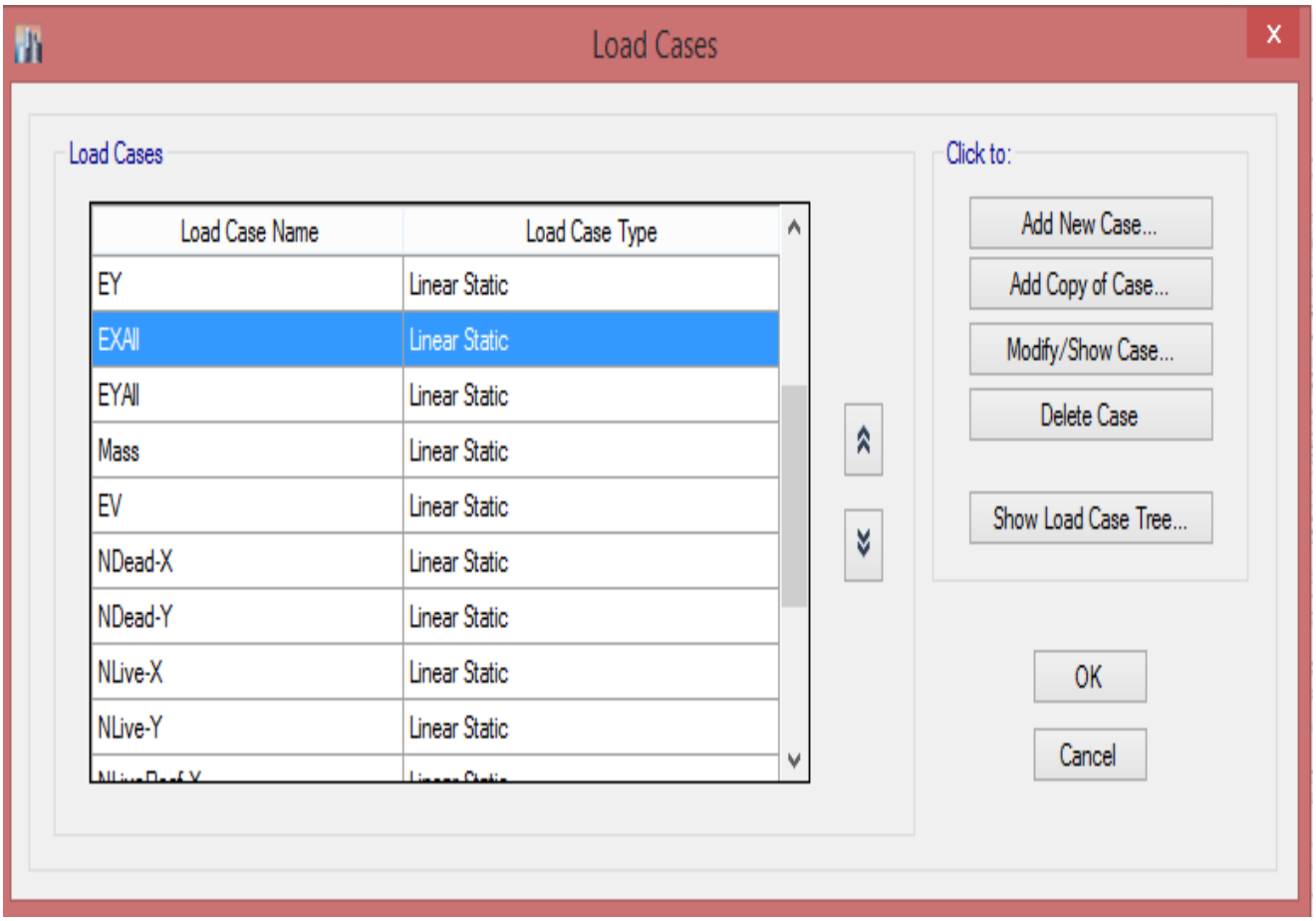
نکته: در اکثر حالات طراحی، می‌بایست اثر ۱۰۰ درصد راستای زلزله با ۳۰ درصد نیروی زلزله ترکیب گردد؛ لذا در ترکیبات بار طراحی مورد فوق نیز آورده می‌شود.

۱-۷-۱ تعریف قاعده ۱۰۰-۳۰ در نرم‌افزار

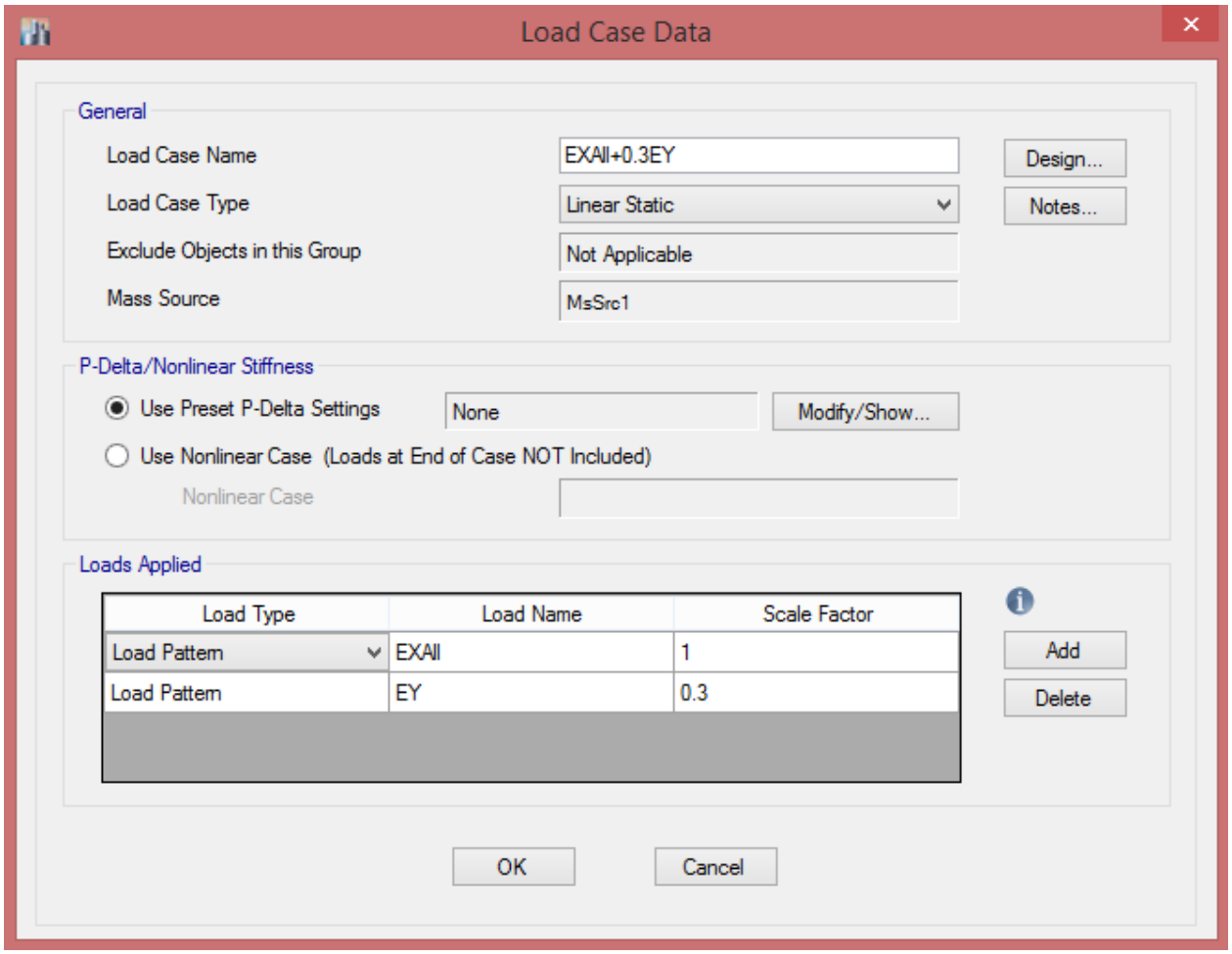
برای تعریف زلزله متعامد می‌توان از مسیر زیر اقدام نمود:

مسیر: Define > Load Cases

در این پنجره تمامی بارهایی که در بخش Load Pattern تعریف کرده‌ایم قابل رویت می‌باشد.

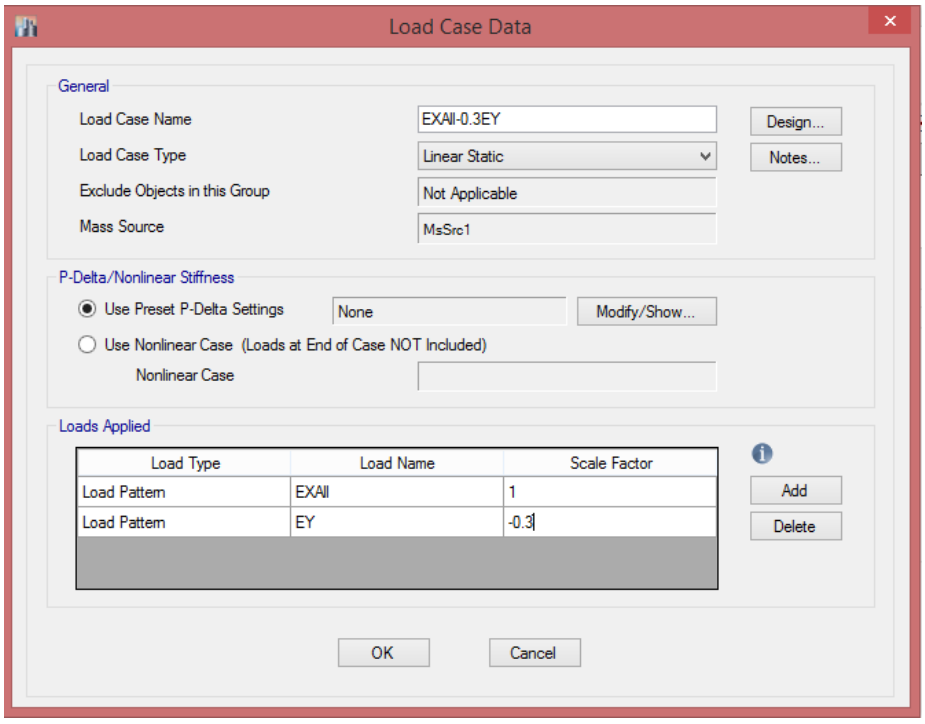


برای تعریف قاعده ۱۰۰-۳۰ با کلیک بر روی بار EXAll و سپس با کلیک بر روی گزینه Modify/Show Case تنظیمات لازم را انجام خواهیم داد.

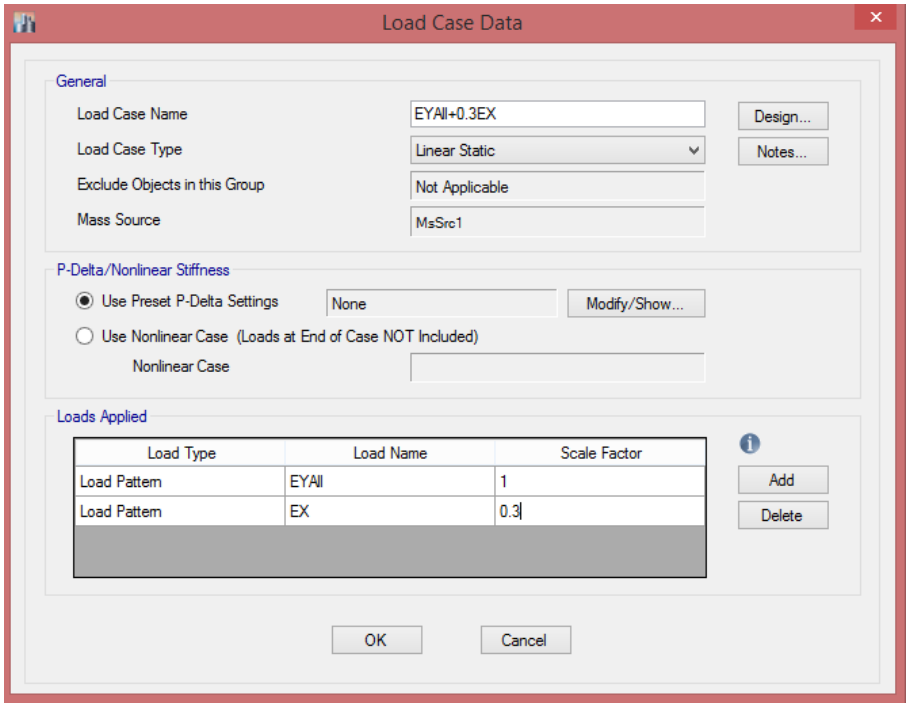


تعریف قاعده ۱۰۰-۳۰ در نرم‌افزار (EXAll + 0.3EY)

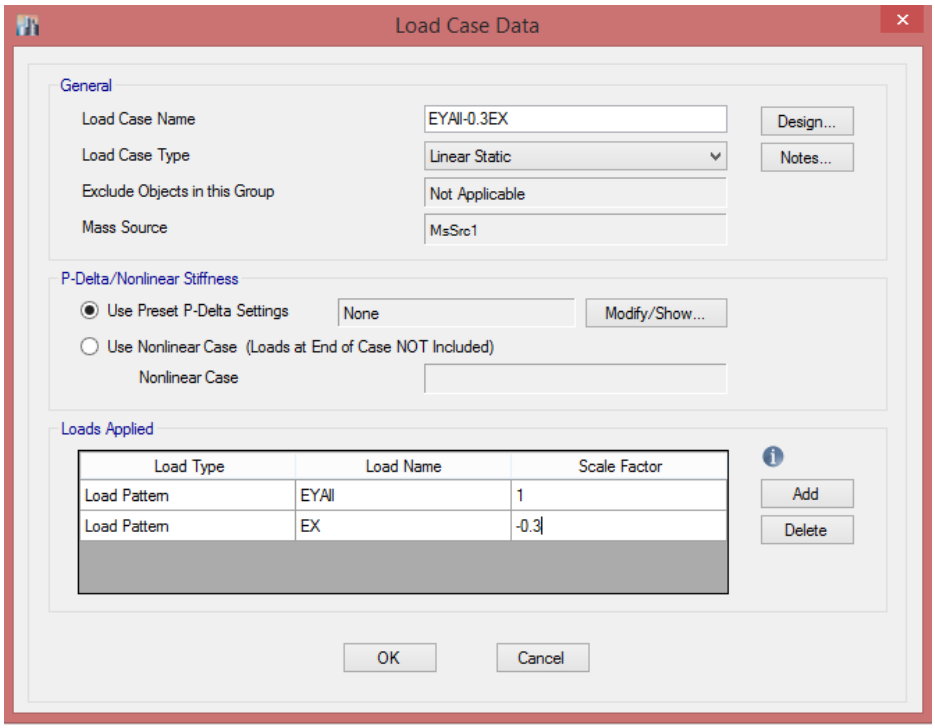
- در این پنجره ابتدا نام بار را انتخاب می‌کنیم که ما در شکل فوق نام بار را برای زلزله در جهت X بطور کامل و در جهت Y برای ۳۰ درصد در نظر گرفته‌ایم و بر اساس آن نامگذاری صورت گرفته است.
- در بخش Load Applied با کلیک بر روی گزینه Add و انتخاب حالت بار مورد نظر و وارد کردن مقدار ۳۰ درصد برای آن می توانیم قاعده ۱۰۰-۳۰ را تعریف کنیم.



تعریف قاعده ۱۰۰-۳۰ در نرم‌افزار (EXAll - 0.3EY)



تعریف قاعده ۱۰۰-۳۰ در نرم‌افزار (EYAll + 0.3EX)



تعریف قاعده ۳۰-۱۰۰ در نرم‌افزار (EYAll - 0.3EX)

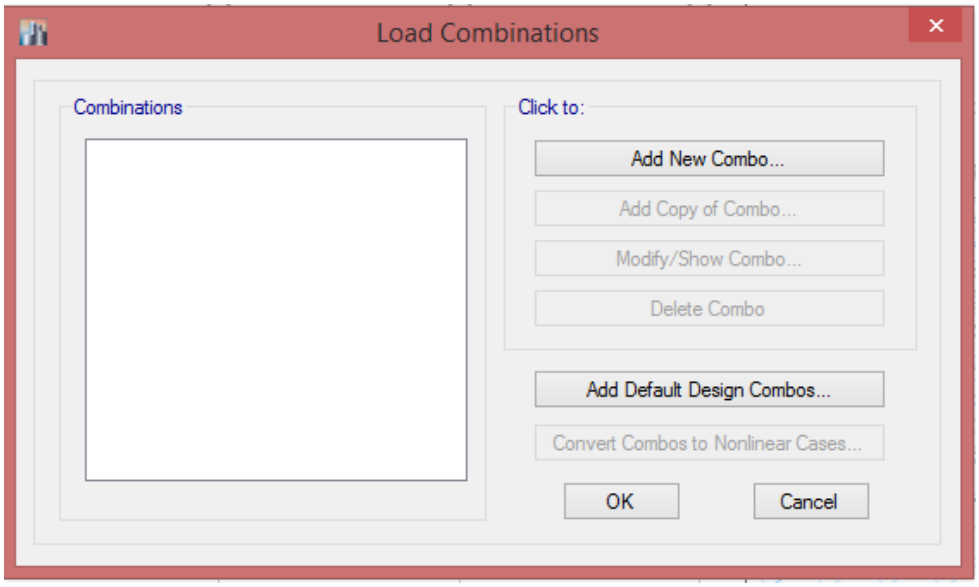
بعد از تعریف قاعده ۳۰-۱۰۰ می‌توانیم آئین‌نامه خود را انتخاب نموده و ترکیبات بار را فراخوانی نمائیم؛ برای تنظیمات آئین‌نامه از منوی Design اقدام خواهیم نمود.

بسته به نوع سازه آئین‌نامه را انتخاب خواهیم نمود و سپس ترکیبات بار را فراخوانی خواهیم کرد.

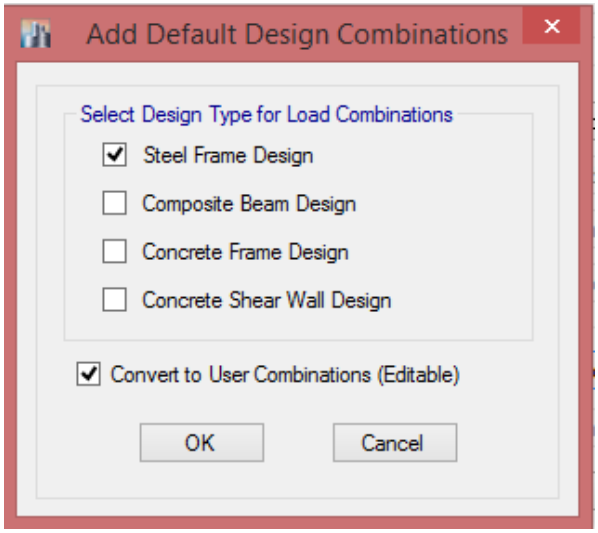
ACI 318-14: آئین‌نامه انتخابی برای سازه‌های بتنی

۱-۷-۲ فراخوانی ترکیبات بار

مسیر: Define > Load Combination



در این پنجره با استفاده از گزینه Add New Combo می‌توانیم ترکیبات بار را بصورت دستی اعمال کنیم و با استفاده از گزینه Add Default Design Combos میتوانیم ترکیبات بار بار را فراخوانی کنیم و با کلیک بر روی این گزینه خواهیم داشت:



Steel Frame Design	ترکیبات بار برای طراحی سازه‌های فولادی
Composite Beam Design	ترکیبات بار برای تیرهای کامپوزیت
Concrete Frame Design	ترکیبات بار برای طراحی سازه‌های بتنی
Concrete Shear Wall Design	ترکیبات بار برای طراحی دیوار برشی

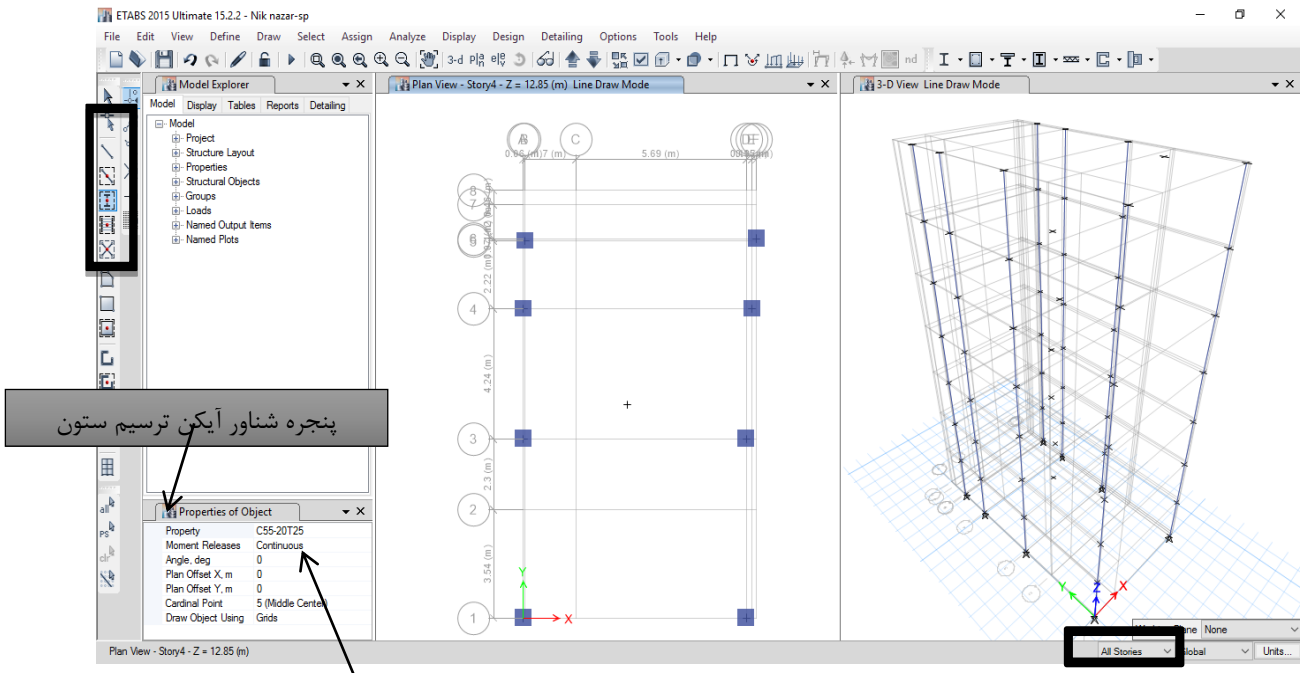
- ✓ در انتهای صفحه اگر گزینه Convert to User Combination (Editable) را فعال کنیم می‌توانیم ترکیبات بار را ویرایش کنیم.

۱-۸ مدلسازی

۱-۸-۱ ترسیم ستون

ستونها را می توان هم در حالت پلان و هم در حالت نما ترسیم نمود. برای ترسیم ستون در حالت پلان و نما از مسیر زیر یا آیکن های نشان داده شده از ابزارهای ترسیم استفاده نمود.

مسیر: Draw > Draw Beam/ Column/ Brace Object



شکل۵۸: ترسیم ستونها در حالت پلان

توجه: در ترسیم ستونها باید دقت کرد که اتصال ستون به ستون همیشه گیردار است.

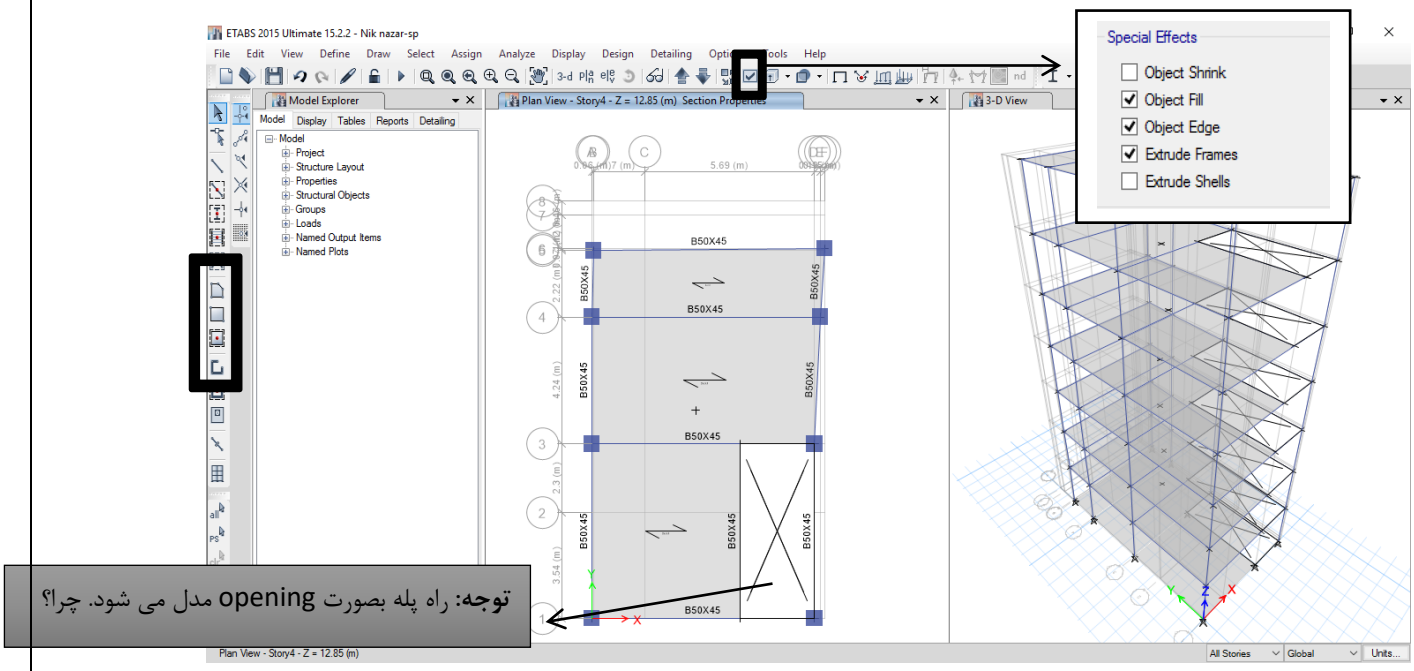
ترسیم تیرها نیز همانند ستونها انجام می‌شود. در سازه های بتن‌آرمه تحت هیچ شرایطی **اتصال مفصلی** وجود ندارد. مگر آنکه سازه بصورت پیش ساخته طراحی و اجرا گردد. لذا اتصال تیرها به ستونها در سازه‌های بتن‌آرمه باید **گیردار** باشد. برای این منظور کافی است در پنجره شناور ترسیم تیر در قسمت Moment Releases گزینه Continuous انتخاب گردد.

۱-۸-۲ ترسیم المانهای سطحی(سقف،دیوار، رمپ و .....)

۱-۸-۲-۱ ترسیم سقف طبقات

برای ترسیم سقف طبقات از مسیر زیر و یا آیکن های نشان داده شده در شکل زیر استفاده می شود.
برای ترسیم کف طبقات باید حالت نمایش در حالت پلان باشد.

مسیر: Draw > Draw Floor/wall Objects

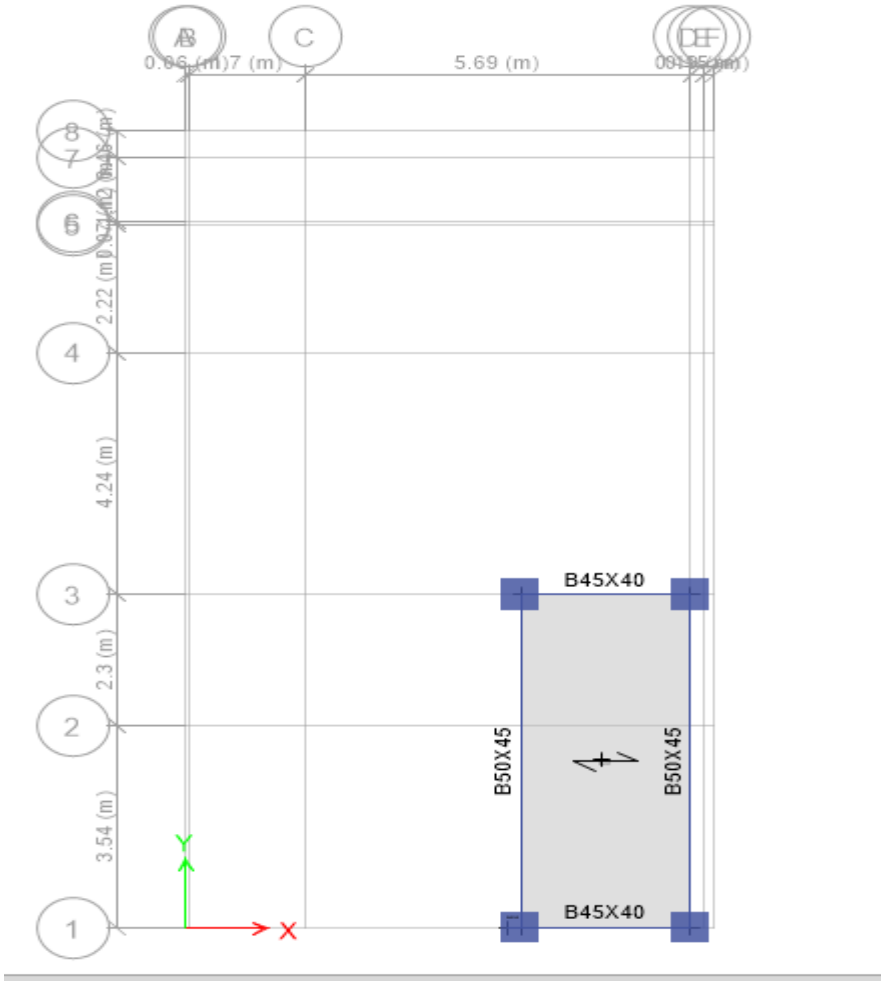


شکل۶۲: ترسیم سقف تیرچه و بلوک در تمام طبقات

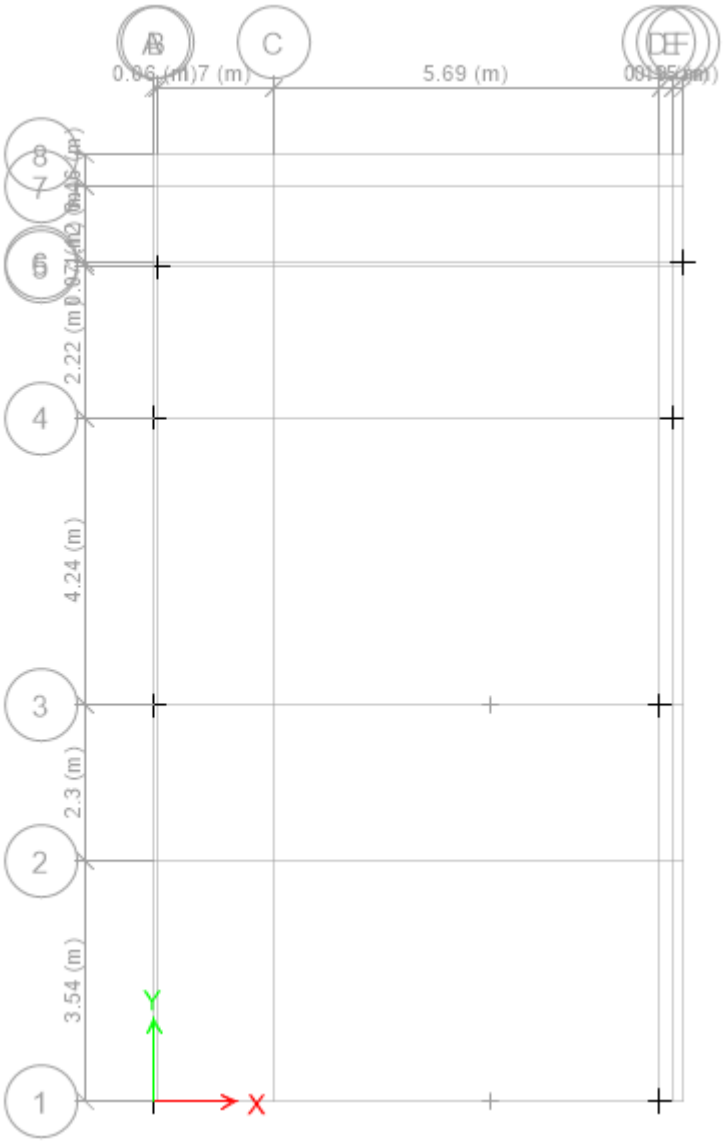
۱-۸-۳اصلاح مدلسازی

۱-۸-۳-۱ اصلاح خرپشه و Base

بعد از ترسیم المانهای سطحی و خطی در تمام طبقات باید طبقه خرپشته و Base اصلاح گردد. همچنین برای اعمال رفتار واقعی سازه باید یکسری تنظیمات روی مدل انجام شود که به ترتیب زیر اعمال می‌شود. در اصلاح طبقه خرپشته باید دقت کنیم هیچ المانی به غیر از تیر، ستون و سقف طبقه خرپشته باقی نماند. همچنین در طبقه Base نیز نباید هیچ المانی باقی بماند. برای این کار ابتدا حالت طبقه در one Story قرار داده می‌شود. سپس با انتخاب طبقه خرپشته و Base همه المانهای اضافی پاک می‌گردد؛ بطوری که در این دو طبقه موارد موجود بصورت شکلهای۶۳ و ۶۴ خواهد بود.



شکل۶۳: پلان مدلسازی سقف خرپشته



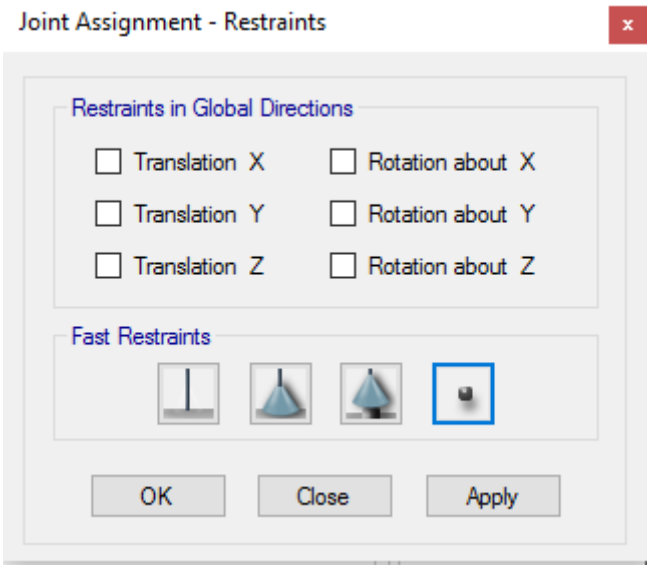
شکل۶۴: نمایش پلان Base بعد از اصلاح

۱-۸-۳-۲ اختصاص تکیه گاهها

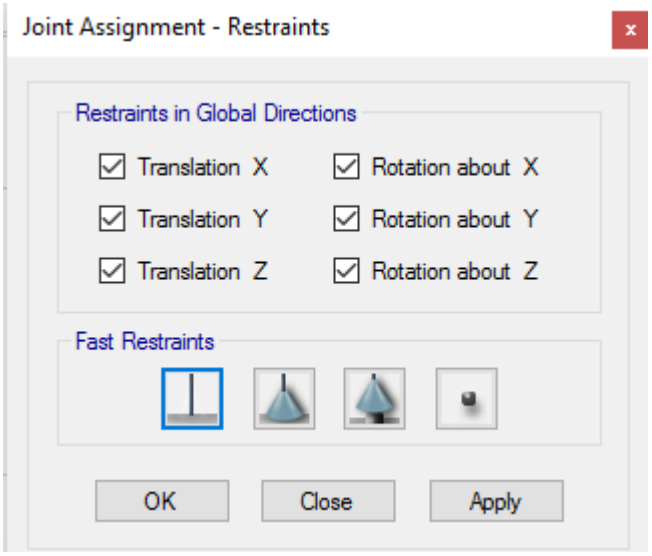
در پلان طبقه Base بعد از انتخاب تمام گره ها(در حالت one story) از مسیر زیر تکیه گاهها اختصاص داده می شود.

مسیر: Assign > Joint > Restraints

نکته۲: وجود تیک در هر کدام از گزینه ها به منزله بستن آن درجه آزادی می باشد.



شکل۶۵: نمایش درجات آزادی تکیه‌گاهها



شکل۶۶: درجات آزادی مربوط به سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی

۱-۸-۳-۳ اختصاص دیافراگم

دیافراگم ها که معمولا کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند ، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای جانبی ایجاد شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم ها باید در برابر تغییرشکل های افقی که در آنها ایجاد می شود ، مقاومت و سختی کافی را دارا

باشند.در تحلیل سازه ساختمان اثرات صلبیت دیافراگم ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم ها به سه دسته نرم ، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند. در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها زیر اثر نیروی جانبی زلزله (محاسبه شده بر طبق بند ۳-۳-۶) بیش از دو برابر تغییرمکان نسبی متوسط طبقه باشد , دیافراگم نرم تلقی می شود. دیافراگم های از نوع چوبی یا ورق های فلزی تقویت نشده بدون پوشش بتن در سازه های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده ممکن است در این دسته قرار گیرند. در سازه های دارای دیافراگم های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثرات لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای ۳-۳-۷-۲ و ۳-۳-۷-۳ نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می شود.

در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آن ها زیر اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد ، دیافراگم صلب تلقی می شود . دیافراگم های از نوع دال بتنی یا ورق های فلزی همراه با بتن مسلح رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ یک از نامنظمی های مندرج در بند ۱-۷-۱ نباشد ، ممکن است در این دسته قرار گیرند .

سایر دیافراگم ها نیمه صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آن ها در توزیع نیروها بین اجزای سازه ، باید با مدل کردن دیافراگم ها ، در نظر گرفته شود . در سازه های دارای دیافراگم های صلب و نیمه صلب درنظر گرفتن اثرات لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای ۳-۳-۷-۲ و ۳-۳-۷-۳ الزامی است .

۳-۸-۲ دیافراگم های صلب و نیمه صلب باید برای تلاش های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم ها طراحی شوند . نیروی مذکور بر طبق رابطه (۳-۱۴) محاسبه می شوند .

$$F_{pi} = \left(\sum_{j=1}^{n} \frac{F_j}{W_j} \right) W_i \qquad (۱۴-۳)$$

در این رابطه :

F_{pi} : نیروی جانبی وارد بر دیافراگم در تراز i

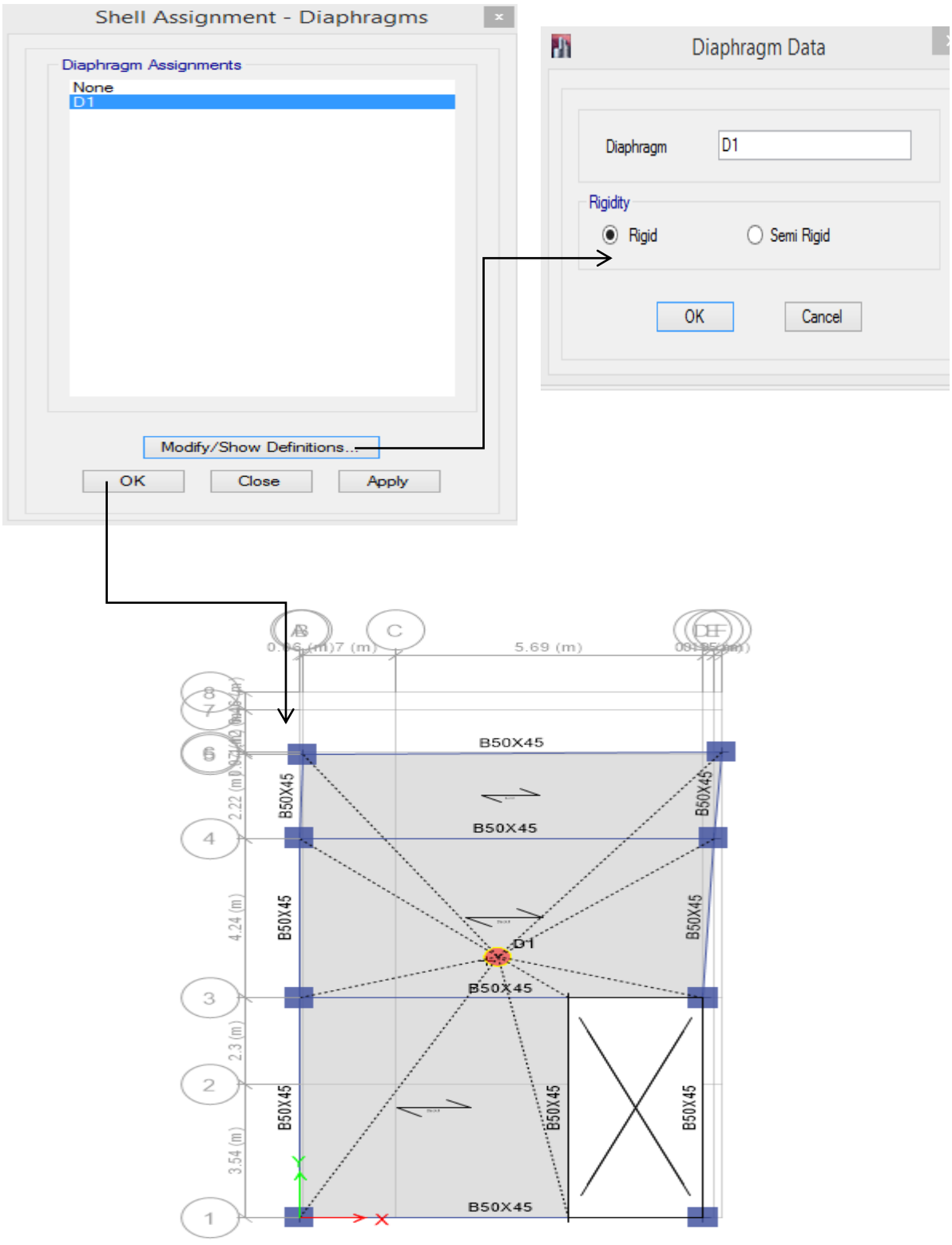
W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ظابطه بند ۳-۳-۱ .

F_j و W_j : به ترتیب ، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۳-۳-۶ .

در رابطه فوق ، حداقل مقدار F_{pi} برابر با AIW_i ۰/۵ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود . در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه ، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده اند ، به یکدیگر منتقل نماید ، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به دست آمده از رابطه (۳-۱۴) اضافه شود . در این حالت اثر ضریب نامعینی سازه طبق بند ۳-۳-۱-۱ برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز باید در نظر گرفته شود. تلاش های داخلی و نیز تغییر شکل های ایجاد شده در دیافراگم ها باید با استفاده از روش های شناخته شده تحلیل سازه ها تعیین گردند .در دیافراگم های متعارف که دارای پلان نسبتا منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند ، این تلاش ها و تغییرشکل ها را می توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه ای که بر روی تکیه گاه های ارتجاعی قرار گرفته است ، تعیین نمود .کنترل مقاومت دیافراگم های بتن مسلح بر اساس ضوابط آیین نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم های ساخته شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین نامه های مربوط تعیین می گردد. در مواردی که تعبیه اجزای جمع کننده (collector) برای انتقال بار از دیافراگم ها به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد ، طراحی این اجزا و اتصالات آنها باید با استفاده از ترکیبات بار با در نظر گرفتن ضریب مقاومت افزودن (Ω_0) انجام شود . در کلیه سازه های نامنظم در پلان به لحاظ شرایط (الف) ، (پ) یا (ت) بند ۱-۷-۱ و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ شرط (پ) بند ۱-۷-۲ در پهنه های با خطر نسبی متوسط و بالاتر ، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزاء قائم و اجزاء جمع کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد .

سوال: صلبیت در انواع سقفها چگونه تامین می شود؟

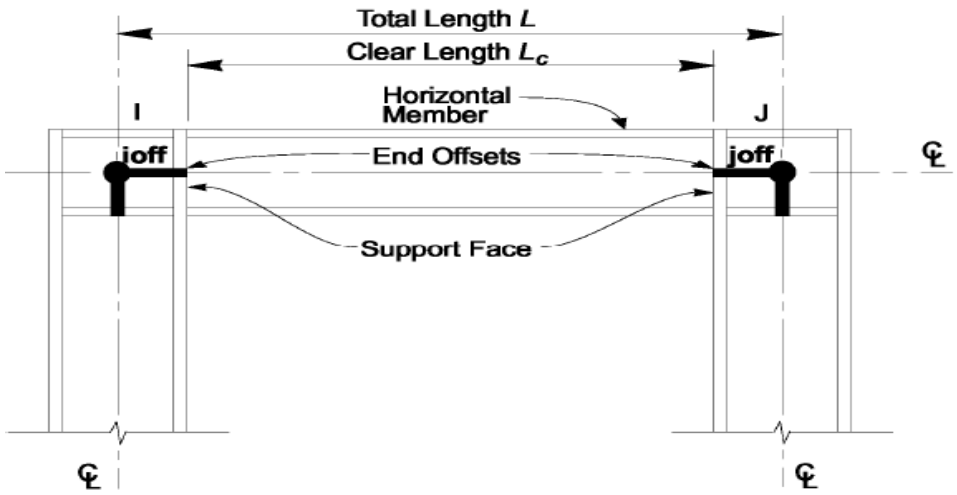
مسیر: Select > Select > Object Type> Floor ⟶ Assign > Shell > Diaphragms



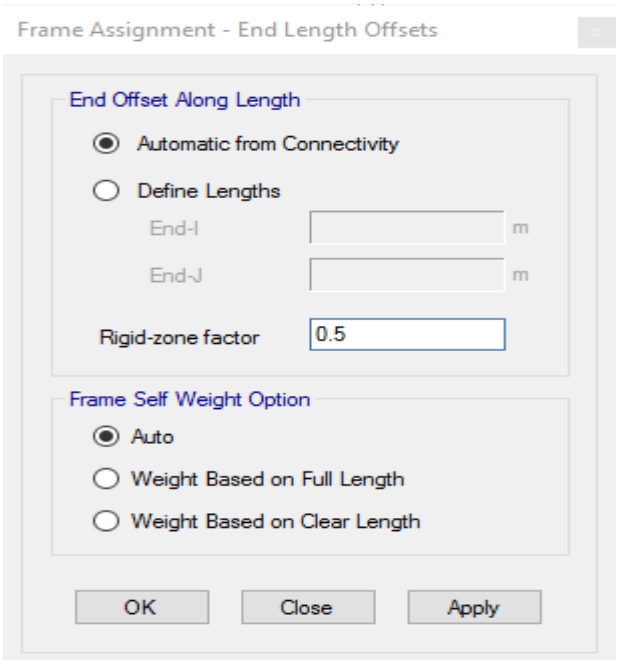
شکل۶۷: تنظیمات مربوط به اختصاص دیافراگم به سازه

۱-۸-۳-۴ اختصاص انتهایی صلب

در نرم افزار Etabs خطوط مدل شده نماینده محور مرکزی(آکس) المانها می باشند؛ از طرفی در تحلیل سازه باید طول آزاد المانها مدنظر باشد. به همین خاطر باید از مسیر زیر با اختصاص نواحی صلب انتهایی طول آزاد المانها مشخص شود.



مسر: Assign > Frame > End length offsetS ⟵ All

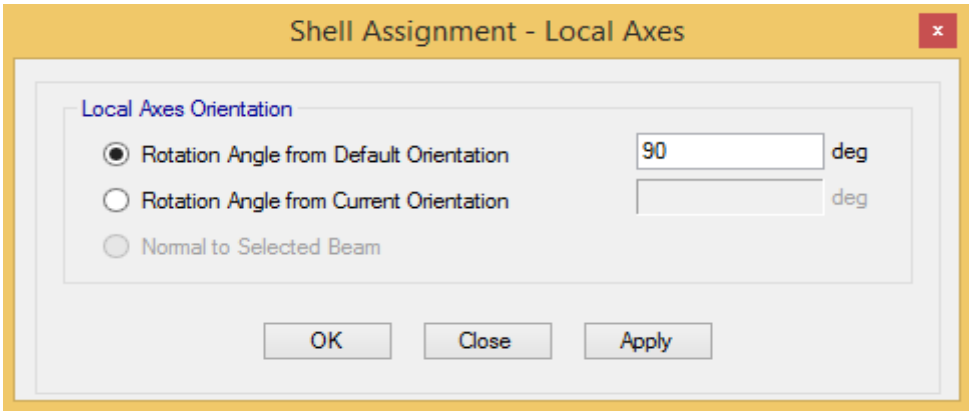


شکل۶۸: اختصاص نواحی صلب انتهائی

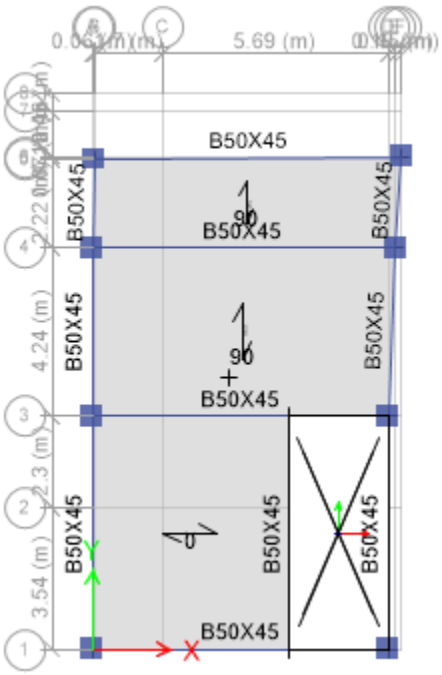
۱-۸-۳-۵ تغییر جهت تیرچه ها

برای در نظر گرفتن بحرانی ترین حالت بارگذاری و همچنین اجرایی کردن تیرها در هر طبقه می توان جهت تیرریزی را بصورت شطرنجی انتخاب کرد. در این حالت تیرهای هر دو راستا تقریبا به یک اندازه از بارهای ثقلی سهم می برند که این کار باعث بهبود رفتار سازه نیز می گردد. لازم به ذکر است که باید توجه داشته باشیم جهت تیر ریزی در صورت امکان طوری انتخاب شود که کمترین بار ثقلی به تیرهای اطراف راه پله وارد شود. برای تغییر جهت تیرچه ها بعد از انتخاب پانل‌های مورد نظر از مسیر زیر عمل می کنیم.

مسیر: Assign > shell > Local Axes



شکل۶۹: تغییر جهت تیرریزی



شکل۷۰: تیرریزی شطرنجی طبقات

۱-۸-۳-۷ اختصاص مشخصات

بعد از اصلاح مدلسازی باید مشخصات مقاطع به المانها اختصاص داده شود. برای اختصاص مقاطع به المانها در سازه‌های فولادی دو روش وجود دارد.

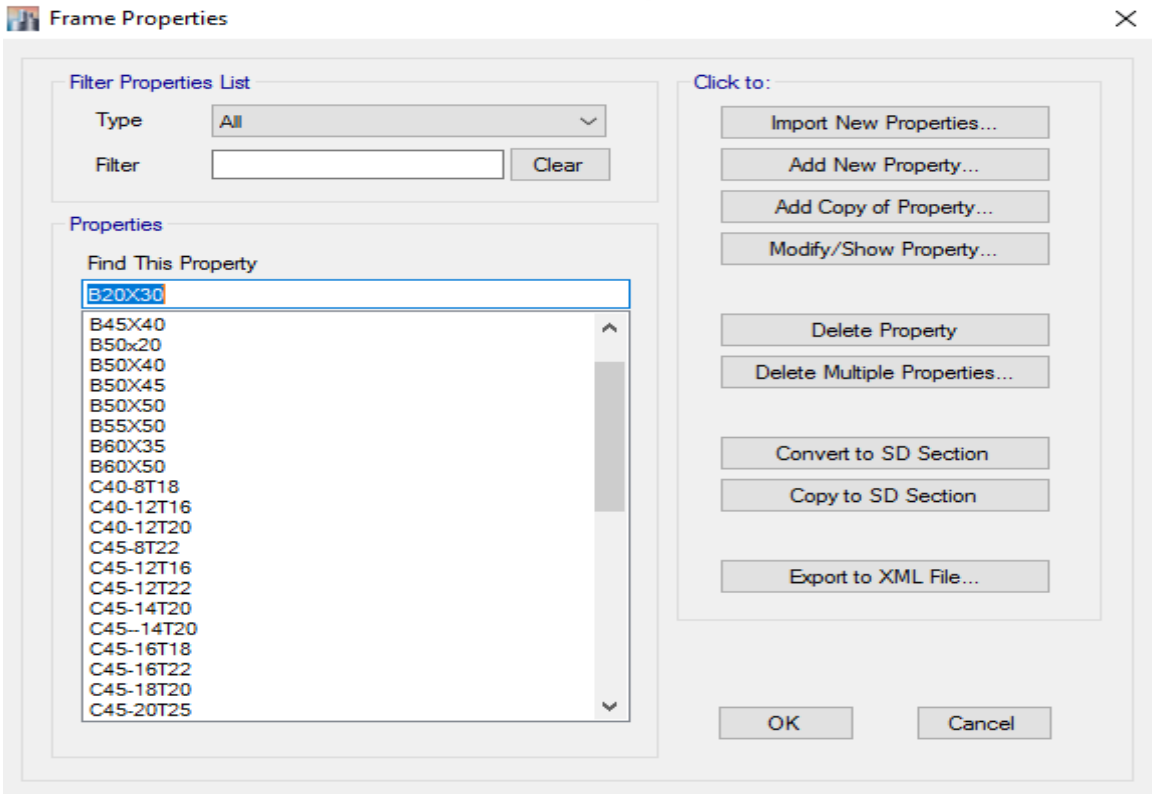
روش اول: در این روش ابتدا المان مورد نظر انتخاب و سپس از مسیر زیر مقطع مورد نظر اختصاص داده می‌شود. با توجه به اینکه در این روش برای هر عضو مقطع دلخواه اختصاص داده می‌شود، پس تیپ‌بندی مقاطع براحتی قابل انجام است. مسیر: Assign > Frame > Section Property

روش دوم: در این روش ابتدا برای هر نوع المان یک جعبه مقاطع مناسبی که قبلا توضیح داده شده است تحت عنوان Auto Select List تهیه و به المانها اختصاص داده می‌شود. در این روش، مقطع مناسب برای هر المان از بین مقاطع موجود در جعبه مقاطع تعریف شده برای المانها انتخاب می‌گردد. در این روش به دلیل انتخاب مقطع بر اساس ظرفیت مورد نیاز در هر المان، تنوع در تعداد مقاطع بیشتر بوده و عملا اجرایی نخواهد بود. برای تیپ بندی المانها، بعد از طراحی باید مقاطع اجرایی گردند.

برای اختصاص مقاطع در این روش بصورت زیر عمل می کنیم:

ستونها:

Select >Select Object Type > Columns ⟶ Frame > Section Property > Column



شکل ۷۱: اختصاص مقطع برای المانها

برای تیرها نیز این کار صورت می‌گیرد.

۱-۸-۳-۸ اعمال ضرایب ترک خوردگی

در سازه های بتنی ضرایب ترک خوردکی برای دو هدف متفاوت اعمال می شود.

هدف اول: برای پیدا کردن زمان تناوب واقعی سازه

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی سازه،T

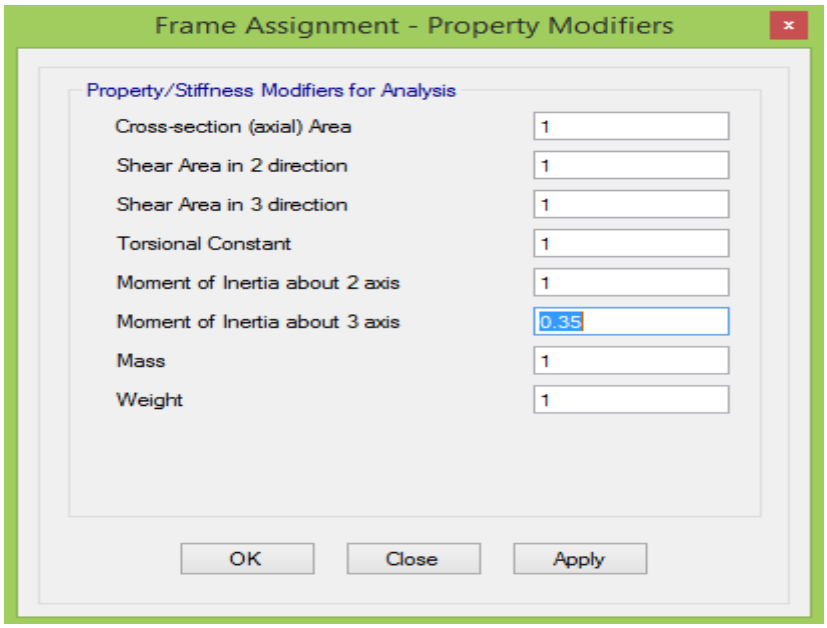
تبصره ۳ : در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی ، بمنظور در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن ، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها ۰/۵Ig و برای ستون ها و دیوارها Ig منظور شود . Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است . این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۶-۵ برای مقاطع ترک خورده است.

هدف دوم: برای طراحی و کنترل تغییر مکان جانبی سازه

۳-۵-۵ در سازه های بتن مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح ، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین نامه بتن ایران «آبا » برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای ستون ها Ig ۰/۷ ، و برای دیوارها ۰/۳۵ Igیا ۰/۷ Igنسبت به میزان ترک خوردگی، منظور کرد . برای زلزله بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثرات P-Δ صرفنظر کرد.

❖ **اعمال ضرایب ترک خوردگی تیرها**

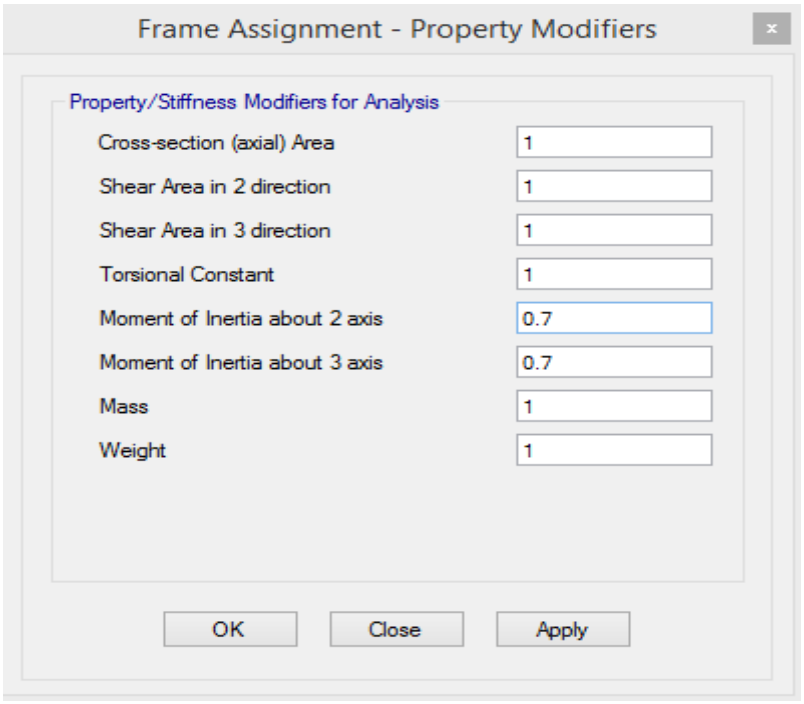
مسیر: انتخاب تیرها ⟵ Assign > Frame > Property Modifiers



شکل ۷۲: ضریب ترک خوردگی تیرها

❖ اعمال ضرایب ترک خوردگی ستونها

مسیر: انتخاب ستونها ⟵ Assign > Frame > Property Modifiers

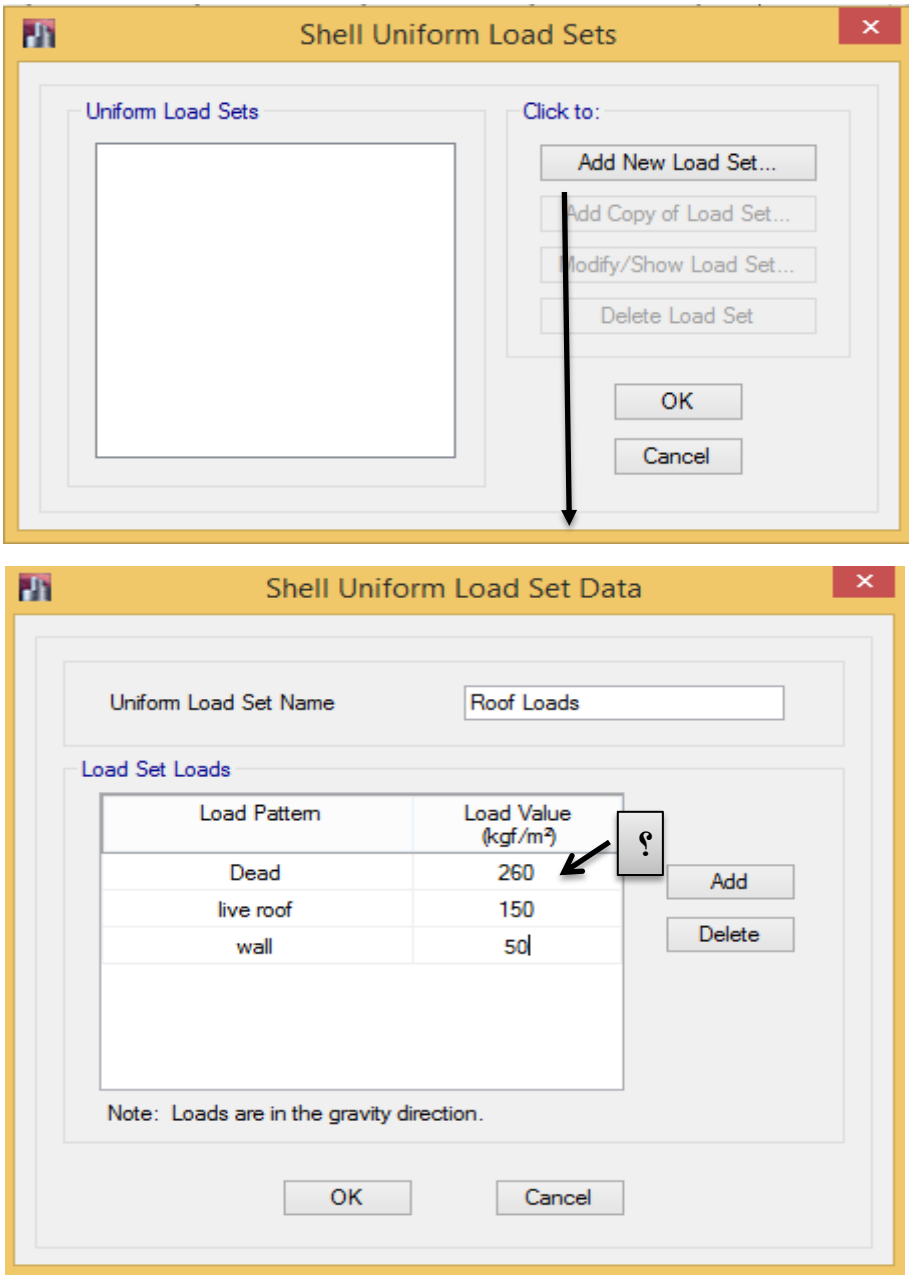


شکل ۷۳: ضریب ترک خوردگی ستونها

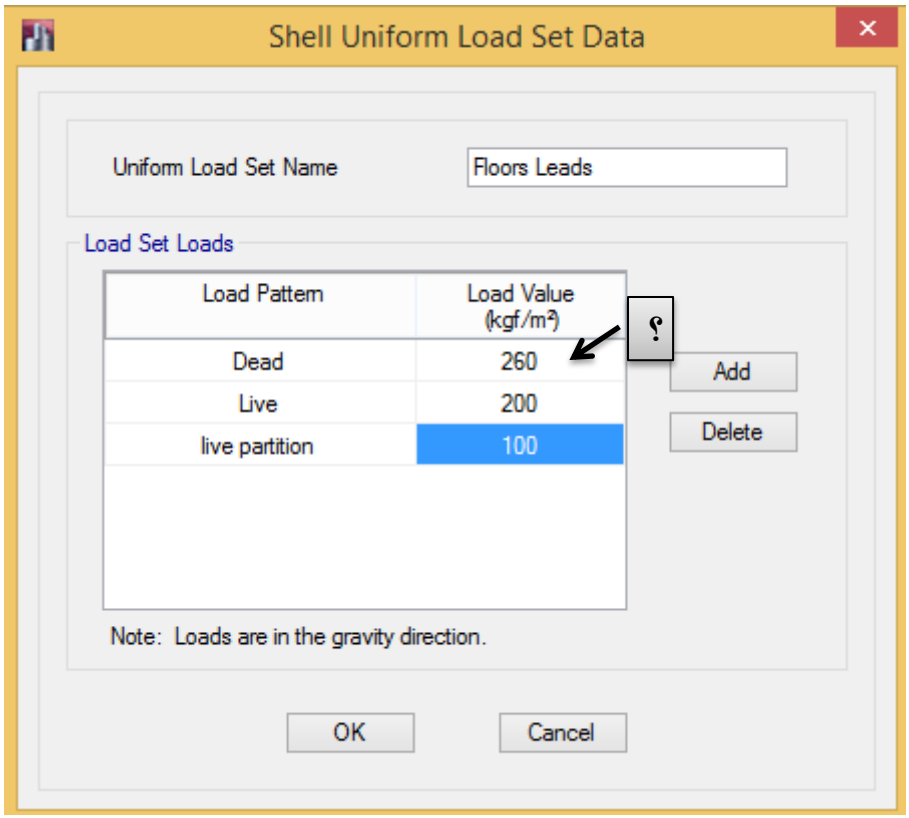
۹-۱ بارگذای ثقلی سازه

در نرم‌افزار Etabs 2015 این امکان وجود دارد که بارهای گسترده یکنواخت بصورت یک بسته بارگذاری(Uniform lead Sets) از مسیر زیر تعریف شده و در نهایت اختصاص یابد. لذا برای بام و طبقات دو بسته بارگذاری بصورت جداگانه تعریف می‌شود.

مسیر: Define > Shell Uniform Loead Sets



شکل۷۳: بسته بارگذاری گسترده بام



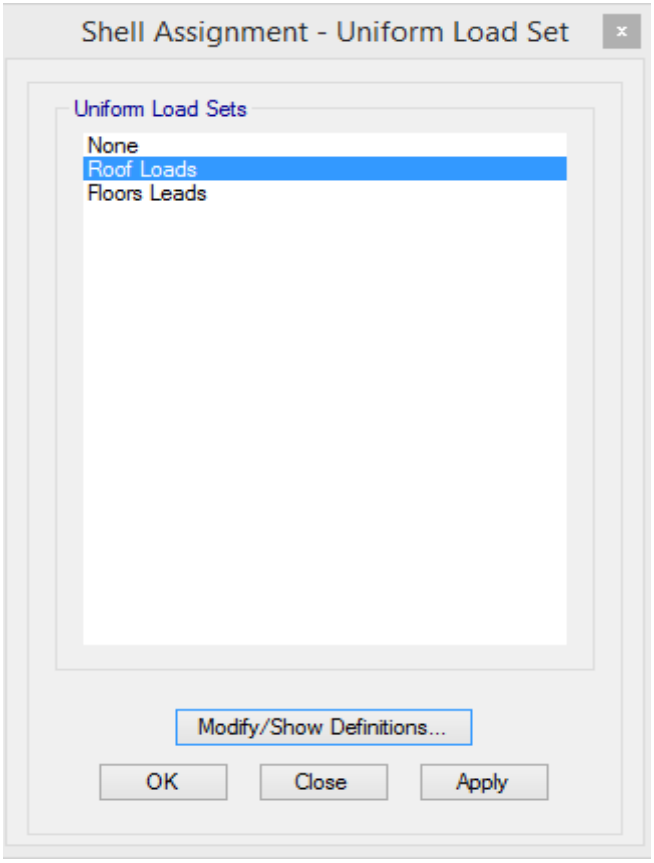
شکل۷۴: بسته بارگذاری گسترده طبقات

۱-۹-۱ بارگذاری بام:

گام اول: اعمال بارهای گسترده بام

بعد از انتخاب سقف طبقه بام از مسیر زیر بارگذاری اعمال می شود.

Assign >shell load > Uniform Load Sets

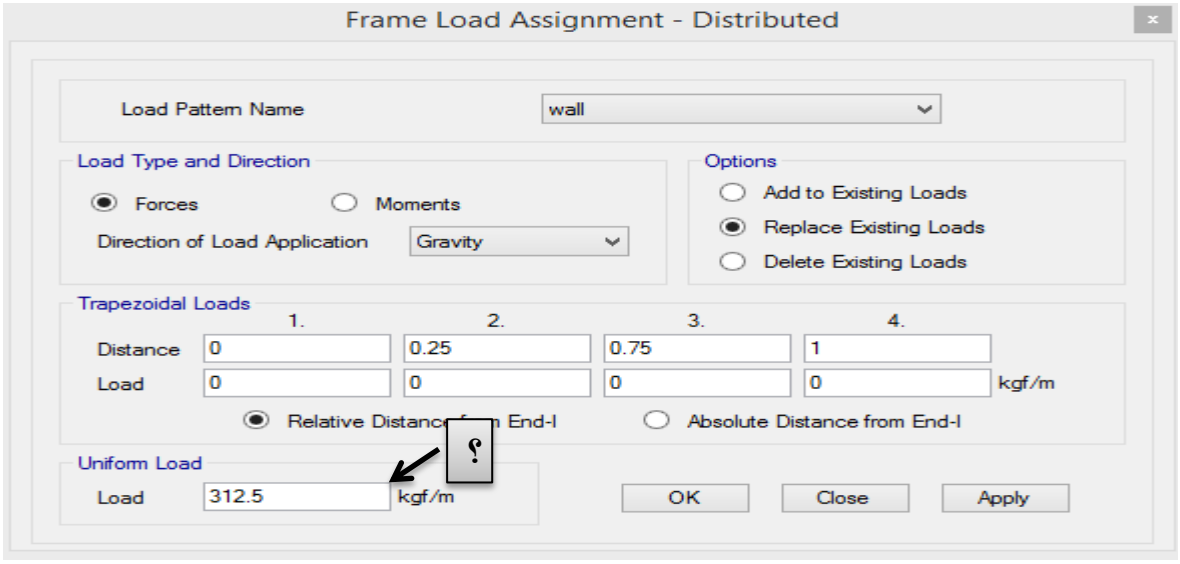


شکل۷۵: اعمال بسته بارگذاری بام

گام دوم: بارگذاری wall دیوارهای جانبی در بام

بعد از انتخاب تیرهای اطراف بام از مسیر زیر اعمال می گردد.

مسیر: Assign > Frame loads > Distributed

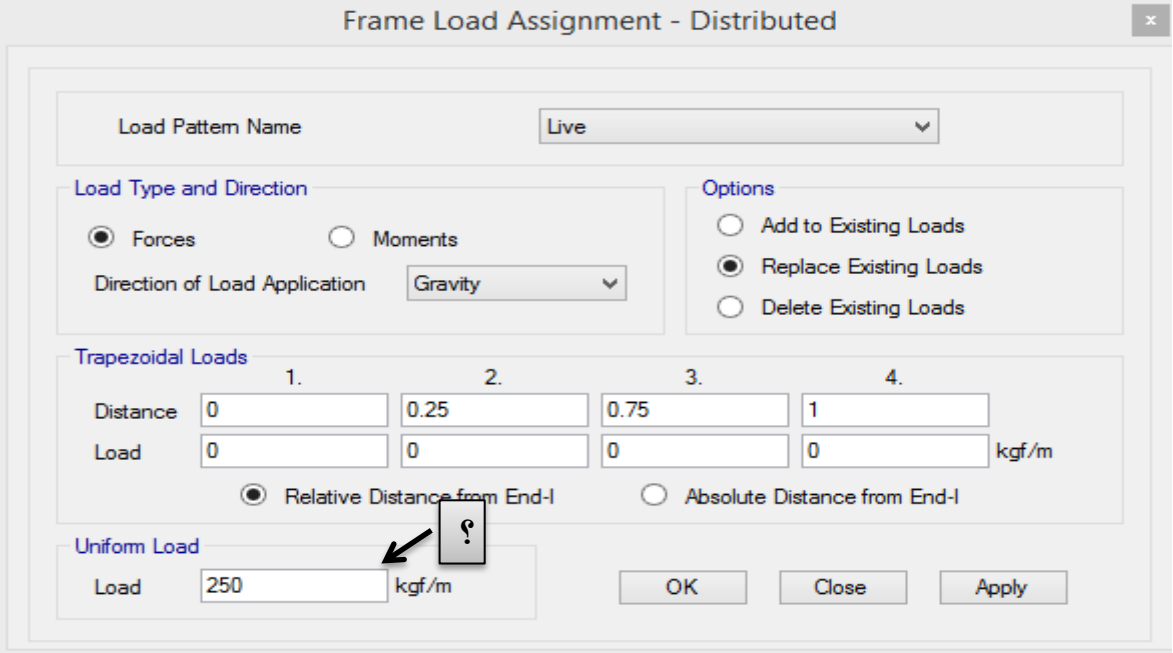


شکل۷۶: اعمال بار Wall دیوارهای جانبی در بام

گام سوم: بارگذاری دیوارجان پناه در بام

بعد از انتخاب تیرهای اطراف بام از مسیر زیر اعمال می گردد.

مسیر: Assign > Frame loads > Distributed



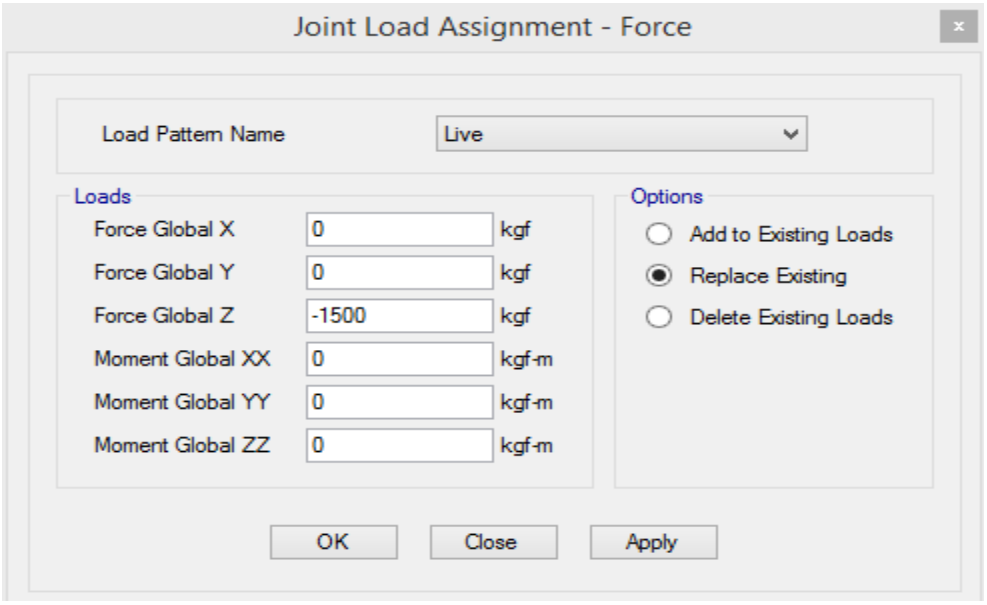
شکل۷۷: اعمال بار دیوار جان‌پناه در بام

گام چهارم: بارگذاری آسانسور

بار آسانسور آعم از وزن اتاقک، تجهیزات، وزنه‌های تعادل و وزن ظرفیت (وزن نفرات) آسانسور، توسط شرکت سازنده آسانسور اعلام خواهد شد. از طرفی مبحث ششم مقررات ملی برای بار آسانسور ضریب ضربه ۲ را پیشنهاد داده است. پس وزن آسانسور با اعمال ضریب ضربه در تراز طبقه بام بصورت نقطه‌ای در چهارگوشه موقعیت آسانسور بصورت زیر اعمال خواهد شد. اگر وزن آسانسور ۳ تن در نظر گرفته شود، با اعمال ضریب ضربه، بار اعمالی ۶ تن خواهد بود؛ که برای هر گوشه آسانسور ۱/۵ تن اعمال خواهد شد.

ابتدا چهار گوشه موقعیت آسانسور انتخاب شده، سپس بار از طریق مسیر زیر اعمال می‌شود.

مسیر: Assign > Jiont Loads > Force



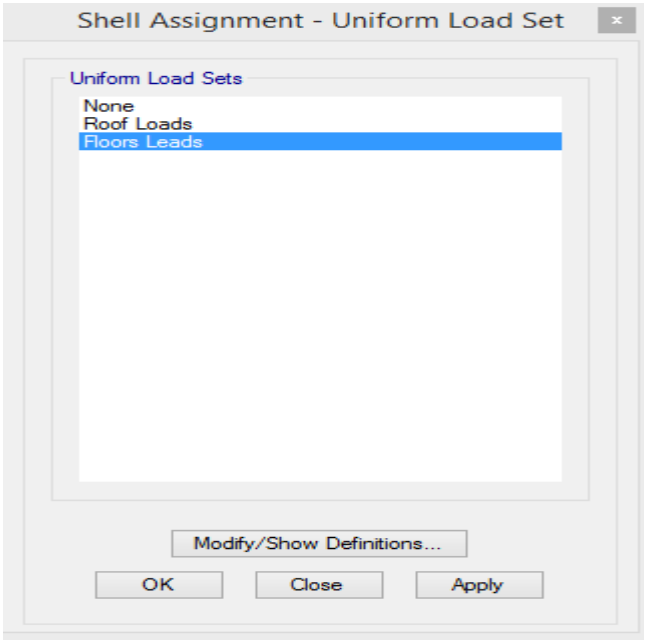
شکل۷۸: اعمال بار نقطه‌ای آسانسور

۱-۹-۲ بارگذاری طبقات:

گام اول: اعمال بارهای گسترده بام

بعد از انتخاب سقف طبقه بام از مسیر زیر بارگذاری اعمال می شود.

Assign >shell load > Uniform Load Sets

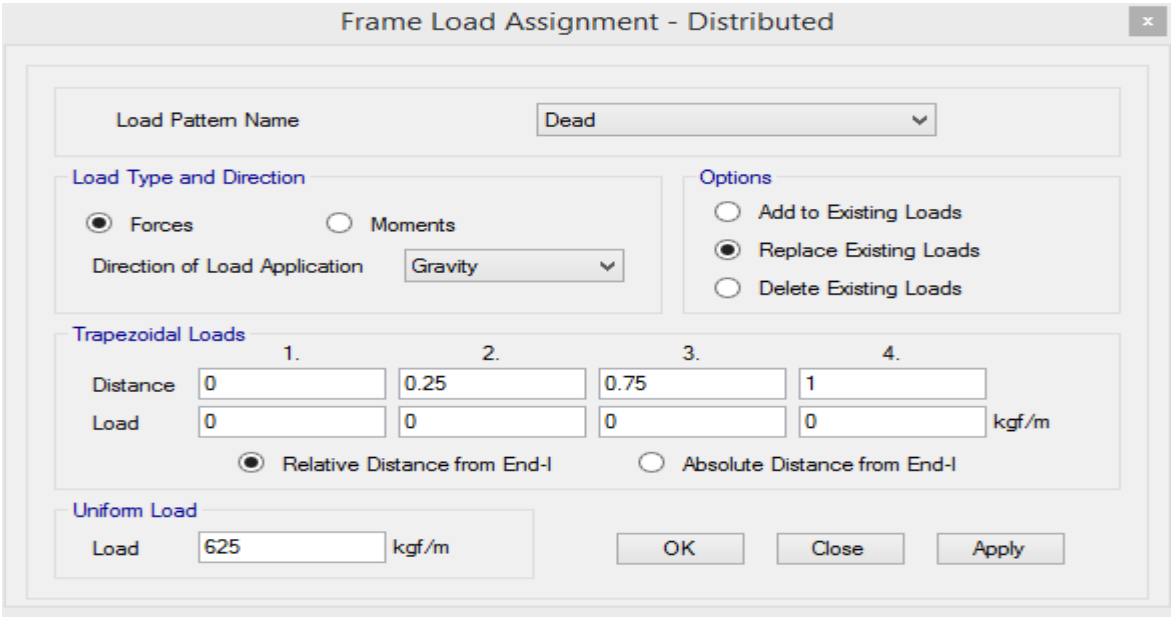


شکل۷۹: اعمال بسته بارهای گسترده طبقات

گام دوم: بارگذاری دیوارهای جانبی طبقات

بعد از انتخاب تیرهای پیرامونی از مسیر زیر بارگذاری اعمال می شود.

Assign > Frame loads > Distributed

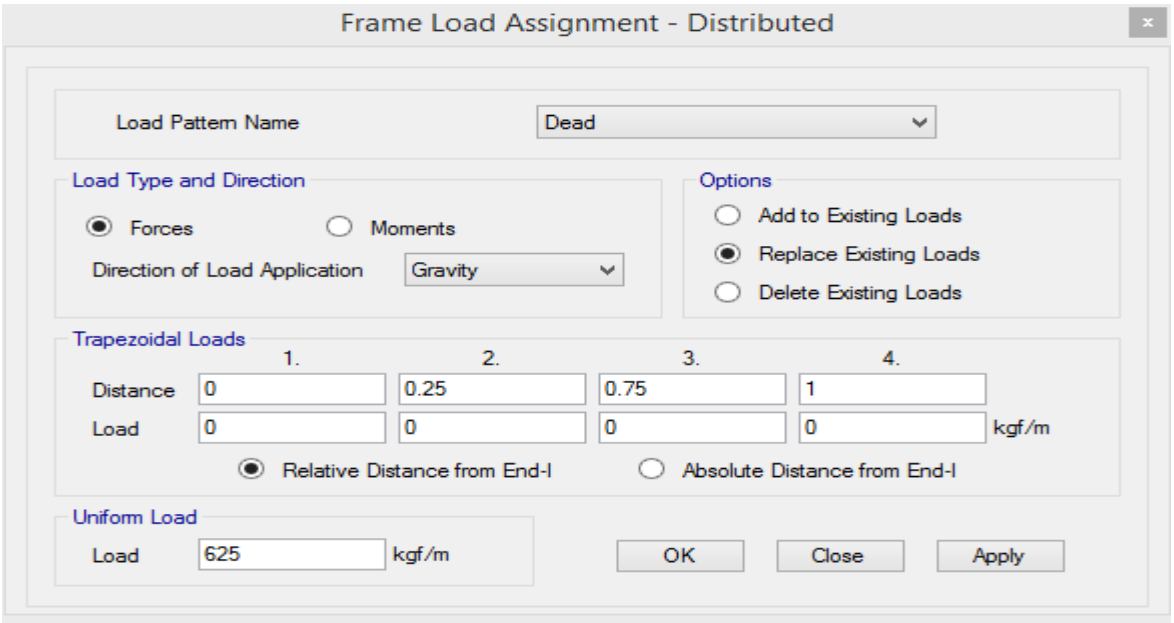


شکل ۸۰: اعمال بار دیوارهای پیرامونی طبقات

گام سوم: بارگذاری دیوارهای جانبی راه پله

بعد از انتخاب تیرهای پیرامونی راه‌پله از مسیر زیر بارگذاری اعمال می شود.

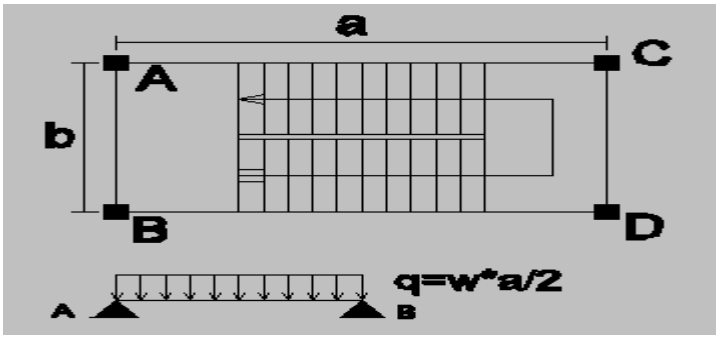
Assign > Frame loads > Distributed



شکل ۷۱: اعمال بار دیوارهای پیرامونی راه پله

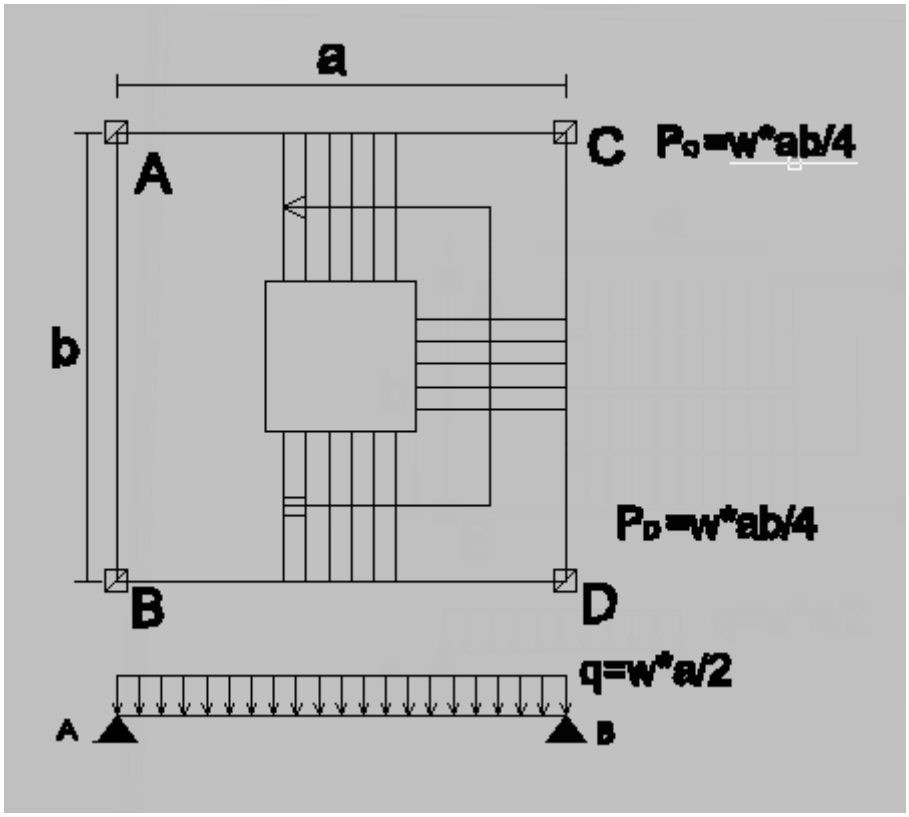
بارگذاری راه پله:

پله دو طرفه:



راه‌پله دو طرفه هملنند دال یکطرفه بار را پخش می‌کند. لذا در پله دو طرفه بار در روی تیرهای AB و CD در تراز طبقات اعمال می گردد.

پله سه طرفه:



در پله سه طرفه فقط تیر AB بار خطی در تراز طبقات خواهد داشت، که مقدار آن نصف کل بار راه‌پله خواهد بود و به ستونهای C و D بار محوری در تراز طبقات یک چهارم کل بار راه‌پله وارد خواهد شد.

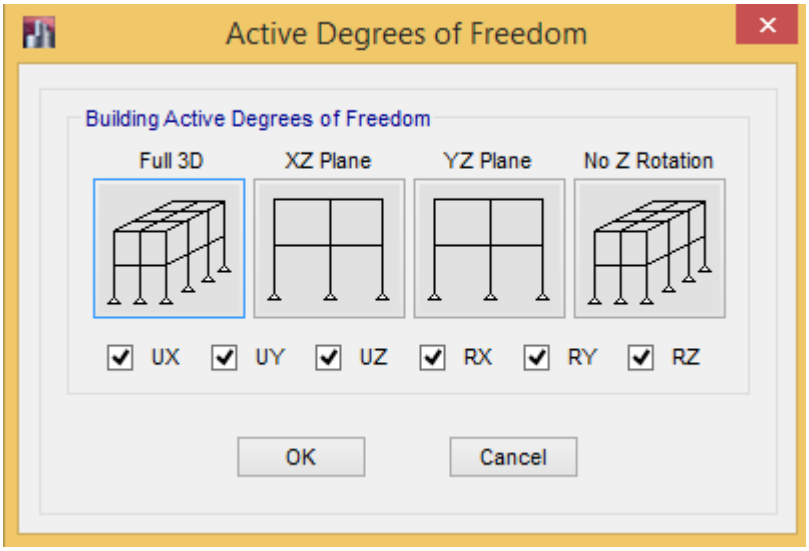
توضیح: در راه پله چهار طرفه بار پله بصورت متمرکز در تراز طبقات به هر چهار ستون اعمال می شود.

۱-۱۰ تحلیل سازه

بعد از اتمام مدلسازی و بارگذاری سازه، سازه باید تحلیل شود. با توجه به نوع بارگذاری زلزله و تعریف بارهای جانبی، تحلیل در این مرحله تحلیل استاتیکی معادل خواهد بود. قبل از انجام تحلیل باید تنظیمات لازم صورت گیرد.

۱-۱۰-۱ تنظیمات منوی Analyze

مسیر:Analyze > Set Active Degrees of freedom

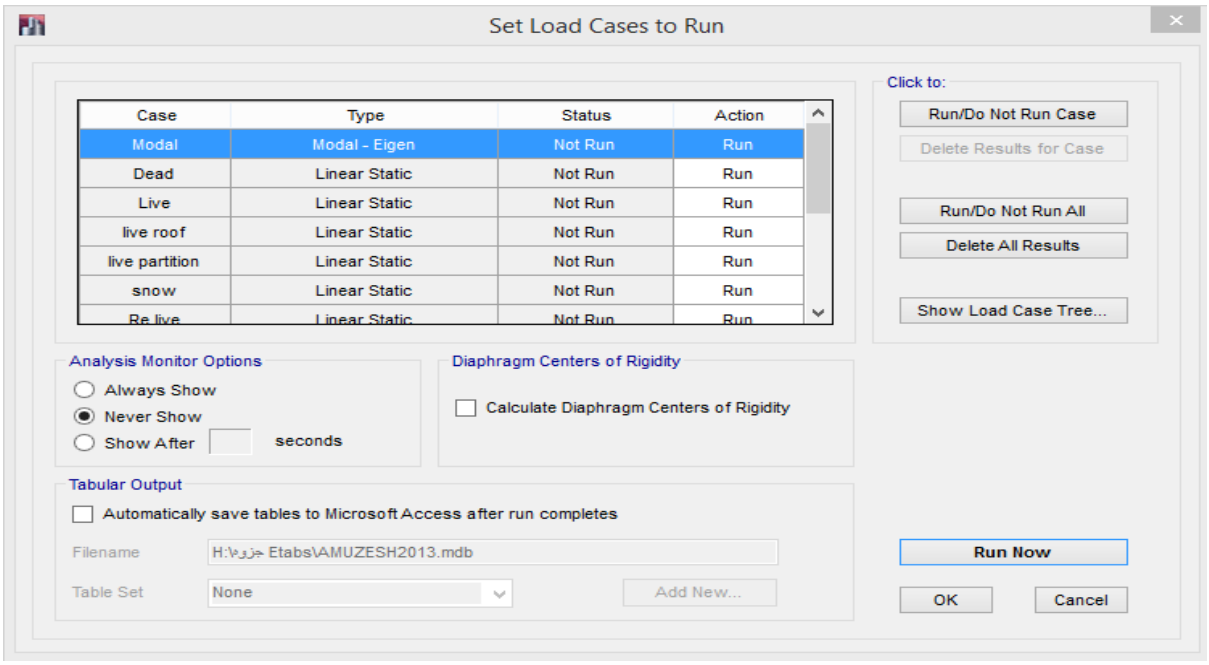


شکل۸۲: تنظیم تعداد درجات آزادی مدل سه‌بعدی

۱-۱۰-۲ تنظیم الگوهای بار برای تحلیل

در صورتی که بخواهیم تعدادی از الگوهای بار تعریف شده، تحلیل نشوند، می‌توان از این قسمت آنها را انتخاب و بوسیله گزینه Run/Do Not Run Case تحلیل آن را غیر فعال نمود.

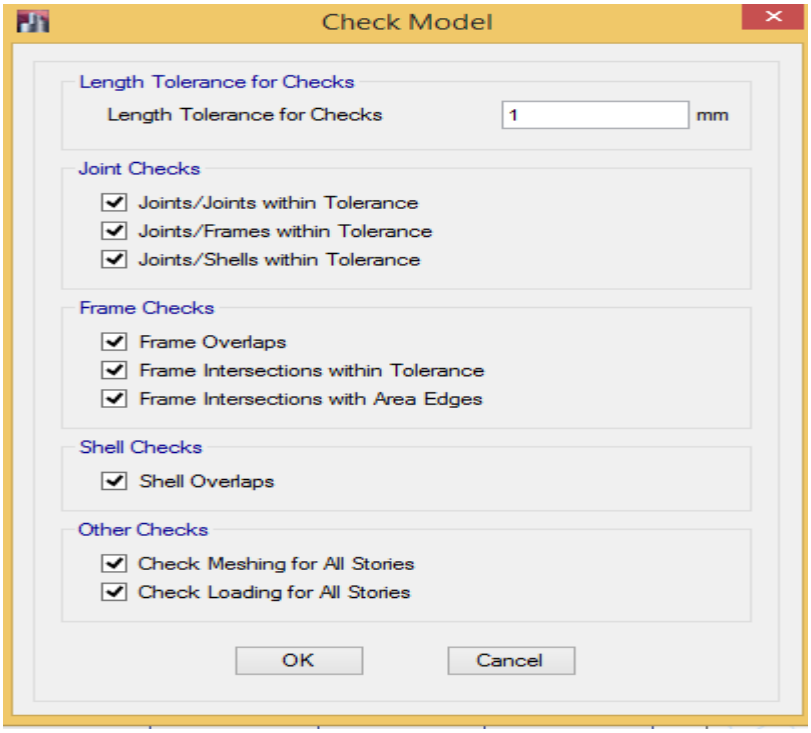
مسیر: Analyze > Set load Cases to Run



شکل۸۳: انتخاب الگوهای بار برای تحلیل

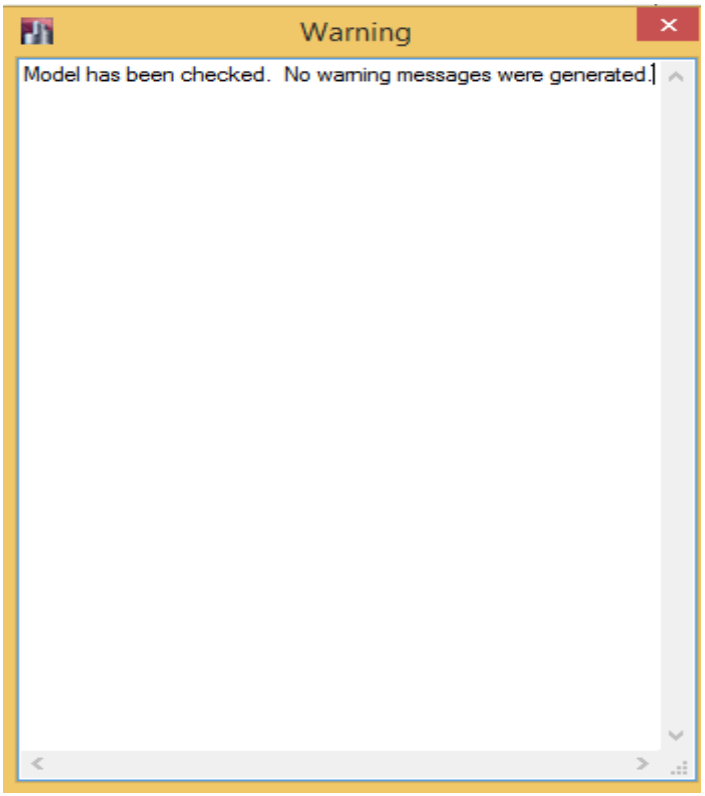
۳-۱۰-۱ کنترل مدلسازی و جزئیات

مسیر: Analyze > Check Model



شکل۸۴: کنترل مدلسازی

در صورت نبود مشکل پیغام زیر نمایش داده می شود.



شکل۸۵: نمایش پیغام برای ایرادات و اشکالات مدلسازی

۱-۱۰-۴ شروع تحلیل

مسیر: Analyze >Run Analysis

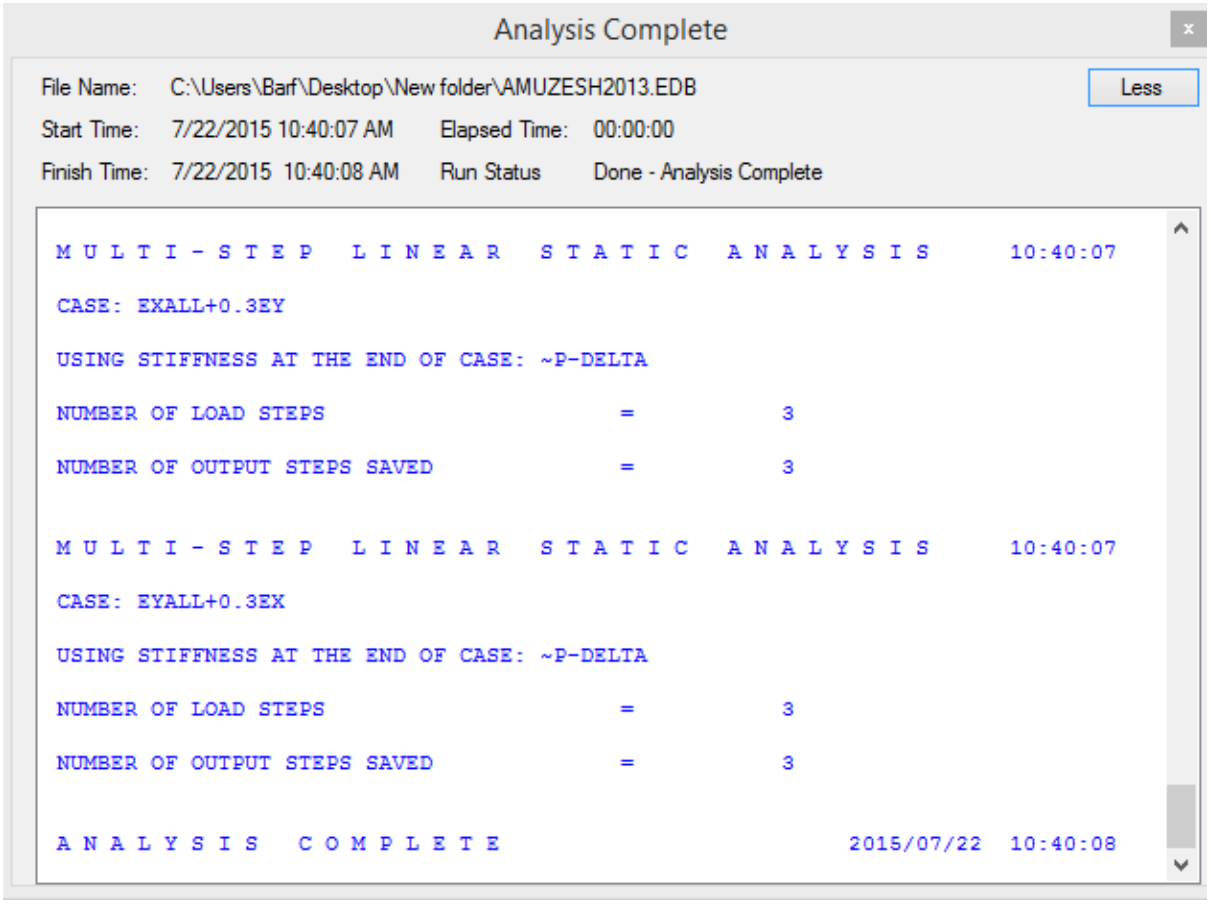
در این مرحله سازه تحلیل می‌گردد. اما باید دقت کنیم که هر نتیجه‌ای که از نرم‌افزار حاصل می‌شود؛ لزوما قابل قبول نخواهد بود. چون همجنان که قبلا نیز گفته شده است، با توجه به اینکه بخشی از اطلاعات سازه توسط طراح تعریف می‌گردد و همچنین خود نرم‌افزار نیز بعلت قفل شکسته بودن دارای خطا می‌باشد؛ پس می‌توان گفت در رابطه با اطلاعات خروجی باید دقت کافی بعمل آید.

۱-۱۰-۵ کنترل خروجی های تحلیل

بعد از تحلیل سازه باید نتایج تحلیل و خروجی های آن کنترل شود تا از صحت تحلیل اطمینان حاصل شود.

گام اول: کنترل گزارش تحلیل: Analyze > Last Analysis Run Log

در گزارش تحلیل نباید هیچ گونه WARNING وجود داشته باشد. در صورت وجود WARNING باید سازه بررسی و مشکل رفع گردد. در صورتی که نتوان WARNING را برطرف نمود باید مدلسازی و تحلیل سازه دوباره انجام شود. و در پایان هر گزارش باید ANALYSIS COMPLETE مشاهده گردد.

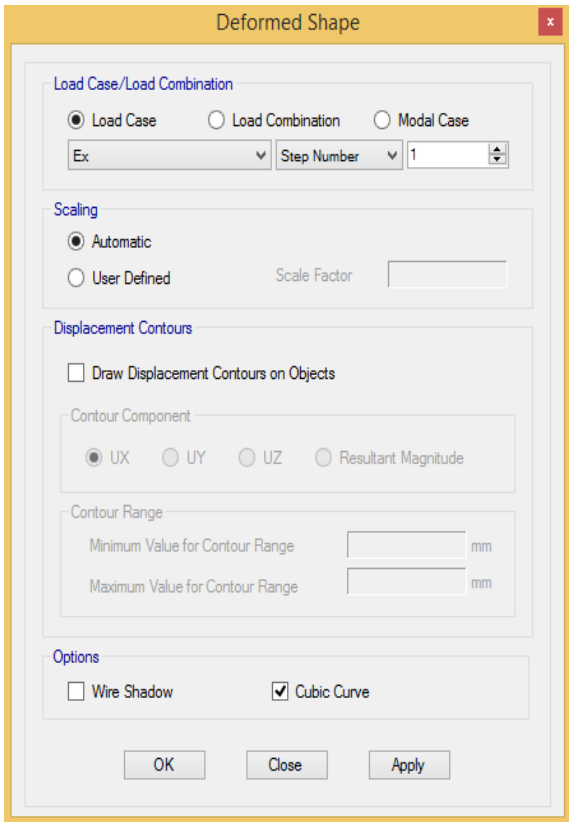


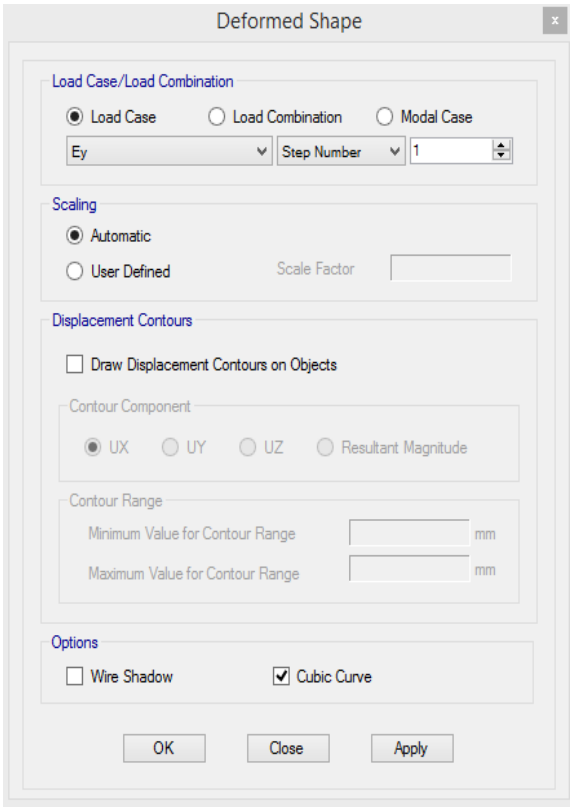
شکل۸۶: نمایش گزارش تحلیل

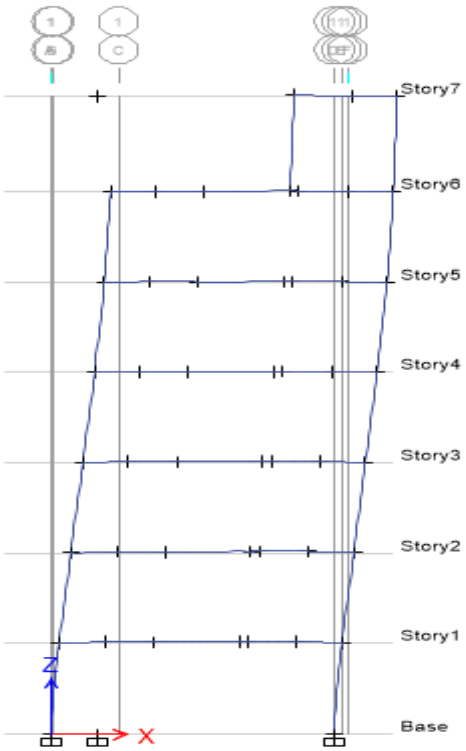
گام دوم: کنترل تغییر شکل استاتیکی سازه

سازه در تحلیل استاتیکی معادل باید بر اساس مود اول، تغییر شکل جانبی داشته باشد. برای نمایش تغییر شکلهای سازه از مسیر زیر اقدام می شود.

مسیر: Display > Deformed shape

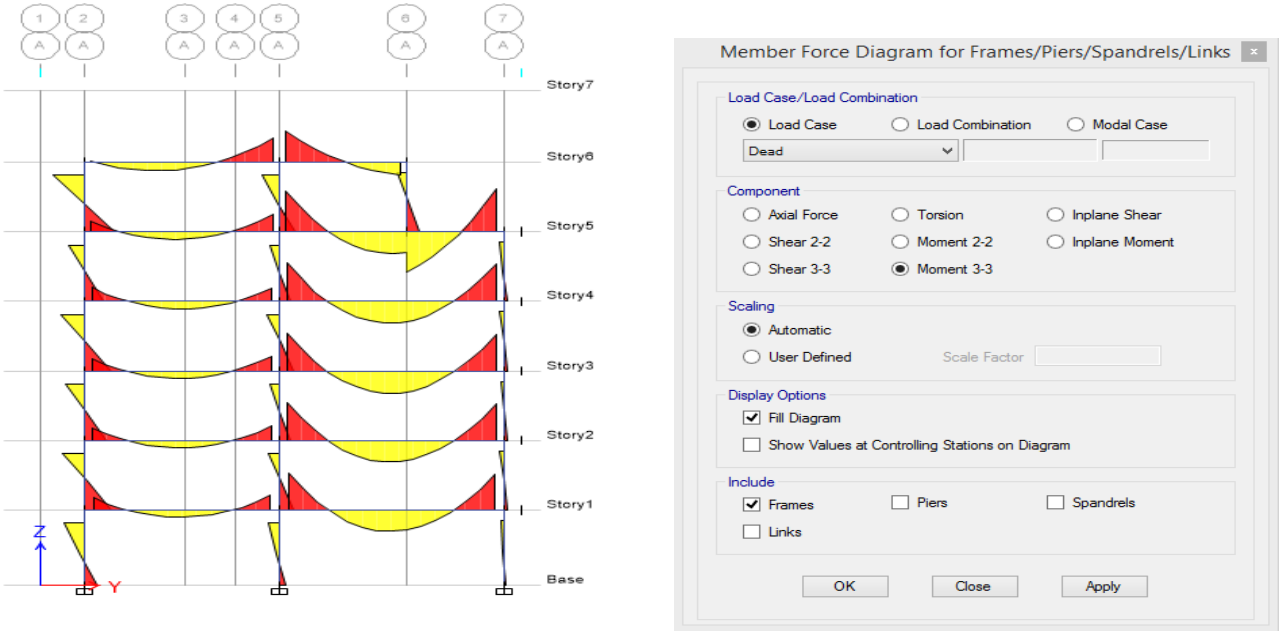

Deformed Shape
Load Case/Load Combination
Load Case
Load Combination
Modal Case
Ex
Step Number
1
Scaling
Automatic
User Defined
Scale Factor
Displacement Contours
Draw Displacement Contours on Objects
Contour Component
UX
UY
UZ
Resultant Magnitude
Contour Range
Minimum Value for Contour Range
Maximum Value for Contour Range
mm
Options
Wire Shadow
Cubic Curve
OK
Close
Apply


Deformed Shape
Load Case/Load Combination
Load Case
Load Combination
Modal Case
Ey
Step Number
1
Scaling
Automatic
User Defined
Scale Factor
Displacement Contours
Draw Displacement Contours on Objects
Contour Component
UX
UY
UZ
Resultant Magnitude
Contour Range
Minimum Value for Contour Range
Maximum Value for Contour Range
mm
Options
Wire Shadow
Cubic Curve
OK
Close
Apply


Story7
Story6
Story5
Story4
Story3
Story2
Story1
Base
Z
X

۱-۱۰-۵-۱ نمایش نیروهای داخلی المانها

مسیر: Display > Forces/ Stress Diagram > Frame/ pier/ Spandrel/link Forces



شکل۸۸: نمایش نیروهای داخلی المانها

۱-۱۰-۵-۳ نمایش خروجی های از قسمت Show Tables

مسیر: Display > Show Tables

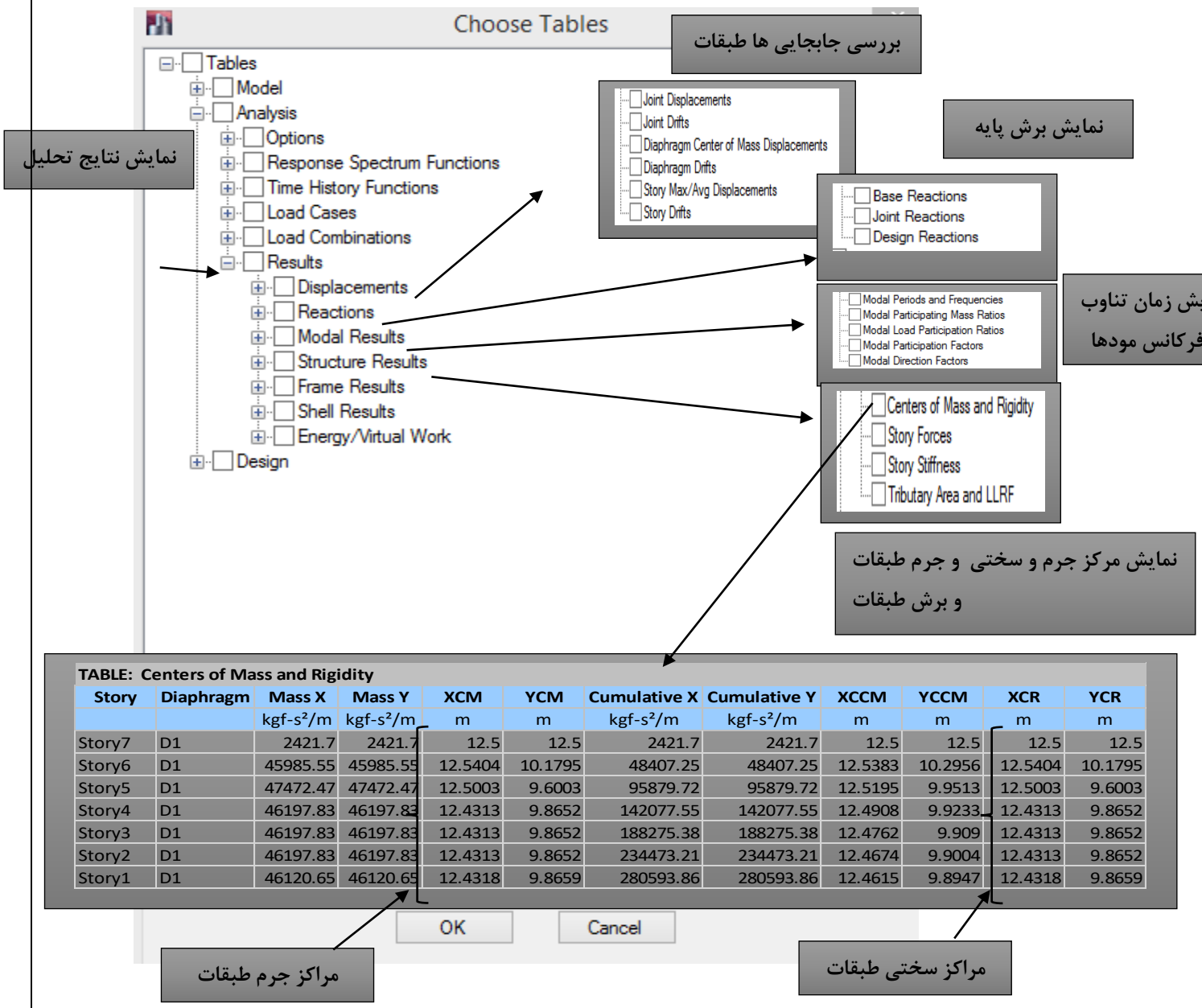
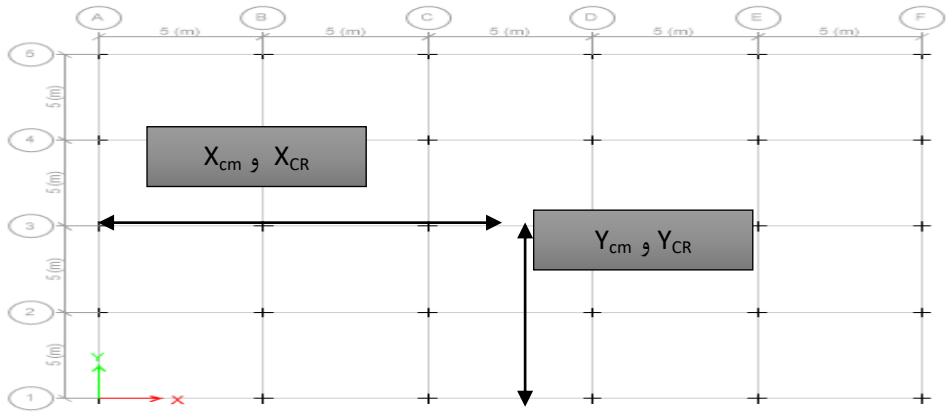


TABLE: Centers of Mass and Rigidity

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s²/m	kgf-s²/m	m	m	kgf-s²/m	kgf-s²/m	m	m	m	m
Story7	D1	2421.7	2421.7	12.5	12.5	2421.7	2421.7	12.5	12.5	12.5	12.5
Story6	D1	45985.55	45985.55	12.5404	10.1795	48407.25	48407.25	12.5383	10.2956	12.5404	10.1795
Story5	D1	47472.47	47472.47	12.5003	9.6003	95879.72	95879.72	12.5195	9.9513	12.5003	9.6003
Story4	D1	46197.83	46197.83	12.4313	9.8652	142077.55	142077.55	12.4908	9.9233	12.4313	9.8652
Story3	D1	46197.83	46197.83	12.4313	9.8652	188275.38	188275.38	12.4762	9.909	12.4313	9.8652
Story2	D1	46197.83	46197.83	12.4313	9.8652	234473.21	234473.21	12.4674	9.9004	12.4313	9.8652
Story1	D1	46120.65	46120.65	12.4318	9.8659	280593.86	280593.86	12.4615	9.8947	12.4318	9.8659



شکل۸۹: فاصله مراکز سختی و جرم از محورهای مختصات

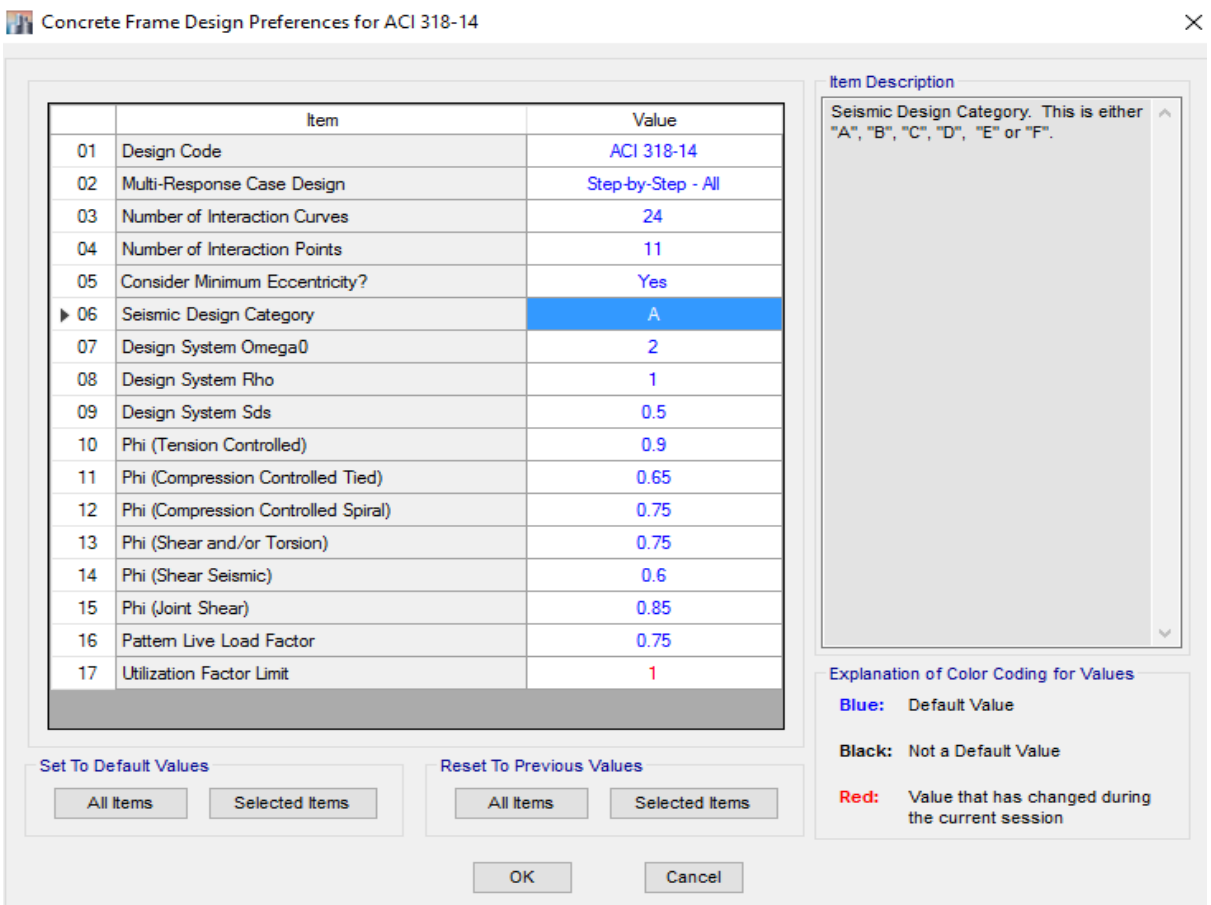
۱-۱۱ طراحی سازه های بتنی

۱-۱۱-۱ تنظیمات مربوط به نرم افزار قبل از طراحی

گام اول: انتخاب آئین نامه

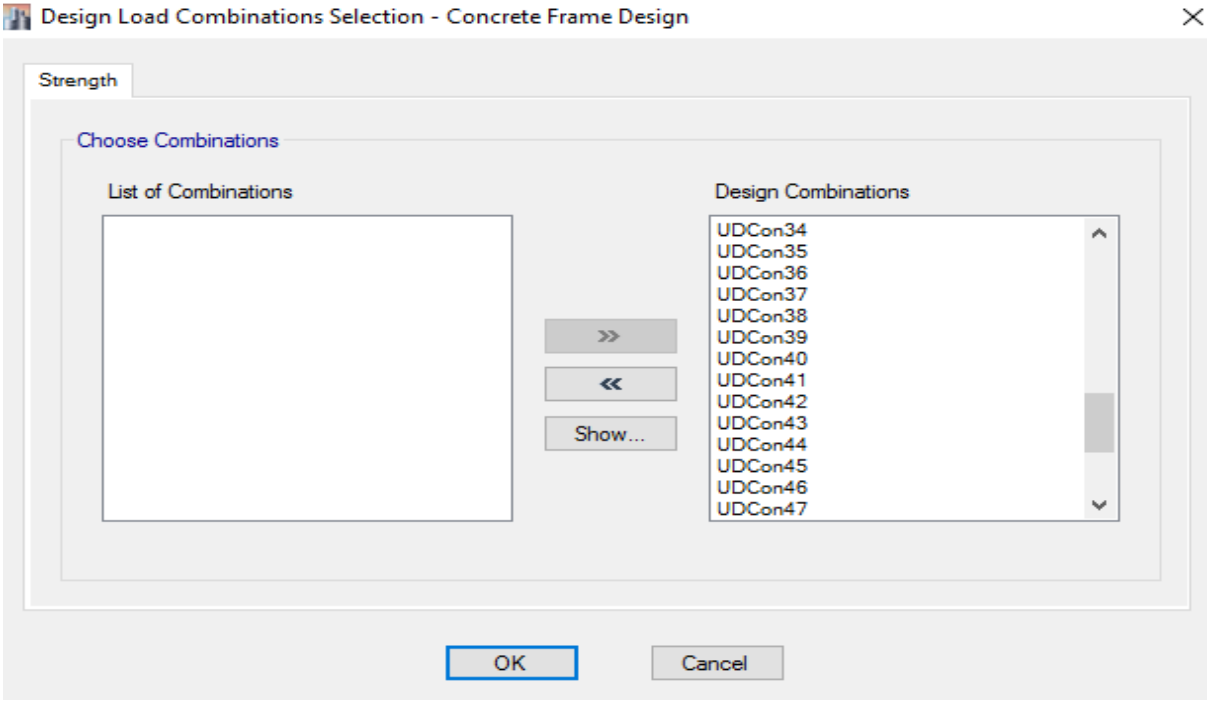
همچنان که در ابتدای جزوه نیز گفته شده است، سازه های ساخته شده در کشورمان باید تا جایی که امکان دارد بر اساس آئین‌نامه‌های داخلی ساخته شوند؛ تا کنترل سازه‌ها که در اجرا بر اساس آئین‌نامه‌های داخلی صورت می‌گیرد دچار تردید نشود. برای طراحی سازه های بتنی براساس مبحث نهم مقررات ملی می‌توان از آئین‌نامه بتن کانادا(CSA) استفاده کرد. اکثر ضوابط مربوط به طراحی سازه های بتنی مبحث نهم مقررات ملی شبیه آئین نامه کانادا می‌باشد. اما از آنجا که مهندسین محترم کنترل کننده در سازمان نظام مهندسی تمایل زیادی به طراحی سازه‌های بتنی بر اساس آئین‌نامه بتن آمریکا دارند، لذا در این جزوه نیز طراحی بر اساس آئین‌نامه آمریکا (ACI) تشریح می‌گردد.

مسیر: Design > Concrete Frame Design >View/Revise Preferences



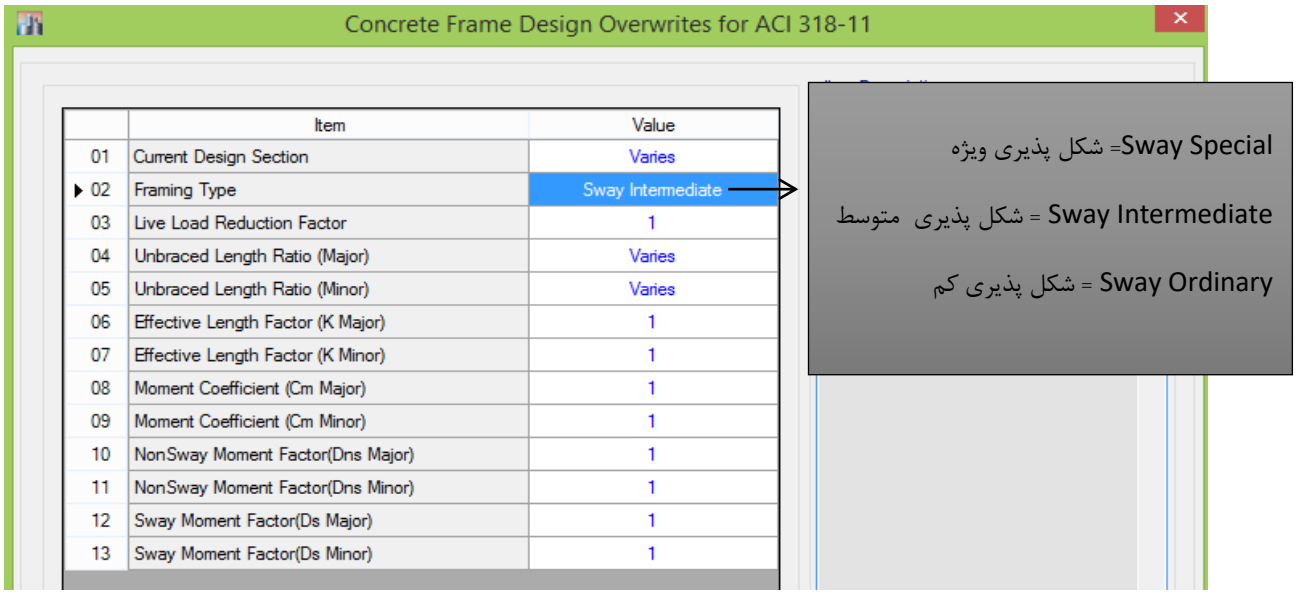
گام دوم: انتخاب ترکیبات طراحی

مسیر: Design >Concret Frame Design > Select Design Combinations



گام سوم: تعیین شکل‌پذیری سازه‌ی بتنی

مسیر:بعد از انتخاب کل سازه ⟵ Design >Concrete Frame Design >View/Revise Overwrites



شکل ۹۱: انتخاب نوع شکل‌پذیری سازه بتنی

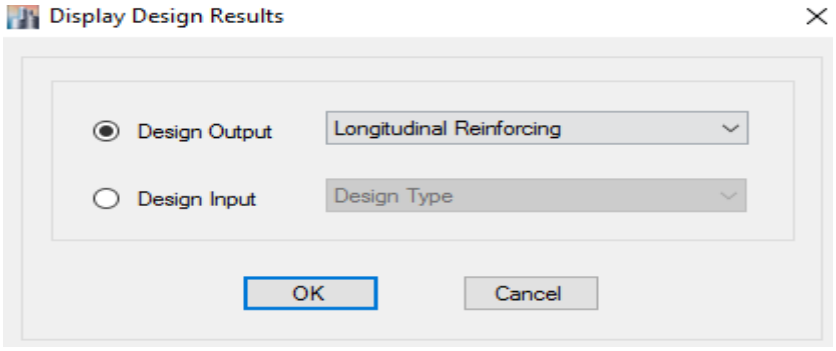
گام چهارم: شروع طراحی

مسیر: Design > Concrete Frame Design > Start Design / Check

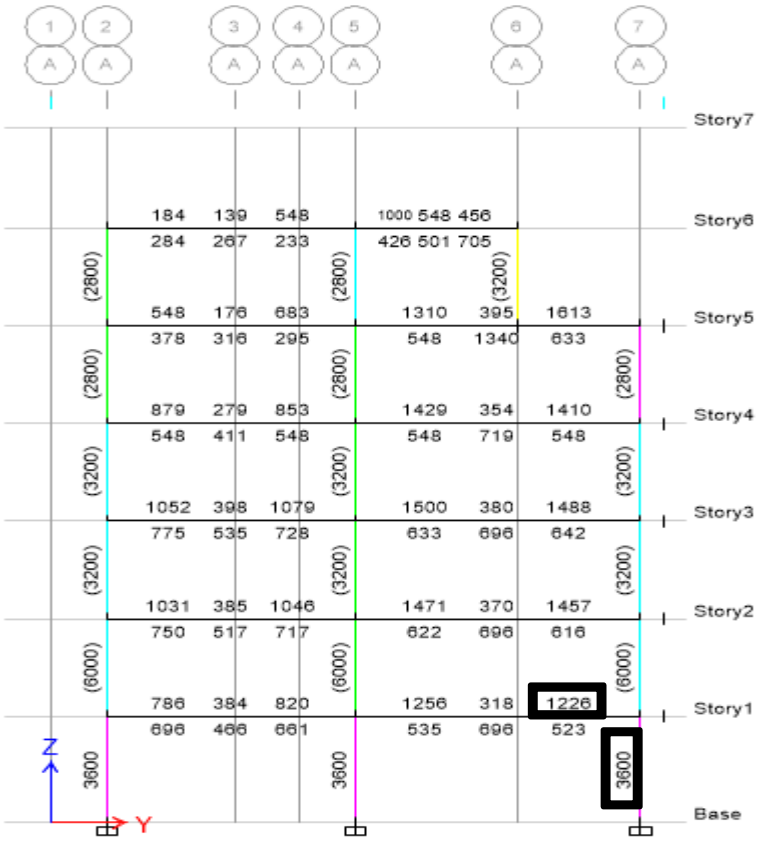
۱-۱۱-۲ خروجی طراحی سازه‌های بتنی

۱-۱۱-۲-۱ خروجی آرماتورهای طولی

مسیر: Design > Concrete Frame Design > Display Design Info…



شکل ۹۱: مسیر نمایش خروجی میلگردهای طولی المانهای قاب خمشی



شکل ۹۲: نمایش سطح مقطع آرماتورهای طولی قاب A

توجه۱: همچنان که در شکل ۹۲ مشاهده می‌گردد، رنگ همه تیرها یکسان است. علت آن، این است که؛ در سازه های بتنی در هنگام تعریف مقاطع تیرها، فقط ابعاد معرفی می گردد، لذا مقدار آرماتورهای طولی بر اساس لنگر نهایی وارده توسط نرم افزار محاسبه می شود، پس در تمام تیرها مقدار میلگرد طولی کششی و فشاری به نوعی بدست می آید که، مقدار ظرفیت خمشی تیرها بیشتر از لنگر نهایی وارد بر تیرها باشد.

توجه۲: اگر در تعریف مقاطع ستونها، نوع طراحی در حالت Design باشد، برای ستونها نیز یک رنگ نمایش داده خواهد شد و میلگرد طولی ستونها نیز بر اساس مقدار نیروهای داخلی به گونه‌ای بدست می آید که ظرفیت محوری و خمشی ستونها بیشتر از نیروهای نهایی وارد بر آنها باشند. اما اگر در هنگام تعریف مقاطع ستونها، نوع طراحی در حالت Checke قرار بگیرد، یعنی مقدار میلگردهای طولی توسط طراح مشخص شده است و در این مرحله نرم‌افزار صرفا نسبت نیرو به ظرفیت(Ratio) ستونها را کنترل می‌کند و لازم نیست که مقدا میلگردهای طولی ستونها بررسی گردد.

در این جزوه با توجه به اینکه ستونها در حالت Checke تعریف شده‌اند، مقدار میلگرد طولی آنها در این مرحله کنترل نمی شود و در مرحله بعد مقدار کفایت آنها کنترل می گردد.

❖ آرایش میلگردهای طولی تیرها

در شکل قبلی میلگردهای طولی برای هر تیر، در سه مقطع بحرانی نشان داده شده است. بعنوان مثال برای مقطع مشخص شده در شکل قبل به صورت زیر عمل می کنیم:

$A_s = 1226\ mm^2 \longrightarrow$ Use = φ18 $\longrightarrow A_s = 254.34\ mm^2$

تعداد $= \frac{1226}{254.34} \cong 5 \longrightarrow A_{s\ Prov} = 1271\ mm^2 > 1226\ mm^2 \longrightarrow$ OK

لازم به ذکر است که در تیرهای سراسری سازه های بتنی، آرایش مقاطع باید برای کل تیر یکجا و بصورتی که قابل اجرا باشد، صورت گیرد. برای قطع میلگردها نیز باید تمام ضوابط مبحث نهم مقررات ملی در رابطه با قطع میلگردها رعایت شود.

نکات اجرایی:

- قطر میلگردها بصورتی انتخاب شوند که، به راحتی در بازار آهن برای کارفرما قابل تهیه باشد.

- با توجه به اینکه اکثر اشخاصی که در زمینه آرماتور بندی کار می کنند دستگاه خم و برش ندارند، تا جایی که امکان دارد، قطر میلگر برای سازه های معمولی به نوعی انتخاب شود که خم کردن اصولی توسط دست مد نظر باشد.
- برای اجرایی بودن طرح و همچنین راحتی بتن‌ریزی، قطر میلگردها به نوعی انتخاب شوند که، تراکم میلگرد به حداقل رسیده و فاصله حداقل مابین میلگردها نیز بر اساس آئین‌نامه رعایت گردد.
- تا جایی که امکان دارد در یک مقطع از تعدد زیاد قطر میلگردها جلوگیری گردد تا اشتباه در اجرا به حداقل برسد.
- در صورتی که در یک مقطع از قطرهای مختلفی استفاده می شود، سعی شود که اختلاف قطرها بیش از دو شماره نباشد.
- در بعضی از حالات ممکن است بعلت تراکم میلگردها از میلگردهای گروهی استفاده شود، در این حالت لازم است که طراح، عمق موثر تیر را مجددا کنترل و ظرفیت نهایی را بررسی نماید.
- در صورتی که سطح مقطع میلگردهای انتخابی برای یک مقطع بیشتر از مقدار مورد نیاز باشد، باید توجه کرد که نباید از حداکثر مقدار مجاز(As_b) تجاوز نماید. چون در اینصورت شکست مقطع فشاری خواهد بود که از نظر آئین‌نامه طراحی قابل قبول نیست.

نکته: در صورتی که مقاطع ستونها در حالت Design بوده باشد، نحوه آرایش میلگردها بصورت زیر خواهد بود:

مساحت یک میلگرد= $\frac{As_t}{N}$ ، قطر میلگرد باید بنحوی انتخاب شود که مساحت آن از مساحت بدست آمده برای یک میلگرد بیشتر باشد.

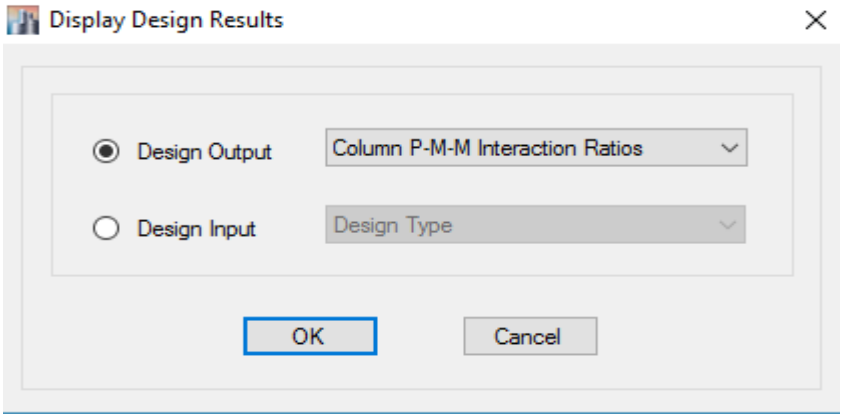
As_t: سطح مقط میلگردهای طولی ستون

N: تعداد میلگردهای ستون که در هنگام تعریف مقطع اختصاص داده شده است.

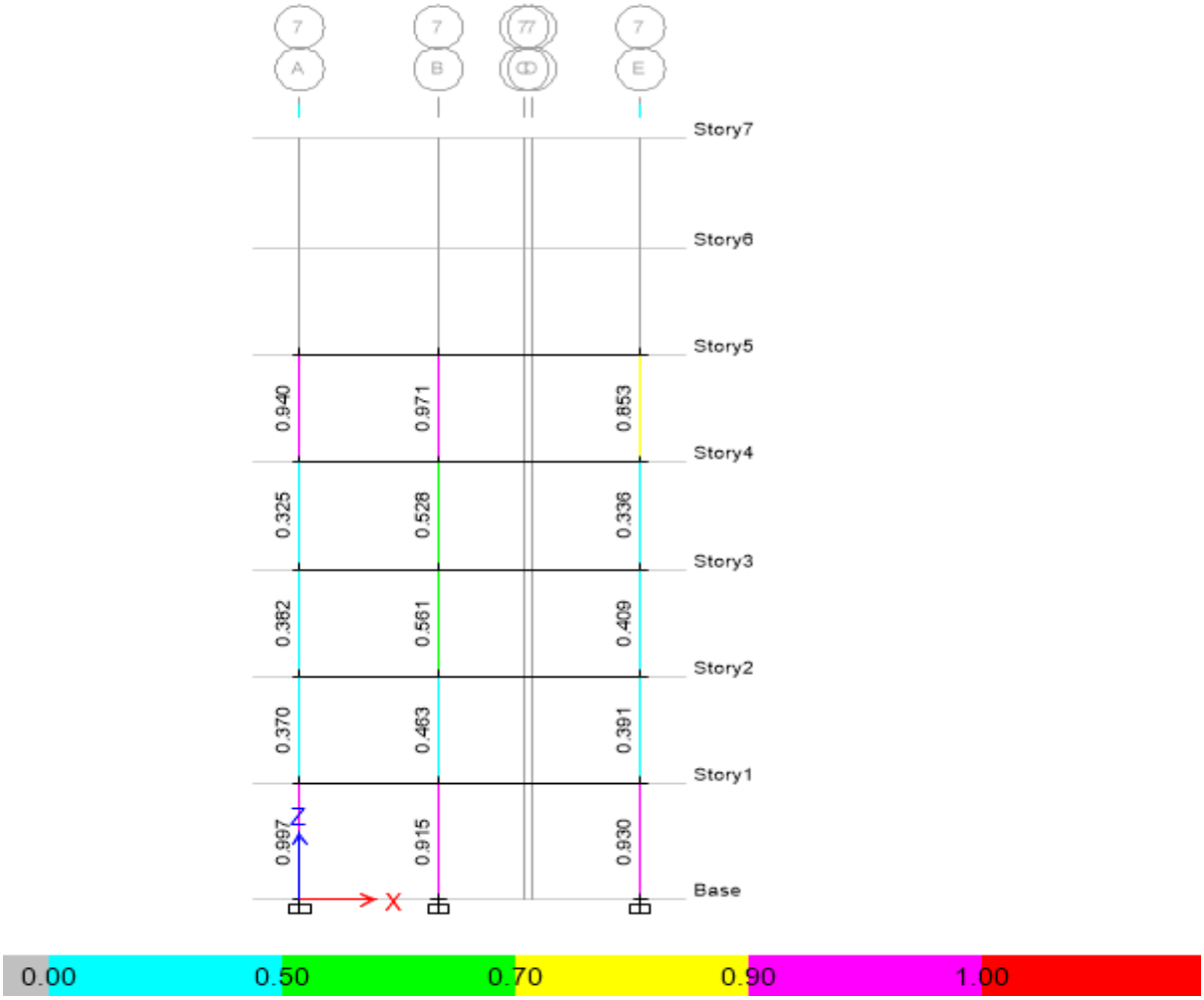
۱-۱۱-۲-۲ کنترل کفایت مقاطع ستونها

با توجه به اینکه مقطع ستونها از نوع Check تعریف شده‌اند باید، نسبت نیرو به ظرفیت در آنها کنترل گردد تا، کفایت آنها مورد بررسی قرار بگیرد.

مسیر: Design > Concrete Frame Design > Display Design Info…



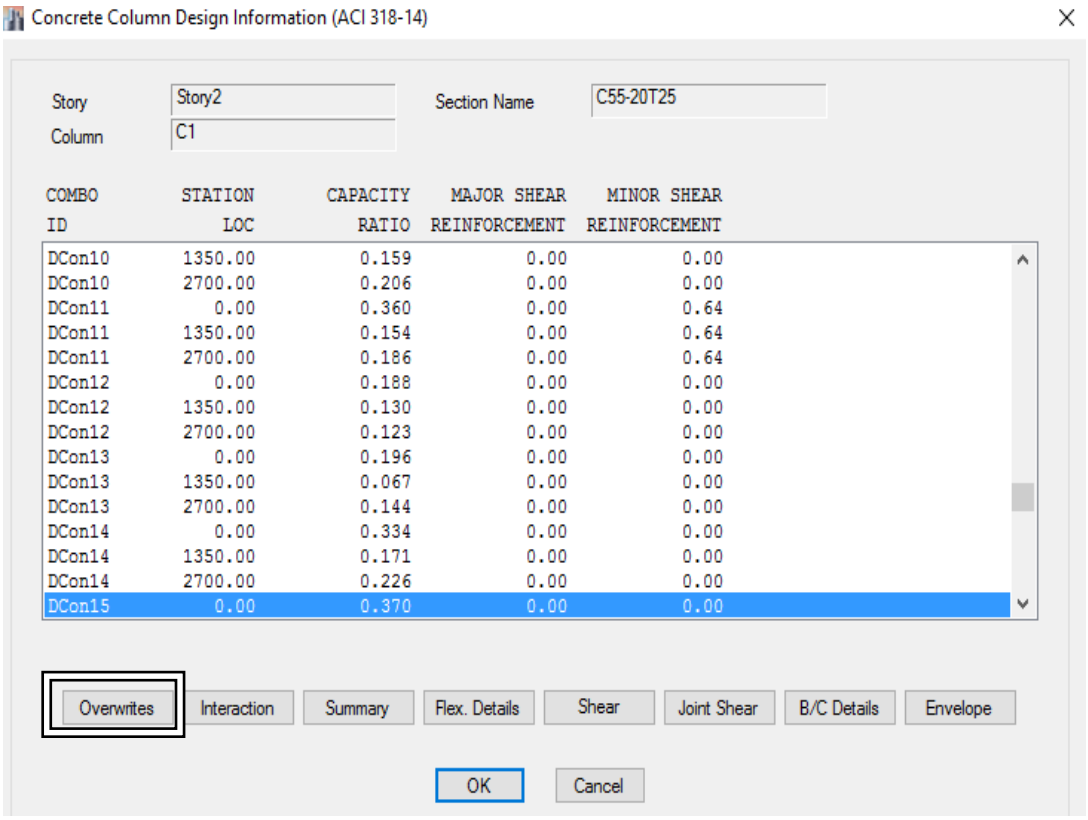
شکل ۹۳: انتخاب نمایش نسبت نیرو به ظرفیت ستونها



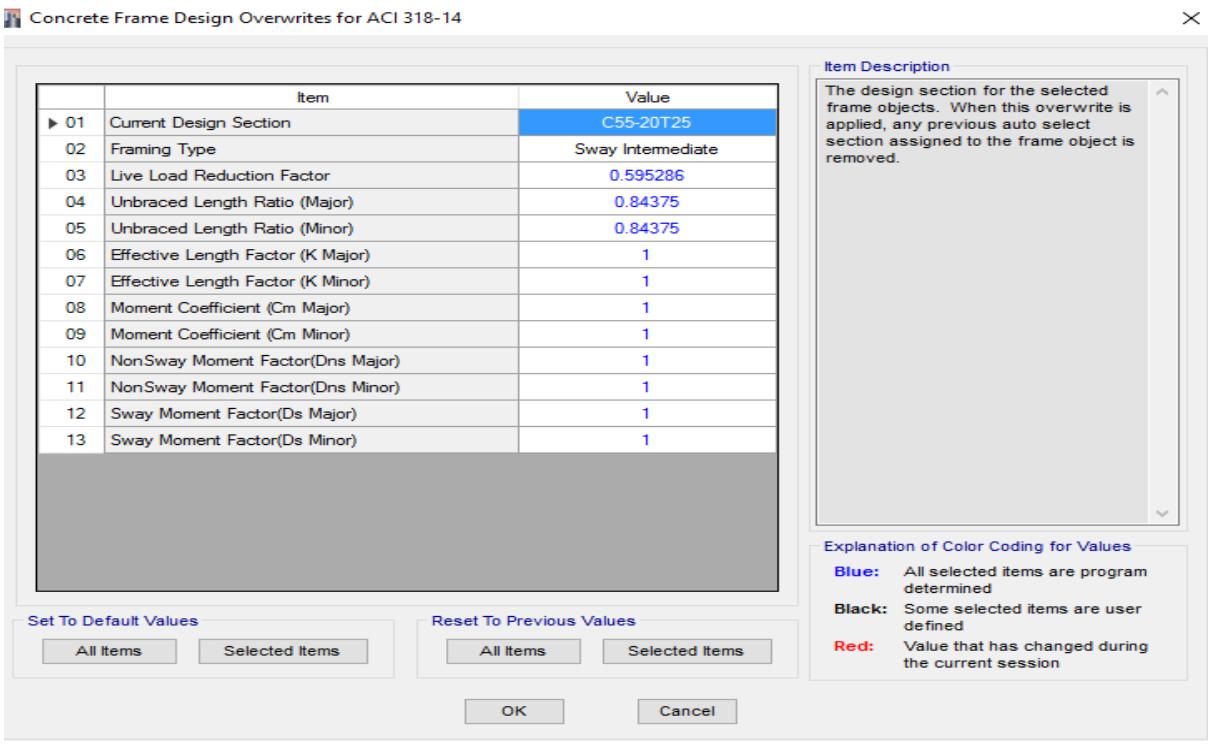
شکل ۹۴: نمایش Ratios و کفایت ستونها

همچنان که در شکل ۹۴ ملاحظه می گردد، نسبت نیرو به ظرفیت همه ستونها علاوه بصورت رنگ و عددی نمایش داده شده است. همچنان که در طیف رنگی برای Ratios نمایش داده شده است، در صورتی که Ratio برای هر کدام از ستونها بزرگتر از ۱ باشد، به رنگ قرم نمایش داده خواهد شد که در اینصورت باید، مقطع تغییر یابد. برای تغییر مقطع و استفاده از مقاطعی که قبلا تعریف شده است، می‌توان ا دو روش زیر استفاده کرد:

۱- اگر هدف تغییر مقطع یک ستون باشد، در روی ستون مورد نظر کلیک راست نموده و از شکل زیر مقطع دلخواه اختصاص داده می‌شود.



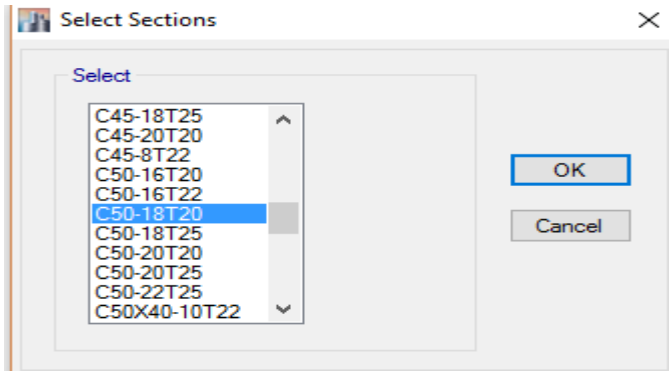
در شکل بالا گزینه Overwrites را انتخاب می کنیم شکل زیر ظاهر می گردد:



در شکل بالا از گزینه اول(01) مقطع دلخواه را اختصاص و گزینه ok را انتخاب می کنیم. در این حالت بلافاصله Ratio مقطع فوق نیز محاسبه و نمایش داده خواهد شد که کفایت مقطع قابل کنترل است.

۲- در صورتی که بخواهیم مقط تعداد زیادی از ستونها را تغییر دهیم(بعنوان مثال ستونهای یک طبقه) همه ستونهای فوق را انتخاب می کنیم، سپس از مسیر زیر مقطع دلخواه را به آنها اختصاص می دهیم.

مسیر: Design > Concrete Frame Design > Change Design Section

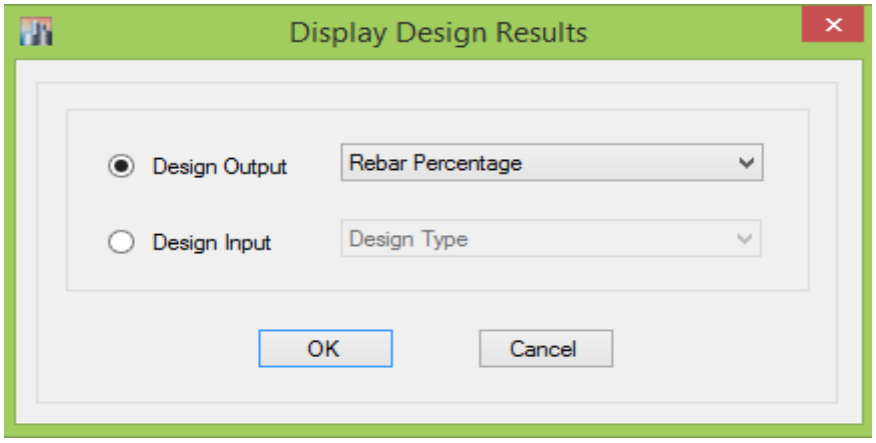


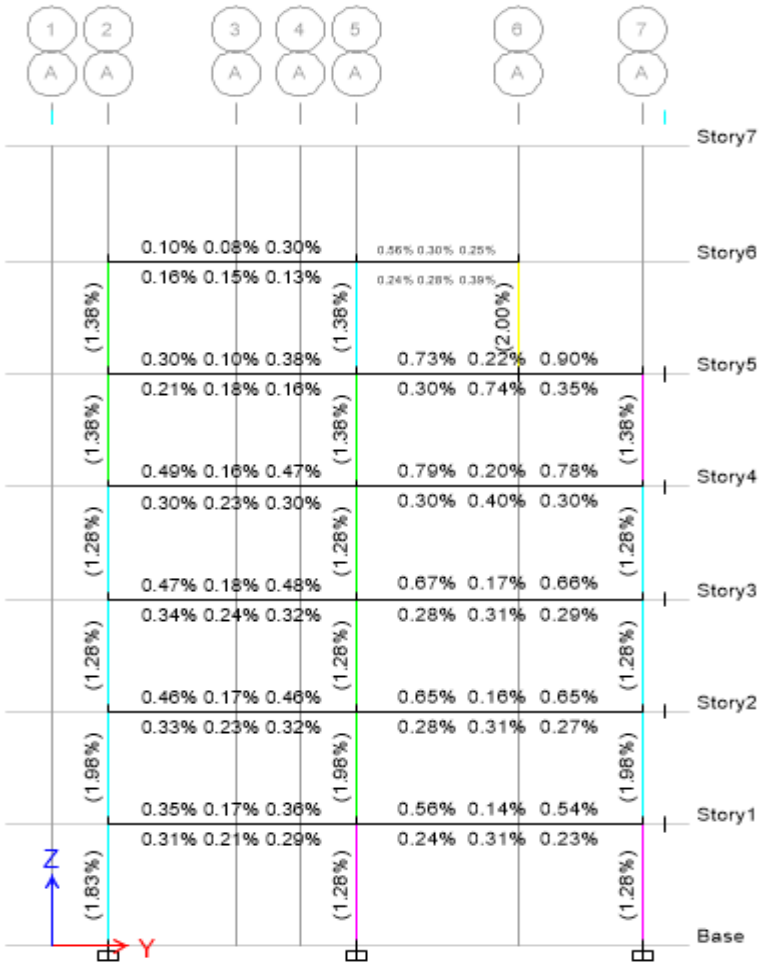
در شکل بالا مقطع دلخواه را انتخاب و گزینه ok را فشار می دهیم. بعد از اختصاص مقاطع باید، از مسیر زیر دوباره این مقاطع طراحی و کفایت مقاطع در آنها کنترل گردد.

مسیر: Design > Concrete Frame Design > Start Design / Check

۱-۱۱-۲-۳ کنترل درصد هندسی فولاد

مسیر:…Design > Concrete Frame Design > Display Design Info





شکل ۹۵: نمایش درصد هندسی فولاد برای المانها

با توجه به ضوابط طراحی سازه‌های بتن آرمه مقدار هندسی فولاد در مقاطع، باید کمتر از مقادیر بالانس باشد؛ تا شکست المانها، شکست کششی و نرم باشد.

❖ کنترل درصد هندسی فولاد در تیرها

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y} \cdot \frac{700}{700. f_y}$$

$$\rho_{max} = \begin{Bmatrix} \rho_b \\ , \\ 0.025 \end{Bmatrix}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \geq 0.67$$

❖ **کنترل درصد هندسی فولاد در ستونها**

در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتورهای طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. در صورت استفاده از فولاد S400 در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می گردد.

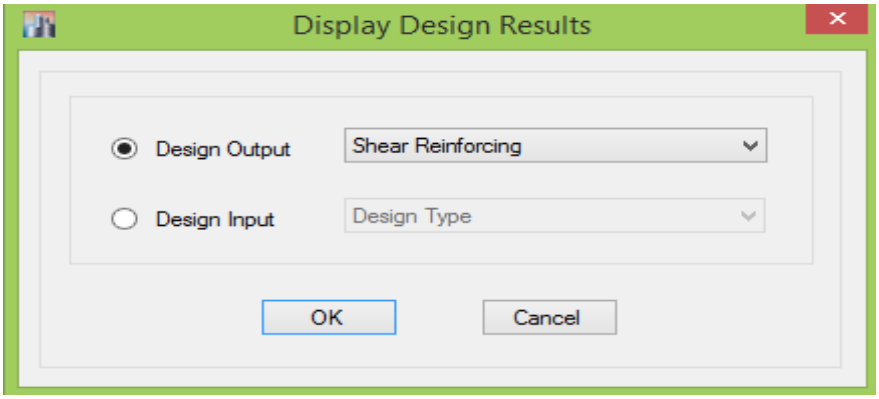
نکته: لازم به ذکر است که مقدار حداکثر فولاد در قطعات فشاری باید در محل وصله ها نیز کنترل گردد.

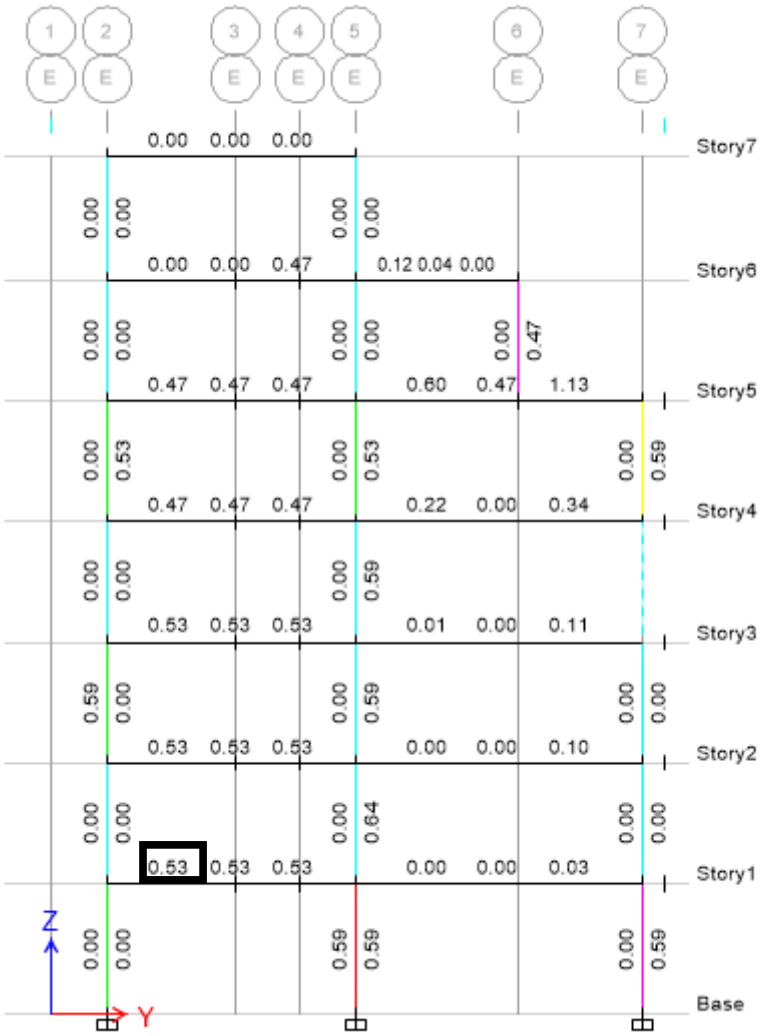
نکات اجرایی برای وصله ستونها:

- با توجه به اینکه حداکثر مقدار درصد هندسی فولاد به ۶ درصد محدود شده است برای تامین این مقدار در محل وصله‌ها باید درصد هندسی فولاد را به ۳ درصد محدود نماییم. این در حالتی است که کل میلگردها در یک مقطع قطع شوند.
- در صورتی که بخواهیم در یک مقطع از ستون درصد هندسی را بیش از ۳ درصد انتخاب کنیم، باید محل قطع میلگردها را در بیش از یک مقطع در نظر بگیریم.
- در صورتی که مقدار درصد هندسی فولاد در ستونهای طبقه بالای فونداسیون بیش از ۳ درصد باشد، می‌توان میلگردهای آن طبقه را بصورت یکسره و بدون وصله از فوندسیون در نظر گرفت. یعنی در طبقه اول برای میلگردها وصله در نظر نگرفته و میلگردها تا طبقه فوقانی آن بصورت یکسره از فونداسیون اجرا می گردد.

۱-۱۱-۲-۴ خروجی میلگردهای عرضی

مسیر:Design > Concrete Frame Design > Display Design Info…





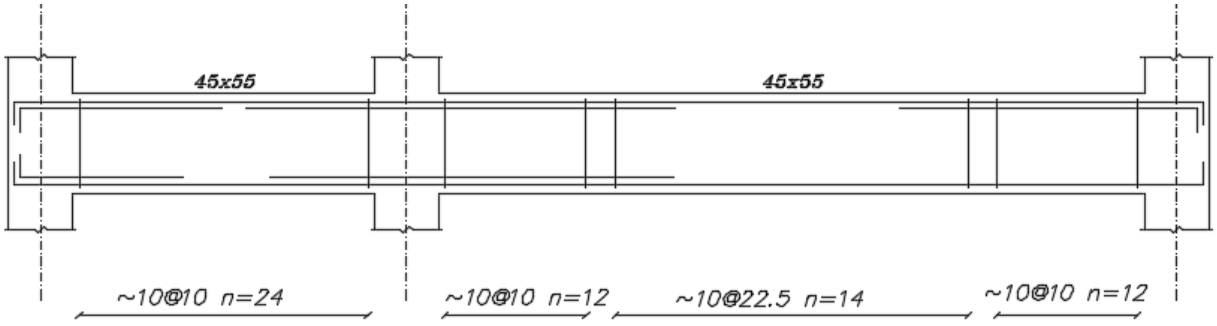
شکل ۹۶: نمایش $\frac{A_v}{S}$ میلگردهای عرضی

نرم‌افزار برای میلگردهای عرضی $\frac{A_v}{S}$ را نمایش می‌دهد. A_v، مجموع سطح مقطع ساقهای خاموتها می‌باشد. S، فاصله خاموتها از همدیگر است.

❖ آرایش میلگردهای عرضی تیرها

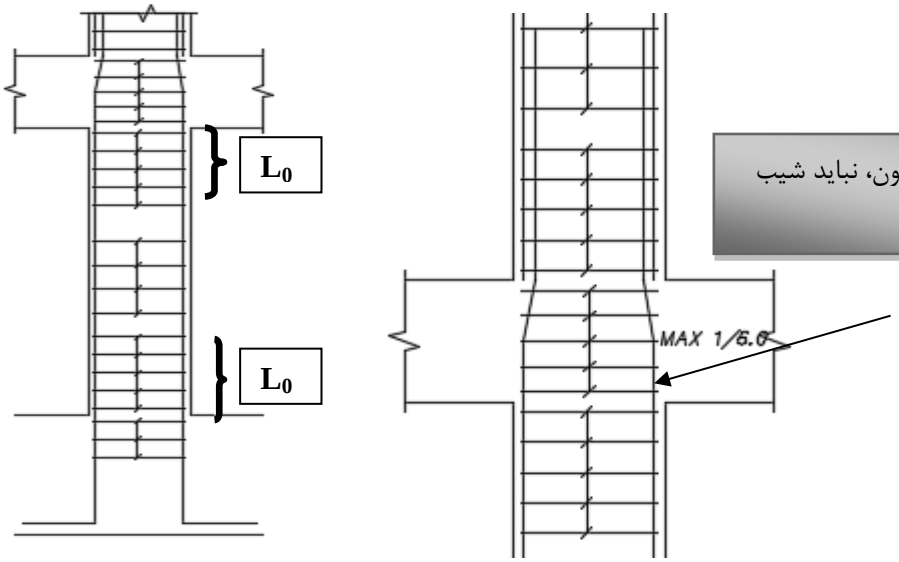
$\frac{A_v}{s} = 0.53 \longrightarrow$ Use = φ8 $\longrightarrow$ Av = 100.48 $mm^2 \longrightarrow S = \frac{100.48}{0.53} = 190\ mm \leq S_{max}$

$$S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{c} \frac{d}{2} \\ , \\ \frac{f_{yv} \times A_{sv}}{0.06 \times \sqrt{f_c} \times b_w} \end{array} \right\}$$



شکل ۹۷ : نمایش خاموتهای تیرها در نقشه‌های سازه‌ای

❖ آرایش میلگردهای عرضی ستونها



نکته: دقت شود که در تغییر مقطع ستون، نباید شیب تغییر بیشتر از ۱ به ۶ باشد.

شکل ۹۸ : نمایش جزئیات اجرایی ستونهای بتنی

$$L_0 = \max \left\{ \begin{array}{c} \text{یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد عضو} \\ \text{ضلع بزرگتر مقطع} \\ 450\ mm \end{array} \right\}, S_{max} = min \left\{ \begin{array}{c} 6d_s \\ 24d_b \\ 250mm \\ \text{نصف کوچکترین بعد مقطع ستون} \end{array} \right\}$$

نکته: لازم به ذکر است که خاموت گذاری در طول بحرانی نشان داده شده باید بر اساس ضوابط بالا انجام شود. ولی در هر حالت نباید کمتر از مقادیر مورد نیاز برای طراحی باشد.

برای قسمت میانی نیز خاموت مورد نیاز بر اساس طراحی بدست می آید که در هر حالت نباید کمتر از مقادیر خاموت حداقل باشد. لذا برای قسمت میانی نیز همانند تیر اقدام می‌گردد ولی در هر صورتی نباید از مقدار مجازی که آیین‌نامه برای قسمت میانی در نظر گرفته است کمتر باشد.

۱-۱۱-۲-۵ کنترل تیر ضعیف و ستون قوی

۹-۲۳-۴-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، به‌جز موارد گفته شده در بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ و ۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه (۹-۲۳-۵) صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_b \qquad (۹-۲۳-۵)$$

در این رابطه:

$\sum M_c$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که‌کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۳-۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۳-۵) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

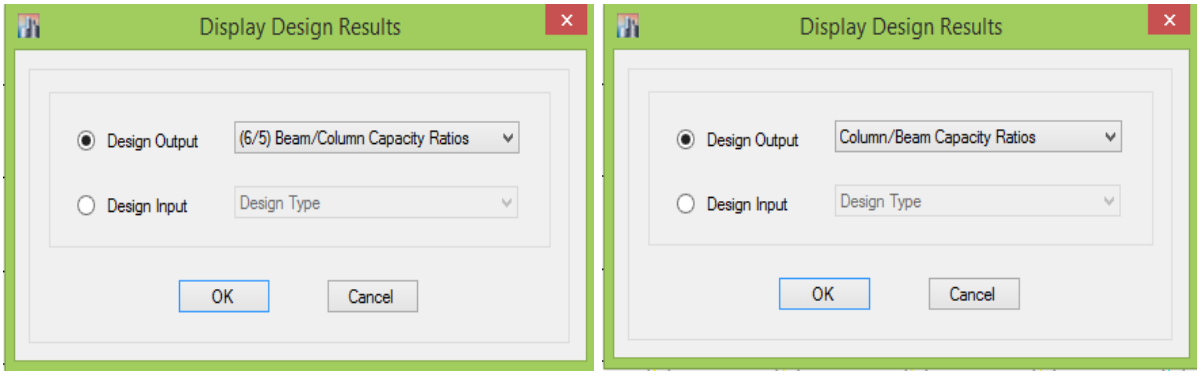
۹-۲۳-۴-۲-۲ چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند.

۹-۲۳-۴-۲-۳ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

۹-۲۳-۴-۲-۴ چنانچه ستونی رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۵ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در مقابل بار جانبی زلزله صرفنظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۶ را تأمین نماید.

مسیر:…Design > Concrete Frame Design > Display Design Info



بعد از کنترل خروجی های سازه‌های بتنی نقشه‌های اجرایی آن توسط نرم افزار ایران سازه یا سازه۹۰ ترسیم می‌گردد. لازم به ذکر است با توجه به اینکه این نرم‌افزارها در موقع ترسیم بعضا دارای ایرادهای جدی

هستند باید بعد از تهیه نقشه‌های سازه‌ای و اجرایی، جزئیات توسط مهندس محاسب مطابق با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان کنترل گردد.

نکات کاربردی و فنی مبحث نهم در مورد سازه های بتنی:

۹-۲۱-۲ مهار میلگردها

۹-۲۱-۲-۱ کلیات

۹-۲۱-۲-۱-۱ در تمامی قطعات بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق (الف) تا (پ) این بند و یا با ترکیبی از آنها امکان‌پذیر است:

الف- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور

ب - ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد

پ - به‌کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد

۹-۲۱-۲-۱-۲ برای مهار میلگردهای کششی به وسیله قلاب، انتهای میلگردها خم شده و به صورت قلاب درآورده می‌شود. برای انتقال نیروی $A_b f_y$ از میلگرد به بتن ایجاد قلاب به تنهایی کافی نیست و باید علاوه بر آن طول اضافی مستقیم میلگرد از انتهای آزاد میلگرد تا شروع قلاب در بتن وجود داشته باشد. حداقل این طول اضافی بعلاوه شعاع قلاب انتهایی آن بعلاوه قطر میلگرد،که برای انتقال نیروی $A_b f_y$ لازم است، «طول گیرایی میلگرد قلابدار» نامیده می‌شوند. ضوابط مربوط به تأمین طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش در بند ۹-۲۱-۲-۷ داده شده‌اند. قلابها برای مهار آرماتور فشاری موثر نیستند.

۹-۲۱-۲-۱-۳ استفاده از هرگونه وسیله مکانیکی که بتواند بدون ایجاد خسارت به بتن نیروی مقاومت میلگردها را به بتن منتقل نماید، مجاز است. اطمینان از توانایی مناسب وسیله مکانیکی در انتقال نیرو باید از طریق آزمایش و یا روش محاسباتی شناخته شده، حاصل شود.

۹-۲۱-۲-۲ قلاب‌های استاندارد

در این مبحث هریک از خم‌های مشروح زیر قلاب استاندارد تلقی می‌شود:

الف- میلگردهای اصلی

- خم نیم‌دایره (قلاب انتهایی ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $۴d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $۱۲d_b$ در انتهای آزاد میلگرد

ب ـ برای میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $۶d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر۱۶ میلی‌متر و کمتر
- خم۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $۲d_b$ طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از۱۶ میلی‌متر و کمتر از۲۵ میلی‌متر
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل $۶d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد

۹-۲۱-۲-۳ حداقل قطر خم‌ها

الف- قطر داخلی خم‌ها به جز برای خاموت‌های با قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید از مقادیر مندرج در جدول ۹-۲۱-۱ کمتر اختیار شود:

جدول ۹-۲۱-۱ حداقل قطر خم‌ها

قطر میلگرد	حداقل قطر خم
کمتر از ۲۸ میلیمتر	$۶d_b$
۲۸ تا ۳۴ میلیمتر	$۸d_b$
۳۶ تا ۵۵ میلیمتر *	$۱۰d_b$

* برای خم کردن میلگردهای به قطر ۳۶ میلیمتر و بیشتر و با زاویه بیشتر از ۹۰ درجه به روش‌های خاصی نیاز است.

ب- قطر داخلی خم‌ها برای خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از $۴d_b$ اختیار شود.

۹-۲۱-۲-۴ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۱-۲-۴-۱ طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_d، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه (۹-۲۱-۱) در نظر گرفته شود، در هرحال کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_d = \left[\frac{\cdot/۸۶ f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{C+k_{tr}}{d_b}\right)}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

مقدار $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ نبایستی بیش از ۲/۵ درنظر گرفته شود.

الف- ضریب α، یا ضریب موقعیت میلگردها، برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با یک است.

ب- ضریب β، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $۳d_b$ و فاصله‌آزاد میلگردها کمتر از $۶d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از۱/۷ در نظر گرفته شود.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضریب γ یا ضریب قـطر میلگـرد برای میلگردهای با قطر کمتر و یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلیمتر برابر با یک است.

ت-ـ ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

ث-ـ ضریب c یا ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند.

ج- ضریب k_{tr}، ضریـبـی است که با تـوجـه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه (۹-۲۱-۲) به دست می‌آید:

$$k_{tr} = \frac{۰/۱۲A_{tr}f_{yd}}{sn} \qquad (۹-۲۱-۲)$$

در این رابطه n تعداد میلگردهایی است که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند.

برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد و حداقل آماتور برشی مطابق رابطه (۹-۱۵-۱۳) در ناحیه طول گیرایی به کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $۲d_b$ و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ را می‌توان برابر با ۱/۵در نظر گرفت.

۹-۲۱-۲-۵ طول گیرایی میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۲-۵-۱ طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر بزرگترین مقدار دو رابطه (۹-۲۱-۳) و (۹-۲۱-۴) در نظر گرفته شود. در هرحال کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_{dc} = \left[۰/۲۴\frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right]d_b \qquad (۹-۲۱-۳)$$

$$l_{dc} = [۰/۰۵f_{yd}]d_b \qquad (۹-۲۱-۴)$$

۹-۲۱-۲-۶ طول گیرایی در گروه میلگردها

۹-۲۱-۲-۶-۱ طول گیرایی گروه میلگردهای سه‌تایی و چهارتایی در کشش یا فشار باید به ترتیب ۱/۲ و ۱/۳۳ برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

۹-۲۱-۲-۶-۲ برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها ضرایب بکار برده شده رابطه ۹-۲۱-۱ باید براساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها اختیار شوند.

۹-۲۱-۲-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۲-۷-۱ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، l_{dh}، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $8d_b$ و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[۰/۲۴ k_۱ k_۲ \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \qquad (۵-۲۱-۹)$$

برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹-۲۱-۲-۴-۱ مراجعه شود.

ضریب $k_۱$ در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و۵۰ میلیمتر باشد. در این موارد ضریب $k_۱$ را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

ضریب $k_۲$ در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند، در این موارد ضریب k_2 را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

۹-۲۱-۲-۷-۲ در انتهای غیرممتد یک عضو که در آن برای مهارکردن میلگرد از قلاب استفاده شده است در صورتی که پوشش بتنی روی میلگرد در هر دو جهت، بالا و پایین و عمود بر صفحه قلاب، کمتر از ۶۵ میلیمتر باشد باید میلگرد در طول گیرایی با خاموت‌هایی به فاصله کمتر از $3d_b$ از یکدیگر محصور شود.

۹-۲۱-۲-۸ اضافه آرماتور

۹-۲۱-۲-۸-۱ در مواردی‌که آرماتور بکار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس تحلیل سازه می‌باشد، می‌توان روابط ۹-۲۱-۱ ، ۹-۲۱-۳ ، ۹-۲۱-۴ و۹-۲۱-۵ را در نسبت مقدار آرماتور لازم به مقدار آرماتور مصرفی ضرب نمود. این ضریب در مورد ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد (فصل بیست و سوم) باید برابر یک منظور گردد.

۹-۲۱-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی

۹-۲۱-۳-۱ ضوابط کلی

۹-۲۱-۳-۱-۱ آرماتور کششی در قطعات خمشی را می‌توان با رعایت محدودیت‌های بند ۹-۲۱-۳-۱-۵ در ناحیه بتن کششی مهار نمود و یا در جان تیر خم کرده و در سمت مقابل قطعه مهار کرد. این آرماتور را می‌توان در سمت مقابل قطعه به عنوان آرماتور کششی یا فشاری مورد استفاده قرار داد.

۹-۲۱-۳-۱-۲ در قطعات خمشی مقاطع بحرانی که در دو سمت آنها کافی بودن مهار آرماتور باید بررسی شود، به شرح (الف) و (ب) این بند می‌باشد.

الف- مقاطع دارای بیشترین تنش

ب- مقاطعی که در آنها، در طول دهانه قطعه، آرماتور قطع یا خم می‌شود.

در این قطعات در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده و مقاطع نقاط عطف منحنی تغییر شکل ضوابط بند ۹-۲۱-۳-۲-۳ نیز باید رعایت شوند.

۹-۲۱-۳-۱-۳ میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست بطول حداقل برابر با d یا $12d_b$، هرکدام بزرگترند، ادامه داده شوند. رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طره‌ای الزامی نیست.

۹-۲۱-۳-۱-۴ در مواردی که تعدادی از میلگردها قطع یا خم می‌شوند، آن دسته از میلگردها که ادامه پیدا می‌کنند باید از مقطعی که میلگردهای قطع یا خم شده وجودشان دیگر برای تحمل خمش ضروری نیست، بطول حداقل برابر با طول گیرایی، l_d، ادامه داده شوند.

۹-۲۱-۳-۱-۵ آرماتور خمشی را نمی‌توان در ناحیه بتن کششی قطع کرد مگر آنکه یکی از شرایط (الف) تا (پ) این بند تأمین باشد:

الف- مقدار V_r، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل پنجاه درصد بیشتر از مقدار V_u باشد.

ب - در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل $0/75d$ آرماتور عرضی اضافه بر آنچه برای تحمل برش یا پیچش لازم است، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با ($0/375b_w \frac{S}{f_{yd}}$) باشد و فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه بیشتر از $\frac{d}{8\beta_b}$ نباشد.

پ- مقدار آرماتوری که ادامه پیدا می‌کند حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در مقطع باشد و مقدار V_r، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل سی و سه درصد بیشتر از مقدار V_u، باشد.

۹-۲۱-۳-۱-۶ در قطعات خمشی که در آنها تنش در آرماتور کششی مستقیماً متناسب با لنگر خمشی نیست، مانند شالوده‌های با مقطع متغیر، پلکانی و یا باریک شونده و همچنین نشیمن‌گاه‌ها، اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، تیرهای عمیق، و یا اعضایی که در آنها آرماتور کششی موازی سطح بتن فشاری نیست، باید مهار میلگردهای کششی در مقاطع مختلف کنترل شود.

۹-۲۱-۳-۲ ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

۹-۲۱-۳-۲-۱ حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات با تکیه‌گاه ساده، و یک چهارم آرماتورخمشی مثبت، در قطعات یکسره، باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرها این میلگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰ میلیمتر در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.

۹-۲۱-۳-۲-۲ در قطعات خمشی که به عنوان عضوی از یک سیستم اصلی در مقابل بارهای جانبی به کار برده شده‌اند، آن گروه از آرماتور خمشی مثبت که بر طبق بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ تا روی تکیه‌گاه ادامه می‌یابد باید بطور کامل در تکیه‌گاه مهار شود به طوری که آرماتور بتواند در مقطع بر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن، f_y ، برسد.

۹-۲۱-۳-۲-۳ در قطعات خمشی در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده و یا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییرشکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آنها در رابطه (۹-۲۱-۶) صدق کند:

$$l_d \le \frac{M_r}{V_u} + l_a \qquad (۹-۲۱-۶)$$

l_a، در مواردی که رابطه در محل نقطه عطف بررسی می‌شود، باید برابر با d یا $12d_b$ هر کدام بزرگترند، در نظر گرفته شود.

۹-۲۱-۴ وصله میلگردها

۹-۲۱-۴-۱ ضوابط کلی

۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) این بند و یا ترکیبی از آنها مجاز است:

الف- وصله پوششی: که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، «طول پوشش» نامیده می‌شود.

ب- وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود.

پ- وصله مکانیکی: که با بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.

۹-۲۱-۴-۱-۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتراز ۳۶ میلیمتر مجاز می‌باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۳ وصله پوششی برای گروه میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

۹-۲۱-۴-۱-۴ طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید براساس طول پوشش لازم برای هریک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۶ نیز رعایت شود.

۹-۲۱-۴-۱-۵ در اعضای خمشی فاصله محور تا محور دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند نباید بیشتر از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد.

محل وصله غیر تماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله شونده محصور گردد.

۹-۲۱-۴-۲ وصله میلگردهای کششی

۹-۲۱-۴-۲-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با $1/3 l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

الف ـ مقدارآرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب ـ حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

l_d طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید براساس ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۴ محاسبه شود. در محاسبه l_d، ضریب اضافه آرماتور موضوع بند ۹-۲۱-۲-۸ باید برابر با یک منظور شود.

طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۲-۲ در وصله‌های جوشی یا مکانیکی در مواردی که مقدار آرماتور موجود در مقطع کمتر از دو برابر مورد نیاز باشد، مقاومت وصله باید برابر با $1/47A_b f_{yd}$ باشد ولی در سایر موارد مقاومت وصله را می‌توان کمتر از این مقدار و مطابق ضابطه (الف) و (ب) این بند در نظر گرفت:

الف- مقاومت وصله در هر میلگرد باید چنان باشد که کل میلگردهای موجود در این مقطع بتوانند نیرویی حداقل معادل دو برابر نیروی لازم در آن مقطع را تحمل نمایند. این نیرو نباید کمتر از ۱۴۰ مگاپاسکال برای کل میلگردها در نظر گرفته شود. فاصله وصله‌ها از یکدیگر در مقاطع مختلف متوالی نباید کمتر از ۶۰۰ میلیمتر باشد.

ب - نیروی کششی مقاوم مورد نظر در بند الف را باید برای میلگردهای وصله داده شده برابر با نیروی مقاوم وصله وبرای میلگردهای وصله نشده برابر $A_b f_y$ آنها که به نسبت طول واقعی مهار شده به طول گیرایی لازم آنها کاهش داده شده است، محاسبه نمود.

۹-۲۱-۴-۲-۳ در قطعات کششی وصله میلگردها باید تنها به وسیله وصله‌های جوشی یا مکانیکی انجام شود و در آنها ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۱-۶ یا ۹-۲۱-۴-۱-۷ رعایت گردد. فاصله وصله‌ها درمیلگردهای مجاور هم باید بیشتر از ۷۵۰ میلیمتردر نظر گرفته شود.

۹-۲۱-۴-۳ وصله میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۴-۳-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده S۴۰۰ یا پایین‌تر باید حداقل برابر با $0/08 f_{yd} d_b$ و برای فولادهای مقاوم‌تر برابر با $(0/15 f_{yd} - 24) d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۳-۲ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را می‌توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر اتصال داد.

۹-۲۱-۴-۴ ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستون‌ها

۹-۲۱-۴-۴-۱ در ستون‌ها وصله آرماتورها می‌تواند از نوع پوششی، جوشی، مکانیکی و یا اتکایی باشد. وصله آرماتورها باید برای تمامی ترکیبات بارگذاری مناسب باشد.

۹-۲۱-۴-۴-۲ وصله پوششی میلگردهایی که در فشار قرار دارند مشمول ضوابط این نوع وصله‌ها در فشار و میلگردهایی که در کشش قرار دارند مشمول ضوابط این نوع میلگردها در کشش می‌شوند. در میلگردهای کششی چنانچه تنش موجود در آنها کمتر از $۰/۵۶f_{yd}$ و تعداد میلگردهایی که در طول ناحیه پوشش وصله می‌شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد طول پوشش باید حداقل برابر با l_d و در غیر اینصورت باید حداقل برابر با $۱/۳l_d$ در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از l_d اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۴-۳ در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی آرماتور عرضی به صورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از$۰/۰۰۱۵hs$ وجود داشته باشد طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۰ درصد و چنانچه آرماتور عرضی به صورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد. طول پوشش در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود. در محاسبه سطح مقطع خاموت تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود در امتداد h منظور می‌گردد.

۹-۲۱-۴-۴-۵ طول وصله دورپیچ‌ها

آرماتورهای دورپیچ را می‌توان با طول‌های داده شده در زیر وصله نمود:

۱- میلگردهای آجدار $۴۸d_b$

۲- میلگردهای ساده $۷۲d_b$

۳- میلگردهای آجدار اندود شده $۷۲d_b$

۲- میلگردهای ساده و آجدار با قلاب استاندارد انتهایی (قلاب در بتن هسته قرار گیرد) $۴۸d_b$

۱-۱۲ طراحی سازه‌های بتنی دارای دیوار برشی بتنی

بنابه دلایل مختلف می‌توان در سازه‌های بتنی و فولادی از دیوار برشی استفاده نمود. استفاده از دیوار برشی در سازه‌های بتنی در کاهش ابعاد المانهای تیر و ستون بسیار تاثیر گذار است. از جمله عوامل استفاده از دیوار برشی در سازه‌ها می‌توان به دلایل زیر اشاره نمود.

- کاهش ابعاد تیر و ستون بتنی در سازه‌های نسبتا بلند
- نیاز افزایش ظرفیت باربری جانبی سازه
- محدودیتهای معماری جهت بزرگ نمودن ابعاد المانهای قاب خمشی
- کاهش و کنترل جابجایی جانبی سازه‌ها
- کاهش خرابی در المانهای تیر و ستون
- و غیره ...

در صورتی که در سازه‌های بتنی از دیوار برشی بتنی استفاده نمائیم، سیستم مقاوم جانبی سیستم دوگانه خواهد بود. لذا باید دقت کرد که محاسبه نیروی زلزله سازه های بتنی دارای دیورا برشی بر اساس سیستم دوگانه قاب خمشی + دیوار برشی، باید لحاظ گردد.

۱-۱۲-۱ انتخاب مکان مناسب جهت قرارگیری دیوارهای برشی:

۱. قرارگیری دیوار برشی در دهانه‌های بلند نسبت به دهانه‌های کوتاه ارجح است.
۲. قرارگیری دیوار برشی در دهانه‌های متوالی ارجح است.
۳. طرز انتخاب محلهای دیوار برشی بهتر است به گونه‌ای باشد که سازه منظم باشد و بین مرکز جرم و سختی فاصله نیافتد.
۴. بهتر است تعداد دهانه‌های دیوار برشی از طبقات بالا به پایین به تدریج اضافه شود.
۵. بهتر است دیوارهای برشی بین ستونها قرار گیرند هر چند منعی برای این موضوع وجود ندارد.

۱-۱۲-۲ تقریب و برآورد اولیه طول مورد نیاز برای دیوار برشی:

تقریب و برآورد اولیه طول لازم برای دیوار در سیستمهای دوگانه باعث میشود که قابهای ساختمان برای٪۲۵ و دیوارهای برشی برای ٪ ۷۵ باربری جانبی طرح شوند. بطوریکه محاسبه کردن اولیه طول لازم برای دیوار برشی، طراح را به سوی یک طرح بهینه هدایت خواهد کرد. طول مورد نیاز برای دیوار برشی در هر جهت با استفاده از رابطه تقریبی زیر بدست می‌آید:

$$L_w \geq \frac{1.05\,V}{(0.318\sqrt{f'c}+0.002\,\alpha\,fy)tw}$$

در رابطه بالا: V برش پایه در راستای مورد نظر، fc مقاومت فشاری مشخصه، fy تنش تسلیم آرمانورهای افقی دیوار، tw ضخامت دیوار است که معمولاً برابر ۲۵ سانتیمتر قرار میدهیم، و α نسبت آرماتور افقی پیش بینی شده در تراز پایین دیوار نسبت به آرماتور حداقل آیین نامه می‌باشند. مقدار آرماتور افقی دیوار برشی در یک ساختمان متعارف در طبقه پایین، چیزی در حدود ۲ تا ۳ برابر مقدار حداقل آیین نامه‌ای (آرماتور حداقل آیین‌نامه برابر0.0025) می‌باشد.

مقدار طولی که از رابطه بالا برای دیوار بدست می‌آید، می‌بایست مقدار آن به سمت بالا گرد شود و در هر جهت Y و X بطور جداگانه تامین شود. برابر بدست آمد. به طور مثال اگر مقدار L_w برابر ۶,۳ متر بدست آمد، بایستی مقدار ۷ متر دیوار برشی در هر امتداد Y و X جانمایی شود. چنانچه به دلیل ضوابط معماری نتوانستید این مقدار از دیوار برشی را در یک یا هر دو جهت تامین نمایید؛ نگران نباشید که ساختمان شما قادر به تحمل برش حاصل از بار جانبی نیست، بلکه سهم دیوار برشی ساختمان شما از برش پایه کمتر شده و سهم قابها بیشتر میگردد و در نتیجه مقاطع قابها بزرگتر بدست می‌آیند. یعنی سهم قابهای ساختمان شما در باربری جانبی بیشتر از ٪ ۲۵ و سهم دیوارها کمتر از ٪ ۷۵ خواهد شد.

۱-۱۲-۳ تعیین ضخامت دیوار

در دیوارها باید محدودیتهای زیر کنترل گردد:

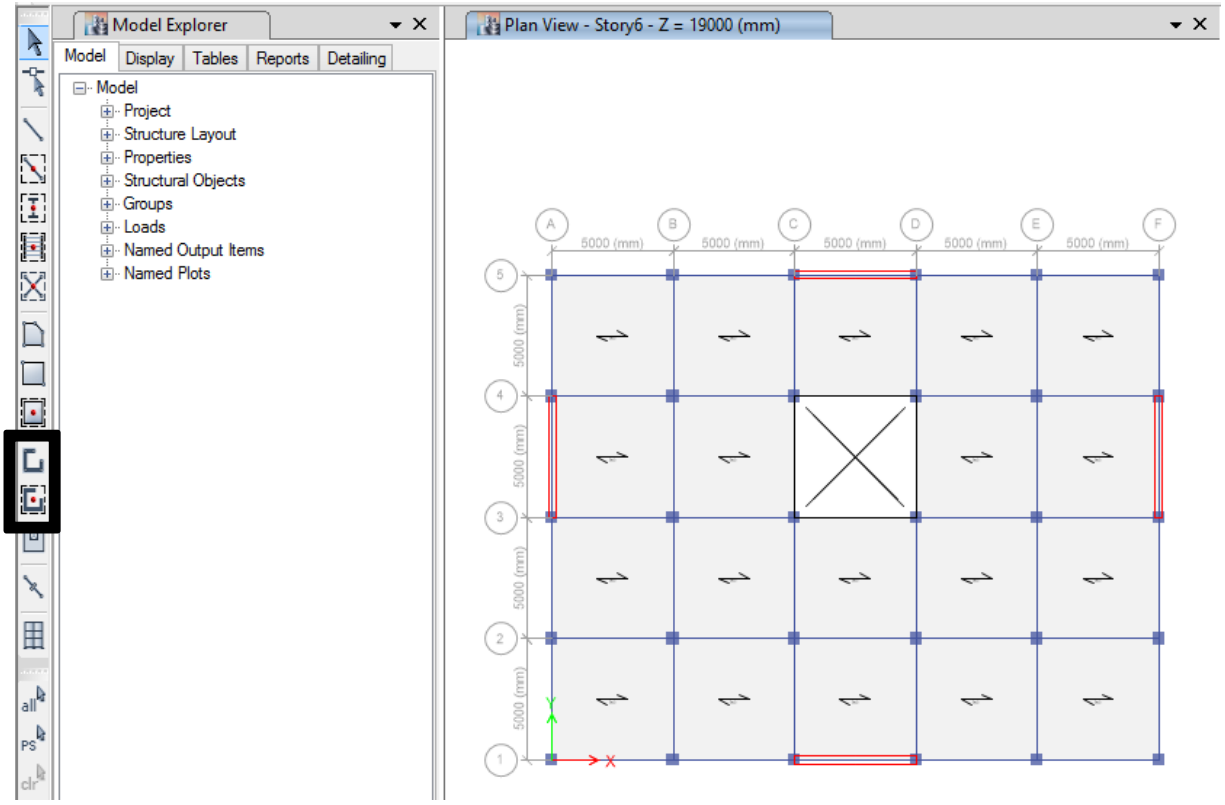
الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از **۱۵۰** میلیمتر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجای مرزی مطابق بند ۹-۲۳-۴-۳-۳ به کار گرفته می شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از **۳۰۰** میلی متر در نظر گرفته شود.

۱-۱۲-۴ مدلسازی دیوار برشی

مسیر: Draw > Draw Floor/ Wall Objects

یا از طریق ابزارهای زیر می‌توان دیوارها را ترسیم نمود.



شکل ۹۹ : ترسیم دیوارهای برشی بتنی

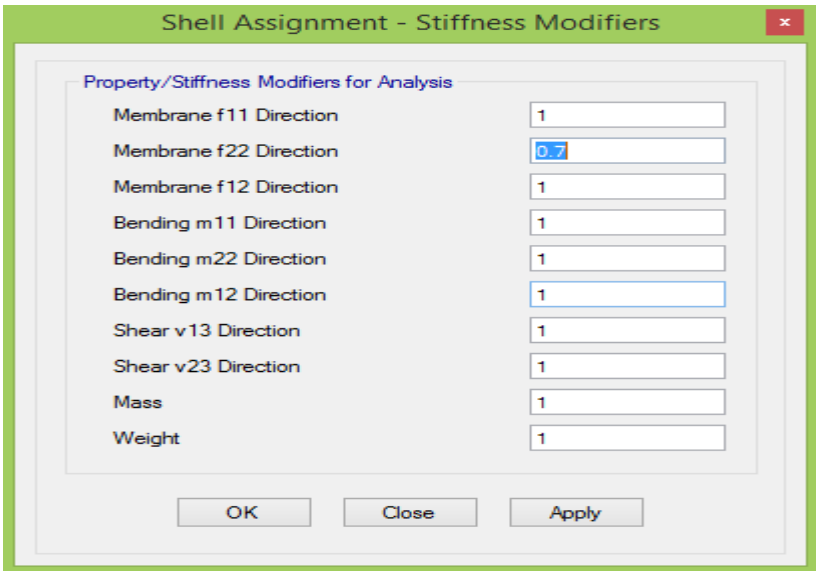
۱-۱۲-۵ اختصاص ضرایب ترک خوردگی

بر اساس ضوابط آئین‌نامه ۲۸۰۰ در سازه‌های بتن مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای دیوارها ۰/۳۵Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میان ترک خوردگی، منظور نمود. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این مماناینرسی ها را می توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثرات P-Δ صرفنظر کرد.

با توجه به بند فوق از آیین‌نامه ۲۸۰۰ در صورتی که دیوار برشی ترک بخورد، ضریب ۰/۳۵ و در صورتی که دیوار ترک نخورد ضریب ۰/۷ اعمال خواهد شد. بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، تنش ترک خوردگی بتن برابر $f_r = 0.6\sqrt{f_c}$ می‌باشد. پس اگر تنش $f_{2\text{-}2}$ بزرگتر از f_r باشد دیوار ترک خورده محسوب می‌شود و اگر کمتر باشد دیوار ترک خورده محسوب نمی‌شود. ابتدا ضریب ترک خوردگی دیوار ۰/۷ اعمال می‌شود، سپس بعد از تحلیل تنش دیوار کنترل خواهد شد؛ اگر ترک خورده باشد، ضریب ترک خوردگی دوباره اصلاح شده و ضریب ۰/۳۵ اعمال می‌شود.

انتخاب دیوارها از مسیر: Select > Select > Object type > Walls

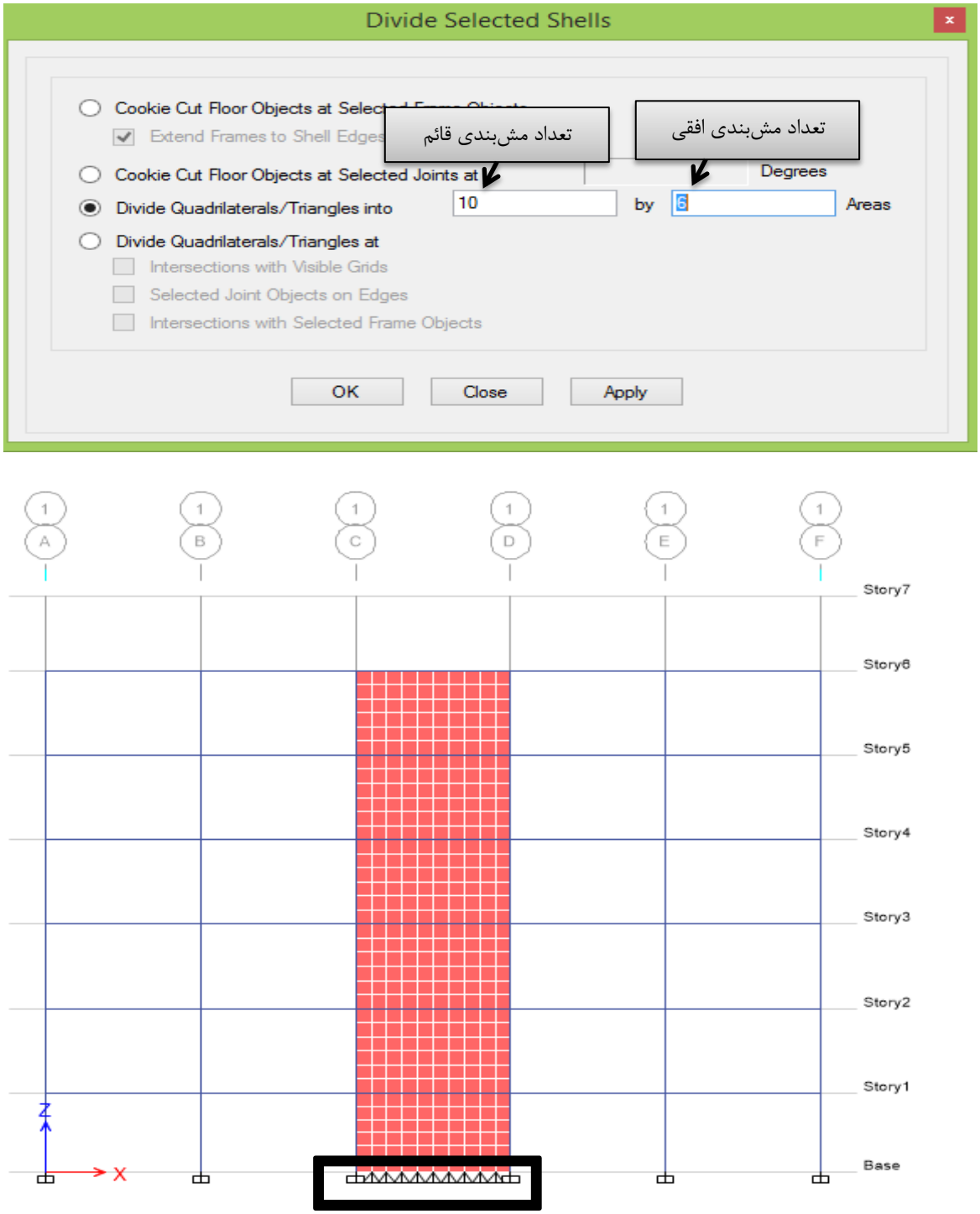
اختصاص ضریب ترک خوردگی از مسیر: Assign > Shell > Stiffness Modifiers



۱-۱۲-۵ مش‌بندی دیوارها

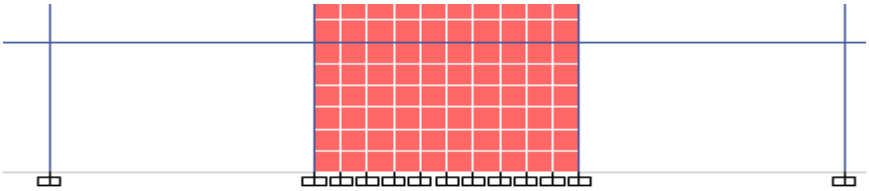
انتخاب دیوارها از مسیر: Select > Select > Object type > Walls

اختصاص مش‌بندی از مسیر: Edit > Edit Shells > Divide Shells



شکل ۱۰۰ : نمایش مش‌بندی دیوار برشی بتنی

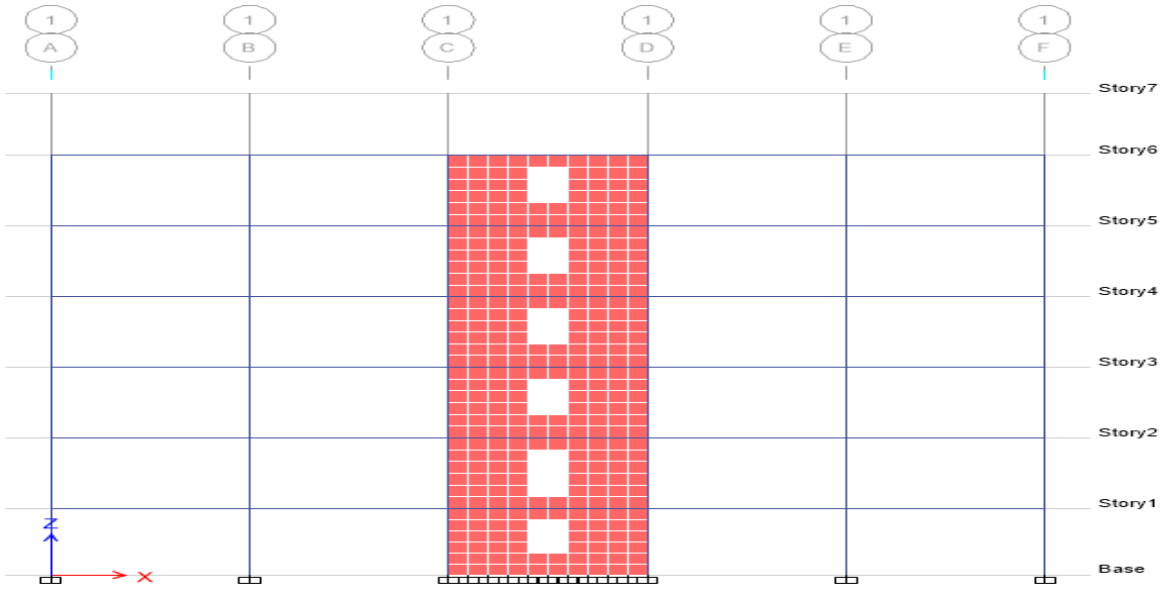
بهتر است ابعاد مشها در حدود ۰/۵ متر و بصورت مربعی انتخاب شود. یعنی تقسیم بندی طوری باشد که ابعاد مشها بصورت مربعی و اندازه آن ۰/۵ متر باشد. همچنین لازم بهذکر است که تکیه‌گاه مش‌های قائم نیز گیردار شود تا در نتایج طراحی مشکل و خطایی بوجود نیاید. برای این منظور همانند اعمال تکیه‌گاه برای ستونها از طبقه Base Story اقدام خواهیم کرد که بعد از اختصاص تکیه‌گاه گیردار بصورت زیر خواهد بود.



شکل ۱۰۱ : نمایش گیردار نمودن تکیه‌گاه برای مش‌ها

۱-۱۲-۶ ایجاد بازشو در دیوار برشی

بنابه دلایل مختلف دیوارهای برشی می‌توانند بازشو داشته باشند. لذا می‌بایست بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، بازشو نیز در مدلسازی دیوارها در نظر گرفته شود. برای ایجاد بازشو در دیوارهای برشی بعد از ایجاد مش‌بندی می‌توان بر اساس ابعاد بازشو، تعدادی از مشها را حذف کرده و بازشو مورد نظر را ایجاد نمود.



شکل ۱۰۲: ایجاد بازشو در دیوار برشی بتنی

۱-۱۲-۷ نامگذاری دیوارها

برای طراحی دیوارهای برشی باید آنها را نامگذاری کرد (این نامگذاری تاثیری در محاسبات ندارد فقط امکان خروجی و طراحی دیوارهای برشی به وجود می‌آید). ستونهای اطراف دیوار برشی نیز با دیوارها باید نامگذاری شوند که می‌بایست برای هر دیوار سطحی و ستونهای خطی اطراف آن یک نام تعریف کنیم. برای این کار مراحل زیر را انجام می‌دهیم:

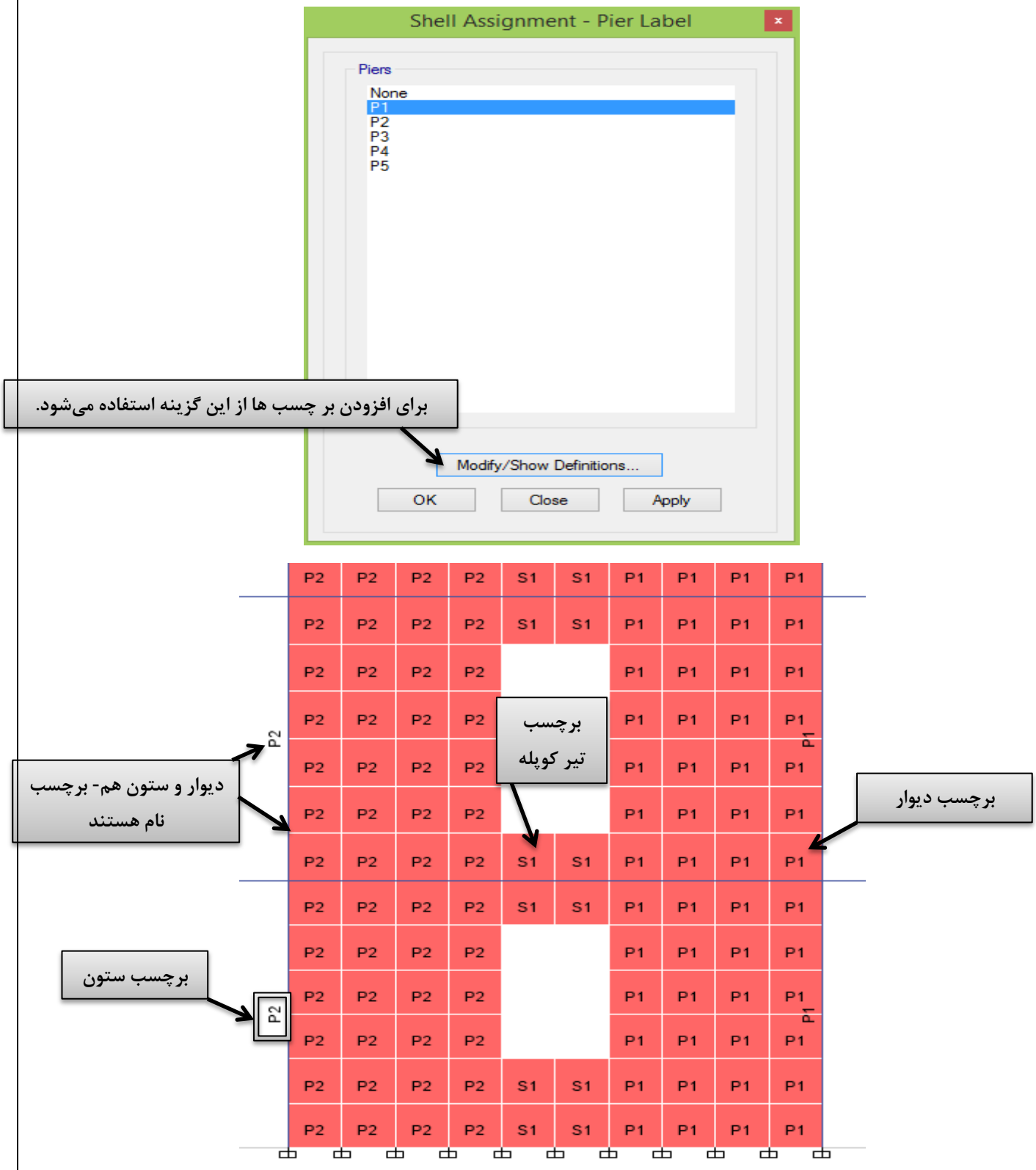
دیوارهایی که بازشو ندارند باید یک نام برای کل دیوار در همه طبقات اختصاص داده شود. اما در دیوارهایی که بازشو دارند طرفین تیر کوپله بصورت جداگانه نامگذاری شده و خود تیر کوپله هم با نام دیگری نام گذاری خواهند شد. برای نامگذاری دیوارها از عنوان Pier و برای تیرهای کوپله از عنوان Spandrel نام گذاری خواهند شد. در این پروژه ۴ دیوار وجود دارد که باید برای هر کدام یک نام جداگانه اختصاص داده شود؛ ولی با توجه به اینکه در دیوار محور ۱ دیوار برشی دارای بازشو می‌باشد پس برای دیوارها به ترتیب از بر چسب P1 الی P5 استفاده می‌شود. همچنین با توجه به اینکه در یک دیوار بازشو داریم، پس در کل یک تیر کوپله در این پروژه وجود دارد. لذا فقط از یک برچسب با نام S1 استفاده خواهد شد. بعد از انتخاب هر دیوار بصورت زیر نامگذری می‌شود.

مسیر اختصاص برچسب دیوارها: Assign > Shell > Pier Lable…

مسیر اختصاص برچسب ستونهای کنار دیوارها: Assign > Frame > Pier Lable…

مسیر اختصاص برچسب تیرهای کوپله: Assign > Shell > Spandrel Lable…

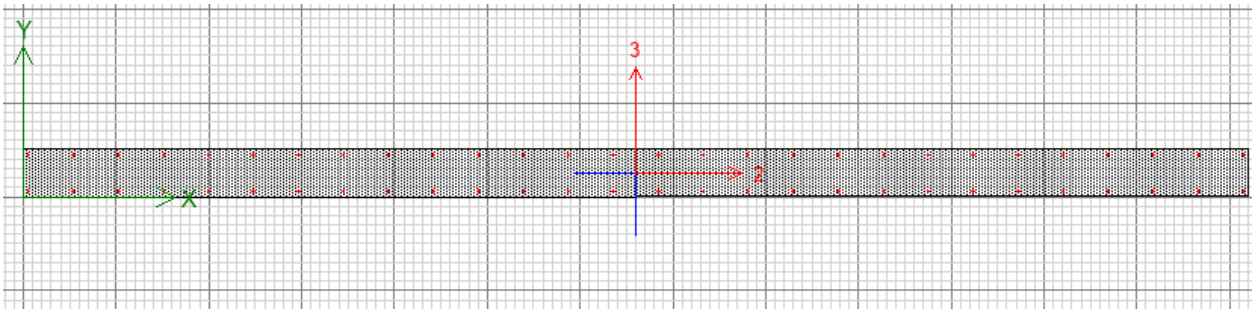
لازم به ذکر است که ستونهای کناری هر دیوار باید متناسب با آن دیوار برچسب داشته باشد.



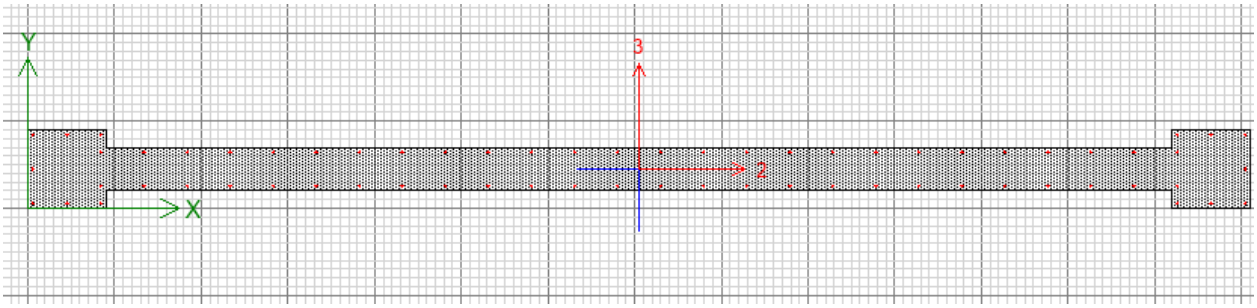
شکل ۱۰۳: نامگذاری دیوارها و تیر پیوند

نکته: قبل از تحلیل سازه باید دقت کنیم که ضریب برش پایه برای سیستم دوگانه مجددا محاسبه شده و در نرم‌افزار نیز اصلاح گردد.

لازم به توضیح است که در صورتی که ستونهای کناری دیوارهای برشی جزئی از دیوار نباشند، نباید نامگذاری گردند و آن ستونها جئ قاب خمشی خواهند بود و ر سختی جانب قاب خمشی مشارکت خواهند داشت که در این صورت مقطع دیوار بصورت زیر خواهد بود.



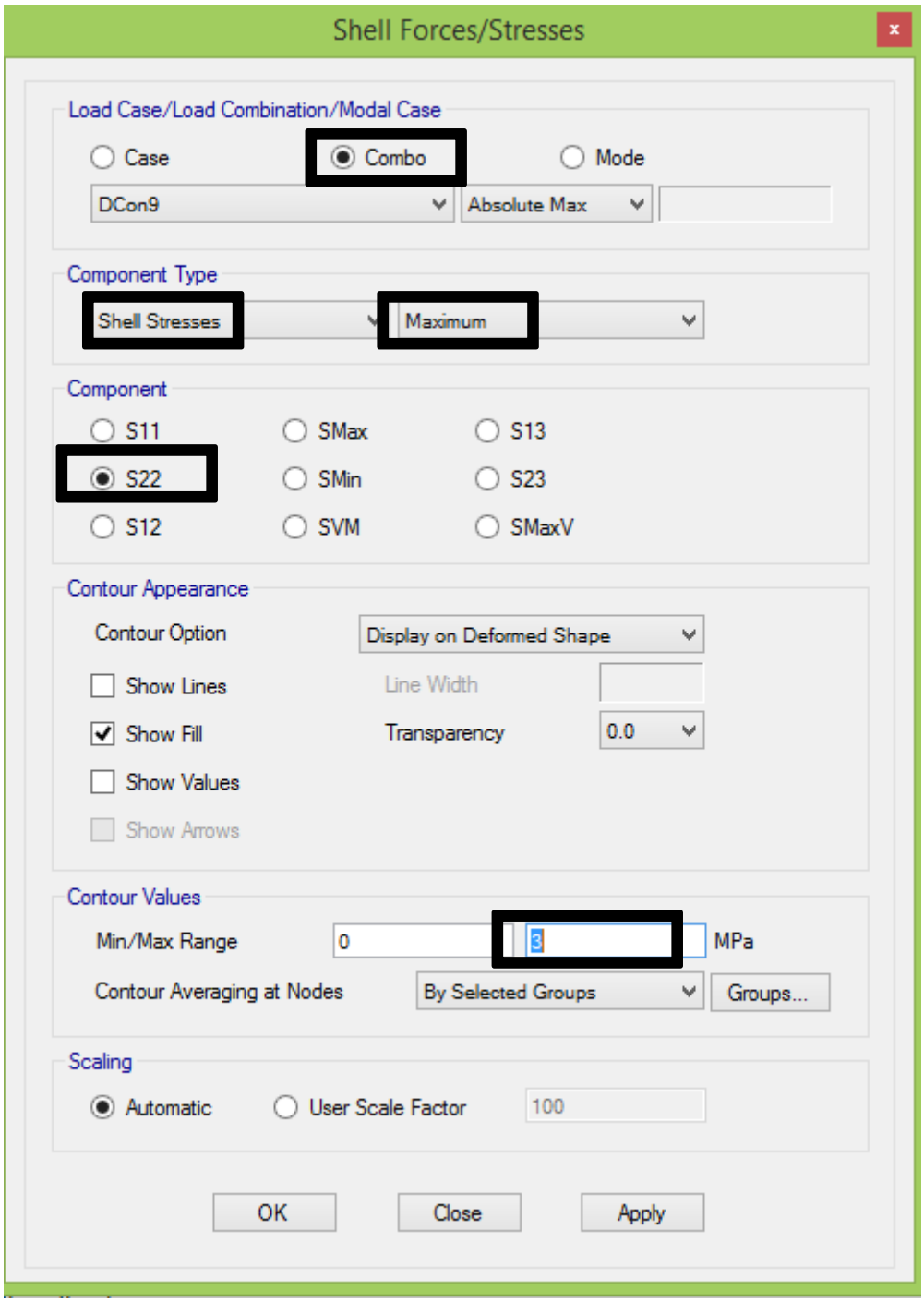
اما در صورتی که ستونهای کناری دیوارهای برشی هم نامگذاری گردند که هم نام با دیوارها باید باشند، ستونها جزئی از دیوار خواهند بود که بصورت المان مرزی برای دیوار ایفای نقش خواهند کرد. دراینصورت مقط دیوار بصورت شکل زیر خواهد بود.



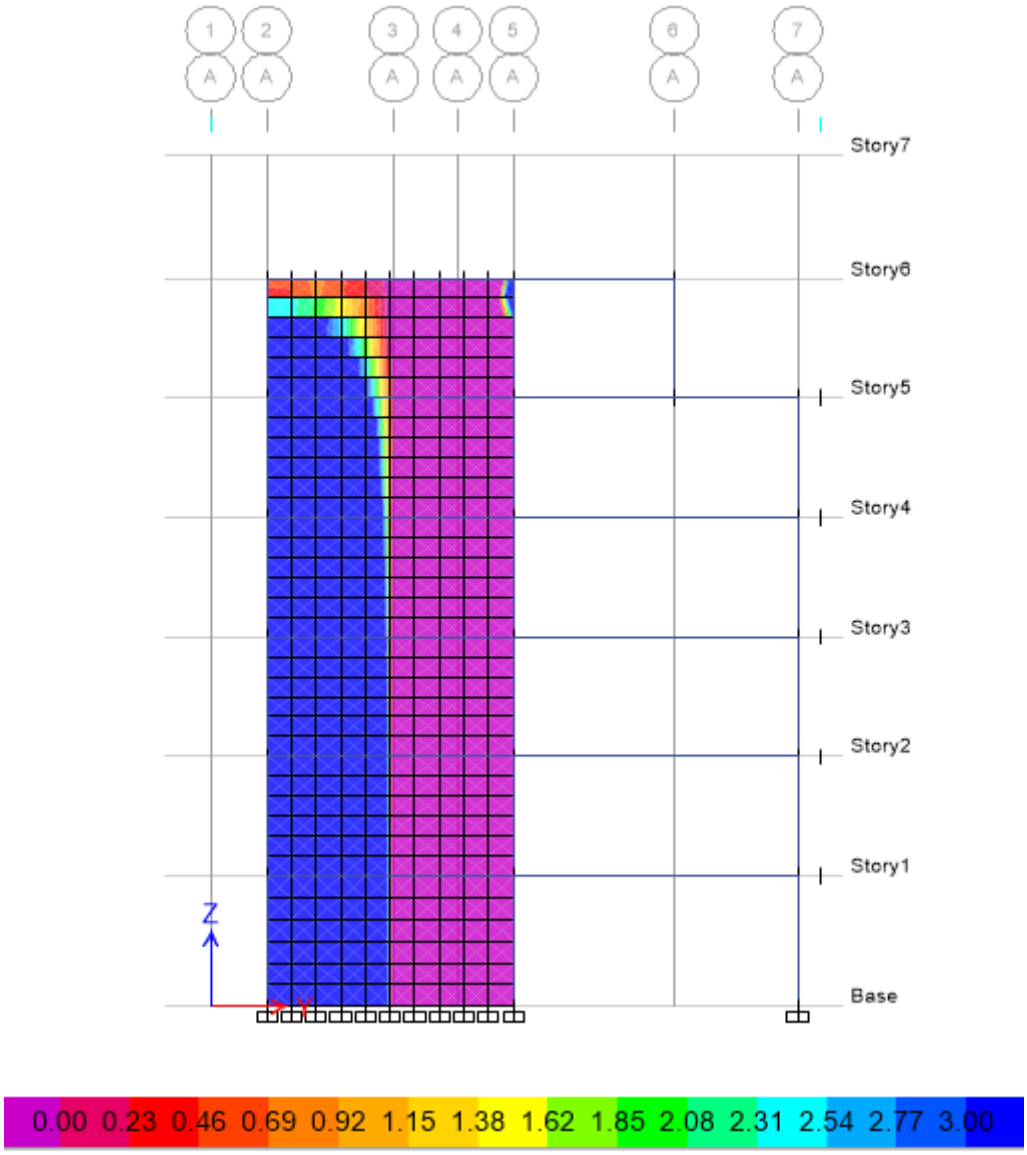
۱-۱۲-۸ تحلیل سازه و کنترل تنش ترک خوردگی دیوار

برای انجام تحلیل سازه دارای دیوار برشی، همانند مطالبی که قبلا گفته شده است اقدام می‌شود. در این مرحله برای کنترل تنش در دیوار و بررسی ترک خوردگی دیوار بصورت زیر اقدام می‌شود.

مسیر: Display > Force/Stress Diagrams > Shell Stresses/Forces



اگر مقاومت فشاری بتن برابر 25 Mpa در نظر گرفته شود، تنش ترک‌خوردگی برابر در نظر گرفته شود، تنش ترک‌خوردگی برابر 3Mpa خواهد بود. بنابراین بر حسب تنشهایی که در روی المان Shell نشان داده می‌شود در هر جایی که تنش بیشتر از مقدار تنش خوردگی باشد، بایستی ضریب ترک‌خوردگی ۰/۳۵ اعمال شود.



شکل ۱۰۴: نمایش تنش در دیوار

همچنان که مشاهده می‌شود، مقدار تنش ایجاد شده در قسمت آبی رنگ دیوار بیشتر از مقدار تنش ترک-خوردگی بوده؛ پس باید ضریب ترک‌خوردگی برای این قسمت مجددا اصلاح و مقدار ۰/۳۵ اعمال شود.

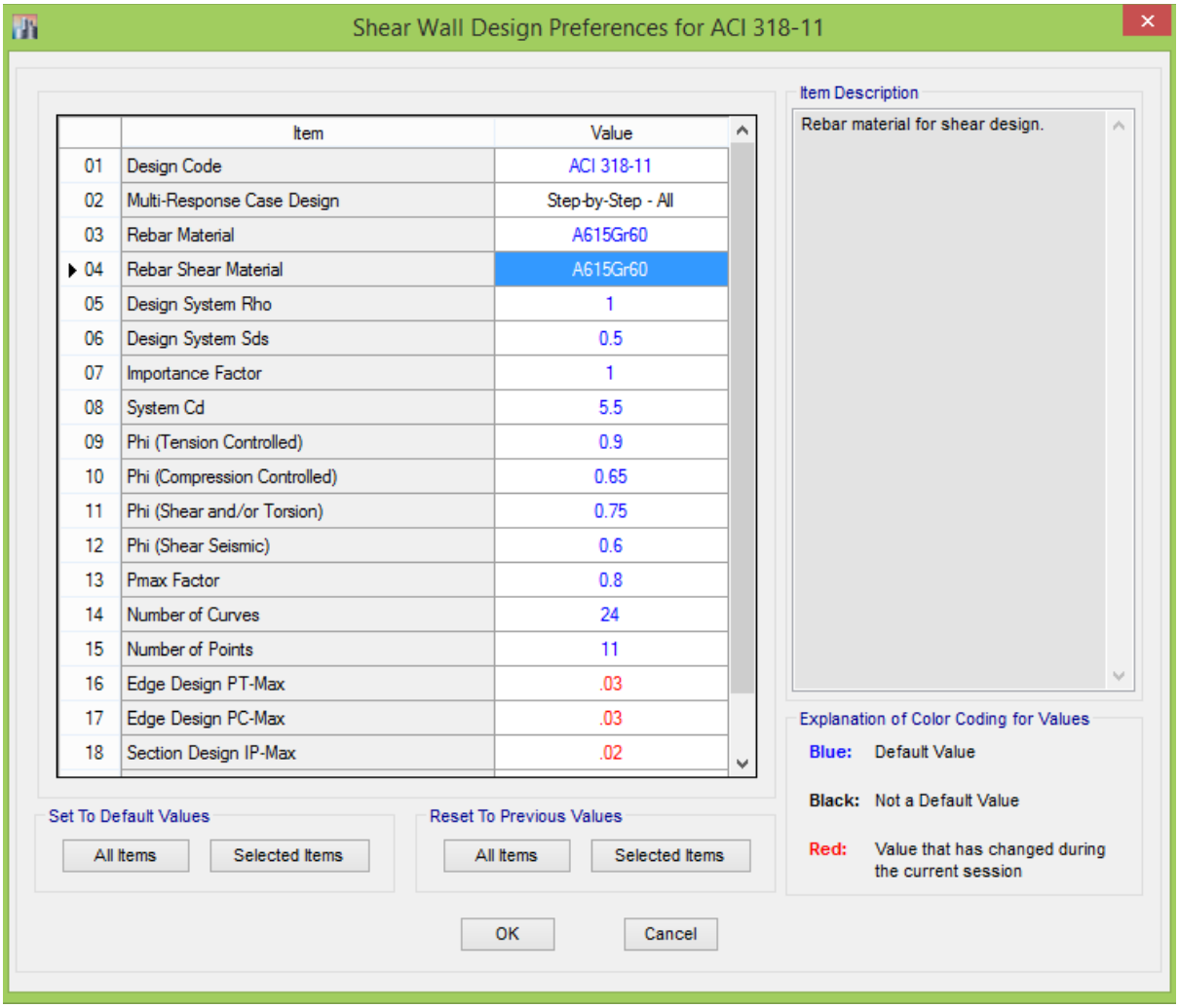
۱-۱۲-۹ طراحی سازه

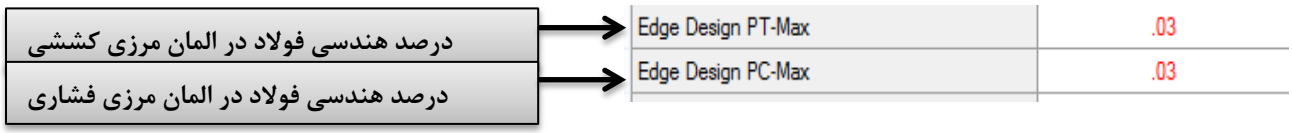
در مرحله طراحی سیستمهای دوگانه باید دقت نمائیم که، ابتدا باید قاب خمشی بتنی همانند حالت بدون دیوار برشی طراحی و خروجی‌های آن کنترل گردد. سپس دیوار برشی بطور جداگه همانند مراحلی که در ادامه آورده شده است طراحی گردد.

۱-۱۲-۹-۱ تنظیم پارامترهای طراحی

برای طراحی دیوار برشی از آئین‌نامه ACI استفاده می‌شود. لذا بر اساس این آئین‌نامه پارامترهای طراحی تنظیم می‌گردد.

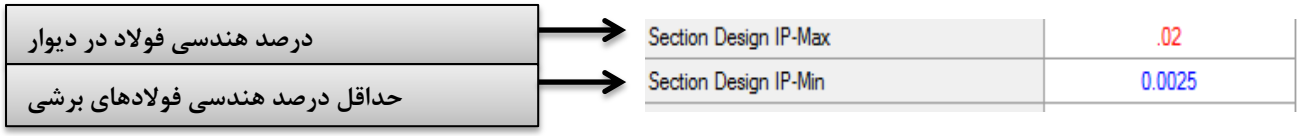
مسیر انتخاب: Design > Shear Wall Design > View/Revise Preferences





۹-۲۳-۳-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

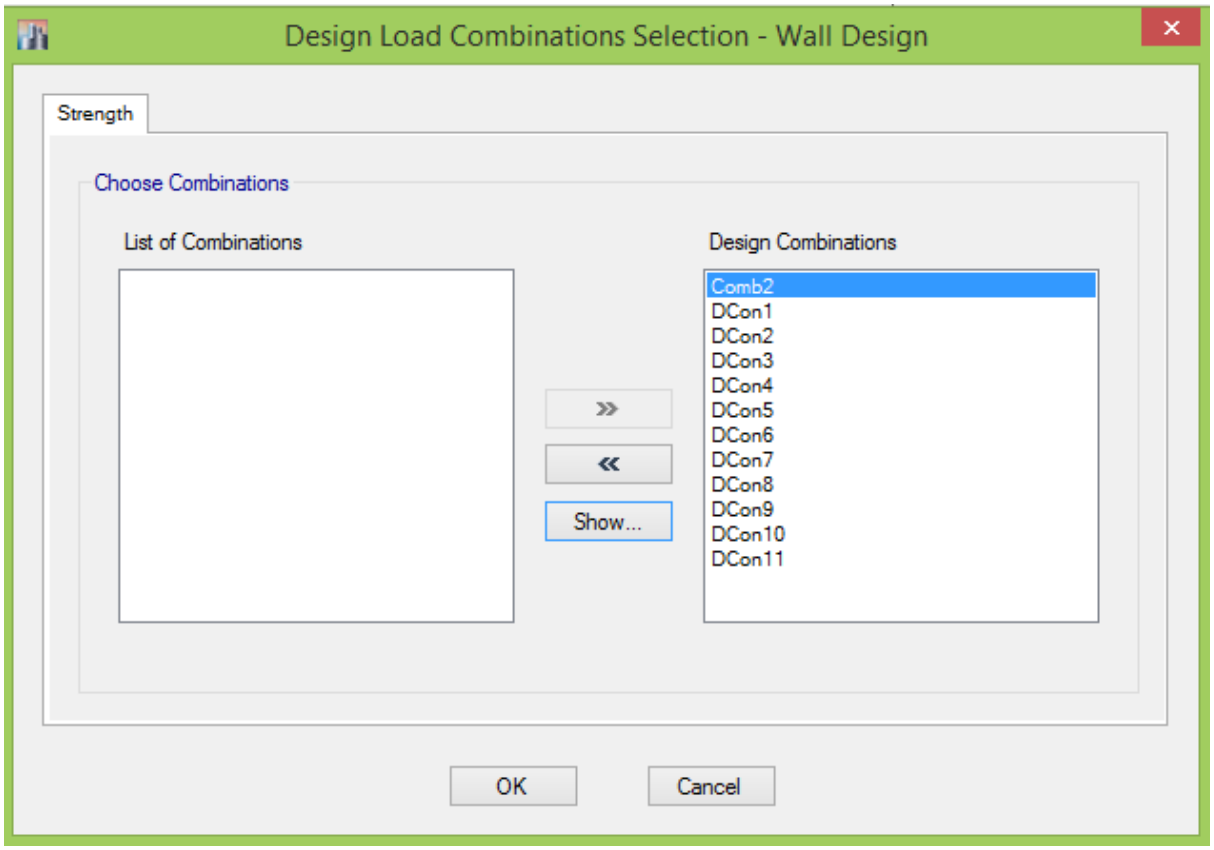
۹-۲۳-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S ۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.



درصد میلگرد در دیوار نباید بیش از ۴ درصد در نظر گرفته شود. با توجه به اینکه این مقدار باید در محل وصله ها نیز در نظر گرفته شود؛ لذا این مقدار به ۲ درصد محدود می‌شود.

۱-۱۲-۹-۲ انتخاب ترکیب بارهای طراحی

مسیر انتخاب: Design > Shear Wall Design >Select Design Combinations



۱-۱۲-۹-۳ انتخاب روش طراحی

در نرم‌افزار Etabs به سه روش متفاوت می‌توان دیوارهای برشی را طراحی نمود. هر کدام از این روشها دارای مزیتهای مختلفی هستند. در دیوارهای برشی متعارف استفاده از روش Simplified C and T

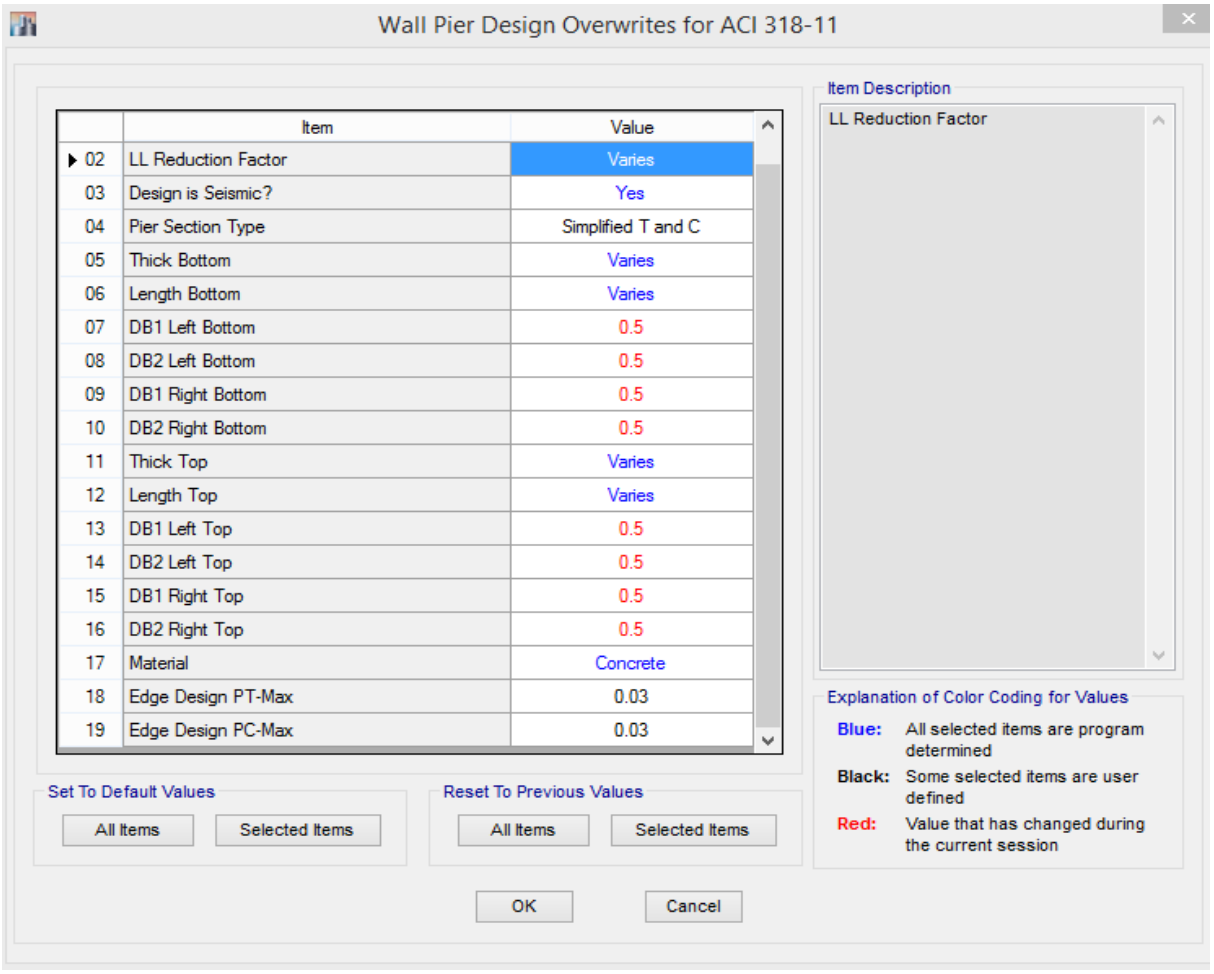
Section مناسب‌تر می‌باشد. برای اختصاص روش طراحی، ابتدا دیوارها انتخاب شده و از مسیر زیر روش طراحی اختصاص داده می‌شود:

مسیر: Design > Shear Wall Design >Assign Pier Section > Simplified C and T Section

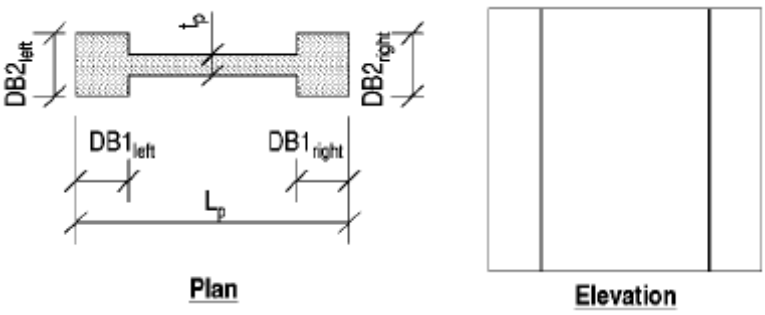
۱-۱۲-۹-۴ انتخاب مشخصات دیوار برای طراحی

برای اعمال مشخصات دیوارها در این روش طراحی بایستی طول اجزای مرزی و سایر مشخصات دیوارها را وارد نمائیم. برای این منظور ابتدا بایستی دیوار انتخاب و سپس از مسیر زیر مشخصات آن اختصاص داده شود.

مسیر: Design > Shear Wall Design > View/Revise Pier Overwrites



شکل ۱۰۵: تنظیمات مربوط به طراحی دیوار



با توجه به اینکه در این پروژه ابعاد ستونهای انتهایی 50 *50 می‌باشد، لذا DB1 و DB2 بصورت بالا وارد گردیده است.

بعد از اختصاص مشخصات دیوار، طراحی دیوارها از طریق منوی زیر انجام می‌شود.

مسیر: Design > Shear Wall Design > Start Design/Check

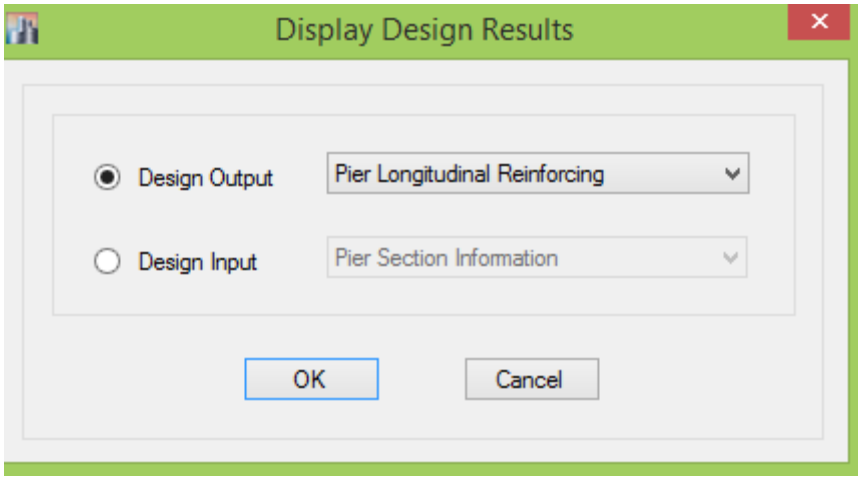
لازم به ذکر است که در این روش طراحی، میلگردهای طراحی شده فقط برای دو انتهای دیوار می‌باشد و قسمت میانی دیوار میلگردگذاری نمی‌شود. برای قسمت میانی دیوار از میلگرد حداقل آئین‌نامه استفاده می-شود.

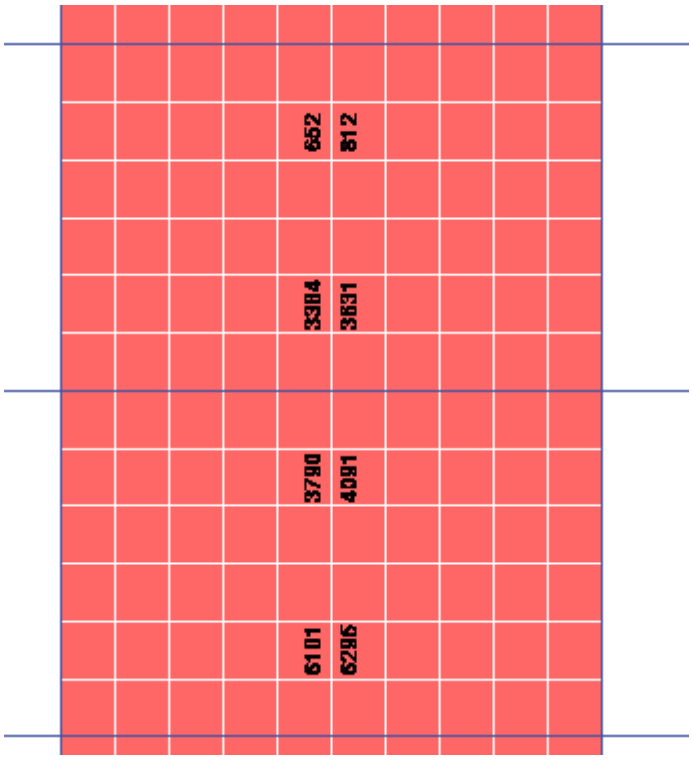
۱-۱۲-۹-۵ کنترل خروجی طراحی دیوار برشی و تعیین مشخصات آرماتورها

برای بررسی خروجی طراحی دیوارهای برشی از مسیر زیر استفاده می‌شود:

مسیر: Design > Shear Wall Design > Display Design Info…

۱- میلگردهای طولی دو انتهای دیوار





شکل ۱۰۶: نمایش میلگردهای طولی دیوار در المانهای مرزی

با توجه به شکل بالا می‌توان گفت که مقدار سطح مقطع میلگردهای طولی انتهای دیوار در سمت راست برابر با ۶۲۸۴ میلیمتر مربع می‌باشد که در طولی برابر با DB1 باید قرار داده شود.

در ستونها اطراف دیوار برشی برای این طبقه ۱۴ عدد میلگرد قرار داده شده است. لذا داریم:

$As_{1rebar}= (6284/14)=448\ mm^2 > Use > \varphi 25$

بنابراین در المانهای مرزی سمت راست دیوار ۱۴φ۲۵ مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

میلگردهای طولی قسمت میانی دیوار:

با توجه به اینکه در این روش باید برای قسمت میانی دیوار حداقل میلگرد را قرار داد. لذا بر اساس مبحث نهم مقررات حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتورهای قائم به مساحت کل مقطع برای میلگردهای مختلف بشرح یر است:

الف) برای میلگردهای با رده S400 و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر ۰/۰۰۱۲

ب) برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

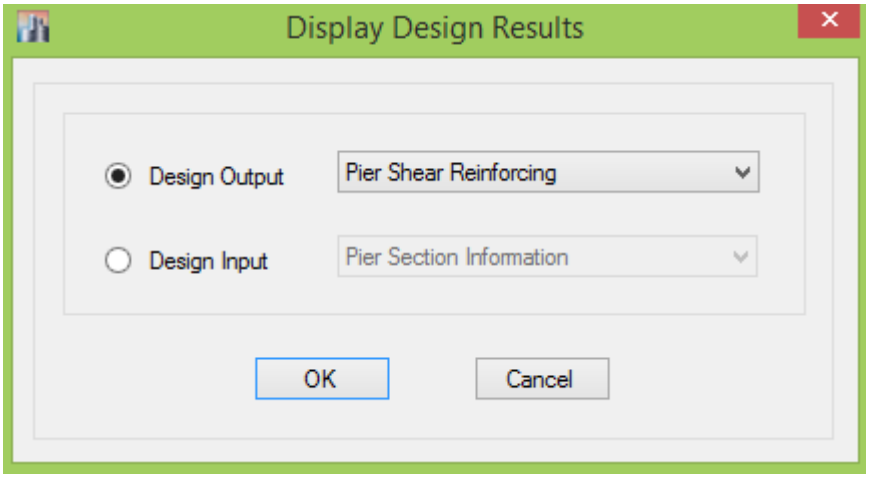
با توجه به اینکه در این پروژه میلگردهای S400 استفاده شده است، لذا با توجه به اینکه عرض دیوار ۰/۳ متر است، مقدار میلگردهای طولی قسمت میانی دیوار برای واحد طول بصورت زیر خواهد بود:

$As_v = 0.0012 * (1000* 300) = 360\ mm^2$

Use > φ14 > As =154 mm^2 > S = (154 *1000) / 427 mm > 350 mm

داریم > φ 14 @ 35 cm

۲- میلگردهای برشی دیوار

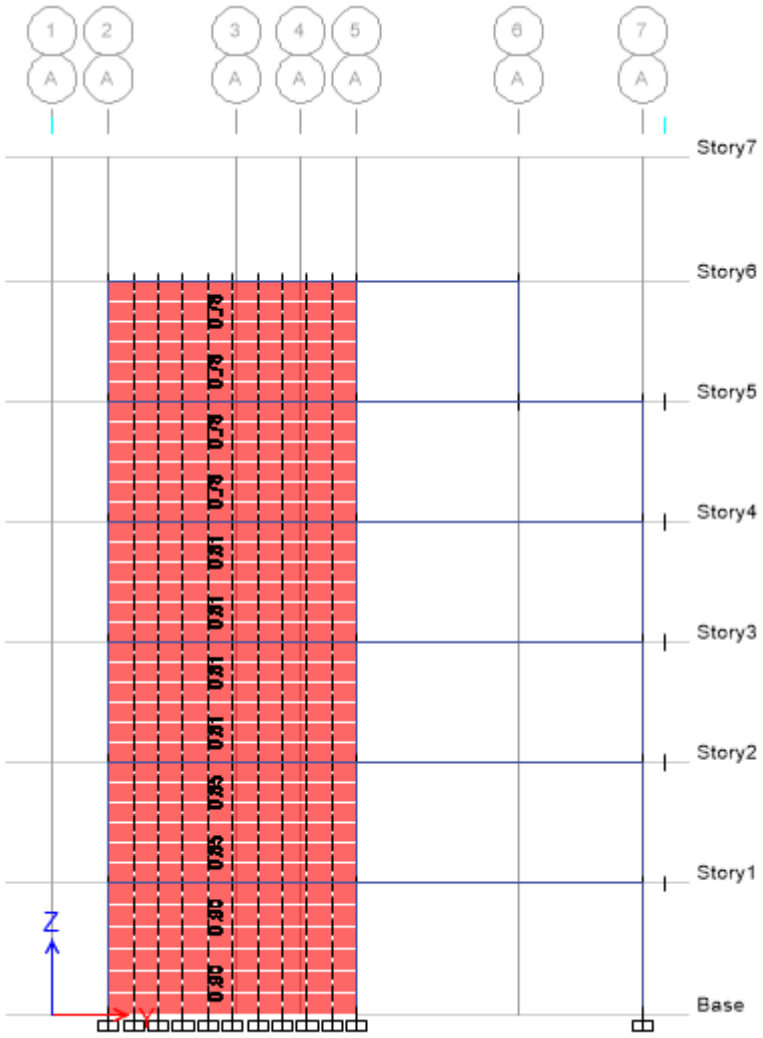


بعد از انتخاب گزینه ok باید در روی دیوار برشی کلیک راست نماییم. لازم به توضیح است که مقدار میلگرد برشی برای دیوار برشی هر طبقه می‌تواند متفاوت از سایر طبقات باشد. لذا برای بررسی مقدار میلگردهای برشی یا عرضی هر طبقه، باید بصورت جداگانه در روی هر طبقه کلیک راست نماییم و از صفحه بازش ده از قسمت Shear Design مقدار میلگرد برشی که سطح مقطع میلگردهای عرضی در واحد ارتفاع را نمایش می دهد استخراج و همانند روشی که در ادامه توضیح داده شده است آرایش نماییم. لازم به توضیح است که مقدار میلگردهای افقی دیوار نباید از حداقل مقدار مشخص شده در آئین‌نامه کمتر باشد.

حداقل مقدار میلگرد افقی برای دیوار برشی بصورت زیر است:

الف) برای میلگردهای رده S400 و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر ۰/۰۰۲۰

ب) برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵



شکل ۱۰۷: نمایش خروجی میلگرد عرضی دیوار

بعد از کلیک راست در روی دیوار خروجی طراحی به شرح زیر است

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm²/mm	Shear Combo	P_u N	M_u N-mm	V_u N	ΦV_c N	ΦV_n N
Top	Leg 1	0.9	DWal12	2205546.02	-1068292420	347659.05	2260148.02	3654653.68
Bottom	Leg 1	0.9	DWal12	2205546.02	-2113280130	347659.05	2260148.02	3654653.68

Use > φ 12 > As = 113 mm^2 > S= (113*1000/**450**) =250mm < S_{Max} >> ok

با توجه به اینکه میلگردها در دو سفره قرار گرفته اند، سطح مقطع میلگردهای عرضی نصف شده است.

طراحی تیرهای همبند :

در تیر های عمیق سه نوع طراحی خواهیم داشت :

- طراحی میلگرد های خمشی
- طراحی میلگرد های برشی قائم و افقی
- طراحی میلگرد های قطری

طراحی خمشی و برشی تیرهای عمیق سه طبقه اول :

خروجی های برنامه ایتبس برای طراحی خمشی به صورت است .

Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area mm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u N-mm
Left	1955.5	0.23	DWal12	-759981060
Right	1955.2	0.22	DWal15	-741323150

با فرض رفتار کنترل شده با کشش (شکل پذیر) خواهیم داشت :

$$R_u = \frac{M_U}{\varphi b d^2} = \frac{759981060}{0.9 * 584 * 1080^2} = 1.23$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = 18.82$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}}\right] = 0.0031$$

همانطور که مشاهده می شود محاسبات دستی و نرم افزاری کاملا با هم برابر هستند .

$$A_S = \rho bd = 0.00438 * 550 * 1080 = 1955.232\, mm^2$$

برای اطمینان از رفتار مقطع با کنترل کشش محاسبات زیر انجام خواهد شد .

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1955.232 * 400}{0.85 * 25 * 584} = 63.02mm$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{63.02}{0.85} = 74.14\, mm$$

$$C_{max} = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} * 1080 = 405\, mm$$

$$C < C_{max} \quad o.k$$

اگر از میلگردهای φ22 در تیر ها استفاده کنیم تعداد میلگرد لازم برابر خواهد بود با :

$$A = 380mm^2 \quad \rightarrow \quad nA = A_S \quad \Rightarrow \quad n \approx 5$$

پس در تیر از 5φ22 استفاده میشود.

- طراحی میلگرد های افقی و قائم تیر همبند

خروجی های برنامه ایتبس به صورت زیر است .

Spandrel Shear Design

Station Location	A_{vert} mm²/m	A_{horiz} mm²/m	ShearCombo	V_u N	φV_c N	φV_s N	φV_n N
Left	3836	825	DWal12	1331934	337599	994335	1331934
Right	3836	825	DWal15	1332187	337591	994595	1332187

چون طراحی به حالت لرزه ای ویژه خواهد بود $\varphi = 0.6$ خواهد بود .

$$\varphi V_s = V_u - \varphi V_c = 1331.93 - 337.599 = 994.31kN \quad \Rightarrow V_s = 1657.2\, KN$$

$$(\frac{A_v}{s})_{vertical} = \frac{1657.2 * 10^3}{1080 * 400} = 3.83\, {cm^2}/{m}$$

اگر از میلگرد $\varphi 12$ به عنوان میلگرد برشی همانند دیوار استفاده شود فاصله آن ها برابرخواهد بود با :

$$\frac{2*113}{s} = 3.85 \;\Rightarrow\; s = 58.75 \text{ mm}$$

پس آرماتور های قائم تیر همبند به صورت $\boldsymbol{\varphi 12 @ 50cm}$ خواهد بود .

میلگرد های افقی در تیر عمیق به مقدار حداقل قرار داده خواهد شد .

$$\left[(\frac{A_v}{s})_{min}\right]_{horizental} = 0.0015\text{h} \;\Longrightarrow\; 0.0015 * 550 = 0.825$$

پس آرماتور های افقی تیر همبند به صورت $\boldsymbol{\varphi 12 @150\ cm}$ خواهد بود .

طراحی آرماتور های قطری :

خروجی های نرم افزار به صورت زیر می باشد :

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A_{diag} mm²	Shear Combo	V_u N	V_{uLimit} N	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	5147.1	DWal12	1331934.8	1091204.7	1.25	Yes	yes
Right	5148.1	DWal15	1332187.2	1091204.7	1.25	Yes	yes

برای طراحی میلگردهای قطری (در دیوار های ویژه) را بطه زیر استفاده می شود :

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2\,\varphi f_y \sin\alpha}$$

زاویه $sin\alpha$ به صورت زیر محاسبه می شود :

$$\sin\alpha = \frac{0.8H}{\sqrt{l^2 + (0.8H)^2}} = \frac{0.8 * 1200}{\sqrt{1500^2 + (0.8 * 1200)^2}} = 0.539$$

$$A_{vd} = \frac{1331.93489 * 10^3}{2 * 0.6 * 400 * 0.539} = 5148 \rightarrow 51.48cm^2$$

میلگرد های برشی قائم و افقی به صورت دو سفره در دو طرف تیر عمیق قرار داده خواهند شد و میلگردهای قطری باید با خاموت های حداقل با قطر 8 میلی متر مهار شوند . فاصله میلگرد های عرضی نگهدارنده میلگرد های قطری به صورت زیر بدست می آیند .

$$s \leq min[8d_b\,, 24d\,, 125mm] \rightarrow min[(8 * 18)\,, (24 * 8)\,, 125mm]$$

$$\boldsymbol{use\ 20\emptyset 18}$$

طراحی المان مرزی :

ناحیه مرزی محدوده ای از دیوار است که در آن باید از خاموت های ویزه استفاده شود . به علت فشار قابل توجه در انتهای دیوار برشی لازم است برای جلوگیری از خرابی هسته ی فشاری بتن محصور بین میلگردهای قائم انتهای دیوار، از خاموت گذاری ویژه استفاده شود .

برای بررسی نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی دو روش توشط آیین نامه ACI پیشنهاد شده است .

الف ـ روش مبتنی بر جا به جایی : در صورتی که رابطه ی زیر برقرار باشد :

$$C \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

ب – روش مبتنی بر تنش : در این روش تحت اثر ترکیبات بارها ، تنش حداکثر در مقطع بحرانی محاسبه می شود . هر جا که تنش فشاری حداکثر دیوار برشی از $0.2f_c$ بیشتر شود به المان لبه ای نیاز است .

خروجی های برنامه برای طراحی المان مرزی به صورت زیر می باشد :

Boundary Element Check (Part 1 of 2)

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u N	M_u N-mm	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth
Top–Left	Leg 1	0.962	DWal12	9231599.6	-994569.06	7537521	600000	12.3
Top–Right	Leg 1	0.414	DWal12	9859544.3	2125774.8	958419.43	600000	6.8
Bottom–Left	Leg 1	0.889	DWal10	9610227.69	-2695948.89	1024172.74	600000	11.6
Botttom–Right	Leg 1	0.435	DWal10	10252420.7	3836163.9	1231081.65	600000	7.1

Boundary Element Check (Part 2 of 2)

C Limit mm
6.55
6.55
6.55
6.55

مطابق آیین نامه ACI باید خاموت گذاری در ناحیه المان مرزی مطابق قوانین خاموت گذاری قاب خمشی ویژه باشد . در قاب خمشی ویژه هسته ی فشاری بتن باید توسط میلگردهای مناسب برشی محصور شود .

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq 0.09\frac{b_c * f_c}{f_y} = 0.09\frac{510 * 28}{400} = 3.213$$

$$s \leq \frac{h_{min}}{4}\ , 6d_b\ , s_0 \quad \rightarrow \quad \frac{600}{4}\ , 6 * 25\ , 100 + \frac{350 - \frac{510}{3}}{3}$$

S برابر خواهد بود با **150 mm** ، در نتیجه خواهیم داشت

$$A_{sh} = A_{sh} = 481.95mm^2 \rightarrow \boldsymbol{use\ 4\emptyset 12}$$