گروه مهندسی سیویل سایمان

مرجع تخصصی مهندسان و دانشجویان عمران

جزوه آموزش ایتبس 2015

تهیه کننده: دکتر محمدپور مدرس دانشگاه و دوره‌های ایتبس

پرسمان گروه مهندسی سیویل سایمان

https://telegram.me/joinchat/BOgacj1yMgCp5vvngENB0g

کانال گروه مهندسی سیویل سایمان

https://telegram.me/civilsayman

۱ 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 **ACI318-11** و طراحی سازه‌های فولادی به روش **LRFD** براساس آئین‌نامه **AISC360-10** انجام خواهد شد.

نرم‌افزاری که این جزوه بر اساس آن تدوین شده است، **Etabs 2015** می‌باشد. و سعی شده است ک 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.

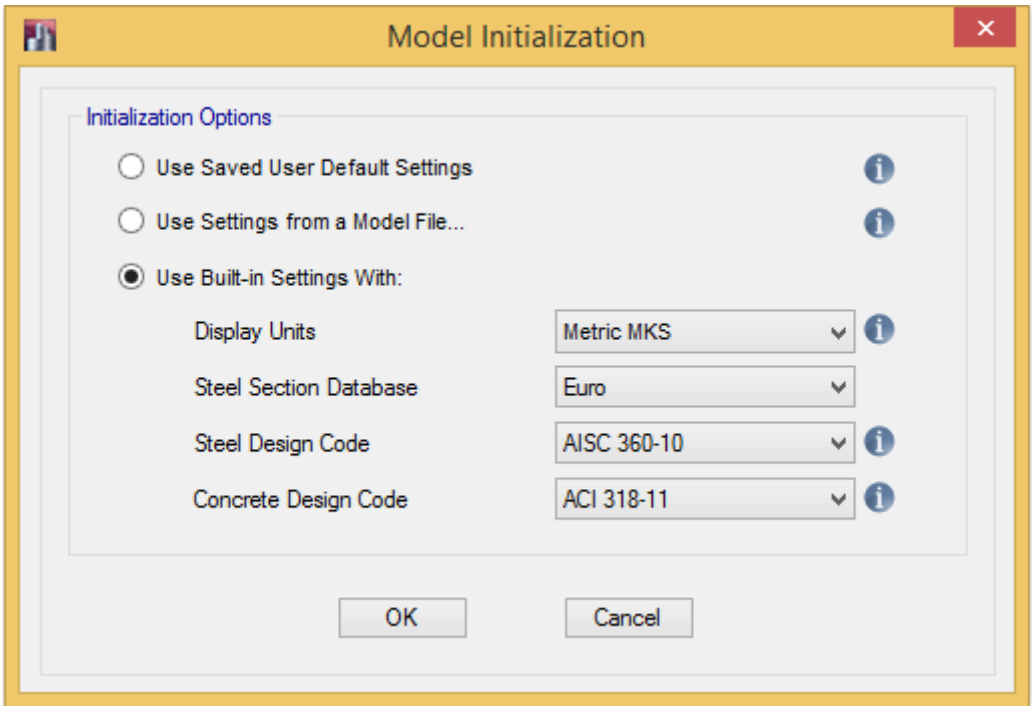
اطمینان دارم که این جزوه نیز بدون ایراد نخواهد بود، امیدوارم دوستان دلسوز و محترم با اعمال نظرات و انتقادات خود از طریق ایمیل ba.mohammadpour@gmail.com بنده را در هرچه بهتر شدن این جزوه یاری فرمایند.

با آرزوی توفیق:
محمدپور
اردیبهشت ۹۴

۲ شروع ساخت مدل در نرم افزار:

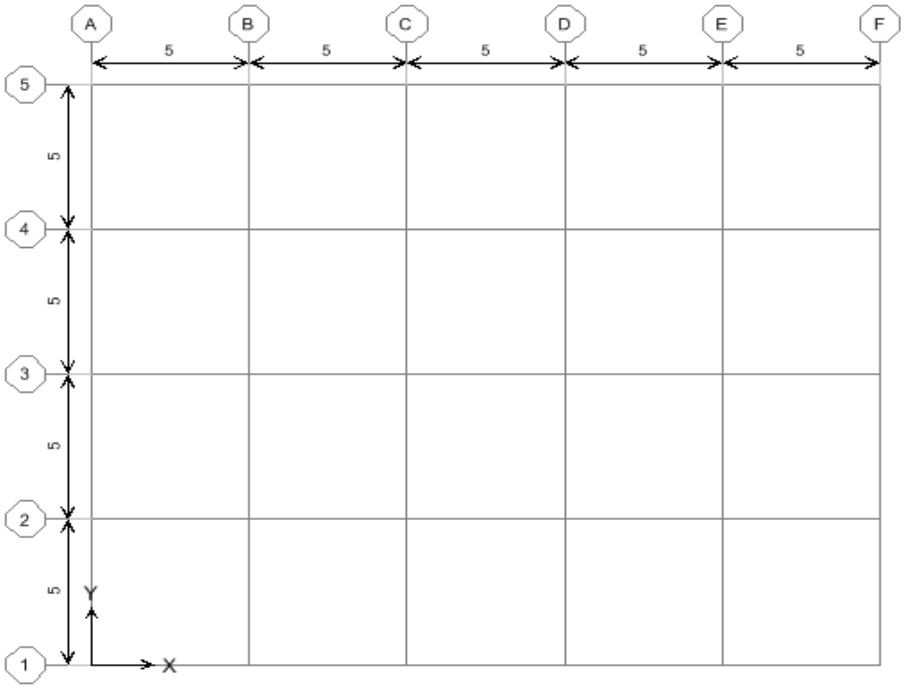
برای شروع مدل به ترتیب زیر عمل می کنیم:

مسیر: File > new model

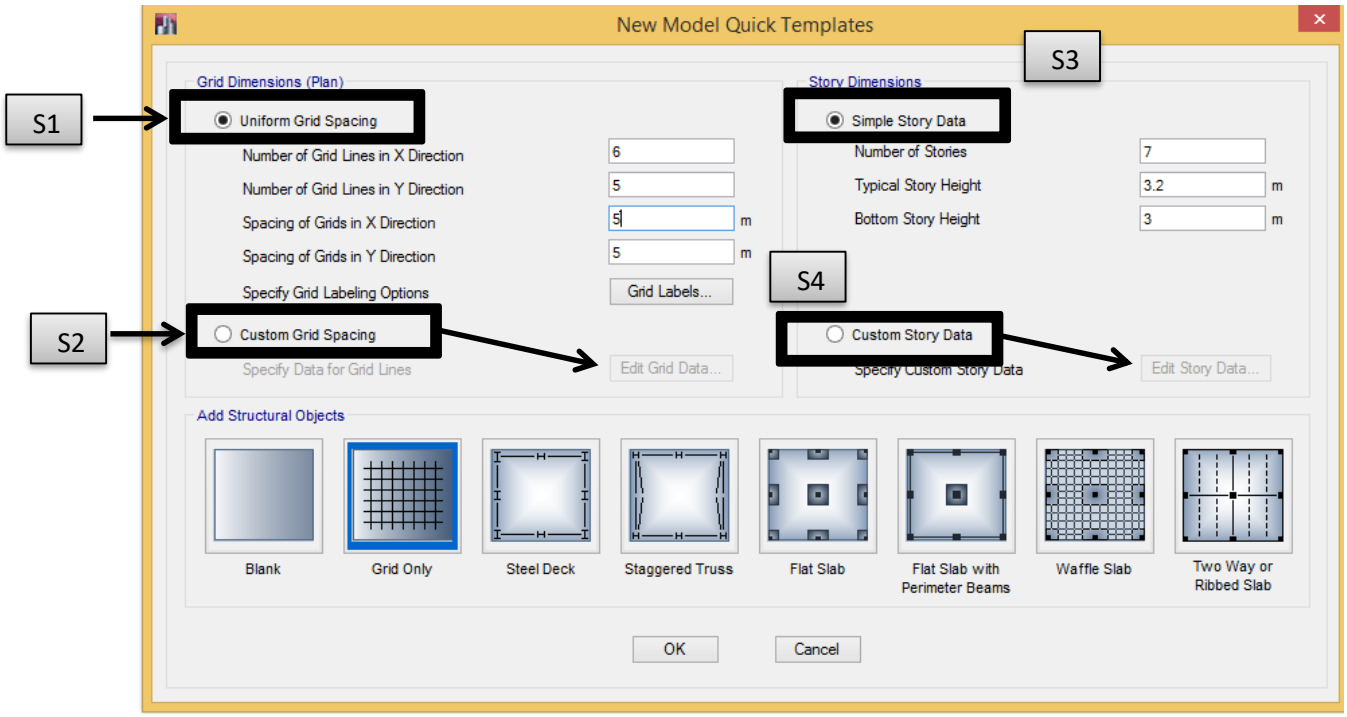


شکل۱: تنظیمات لازم برای ایجاد یک فایل جدید

در شکل بالا واحد مورد نظر واحد متریک، اطلاعات پایه لازم برای مقاطع فولادی بر اساس استاندارد اروپا و آئین‌نامه‌های طراحی هم بر اساس تنظیمات فوق انتخاب خواهند شد. بعد از تنظیم اولیه باید Grid linesهای مورد نیاز تعریف گردند. Grid line ها خطوط کمکی برای ساخت هندسه مدل سازه می‌باشند. تعداد خطوط کمکی با توجه به موقعیت ستون‌گذاری و پلان معماری هر سازه متفاوت می‌باشد؛ اما در حالت کلی تعداد خطوط کمکی در هر سازه برای هر راستا برابر است با خطوط آکس‌بندی ستونها و تیرهای اطراف راه‌پله و انتهای طره‌ها که بصورت زیر تعریف می‌گردند:

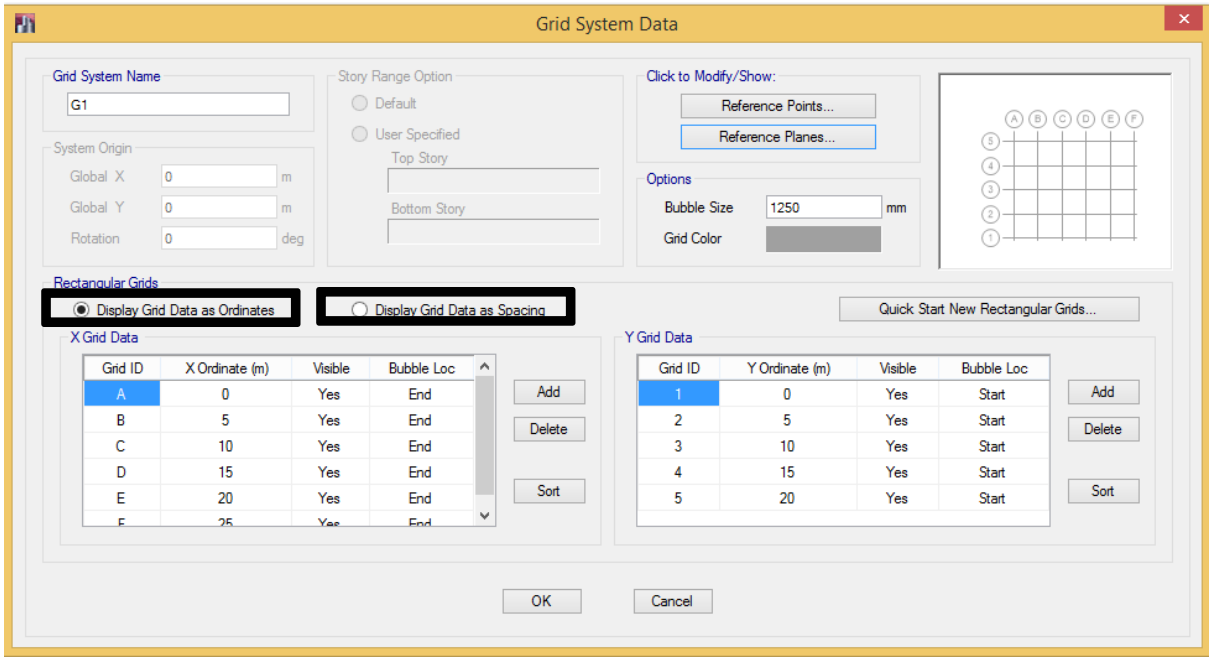


شکل ۲: پلان آکس‌بندی سازه



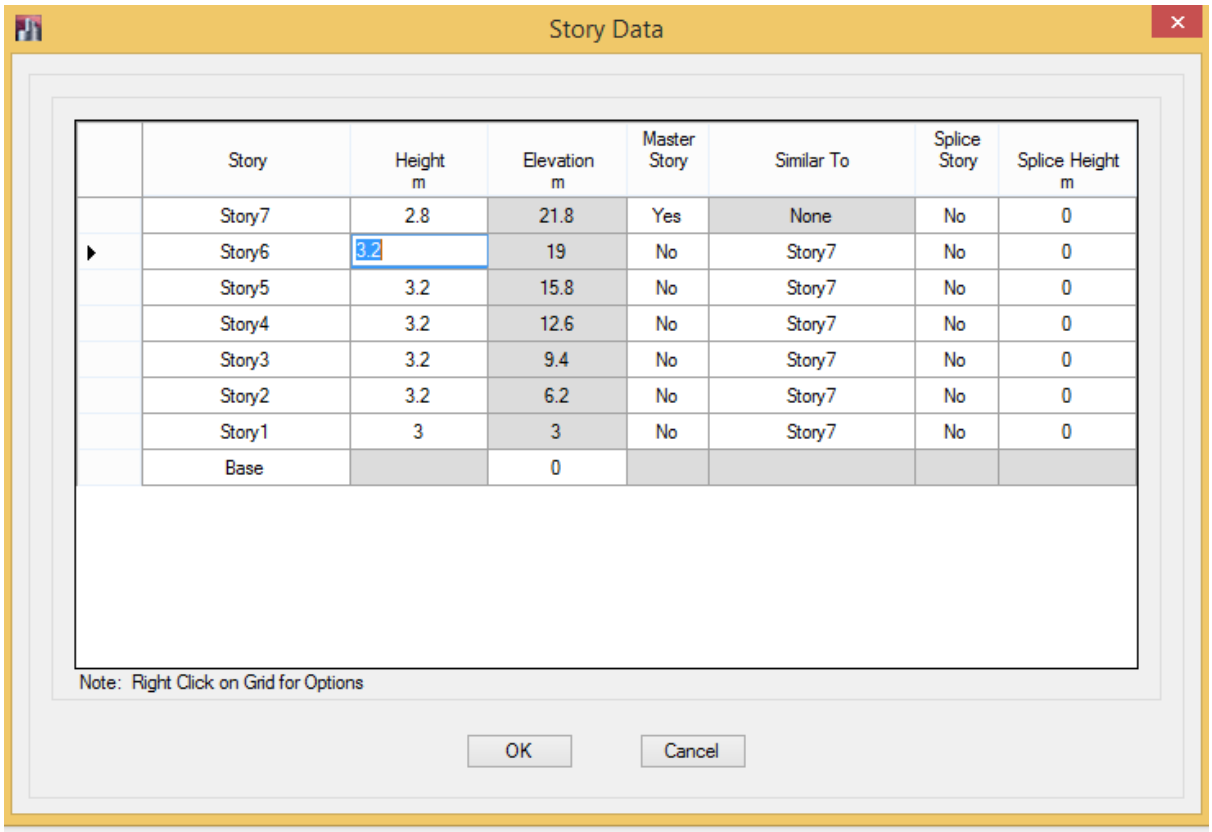
شکل ۳: تعریف مشخصات خطوط کمکی مدلسازی(Grids)

S2



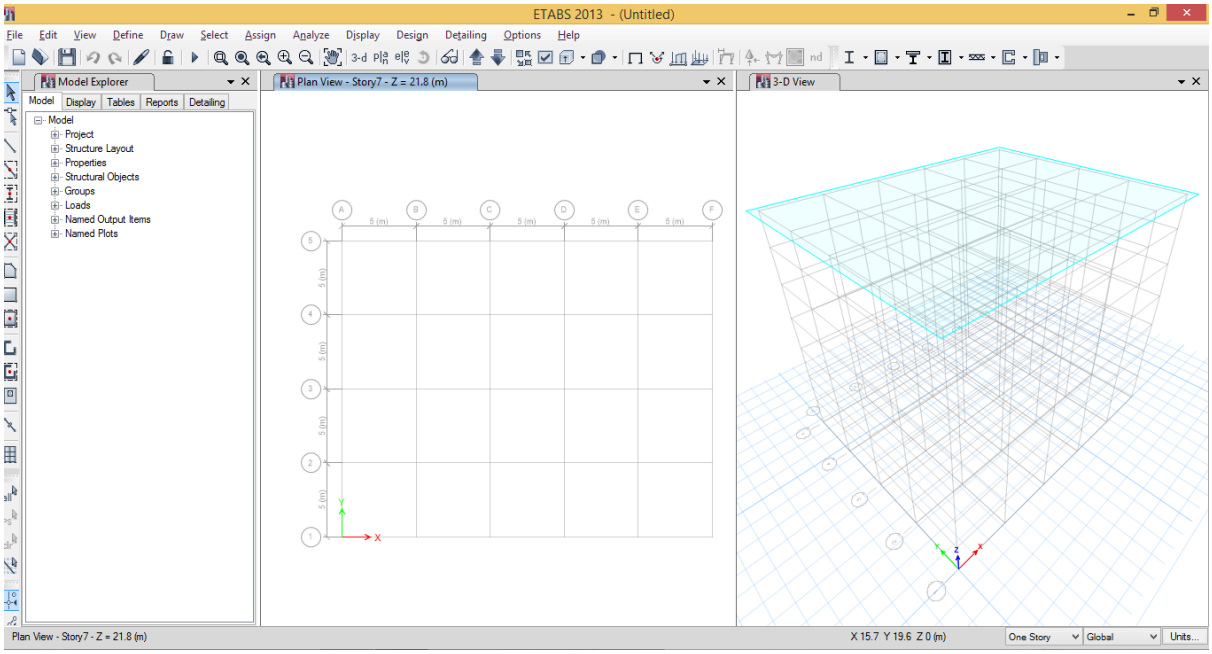
شکل۴: تنظیم اندازه‌ها و مشخصات خطوط کمکی راستای x و y

S4



شکل۵: تنظیم ارتفاع و مشخصات مربوط به طبقات سازه

در نهایت بعد از تنظیم کردن خطوط کمکی در پلان و طبقات، با انتخاب گزینه Grid only از قسمت Add Structural Objects به صفحه کار در نرم‌افزار برمی‌گردیم.



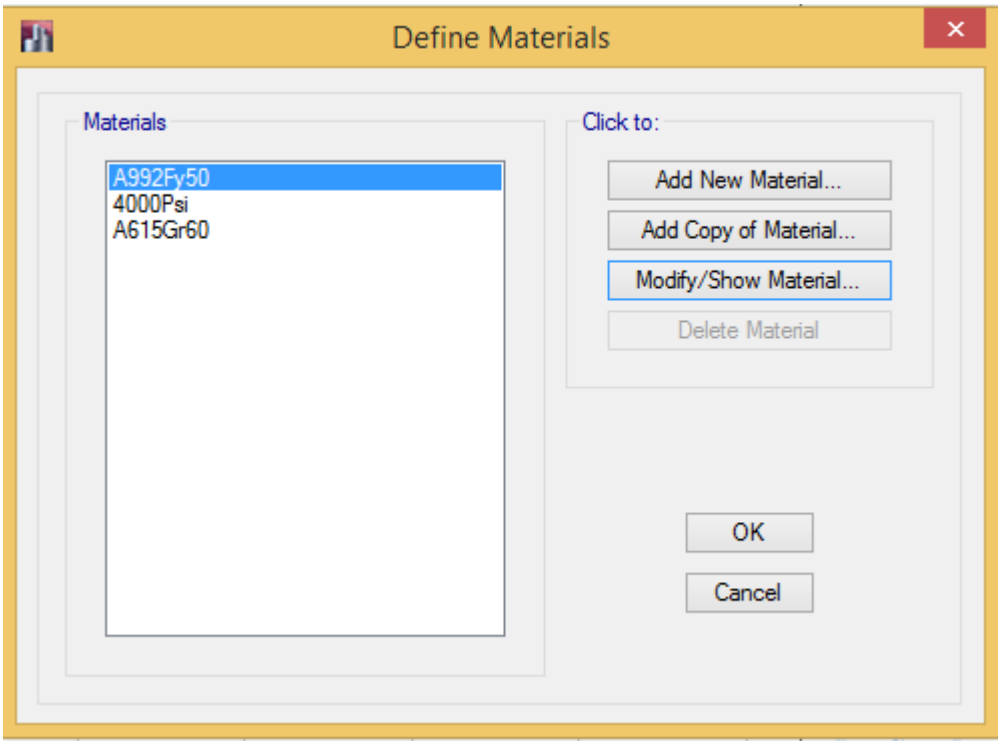
شکل۶: نمایش محیط کار در نرم‌افزار

۳ منوی Define

بعد انجام تنظیمات اولیه، می‌باستی اطلاعات مربوط به پروژه در نرم‌افزار تعریف گردد. اطلاعات اولیه در نرم-افزار از منوی Define تعریف می‌گردد.

۳-۱ مشخصات مصالح

مسیر: Define > Material properties

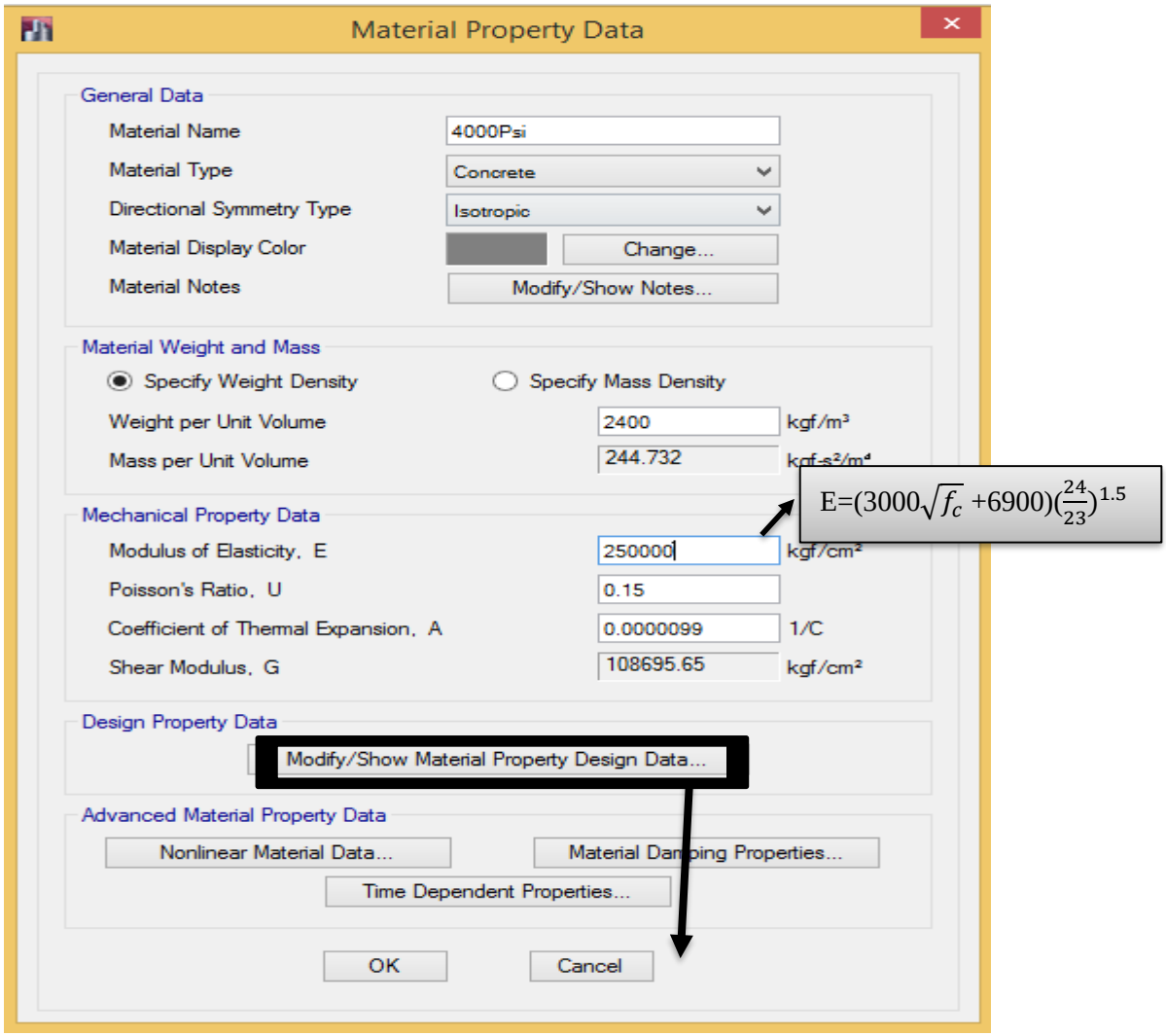


شکل۷: پنجره تعریف مشخصات مصالح

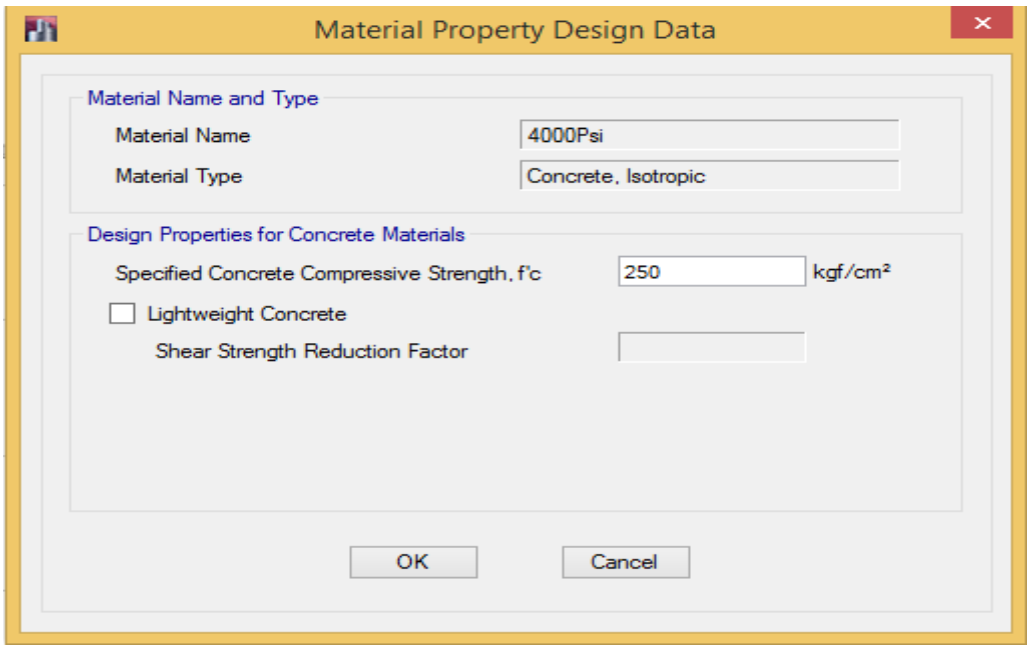
بر اساس شکل۷، A992Fy50 فولادی است که در آمریکا بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. 4000Psi بتنی با مقاومت فشاری معادل 28Mpa است. همچنین A615Gr60 مشخصات میلگردهای طولی مورد استفاده در سازه‌های بتنی می‌باشد.

- ✓ **مشخصات مصالح بتنی:**

بجای اضافه کردن مصالح جدید، برای تعریف مصالح بتنی مصالح بتنی پیش‌فرض برنامه ویرایش می‌گردد.

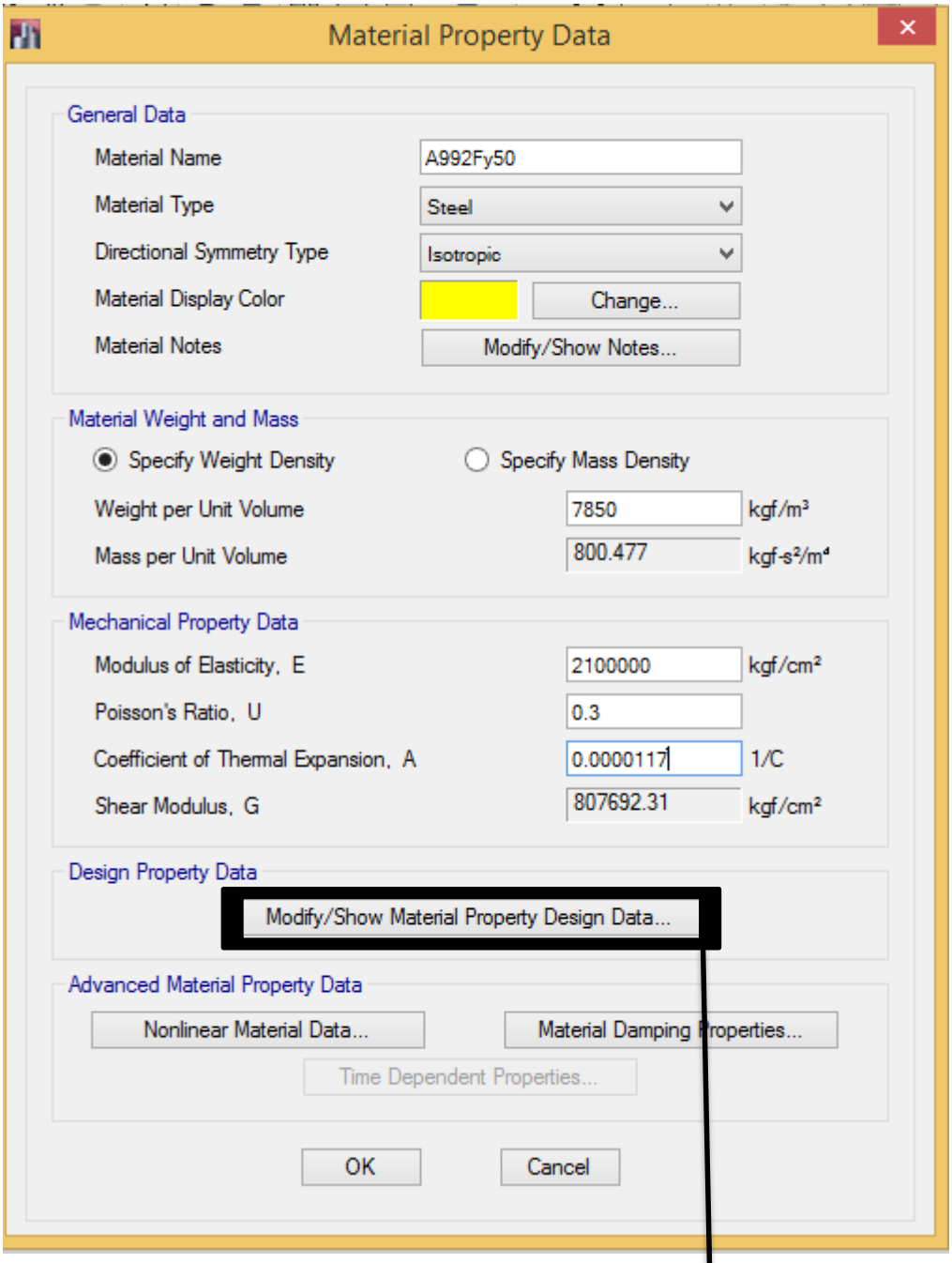


شکل۸: تعریف مشخصات مصالح بتنی

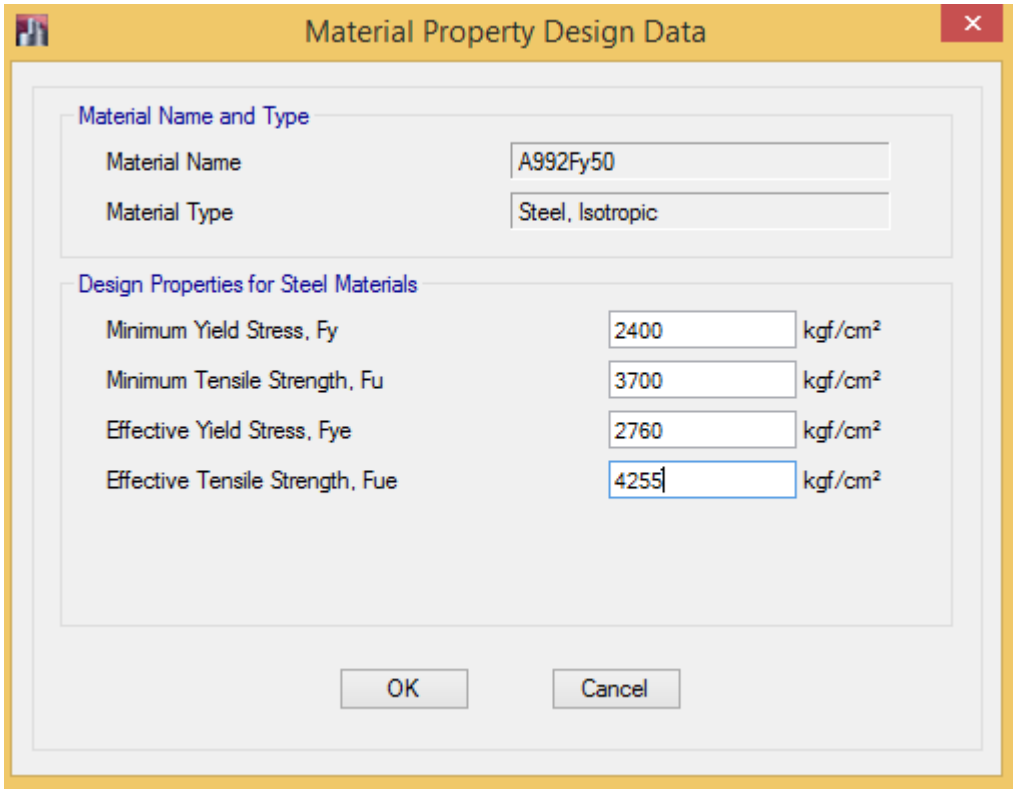


شکل۹: تعریف مقاومت فشاری بتن

✓ **مشخصات مصالح فولادی:**



شکل ۱۰: پنجره تعریف مشخصات مصالح فولادی

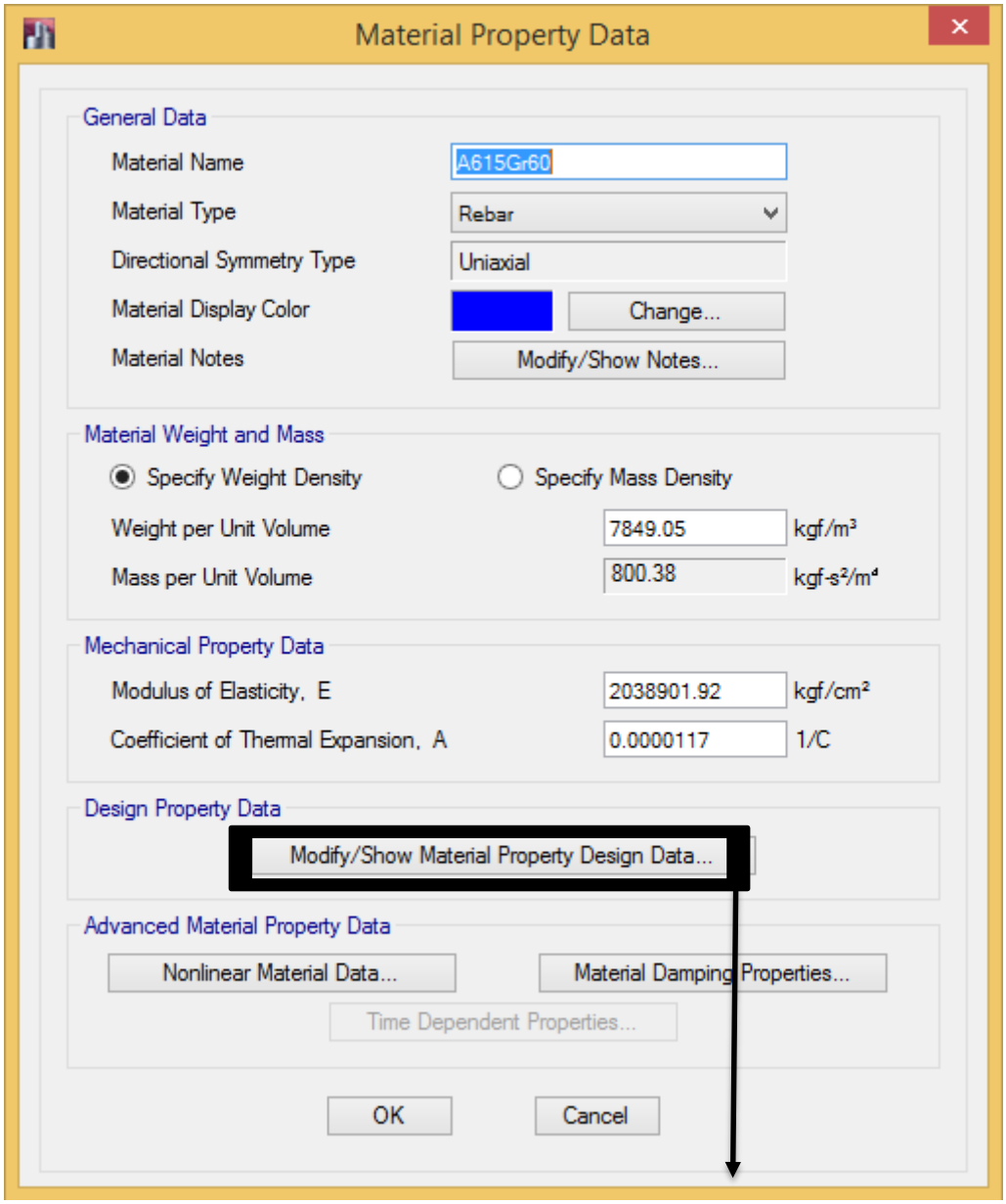


شکل۱۱: پنجره تعریف مشخصات مصالح فولادی

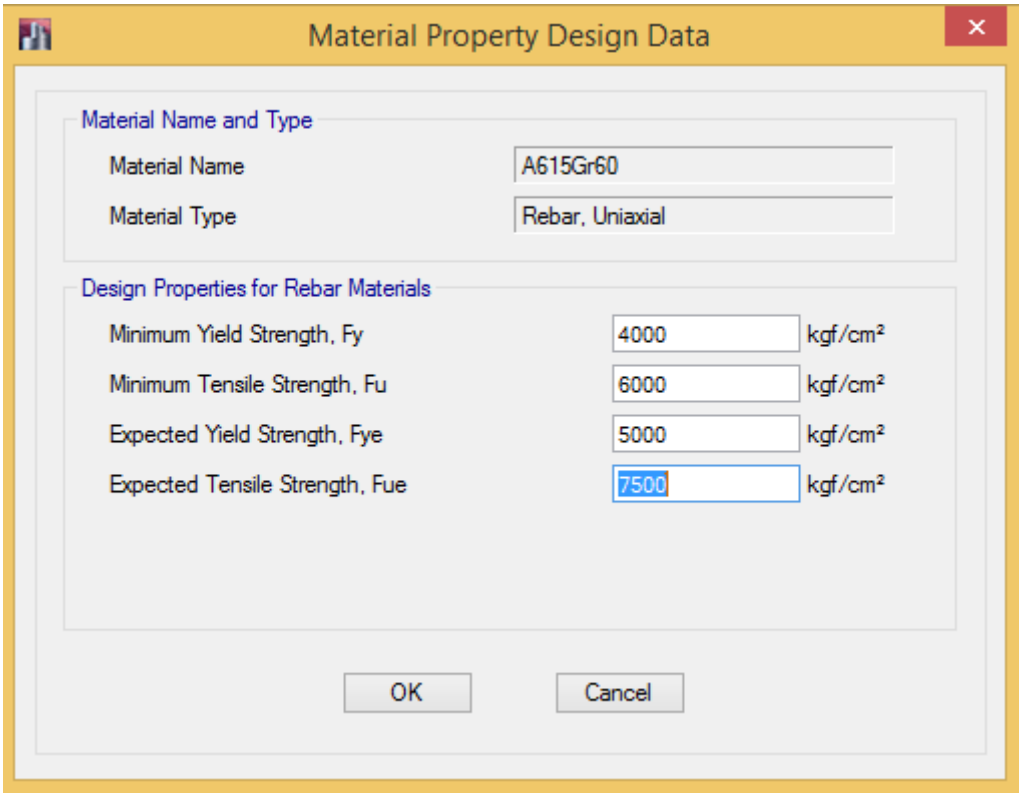
در جدول بالا F_{ye} و F_{ue} به ترتیب تنش تسلیم مورد انتظار و تنش نهایی مورد انتظار می‌باشد که؛ در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان بر اساس بند ۱۰-۳-۲-۱ برای هر نوع مقطع فولادی، طبق جدول ۱۰-۱-۲-۳ قابل تعیین است. اما بر اساس FEMA356 این مقدار $1.15F_y$ و $1.15F_u$ محاسبه شده و در هنگام تنظیم کردن پارامترهای طراحی، برای هرمقطع جداگانه بر اساس جدول آئین‌نامه برآورد می‌شود.

✓ مشخصات میلگردها

در ETABS2013 مشخصات میلگردها نیز جداگانه قابل تعیین می‌باشد. لذا در این قسمت مشخصات مکانیکی میلگردها بر اساس مبث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.



شکل۱۲: پنجره تعریف مشخصات میلگردها



شکل۱۳: پنجره تعریف مشخصات مکانیکی میلگردها

در جدول بالا F_{ye} و F_{ue} بر اساس بند زیر از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان قابل محاسبه است.

۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کششی برابر $1/47 f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr}، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

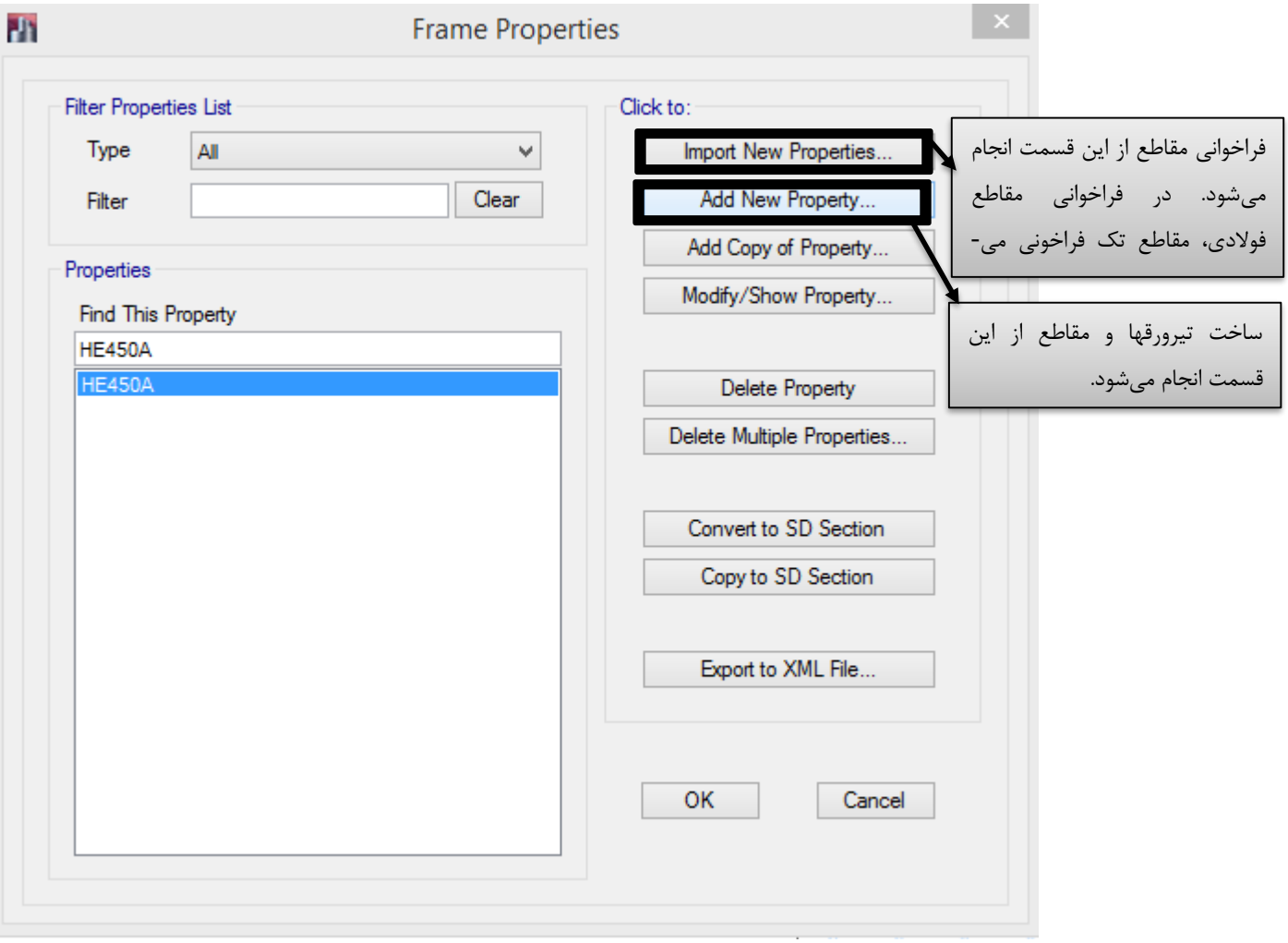
دربند ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ مقدار $1.47 f_{yd}$ برابر $1.25 f_y$ می‌باشد.

۳-۲ تعریف مشخصات مقاطع:

مسیر: Define > section properties > Frame Section

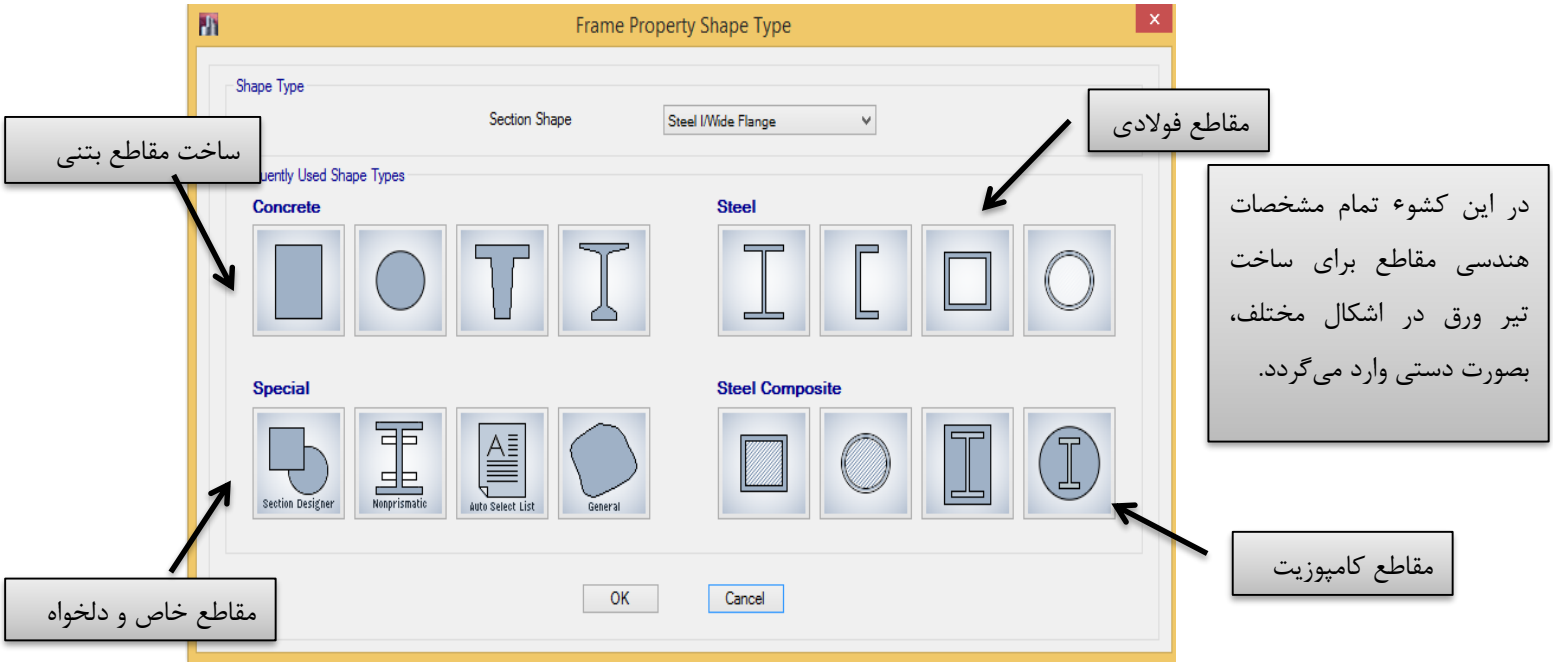
۳-۲-۱ مقاطع فولادی:

۳-۲-۱-۱ فراخوانی مقاطع فولادی:

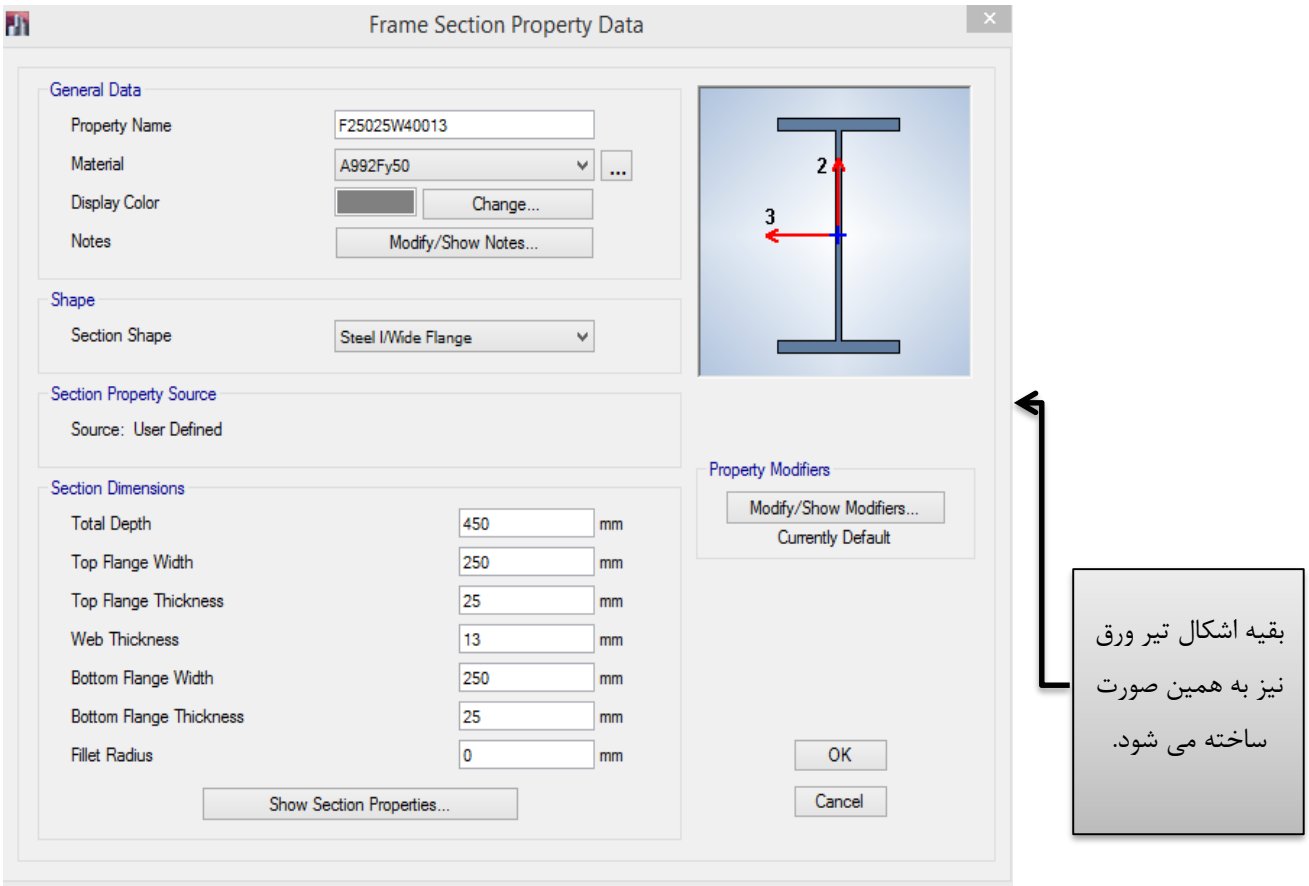


شکل۱۴: پنجره تعریف مشخصات مقاطع و فراخوانی مقاطع

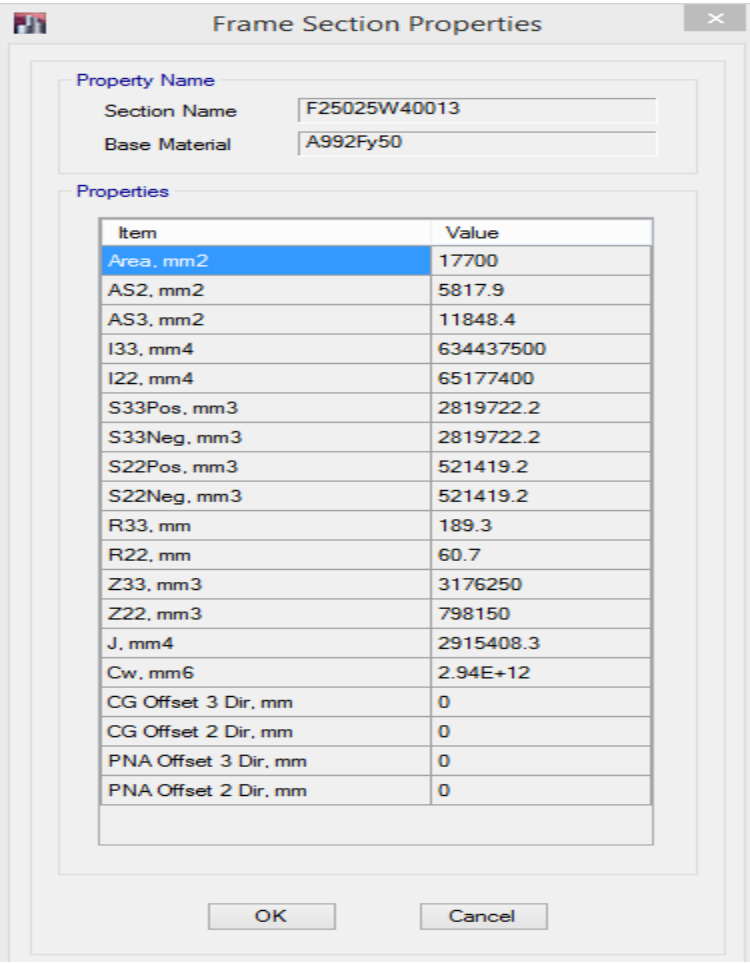
۲-۱-۲-۳ ساخت مقاطع تیر روقها:



شکل۱۵: پنجره تعریف مقاطع جدید



شکل۱۶: پنجره تعریف ابعاد هندسی مقاطع تیرورقها

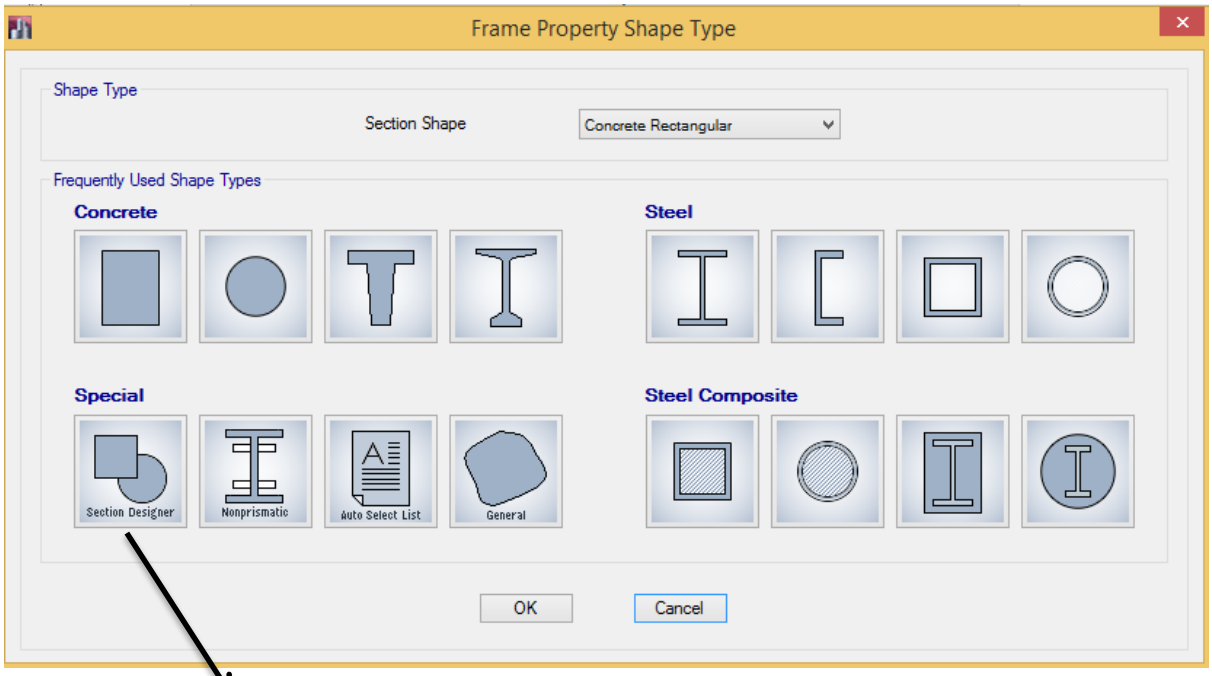


Item	Value
Area, mm2	17700
AS2, mm2	5817.9
AS3, mm2	11848.4
I33, mm4	634437500
I22, mm4	65177400
S33Pos, mm3	2819722.2
S33Neg, mm3	2819722.2
S22Pos, mm3	521419.2
S22Neg, mm3	521419.2
R33, mm	189.3
R22, mm	60.7
Z33, mm3	3176250
Z22, mm3	798150
J, mm4	2915408.3
Cw, mm6	2.94E+12
CG Offset 3 Dir, mm	0
CG Offset 2 Dir, mm	0
PNA Offset 3 Dir, mm	0
PNA Offset 2 Dir, mm	0

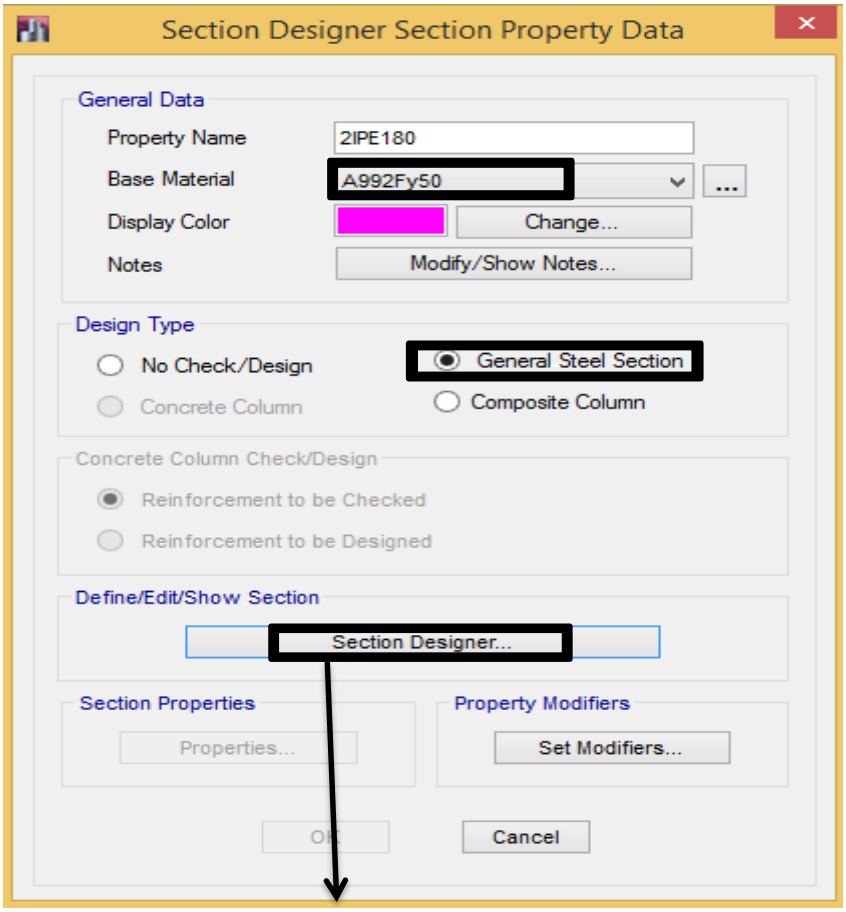
شکل۱۷: نمایش مشخصات هندسی تیر ورقها

۳-۱-۲-۳ ساخت مقاطع مرکب فولادی در برنامه Section Designer:

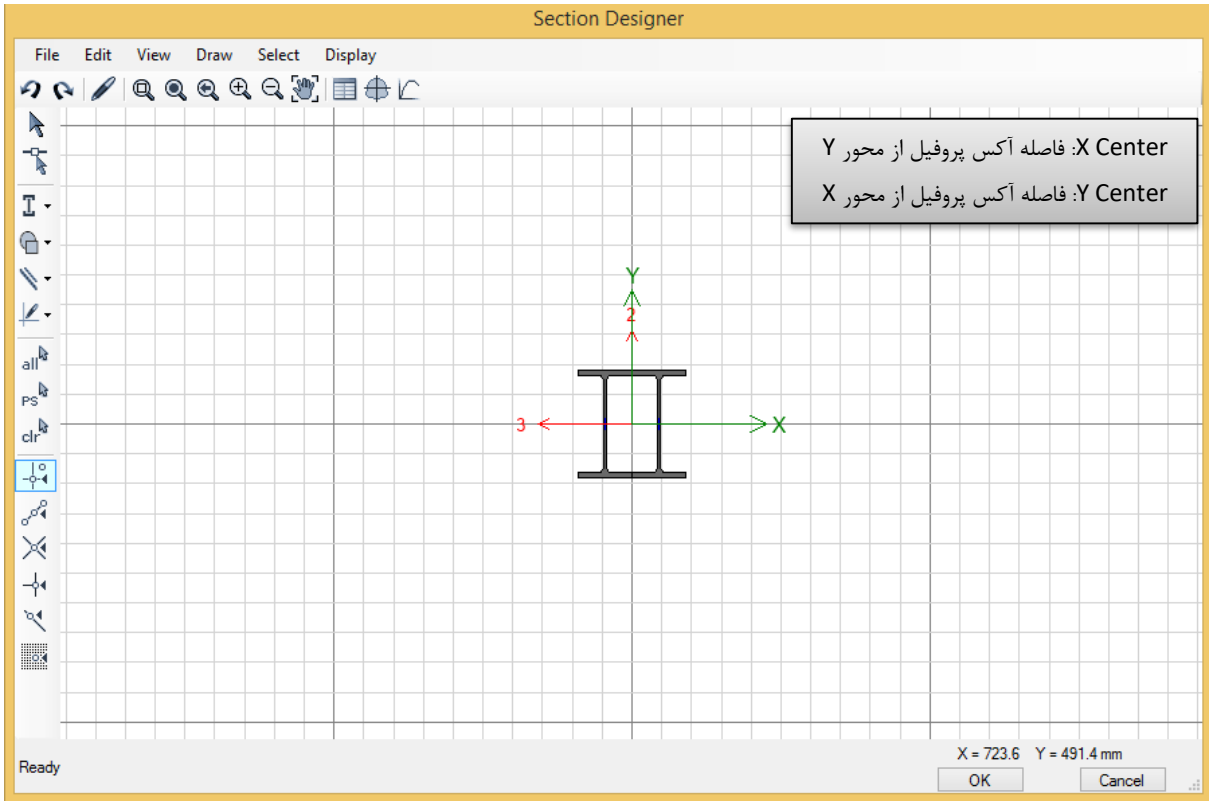
برای ساخت مقاطع دوبل در نرم‌افزار از قسمت SD ستفاده می‌شود. باید توجه کرد که در طراحی سازه‌های فولادی، مبحث دهم مقررات ملی بر حسب شکل‌پذیری سازه‌ها، مقاطع فولادی را از نظر ابعاد به مقطع فشرده لرزه‌ای، فشرده و غیر فشرده تقسیم می‌نماید. که بر حسب شرایط استفاده، برای هر کدام از مقاطع محدودیتهایی اعمال کرده است. لازم به ذکر است که در طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD نرم‌افزار فشرده و غیر فشرده بودن مقطع را کنترل می‌نماید. از طرفی نرم‌افزار مقاطعی را که در قسمت SD ساخته می‌شوند، بصورت غیرفشرده می‌شناسد. بنابراین باید مقاطع ساخته شده در این قسمت به روشی که در زیر آورده شده است؛ به نرم‌افزار معرفی گردد تا در شناسائی مقاطع فشرده دچار مشکل نگردد.



شکل۱۸: انتخاب SD برای ساخت مقاطع مرکب

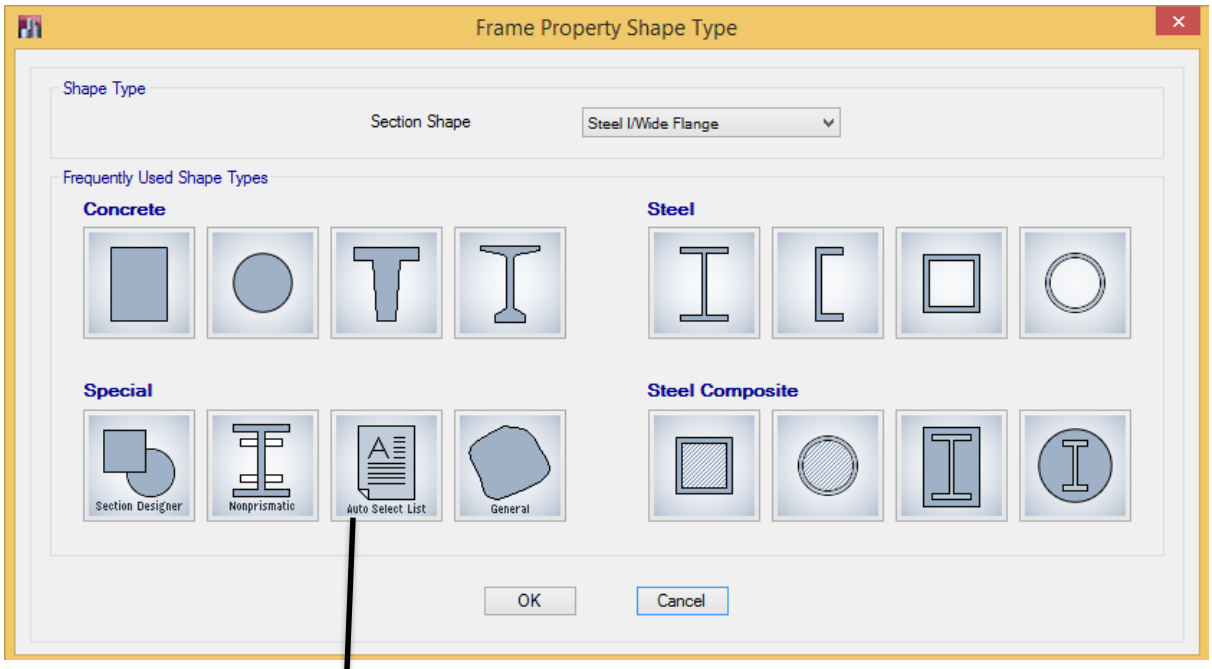


شکل۱۹: نحوه انجام تنظیمات برای ورود به صفحه SD

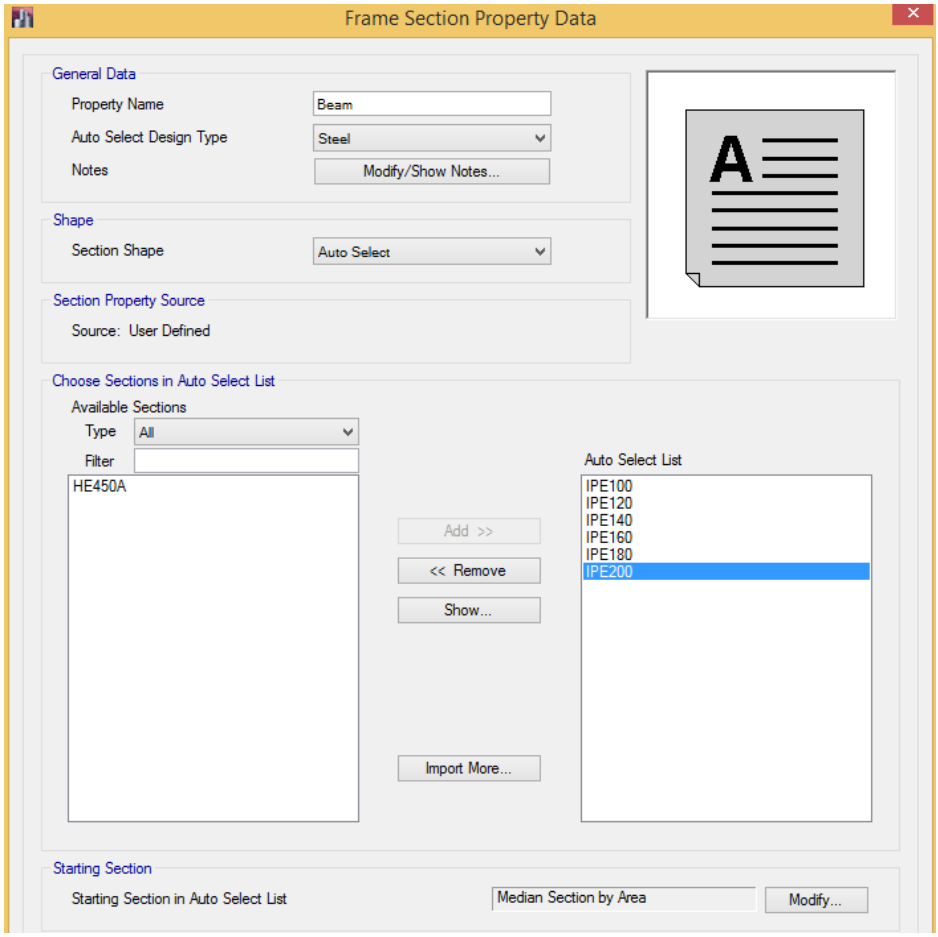


شکل ۲۰: ساخت مقطع مرکب در SD

۴-۱-۲-۳ ساخت مقاطع در حالت اختصاص خودکار (Auto select list):



شکل ۲۱: انتخاب Auto select list



این کار برای ستونها و مهاربندها نیز انجام می شود. در این روش برنامه از بین مقاطع موجود اولین مقطع را که ظرفیت آن برای المانها جوابگو باشد انتخاب می کند. این روش اختصاص مقاطع برای افرادی که از تجربه کافی برخوردار نیستن کمک می کند که سازه بهینه طراحی گردد. اما در این روش تیپ بندی مقاطع کار دشواری خواهد بود.

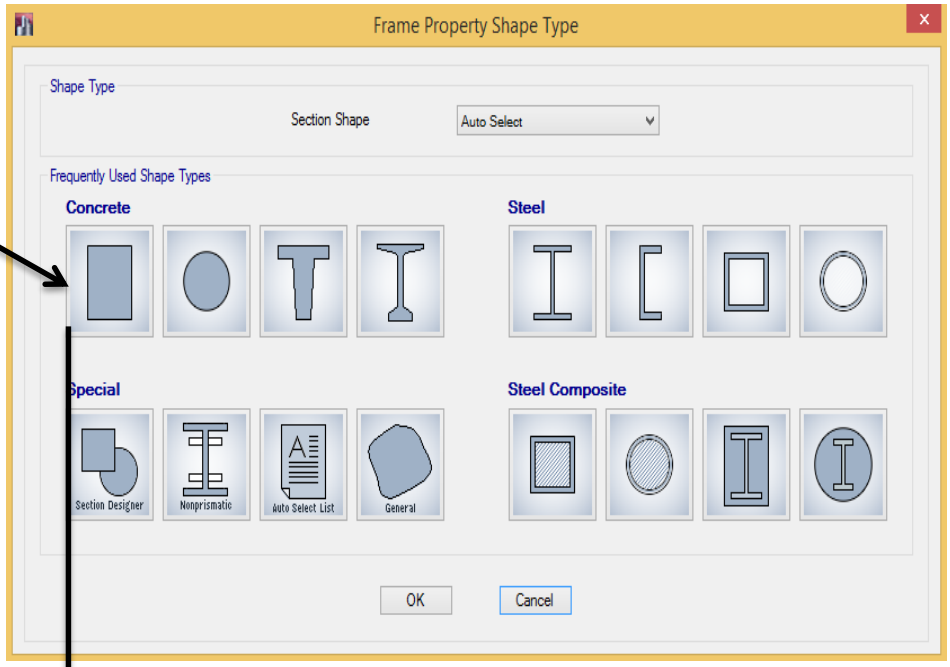
شکل۲۲: ساخت مقطع Auto برای تیرها فولادی

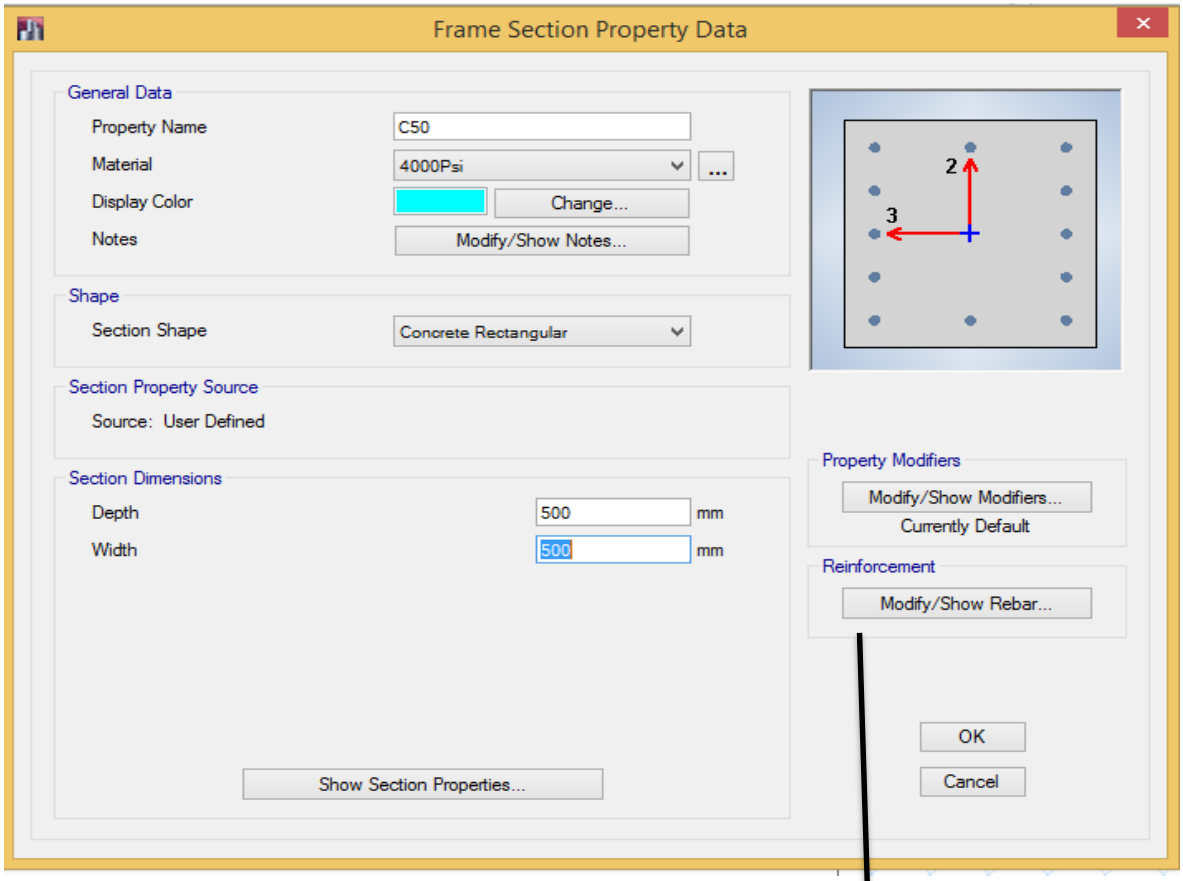
توجه: در بعضی از موارد دیده می شود که مهندسین طراح از مقاطع آماده که در سایتها تحت عنوان مقاطع ایرانی نامگذاری شده اند استفاده می کنند؛ توصیه بر آن است که از مقاطع آماده به علت بروز اشتباه در مشخصات مقاطع استفاده نگردد ولی در صورت استفاده باید مشخصات مقاطع ساخته شده با جدول اشتال هم خوانی داشته باشد.

۲-۲-۳ مقاطع بتنی:

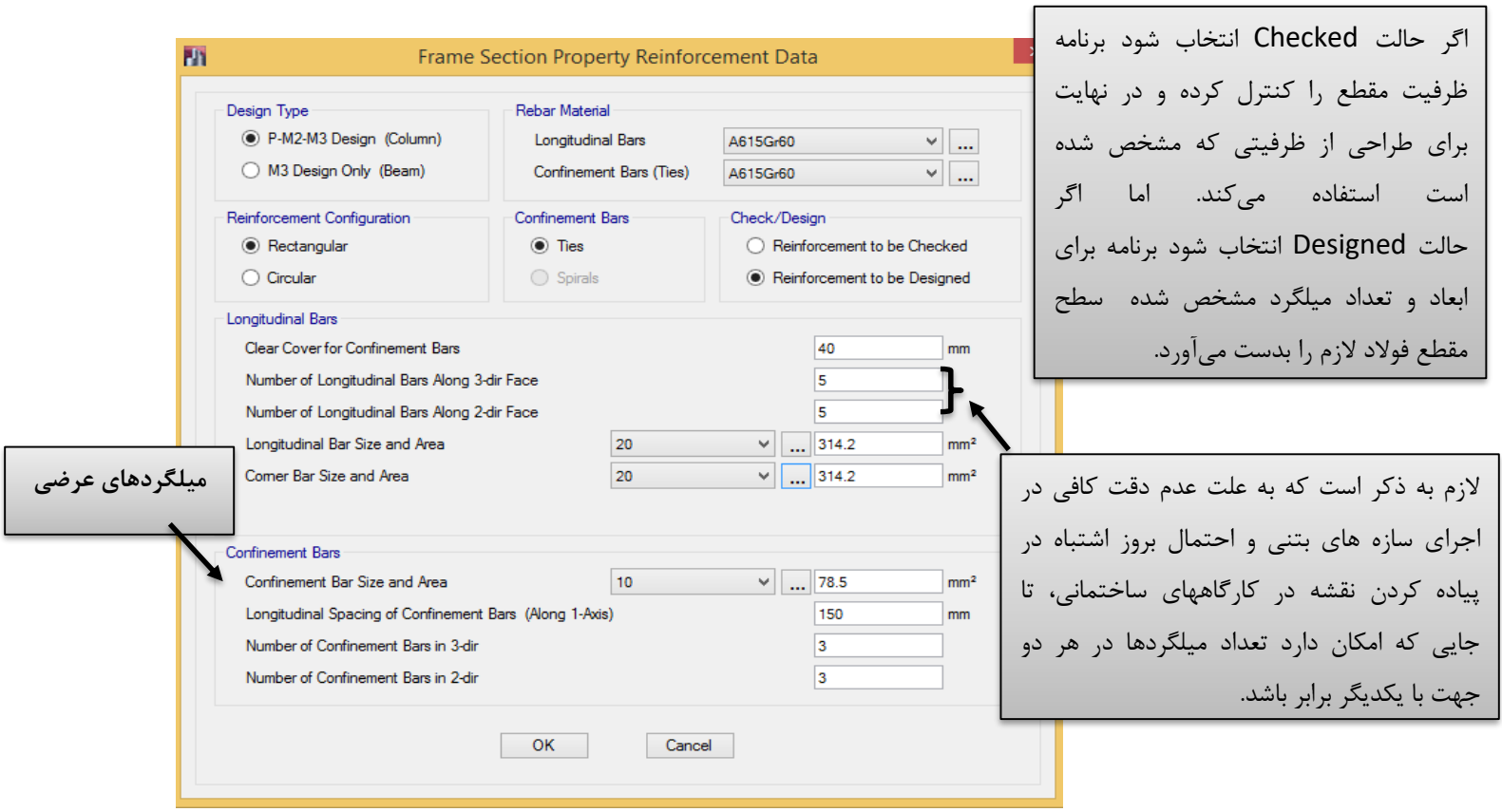
برای ساخت مقاطع تیر و ستونهای مربع و مستطیل از این گزینه استفاده می شود

مقطع ستون





شکل۲۳: ساخت مقطع ستون بتنی



شکل۲۴: تنظیم مشخصات مقطع ستون بتنی

در تعریف میلگردهای عرضی مقادیر وارد شده برای تحلیل خطی لازم نمی‌باشد؛ فلذا فقط برای محاسبه مناسب پوشش بتنی، قطر میلگرد خاموت باید صحیح وارد شود.

در ستون های تحت نیروی زلزله و برای سازه های با شکل پذیری متوسط و نیز شکل پذیری زیاد باید موارد زیر را منظور کرد :

۹-۶-۸ پوشش بتنی روی میلگردها

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

۹-۶-۸-۲ مراعات ضخامت پوشش بتنی مطابق بند ۹-۶-۸-۳، در مورد انتهای میلگردهای مستقیم در کف‌ها و سقف‌هایی که در معرض شرایط جوی یا تعریق نباشند، الزامی نیست.

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

الف- قطر میلگردها (درمورد قطر مؤثر گروه‌های میلگردها به بند ۹-۱۴-۱۱-۲ رجوع شود).

ب- چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌ها

۹-۶-۸-۴ در صورتی که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و بطور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلیمتر اختیار گردد.

۹-۶-۸-۵ در صورتی‌که بتن دارای سطح فرورفته و برجسته (نقش‌دار یا دارای شکستگی) باشد، ضخامت پوشش باید در عمق فرورفتگی‌ها اندازه‌گیری شود.

۹-۶-۸-۶ میلگردها و تمامی قطعات و صفحه‌های فولادی پیش بینی شده برای توسعه آتی ساختمان باید بنحوی مناسب در مقابل‌خوردگی محافظت شوند.

۹-۶-۸-۷ 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.

جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

- در صورتیکه حفاظت‌های سطحی اعمال شود، مقادیر پوشش بتنی را می‌توان تا ۲۰ میلیمتر کاهش داد.
- اگر رده بتن به اندازه ۵ مگاپاسکال 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 فوق‌العاده شدید کمتر نشود.
- برای میلگرد با قطر بیش از ۳۶ میلیمتر، مقادیر پوشش باید ۱۰ میلیمتر اضافه شود.
- در صورت مصرف حباب‌زا، می‌توان حداقل رده بتن را ۵ مگاپاسکال کاهش داد.

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

۹-۱۴-۹-۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. درصورت استفاده از فولاد **S۴۰۰** در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

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

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

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

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

$$\rho_s = ۰/۶(\frac{A_g}{A_c} - ۱)\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۴-۸)$$

۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

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

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

۹-۱۴-۹-۴-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

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

۹-۱۴-۹-۴-۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{۱}{۶}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

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

۹-۱۴-۹-۴-۶ درصورتی که 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.

۹-۱۴-۹-۴-۷ 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.

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

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

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

ب- سه عدد برای دورپیچ با قطر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلی‌متر

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

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

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

ب- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتراز ۶۰۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۴-۱۱ مهارکردن دورپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.

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

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

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

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

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

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

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ دراعضای 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.

۹-۱۴-۱۱-۱-۵ فاصله مجاز بین میلگردها درمحل وصله‌های پوششی در بند ۹-۲۱-۴-۱-۵ ارائه شده است.

۹-۱۴-۱۱-۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

۹-۱۴-۱۱-۲ گروه میلگردهای در تماس

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

الف) تعداد میلگردهای هرگروه برای گروه‌های قائم تحت فشار نباید از ۴ عدد، و در سایر موارد از ۳ عدد تجاوز کند.

ب) در تمامی موارد تعداد میلگردهای هرگروه در محل وصله‌ها نباید بیشتراز ۴ باشد.

پ) درگروه 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 وصله‌ها نباید بیشتر از دو باشد.

ت) درتیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را به صورت گروهی به کاربرد.

ث) گروه‌های میلگردهای در تماس باید درخاموت‌های بسته یا دورپیچ محصور شوند.

ج) درمواردی نظیر تعیین محدودیت‌های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قط میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطرگروه میلگردهای درتماس معادل قطر میلگردی فرض می‌شود 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 د امتداد مورد نظر خواهد بود.

۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

۹-۱۴-۱۱-۳-۱ 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 مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود. در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

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

۹-۱۴-۱۱-۳-۳ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلی‌متر عقب نشستگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت 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.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \leq ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

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

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

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

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۱-۱-۲ 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 یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ 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 ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۲ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک‌سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۳ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی‌که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ خاموت‌ها و فواصل‌آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۶ در قسمت‌هایی‌از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ خاموت‌گذاری نمی‌شود، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۲-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه‌دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۲-۲-۱ 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.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۲ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۳ در دو انتهای ستون‌ها به طول ℓ_0 باید آرماتور عرضی بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول ℓ_0 ، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ- ۴۵۰ میلی‌متر

۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ آماتور عرضی مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹-۴ تعیین گردد. فواصل آماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۵ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول ℓ_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط بند ۹-۱۵-۱۲ است.

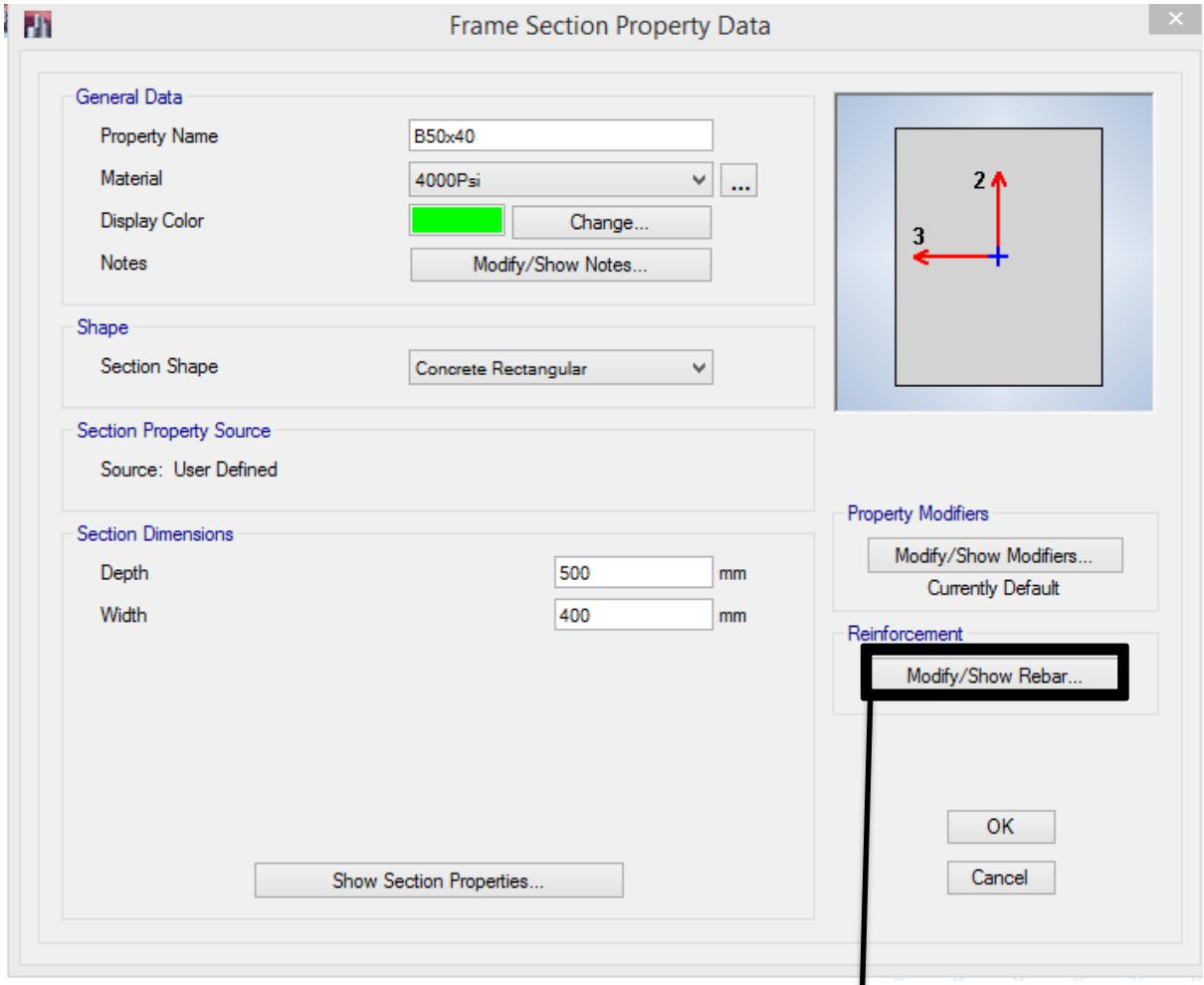
۹-۲۳-۳-۲-۲-۶ در ستون‌هایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌هایی که در زیر دیوار بتن‌آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند

۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برده شود. به علاوه این آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود . ضابطه ادامه آرماتور عرضی در دیوار در مورد ستون‌هایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

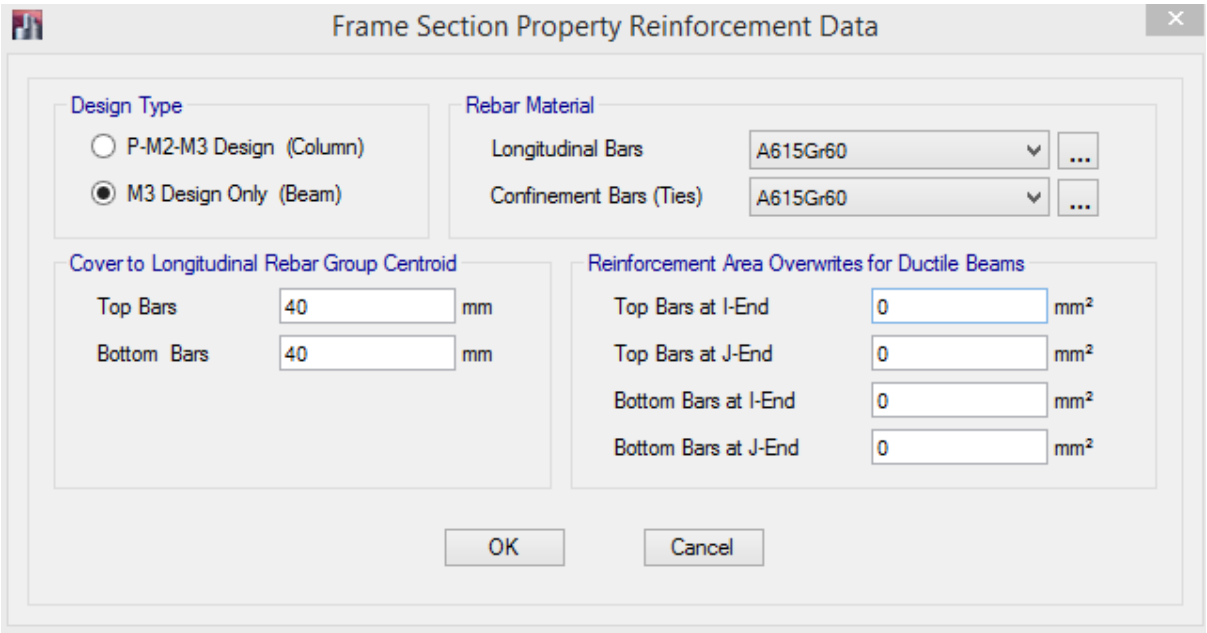
۹-۲۳-۳-۲-۲-۷ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ تقویت گردد.

توجه: در هنگام انتخاب تعداد میلگرد برای ستونها باید حداقل فاصله میلگردها بر اساس ضوابط مقررات ملی بررسی گردد.

مقطع تیر



شکل۲۵: ساخت مقطع تیر بتنی



شکل۲۶: تنظیم مشخصات مقطع تیر بتنی

۳-۳ تعریف پوشش کف

۱-۳-۳ سقف تیرچه و بلوک:

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، می‌توانند به صورت 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 به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۹-۱۴-۶-۲-۳ درسیستم‌هایی 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 صرفنظر می‌شود. در این 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.

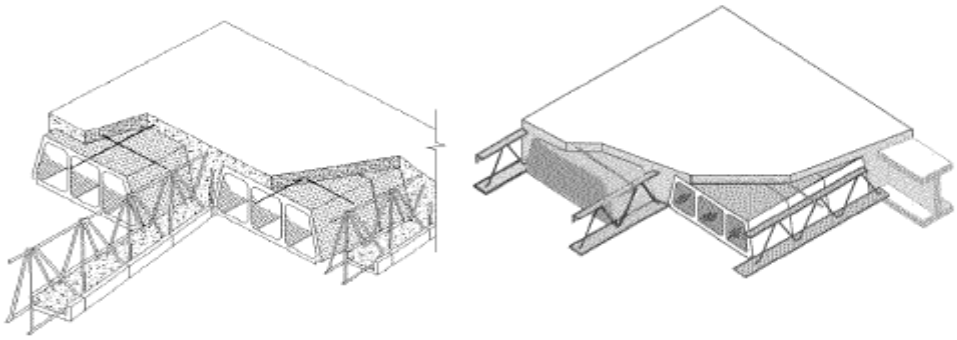
ب) در سیستم تیرچه‌های یک طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و مطابق بند ۹-۱۸-۴ قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دو طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم و مطابق بند ۹-۱۸-۴ پیش‌بینی کرد.

۹-۱۴-۶-۲-۴ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پرکننده مشمول ضابطه بند ۹-۱۴-۶-۲-۳ نمی‌شوند، محدودیت‌های (الف) و (ب) باید رعایت شوند:

الف) ضخامت دال فوقانی نباید از یک‌دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی متر کمتر اختیار شود.

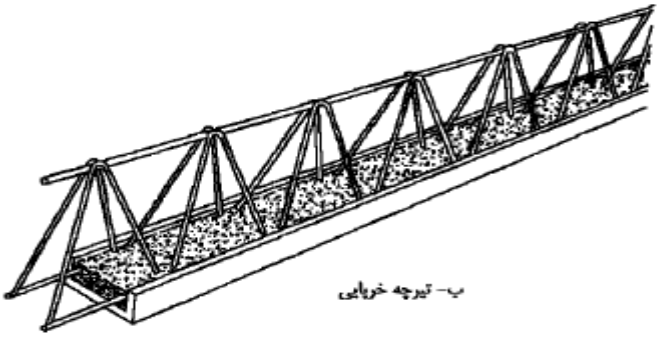
ب) در دال فوقانی باید میلگردهایی عمود بر تیرچه‌ها که بر اساس ضوابط مربوط به خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز، درصورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۹-۱۸-۴ اختیار شود.

۹-۱۴-۶-۲-۵ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان به اندازه ده درصد بیشتر از مقدار گفته شده در فصل پانزدهم در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه‌ها افزایش داد.

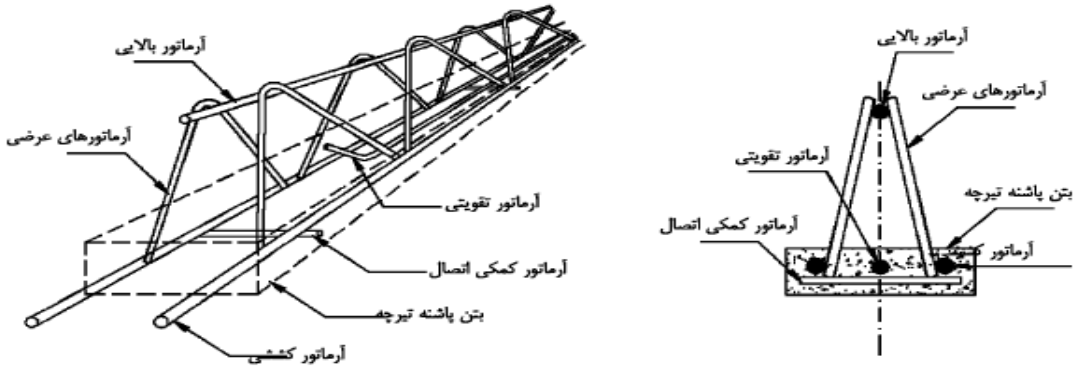


الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز

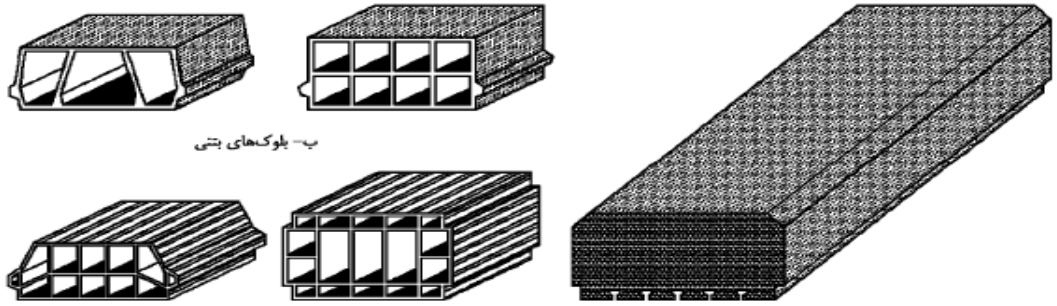
ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی



پ- تیرچه خرپایی



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی



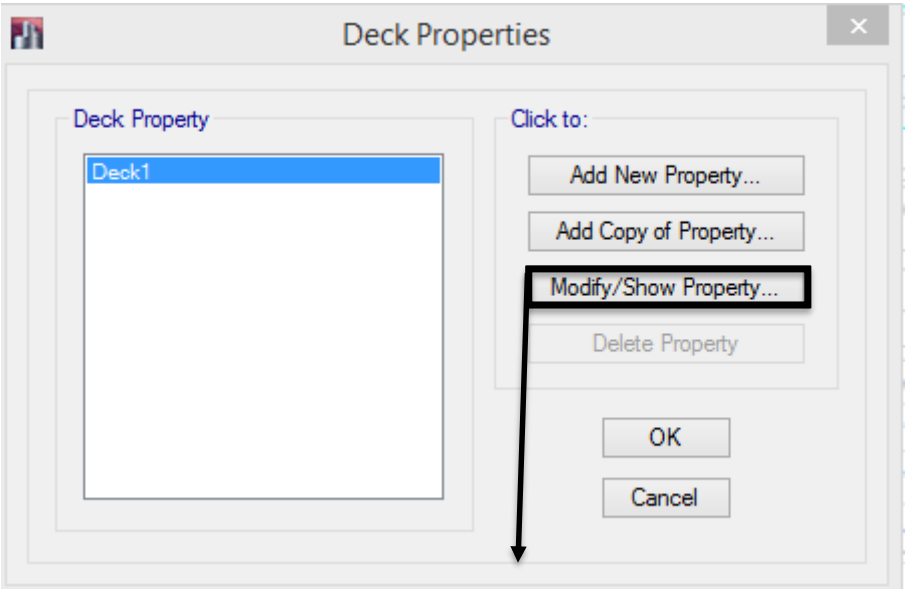
ب- بلوک‌های بتنی

ج- بلوک‌های سفالی

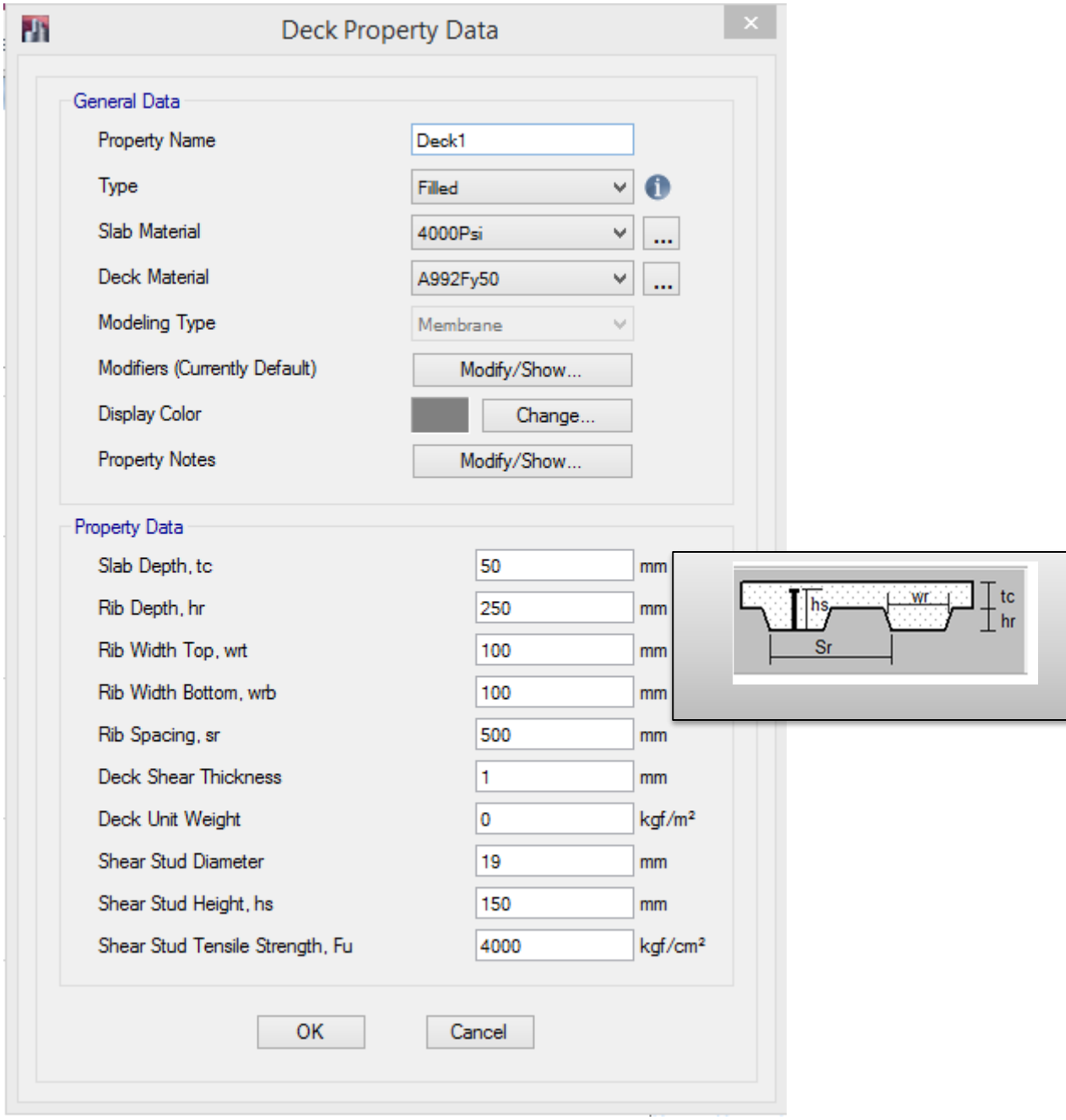
الف- بلوک پلی‌استایرن

*ETABS قادر به طراحی تیرچه های سقف تیرچه بلوک نیست.

مسیر: Define > Section properties > Deck Section



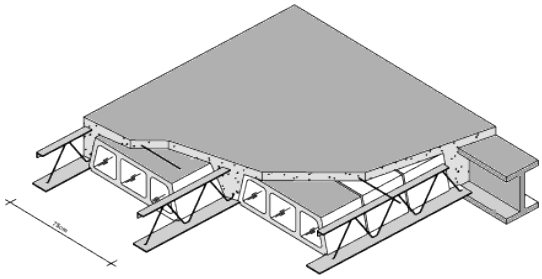
شکل۲۷: ساخت مقطع سقف تیرچه و بلوک



شکل۲۸: تنظیمات مشخصات سقف تیرچه و بلوک

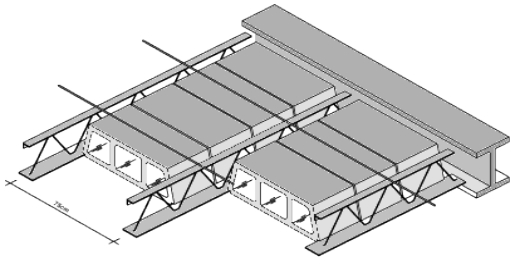
۲-۳-۳ سقف کرومیت

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

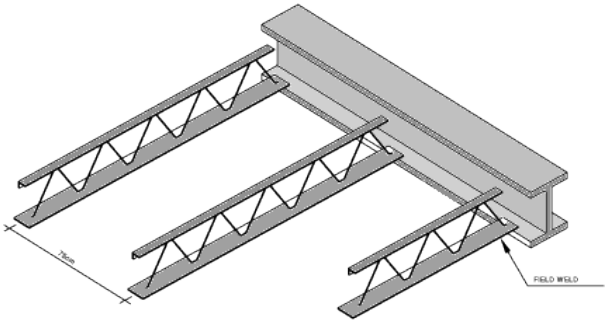
تیرچه ها از نوع خود ایستا بوده و به همین علت هیچ نوع شمع بندی در زیر سقف مورد نیاز نمی باشدو تیرچه ها به نحوی طراحی می شوند که بتوانند وزن بتن خیس، قالب ها و عوامل اجرایی سقف را به تنهایی تحمل کنند. پس ازاین که بتن به ۷۵٪ مقاومت مشخصه خود می رسد ، تیرچه های فولادی با بتن به صورت یک مقطع مختلط وارد عمل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



JOIST AND FILLER BLOCKS

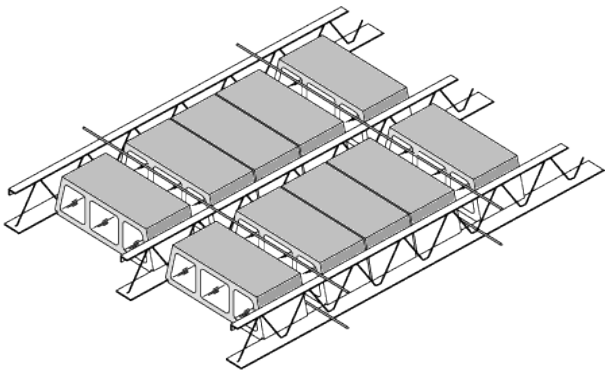
سقف تیرچه و بلوک کُرمیت

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.



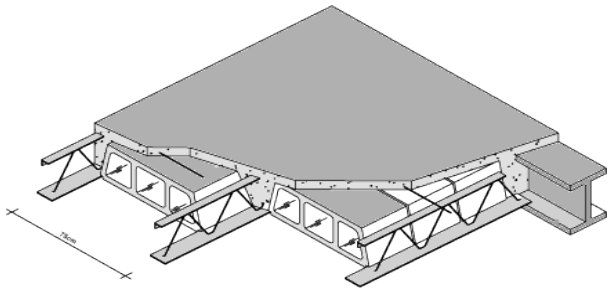
ERECTED JOISTS

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

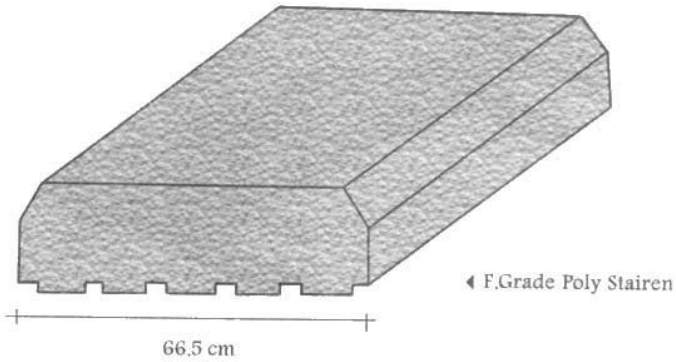
این سقف به علت خود ایستا بودن تیرچه ها نیازی به شمع بندی ندارند و به همین علت از سرعت اجرای بسیار بالایی برخوردار می باشد. اجرای این سقف بر روی اسکلت های فولادی بتنی و دیوارهای باربر امکان پذیر می باشد.



COMPLETED ROOF

سقف پلیمری کُرمیت

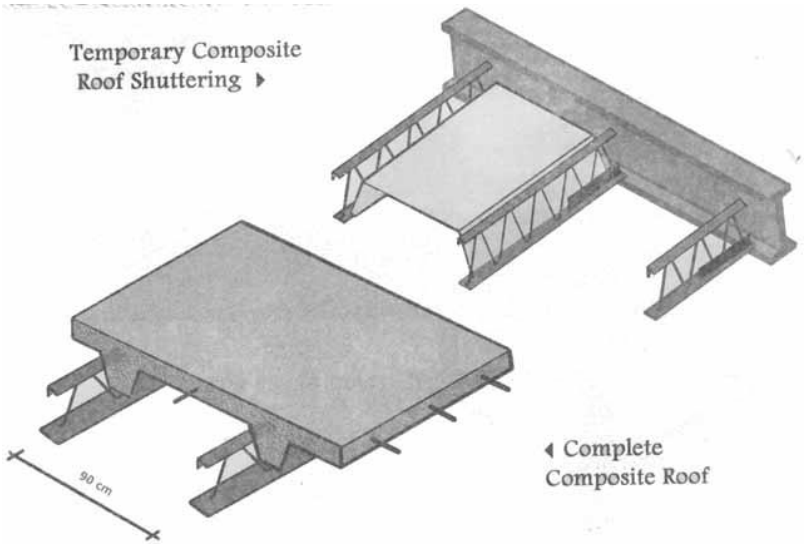
در راستای سبک سازی ساختمان، این شرکت هم زمان با ستفاده از قالب کامپوزیت و بلوک های پوکه ای اقدام به استفاده از مصالح پلیمری در ساختمان کرده است. استفاده از بلوک های پلی استایرن نسوز در سقف باعث کاهش مصرف تیرچه تا حدود ۲۰٪ و کاهش فولاد مصرفی سازه تا حدود ۷٪ می شود.



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

سقف کامپوزیت کُرمیت

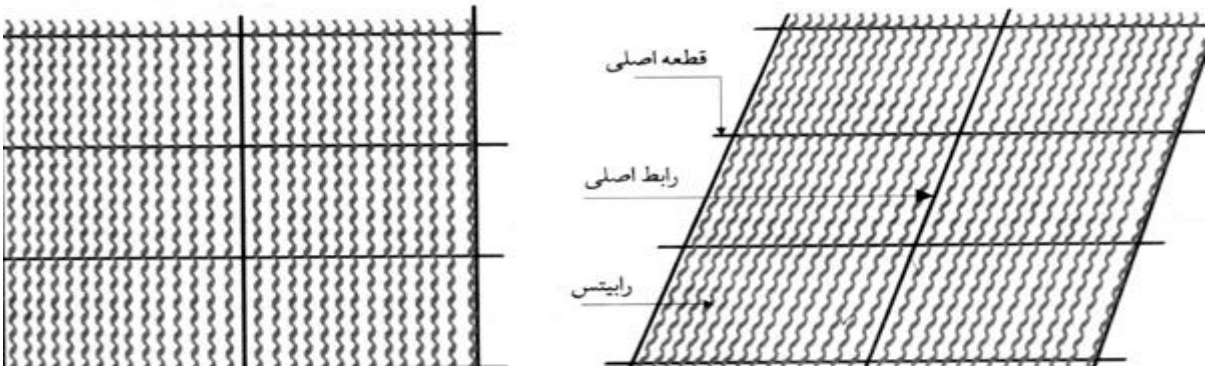
سیستمهای معمول کامپوزیت در امریکا عینا" با تیرچه های با جان باز انجام می شود و معمـولا" همـراه بـا گذاشتن یک ورق فولادی موجودار به عنوان عرشه و آرماتور بندی روی آن بتن ریختـه مـی شـود . در ایـن سیستم قالب ماندگار است و قطعات جان نیز با بتن احاطه نمی شود. در طراحی سیسـتم قالـب کامپوزیـت کُرمیت، نظر بر 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 کـه بتـوان قطعـات جـان را اقتصادی تر طراحی نمود و از لرزش سقف نیز کاسته شـود. سیسـتمهای کامپوزیـت رایـج در ایـران کـه بـا 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 یکـدیگر جـدا مـی 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 مختلـف ایـن شـرکت مـورد 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 بـا رعایـت دیگر شرایط آیین نامه می توان آرماتور دو جهته را حذف و فقط آرماتور عمود بر تیرچه را منظور نمود. هـم اکنون این شرکت قالبهای جدید خود را به انتخاب مصرف کننده در فواصل و ارتفاع مختلـف آمـاده عرضـه نموده است. فاصله محور به محور تیرچه ها حدود ۸۵ سانتی متر تا ۹۵ سانتی متـر و بـا ارتفـاع ۲۰ تـا ۲۵ سانتی متر، بسته به انتخاب خریدار و با مشاوره دفتر فنی شرکت و نوع تیرآهنهای مصرفی در سازه و طـول دهانه است.

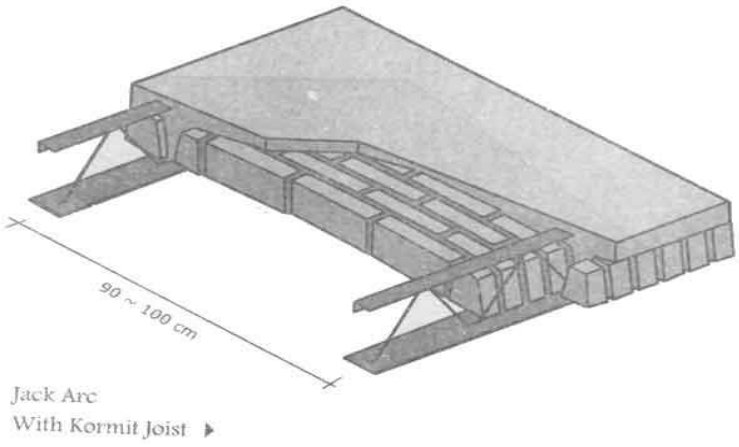
سقف کاذب

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 مـی شـود. ۴۸ ساعت پس از بتن ریزی، روی سقف قابـل رفـت و آمـد و بارگـذاری سـبک بـوده و مـی تـوان عملیـات 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 بـتن ریـزی را بـر روی سـقف هـا انجـام داد. ایـن کـار بـرای 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 بـا در نظـر گـرفتن قـلاب هـای مخصوصـی، امکـان یکپارچگی بیشتری ایجاد می شود.

امکان حذف کش ها

با توجه به یکپارچگی سقف و اسکلت، می توان کش ها (اعضای غیربابر) 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

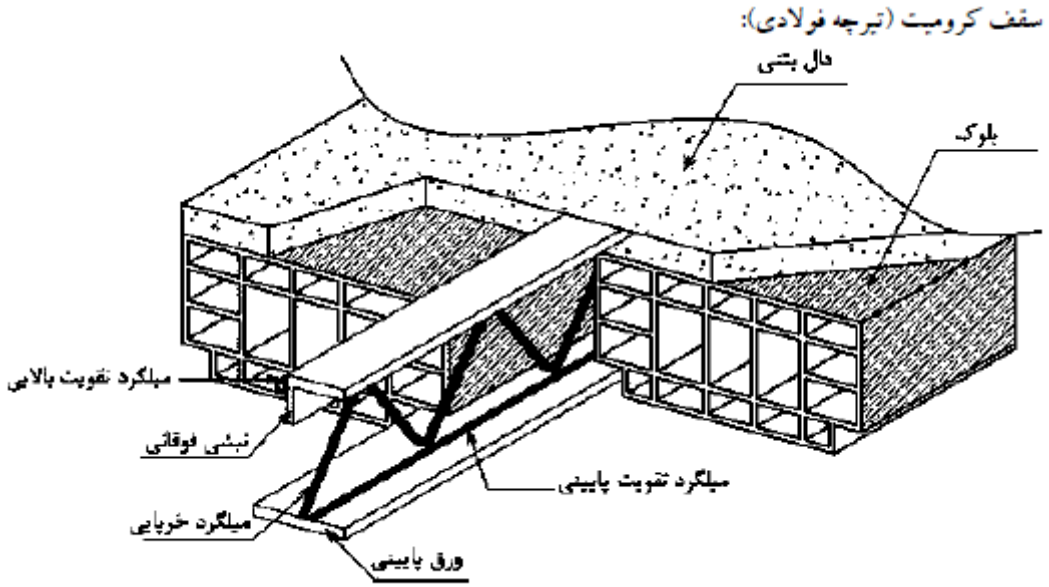
اکیپ های خاصی جهت نظارت بر سقف ها آموزش دیده اند تا در صورت تمایل مشتری در طی اجرای سقف ها نظارت مستمر بر نحوه عملکرد مجریان صورت پذیرد و از سلامت اجرای سقف چه از نظر فنی و چه از نظر زیبایی اطمینان کامل حاصل گردد.

کاهش مصرف بتن و وزن کمتر سقف

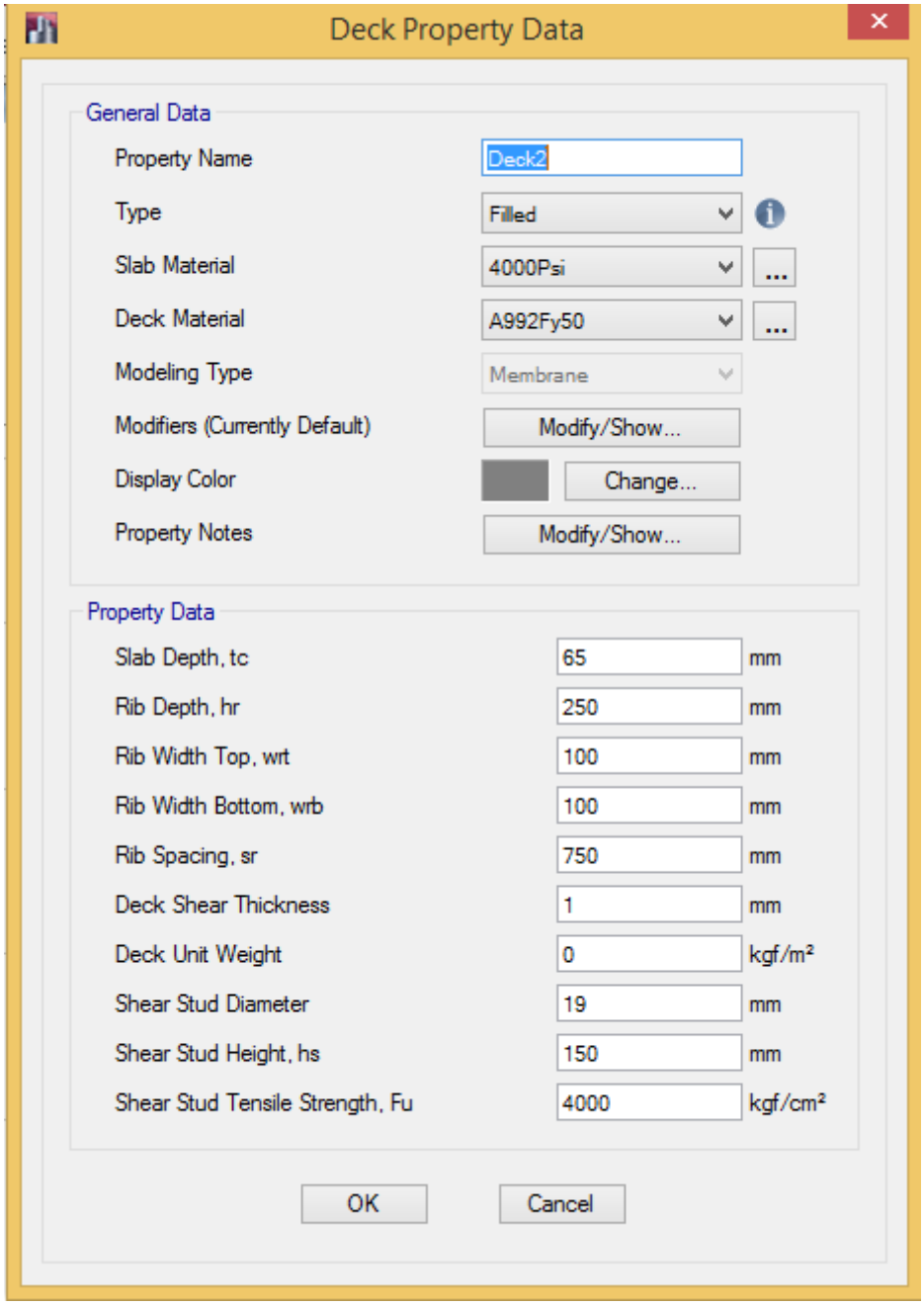
به علت فاصله زیاد تیرچه ها (حدود ۷۵ سانتی متر محور به محور) از مصرف بتن در حدود ۲۰٪ نسبت به تیرچه و بلوک معمولی کاسته شده و نهایتا" وزن سبک تر می گردد. استفاده از بلوک های پوکه ای و بلوک های پلی استایرن کرمیت یا سیستم کامپوزیت نیزدر کاهش وزن موثر است.

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 .



مسیر: Define > Section properties > Deck Section



شکل۲۹: تنظیمات مشخصات سقف کرومیت

۳-۳-۳ سقف کامپوزیت و عرشه فولادی

۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

اعضای خمشی با مقطع مختلط به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۳-۱ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبهٔ دال

تبصره: حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در حین اجرا

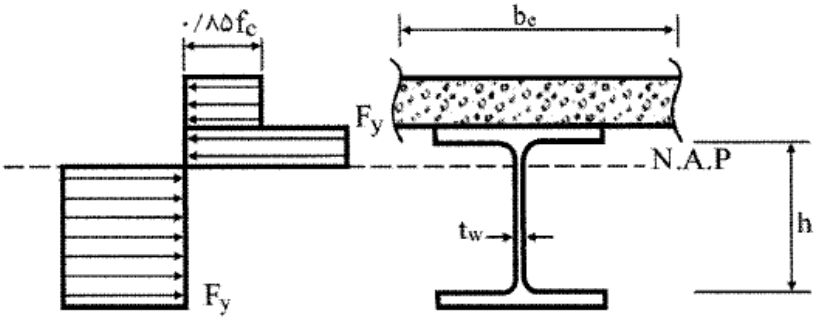
در صورتی‌که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی از پایهٔ موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به ۷۵ درصد مقاومت مشخصهٔ f_c، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن خود، وزن بتن تر و بارهای حین اجرا (نظیر بار ناشی از قالب‌بندی) باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها، باید طبق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین گردد.

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

الف) مقاومت خمشی مثبت

مقاومت خمشی مثبت طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی مثبت اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود.

۱. در صورتی‌که $\frac{h}{t_w} \leq ۳/۷۶\sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط تعیین شود.



شکل ۱۰-۲-۸-۲ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مختلط

۲. در صورتی‌که $\frac{h}{t_w} > ۳/۷۶ \sqrt{E/F_y}$ باشد M_n باید بر اساس روی هم گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل‌یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه‌های موقت برای حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی مقطع مختلط (M_y) تعیین گردد. به عبارت دیگر:

$$M_n = \min (M_{n۱} \text{ و } M_{n۲}) \qquad (۱۸-۸-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

$M_{n۱}$ = لنگر خمشی نظیر تنش F_y در دورترین تار فولادی مقطع تبدیل یافته

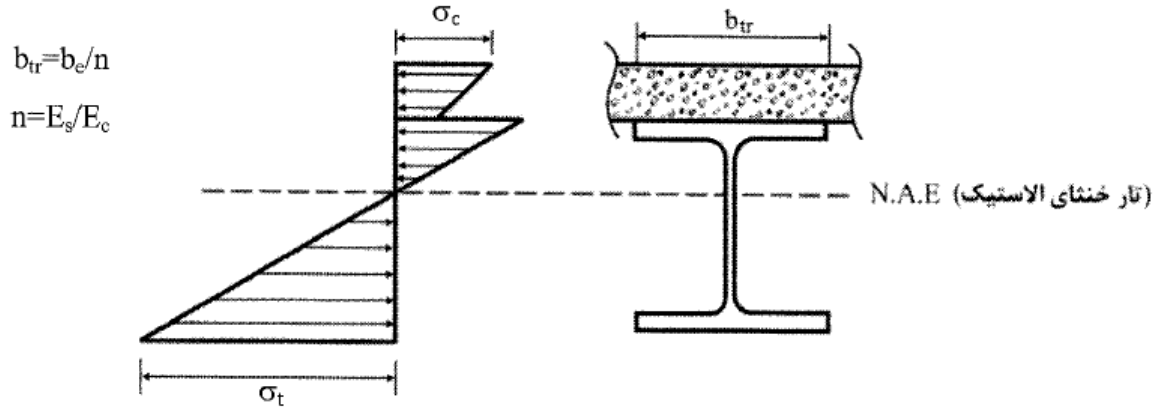
$M_{n۲}$ = لنگر خمشی نظیر تنش $۰/۷f_c$ در دورترین تار دال بتنی در مقطع تبدیل یافته

F_y = تنش تسلیم فولاد

f_c = مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

t_w = ضخامت جان تیر فولادی

h= فاصله بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع فولادی ساخته شده از ورق



شکل ۱۰-۲-۸-۳ توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل‌یافته

ب) مقاومت خمشی منفی

مقاومت خمشی منفی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی منفی اسمی می‌باشد که باید بر اساس مقطع فولادی تنها مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

به عنوان روش جایگزین، مقاومت خمشی منفی اسمی را می‌توان بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط با منظورکردن اثر آرماتورهای طولی تعیین نمود، مشروط بر اینکه:

۱. مقطع فولادی فشرده و دارای اتکای جانبی کافی مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ باشد.

۲. در ناحیهٔ لنگر منفی، دال بتنی به کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.

۳. در محدودهٔ عرض موثر دال بتنی، آرماتورهای موازی با محور تیر به طور کامل الزامات مربوط به چسبندگی و طول مهاری را مطابق مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان برآورده نمایند.

پ)مقاومت خمشی مقاطع مختلط به همراه ورق‌های فولادی شکل داده شده

مقاومت خمشی طراحی مقاطع مختلط متشکل از دال بتنی بر روی ورق‌های فولادی شکل داده شده و متصل به مقطع فولادی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ و با رعایت الزامات زیر تعیین گردد.

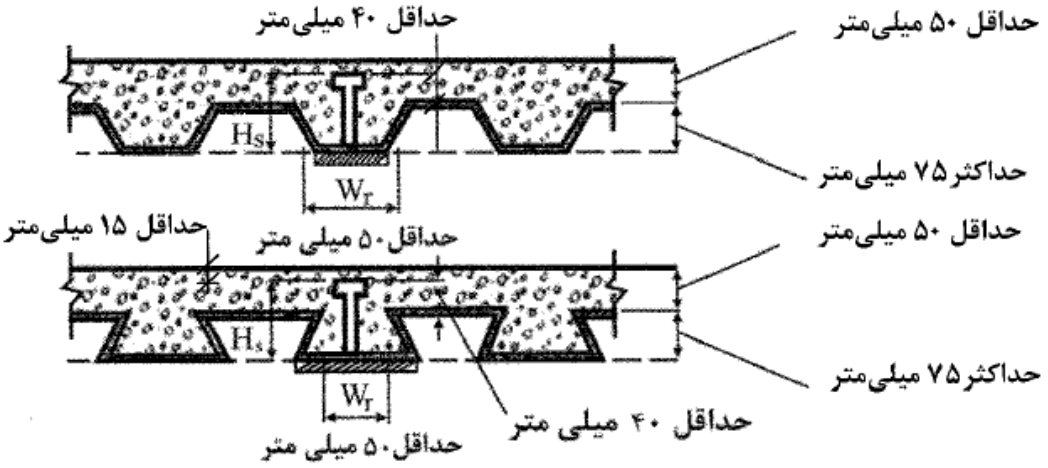
پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

۱. ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_r) نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده در نظر گرفته شود.

۲. دال بتنی باید به وسیله گل‌میخ‌های برشگیر با قطر حداکثر ۲۰ میلی‌متر به مقطع فولادی متصل شوند. گل‌میخ‌ها باید از طریق ورق فولادی شکل داده شده یا به طور مستقیم به مقطع فولادی جوش شوند. در هر حال گل‌میخ‌ها باید روی بال مقطع فولادی ذوب شوند. پس از نصب، ارتفاع گل‌میخ‌ها که از بالای ورق فولادی شکل داده شده اندازه‌گیری می‌شود، نباید از ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد. پوشش بتن روی گل‌میخ‌ها نباید کمتر از ۱۵ میلی‌متر باشد.

۳. ضخامت دال بتنی در قسمت فوقانی ورق فولادی شکل داده شده نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

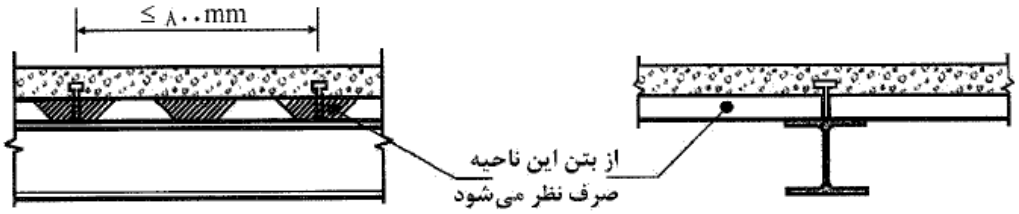
۴. ورق‌های فولادی شکل داده شده باید در فواصلی حداکثر ۴۵۰ میلی‌متر به مقطع فولادی و سایر اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند. این مهارها می‌توانند گل‌میخ‌های برشگیر، ترکیبی از گل‌میخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای یا هر راهکار ارائه شده توسط مهندس طراح باشد.



شکل ۱۰-۲-۸-۴ ملاحظات و محدودیت‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده

پ-۲) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد.

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبهٔ A_c باید از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده صرف نظر شود (شکل ۱۰-۲-۸-۵).



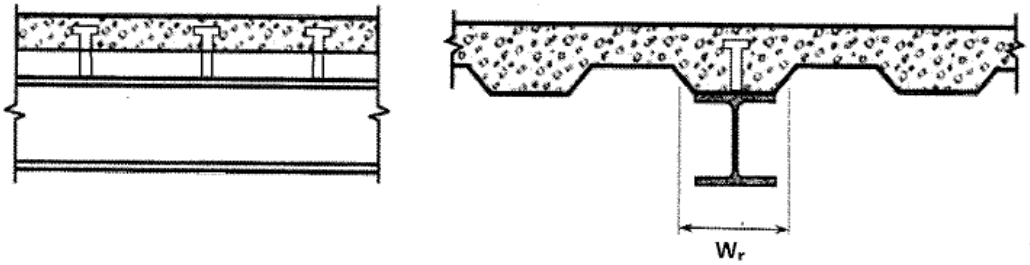
شکل ۱۰-۲-۸-۵ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آن‌ها عمود بر محور تیر می‌باشد

پ-۳) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبه A_c می‌توان از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل‌داده شده استفاده نمود. همچنین، ورق‌های فولادی شکل داده شده را می‌توان در روی تیر فولادی تکیه‌گاهی از هم جدا کرد تا در روی بال مقطع فولادی یک ماهیچهٔ بتنی تشکیل شود.

چنانچه ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_r) ۴۰ میلی‌متر یا بزرگتر باشد، پهنای متوسط کنگره‌های پر شده با بتن در روی تیر تکیه‌گاهی نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر برای حالت یک

گل‌میخ در پهنا باشد. این پهنای حداقل برای هر گل‌میخ اضافی، به اندازه ۴ برابر قطر گل‌میخ باید افزایش یابد.



شکل ۱۰-۲-۸-۶ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد

ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

- خردشدگی بتن

$$V_{hu} = ۰/۸۵\ f_c A_c \qquad (۱۹-۸-۲-۱۰)$$

- تسلیم کششی مقطع فولادی

$$V_{hu} = F_y A_s \qquad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

A_s= مساحت مقطع فولادی

F_y= تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید مطابق رابطهٔ زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \Sigma Q_n \qquad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

ΣQ_n= مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۱۰-۲-۸-۷.

۳. تعداد، فاصله و مشخصات برشگیرها بایستی از طریق برقراری رابطهٔ زیر و بدون احتساب ضریب کاهش مقاومت تعیین گردد.

$$V_{hn} \geq V_{hu} \qquad (۲۲-۸-۲-۱۰)$$

ت-۲) نواحی لنگر خمشی منفی

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

در تیرهای پیوسته که در آن میلگردهای طولی در نواحی لنگر خمشی منفی به صورت مختلط با مقطع فولادی عمل می‌نمایند، برای عملکرد مختلط کامل، مقاومت برش افقی مورد نیاز باید بر اساس حالت حدی تسلیم آرماتورهای طولی از رابطهٔ زیر تعیین گردد.

$$V_{hu} = F_{yr} A_{sr} \qquad (۲۳-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_{sr}= سطح مقطع کل میلگردهای طولی واقع در عرض موثر در روی تکیه‌گاه داخلی

F_{yr}= تنش تسلیم آرماتورهای طولی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر در نواحی لنگر منفی باید مطابق رابطهٔ زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

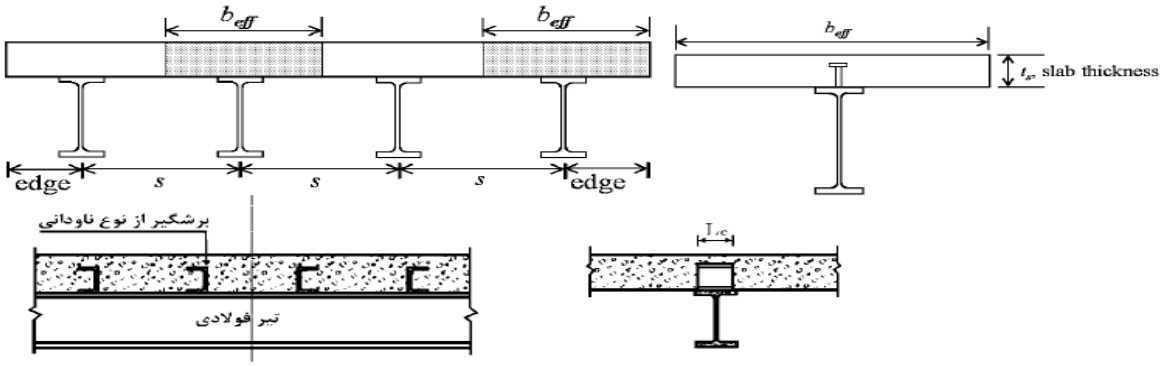
$$V_{hn} = \Sigma Q_n \qquad (۲۴-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

ΣQ_n= مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیر در حد فاصل نقاط لنگر خمشی منفی حداکثر و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۱۰-۲-۸-۷

۳. تعداد، فاصله و مشخصات برشگیرها بایستی از طریق برقراری رابطهٔ زیر و بدون احتساب ضریب کاهش مقاومت تعیین گردد.

$$V_{hn} \geq V_{hu} \qquad (۲۵-۸-۲-۱۰)$$



۱۰-۲-۸-۳-۴ مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن

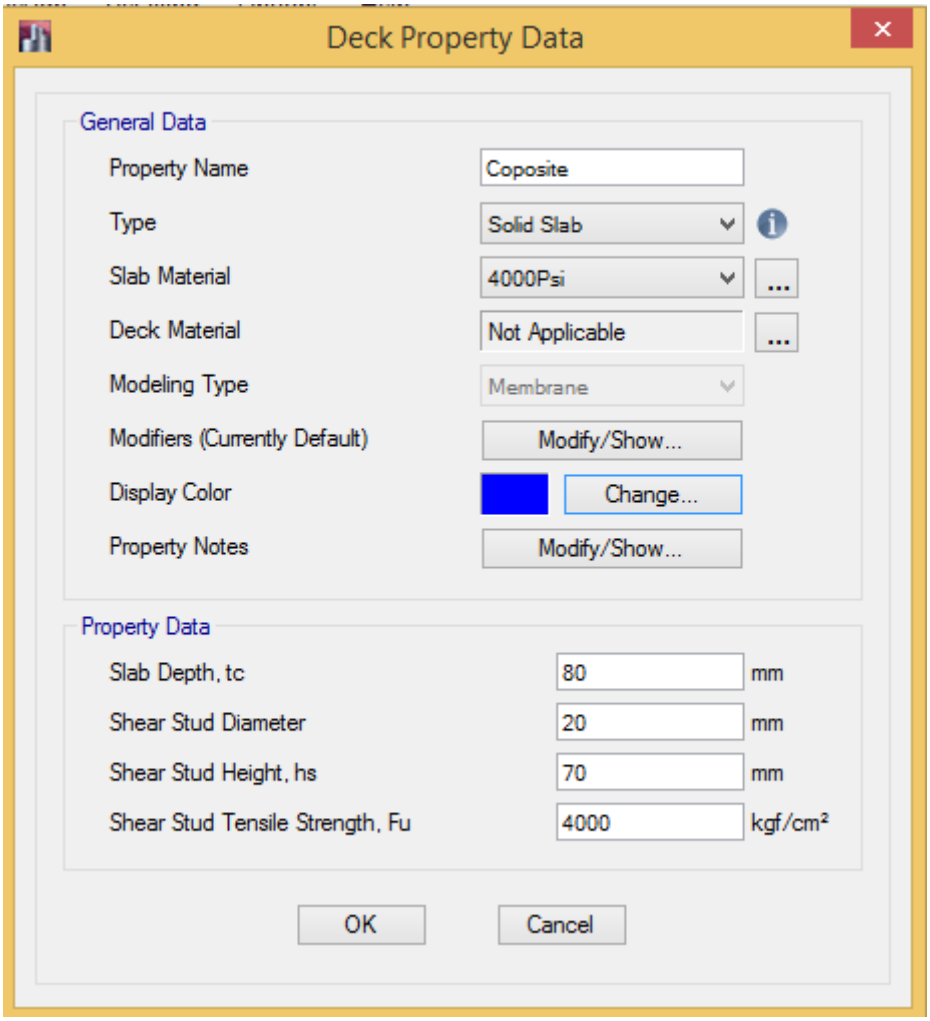
مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید بر اساس یکی از روش‌های زیر تعیین شود.

۱. براساس رویهم گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه‌های موقت برای حالت حدی تسلیم (اولین نقطهٔ تسلیم) در مقطع مختلط (M_y)

۲. بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع فولادی تنها (M_p)

۳. در صورت تعبیه برشگیرهای کافی در اینگونه اعضا، مقاومت خمشی اسمی آنها می‌تواند بر اساس یکی از روش‌های توزیع پلاستیک تنش یا سازگاری کرنش‌ها بر روی مقطع مختلط تعیین گردد.

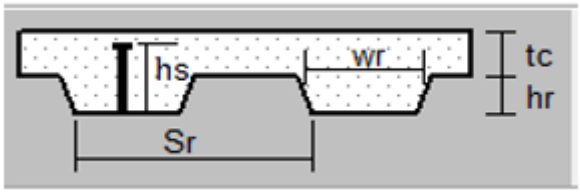
مسیر تعریف مشخصات سقف کامپوزیت: Define > Section Properties > Deck Section

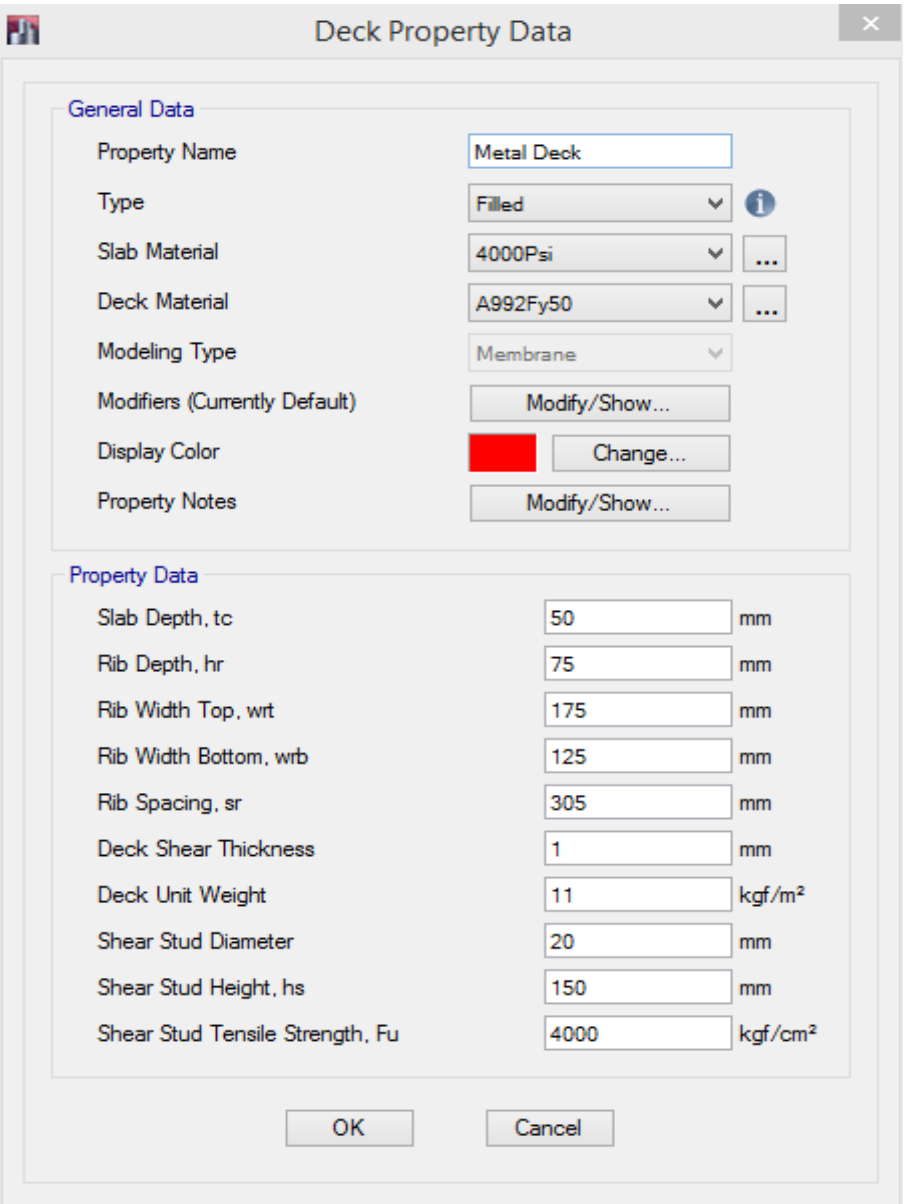


شکل ۳۰: تنظیمات مشخصات سقف کامپوزیت

مسیر تعریف مشخصات سقف عرشه فولادی: Define > Section Properties > Deck Section

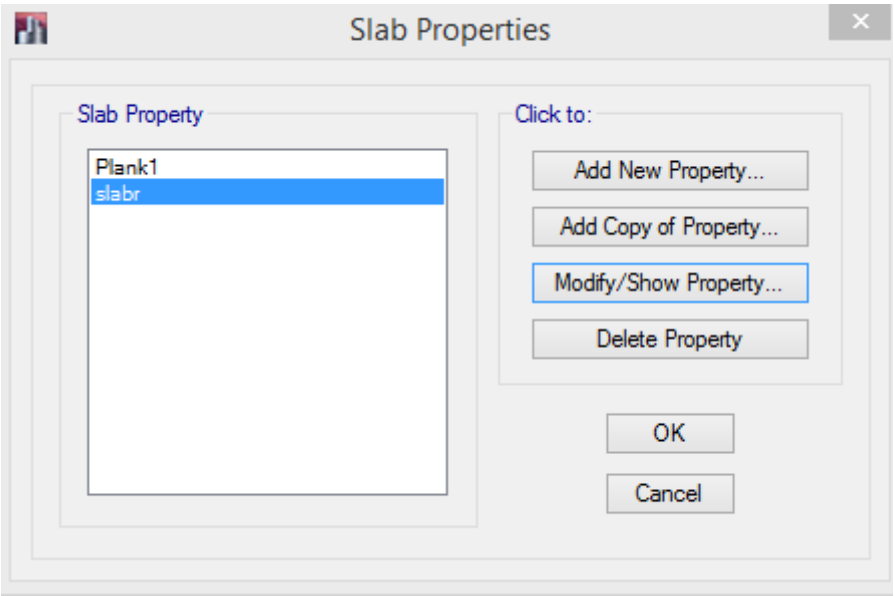
سقف عرشه فولادی تقریبا به نوعی همانند سقف کامپوزیت می‌باشد؛ با این تفاوت که در این سقف، از ورق موجدار نیز استفاده می‌شود. برای مطالعه بیشتر به پیوست ۱ مراجعه بفرمائید.





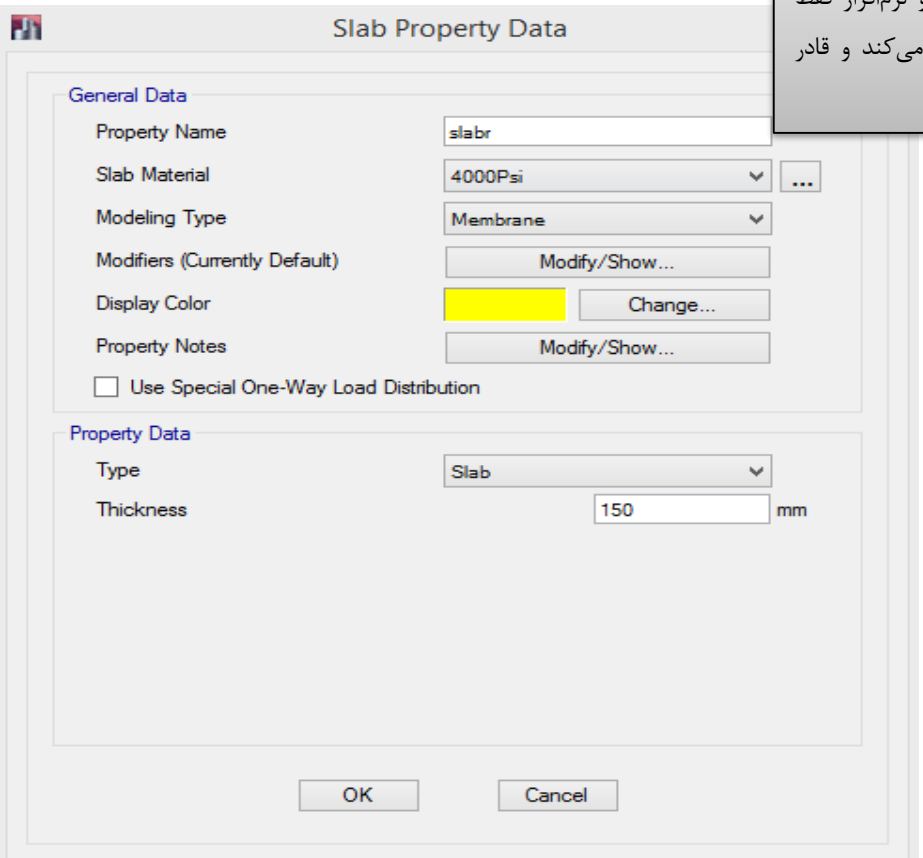
شکل ۳۱: تنظیمات مشخصات سقف عرشه فولادی

۴-۳-۳ دال بتنی: Define > Section Properties > Deck Section

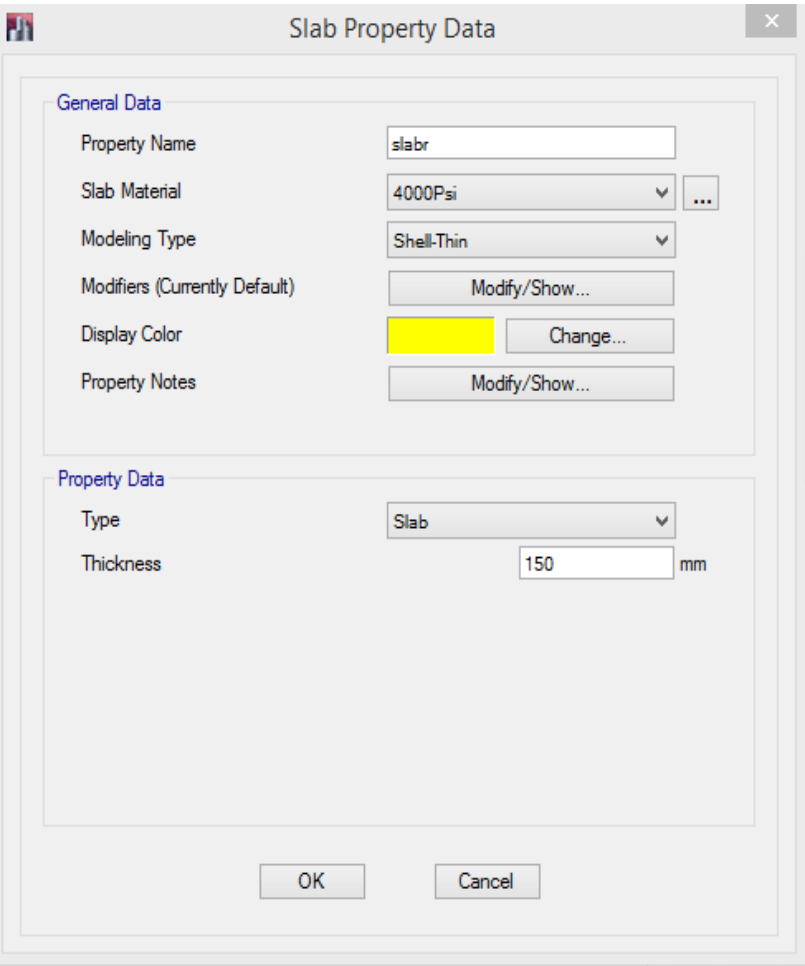


شکل۳۲: تعریف سقف دال بتنی

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 نخواهدبود دال را تحلیل نماید.



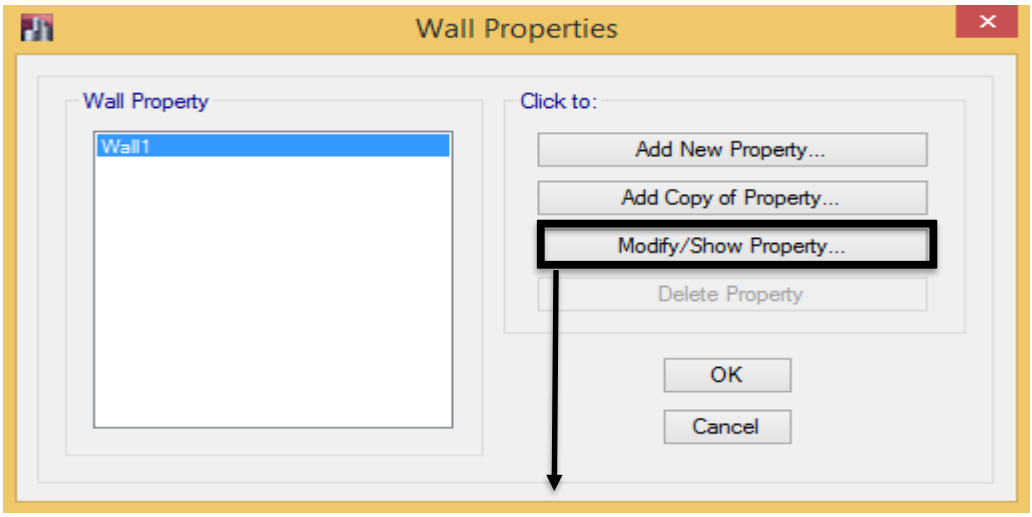
شکل۳۳: تنظیمات مشخصات سقف دال بتنی با خاصیت غشائی



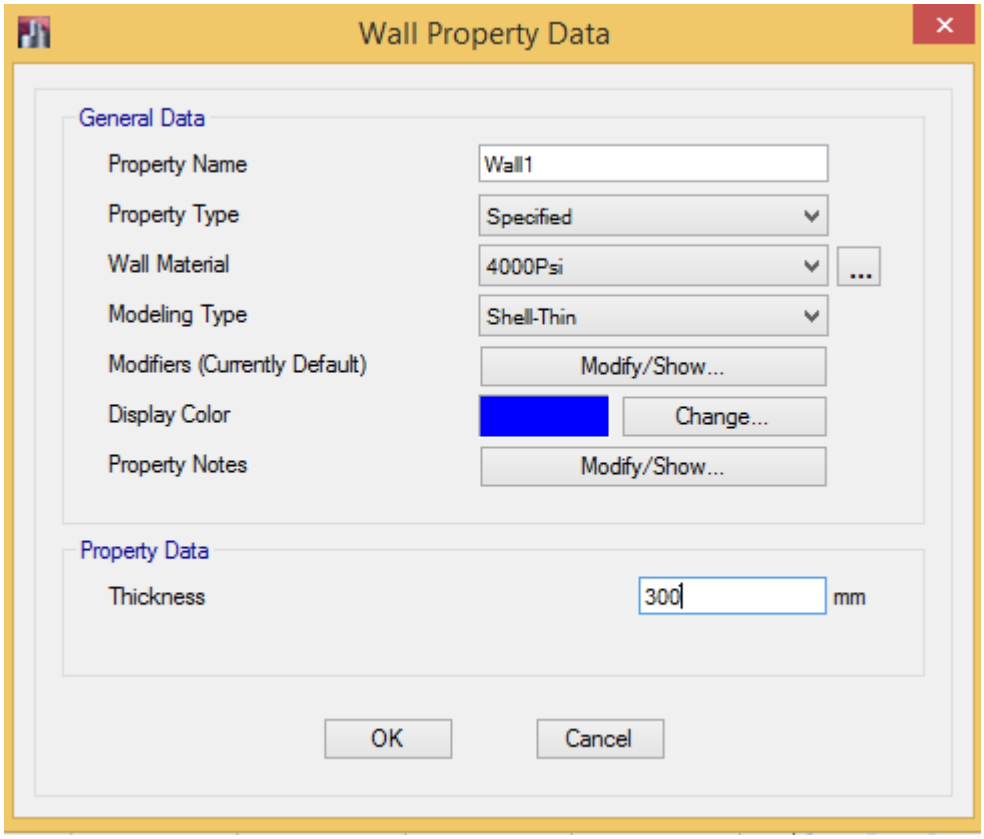
Shell: سقفهای خمشی دارای پخش بار بصورت دوطرفه نیستند بلکه نرم‌افزار ابتدا این سیستم را تحلیل کرده و از طریق اتصال خمشی برشی که بین تیر و سقف وجود دارد تلاشها را که ناشی از خمش و برش می‌باشد به تیرها منتقل

شکل۳۴: تنظیمات مشخصات سقف دال بتنی با خاصیت خمشی

دیوار بتنی: Define > Section Properties > Wall Sections



شکل۳۵: تعریف دیوا برشی بتنی



شکل۳۶: تنظیم مشخصات دیوار برشی بتنی

۹-۱۹-۲-۲ دیوار برشی

دیوار برشی، دیواری است که بطور عمـده زیر اثـر بـارهای جانبی واقع در میان صفحه خود قرار می‌گیرد و نقش عمده آن مشارکت در تحمل و انتقال این نیروها می‌باشد.

۹-۱۹-۴ محدودیت آرماتورها

۹-۱۹-۴-۱ در دیوارها آرماتـورهای قائـم و افقی‌نباید به ترتیب کمتر از مقادیر مندرج در بندهای ۹-۱۹-۴-۲ و ۹-۱۹-۴-۳ اختیار شوند. در دیوارهایی‌که زیر اثر نیروی بـرشی قرار می‌گیرند، رعایت حداقل آرماتور مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۴ نیز الزامی است.

۹-۱۹-۴-۲ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور قائم به مساحت کل مقطع برای میلگردهای مختلف بشرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده ۴۰۰ S و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر ۰/۰۰۱۲

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

۹-۱۹-۴-۳ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور افقی به مساحت کل مقطع برای آرماتورهای مختلف به شرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده S۴۰۰ و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر ۰/۰۰۲۰

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵

۹-۱۹-۴-۴ نسبت مساحت آرماتور قائم و آرماتور افقی به مساحت کل مقطع نباید بیشتر از ۰/۰۴ اختیار شود. محدودیت مقدار حداکثر باید درمحل وصله‌های میلگردها نیز رعایت شود.

۹-۱۹-۴-۵ در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر، به جز دیوارهای زیرزمین و دیوارهای حایل، هر یک از آرماتورهای قائم و افقی باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار، مطابق (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی شوند.

الف- در دیوارهایی که یک رویه آنها در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار دارد، یک شبکه آرماتور شامل‌حداقل‌نصف و حداکثر دوسوم کل آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۵۰ میلیمتر وکمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه در تماس با خاک یا محیط خارجی قرار داده شود و یک شبکه آرماتور شامل باقیمانده آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه دیگر قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز برآورده کند.

ب- در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم در هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از هر رویه قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز بر آورده کند.

۹-۱۹-۴-۶ فاصله میلگردهای قائم و میلگردهای افقی مجاور در هر شبکه نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

۹-۱۹-۴-۸ دورتا دور بازشوها باید حداقل دو میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر یا معادل آن قرار داده شود. این میلگردها باید از گوشه بازشو به داخل دیوار ادامه یافته و به نحوی مناسب مهار شوند.

۴-۳ تعریف حالات بار استاتیکی وارد بر سازه

بارهای وارد بر سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی سال ۱۳۹۲ بصورت زیر می باشد:

باراستاتیکی : باری است که مقدار، جهت و نقطه اثر بار در طول عمر سازه ثابت است.

بار دینامیکی: باری است که یکی از پارامترهای نقطه اثر، مقدار وجهت بارگذاری یا هر سه آنها در طول عمر سازه تغییر کند.

بار مرده : بار های مرده عبارتند از وزن المان‌ها و اجزای سازه‌ای سازه‌ها، همچنین بار قسمت‌های مختلفی از سازه که در طول عمر بهره‌برداری سازه ثابت هستند مانند بار سقف، تیر، ستون و...

نکته۱: وزن تجهیزات و تاسیسات ثابت که در طول عمر سازه ثابت خواهند بود جزء بار های مرده هستند

بارهای زنده : بار زنده بار غیر دائمی می‌باشد که در حین استفاده یا بهره‌برداری از ساختمان و یا سایر سازه‌ها به آن ها وارد می‌شود و شامل بارهای حین ساخت، بارهای محیطی مانند بار باد، بار برف، باران، بار زلزله، بار سیل و یا سایر بارها.

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 باشد.

نکته۲: طره یا بالکن به عنوان خطرناک‌ترین عضو در هر سازه می‌باشد. در هنگام بارگذاری آن باید به این نکته دقت کنیم که نباید در طره‌ها بارهای ثقیل متمرکز مانند یخچال، لباسشویی و یا همانند آنها قرار داده شود.

نکته۳: در بارگذاری زنده سازه‌ها بارهای طراحی که به صورت گسترده‌ی یکنواخت خواهد بود، بر اساس جدول ۶-۵-۱ برآورد خواهد شد. لذا در برآورد این بارها باید دقت کنیم که بر اساس هر بخش سازه که کاربری آن می‌تواند تغییر کند بار زنده مربوط به خود را از جدول برداشت نماییم. بر این اساس در یک سازه بارگذاری زنده می‌تواند در بخش‌های مختلفی از آن مانند راهرو، اتاق‌ها و سایر قسمتها متفاوت از هم باشد. درصورتیکه اختلاف زیادی مابین این بارها وجود نداشته باشد، می‌توان بیشترین مقدار آنها را برای همه‌ی بخش‌ها در نظر گرفت.

بار گسترده تیغه بندی :

$$\text{بار گسترده تیغه بندی} = \frac{\text{وزن یک متر مربع تیغه *وزن کل تیغه ها در یک طبقه*ارتفاع تیغه ها}}{\text{مساحت طبقه}} < 100$$

نکته۴: 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.

نکته۵: وزن تیغه بندی جزء بارهی زنده می باشد اگر نکته بالا شامل شود

استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴۰۰kg بیشتر باشد نیازی به در نظر گرفتن بار زنده ی دیوار تقسیم کننـذه نیست .

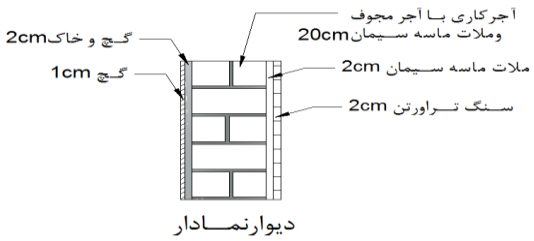
نامناسب ترین وضع بارگذاری : در تیر های یکسره و در قاب های نامعین در مواردی که بار زنده بیش از 400kg و یا بیشتر از ۱/۵ برابر بار مرده است موقعیت قرار گیری بار زنده در دهانه های مختلف باید طوری در نظر گرفته شود که بیشترین اثر مورد نظر را در عضو سازه‌ای ایجاد نماید. برای این منظور کافیست علاوه بر حالت قرار 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

بارگذاری ثقلی سازه بر اساس دتایلهای سازه‌ای و معماری جزئیات، تهیه و به سازه اعمال می-گردد.

بار دیوارها



سنگ تراورتن : $0.02\times 2500=50kg/m^2$

ملات ماسه سیمان: $0.02\times 2100=42kg/m^2$

آجرکاری باآجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.2\times 850=170kg/m^2$

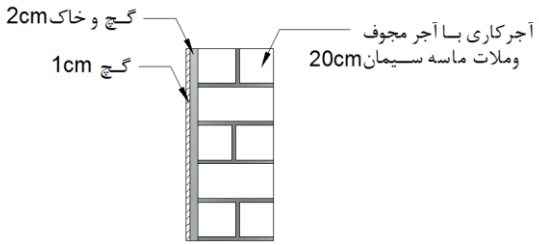
ملات گچ و خاک: $0.02\times 1600=32kg/m^2$

اندود گچ: $0.01\times 1300=13kg/m^2$

$\sum = 307 kg/m^2$

برای بارگذاری دیوارهای نمادار از ضریب کاهش 0.7 به منظور در نظرگرفتن اثر بازشوها و پنجره‌ها استفاده می‌شود.

$307 \times 0.7 = 215 kg/m^2$



دیوار بدون نما

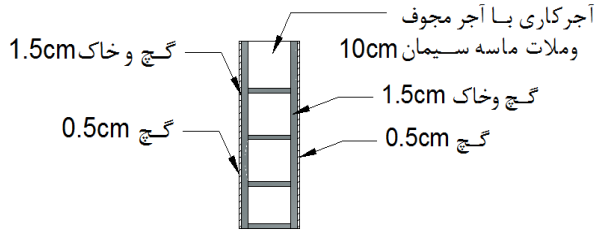
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.2 \times 850 = 170 kg/m^2$

ملات گچ و خاک: $0.02 \times 1600 = 32 kg/m^2$

اندود گچ: $0.01 \times 1300 = 13 kg/m^2$

$\sum = 215 kg/m^2$

بار خطی دیوار که به تیرهای کناری وارد می‌شود: $215 \times 2.9 = 623.5 kg/m$



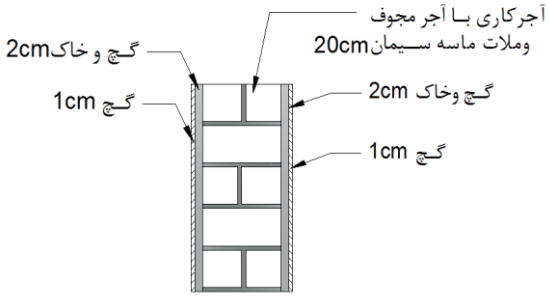
تیغـــه ده ســـانتی

آجرکاری باآجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.1\times850=85kg/m^2$

ملات گچ و خاک : $0.03\times1600=48kg/m^2$

اندود گچ: $0.01\times1300=13kg/m^2$

$\sum=146kg/m^2$



تیغـــه بیســـت ســـانتی

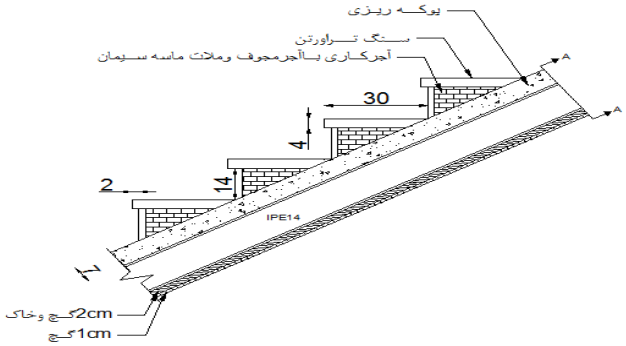
آجرکاری باآجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.2\times850=170kg/m^2$

ملات گچ و خاک: $0.04\times1600=64kg/m^2$

اندود گچ: $0.02\times1300=26kg/m^2$

$\sum=260kg/m^2$

بارپله



محاسبه‌ی وزن هر گام پله:

سنگ کف افقی : $1.1\times0.3\times0.04\times2500=33kg$

سنگ قائم : $1.1\times0.16\times0.02\times2500=8.8kg$

آجرکاری باآجر مجوف وملات ماسه سیمان : $\frac{1}{2}\times0.2\times0.28\times2100\times1.1=65kg$

وزن هرگام پله : $\sum=107kg$

برش A-A :

وزن دال بتنی : $0.15\times1.1\times2500=412.5kg/m$

گچ و خاک : $0.015\times1.1\times1600=26.5kg/m$

گچ وخاک : $0.005\times1.1\times1300=7.15kg/m$

وزن واحد طول شیبدار پله: $\sum=743kg/m$

خلاصه بارگذاری به صورت جدول زیر است:

طبقه	بار مرده‌ی سقف	بارتیغه‌ها	دیوارجانبی بدون نما	دیوارجانبی نمادار	بارزنده
بام	500 kg/m^2	-	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲
خرپشته	500 kg/m^2	-	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲
طبقات	500 kg/m^2	100 kg/m^2	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲
پله‌ها	743 kg/m	-	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	بام ها		
۱-۱	بام های معمولی تخت.شیب دار قوسی	۱,۵	۱,۳
۱-۲	بام با پوشش سبک	۰,۵	۱,۳
۱-۳	بام های داری گلخانه و باغچه	۵	_
۱-۴	بام هایی با پوشش پارچه ای با سازه اسکلتی	۰,۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱,۳
۱-۵	قاب های نگه دارنده یک فضابند	بسته به نوع کاربری	_
۱-۶	بام هایی با امکان تجمع و ازدحام	۰,۲۵ (غیر قابل کاهش .فقط به اعضای قاب ها وارد میشود)	۱
۲	سالن ها و محل های تجمع و ازدحام		
۲-۱	سالن های عمومی و محل های تجمع داری صندلی های ثابت (چسبیده به کف)	۳	_
۲-۲	سالن های عمومی و محل های تجمع فاقد صندلی های ثابت	۵	_
۲-۳	سالن های غذاخوری و رستورانها	۵	_
۲-۴	سینما وتئاتر ها	۵	_
۲-۵	صحنه سینما وتئاتر	۷,۵	_
۲-۶	سالن های اجرای مراسم گروهی .اجرای سرود و...	۷,۵	_

۲-۷	شبستان مساجد وتکایا	۶	_
۲-۸	سالن انتظار و ملاقات	۵	_
۲-۹	پایانه های مسافربری	۶	
۳	راهروها و راه پله ها و بالکن ها		
۳-۱	راه روهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف(ورودی)	۵	_
۳-۲	راه روهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق های مجاور	_
۳-۳	راه پله ها و راهای منتهی به دربهای خروجی	۵	۱,۳
۳-۴	راه پله اضطراری	۵	۱,۳
۳-۵	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری و تاسیسات	۲	۱,۳
۳-۶	بالکن ها	۱,۵ برابر بار زنده کف اتاق های متصل به آن ها لازم نیست بیش از ۵ کیلو نیوتون بر متر مربع در نظر گرفته شود	_

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت Lo و بار زنده متمرکز کف ها

ردیف	نوع کاربری	بارگسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۴	ساختمان ها و مجتمع های مسکونی		
۴-۱	اتاق ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس ها-انبار-راهروها)	۲	_
۴-۲	اتاق های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	_
۵	هتل ها – فروشگاه ها		
۵-۱	اتاق ها و سایر فضاهای هتل ها.مهمان سراها . خوابگاه ها	۲	_
۵-۲	فروشگاه های کوچک و خرده فروشی –طبقه همکف(ورودی)	۵	۴,۵
۵-۳	فروشگاه های کوچک و خرده فروشی –کف سایر طبقات	۳,۵	۴,۵
۵-۴	فروشگاه های عمده فروشی –همه طبقات	۶	۴,۵
۶	ساختمان های آموزشی –فرهنگی کتابخانه ها		
۶-۱	کلاس های درس .آزمایشگاه های سبک	۲,۵	۴,۵
۶-۲	اتاق های مطالعه	۳	۴,۵
۶-۳	مخازن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه های ثابت	۲,۵ به ازای هر متر ارتفاع . حداقل ۷,۵	۴,۵
۶-۴	مخازن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه های متحرک	۴ به ازای هر متر ارتفاع حداقل ۱۰	۷

۶-۵	راه رو های طبقه همکف (ورودی)	۵	۴,۵
۶-۶	راه رو های سایر طبقات	۴	۴,۵
۷	ساختمان های اداری		
۷-۱	دفاتر کار معمولی	۲,۵	۹
۷-۲	سالن انتظار و ملاقات-راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴,۵	۹
۷-۳	راه رو های سایر طبقات	۳,۵	۹
۸	ساختمان های صنعتی		
۸-۱	کارگاه های صنعتی سبک	۶	۹
۸-۲	کارگاه های صنعتی متوسط	۱۰	۱۱
۸-۳	کار گاه های صنعتی سنگین	۱۲	۱۴
۹	ورزشگاه ها و تاسیسات تفریحی		
۹-۱	سالن های ورزشی سبک مانند تنیس روی میز-بیلیارد و...	۳,۵	_
۹-۲	سالن های ورزشی و تمرینات بدنی	۵	_
۹-۳	ورزشگاه های داری صندلی ثابت	۵	_
۹-۴	ورزشگاه های فاقد صندلی ثابت یا داری نیمکت	۶	_

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L0 و بار زنده متمرکز کف ها

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱۰	بیمارستان ها و مراکز درمانی		
۱۰-۱	اتاق های بیمار	۲	۴,۵
۱۰-۲	اتاق های عمل .آزمایشگاه ها	۳	۴,۵
۱۰-۳	راهرو های طبقه اول	۵	۴,۵
۱۰-۴	راهرو های سایر طبقات	۴	۴,۵
۱۱	محل عبور و پارک خودروها		
۱۱-۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر ۴۰ کیلونیوتن	۳	۲۰
۱۱-۲	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر ۴۰ تا ۹۰ کیلو نیوتن	۶	۳۰
۱۱-۳	معابر و بخش هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	۱۲	۳۶
۱۲	سایر موارد		
۱۲-۱	سردخانه ها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید.حداقل ۱۵	_
۱۲-۲	آشپزخانه های صنعتی و رخت شوی خانه ها	۵	_
۱۲-۳	تعبیه انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱	_
۱۲-۴	انباری های سبک	۶	_
۱۲-۵	انباری های سنگین	۱۲	_
۱۲-۶	موتور خانه ها	۷,۵	_
۱۲-۷	اتاق های هواساز –پمپ و نظایر آن	۴	_
۱۲-۸	محل فرود بالگرد	۳	_
۱۲-۹	کف کاذب در فضاهای اداری	۲,۵	۹
۱۲-۱۰	کف کاذب برای اتاق های 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	

بارگذاری برف

گروه خطرپذیری	نوع کاربری ساختمان ها و سایر سازه ها

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

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

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

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

نکته۶: **P_g** (بار برف زمین) از جدول ۶-۷-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان قابل استناد است.

نکته۷ : بار برف منطقه برای تعدادی از شهر ها مطالعه نشده است بنابراین در پیدا کردن بـار بـرف چنـین 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.

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.	۱
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 ۶-۱-۳-۵) .	۲
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...	۳
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 .	۴

جدول ۶-۱-۱ گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بار سیل.باد.زلزله ویخ

جدول ۶-۷-۱ 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 لرزه ای Ie	ضریب اهمیت بار باد Iw	ضریب اهمیت بار یخ Ii	ضریب اهمیت بار برف IS
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

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 ۶-۷-۲ ضریب برفگیری . Ce

جدول ۶-۷-۳ 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

جدول ۶-۷-۱تقسیم بندی شهرای کشور از نظر بار برف

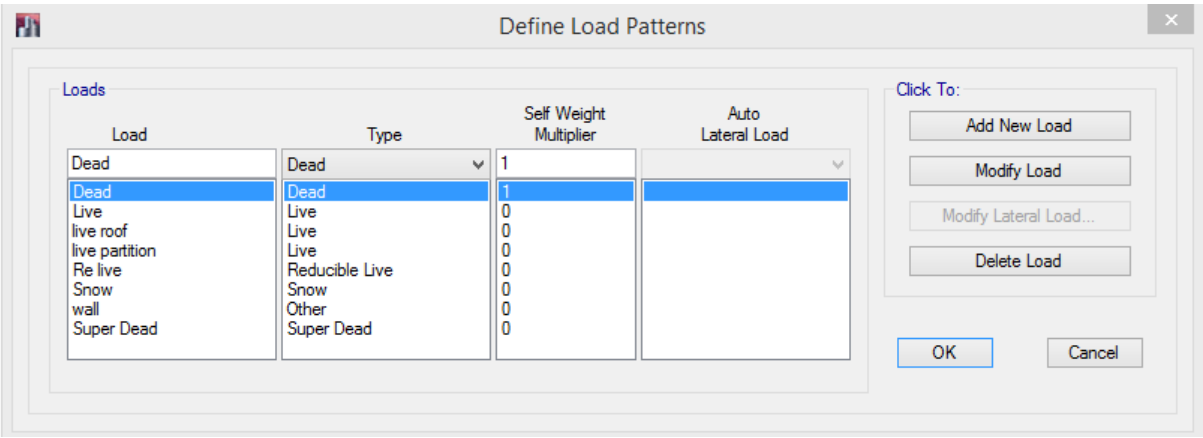
ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵	۳۱	بوشهر	۱
۲	اراک	۴	۳۲	بیجار	۴
۳	اردبیل	۵	۳۳	بیرجند	۲
۴	اردستان	۲	۳۴	پیرانشهر	۵
۵	ارومیه	۴	۳۵	تبریز	۴
۶	اسلام آباد غرب	۴	۳۶	تربت جام	۴
۷	اصفهان	۳	۳۷	تربت حیدریه	۳
۸	الیگودرز	۵	۳۸	تکاب	۴
۹	امیدیه	۱	۳۹	تهران جنوب	۴
۱۰	انار	۲	۴۰	تهران شمال	۴
۱۱	اهر	۴	۴۱	جاسک	۱
۱۲	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	بندر لنگه	۱	۶۰	رباط پشت بام	۲

ادامه جدول ۶-۷-۱ تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

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	شهربابک	۳	۱۰۸	مسجدسلیمان	۳
۷۹	شهرکرد	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	نیشابور	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

برای اعمال بارگذاری در نرم‌افزار بصورت زیر عمل می‌کنیم.

مسیر: Define > Load Patterns



شکل۳۷: تعریف بارهای ثقلی وارد بر سازه

توضیح:

Dead: بار مرده وارد بر سازه می‌باشد.

Super Dead : بار مرده نوع دوم در سقفهای مرکب می‌باشد.

Live:این بار برای اعمال بار زنده در طبقات می باشد.

Live Roof: این بار برای اعمال بار زنده بام می باشد.

Live Partition: این بار برای اعمال بار زنده دیوارهای جدا کننده می باشد.

Re Live : بار زنده قابل کاهش در سازه می‌باشد.

Snow: بار برف منطقه برای بام سازه است.

Wall: این بار برای اصلاح بار لرزه ای سازه در طبقه بام اعمال می‌گردد.

نکته۱: بار زنده بام بیشترین مقدار بدست آمده از جدول۶-۵-۱ و بار برف منطقه خواهد بود

نکته۲: در صورتی که بار برف منطقه کمتر از بار زنده بام باشد باز باید بار برف تعریف گردد. چون در محاسبه وزن لرزه ای بام طبق ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ باید از بار برف استفاده شود.

۵-۳ تعریف بارهای جانبی استاتیکی(ویرایش چهارم):

موضوع اول: می دانیم که اثرزلزله درسازه به صورت یک نیروی رفت وبرگشتی می باشد.درمدت زمان کمتری به آن وارد می شودلذا می توان گفت پس ماهیت بارزلزله یک باردینامیکی است وبایستی سازه بادرنظرگرفتن اثرات دینامیکی بارموردتحلیل قرارگیرد.اما ازآنجایی که تحلیل بارهای دینامیکی مشکلات خاص خودرادارد,لذاآیین نامه هابارزلزله رابه صورت یک باراستاتیکی فرض کرده وازروش های استاتیکی برای تحلیل سازه هااستفاده می گردد.هرچنداین ساده سازی انجام شده دارای خطاهایی می باشد.

موضوع دوم: مهندسین محترم تا به حال مفاهیمی دررابطه بانمودارتنش کرنش مصالح شنیده اید,ولی شایددرک عمیقی ازاین موضوع نداشته ایدلذاخواهشمندیم درادامه بحث به موضوعات فوق دقت مستمرداشته باشید.

۱- رفتارغیرخطی مصالح:

باتوجه به نمودارفوق دیده می شودکه رفتارمصالح بعدازنقطه تسلیم وارد مرحله غیرخطی می شود,که این مرحله نسبت به مرحله خطی شکل پذیرتربوده و می تواند نیروهای بیشتری را مستهلک نماید، لذا می‌توان گفت درصورتی که درطی یک زلزله مصالح وارد مرحله غیرخطی می شوند نیروهای زلزله به واسطه شکل پذیری مصالح مستهلک خواهند شد.

۲- رفتارغیرخطی هندسی:

این رفتار به دلایل مختلف درسازه می تواند اتفاق بیافتد، اما بارزترین اثرآن که در شکل بالا نیز به آن اشاره شد می باشد. نیمی از جابجایی گره های صلب دراثر بارهای جانبی باعث می شود که درپای ستون‌ها لنگری ثانویه دراثر بارهای ثقلی ایجاد گردد.

نتیجه: براساس موضوع اول ودوم می توان گفت اگر بخواهیم سازه را در مقابل نیروهای زلزله به صورت دقیق‌تر تحلیل کنیم بایدگفت که بایستی تحلیل دینامیکی با در نظرگرفتن اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی صورت گیرد، اما استفاده ازاین روش تحلیل مشکل می باشد، لذا از دیگر پیشنهادهای آیین‌نامه برای تحلیل سازه استفاده می‌نماییم. از این رو برای انجام تحلیل سازه طبق آیین نامه ۲۸۰۰ می توان از تحلیل‌های خطی نیز استفاده کرد.

۲-۲-۳ روش های تحلیل خطی

روش های مجاز برای تحلیل خطی سازه ساختمان ها با توجه به تعداد طبقات و نوع نامنظمی سیستم سازه ای آنها با توجه به جدول (۳-۱) تعیین می شود.

جدول (۱-۳) روش های مجاز برای تحلیل خطی ساختمان ها

ردیف	نوع ساختمان	استاتیکی معادل	دینامیکی طیفی	دینامیکی تاریخچه زمانی
۱	کلیه ساختمان ها تا سه طبقه	✓	✓	✓
۲	ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه	✓	✓	✓
۳	ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که نامنظمی آنها در پلان از نوع "پیچشی" یا "پیچشی شدید" و نا منظمی آنها در ارتفاع از نوع "نامنظمی جرمی" ، "طبقه نرم" ، "طبقه خیلی نرم" و "نامنظمی هندسی در ارتفاع" نباشد.	✓	✓	✓
۴	سایر ساختمان ها		✓	✓

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی : در مواردی که پیش رفتگی یا پس رفتگی هم زمان در دوجهت در یکی از گوشه های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب- نامنظمی پیچشی : در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه ، با احتساب پیچش تصادفی ، بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد.

در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد ، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود.

نامظمی های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف ها صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می کند.

پ- نامنظمی در دیافراگم : در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم ، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم ، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور وجود داشته باشد.

ت- نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر جانبی: در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه اجزاء باربر جانبی در طبقات ، وجود داشته باشد .

ث- نامنظمی سیستم های باربر جانبی غیرموازی : در مواردی که سیستم قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نبوده و یا نسبت به آنها متقارن نباشد.

۲-۷-۱- نامنظمی در ارتفاع

الف- نامنظمی هندسی : در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب- نامنظمی جرمی : در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند.

پ- نامنظمی سیستم باربر جانبی : در مواردی که اجزای سیستم باربر جانبی در ارتفاع جابجایی درون صفحه ای بیشتر از یک دهانه در طبقه داشته باشد و یا با کاهش در سختی جانبی در طبقه زیرین روبرو باشد.

ت- نامنظمی در سختی : در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه ای اصطلاحا "طبقه نرم" نامیده می شود.

در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند ، طبقه نرم اصطلاحا "خیلی نرم" توصیف می شود.

ث- نامنظمی در مقاومت : در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد ، چنین طبقه ای اصطلاحا "طبقه ضعیف" نامیده می شود.

در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد "طبقه ضعیف" اصطلاحا "خیلی ضعیف" نامیده می شود.

تبصره ۱- احداث ساختمان های دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "طبقه خیلی ضعیف" در پهنه بندی لرزه ای با خطر نسبی متوسط و بالاتر ممنوع بوده و این نوع ساختمان ها در مناطق با لرزه خیزی کم نمی توانند بیش از ۳ طبقه یا ۹ متر ارتفاع داشته باشند.

تبصره ۲- در مناطق با خطر لرزه ای متوسط و بالاتر وجود نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "پیچشی شدید" فقط در ساختمان های واقع بر روی زمین های نوع I، II یا III مجاز است .

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف بر طبق بندهای ۳-۴-۱ و ۳-۵-۱ ، به سازه اعمال می گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می شود.

۳-۳-۱ نیروی برشی پایه ، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد :

$$V = CW \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه :

V: نیروی برشی در تراز پایه ، این تراز در بند ۳-۳-۲ تعریف شده است .

W: وزن مؤثر لرزه ای ، شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف که در جدول (۲-۳) مشخص شده است .بارهای زنده و برف بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته می شود.

C: ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می آید :

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

که در آن :

A : نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g) موضوع بند ۲-۲

B : ضریب بازتاب ساختمان موضوع بند ۲-۳

I : ضریب اهمیت ساختمان موضوع بند ۳-۳-۴

R_u: ضریب رفتار ساختمان موضوع بند ۳-۳-۵

شتاب مبنای طرح(A)

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح ، A

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور ، بر اساس خطر لرزه خیزی آنها ، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است .

جدول(۱-۲) : نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

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

ضریب بازتاب(B)

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان ، B

مفهوم ضریب بازتاب سازه:

درهنگام وقوع زمین لرزه سنگ بستر با شتاب حرکت خواهدکرد واین شتاب ازلابه لای خاک های بالای سنگ بستر عبورکرده و به سازه می‌رسد. بنابراین درپیدا کردن نیروی اعمالی درسازه از جانب زمین لرزه شتاب انتقال یافته به سازه اهمیت دارد. پس می توان گفت خاک نقش اساسی در نحوه انتقال شتاب سنگ بستربه 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 ازسنگ بستربه سازه نقش بسزایی داردکه می تواندباعث تشدیدیااستهلاک 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 بایدازلایه های خاک عبورکنندکه براساس مشخصات ومفاهیم ژئوتکنیک لرزه ای ویژگی های موجوددرخاک می تواندشتاب انتقالی به سازه رانسبت به شتاب بسترسنگی تغییردهد.

۲- **ویژگی های سازه:** سختی سازه برروی نحوه ارتعاش وشتاب سازه اثرگذاراست. به عنوان مثال ساختمان های بلند درمقایسه با ساختمان های کوتاه زمان تناوب بیشتری درنوسان دارند.که این موضوع می تواند باعث تغییر و تفاوت در شتاب این سازه‌ها باشد.

طبقه بندی انواع خاک: ازنظر آیین نامه ۲۸۰۰خاک‌های موجوددرکشورکه در محیط های ساخت وسازوجودارد که به اصطلاح ساختگاه شناخته شده اند به۴دسته تقسیم می‌شوند. تقسیم بندی‌ها به گونه‌ای است که هر نوع خاک برای محدوده‌ای ازسرعت 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 :

$$B = B_1 N \qquad (۲-۱)$$

در رابطه بالا B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف ، B_1 ، با در نظرگرفتن بزرگ نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های ۱- الف و ۱- ب تعیین می شود.

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

$$B_1 = S + 1 \qquad T_0<T<T_S \qquad (۲-۲)$$

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

در این روابط :

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است . این زمان طبق بند ۳-۳-۳ تعیین می شود.

S_0, S, T_S, T_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین ها در بند ۲-۴ مشخص شده اند.

جدول (۲-۲) : 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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح یزر تعیین می‌شود:

ضریب اصلاح طیف(N):

باتوجه به تقسیم بندی ناحیه های دورازگسل ونزدیک گسل ثابت می شودکه حوزه های نزدیک گسل نسبت به حوزه های دورازگسل ازآسیب پذیری بیشتری برخوردارند.لذاپاسخ سازه های نزدیک گسل نسبت به حوزه دورازگسل بیشترخواهدبود.

ازاین رو می‌توان گفت سازه ای که درحوزه نزدیک گسل واقع شده است بایستی ازشرایط سخت گیرانه تری نسبت به حوزه دورازگسل برخوردار باشد. مطالعات نشان می‌دهدکه درحوزه نزدیک گسل نیزسازه هابازمان تناوب بیشتر (سازه های بلندتر)درحوزه نزدیک گسل نسبت به سازه های کوتاه ترآسیب پذیرترند. ازاین روآیین نامه۲۸۰۰نیزدر ویرایش۴ مقدارضریب بازتاب را بوسیله‌ی ضریبی بنامN برای حوزه های نزدیک گسل اصلاح کرده است. درحقیقت با اعمال این ضریب سازه های نزدیک گسل دارای ضریب بازتاب بیشتری نسبت به سازه های دورازگسل خواهند داشت. اگر بخواهیم بصیرت وآگاهی ازحوزه نزدیک داشته باشیم می‌توانیم بگوییم که درحوزه نزدیک گسل نوعی نیروی اعمال به سازه ازطرف زمین لرزه ضربه گونه است پس سازه دراین حالت فرصت کمتری برای نشان دادن پاسخ مناسب درمقابل زلزله خواهدداشت.پس عملا از پتانسیل‌های مقاومتی سازه که عامل ایستایی سازه ها می باشند(نیروی لختی,نیروی میرایی,نیروی فنر,کرنش)کاسته خواهد شد وسازه مستعد آسیب پذیری خواهد بود.

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

$$N = 1 \qquad T<T_S$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_S}(T - TS) + 1 \qquad T_S<T<4sec \qquad (۲-۳)$$

$$N = 1.7 \qquad T<4sec$$

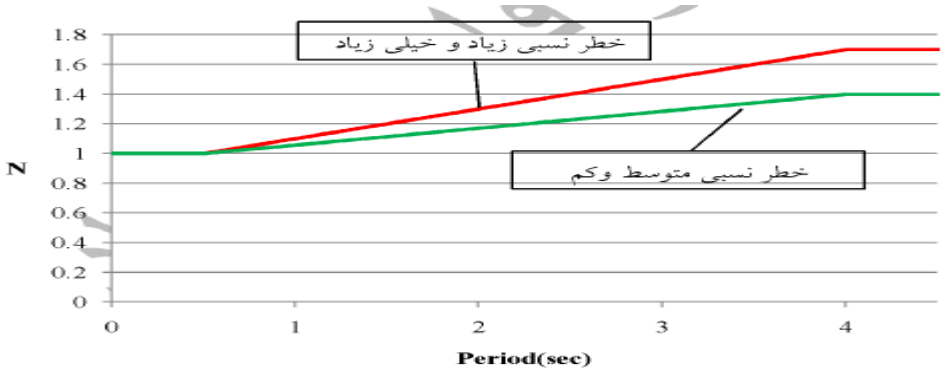
الف) برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1 \qquad T<T_S$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_S}(T - TS) + 1 \qquad T_S<T<4sec \qquad (۲-۴)$$

$$N = 1.4 \qquad T<4sec$$

۳-۳-۲ ضریب اصلاح طیف ، N ، برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم به میزان هستاد درصد رابطه (۴-۲) و یا شکل (۲-۲) تعیین می شود.



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف، N برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد ، متوسط وکم

زمان تناوب(T)

۳-۳-۳ 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 می گردد.

الف – برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد ننمایند :

- در قاب های فولادی :

$$T = ۰/۰۸H^{۳/۴} \qquad (۳-۳)$$

- در قاب های بتن مسلح :

$$T = ۰/۰۵H^{۰/۹} \qquad (۳-۴)$$

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 می شوند.

ب- در قاب های دارای مهاربندهای واگرا ،

$$T = ۰/۰۸H^{۳/۴} \qquad (۳-۵)$$

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

$$T = ۰/۰۵\ H^{۳/۴} \qquad (۳-۶)$$

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 می شود.

ترازپایه:

ترازی است که نیروی زلزله از آن تراز به سازه وارد می‌شود لذا حرکت قسمت های پایین‌تر از تراز مبنا دربرابرنیروی زلزله صلب خواهدبود.بنابراین می توان گفت نیروی زلزله ازروی ترازمبنابه سازه انتقال یافته و در ارتفاع سازه پخش می شود بنابراین برای پیداکردن تراز مبنا بایستی حرکت جانبی سازه موردبررسی قرارگیرد تا قسمت منعطف وصلب سازه مشخص شده و تراز مبنا تعیین گردد.

دراکثرحالاتی که سازه برروی فونداسیون قراردارد‌حرکت انعطافی سازه ازبالای فونداسیون شروع خواهدشد.یعنی قسمت بالایی فونداسیون منعطف وازآن ترازبه پایین حرکت صلب خواهدداشت. لذادرچنین حالاتی ترازمبناروی فونداسیون خواهدبود. درصورتی که درسازه ای مقداری ازارتفاع بالای فونداسیون ازسازه به وسیله دیوار بتنی دراطراف سازه مقعید شده باشد این قسمت حرکت صلب ویکنواختی با فونداسیون خواهد داشت. لذا درچنین مواقعی تراز مبنا به بالای این ارتفاع محدود خواهد شد. به عنوان مثال اگر در یک سازه‌ی ۸ طبقه در ۲طبقه اول پیرامون خود به صورت پیوسته دیواربرشی باشد تراز مبنا بالای طبقه دوم و ابتدای طبقه سوم خواهد بود.

مفهوم میان قاب:

هرعاملی که مانعی درمقابل حرکت قاب باشدمیان قاب خواهدبود. درسازه های ساختمانی اکثرامیان قاب هادیوارهای داخل قاب هستند. میان قاب هادرصورت اتصال قاب باعث افزایش سختی جانبی قاب می شود. درصورتی که بخواهیم دیوارهامانع حرکت نشوندیا اصطلاحا میان قاب محسوب نشوندبایستی ازستون های اطراف خودمقداری فاصله داشته باشند.

فاصله مابین دیوارستون وقاب:

فاصله دیواروقاب برای اینکه دیوارمانع حرکت قاب نشودبایستی برابربا حداکثرجابجایی نسبی طبقه باشد.

نکته:

درصورتی که دیوارمانع حرکت قاب شود(میان قاب باشد) طبق آیین نامه۲۸۰۰ بایستی در طراحی قاب اندرکنش ما بین دیوار و قاب(اثرقاب ودیواربرروی هم) درنظرگرفته شود که این کار مشکل است.

تبصره۱: بجای استفاده از روابط تجربی یاد شده می توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان، T، را با استفاده از روش تحلیل مناسب با در نظر گرفتن خصوصیات سازه محاسبه نمود، ولی مقدار ان نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

تبصره۲ : در مورد ساختمان های خاصی که ویژگی های دینامیکی آنها با ساختمان های متعارف متفاوت بوده و نتایج روابط تجربی ۳-۳ الی ۳-۵ محل تردید باشد ، زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان ، T ، باید با استفاده از روش تحلیلی مناسب و با در نظر گرفتن اثرات کلیه اجزای سازه ای و اجزای غیرسازه ای تأثیرگذار از قبیل جداگرهای میانقابی محاسبه شود، درصورتیکه اثرات اجزای غیرسازه ای 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 ، بمنظور در نظر گرفتن 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 درنظر گرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۶-۵ برای مقاطع ترک خورده است.

نکته:

زمان تناوب تجربی گفته شده 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 استاندارد۲۸۰۰بصورت زیرخواهد بود.

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

زمان تناوب تحلیلی: از تحلیل واقعی دینامیکی سازه به وسیله etabs یا sap بدست می آید.

ضریب اهمیت(I)

۴-۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها ، به شرح بند ۱-۶ ، مطابق جدول (۳-۴) تعیین می گردد:

جدول (۴-۳) ضریب اهمیت ساختمان

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

ضریب رفتار (R_u)

۵-۳-۳ ضریب رفتار ساختمان ، R_u

۱-۵-۳-۳ ضریب رفتار ساختمان دربرگیرنده عواملی از قبیل شکل پذیری ، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان که در آن محدودیت های بند ۳-۳-۸-۵ و ۳-۹-۵-۳ رعایت شده باشد طبق جدول (۵-۳) تعیین می گردد. مقادیر R_u در این جدول برای سازه هایی که بر اساس مقاومت طراح می شوند ، تنظیم شده است. برای سازه هایی که بر اساس روش تنش های مجاز طراحی می شوند مقدار نیروی جانبی زلزله باید در ضریب کاهشی ضرب شود. ترکیب نیروهای زلزله با سایر بارها در روش های مختلف باید بر اساس ضوابط بند ۳-۱۳ این استاندارد انجام شود.

۳-۳-۲-۵ ساخت ساختمان های با ارتفاع بیشتر از حدود H_m در جدول (۵-۳) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان های خاص که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مد نظر باشد ، تأیید کمیته دائمی این آیین نامه الزامی است .

۳-۳-۳-۵ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان های با اهمیت «خیلی زیاد » فقط باید از سیستم هایی که عنوان «ویژه» دارند انتخاب شود.

۳-۵-۳-۴ در ساختمان های با بیش از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر ، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان ها نمی توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرا به دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده اکتفا نمود.

۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصرا در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می باشد. در صورت تجاوز از این حد ، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده تأمین گردد.

۵-۳-۳-۶ در ساختمان های بتن مسلح که در آنها ار سیستم تیرچه بلوک برای پوشش سقف ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف درنظر گرفته می‌شود ، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد ، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند ۳-۵-۵-۳ می شود.

۳-۵-۳-۳-۷ قاب های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده بر طبق نشریه شماره ۳۲۴ سازمان مدیریت و برنامه ریزی همراه با دیوار برشی یا مهاربندی ، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می گیرند.قاب های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار بر طبق ضوابط آن نشریه ، قاب خمشی فولادی متوسط محسوب می شوند ، لیکن حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان هایی که در آنها تنها از قاب های خمشی دارای این نوع اتصالات استفاده می شود به ۳۰ متر تقلیل می یابد.

۳-۳-۵-۸ ترکیب سیستم ها در پلان

در ساختمان هایی که از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی ، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد ، برای هر سیستم باید ضریب رفتار وضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد ، مقادیر ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۹-۵-۳-۳ ترکیب سیستم ها در ارتفاع

در ساختمان هایی که علیرغم توصیه بند ۱-۴-۸ ، از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع ساختمان استفاده شده باشد ، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید یکی از دو روش (۱) یا (۲) زیر مورد استفاده قرار گیرد :

۱۰-۵-۱ از بکارگیری سیستم های مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی االمقدور خودداری شود.

۱) برای تعیین زمان تناوب کل سازه ضابطه بند ۳-۳-۳ با منظور کردن ارتفاع کل سازه ، باید رعایت شود و در آن از رابطه تجربی که کمترین مقدار زمان تناوب اصلی را برای دو سیستم بکار برده شده به دست می-دهد، استفاده گردد. محاسبات نیروی جانبی برای قسمت های مختلف به شرح زیر انجام می شود:

الف) در حالتی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم فوقانی است ، مقادیر R_u ، Cd و Ω_0 قسمت فوقانی برای محاسبات هر دو قسمت مورد استفاده قرار می گیرد.

ب)در حالتی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است ، مقادیر R_u ، Cd و Ω_0 قسمت فوقانی برای محاسبات این قسمت می تواند مورد استفاده قرار گیرد.

لیکن برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، Cd و Ω_0 مربوط به همین سیستم باید مورد استفاده قرار گیرد. در این حالت نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اعمال شود. این نسبت در هر حال نباید کوچکتر از یک باشد.

۲) برای ساختمان هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی آنها به طور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط الف و ب زیر را نیز دارا باشند، می توان تحلیل را به صورت دو مرحله ای انجام داد.

الف) سختی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

ب) زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی ، در حالتی که این قسمت به صورت یک سازه جداگانه با پای گیردار فرض شده باشد ، نباشد.

در ساختمان هایی که دارای شرایط فوق باشندمحاسبات نیروی جانبی به شرح زیر انجام می شود:

الف) سازه انعطاف پذیر قسمت فوقانی به طور مجزا و با تکیه گاه گیردار در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با در منظور کردن ضرایب R_u و ρ مربوط به این قسمت محاسبه می گردد. مقادیر C_d و Ω_0 همین قسمت نیز در محاسبات منظور می شود.

ب) سازه سخت قسمت تحتانی به طور مجزا در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن ضرایب R_u و ρ مربوط به این قسمت محاسبه می گردد. ضمنا نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده اند ، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اعمال شود. این نسبت در هر حال نباید کوچکتر از یک باشد. ضمنا مقادیر Cd و Ω_0 همین قسمت نیز در محاسبات مربوطه منظور می شود.

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	Cd	H_m (متر)
الف-سیستم دیوارهای باربر	۱-یوارهای 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

جدول (۵-۳) مقادیر ضریب رفتار ساختمان ، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

برش پایه ، V ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر درنظر گرفته شود :

$$V_{min} = ۰/۱۴\ AIW \qquad (۳-۲)$$

جدول (۳-۲) درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام های ساختمان ها در مناطق با برف زیاد ، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام های ساختمان ها در سایر مناطق	-
ساختمان های مسکونی ، اداری ، هتل ها و پارکینگ ها	۲۰
بیمارستان ها،مدارس ، فروشگاه ها ، ساختمان های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۳-۳-۱-۱ ضریب و نامعینی سازه ρ

در ساختمان های با ارتفاع بیش از ۳ طبقه یا ارتفاع ۱۰ متر از تراز پایه ، نیروی برشی پایه در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان باید در ضریب نامعینی ρ مربوط مربوط به آن امتداد ضرب شود.این ضریب درصورتیکه شرایط بندهای الف یا ب زیر اقناع نشده باشد برابر۱/۲ می باشد. درصورت اقناع یکی از شرایط زیر ضریب مذکور برابر ۱ اختیار می شود.

الف- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ساختمان در آن ها ایجاد می شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر دو سوم ارتفاع طبقه به دست می آید.

ب- هر طبقه ای از ساختمان که در آن بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ایجاد شود ، باید با توجه به نوع سیستم سازه ای ضوابط جدول (۳-۳) را دارا باشد.

جدول (۳-۳) ضوابط استفاده از ρ برابر ۱ برای مواردی که بیش از ۳۵٪ نیروی برش پایه در طبقه ای از ساختمان ایجاد می شود

نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	ضوابط
قاب ساده مهار بندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از ٪۳۳ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمنا باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.
قاب خمشی	از دست رفتن مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمنا باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.
دیوار برشی	حذف یک دهانه دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از ٪۳۳ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمنا باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.

تبصره ۱: در ساختمان های دارای سیستم دوگانه مقاوم در برابر نیروهای جانبی ، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

تبصره۲ : در محاسبات مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات ، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V ، که طبق بند ۳-۳-۱ محاسبه شده است ، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد :

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V \qquad (۳-۶)$$

در این رابطه :

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۲-۳) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

h_i : ارتفاع تراز i ، ارتفاع سقف i ، از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k : برابر ۰/۷۵ + T ۰/۵ ، این عدد برای سازه های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۵ ثانیه برابر ۱ و برای سازه های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۲/۵ ثانیه برابر ۲ انتخاب می شود. T در این رابطه همان زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۳-۳ محاسبه شده و در تعیین ضریب B مورد استفاده قرار گرفته است.

تبصره : در صورتیکه وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصدوزن بام باشد ، خرپشته به عنوان یک طبقه مستقل محسوب می شود. در غیر اینصورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می شود.

۳-۳-۷ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۳-۳-۷-۱ نیروی برشی زلزله ، که بر اساس توزیع نیروها در بند ۳-۳-۶ ، در طبقات ساختمان ایجاد می شود به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید

، طبق بند ۳-۳-۷-۲ ، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات ، در توزیع این برش ها باید اثر تغییرشکل های ایجاد شده در کف ها نیز منظور گردد.

۲-۷-۳-۳ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i ، در اثر نیروهای جانبی زلزله ، از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_i = \sum_{j=1}^{n} (e_{ij+} e_{aj}) F_j$$

در این رابطه :

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 ، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۳-۳-۷-۳ محاسبه می شود.

F_j : نیروی جانبی در تراز طبقه j

کلیه عناصر سازه باید برای لنگر پیچشی که بیشترین تلاش را در آنها ایجاد می کند ، طراحی شوند.

۳-۷-۳-۳ 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 مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر ، در نظر گرفته می شود.

این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه ، در امتداد عمود بر نیروی جانبی ، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۱-۷- ب) می شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزگنمایی A_j طبق رابطه زیر ، ضرب شود.

در این رابطه :

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1/2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad ۱ \leq A_j \leq ۳$$

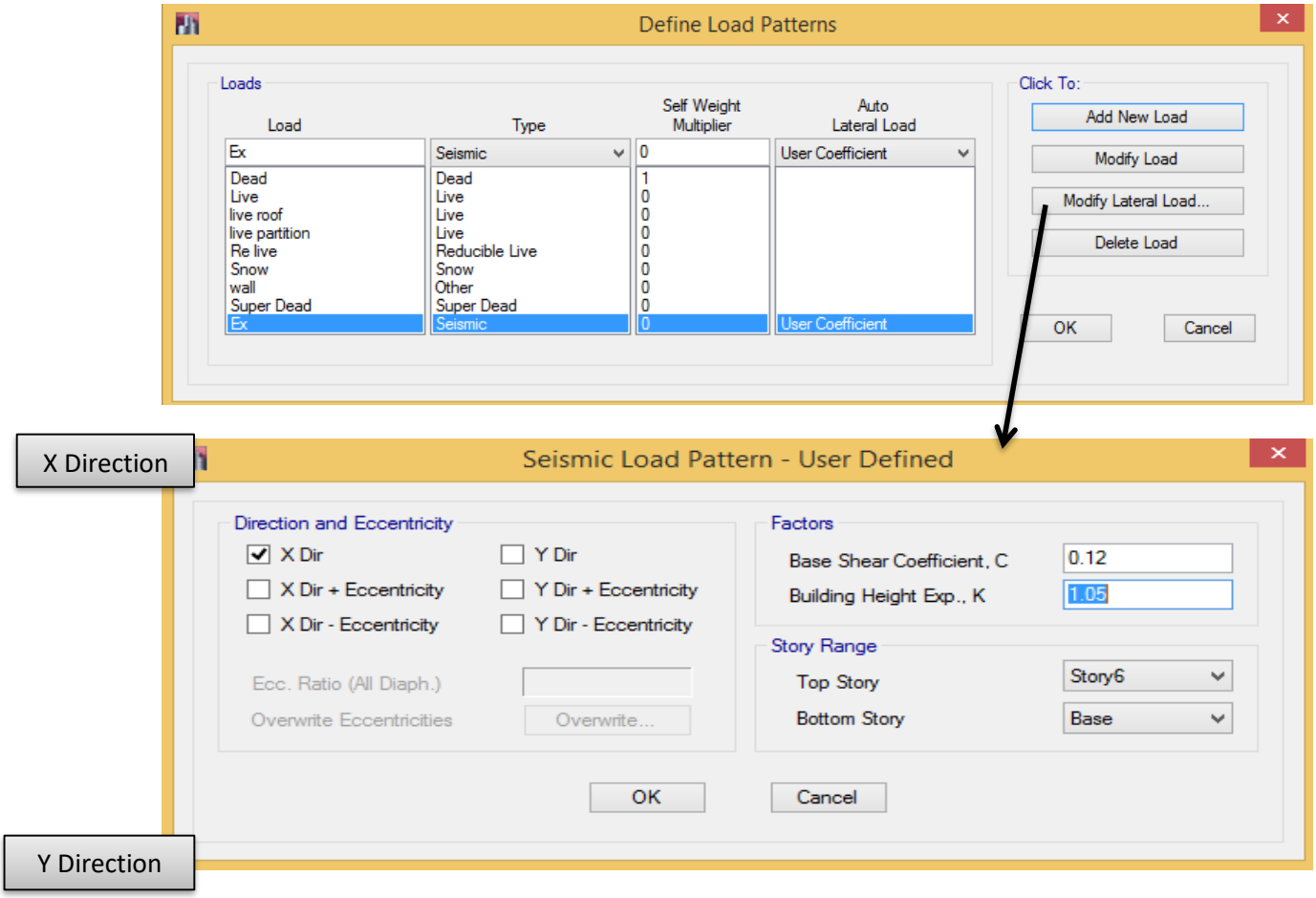
Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه j

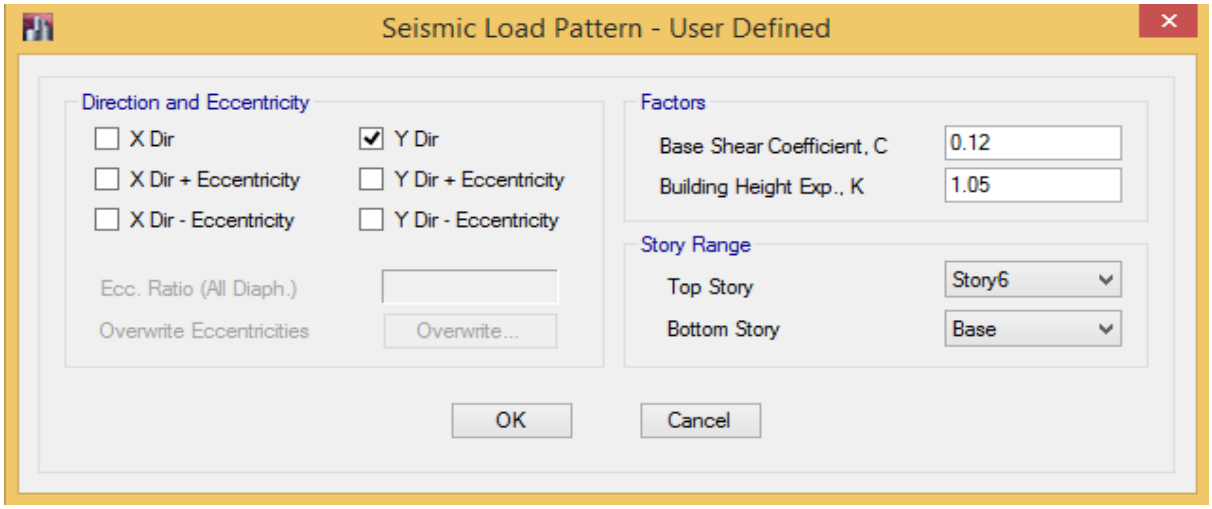
Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j

۴-۷-۳-۳ در ساختمان های تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هیجده 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 نظرگرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

تعریف بارهای جانبی استاتیکی در نرم افزار

مسیر: Define > Load Patterns

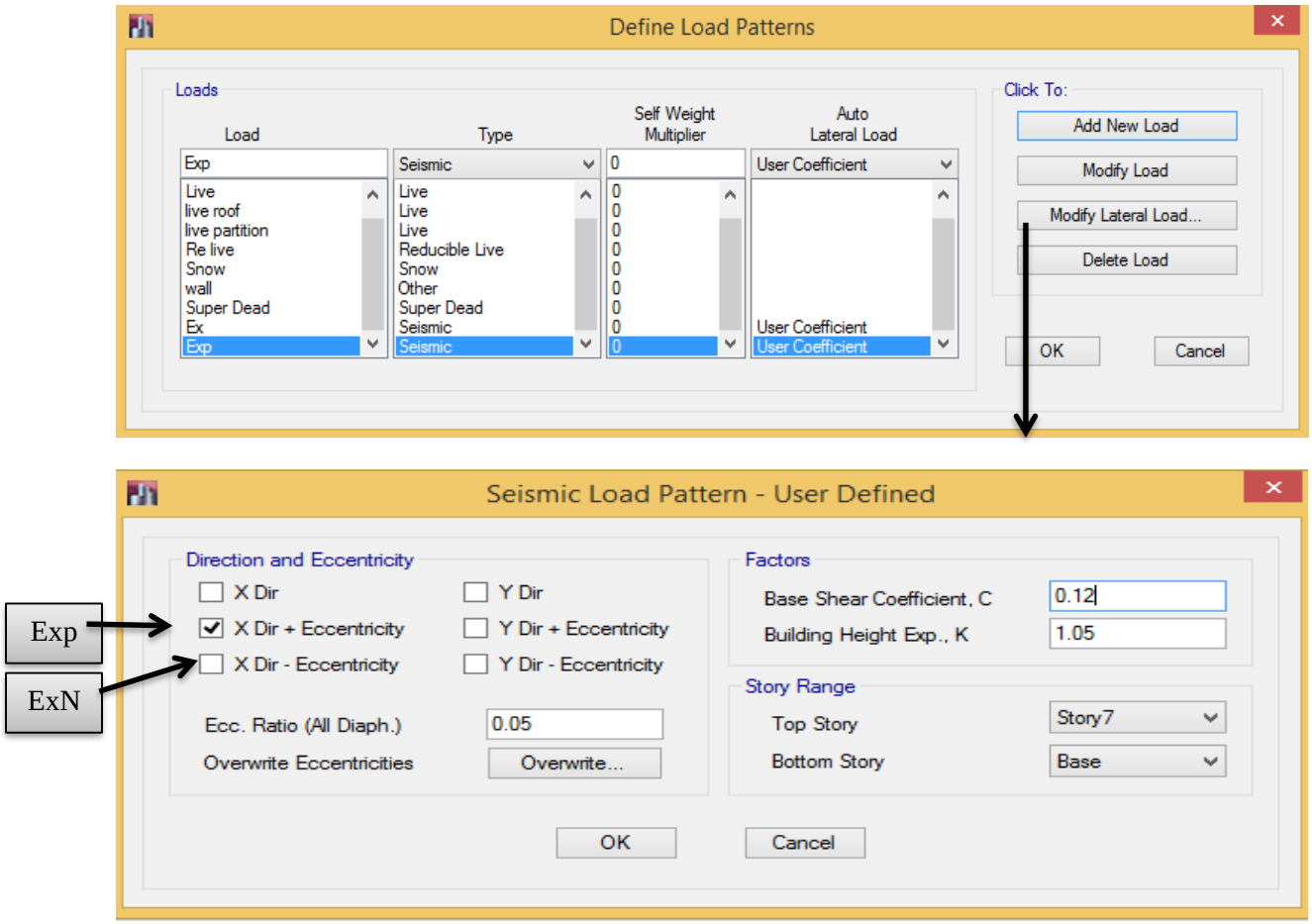




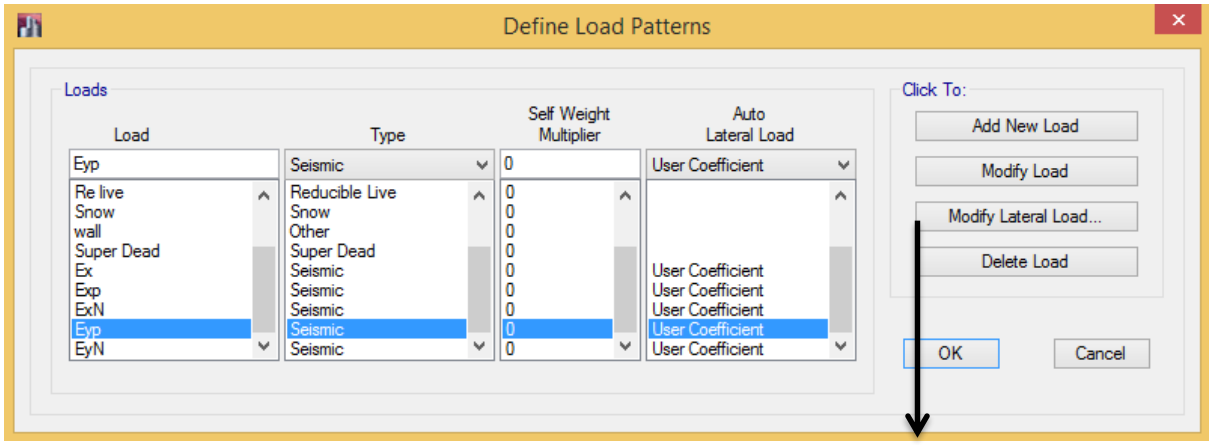
شکل۳۸: تعریف بارهای جانبی وارد بر سازه

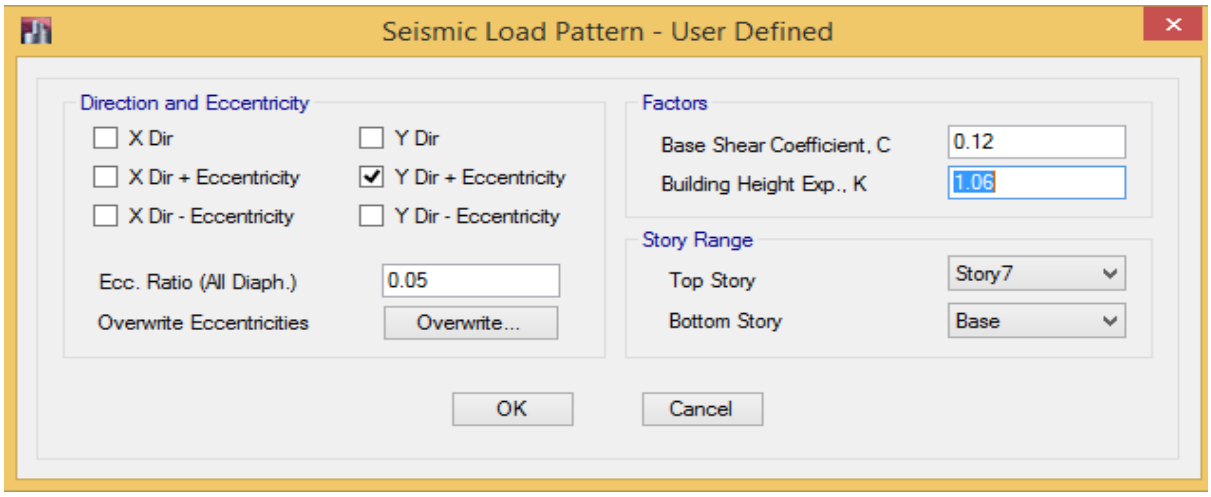
۱-۴-۳ نحوه اعمال پیچش تصادفی

مسیر: Define > Load Patterns



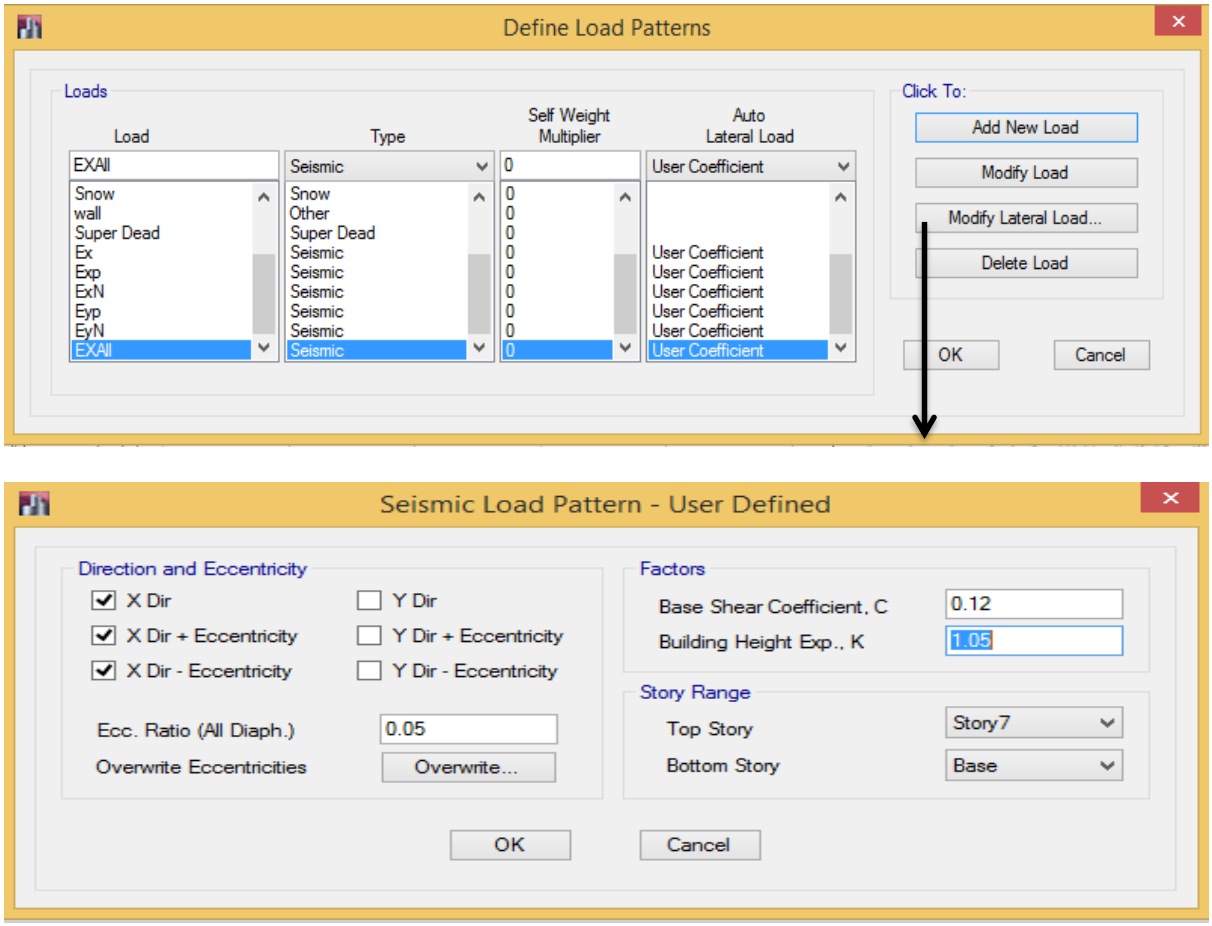
شکل۳۹: تعریف پیچش تصادفی در راستای X



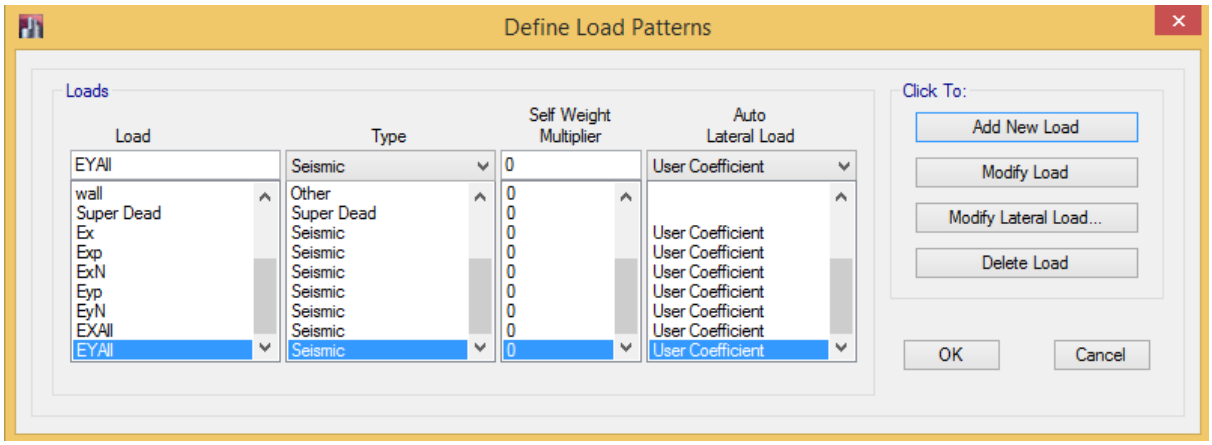


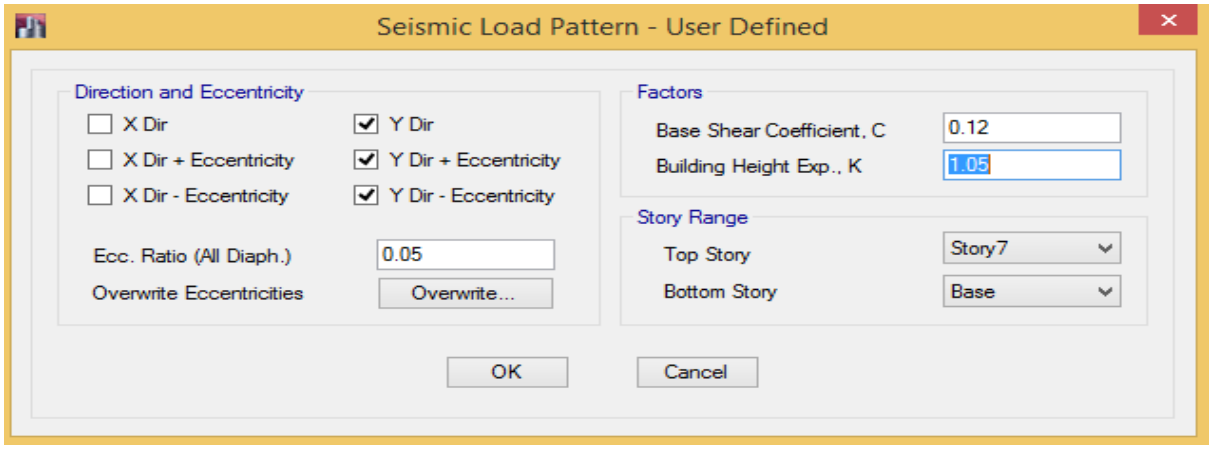
شکل۴۰: تعریف پیچش تصادفی در راستای Y

نکته: در Etabs 2013 می‌توان EX، EXP و EXN را همزمان تعریف کرد. چون در اینصورت نرم‌افزار بارها را تفکیک کرده و جداگانه به سازه اعمال می‌کند. در اینصورت تعداد ترکیب بارها هم خیلی کاهش می‌یابد.



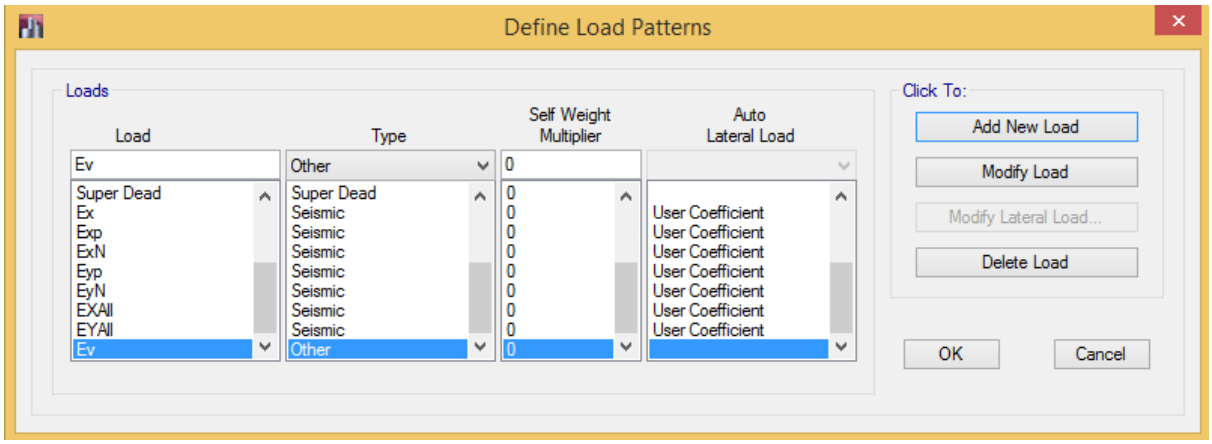
شکل۴۱: تعریف بارهای جانبی بصورت یکجا برای راستای X





شکل۴۲: تعریف بارهای جانبی بصورت یکجا برای راستای Y

۳-۴-۲ بار قائم زلزله



شکل۴۳: تعریف بار قائم زلزله

نکته: نحوه اعمال بار قائم زلزله در ترکیبات بار بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ادامه آورده شده است.

۳-۴-۳ National Load

۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_i=بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

Y_i= بار ثقلی ضریبدار در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

یادداشت‌ها: *در هنگام اعمال بار جانبی فرضی (N_i) به طبقات ساختمان توجه به نکات زیر ضروری است.*

(۱) توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه در نظر گرفته شود.

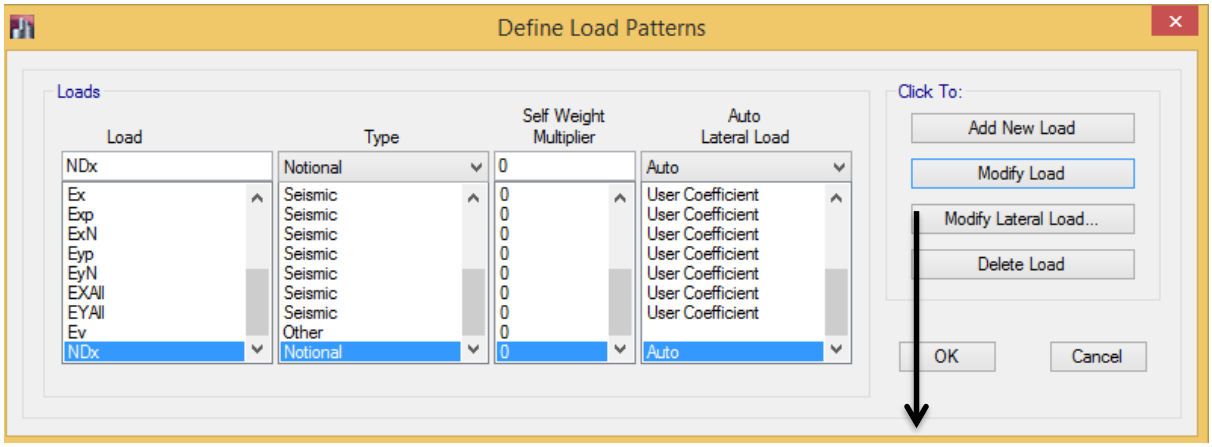
(۲) بار جانبی فرضی(N_i) باید به کلیهٔ ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی‌که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا بطور تقریب مقدار ضریب تشدید $B_۲$ در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته) با احتساب سختی کاهش یافتهٔ اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲) در کلیهٔ طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی (N_i) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نموده و از اثر آنها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرفنظر نمود.

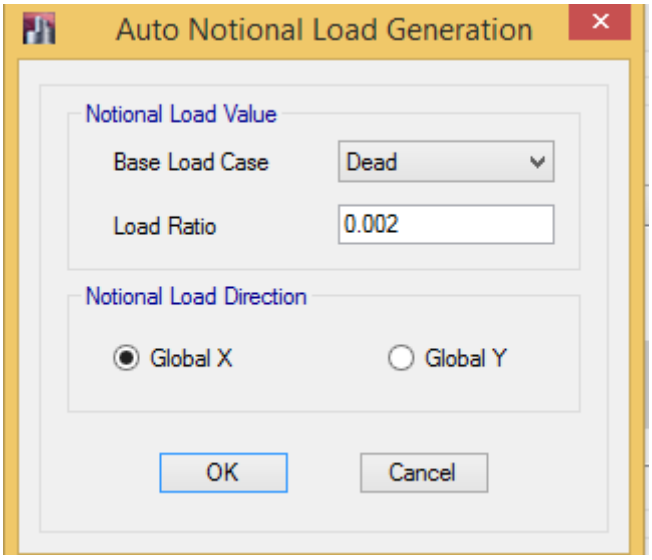
(۳) بارهای جانبی فرضی باید در راستایی به سازه اعمال شود که بیشترین اثر ناپایداری را داشته باشد.

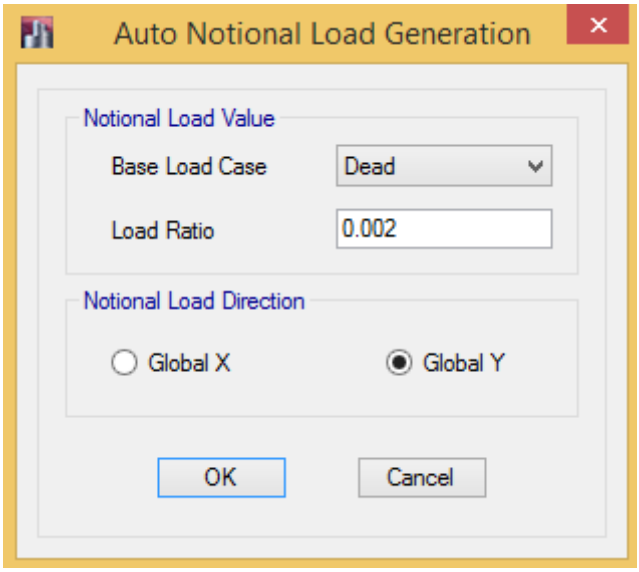
(۴) ضریب بار جانبی فرضی (۰/۰۰۲) براساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها در هر طبقه برابر $\frac{۱}{۵۰۰}$ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی‌که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر ($\frac{۱}{۵۰۰}$ارتفاع طبقه) کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می‌تواند متناسب با آن کاهش یابد.

تبصره: کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغیی مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

نکته: لازم به ذکر است که National Load فقط برای سازه‌های فولادی باید تعریف گردد. همچنین باید برای هرکدام از بارهای ثقلی مرده و زنده باید دو بار از نوع National تعریف گرددریال که یکی در راستای X و دیگری در راستای Y می‌باشد.







شکل۴۴: تعریف بار National برای بار مرده

این کار برای سایر بارهای ثقلی هم باید تعریف گردد.

۳-۵ اثر P-Δ

در کلیه سازه‌ها تاثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P -Δ معروف است. این اثر در مواردی‌که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P\Delta_e}{Vh}\right]_i \qquad (۳-۱۱)$$

در این رابطه:

P_i= مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n، طبقه آخر

Δ_{ei} = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی

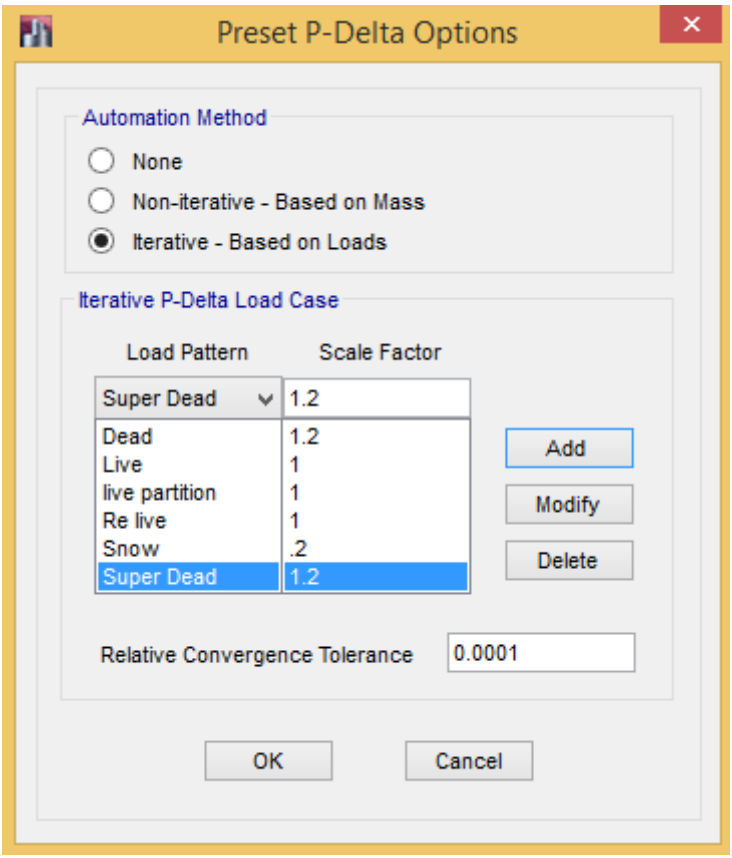
V_i= مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i= ارتفاع طبقه i

ترکیب بار حاکم بر P-Delta ترکیب بار حاصل از بارهای ثقلی برای طراحی می‌باشد؛ که بر اساس آئین‌نامه ASCE7 بصورت زیر می‌باشد.

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

مسیر: Define > P-Delta Options



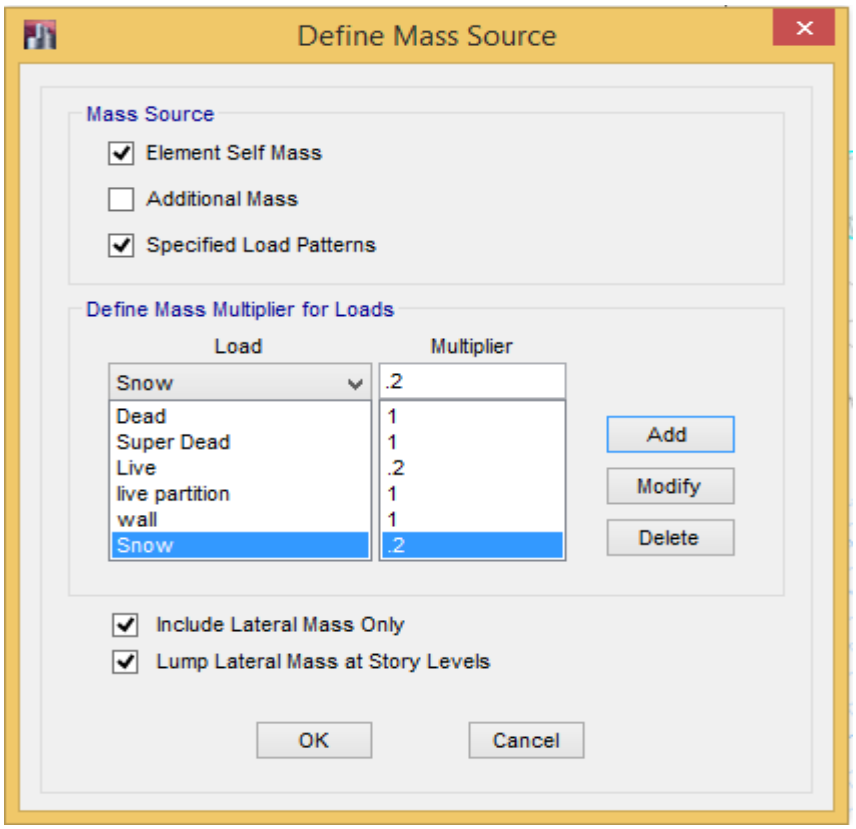
شکل۴۵: تعریف ترکیبات بار P-Δ

۳-۶ جرم لرزه ای سازه

براساس واقعیت رخداد زلزله با توجه به عدم مشخص بودن زمان زلزله احتمال اینکه در موقع زلزله تمام وزن سازه حضور داشته باشد و در جذب نیرو مشارکت کند خیلی کمتر است چون قسمتی از وزن سازه ناشی از بارهای زنده می‌باشد و در موقع زلزله نمی‌توان گفت که تمام بارهای زنده حتما حضور دارد لذا آیین نامه با توجه به منطق استفاده از سازه(باتوجه به کاربری سازه) میزان مشارکت بارها در موقع زلزله جهت جذب نیرو را به صورت زیر تعریف کرده است.

W: وزن مؤثر لرزه ای , شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف که در جدول (۲-۳) مشخص شده است. بارهای زنده و برف بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته می شود.

مسیر: Define > Mass source



شکل۴۶: تعریف جرم لرزه‌ای

۳-۷ ترکیبات بارگذاری

۳-۷-۱ ملاحظات کلی

۱-۳-۱ کلیه ساختمان های موضوع این آیین نامه ، بجز آن دسته از ساختمان های با مصالح بنایی که مقررات مندرج در فصل هفتم در آنها رعایت شده باشد ، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۳-۱-۲ 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.

۳-۱-۳ بجز مؤلفه های افقی نیروی زلزله که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند ۳-۳-۹ ذکر شده است باید منظور گردد.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود در هم 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 ۳-۷-۳ ، برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می شود ، الزامی نیست.

۳-۱-۵ 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.

۳-۱-۶ 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 آئین‌نام 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.

۷-۳-۲ ترکیب بار مربوط به اثر مولفه قائم زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف-کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ-تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. درصورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V=0.6\ AIW_p \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.

در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

۳-۳-۹-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به‌کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.

بنابراین با توجه به مورد الف بند ۳-۳-۱-۹ در تمام سازه‌های که در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارند(مانند شهر تبریز) باید مولفه قائم زلزله نیز در نظر گرفته شود. برای درنظر گرفتن اثر مولفه قائم بری کل سازه بهتر است که، مقدار آن با بار مرده بصرت زیر در ترکیبات بار در نظر گرفته شود.

مثلا برای سازه‌های با اهمیت متوسط(مسکونی) داریم:

0.6*.35*1=0.21

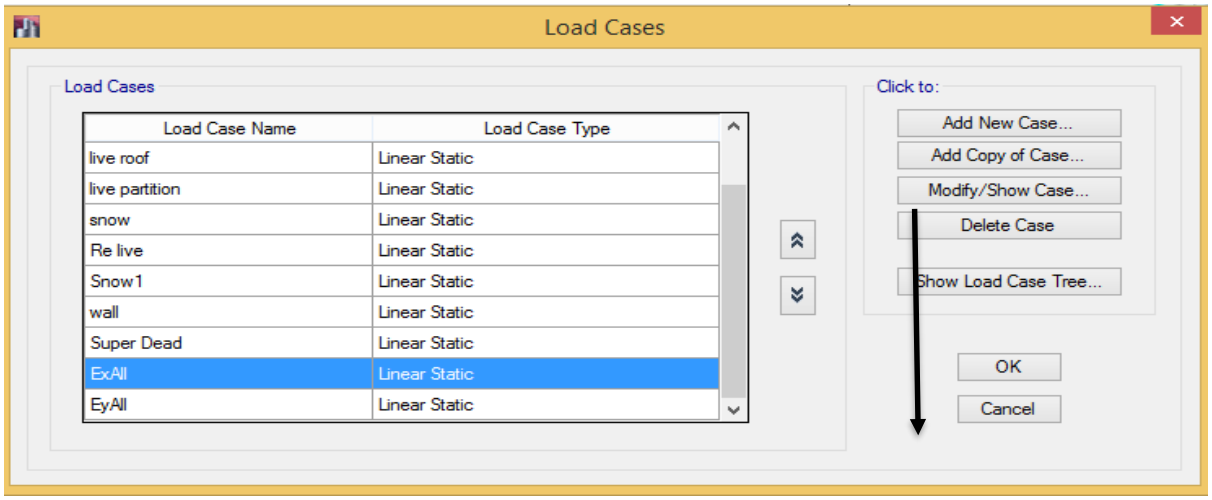
پس در ترکیبات مربوط به بار مرده، ضرایب بار مرده با 0.21 جمع میگردد. مثلا بار مرده بجای ضریب 1.2D مقدار 1.41D بکار برده خواهد شد. لازم به ذکر است که با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مولفه قائم با ضریب ۱ در ترکیبات بار بکار می‌رود. همچنین ضریب اضافه مقاومت(Ω_0) در ترکیبات بار به مولفه قائم ضرب نمی‌شود.

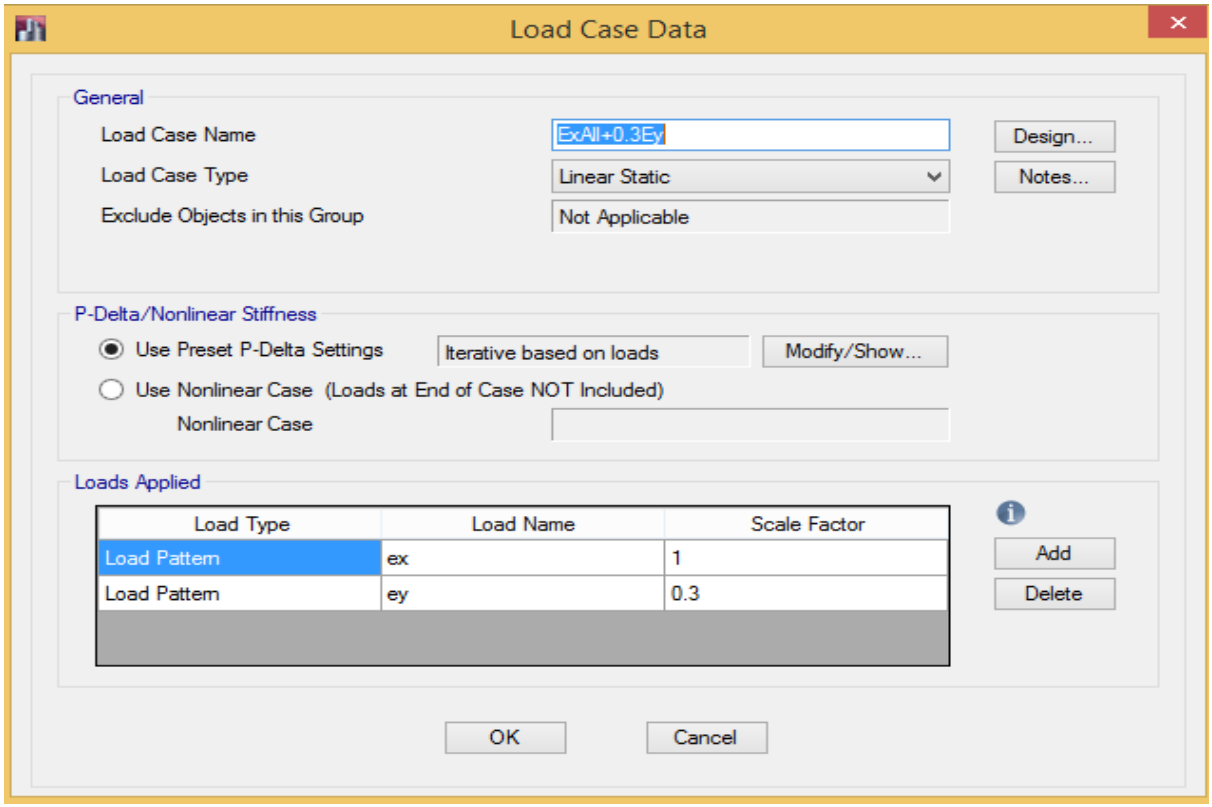
۳-۷-۳ تعریف ترکیبات بار بر اساس پیش فرض نرم‌افزار

با توجه به توضیحات داده شده اگر بخواهیم ترکیبات بار مربوط به سازه‌های بتنی را بر اساس آئین‌نامه ACI در نرم‌افزار تعریف نمائیم بصورت زیر اقدام خواهیم کرد.

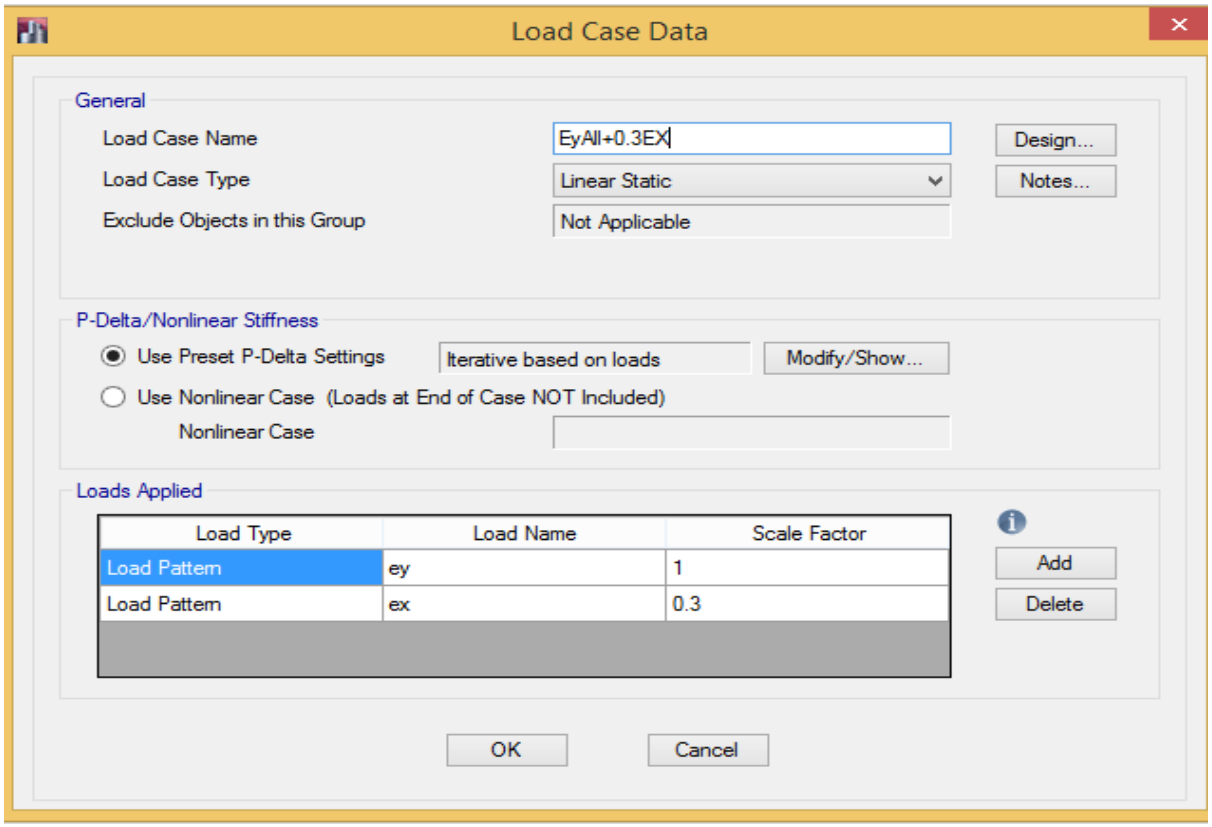
گام اول: تعریف ترکیب بار همزمان مولفه‌های افقی در Load Case

مسیر: Define > Load Case





شکل۴۷: تعریف ترکیبات بار مربوط به زلزله راستای X با ۳۰ درصد زلزله راستای Y

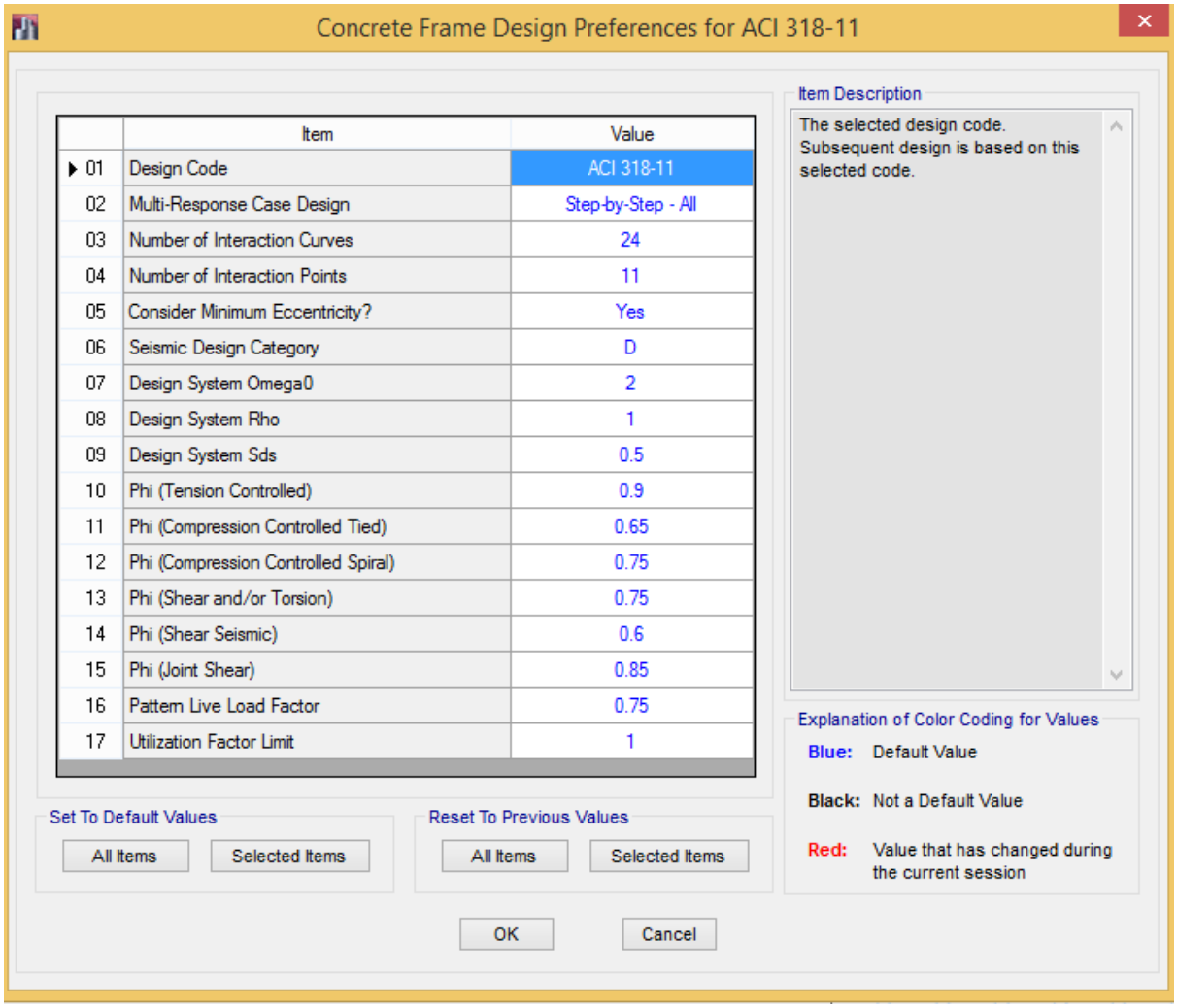


شکل۴۸: تعریف ترکیبات بار مربوط به زلزله راستای Y با ۳۰ درصد زلزله راستای X

به همین ترتیب ترکیب بار EXAll-0.3Ey و EYAll-0.3EX نیز باید تعریف گردد.

گام دوم: انتخاب آئین‌نامه طراحی

مسیر: Design > Concrete Frame Design > View/ Revise Preferences

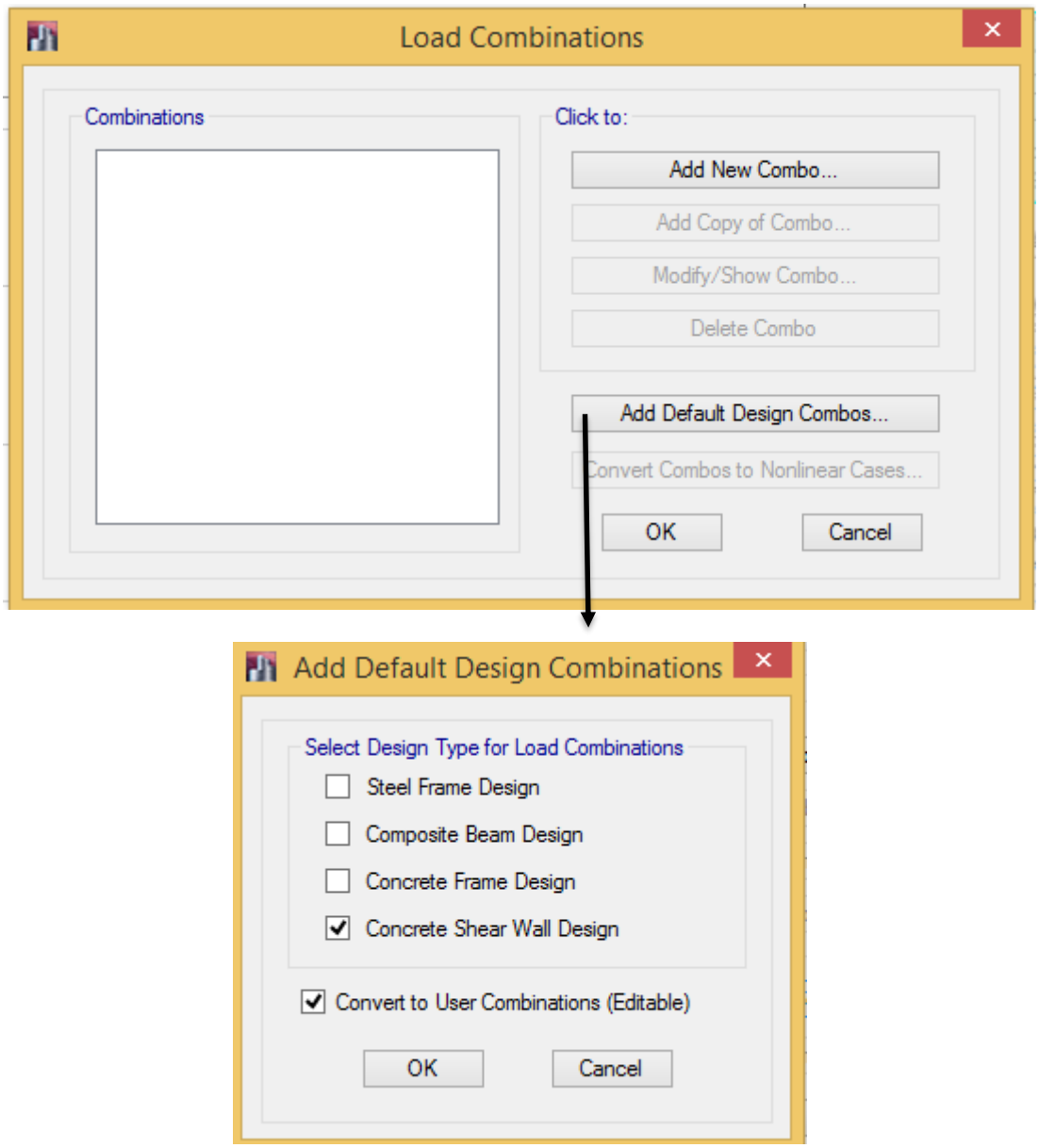


	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-11
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	D
07	Design System Omega0	2
08	Design System Rho	1
09	Design System Sds	0.5
10	Phi (Tension Controlled)	0.9
11	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
12	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
13	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
14	Phi (Shear Seismic)	0.6
15	Phi (Joint Shear)	0.85
16	Pattern Live Load Factor	0.75
17	Utilization Factor Limit	1

شکل۴۹: انتخاب آئین نامه طراحی سازه‌های بتنی

گام سوم: فراخوانی ترکیبات بار پیش فرض

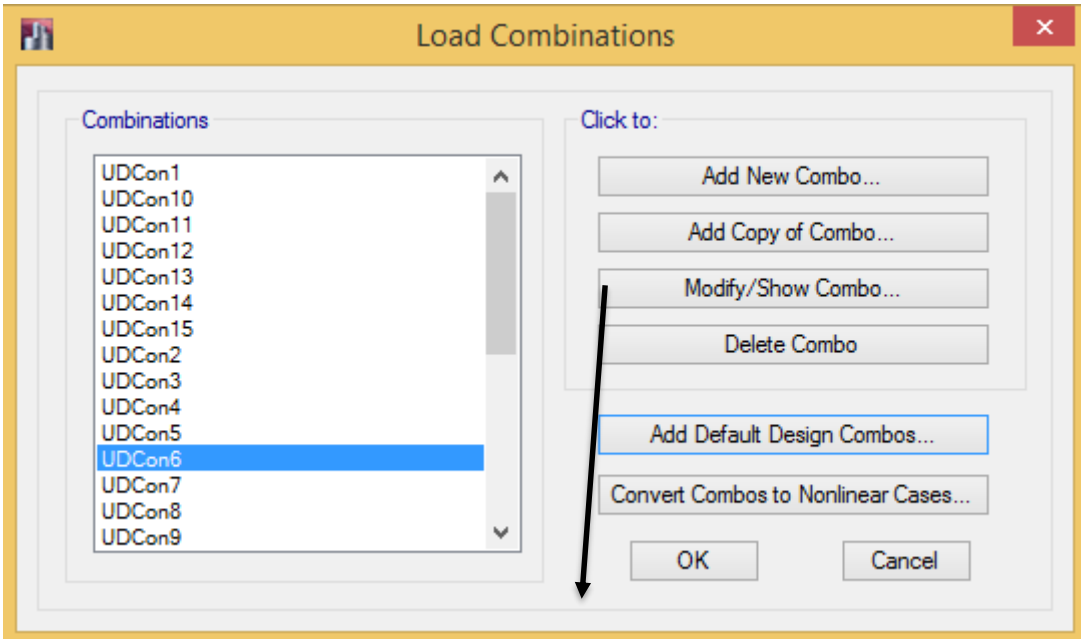
مسیر: Define > Load Combinations

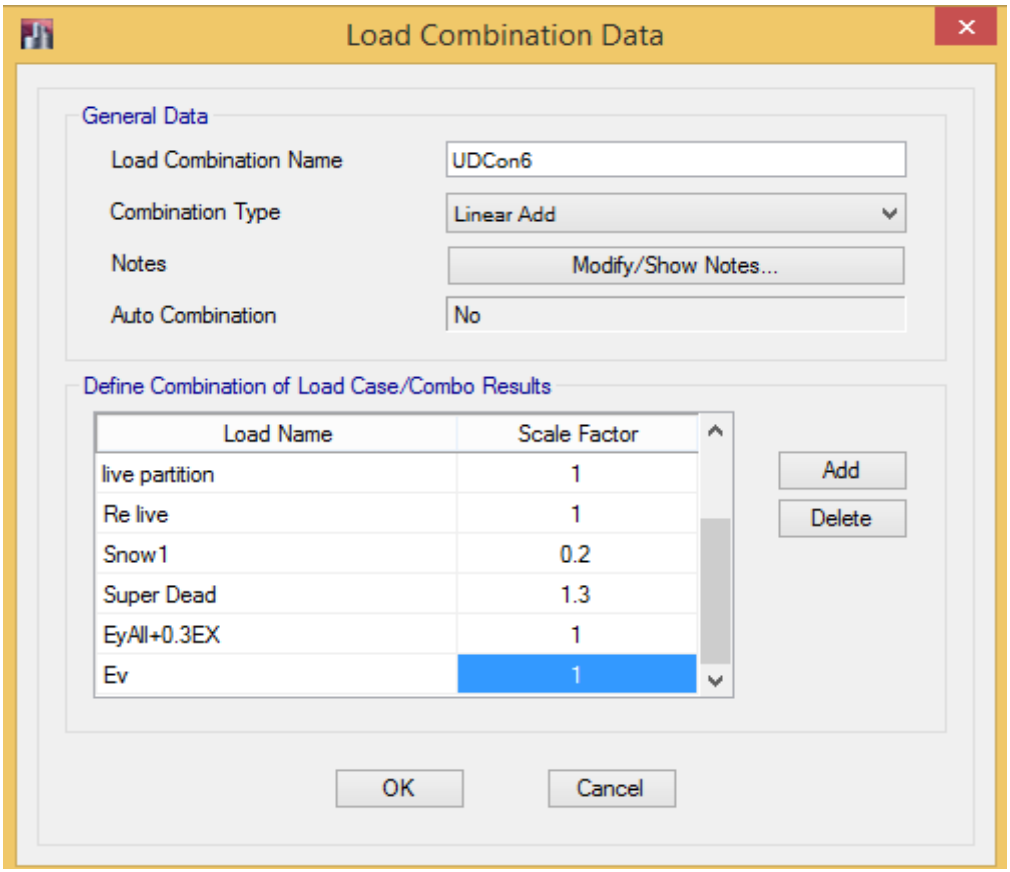


شکل ۵۰: فراخوانی ترکیبات بار پیش فرض نرم‌افزار برای سازه‌های بتنی

گام چهارم: ویرایش ترکیبات بار و اضافه کردن EV به ترکیبات مربوط به بار جانبی زلزله

مسیر: Define > Load Combinations





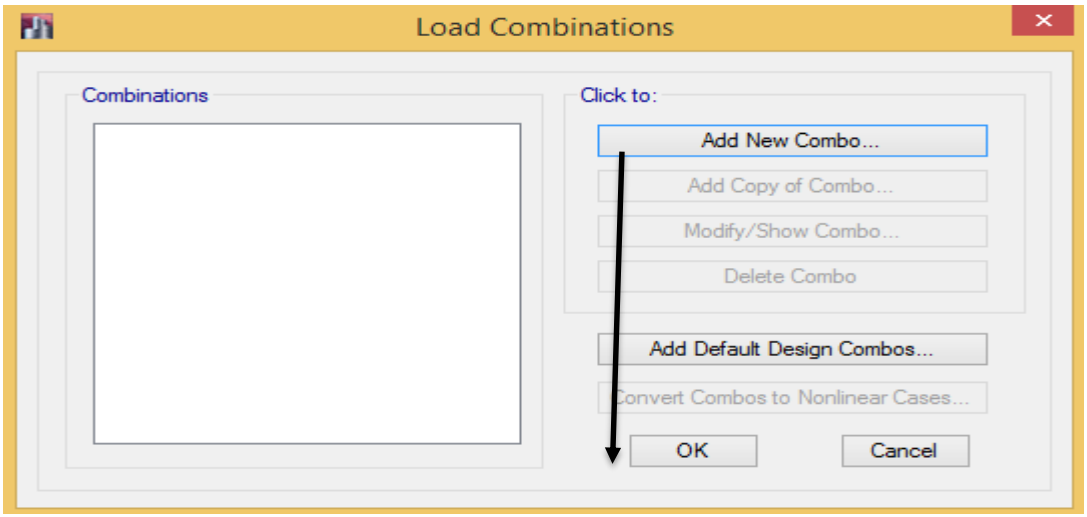
شکل ۵۱: اضافه کردن ترکیب بار مربوط به مولفه قائم در راستای مثبت

مولفه قائم زلزله باید در تمامی ترکیبات مربوط به بارهای لرزه‌ای افزوده شود.

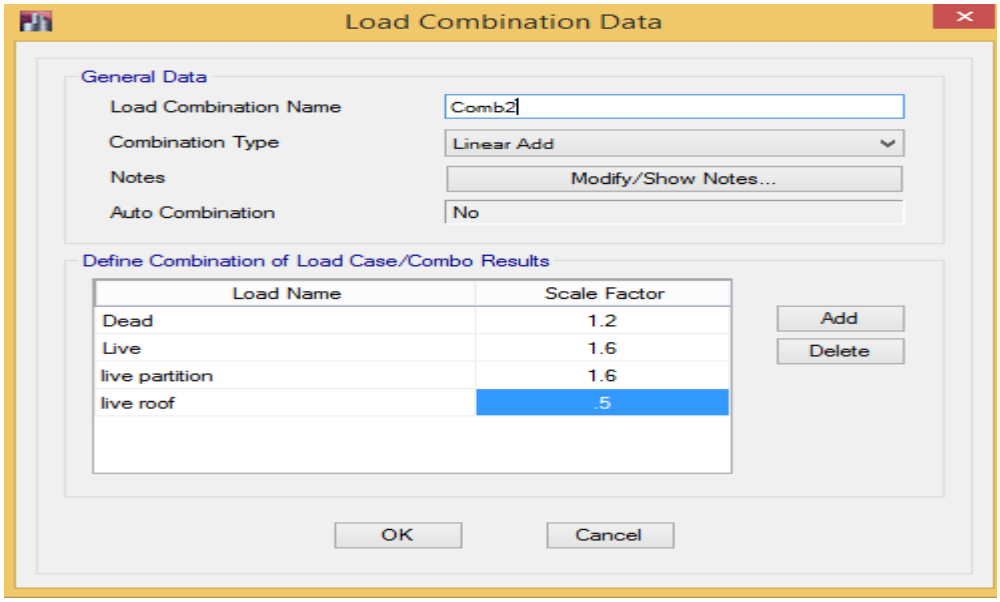
۷-۳-۴ تعریف ترکیبات بار بصورت دستی بر اساس ACI

اگر بخواهیم ترکیبات بارگذاری سازه‌های بتنی بر اساس آئین‌نامه ACI بصورت دستی وارد گردد بصورت زیر و بر اساس جدول ۳-۱ خواهد بود.

مسیر: Define > Load Combinations



شکل۵۲: تعریف ترکیب بار جدید



شکل۵۳: اضافه کردن ضرایب بارها

جدول ۳-۱: ترکیب بار سازه‌های بتنی بر اساس ACI

Combo	Dead	Live	Live Partition	Live Roof	Snow	ExAll	EYAll	EXALL+0.3Ey	ExAll-0.3Ey	EyALL+0.3Ex	EYAll-0.3Ex	EV
1	1.4											
2	1.2	1.6	1.6	0.5								
3	1.2	1.6	1.6		0.5							
4	1.2	1	1	1.6								
5	1.2	1	1		1.6							
6	1.41	1	1		0.2	1						1
7	1.41	1	1		0.2	-1						1
8	1.41	1	1		0.2		1					1
9	1.41	1	1		0.2		-1					1
10	1.41	1	1		0.2			1				1
11	1.41	1	1		0.2			-1				1
12	1.41	1	1		0.2				1			1
13	1.41	1	1		0.2				-1			1
14	1.41	1	1		0.2					1		1
15	1.41	1	1		0.2					-1		1
16	1.41	1	1		0.2						1	1
17	1.41	1	1		0.2						-1	1
18	0.69					1						-1
19	0.69					-1						-1
20	0.69						1					-1
21	0.69						-1					-1
22	0.69							1				-1
23	0.69							-1				-1
24	0.69								1			-1
25	0.69								-1			-1
26	0.69									1		-1
27	0.69									-1		-1
28	0.69										1	-1
29	0.69										-1	-1

در جدول ۳-۱ ترکیبات بار بر اساس وجود مولفه قائم، همزمانی مولفه‌های افقی(۳۰-۱۰۰) و پیچش تصادفی تنظیم گشته است. اگر مولفه قائم وجود نداشته باشد؛ ضرایب بارمرده از 1.41 به 1.2 و 0.69 به 0.9 تبدیل شده و Ev از ترکیبات حذف خواهد شد.

۳-۷-۵ ترکیبات بارگذاری سازه های بتنی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

در نرم‌افزار Etabs می‌توان برای طراحی سازه‌های بتنی از ترکیبات بار مبحث نهم مقررات ملی ساختمان نیز استفاده کرد. برای استفاده از ترکیبات بار مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، آئین‌نامه طراحی باید CSA که آئین‌نامه ساختمانهای بتنی کانادا می‌باشد؛ انتخاب گردد. روش طراحی سازه‌های بتنی در آئین‌نامه CSA و مبحث نهم همانند هم بوده و بر اساس حالات حدی نهائی می‌باشد. ترکیبات بار سازه‌های بتنی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در جدول ۳-۲ آورده شده است.

جدول ۳-۲: ترکیبات‌بار سازه‌های بتنی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی

Combo	Dead	Live	Live Partition	Snow or LRoof	ExAll	EYAll	EXALL+0.3Ey	ExAll-0.3Ey	EyALL+0.3Ex	EYAll-0.3Ex	EV
1	1.25	1.5	1.5	1.5							
2	1.21	1.2	1.2	1	0.84						1
3	1.21	1.2	1.2	1	0.84						1
4	1.21	1.2	1.2	1		0.84					1
5	1.21	1.2	1.2	1		-0.84					1
6	1.21	1.2	1.2	1			0.84				1
7	1.21	1.2	1.2	1			-0.84				1
8	1.21	1.2	1.2	1				0.84			1
9	1.21	1.2	1.2	1				-0.84			1
10	1.21	1.2	1.2	1					0.84		1
11	1.21	1.2	1.2	1					-0.84		1
12	1.21	1.2	1.2	1						0.84	1
13	1.21	1.2	1.2	1						-0.84	1
14	0.64				0.84						-1
15	0.64				-0.84						-1
16	0.64					0.84					-1
17	0.64					-0.84					-1
18	0.64						0.84				-1
19	0.64						-0.84				-1
20	0.64							0.84			-1
21	0.64							-0.84			-1
22	0.64								0.84		-1
23	0.64								-0.84		-1
24	0.64									0.84	-1
25	0.64									-0.84	-1

در جدول ۳-۲ نیز ترکیبات بار بر اساس وجود مولفه قائم، همزمانی مولفه‌های افقی(۳۰-۱۰۰) و پیچش تصادفی تنظیم گشته است. اگر مولفه قائم وجود نداشته باشد؛ ضرایب بارمرده از 1.21 به 1 و 0.64 به 0.85 تبدیل شده و Ev از ترکیبات حذف خواهد شد.

۶-۷-۳ ترکیبات بارگذاری سازه های فولادی به روش طراحی بر اساس حالات حدی مقاومت

با توجه به اینکه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مطابقت زیادی با آئین‌نامه فولاد آمریکا(AISC) دارد؛ لذا ترکیبات ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای سازه‌های فولادی به روش طراحی بر اساس مقاومت(LRFD) همانند AISC می‌باشد. لذا می‌توان هم از ترکیبات بار پیش فرض برنامه برای طراحی سازه‌های فولادی استفاده کرد و هم ترکیبات بار را بصورت دستی همانند جدول ۳-۳ در نرم‌افزار تعریف کرد.

در جدول ۳-۳ نیز ترکیبات بار بر اساس وجود مولفه قائم، همزمانی مولفه‌های افقی(۳۰-۱۰۰) و پیچش تصادفی تنظیم گشته است. اگر مولفه قائم وجود نداشته باشد؛ ضرایب بارمرده از 1.41 به 1.2 و 0.69 به 0.9 تبدیل شده و Ev از ترکیبات حذف خواهد شد.

جدول۳-۳: ترکیبات بار طراحی سازه‌های فولادی بر اساس مبحث شش مقررات ملی ساختمان و AISC

Combo	Dead	Live	Live Partition	NDX	NDY	NLX	NLY	NLPX	NLPY	NLRX	NLRY	Snow or LRoof	ExAll	EYAll	EXALL+0.3Ey	ExAll-0.3Ey	EyALL+0.3Ex	EYAll-0.3Ex	EV
1	1.4			1.4															
2	1.4			-1.4															
3	1.4				1.4														
4	1.4				-1.4														
5	1.2	1.6	1.6	1.2		1.6		1.6		0.5		0.5							
6	1.2	1.6	1.6	-1.2		-1.6		-1.6		-0.5		0.5							
7	1.2	1.6	1.6		1.2		1.6		1.6		0.5	0.5							
8	1.2	1.6	1.6		-1.2		-1.6		-1.6		-0.5	0.5							
9	1.2	1	1	1.2		1		1		1.6		1.6							
10	1.2	1	1	-1.2		-1		-1		-1.6		1.6							
11	1.2	1	1		1.2		1		1		1.6	1.6							
12	1.2	1	1		-1.2		-1		-1		-1.6	1.6							
13	1.41	1	1									0.2	1						1
14	1.41	1	1									0.2	-1						1
15	1.41	1	1									0.2		1					1
16	1.41	1	1									0.2		-1					1
17	1.41	1	1									0.2			1				1
18	1.41	1	1									0.2			-1				1
19	1.41	1	1													1			1
20	1.41	1	1													-1			1
21	1.41	1	1														1		1
22	1.41	1	1														-1		1
23	1.41	1	1															1	1
24	1.41	1	1															-1	1
25	0.69												1						-1
26	0.69												-1						-1
27	0.69													1					-1
28	0.69													-1					-1
29	0.69														1				-1
30	0.69														-1				-1
31	0.69															1			-1
32	0.69															-1			-1
33	0.69																1		-1
34	0.69																-1		-1
35	0.69																	1	-1
36	0.69																	-1	-1

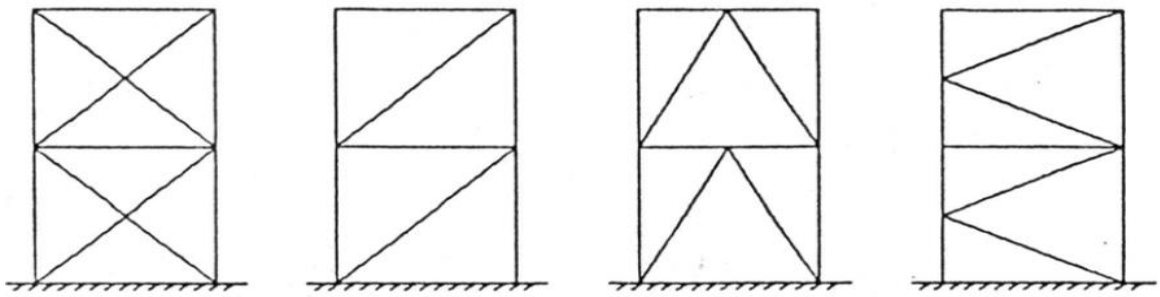
۳-۸ مدلسازی سازه

۳-۸-۱ مدلسازی سازه فولادی با سیستم مقاوم جانبی مهاربندی(ستون، تیر ، مهاربند)

در این سیستم، بارهای قائم و ثقلی توسط تیر و ستون و بارهی جانبی توسط مهاربندها تحمل می‌شود.

انواع مهاربندها:

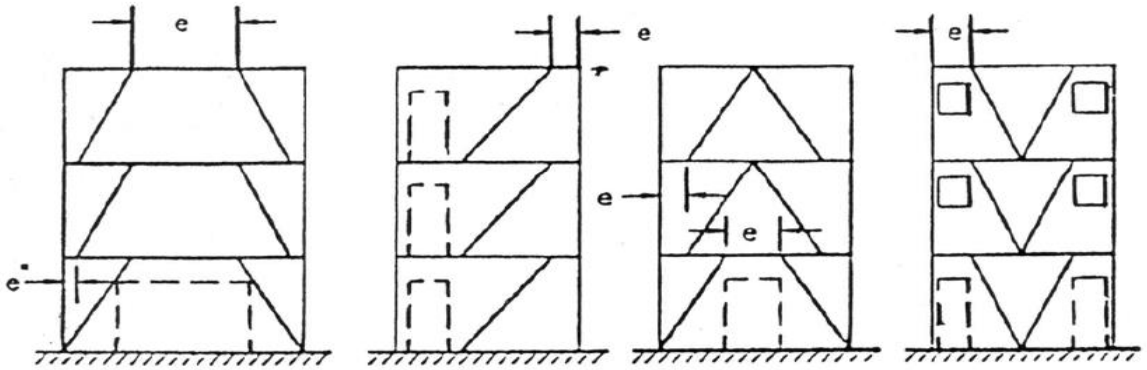
۱- **مهاربندهای هم محور(CBF)**:۱-سختی زیاد ۲-شکل پذیری کم ۳-جابجایی جانبی کم ۴-محدودیت در بازشو ۵-اجرای راحت



شکل۵۴: نمونه‌هایی از مهاربند هم محور

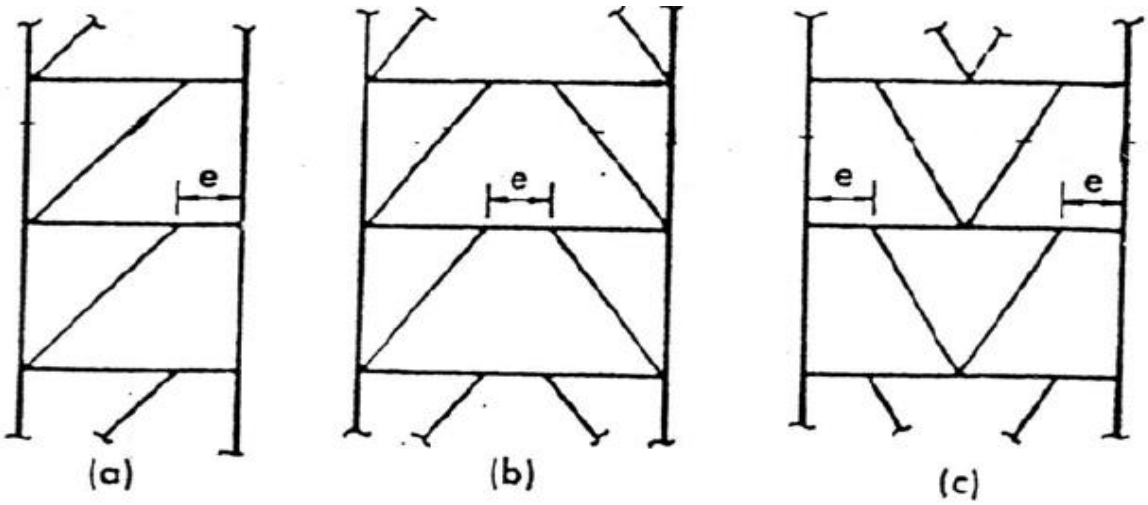
۲- **مهاربندهای برون محور(EBF)**:۱- سختی جانبی کمتر ۲- شکل پذیری بیشتر۳- قابلیت استهلاک انرژی بیشتر ۴- عدم محدودیت درجایگذاری بازشوها ۵- اجرای نسبتا سخت در تیر پیوند

سیستم های مقاوم فولادی همچون قاب های خمشی و قاب مهاربندی شده هم مرکز هر کدام به تنهایی نمی توانند هر دو عامل سختی و شکل پذیری را به صورت مطلوب فراهم نمایند و تأمین هر دو هدف توسط این سیستم ها باعث غیر اقتصادی شدن طرح می گردد. برای افزایش شکل پذیری قاب‌های مهاربندی شده سیستم مهاربند خارج از مرکز (EBF) توسط پوپوف درسال ۱۹۷۸ پیشنهاد گردید .تأمین دو خواسته بالا توسط این سیستم،به سرعت به کارگیریآن را در آیین نامه های مختلف رایج کرد. ولی ضعف بزرگ این سیستم تیر پیوند می باشد که خود قسمتی از تیر اصلی می باشد و تعویض یا تعمیر آن پس از یک زلزله شدید بسیار مشکل می باشد.



شکل۵۵: نمونه‌هایی از مهاربند برون محور

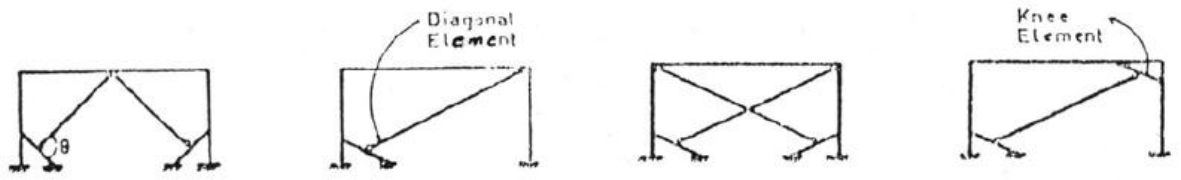
در این سیستم قسمتی از تیر که بین عضو قطری تا ستون یا بین دو مهاربند قرار می گیرد لینک یا پیوند نامیده می شود، تیر پیوند دارای این خاصیت است که می تواند نیروهای مهاربندی را از طریق خود به ستون یا عضو قطری دیگر انتقال دهد و نهایتاً نیروهای متعادلی را به مهاربند وارد سازد .در واقع پیوند در اینجا مانند فیوز شکل پذیری عمل می کنند و خود مقادیر عمده ای از انرژی زلزله را جذب می کند .در واقع در طراحی یک طراحی برای سیستم مهاربند برون محور این تیر پیوند است که با تشکیل مفصلهای خمیری، تغییر شکلهای بزرگ غیر ارتجاعی را تحمل کند. عناصر قطری باید طوری طراحی شوند که حتی در مقابل بارهای جانبی شدید هم کمانه نکنند. به همین علت، طول پیوند و کم یا زیاد شدن آن نقشی اساسی در رفتار سیستم بر عهده می گیرد.



شکل۵۶: موقعیتهای متفاوت تیر پیوند

۳-مهاربندهای زانوئی(KBF):

برای رفع این مشکل در سال ۱۹۸۶ سیستم مهاربند زانویی کمانش پذیر توسط آچوا مطرح شد .آچوا پیشنهاد کرد عضو قطری طوری طراحی شود که فقط کشش را تحمل کند وسختی و شکل پذیری هر دو توسط عضو زانویی تأمین گردد. مشکل عمده سیستم پیشنهادی آچوا لاغری عضو قطری بود که در فشار سریعاً کمانش می نمود و برای طرح لرزه ای مناسب نبود . در سال ۱۹۹۰ بالندرا با انجام تغییراتی در سیستم فوق و استفاده از یک عضو قطری که جلوی کمانش آن گرفته شده است، سیستم مهاربند زانوییKBF (Knee Braced Frame) را پیشنهاد نمود . در سیستم پشنهادی بالندرشکل پذیری و به تبع آن استهلاک انرژی توسط عضو زانویی و سختی توسط عضو قطری تأمین شده است .بعد از آزمایش تمام مقیاس انجام شده روی سیستم مهاربند زانویی مشخص شد، هنگامی عضو زانویی در مقابل کمانش محلی و کمانش پیچشی جانبی طراحی می گردد حلقه های هیسترزیس ایجاد شده منظم و بدون کاهش سختی به پیش می روند.



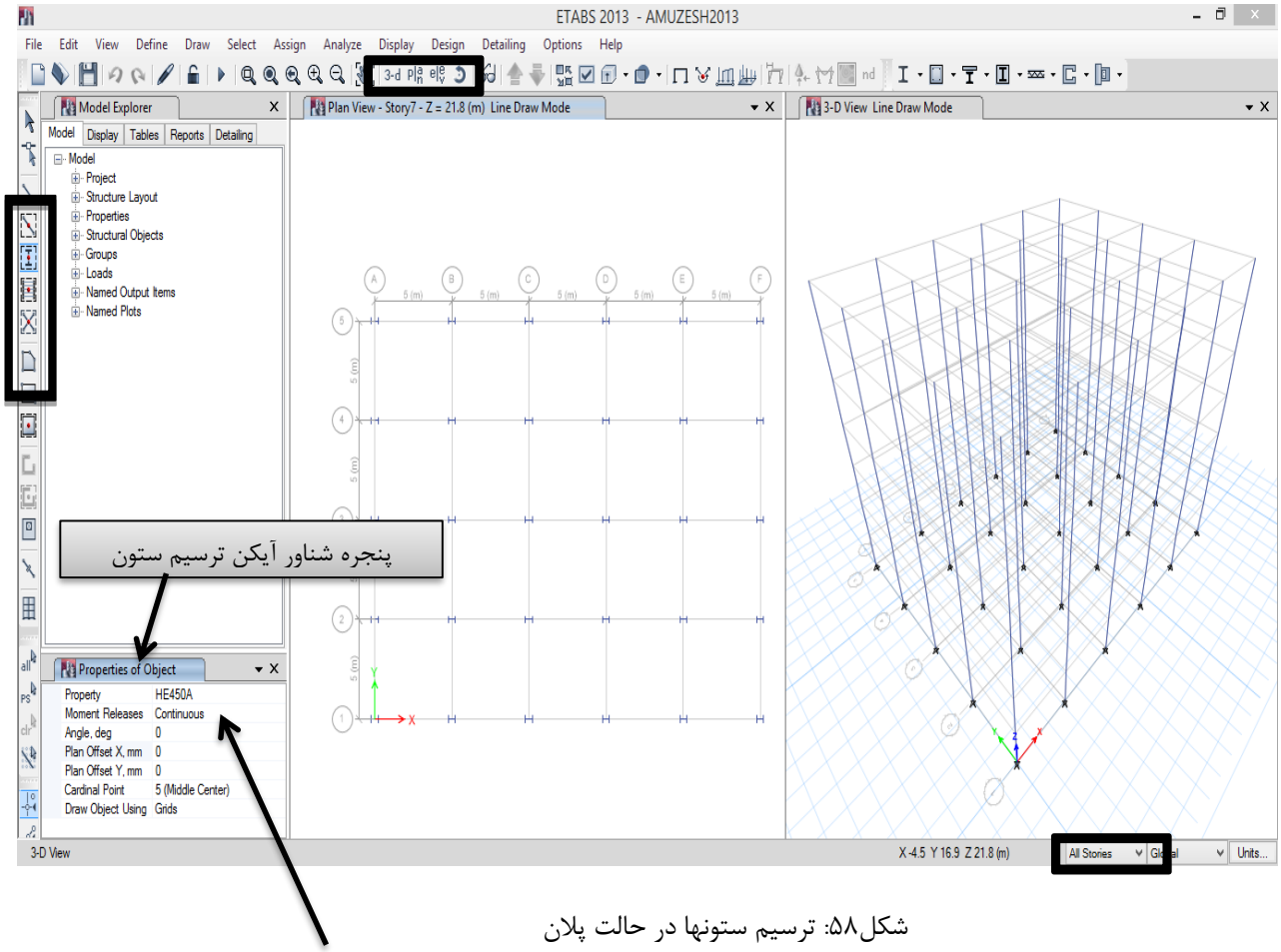
شکل۵۷: نمونه‌هایی از مهاربند زانوئی

به غیر از مهاربندهای رایج ذکر شده در بالا مهاربندهایی از جمله مهاربند **مایکرو** و مهاربندی **کلان** نیز وجود دارد که در آینده کاربرد فراوانی در صنعت ساختمان کشورمان خواهند داشت.

۳-۸-۱-۱ 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

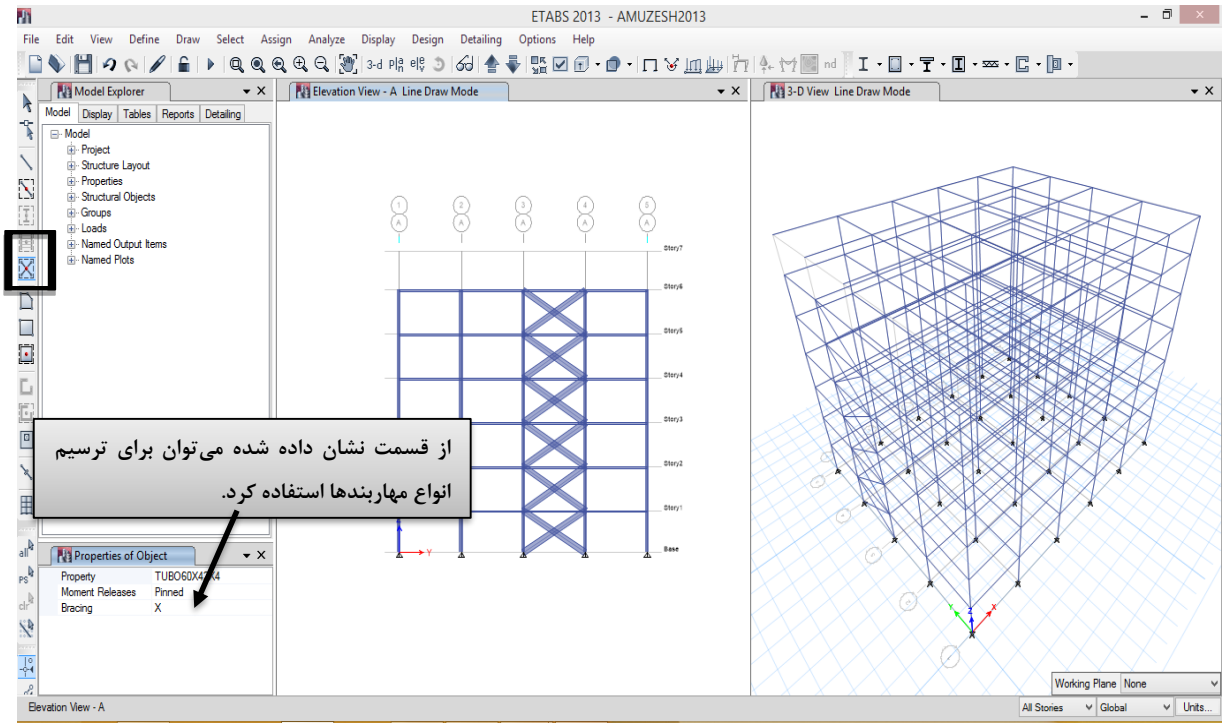
توجه: در ترسیم ستونها باید دقت کرد که اتصال ستون به ستون همیشه گیردار است.

ترسیم تیرها نیز همانند ستونها انجام می‌شود. اما با توجه به اینکه سیستم مقاوم جانبی سازه مهاربندی می-باشد، لذا بایستی اتصالات تیر به ستون مفصلی در نظر گرفته شود. برای مفصلی کردن اتصالات تیر به ستون کافی است در پنجره شناور ترسیم تیر در قسمت Moment Releases گزینه Pinned انتخاب گردد.

۳-۸-۱-۲ ترسیم مهاربندها

برای ترسیم مهاربندها ابتدا قاب مورد نظر انتخاب و از مسیر زیر و یا آیکن نشان داده شده استفاده می شود.

مسیر: Draw > Draw Beam/ Column/ Brace Object

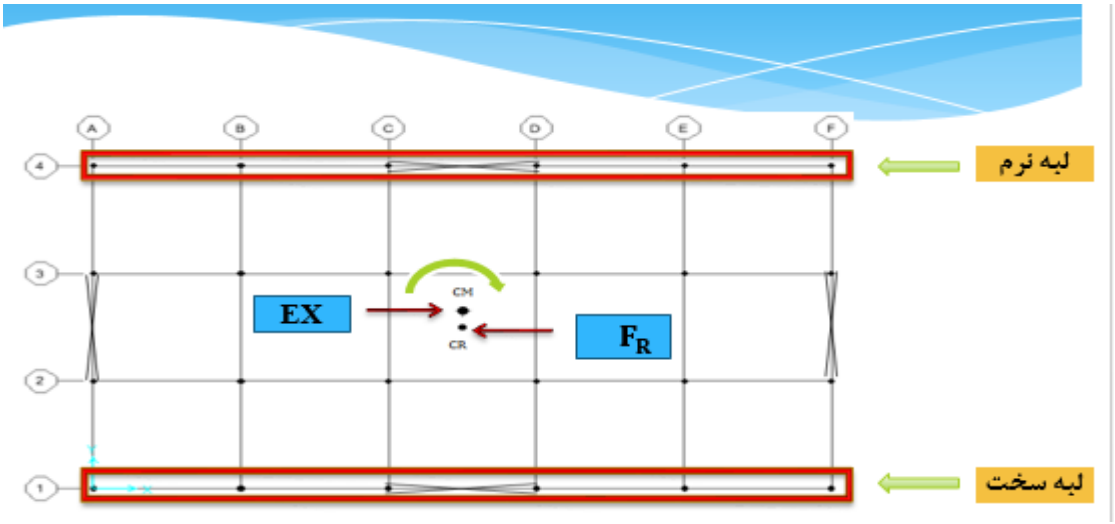


شکل۵۹: ترسیم مهاربند ضربدری در قاب A

توجه۲: مهاربندها باید طوری در سازه قرار بگیرند که باعث خروج از مرکزیت در سازه نگردند. برای این منظور باید بصورت متقارن در طرفین مرکز جرم قرار گیرند. وجود پیچش درسازه باعث پیچیده گی رفتار سازه و آسیب پذیر شدن سازه در مقابل نیروی های ناشی از زلزله می گردد.

توجه۳: با توجه به اینکه با افزایش فاصله از مرکز سختی، سختی پیچشی مهاربندها افزایش می یابد، باید دقت کرد تا جایی که امکان دارد مهاربندها در قابهای پیرامونی سازه قرار گیرند تا از حداکثر ظرفیت مهاربندها استفاده شود.

توجه۱: اتصال مهاربندها به تیر و ستون در هر حالت مفصلی(Pinned) خواهد بود.



شکل ۶۰: رفتار سازه در صورت وجود خروج از مرکزیت جرم یا سختی

درسازه ها اگرمرکز جرم و سختی نسبت به هم خروج ازمرکزیت نداشته باشد پیچش درسازه بوجود نمی-آیدکه این حالت از سازه ازنظر رفتاری مطلوبترین حالت است. چون المان های مقاوم جانبی هر راستا به نسبت سختی خود از نیروهای جانبی سهم خواهند برد اما در مواقعی که مابین مرکزجرم و سختی خروج ازمرکزیت بوجود می‌آید در سازه پیچش القا می‌شود؛ که این عامل باعث پیچیده شدن رفتارسازه‌ها درمقابل نیروهای جانبی می‌گردد. اگر در سازه پیچش بوجود بیاید رفتارسازه قابل پیش بینی نخواهد بود؛ چون در مواقع القاء شدن پیچش درسازه‌ها میزان توزیع نیرو در المان‌ها دیگر به نسبت سختی نبوده وعلاوه برالمان-های مقاوم جانبی هرراستا المان‌های مقاوم جانبی راستای عمود بر جهت زلزله نیز از نیروهای جانبی سهم خواهد برد که این عامل باعث پیچیدگی هرچه بیشتر رفتارسازه‌ها در مقابل زلزله می‌شود.

تجربه نشان داده است که، در سازه‌هایی که پیچش بوجود می‌آید لزوما سازه‌ها نسبت به حالت بدون پیچش می‌تواند آسیب پذیرتر باشند. چون واکنش سازه درمقابل پیچش به پارامترهای بیشتری وابسته است که مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که، در سازه‌های دارای پیچش عوامل دینامیکی نیروهای جانبی و سازه دخالت بیشتری، در رفتار سازه‌ها خواهند داشت که، به این دلیل امکان ناپایداری سازه در مواقع زلزله در این سازه‌ها افزایش می‌یابد.**توصیه می‌شود که مرکز سختی nvسازه تاحد امکان به مرکز جرم سازه نزدیک باشد تا از بوجود آمدن پیچش جلوگیری و یا ازمقدارآن کاسته شود.**

با توجه به توضیحات داده شده، می‌توان نتیجه گرفت که المان‌های مقاوم جانبی به نسبت سختی درفاصله، ازپیچش بوجود آمده در سازه سهم می‌برد؛ لذا هرچقدر فاصله المان‌های مقاوم جانبی از مرکز سختی بیشتر باشد سهم بیشتری ازپیچش خواهند داشت.

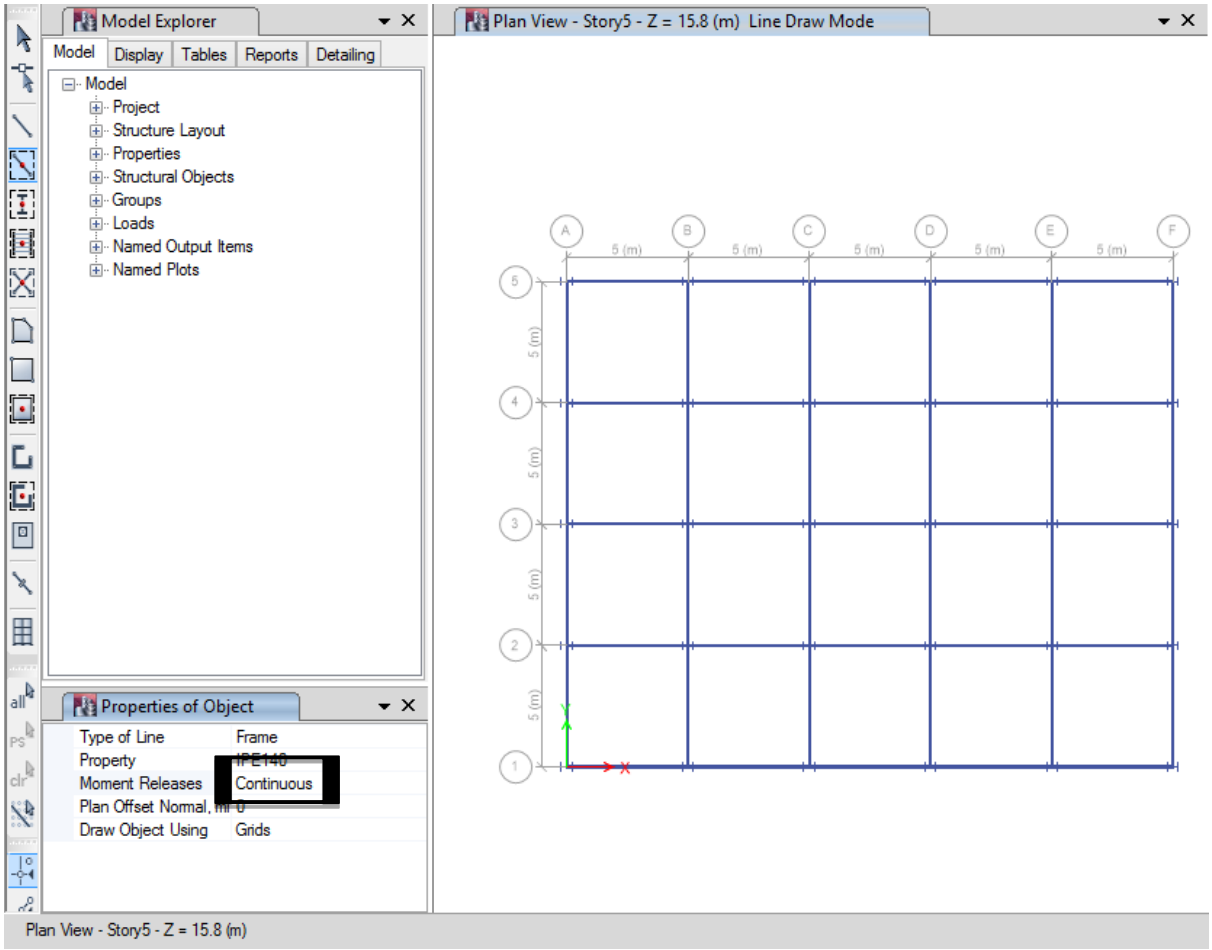
در چنین سازه‌هایی، در لبه‌ای که فاصله آن ازمرکز سختی نسبت به مرکز جرم کمتراست(لبه سخت) پیچش باعث کاهش پاسخ سازه و در لبه‌ای که فاصله آن از مرکز سختی نیبت به مرکز جرم بیشتر است(لبه نرم) پاسخ سازه افزایش یابد. لذا دو معقوله لبه‌ی نرم و سخت که رفتار کاملا متفاوت نسبت به هم دارند باعث می‌شوندکه سازه از پیچیدگی زیادی برخوردار شود و بسیارآسیب پذیرتر گردد.

۲-۸-۳ مدلسازی سازه فولادی با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی

در این نوع سیستم بارهای ثقلی توسط تیر و ستون و بارهای جانبی توسط رفتار خمشی برشی تیر و ستون تحمل می گردد. خصوصیات این نوع سیستمها عبارتند از:

۱-شکل پذیری بالا ۲- سختی جانبی کم ۳- قابلیت اعتماد به پایداری بالا ۴- عدم محدودیت بازشوها ۵- اجرای نسبتا سخت(به علت داشتن اتصالات گیردار و جوش نفوذی در این اتصالات) ۶- قابلیت استفاده درسازه های با تعداد طبقات بالا ۷- هزینه ساخت نسبتا بالا ۸- جابجایی جانبی بیشتر

در سیستم قاب خمشی مدلسازی ستون همانند سیستم قبل خواهد بود. ولی در ترسیم تیرها باید دقت کرد که، اتصالات تیرها به ستونها گیردار خواهند بود. لذا ترسیم تیرها بصورت زیر خواهد بود.



شکل۶۱: ترسیم تیرها در قاب خمشی

لازم به ذکر است که در سازه‌های فولادی با قاب خمشی، برای قاب‌بندی از تیرهای مورب استفاده نشود. چون در سیستم قاب خمشی فولادی، در تیرهای مورب نشیمن مناسب برای تامین اتصال صلب تیر به ستون وجود ندارد.

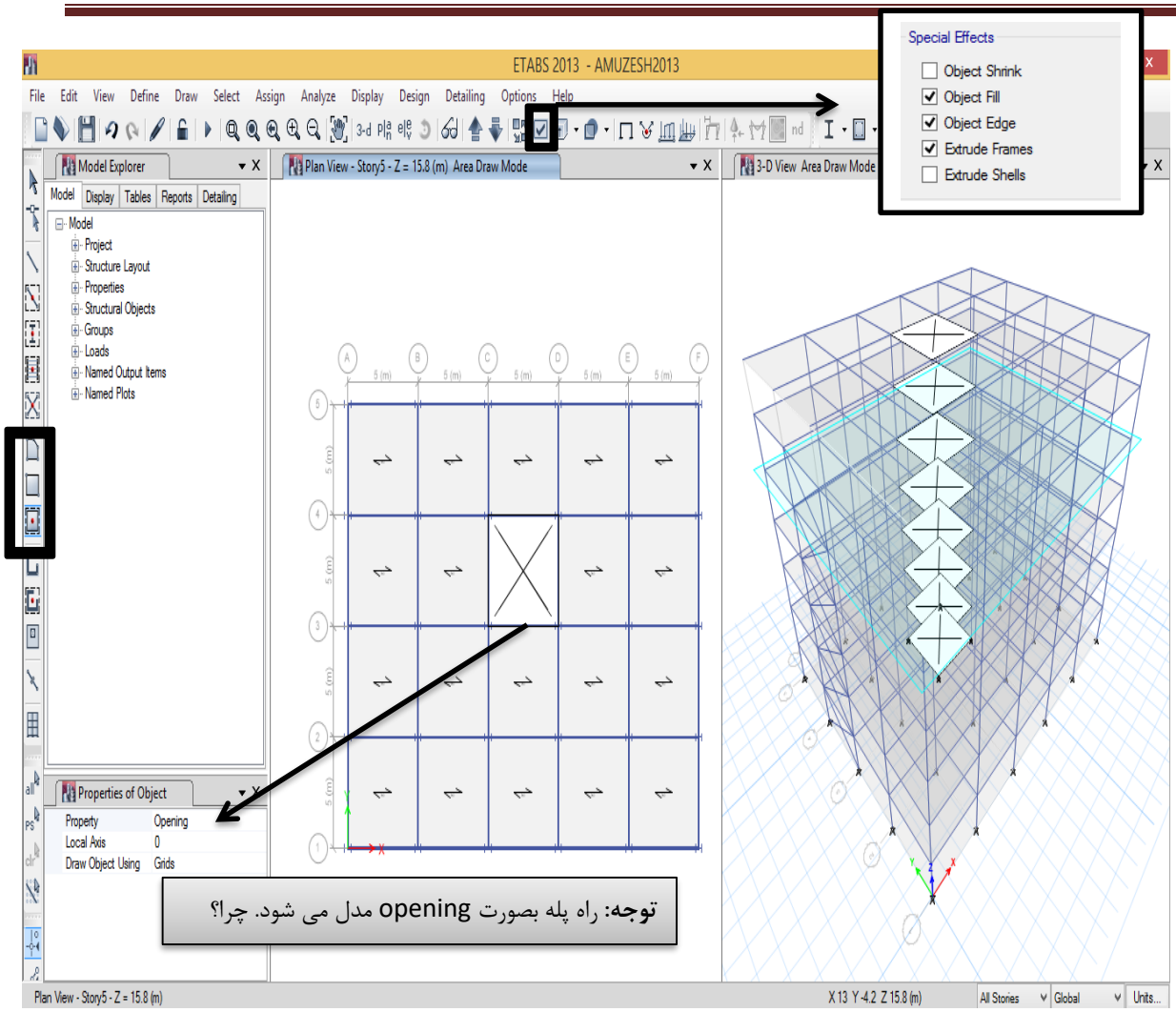
۳-۸-۳ ترسیم المانهای سطحی(سقف،دیوار، رمپ و .... .)

۱-۳-۸-۳ 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



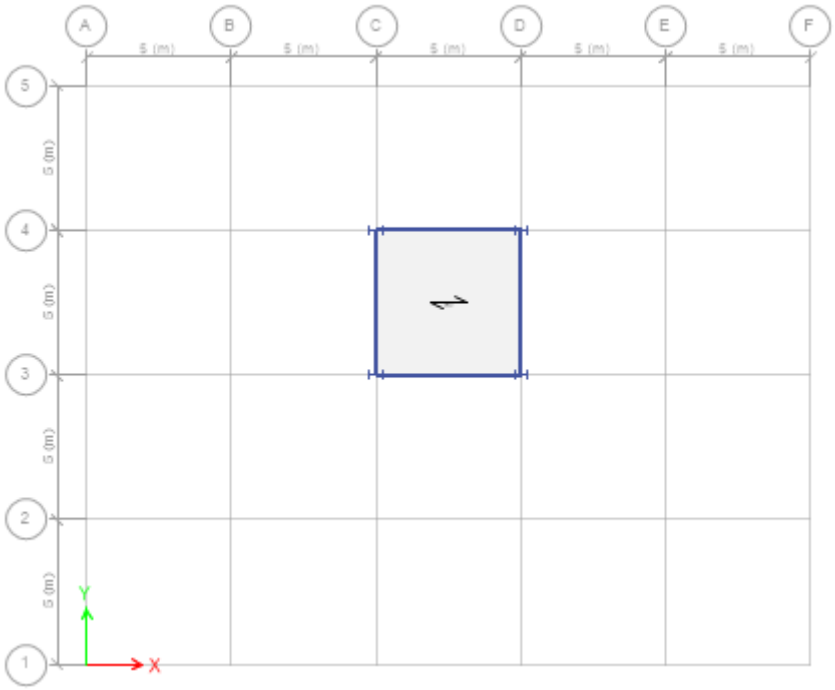
شکل۶۲: ترسیم سقف تیرچه و بلوک در تمام طبقات

۹-۳ اصلاح مدلسازی

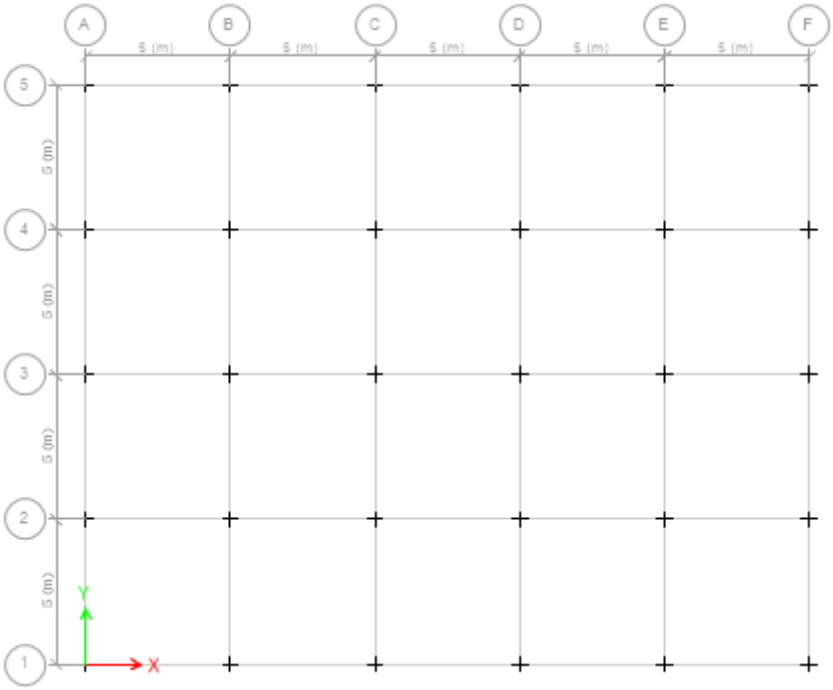
۱-۹-۳ اصلاح خرپشه و Base

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

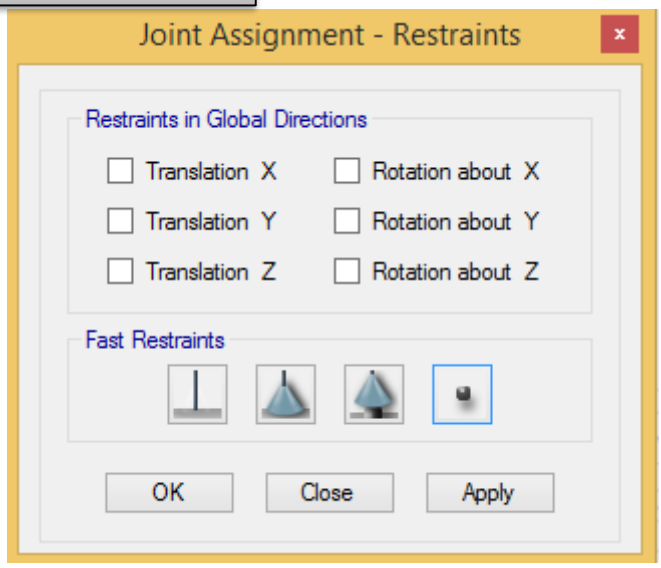
۲-۹-۳ اختصاص تکیه گاهها

در پلان طبقه Base بعد از انتخاب تمام گره ها(در حالت y اختصاص داده می شود.

نکته: برای سازه هایی با سیستم مهاربندی تکیه گاهها مفصل و برای سازه هایی با سیستم قاب خمشی تکیه گاهها گیردار خواهند بود.

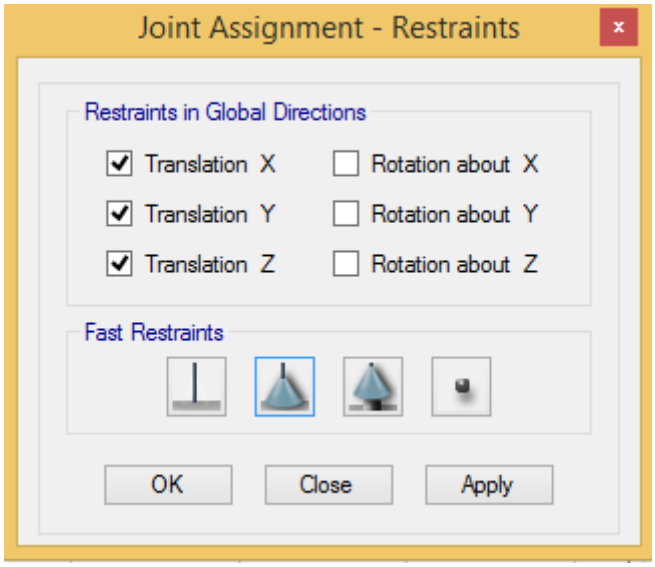
نکته۲: وجود تیک در هر کدام از گزینه ها به منزله بستن آن درجه آزادی می باشد.

مسیر: Assign > Joint > Restraints

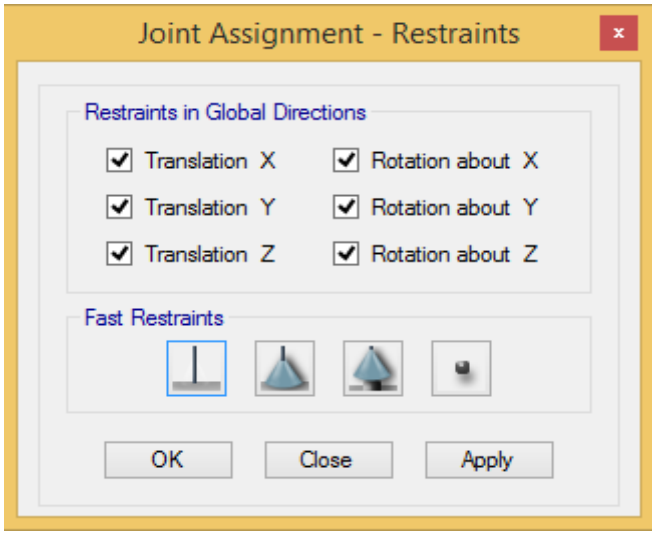


شکل۶۵: نمایش درجات آزادی تکیه‌گاهها

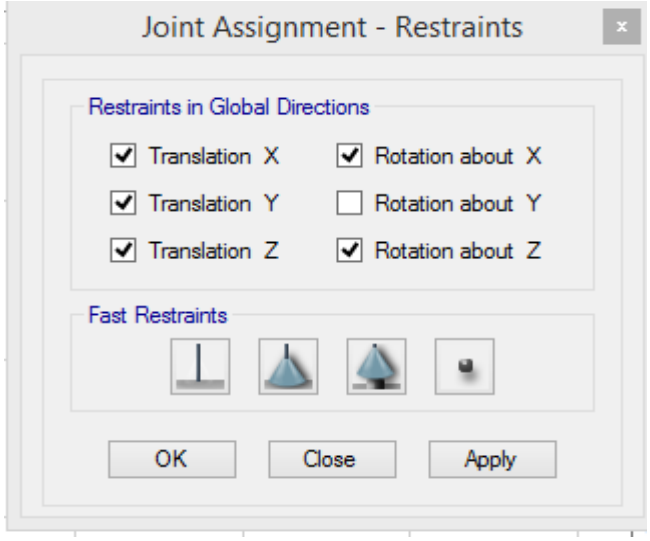
تنظیمات مربوط به حالتهای مختلف سیستم مقاوم جانبی در دو راستای عمود بر هم در شکلهای زیر آورده شده است.



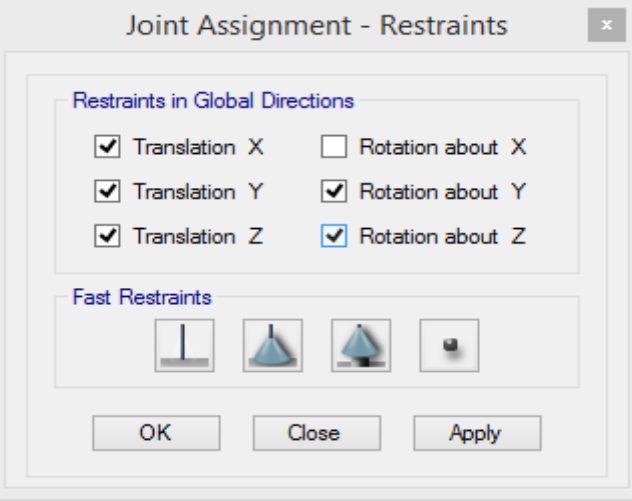
شکل۶۶: درجات آزادی مربوط به سیستم مقاوم جانبی قاب ساده



شکل۶۷: درجات آزادی مربوط به سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی



شکل۶۸: درجات آزادی مربوط به سیستم ترکیبی(راستای X مهاربندی و راستای Y خمشی)



شکل۶۹: درجات آزادی مربوط به سیستم ترکیبی(راستای X خمشی و راستای Y مهاربندی)

۳-۹-۳ 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 ۲-۷-۳-۳ 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 ۳-۳-۲-۷ 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 .

$$F_{pi} = \left(\sum_{j=1}^{n} \frac{F_j}{W_j} \right) W_i \qquad (۳-۱۴)$$

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 .

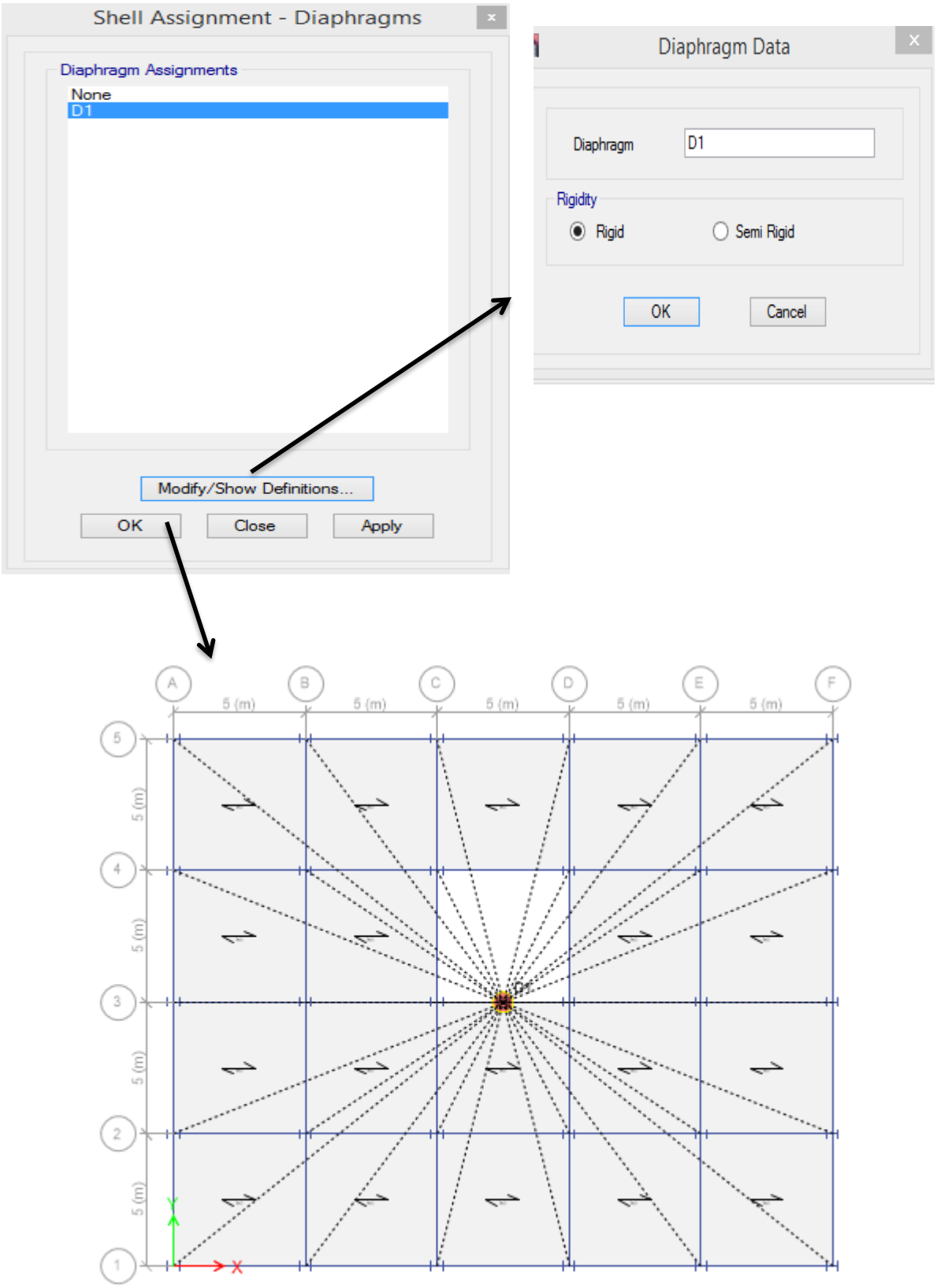
تلاش های داخلی و نیز تغییر شکل های ایجاد شده در دیافراگم ها باید با استفاده از روش های شناخته شده تحلیل سازه ها تعیین گردند .در دیافراگم های متعارف که دارای پلان نسبتا منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند ، این تلاش ها و تغییرشکل ها را می توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه ای 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

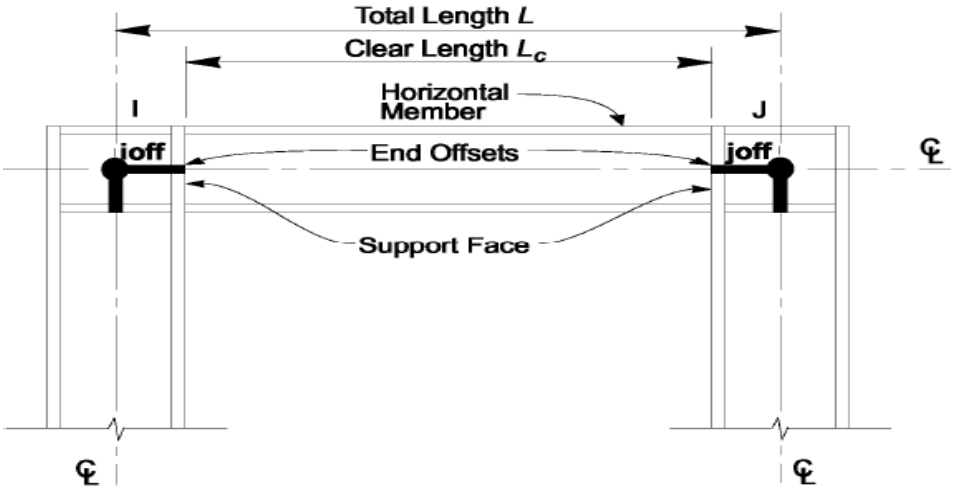
مسیر: Select > Select > Object Type> Floor ⟶ Assign > Shell > Diaphragms



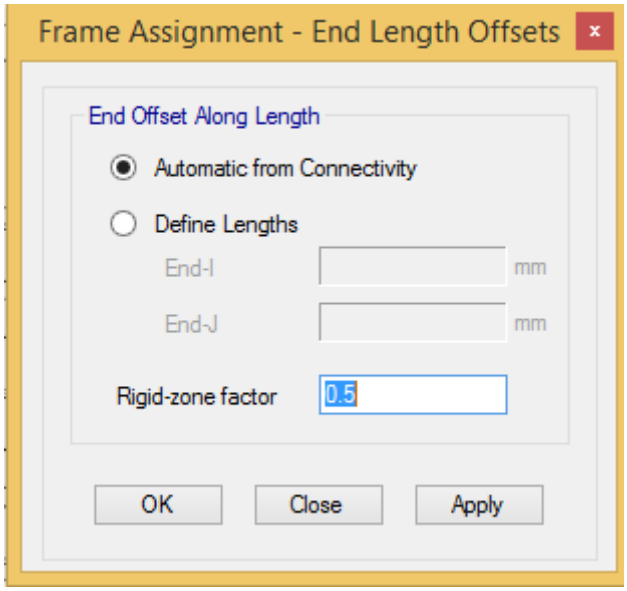
شکل ۷۰: تنظیمات مربوط به اختصاص دیافراگم به سازه

۴-۹-۳ 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

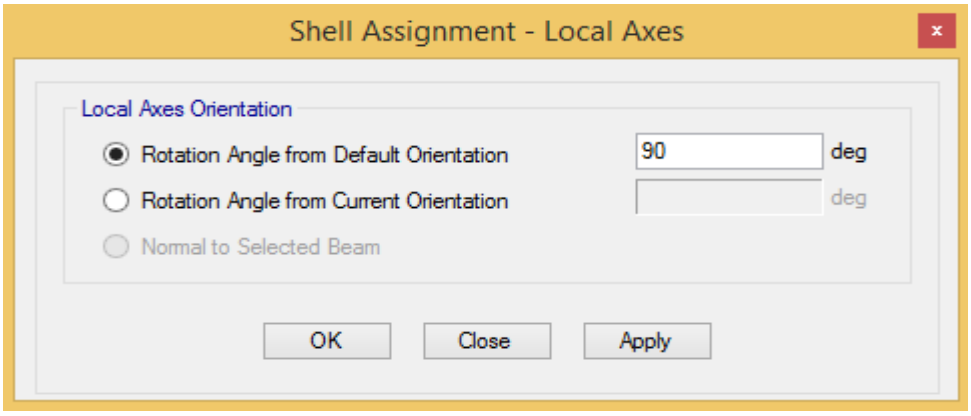


شکل ۷۱: اختصاص نواحی صلب انتهائی

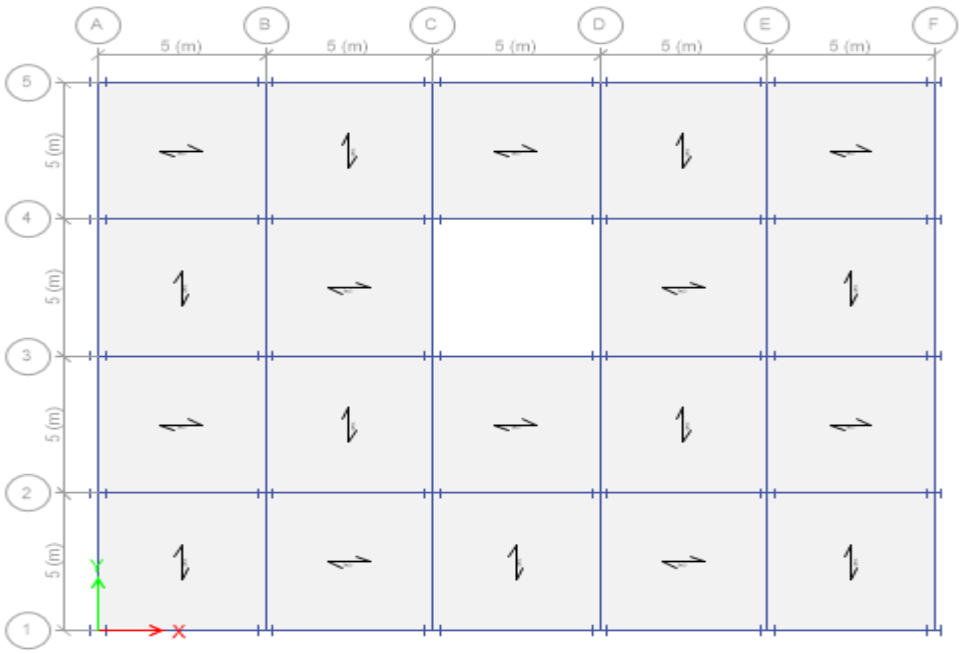
۵-۹-۳ تغییر جهت تیرچه ها

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



شکل۷۲: تغییر جهت تیرریزی

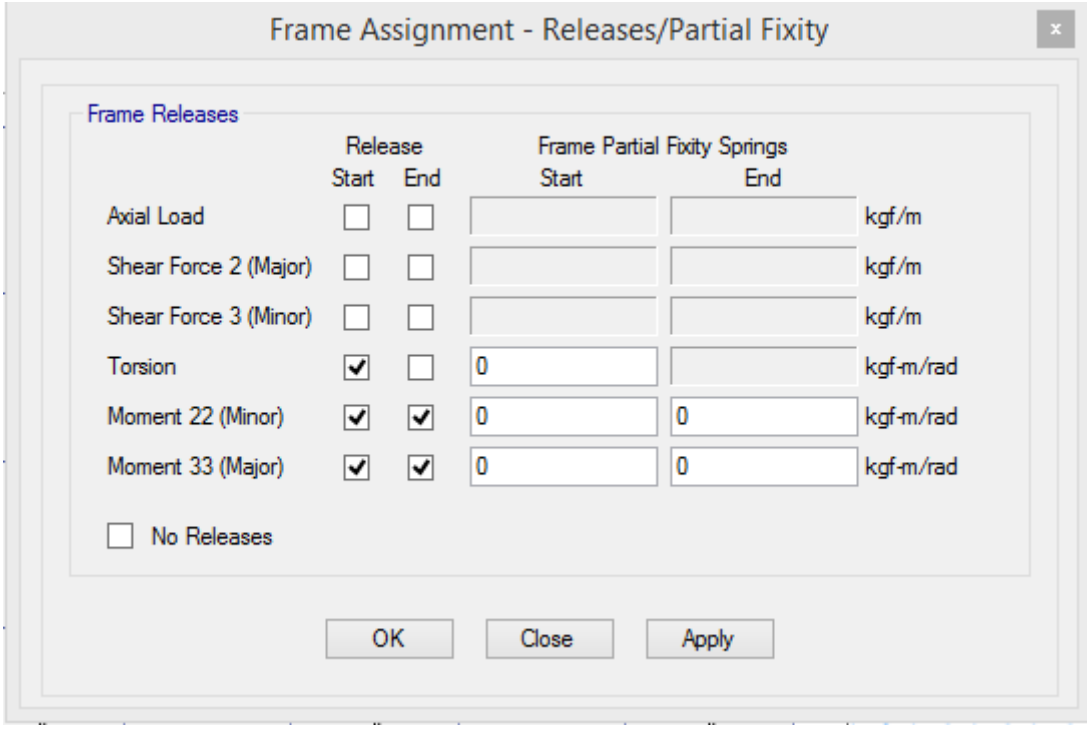


شکل۷۳: تیرریزی شطرنجی طبقات

۶-۹-۳ آزاد سازی انتهایی تیرها

در سازه های فولادی مهاربندی شده اتصالات تیر به ستونها مفصلی می باشد. با توجه به اینکه در موقع ترسیم تیرها اتصال پیش فرض برنامه برای تیرها از نوع گیردار می‌باشد باید این اتصالات به اتصال مفصلی تبدیل شوند. برای آزاد سازی انتهای تیرها بعد از انتخاب تیرها از مسیر زیر عمل می‌کنیم.

مسیر: Select >Select Object Type > Beams > → Assign > Frame > Releases/Partial Fixity



شکل۷۴: آزادسازی انتهائی تیرها

۱۰-۳اختصاص 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. اما برای افراد کم تجربه استفاده از این روش به دلیل طولانی بودن پروسه طراحی توصیه نمی‌شود.

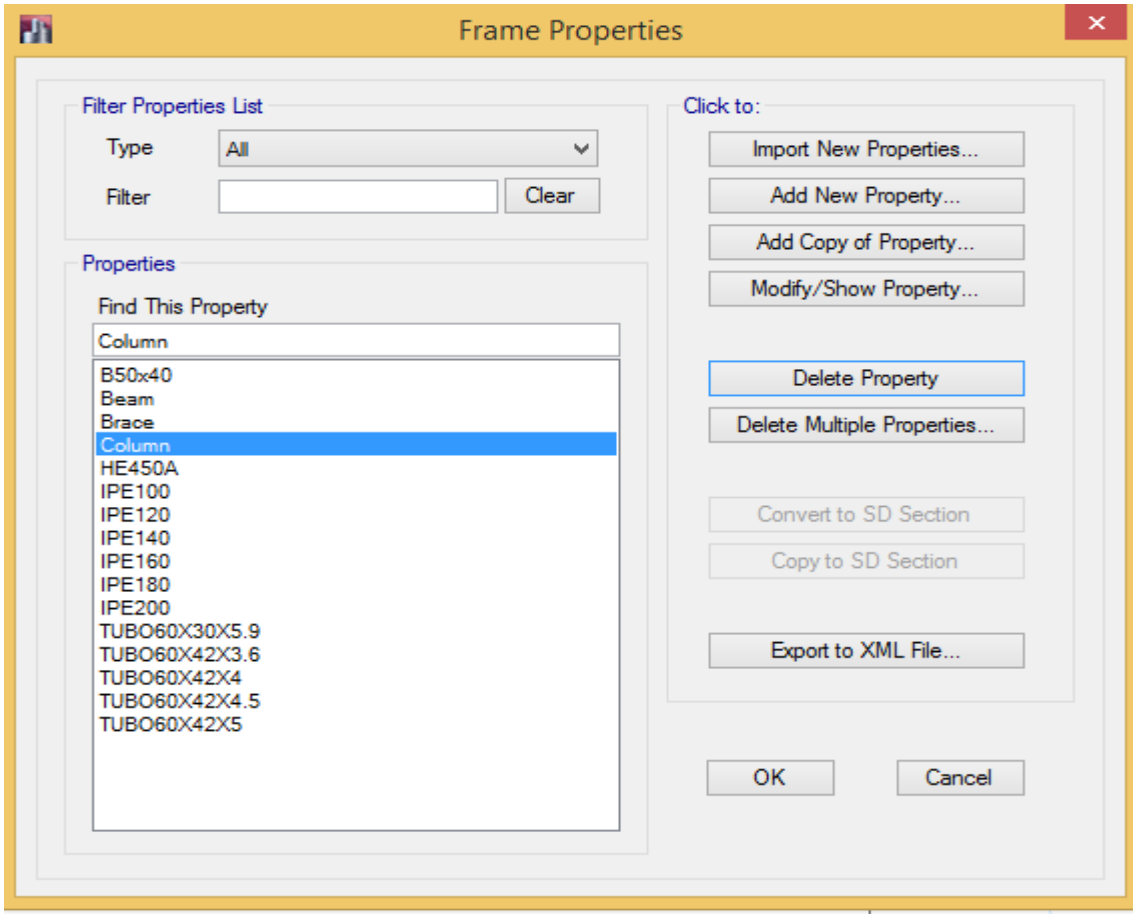
مسیر: Assign > Frame > Section Property

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



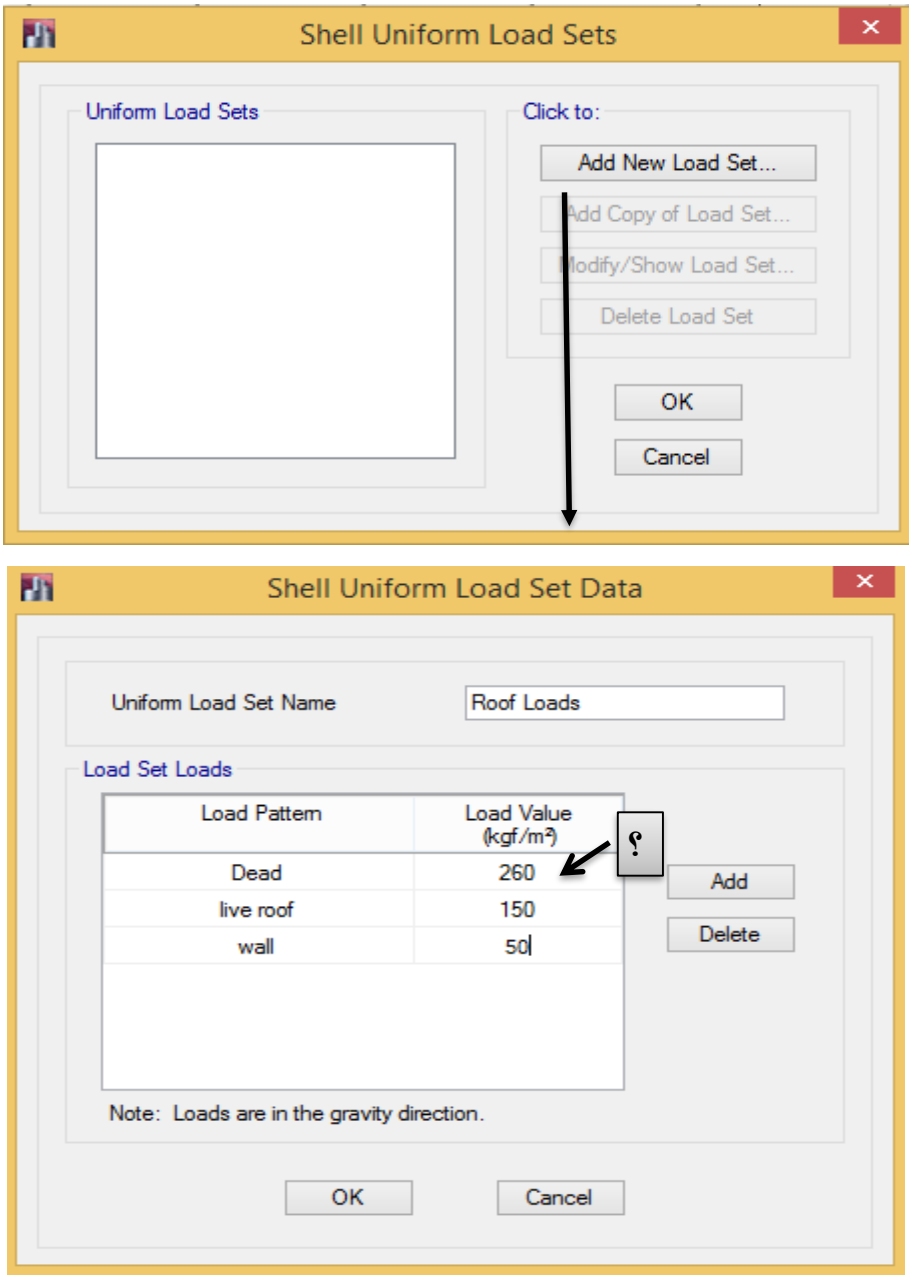
شکل۷۵: اختصاص مقطع بصورت Auto Select List

برای تیرها و مهاربندها نیز این کار صورت می‌گیرد.

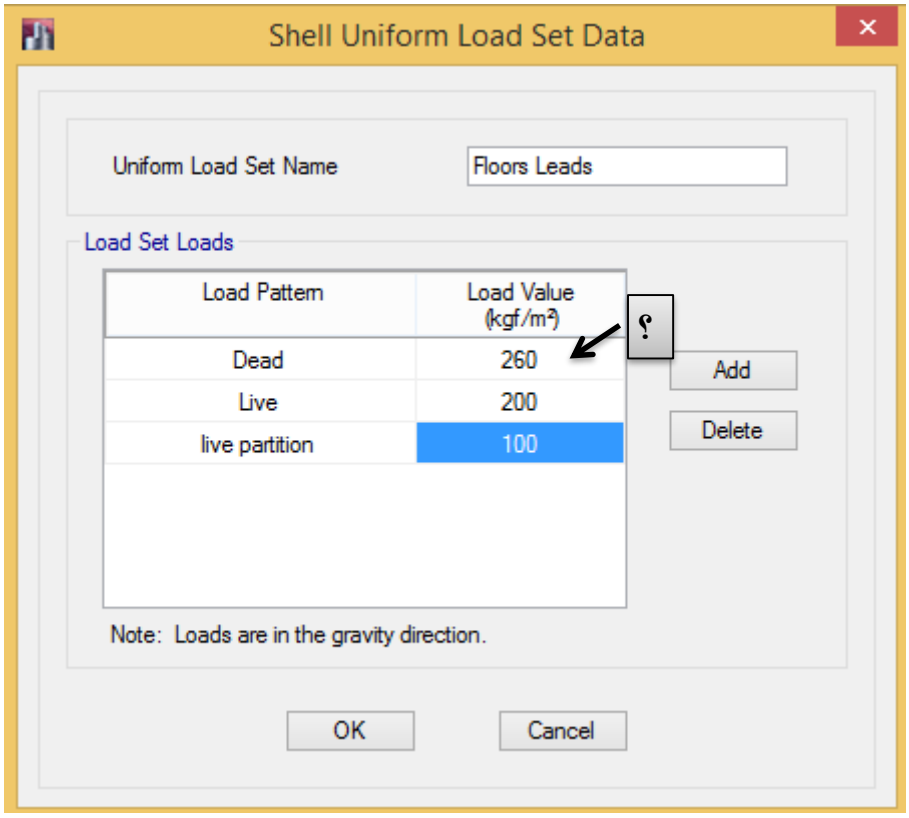
۱۱-۳ بارگذای ثقلی سازه

در نرم‌افزار Etabs 2013 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



شکل۷۶: بسته بارگذاری گسترده بام



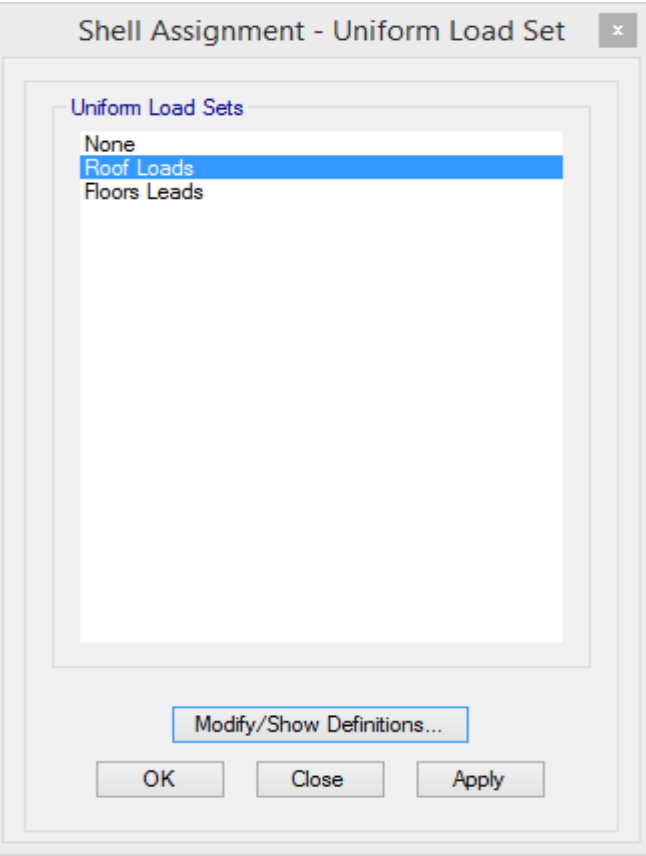
شکل۷۷: بسته بارگذاری گسترده طبقات

۱-۱۱-۳ 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

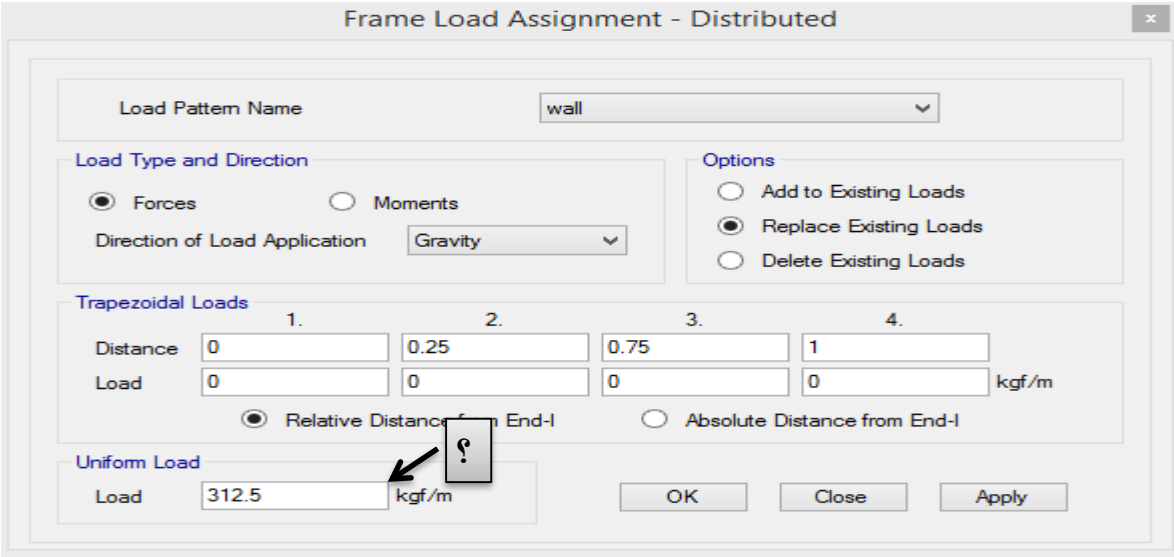


شکل۷۸: اعمال بسته بارگذاری بام

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

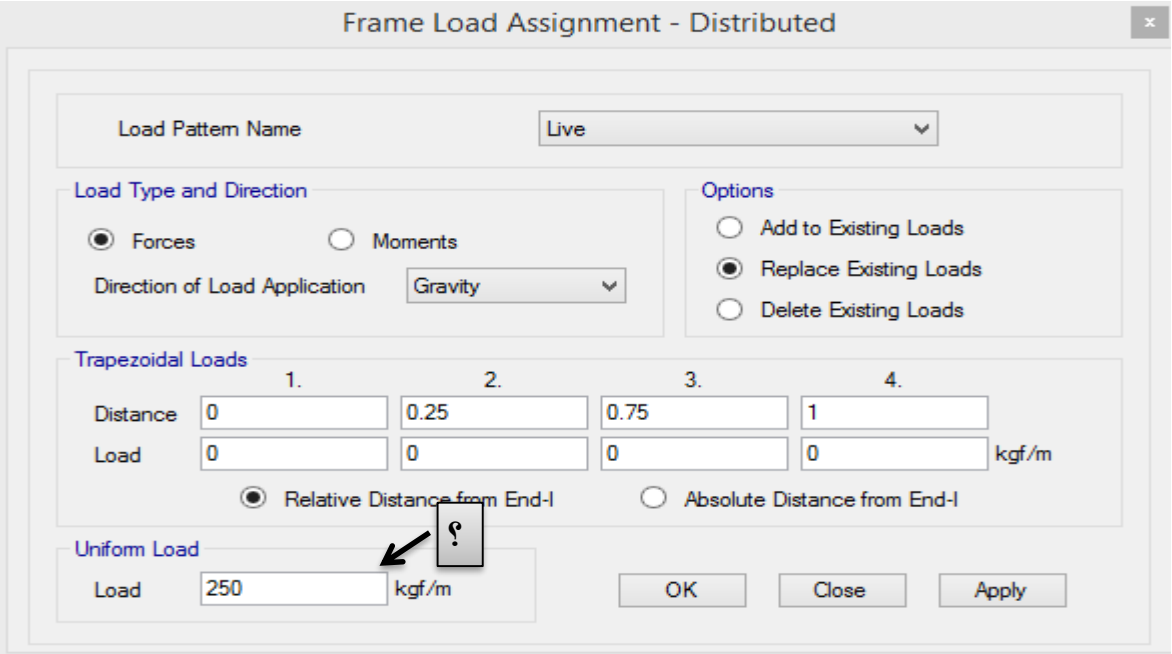


شکل۷۹: اعمال بار Wall دیوارهای جانبی در بام

گام سوم: بارگذاری دیوارجان پناه در بام

بعد از انتخاب تیرهای اطراف بام از مسیر زیر اعمال می گردد.

مسیر: Assign > Frame loads > Distributed



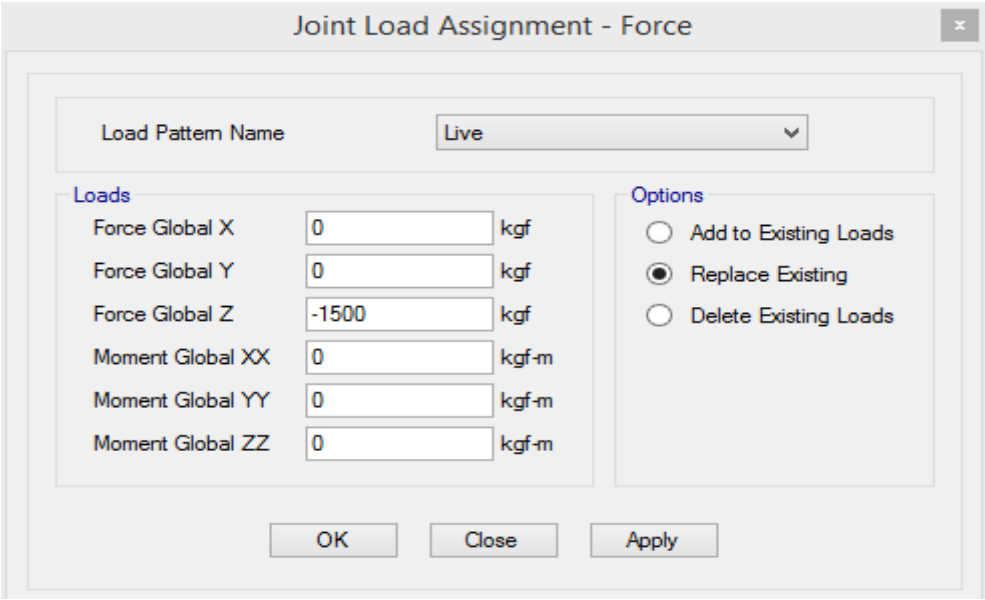
شکل ۸۰: اعمال بار دیوار جان‌پناه در بام

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



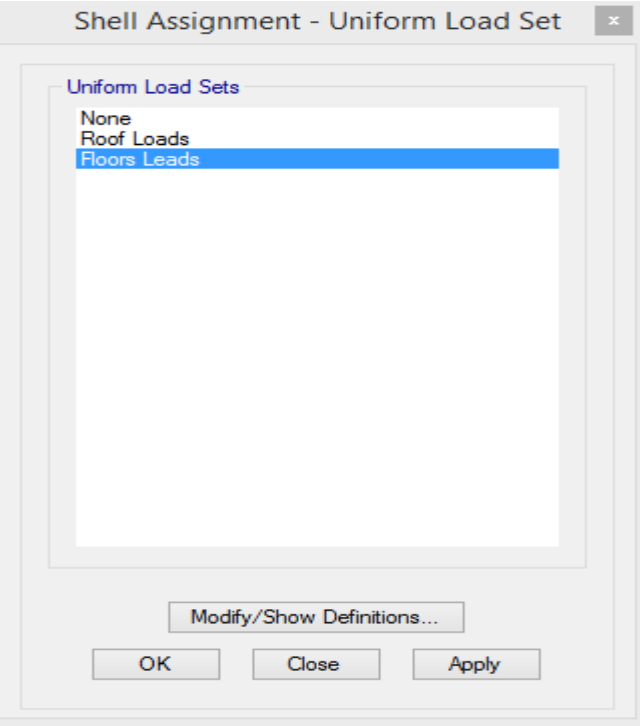
شکل۸۱: اعمال بار نقطه‌ای آسانسور

۲-۱۱-۳ 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

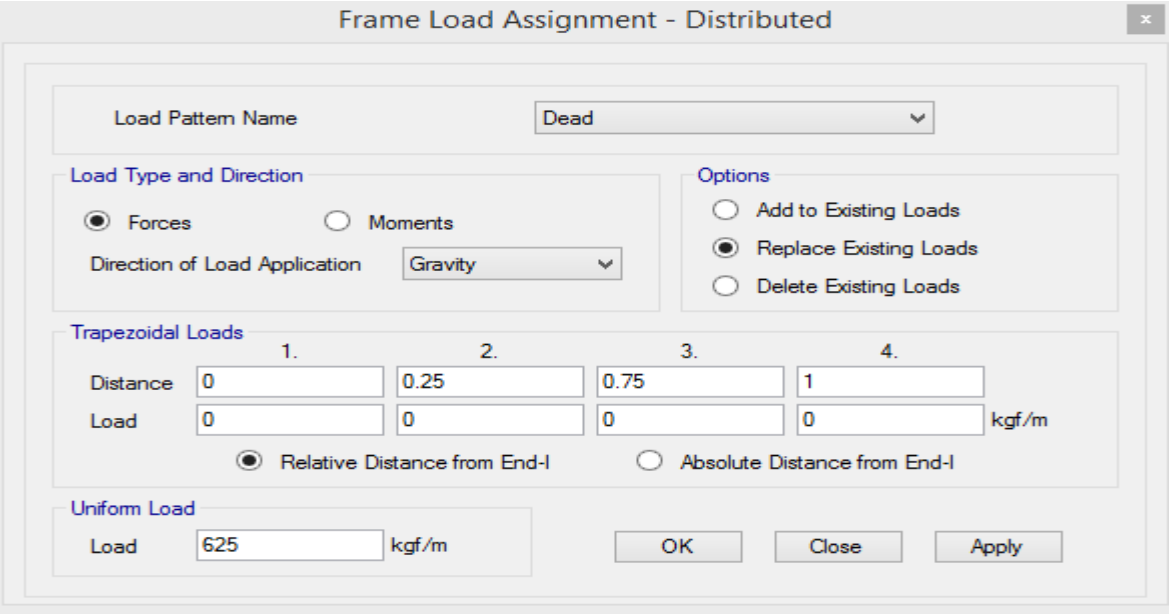


شکل۸۲: اعمال بسته بارهای گسترده طبقات

گام دوم: بارگذاری دیوارهای جانبی طبقات

بعد از انتخاب تیرهای پیرامونی از مسیر زیر بارگذاری اعمال می شود.

Assign > Frame loads > Distributed

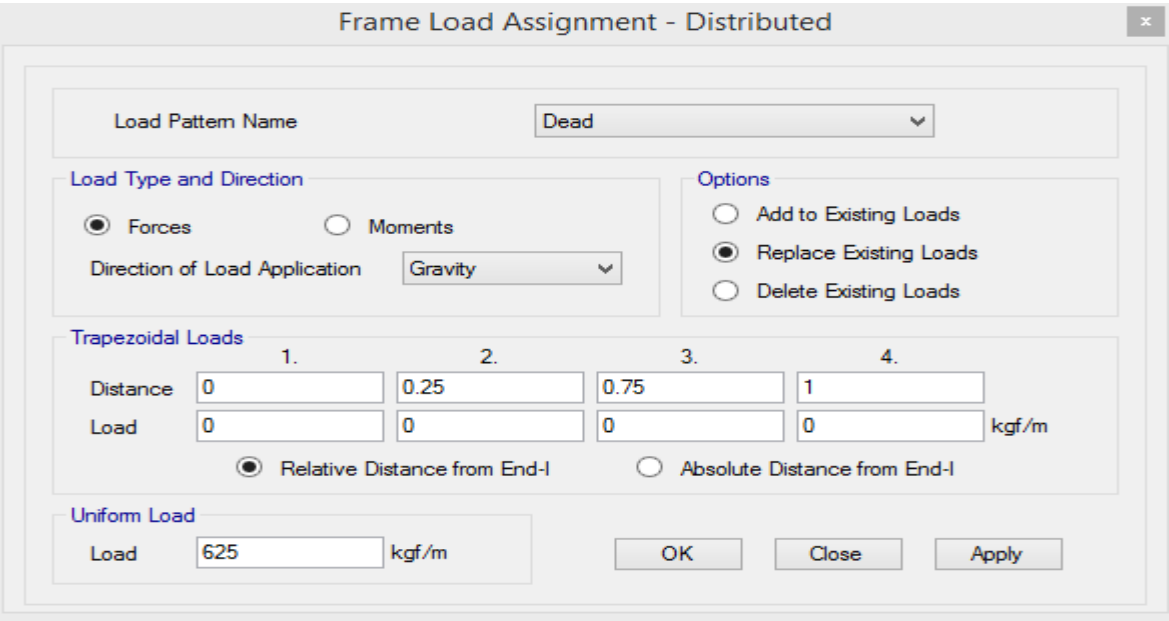


شکل۸۳: اعمال بار دیوارهای پیرامونی طبقات

گام سوم: بارگذاری دیوارهای جانبی راه پله

بعد از انتخاب تیرهای پیرامونی راه‌پله از مسیر زیر بارگذاری اعمال می شود.

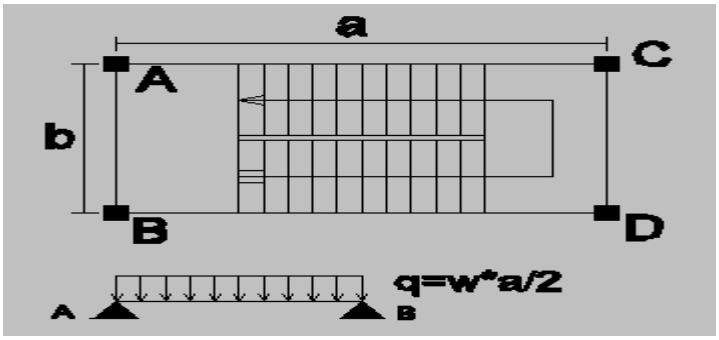
Assign > Frame loads > Distributed



شکل۸۴: اعمال بار دیوارهای پیرامونی راه پله

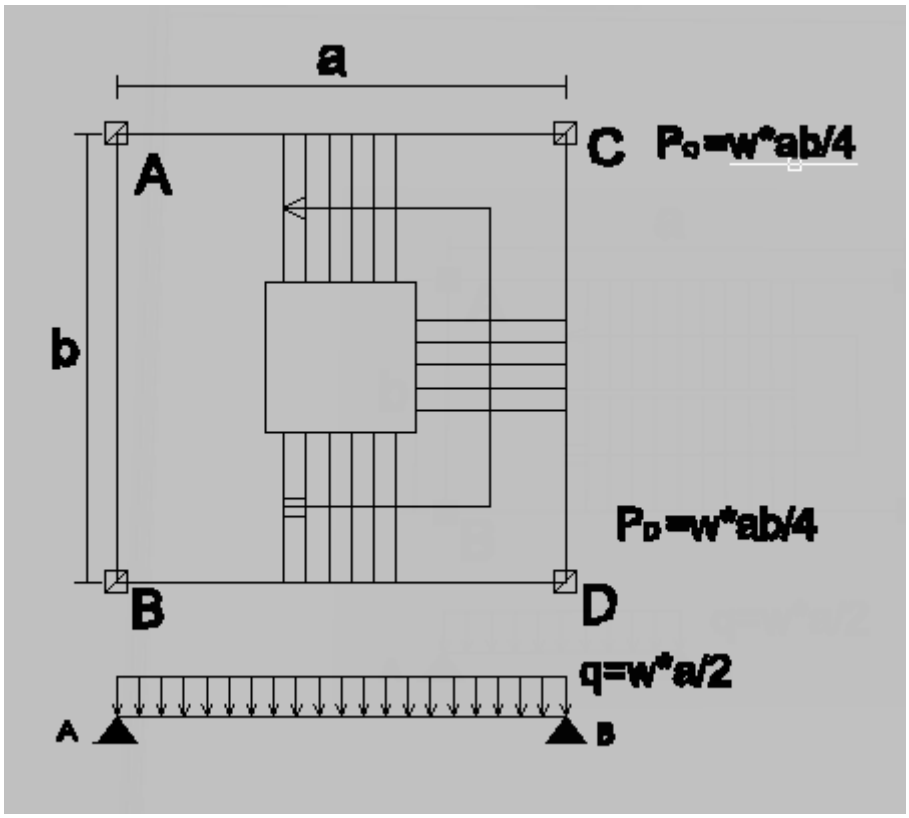
بارگذاری راه پله:

پله دو طرفه:



راه‌پله دو طرفه همانند 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.

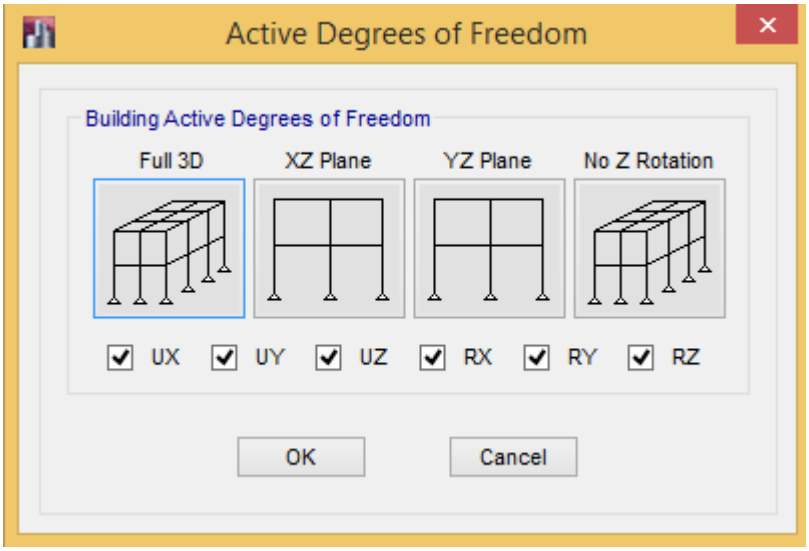
توضیح: در راه پله چهار طرفه بار پله بصورت متمرکز در تراز طبقات به هر چهار ستون اعمال می شود.

۴ 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.

۶-۱ تنظیمات منوی Analyze

مسیر:Analyze > Set Active Degrees of freedom

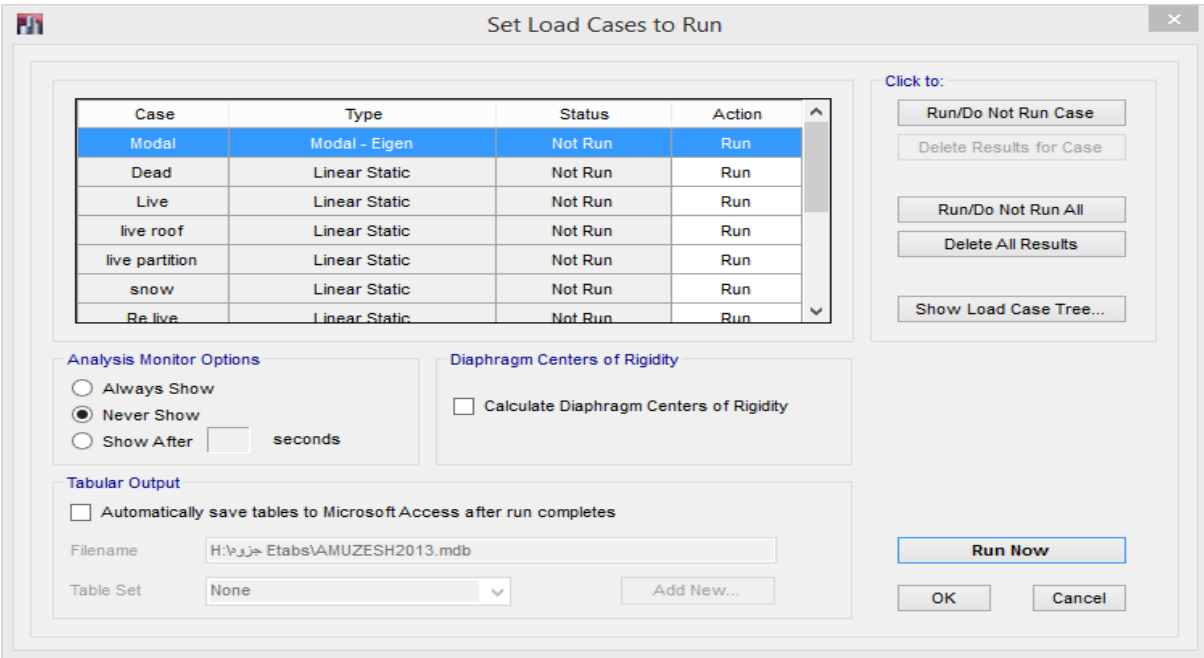


شکل۸۵: تنظیم تعداد درجات آزادی مدل سه‌بعدی

۴-۲ 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.

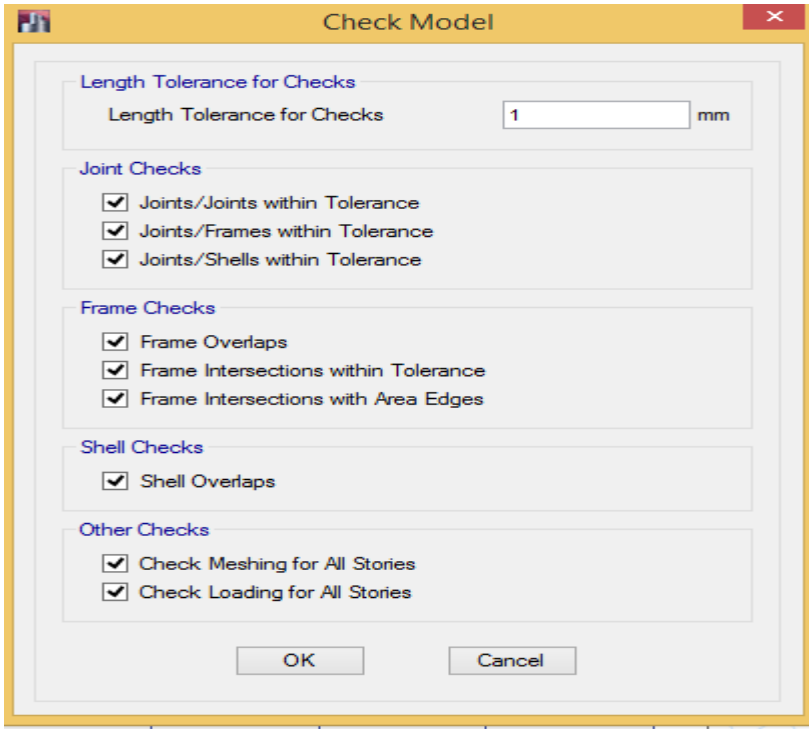
مسیر: Analyze > Set load Cases to Run



شکل۸۶: انتخاب الگوهای بار برای تحلیل

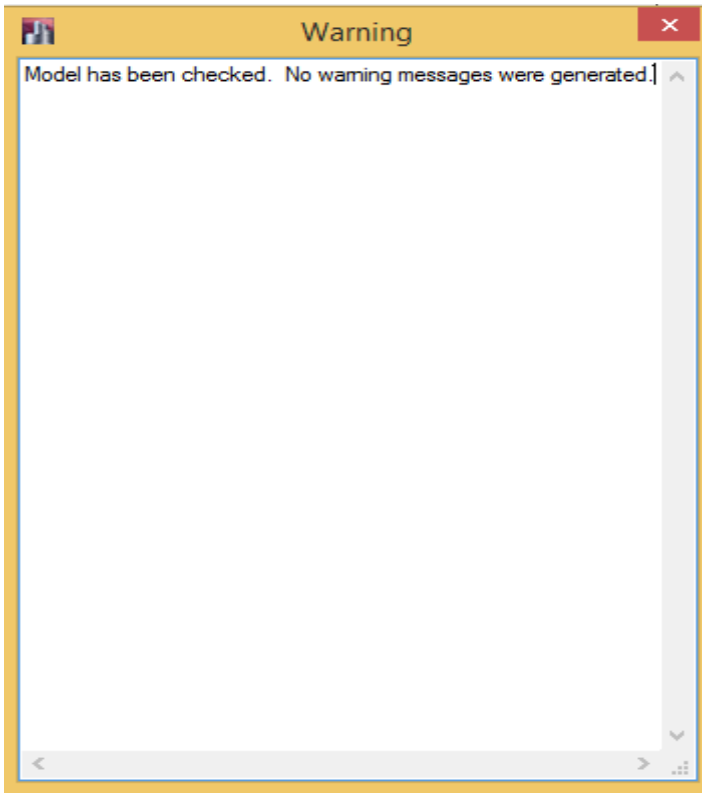
۳-۴ کنترل مدلسازی و جزئیات

مسیر: Analyze > Check Model



شکل۸۷: کنترل مدلسازی

در صورت نبود مشکل پیغام زیر نمایش داده می شود.



شکل۸۸: نمایش پیغام برای ایرادات و اشکالات مدلسازی

۴-۴ شروع تحلیل

مسیر: Analyze >Run Analysis

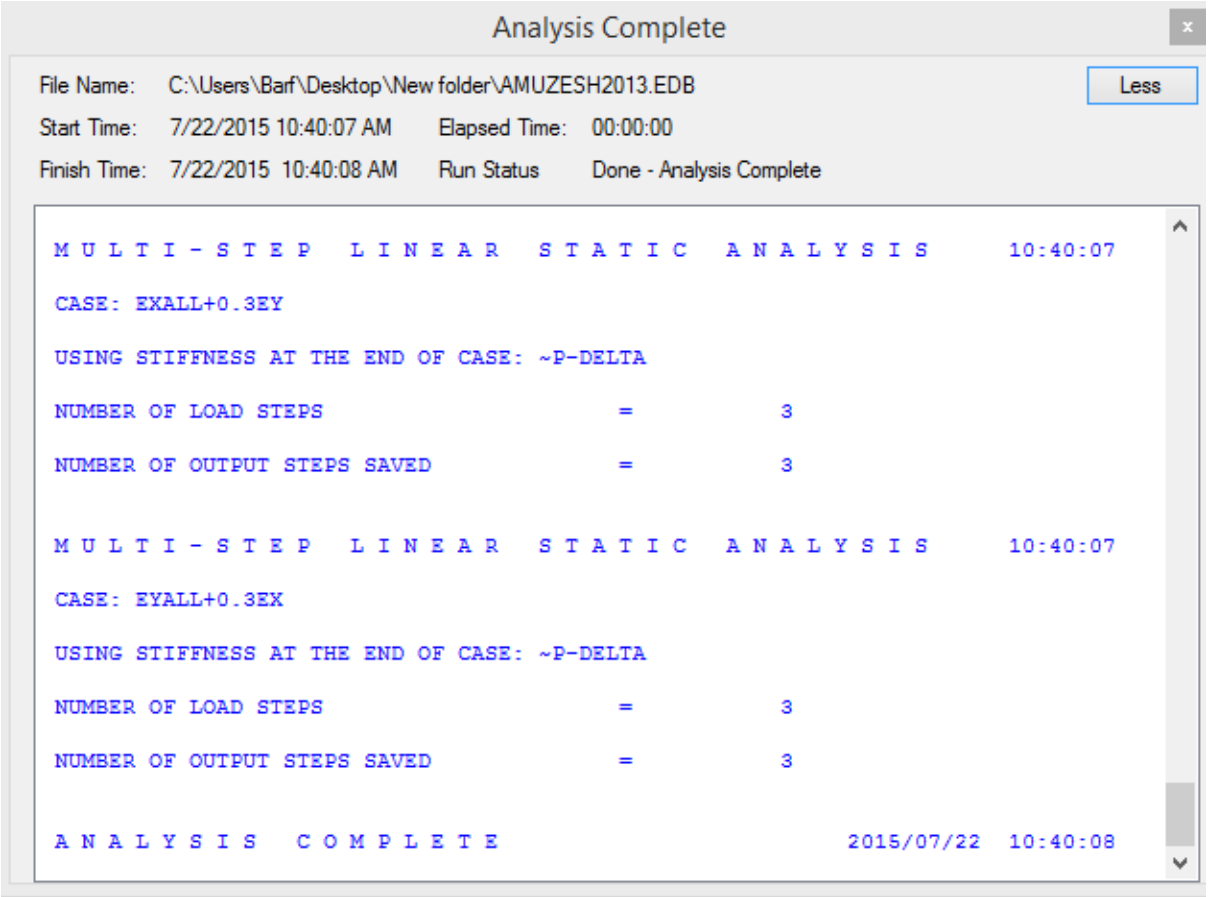
در این مرحله سازه تحلیل می‌گردد. اما باید دقت کنیم که هر نتیجه‌ای که از نرم‌افزار حاصل می‌شود؛ لزوما قابل قبول نخواهد بود. چون همجنان که قبلا نیز گفته شده است، با توجه به اینکه بخشی از اطلاعات سازه توسط طراح تعریف می‌گردد و همچنین خود نرم‌افزار نیز بعلت قفل شکسته بودن دارای خطا می‌باشد؛ پس می‌توان گفت در رابطه با اطلاعات خروجی باید دقت کافی بعمل آید.

۴-۵ 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.

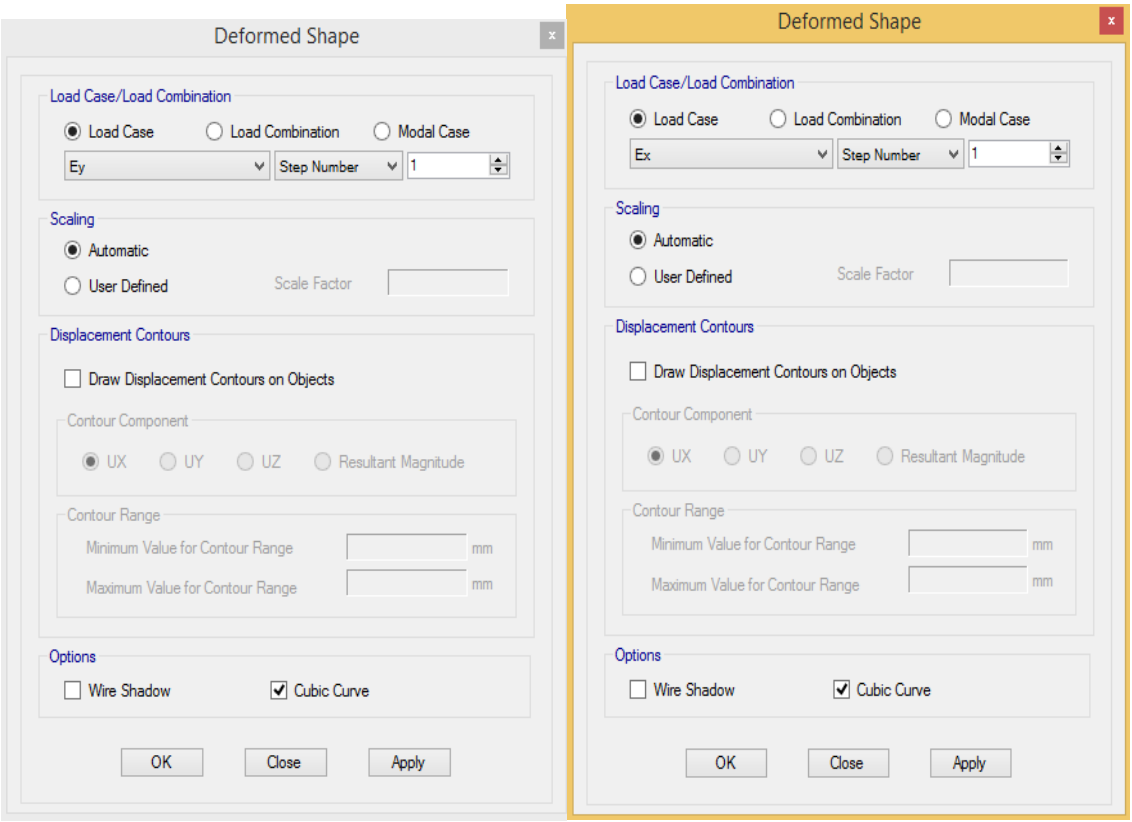


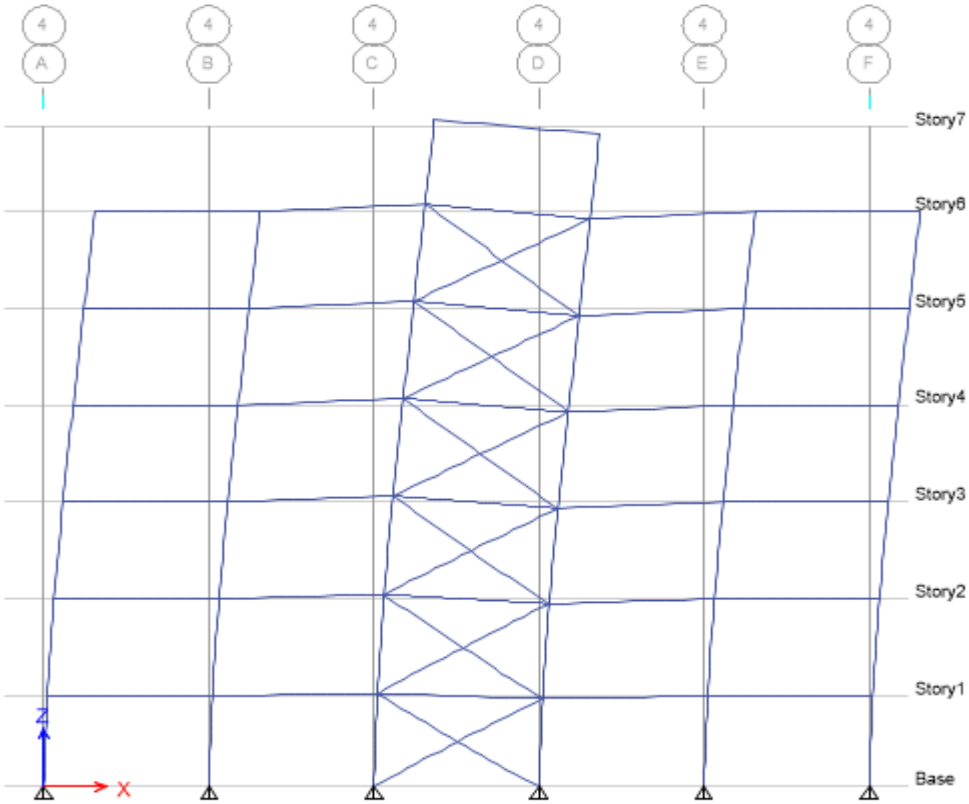
شکل۸۹: نمایش گزارش تحلیل

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





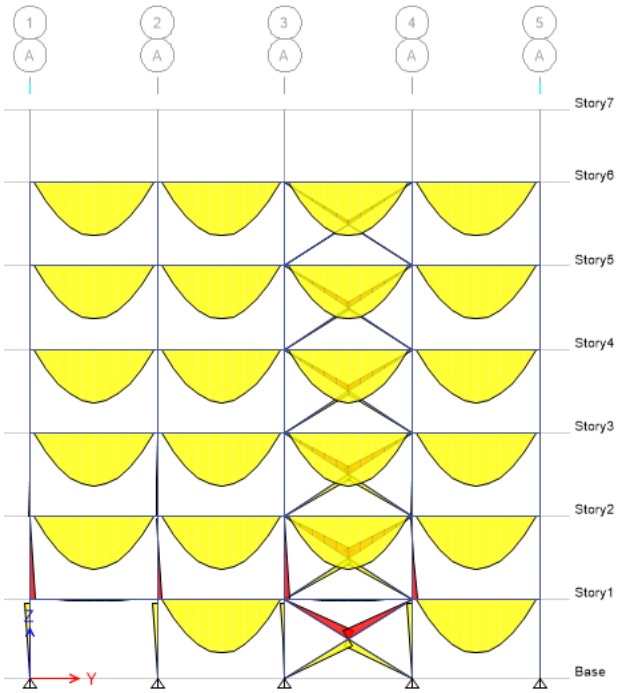
شکل ۹۰: نمایش تغییر شکل جانبی سازه

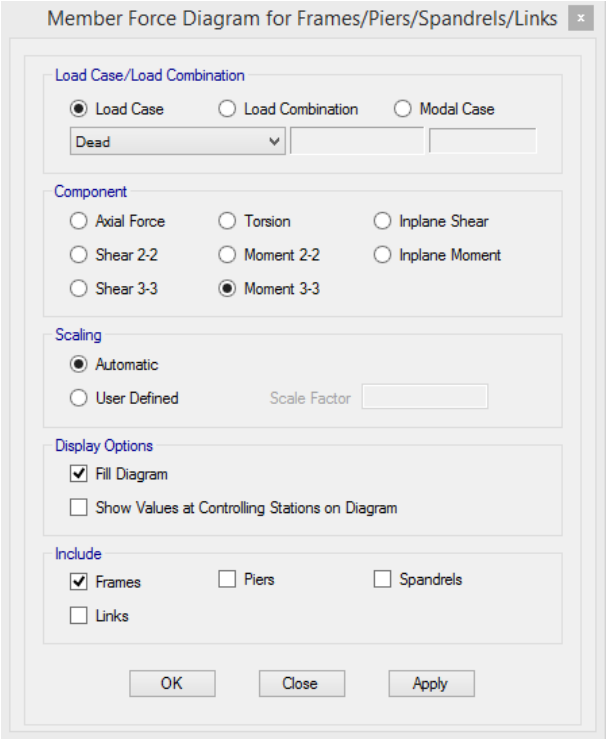
۵ نمایش خروجی های تحلیل

برای نمایش خروجی های تحلیل بصورت زیر اقدام می شود.

۵-۱ نمایش نیروهای داخلی المانها

مسیر: Display > Forces/ Stress Diagram > Frame/ pier/ Spandrel/link Forces





شکل۹۱: نمایش نیروهای داخلی المانها

۵-۲ نمایش خروجی های از قسمت Show Tables

مسیر: Display > Show Tables

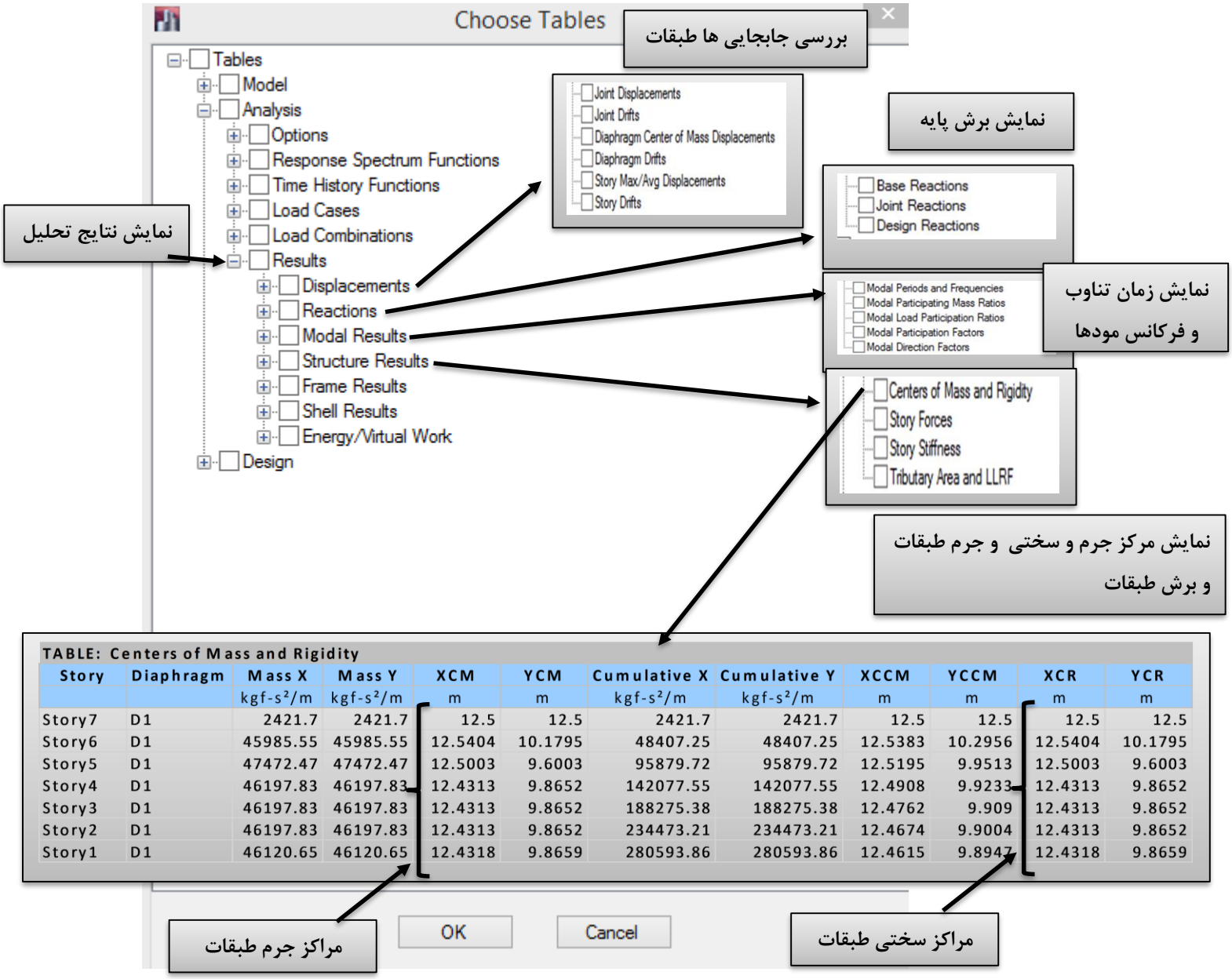
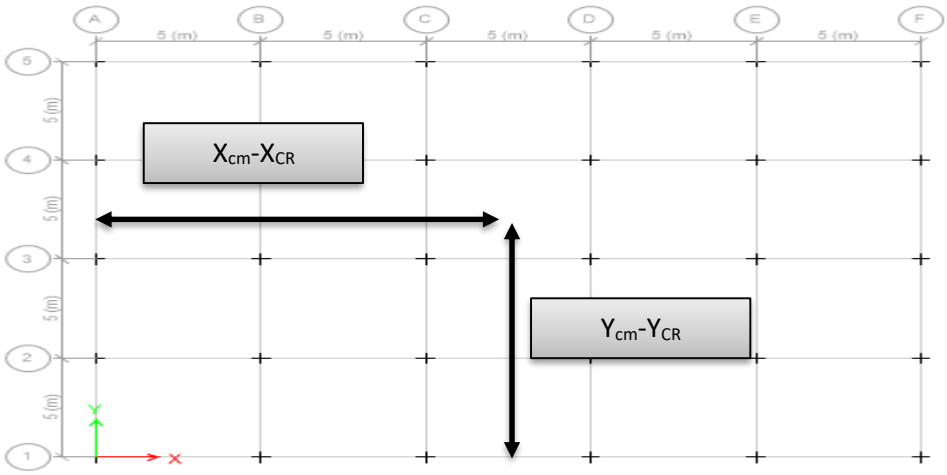


TABLE: Centers of Mass and Rigidity

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



۶ انجام تحلیل دینامیکی طیفی

همچنان که قبلا گفته شده است، در صورتی که نتوان از تحلیل استاتیکی معادل برای تحلیل سازه استفاده کرد باید از تحلیل‌های دینامیکی استفاده نمود. تحلیل دینامیکی طیفی، یک تحلیل بسیار سریع و کارآمد و تقریبا دقیق دینامیکی در محدوده خطی می‌باشد که طبق آیین نامه ۲۸۰۰ می‌توان برای بسیاری از سازه‌ها بکار گرفت.

۶-۱ روشهای تحلیل دینامیکی

در این روش ها اثرات زلزله بر ساختمان با استفاده از بازتاب دینامیکی سازه در اثر « حرکت زمین » ناشی از زلزله و با فرض رفتار خطی سازه تحلیل می شود ، این روش ها شامل روش « تحلیل طیفی » و روش « تحلیل تاریخچه زمانی » است که جزئیات آن ها در بندهای ۳-۱-۴ و ۳-۲-۴ توضیح داده شده است . کاربرد هر یک از این دو روش در ساختمان های مشمول این آیین نامه تابع بند ۳-۲-۲ است . مشخصات حرکت زمین که در این مورد استفاده قرار می گیرد طبق ضوابط بند ۲-۵ تعیین می گردد .

تبصره : کلیه پارامترهایی که در تحلیل دینامیکی بکار برده می شوند نظیر جرم ، نسبت شتاب مبنا و غیره ، همان مقادیری هستند که در تحلیل استاتیکی معادل تعریف شده اند .

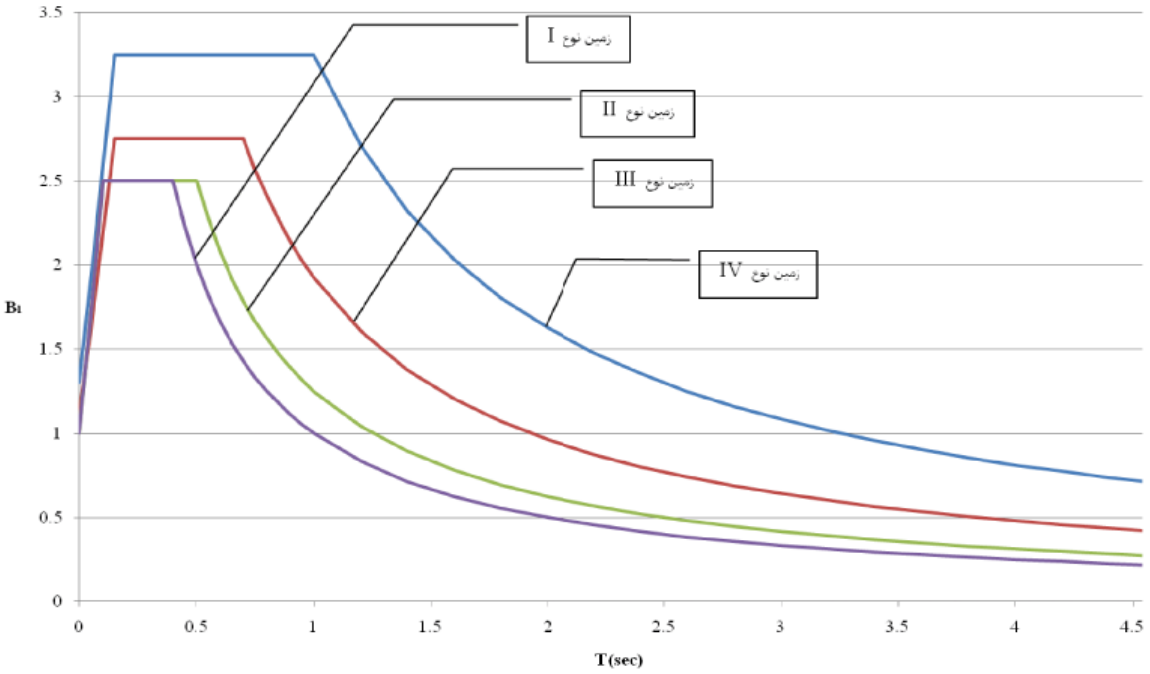
۶-۲ روش تحلیل طیفی

۶-۲-۱ در این روش ، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه شده است ، انجام شده و مشخصات مدهای طبیعی نوسان آن تعیین می گردد . سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح بدست آورده شده و با ترکیب آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می گردد .

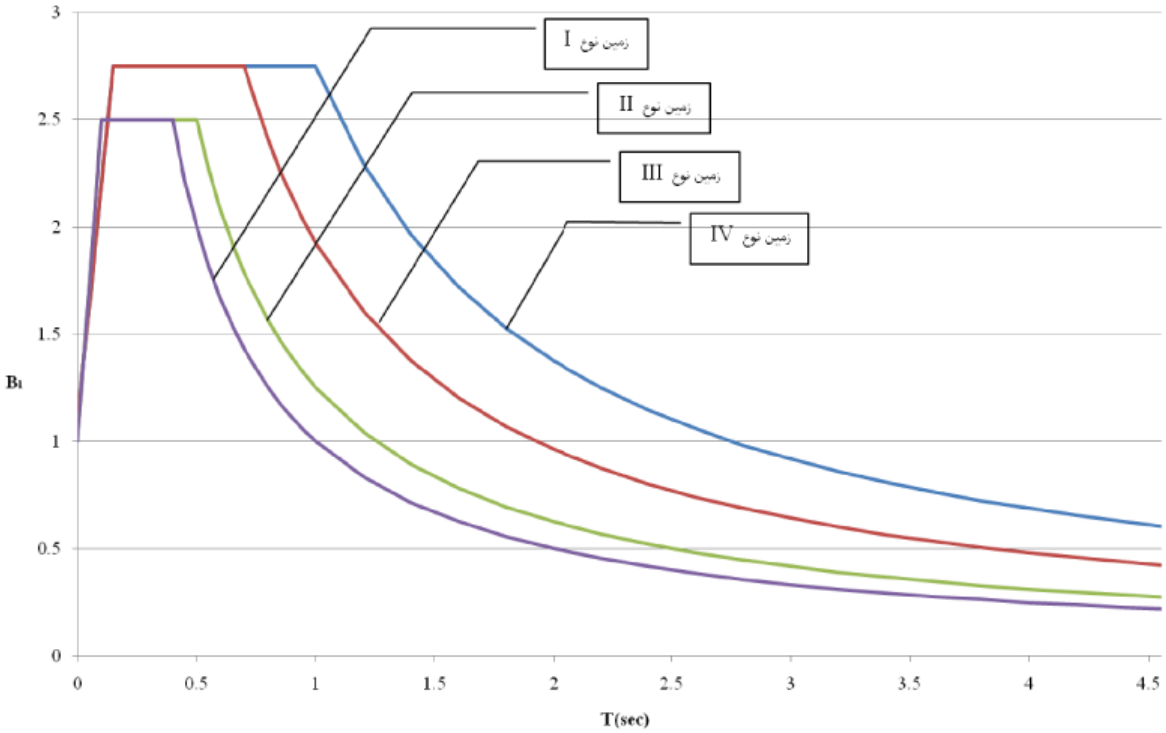
در این روش تحلیل ، الزامات بندهای ۳-۴-۲-۲ تا ۳-۴-۸-۲ آئین‌نامه ۲۸۰۰ باید رعایت شود .

۶-۲-۲ وارد کردن طیف طراحی

طیف طراحی آئین نامه بر اساس نوع خاک و لرزه خیزی منطقه از آئین نامه انتخاب می شود. بعد از انتخاب طیف طرح باید این طیف در نرم افزار فراخوانی شود.

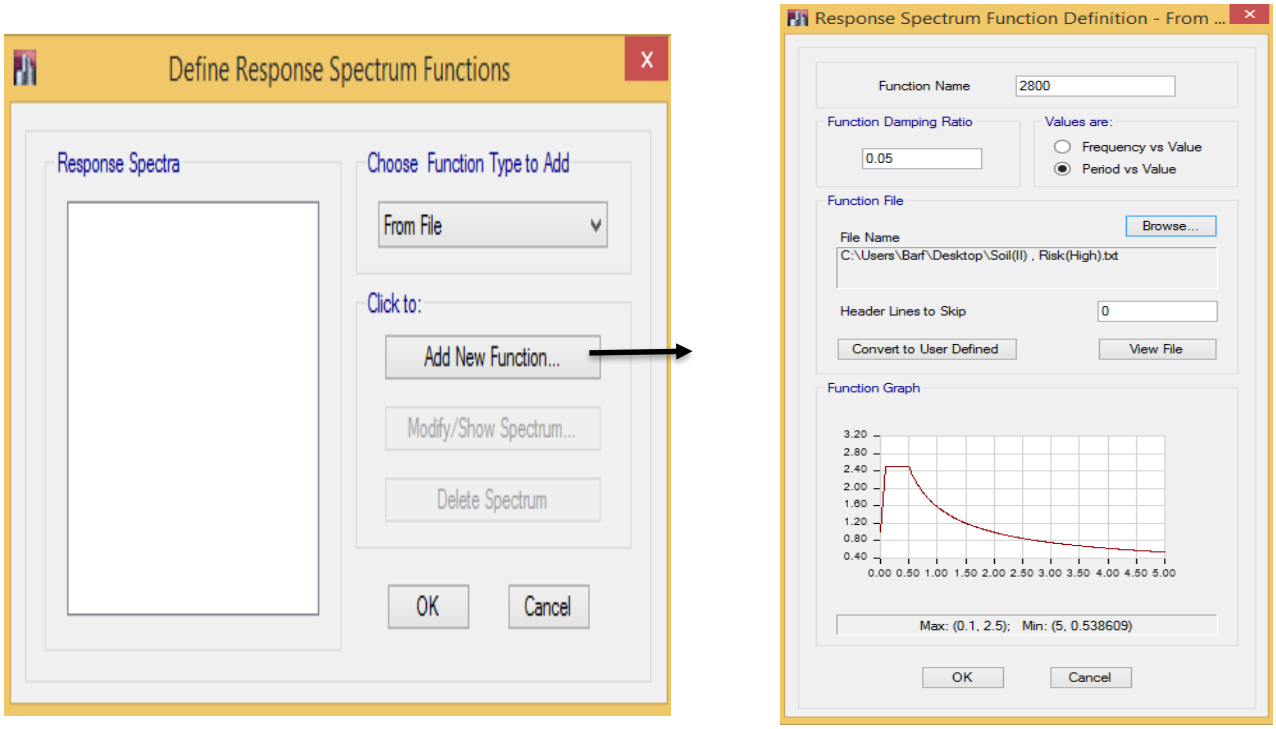


شکل۹۲: طیفهای طراحی آئین نامه ۲۸۰۰ برای منطقه با خطر نسبی متوسط و کم



شکل۹۳: طیفهای طراحی آئین نامه ۲۸۰۰ برای منطقه با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

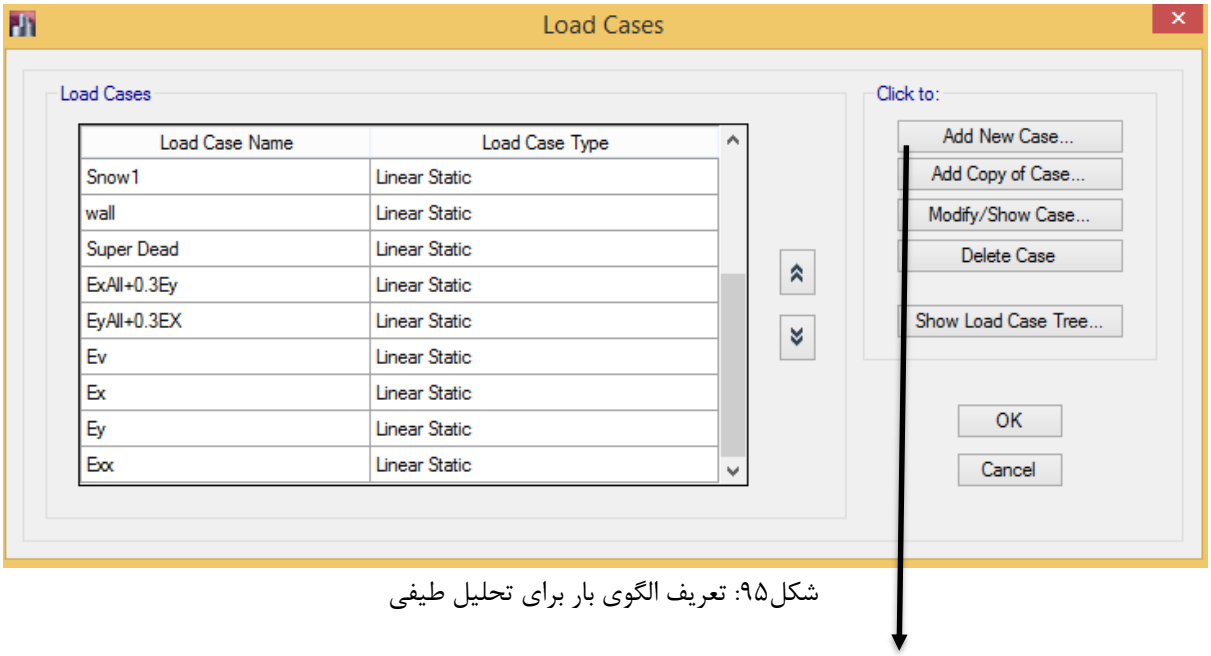
مسیرفراخوانی طیف: Define > Functions > Response Spectrum



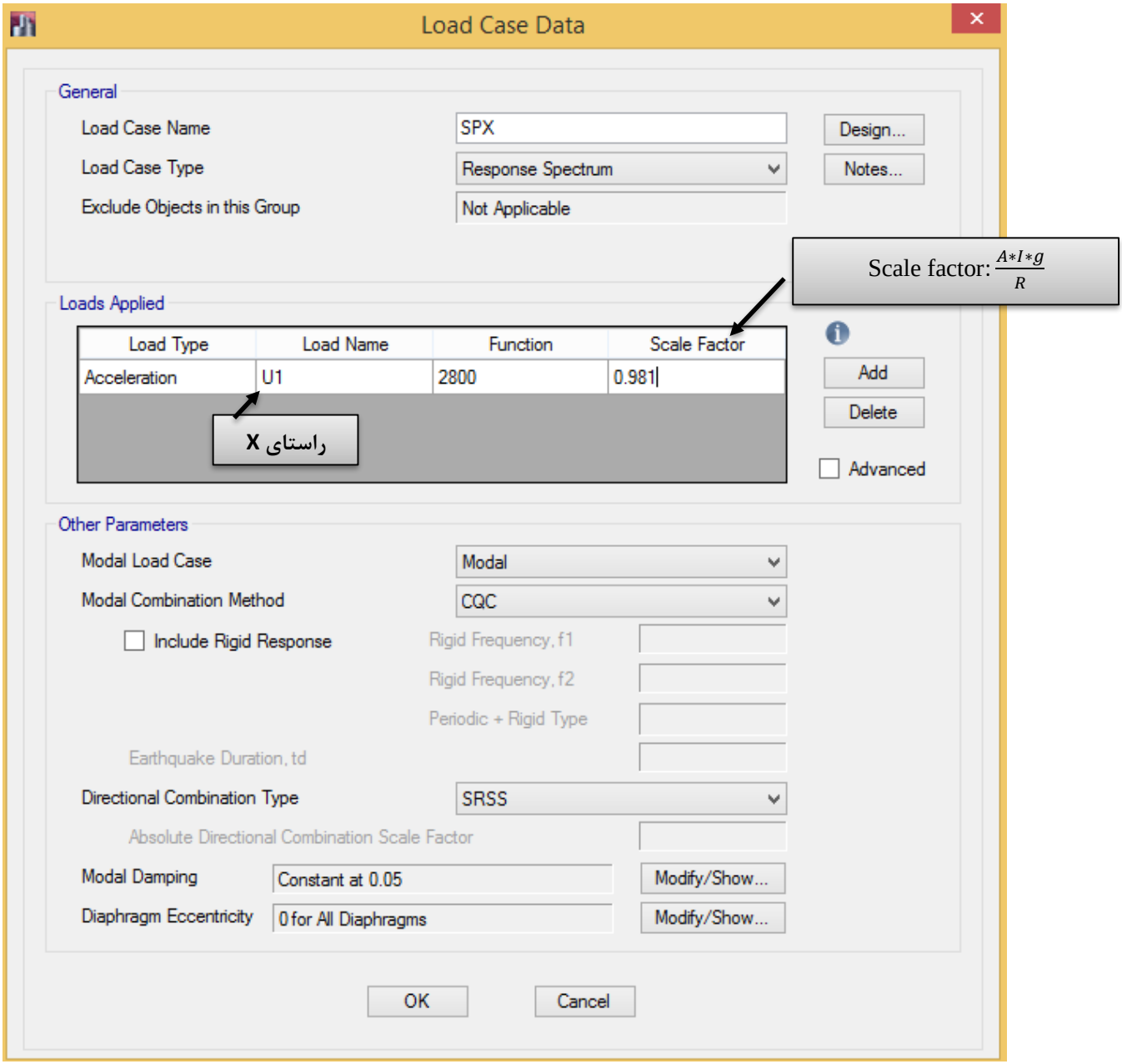
شکل۹۴: فراخوانی طیف طراحی

۳-۲-۶ تعریف الگوی بارگذاری طیفی

مسیر: Define > Load Cases



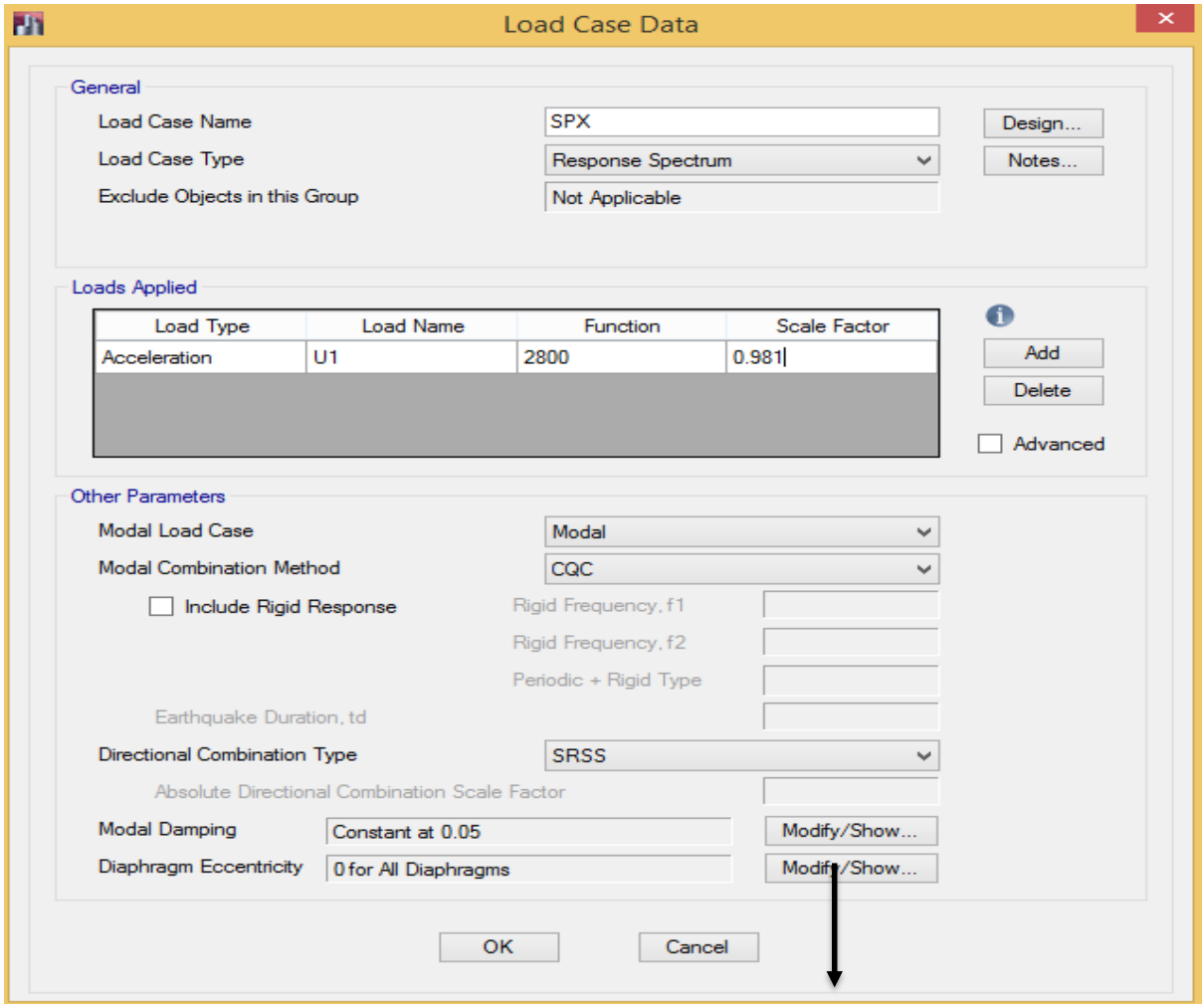
شکل۹۵: تعریف الگوی بار برای تحلیل طیفی

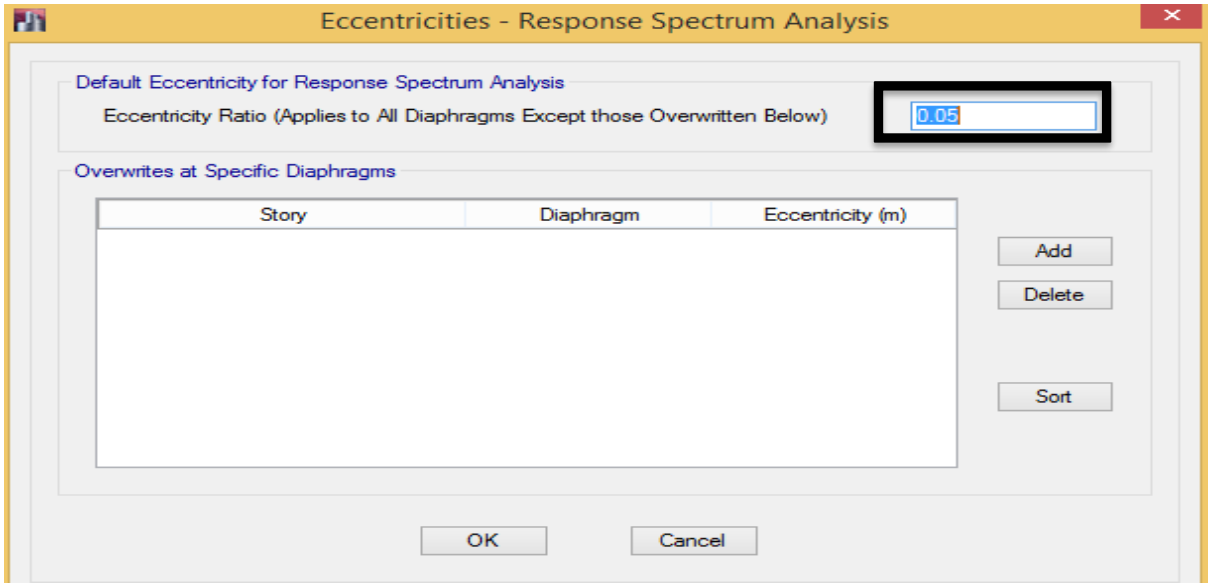


شکل۹۶: تعریف الگوی بار در راستای x

برای هر راستا الگوی بار جداگانه ای تعریف می شود. لازم به ذکر است در صورتی که پیچش تصادفی نیز وجود داشته باشد باید الگوی بار مناسب با آن تعریف گردد.

۴-۲-۶ تعریف الگوی بار با پیچش تصادفی در بارگذاری طیفی

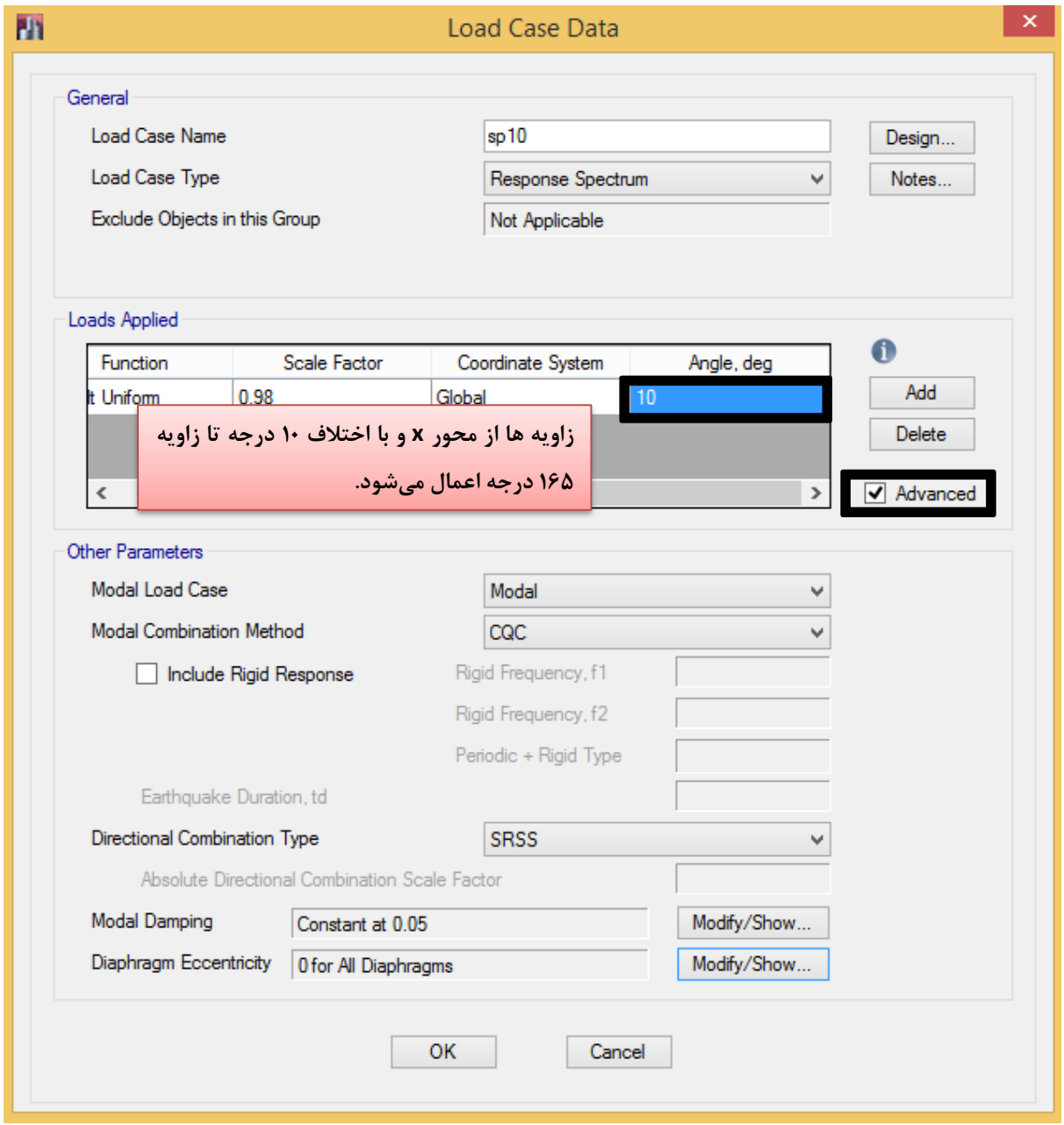




شکل۹۷: تعریف الگوی بار پیچش تصادفی در راستای x

۵-۲-۶ تعریف الگوی بار با زاویه ورودی α در بارگذاری طیفی

طبق آیین نامه ۲۸۰۰ وقتی که سازه نامنظم در پلان و همچنین ستون در محل تلاقی دو سیستم مقاوم جانبی باشد، باید نیروی جانبی زلزله با زاویه بحرانی به سازه اعمال گردد. اگر بخواهیم زاویه بحرانی زلزله را پیدا نمائیم می توانیم، الگوهای بارگذاری طیفی را در زوایای مختلف به سازه اعمال کرده و در نهایت زاویه-ای را که در آن زاویه، پاسخهای سازه بیشینه مقدار می‌باشند تعیین نموده و سازه را تحلیل نمائیم.



شکل۹۸: تعریف الگوی بار با زاویه ۱۰ درجه

۶-۲-۶ اصلاح مقادیر بازتاب ها

در مواردی که برش پایه بدست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل ، رابطه (۱-۳) باشد ، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده بازتاب های سازه متناسب با آن ها اصلاح گردد .برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف های زیر ، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۱-۳) و با استفاده از مشخصات طیف استاندادر است .

الف - در سازه های نامنظم ، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد ، مقادیر بازتاب ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند . ولی در سازه های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق الذکر باشد ، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود .

ب – در سازه های منظم ، مقادیر بازتاب ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود .

تبصره : مقادیر برش پایه‌ی تعدیل شده در بند های الف و ب نباید از برش پایه بدست آمده از تحلیل کیفی کمتر در نظر گرفته شود .

- **اثرات پیچش**

در روش تحلیل طیفی باید اثرات پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطه بند ۳-۳-۷ منظور نمود . در مواردی که از مدل های سه بعدی برای آنالیز سازه استفاده می شود ، اثرات پیچش اتفاقی را می توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون مرکزی اتفاقی منظور نمود.

- **ترکیب اثر زلزله در امتدادهای مختلف**

در تحلیل طیفی ، اثر زلزله در دو امتداد افقی باید مطابق ضوابط بند ۳-۴-۱ اعمال شود . اثر مؤلفه قائم زلزله نیز باید با توجه به بند ۳-۳-۹ به صورت استاتیکی منظور گردد .

- **روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی**

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می شود ، برای اغناء ضابطه بند ۱-۴-۸-پ باید ۲۵ درصد برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی را به قاب های خمشی سیستم دوگانه اثر داد و نحوه توزیع این برش در ارتفاع را یا با استفاده از تحلیل طیفی و یا با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل ، بند ۳-۳-۶ ، تعیین نمود .

۷- طراحی سازه های فولادی(LRFD)

۷-۱ اعمال ضوابط طرح لرزه ای

طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در طراحی سازه های فولادی باید ضوابط طرح لرزه ای نیز در نظر گرفته شود. مطابق بند ۱۰-۳-۱-۳ مبحث دهم مقررار ملی ساختمان اگر ضریب رفتار ساختمان کمتر از ۵ باشد در نظر گرفتن ضوابط طرح لرزه ای الزامی نیست.

مقررات ملی ساختمان – مبحث دهم ویرایش ۱۳۹۲- از نظر ضوابط طرح لرزه ای شباهت زیادی به آیین نامه AISC360-2010 دارد، اما باید برخی تغییرات در ویرایش این آیین نامه در برنامه داد که به شرح آن می پردازیم .

ترکیب بار تشدید یافته مبحث دهم مطابق دو رابطه زیر می باشد :

$D + 1.2\ L + 1.2\ \Omega_0\ E$

$0.85D + 1.2\ \Omega_0\ E$

ترکیب بار تشدید یافته آیین نامه AISC360-05/IBC2006 مطابق منوال برنامه مطابق روابط زیر می باشد :

$(0.9 - 0.2\ S_{DS})\ DL \pm \Omega_0 Q_E$ (ASCE 12.4.3.2)

$(1.2 + 0.2\ S_{DS})\ DL \pm \Omega_0 Q_E + 1.0\ LL$ (ASCE 12.4.3.2)

در بالا یک ضریب وجود دارد تحت نام S_{DS} که مقدار آن به طور پیش فرض در برنامه برابر ۰/۲ است . همانطور که دیده می شود ضریب بار مرده ، زنده وزلزله در مبحث دهم و آیین نامهAISC با هم تفاوتهایی دارد . البته با توجه با اینکه در ترکیب بار تشدید یافته نقش اصلی را بار زلزله دارد می توانیم از اختلافاتی

که در زمینه ضرایب بارهای مرده و زنده وجود دارد صرفنظر کنیم و این ترکیب بارها را به عنوان ترکیب بارهای تشدید یافته مورد نظر خود قبول نماییم.

نکته مهم : چون در ترکیب بارهای تشدید یافته مبحث دهم ، روش حالت حدی بار زلزله دارای یک ضریب ۱/۲ است که در ترکیب بارهای تشدید یافته ی برنامه وجود ندارد ، باید این ضریب را از جدول مذکور استخراج کرده و در عدد ۱/۲ ضرب کرده و سپس به برنامه وارد کنیم .

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم های باربر جانبی لرزه ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه ای	Ω_0
کلیه قابهای خمشی فولادی	۳
کلیه قابهای ساختمانی ساده توام با مهاربندی هم محورو برون محور فولادی	۲
کلیه سیستمهای دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

۷-۲ تحلیل مرتبه دوم

یکی از تفاوتهای بارز روش LRFD نسبت به روش تنش مجاز، اعمال آثار مرتبه دوم در طراحی سازه‌های فولادی می‌باشد. در مبحث دهم مقررات ملی برای درنظر گرفتن آثار مرتبه دوم، سه روش پیشنهاد شده است که، همانند ضوابط آئین‌نامه AISC360-10 می‌باشد. در این پروژه برای در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم، از روش تحلیل مستقیم استفاده می‌شود.

۷-۲-۱ روش تحلیل مستقیم

در این روش اثرهای ثانویه، تنشهای پس‌ماند و خطاهای هندسی بطور مستقیم در تحلیل سازه لحاظ می-شوند. در این روش از ضریب طول موثر استفاده نمی‌شود. ای روش هیچ محدودیتی ندارد. در این روش بایستی: ۱) آثار نواقص هندسی(شمال کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد. ۲) تحلیل سازه

از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد. ۳) تحلیل مرتبه دوم بر اساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد. تحلیل مرتبه دوم باید هر دو اثر $P-\delta$ و $P-\Delta$ را در برگیرد. روش تحلیل مستقیم در دو حالت سختی کاهش یافته و سختی متغیر قابل انجام است. سختی خمشی کاهش EI^* یافته باید در همه اعضایی که سختی خمشی آنها در پایداری سازه مشارکت دارند، به جای سختی عادی انها بکار رود. در تحلیل و طراحی به روش مستقیم برای تعیین مقاومت مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهشسختی استفاده شود. ۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیه سختی هایی که در پایداری سازه موثرند. ۲) علاوه بر ضریب کاهش سختی ۰/۸، یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثرند اعمال شود. این مقدار می‌تواند مقداری ثابت و یا متغیر همانند رابطه زیر داشته باشد.

$$EI^* = 0.8\tau_b\, EI \quad , \quad \tau_b = \begin{cases} 1.0 & \frac{\alpha P_u}{P_y} \le 0.5 \\ 4\frac{\alpha P_u}{P_y}\left(1-\frac{\alpha P_u}{P_y}\right) & \frac{\alpha P_u}{P_y} > 0.5 \end{cases}$$

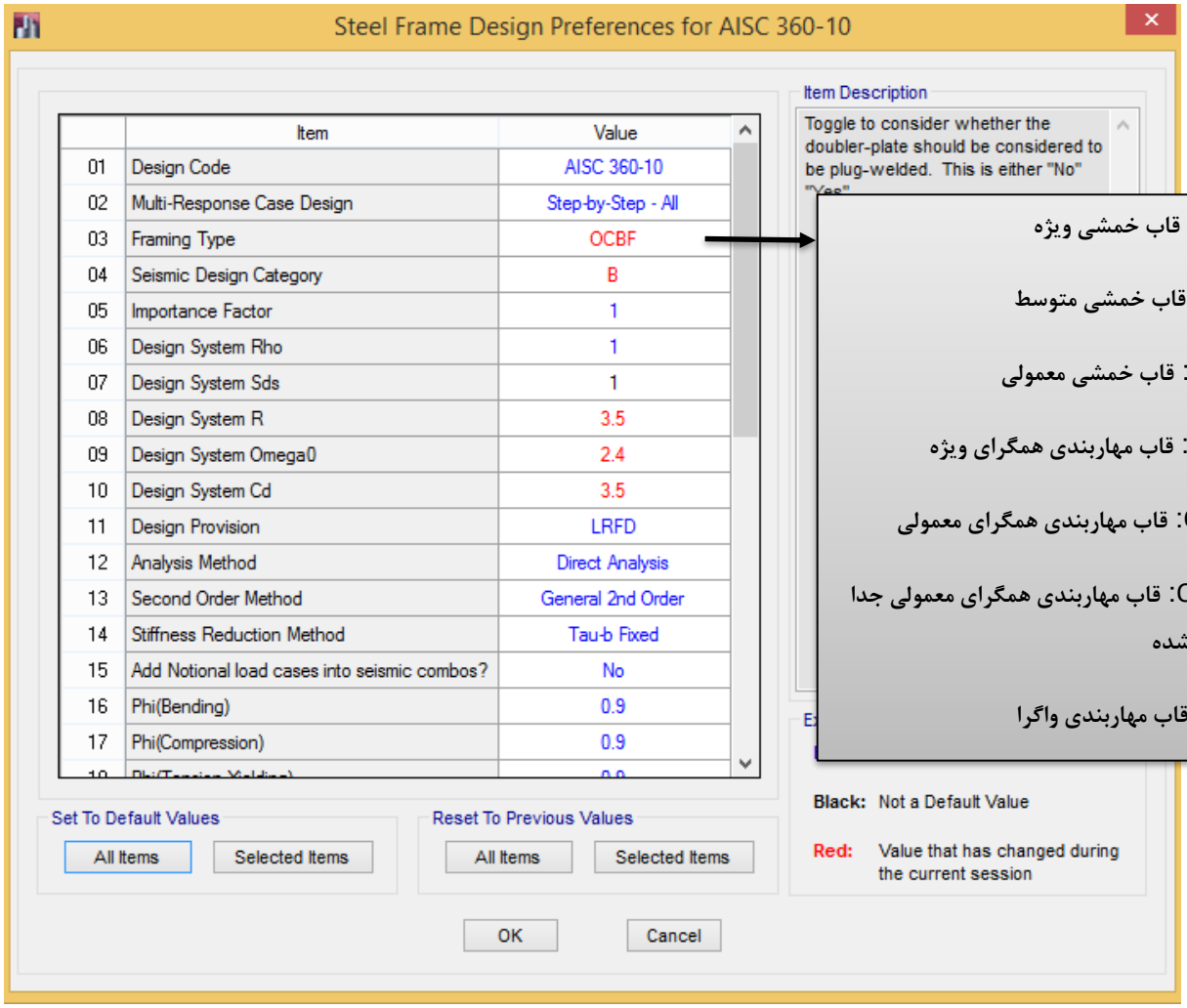
در رابطه فوق P_u مقاومت فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری است. لازم به ذکر است که در تمام حالات می‌توان τ_b را برابر ۱ در نظر گرفت، به شرطی که بار جانبی مجازی را ۵۰٪ بیش از حالت معمول، یعنی به مقدار ۰/۰۰۳ برابر بارهای ثقلی اعمال نمود. مقدار α در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برابر ۱ در نظر گرفته شده است. همچنین سختی محوری کاهش یافته EA^* باید برای اعضایی که سختی محوری آنها در پایداری جانبی سازه مشارکت دارند بصورت زیر در نظر گرفته شود.

$$EA^* = 0.8EA$$

۳-۷ انتخاب آیین نامه طراحی

مسیر: Options > Steel Frame Design > View/Revise Preferences

تنظیمات مربوط به ضوابط طراحی لرزه ای بر اساس مبحث دهم و آئین‌نامه AISC360-10 در ادامه آورده شده است.



	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	OCBF
04	Seismic Design Category	B
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1
08	Design System R	3.5
09	Design System Omega0	2.4
10	Design System Cd	3.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Phi(Bending)	0.9
17	Phi(Compression)	0.9

SMF: قاب خمشی ویژه

IMF: قاب خمشی متوسط

OMF: قاب خمشی معمولی

SCBF: قاب مهاربندی همگرای ویژه

OCBF: قاب مهاربندی همگرای معمولی

OCBFI: قاب مهاربندی همگرای معمولی جدا سازی شده

EBF: قاب مهاربندی واگرا

Design System R	3.5
Design System Omega0	2.4
Design System Cd	3.5

۱- ضریب رفتار سازه. برای در نظر گرفتن ضوابط لرزه ای باید بزرگتر از ۳ وارد شود.

۲- ضریب اضافه مقاومت Ω_0 که مطابق جدول بالا باید با ضرب کردن به عدد ۱/۲ وارد گردد.

۳- ضریب افزایش تغییر مکان برای تبدیل تغییر مکانهای الاستیک به غیر الاستیک(از جدول آئین نامه ۲۸۰۰)

Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed

برای انجام تحلیل مرتبه دوم به روش تحلیل مستقیم باید تنظیمات بصورت مقابل باشد.

مقدار ضریب کاهش سختی ناشی از تنشهای پسماند یک درنظر گرفته می‌شود.

Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No

۱- در صورتی که گزینه Yesانتخاب شود ترکیبات تشدید یافته ساخته نخواهند شد.

۲- در صورتی که گزینه Yes انتخاب شود ضوابط لرزه ای کنترل نمی شود.

Is Doubler Plate Plug-Welded?	No
HSS Welding Type	SAW
Reduce HSS Thickness?	No

۱- این گزینه تنها در قابهای خمشی کاربرد دارد. این گزینه برای طراحی ضخامت ورق مضاعف کاربرد دارد. انتخاب گزینه Yes به این معنی است که ورق مضاعف به جان ستون با جوش کام و انگشتانه اتصال داده می-شود. گزینه No به معنی جدا بودن این دو ورق است.

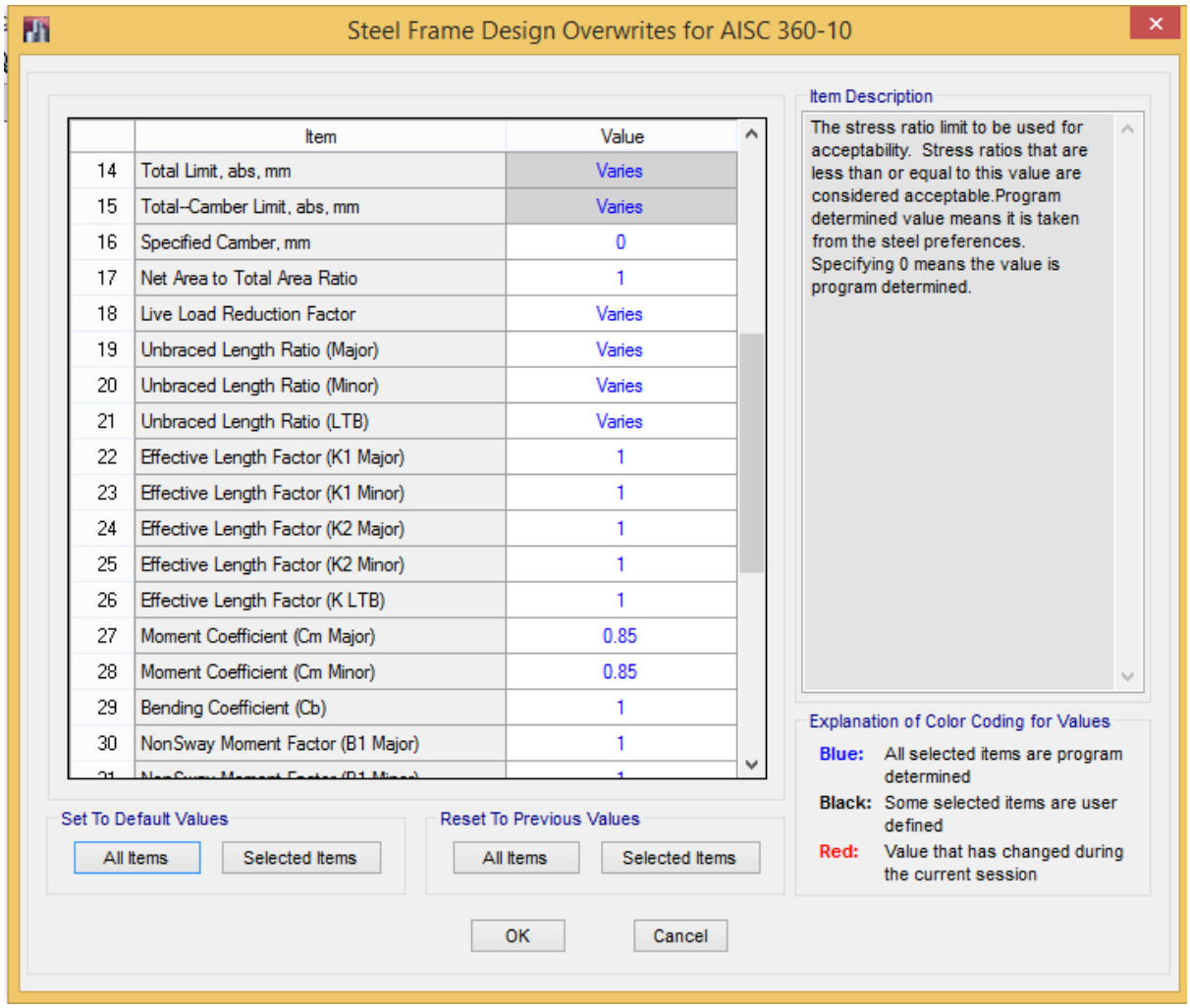
۲- روش جوشکاری مقاطع جدار نازک توخالی در این قسمت معرفی می‌شود. وقتی جوشکاری از نوع ERW(قوس الکتریکی تحت حفاظت) باشد، ضخامت t باید 0.93 برابر ضخامت اسمی جداره و برای مقاطع جوشکاری شده به روش SAW (قوس الکتریکی غوطه-ور) ضخامت مزبور باید معادل ضخامت اسمی جداره در نظر گرفته شود.

۳- در این قسمت کاهش و یا عدم کاهش ضخامت ورق مقطع جدارنازک بسته(لوله‌ای و جعبه‌ای) مشخص می‌شود. چون این کاهش در مبحث دهم اشاره نشده، مقدار آن را No قرار می‌دهیم.

۷-۴ اختصاص پارامترهای طراحی

۷-۴-۱ اختصاص پارامترهای طراحی ستون‌ها

انتخاب ستونها و مسیر: Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites



Effective Length Factor (K1 Major)	1
Effective Length Factor (K1 Minor)	1
Effective Length Factor (K2 Major)	1
Effective Length Factor (K2 Minor)	1

چون از روش تحلیل مستقیم استفاده شده است، پس مقادیر ضرایب طول موثر عدد ۱ وارد می شود. اگر عددی به غیر از ۱ وارد شود برنامه از مقدار آن صرفنظر کمی‌کند.

HSS Welding Type	SAW
Yield stress, Fy, kgf/cm²	0
Expected to specified Fy ratio, Ry	1.2

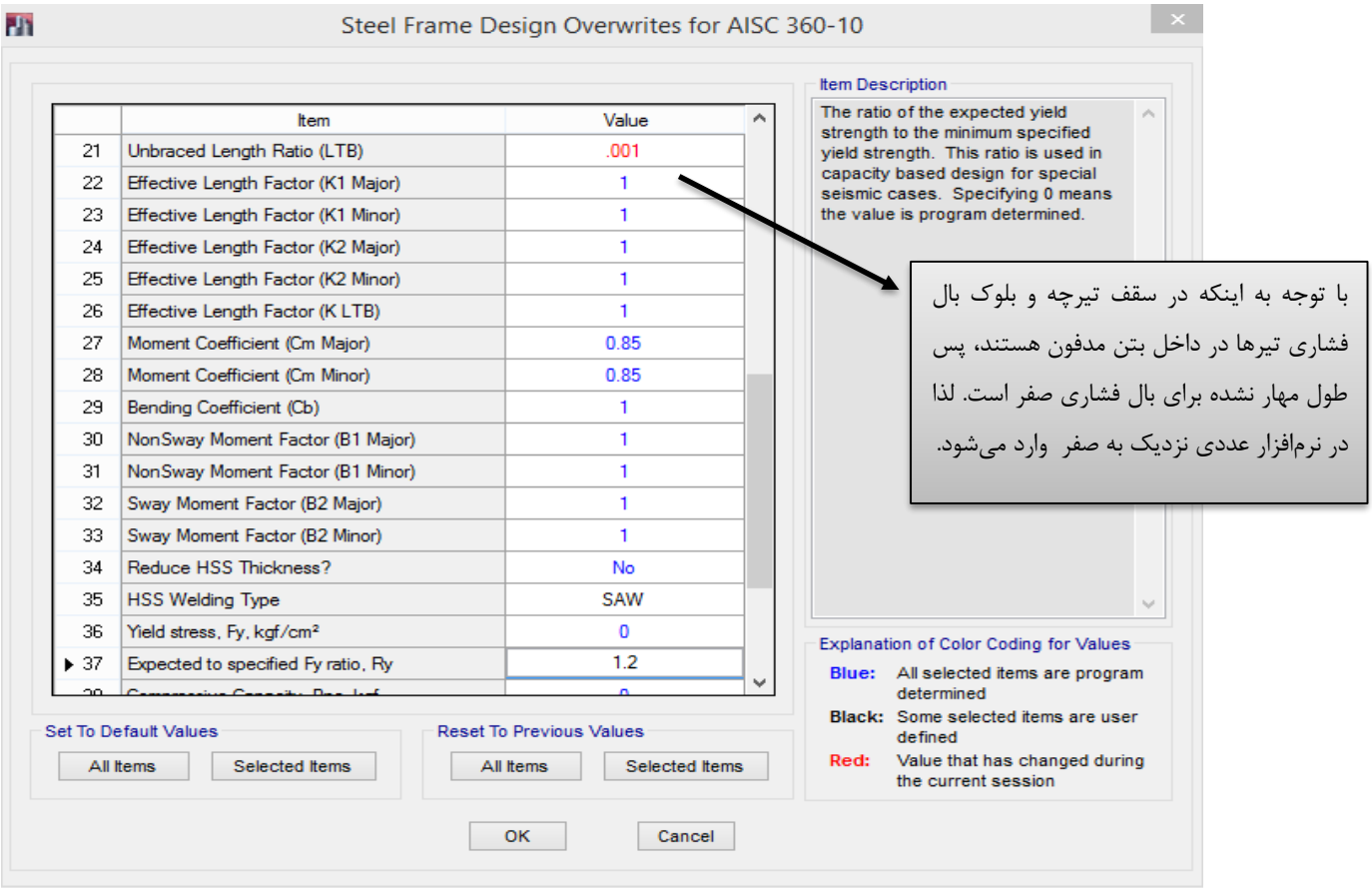
R_y : ضریب تنش تسلیم مورد انتظار می‌باشد که مقدار آن برای انواع مقاطع مورد استفاده در جدول ۱۰-۱-۲-۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان آورده شده است.

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله ای و قوطی شکل نورد شده	۱/۲۵
سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته شده از ورق ها و تسمه ها	۱/۱۵

۲-۴-۷ اختصاص پارامترهای طراحی تیرها

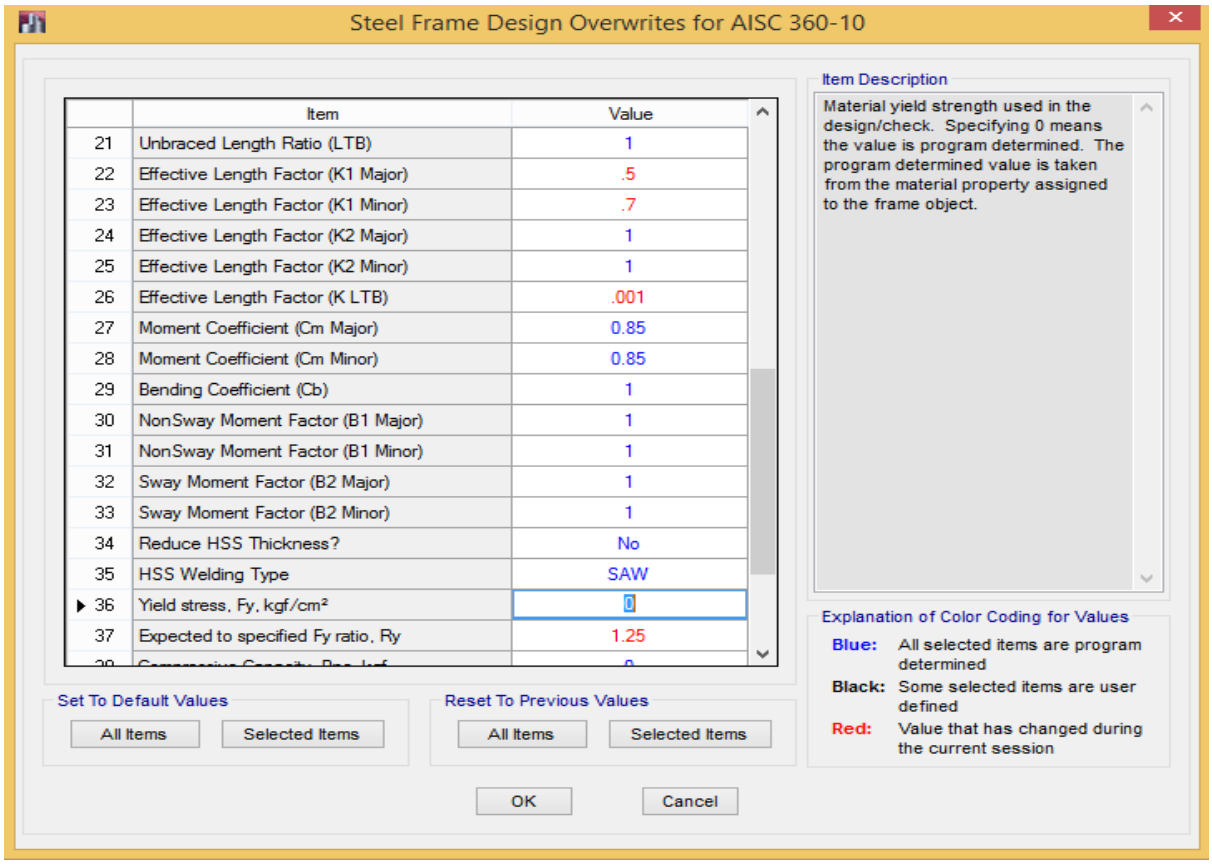
انتخاب تیرها و مسیر: Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites



با توجه به اینکه در سقف تیرچه و بلوک بال فشاری تیرها در داخل بتن مدفون هستند، پس طول مهار نشده برای بال فشاری صفر است. لذا در نرم‌افزار عددی نزدیک به صفر وارد می‌شود.

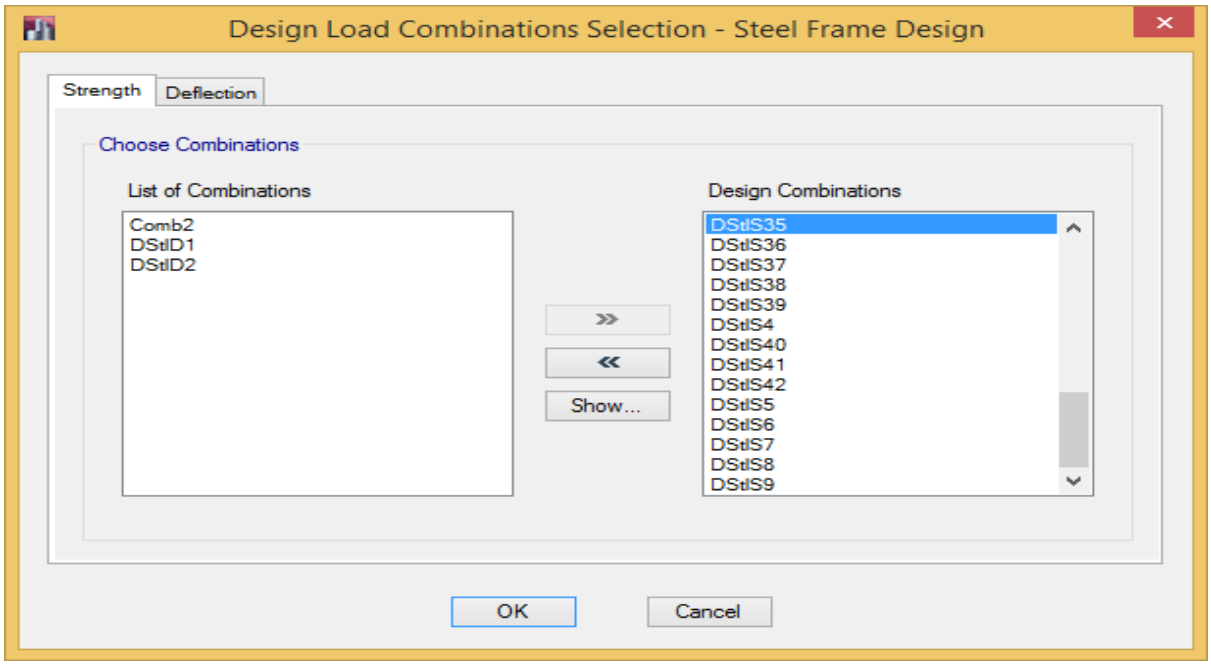
۳-۴-۷ اختصاص پارامترهای طراحی مهاربندها

انتخاب مهاربندها و مسیر: Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites



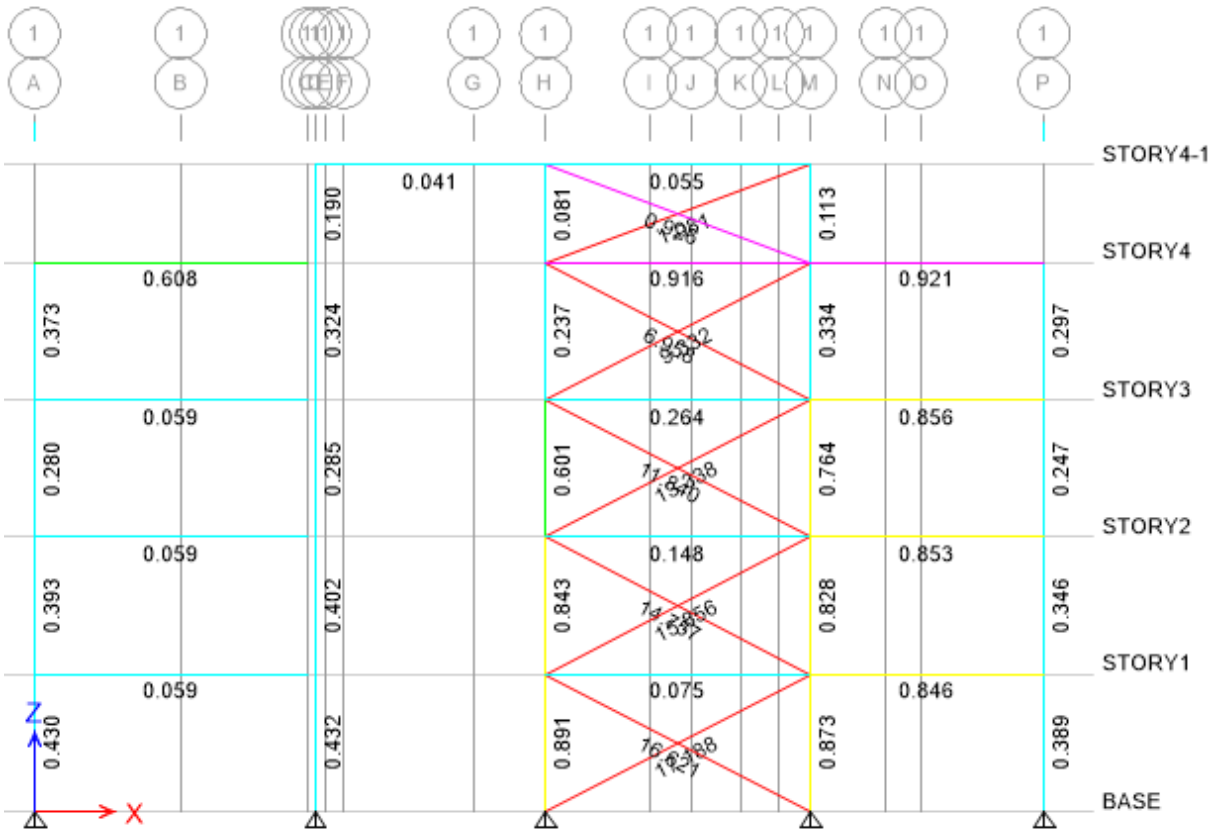
۵-۷ انتخاب ترکیبات طراحی

مسیر: Design > Steel Frame Design > Select Design Combinations



۷-۵ طراحی سازه

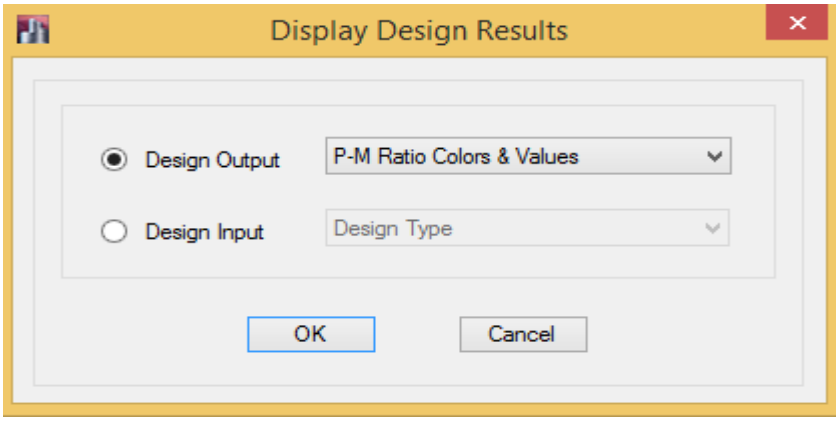
مسیر: Design > Steel Frame Design > Start Design/Check

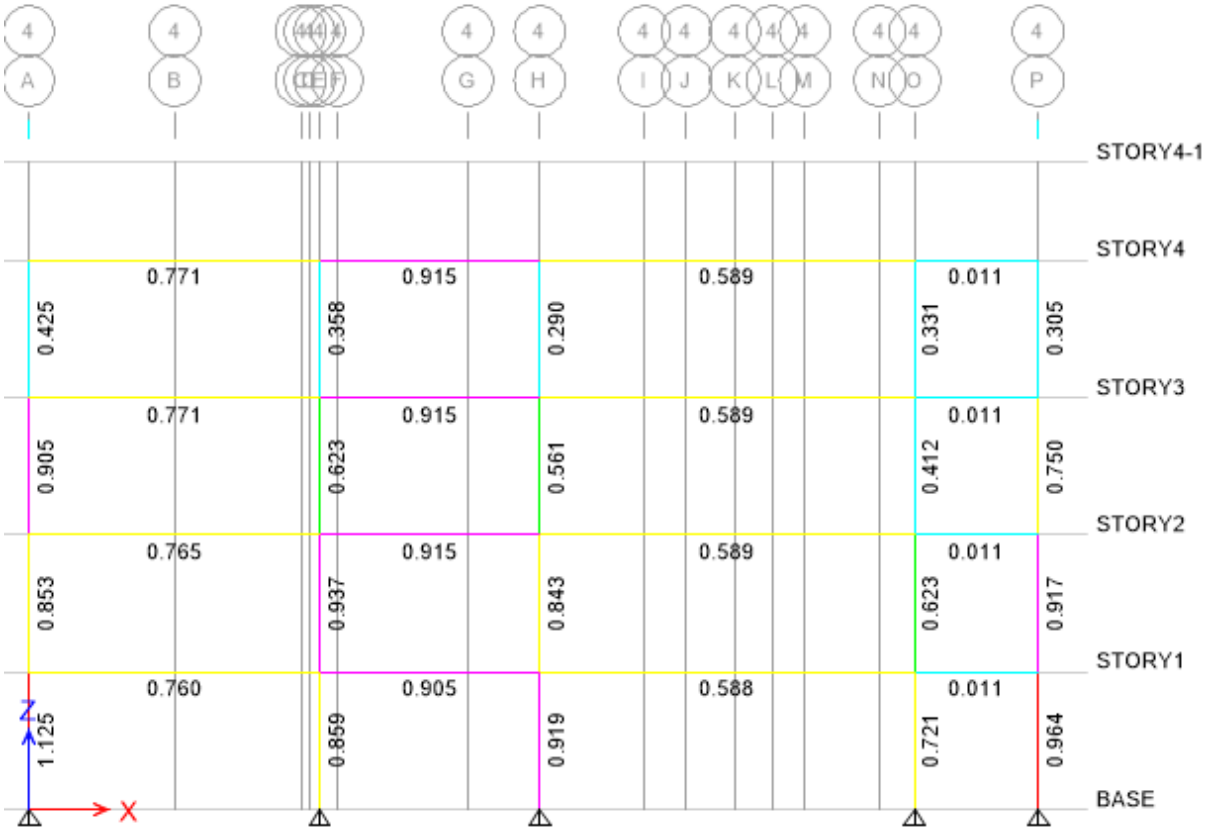


۷-۶ خروجی طراحی سازه

کنترل طراحی مقاطع در سازه های فولادی از طریقRatio انجام می شود. بوسیله Ratio نسبت نیرو به ظرفیت در اعضا مشخص شده و مقاطع از نظر طراحی بررسی می گردد. اگر نسبت نیرو به ظرفیت در حد قابل قبول باشد، یعنی کوچکتر از ۱ بوده و اقتصادی باشد، می‌توان مقاطع را قابل قبول تلقی نمود. در صورتی که نسبت نیرو به ظرفیت بزرگتر از ۱ باشد مقاطع از نظر طراحی جوابگو نیستند و باید تغییر یابند. که در ادامه نحوه تغییر مقاطع المانها توضیح داده خواهد شد.

مسیر: Design > Steel Frame Design > Display Design Info…





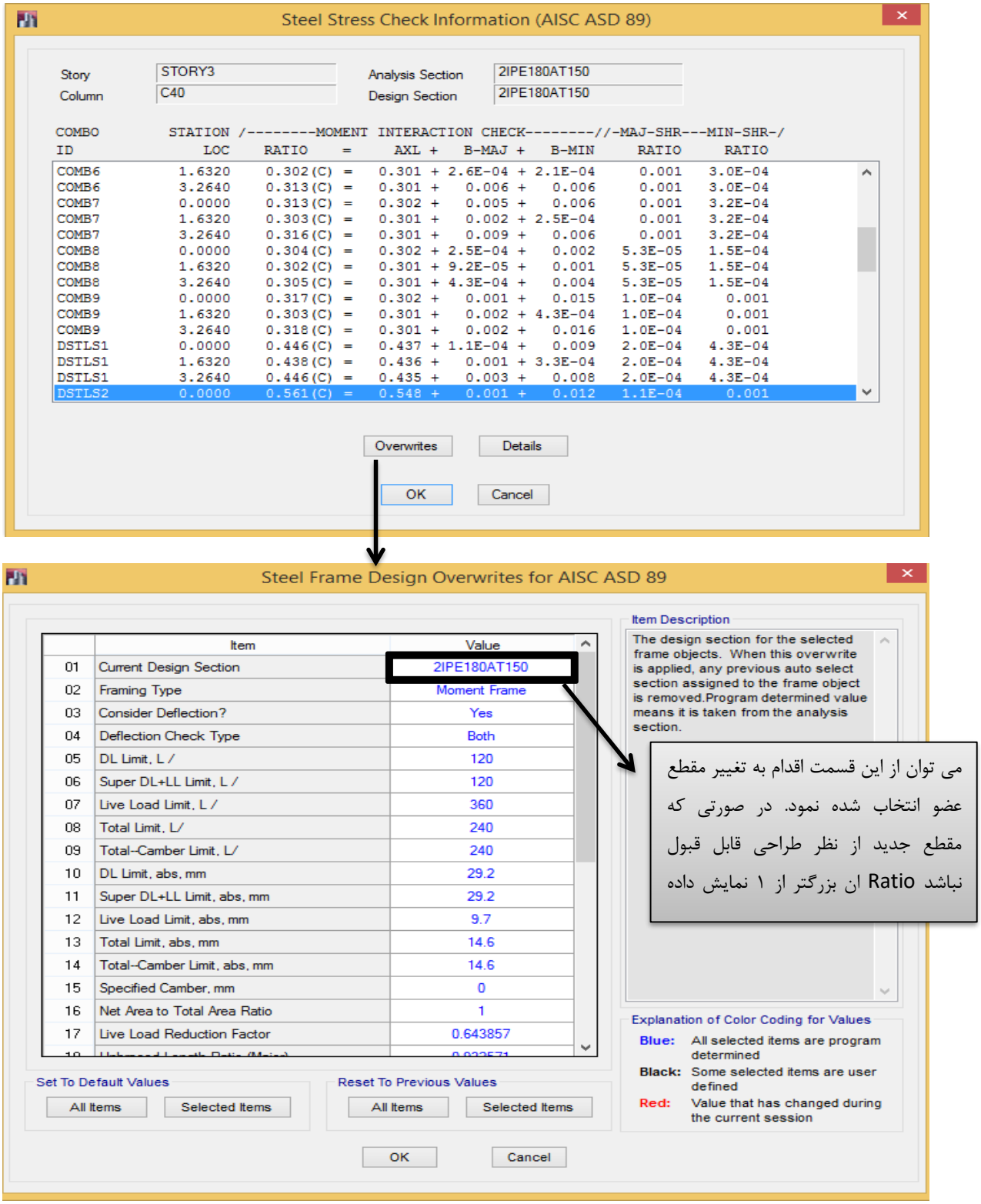
چنانچه مشاهده می شود. در بعضی از مقاطع نسبت نیرو به ظرفیت بزرگتر از ۱ می باشد که باید این مقاطع تغییر یابند. لازم به ذکر است که هرچقدر Ratio به ۱ نزدیکتر باشد اقتصادی تر می باشد.

۶-۹ تیپ بندی مقاطع

بعد از آنکه تمام مقاطع از نظر طراحی مناسب بودند باید مقاطع را تیپ بندی و اجرائی نمود. باید دقت کرد در سازه های فولادی تیپ بندی، در طبقاتی که قرار است در ستونهای آنها از یک شماره پروفیل استفاده

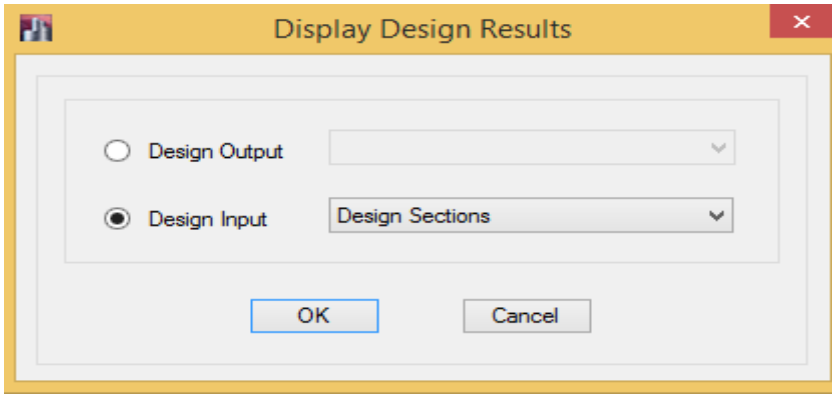
شود، انجام می‌شود. در هنگام تیپ بندی مقاطع می‌توان برای جبران نیازهای داخلی المانها از ورقهای تقویتی استفاده کرد.

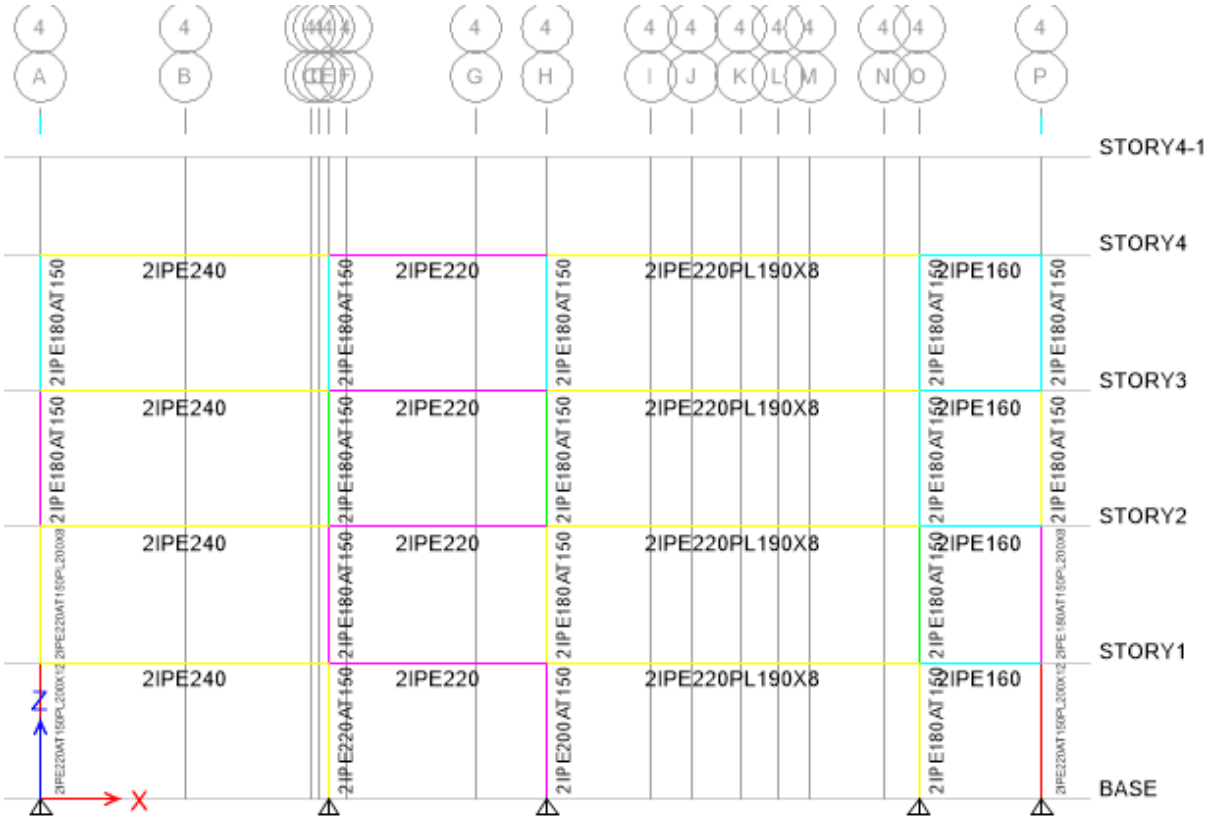
مسیر: با کلیک راست در روی عضو پنجره زیر باز می شود.



۹-۷ نمایش مقاطع طراحی

مسیر: Design > Steel Frame Design > Display Design Info…



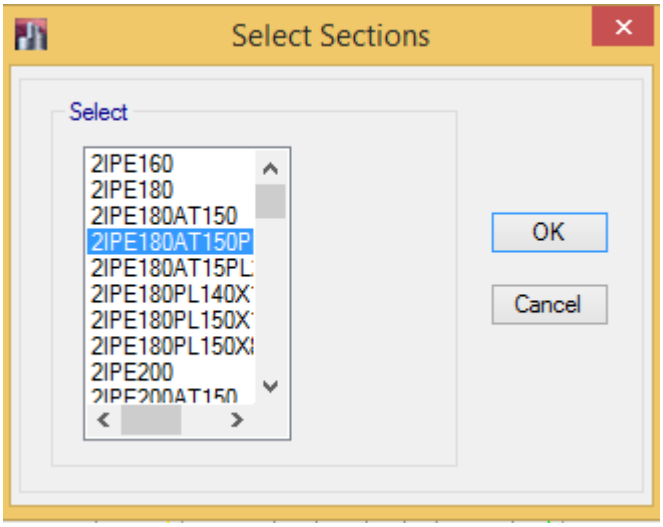


۹-۸ تغییر مقاطع

برای تغییر مقاطع سه روش وجود دارد که یکی از آنها در مرحله تیپ بندی گفته شده است. دو روش دیگر بصورت زیر می باشد.

روش اول: تغییر مقاطعی که از نظر طراحی جوابگو نیستند.

مسیر: انتخاب المانهای مورد نظر ← Design > Steel Frame Design > Change Design Section



بعد از انتخاب مقطع مورد نظر و زدن Ok دوباره سازه را مسیر Start Design طی می شود. با این تفاوت که در این مرحله فقط مقاطعی که انتخاب شده و مقطع آنها تغییر پیدا کرده است، طراحی می شوند.

روش دوم: روشهای قبلی در صورتی قابل استفاده است که از روش اول اختصاص مقاطع در پروژه استفاده نماییم. یعنی روش تغییر مقطع با روشهای قبلی در صورتی که مقطعی جدید قبلا تعریف شده باشد، قابل استفاده است. اما وقتی از روش دوم اختصاص مقاطع، در پروژه استفاده کرده ایم(Add Auto select List) تمام مقاطع را نرم افزار بصورت خودکار برای المانها می‌آزماید و فقط المان مناسب را انتخاب می‌کند. پس مقطع جدیدی برای بررسی دوباره باقی نمی‌ماند و در صورتی که مقاطع جوابگو نباشند، باید با باز کردن قفل برنامه و تعریف نمودن مقاطع جدید، مراحل تحلیل و طراحی سازه دوباره صورت گیرد.

۱۰ مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه های بتنی

تمام گامهای گفته شده برای مدلسازی سازه در Etabs برای سازه های بتنی و فولادی در اکثر موارد مشابه می باشند. فقط در بعضی از گامها تفاوتهایی باهم دارند که در زیر آورده می شود.

بعد از تکمیل کردن منوی Define برای سازه بتنی، شروع به مدلسازی می کنیم. مراحل مدلسازی قبلا گفته شده است.

نکته ۱: با توجه به اینکه اتصالات سازه های بتنی گیردار می باشند، نباید تیرهای بتنی آزاد سازی گردند.

نکته ۲: در سازه های بتنی برای اختصاص مقاطع بهتر است، مقاطع برای اعضای هر طبقه توسط طراح اختصاص داده شود. در Etabs 2013 می توان از طریق Add Auto Select List نیز استفاده کرد.

نکته ۳:در مدلسازی سازه های بتنی، برای در نظر گرفتن سختی واقعی مقاطع باید طبق آئین نامه ۲۸۰۰ ضرایب ترک خوردگی مقاطع اعمال شود.

۱-۱۰ 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

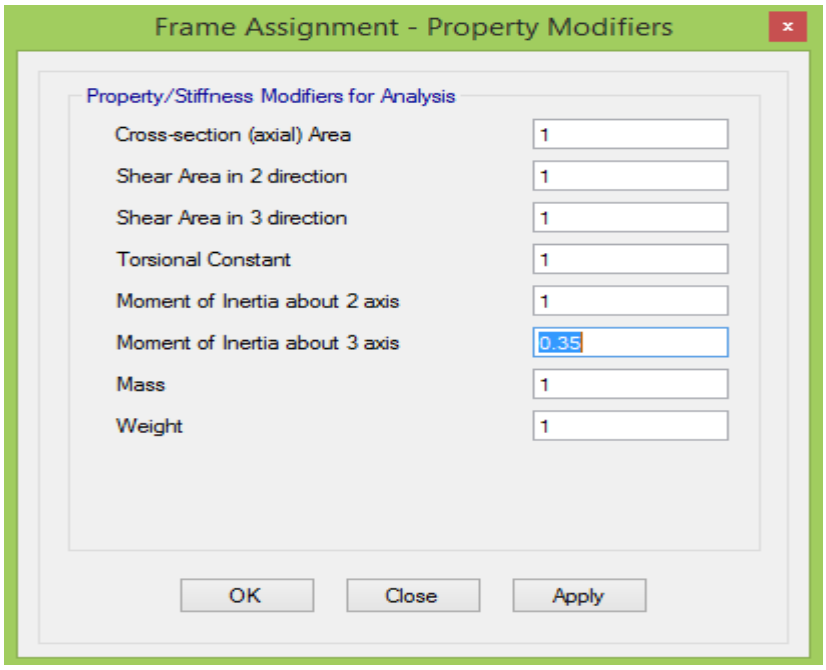
تبصره ۳ : در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی ، بمنظور در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن ، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها ۰/۵Ig و برای ستون ها و دیوارها Ig منظور شود . Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است . این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۶-۵ برای مقاطع ترک خورده است.

هدف دوم: برای طراحی و کنترل تغییر مکان جانبی سازه

۵-۵-۳ 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 Ig ۰/۳۵، برای ستون ها Ig ۰/۷ ، و برای دیوارها Ig ۰/۳۵یا Ig ۰/۷نسبت 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.

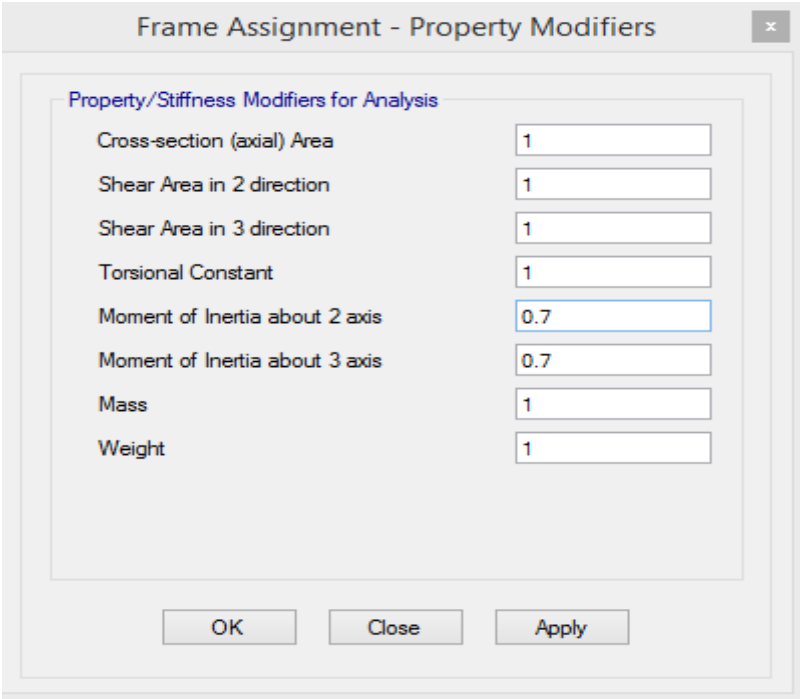
❖ اعمال ضرایب ترک خوردگی تیرها

مسیر: انتخاب تیرها ← Assign > Frame > Property Modifiers



❖ اعمال ضرایب ترک خوردگی ستونها

مسیر: انتخاب ستونها ← Assign > Frame > Property Modifiers



بعد از بارگذاری و اتمام مدلسازی سازه همانند بندهای گفته شده در جزوه تحلیل می شود.

نکته ۴: در منوی تنظیمات تحلیل برای سازه های بتنی باید دقت داشته باشیم که، در مرحله مربوط به تنظیمات P-Δ ترکیبات بار مربوط به سازه های بتنی باید اعمال گردد.

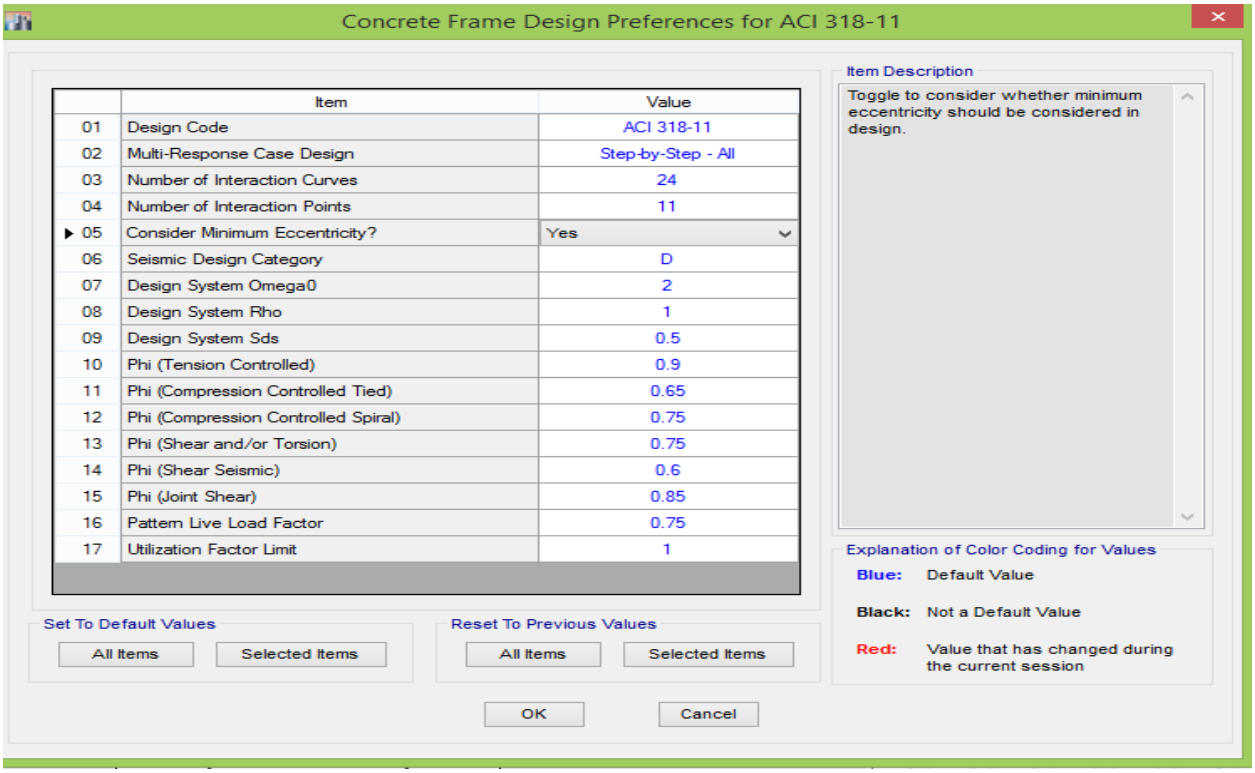
۲-۱۰ طراحی سازه های بتنی

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 آئین نامه های 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.

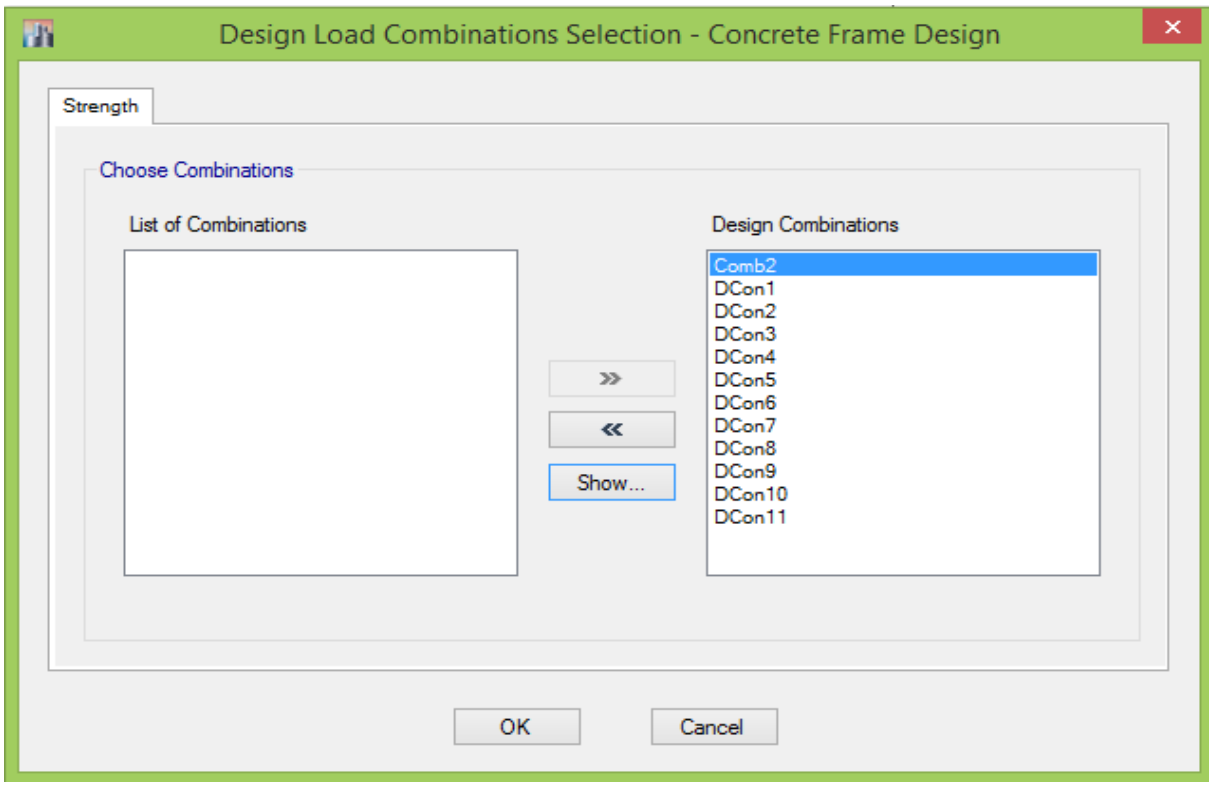
اما از آنجا که مهندسین محترم کنترل کننده در سازمان نظام مهندسی تمایل زیادی به طراحی سازه‌های بتنی بر اساس آئین‌نامه بتن آمریکا دارند، لذا در این جزوه نیز طراحی بر اساس آئین‌نامه آمریکا تشریح می-گردد.

مسیر: Design > Concrete Frame Design >View/Revise Preferences



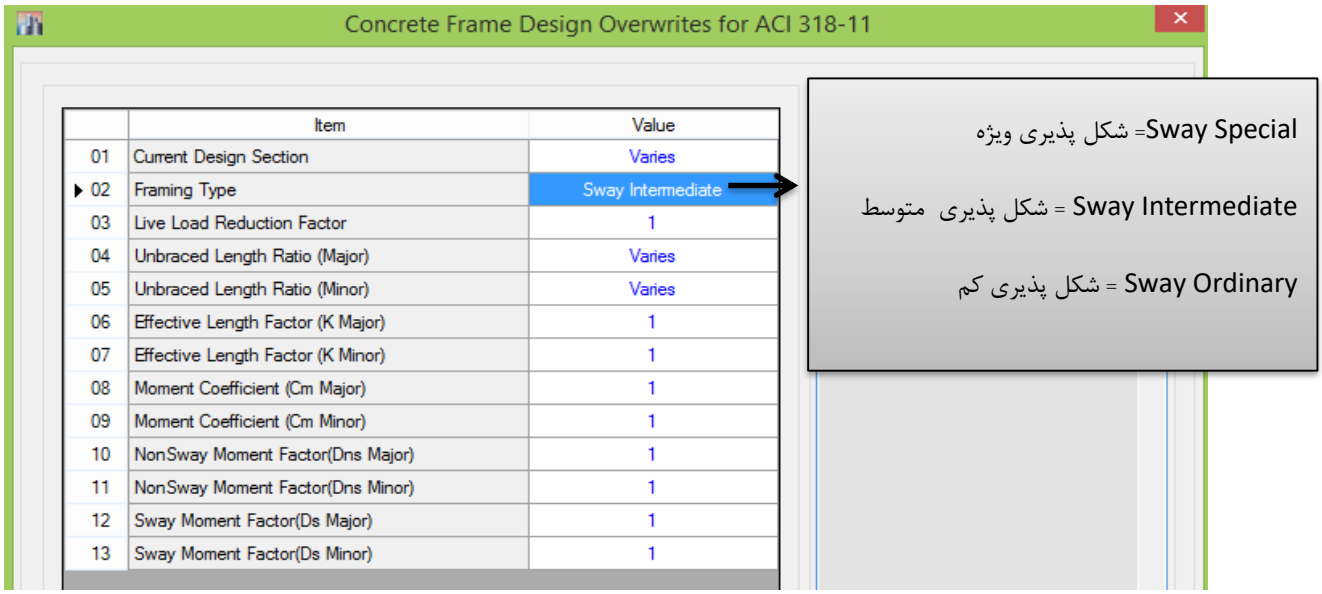
گام دوم: انتخاب ترکیبات طراحی

مسیر: Design >Concret Frame Design > Select Design Combinations



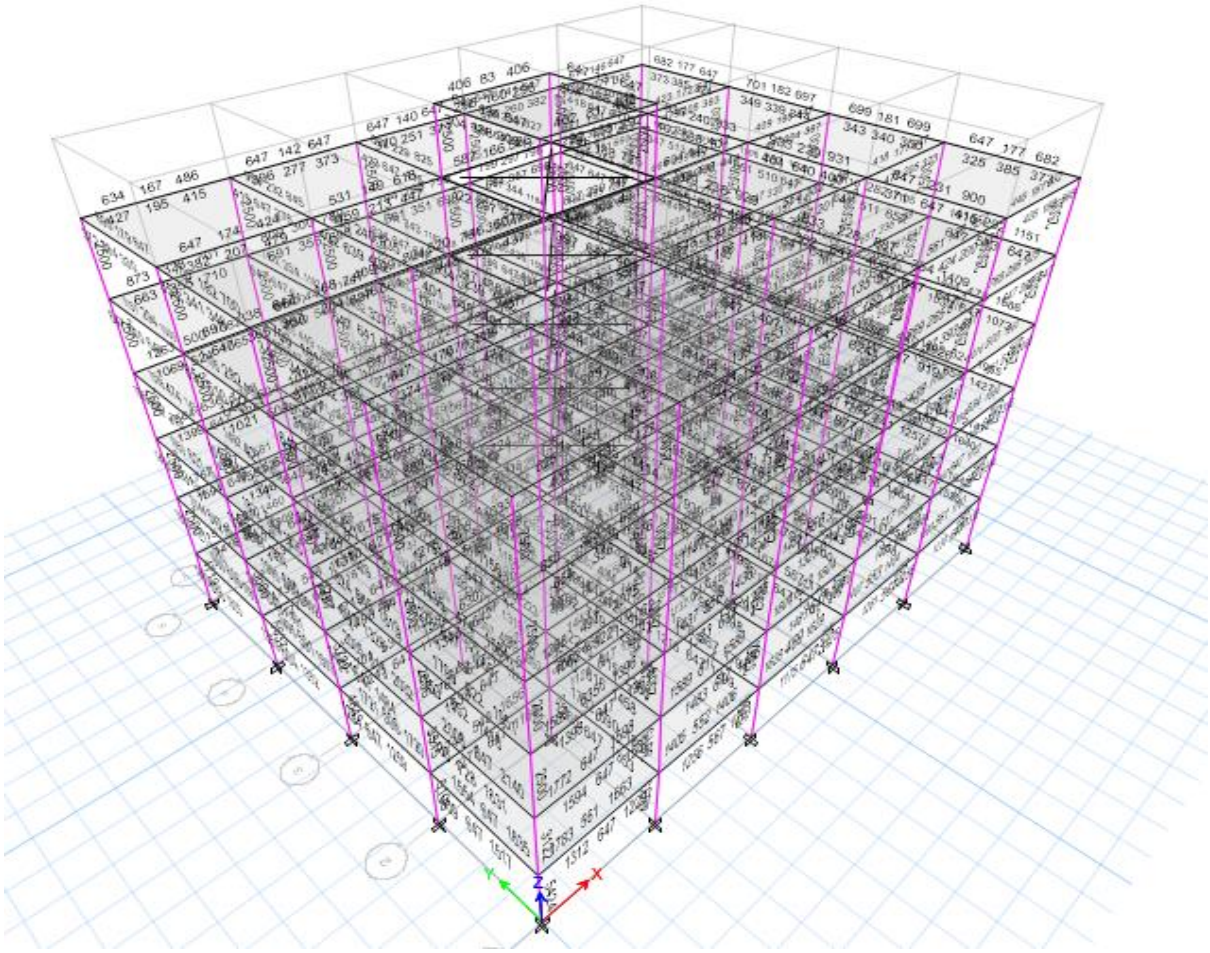
گام سوم: تعیین شکل‌پذیری سازه‌ی بتنی

مسیر: انتخاب کل سازه ← Design >Concrete Frame Design >View/Revise Overwrites



گام چهارم: شروع طراحی

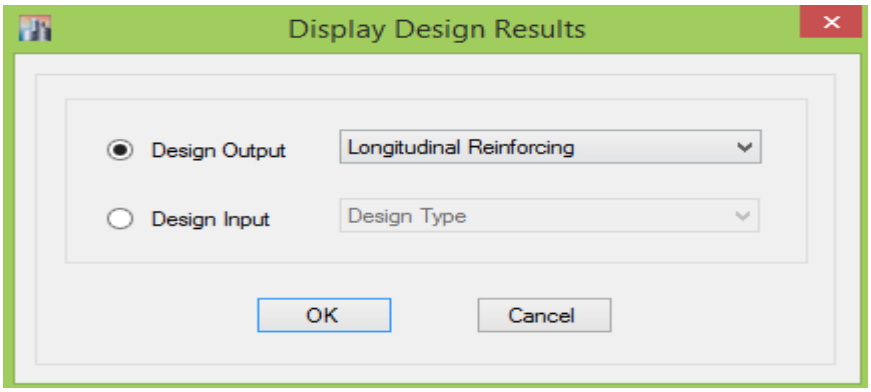
مسیر: Design > Concrete Frame Design > Start Design / Check

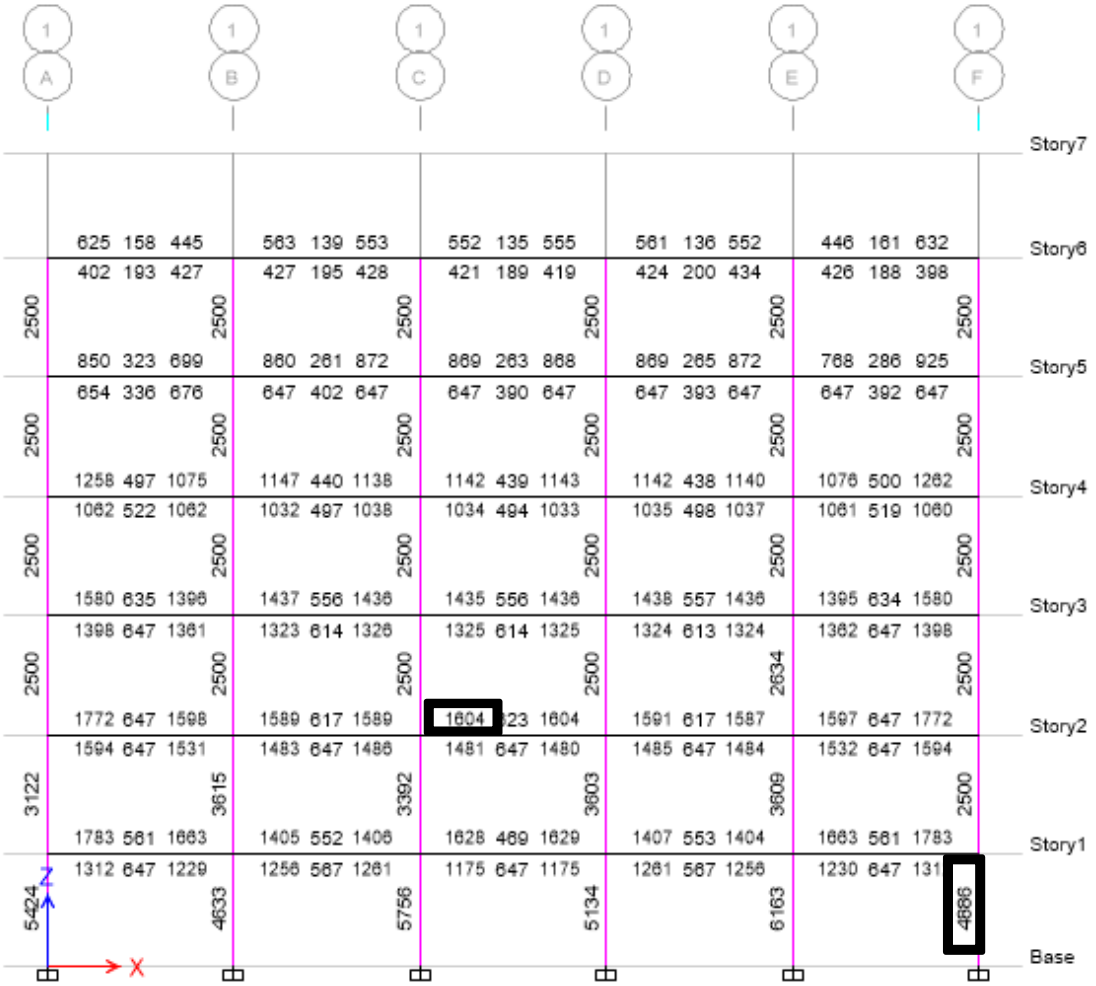


۳-۱۰ خروجی طراحی سازه‌های بتنی

۱-۳-۱۰ خروجی آرماتورهای طولی

مسیر: Design > Concrete Frame Design > Display Design Info…





❖ 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:

$A_s = 1604\ mm^2 \longrightarrow$ Use = φ16 $\longrightarrow A_s = 200.96\ mm^2$

تعداد $= \frac{1604}{200.96} \cong 8 \longrightarrow A_{s\ Prov} = 1607.68\ mm^2 > 1604\ mm^2 \longrightarrow$ 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.

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 از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $۲d_b$ طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر از ۲۵ میلی‌متر
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل $۶d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ 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.

$$l_d = \left[\frac{۰/۸۶ f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)}\right] d_b \qquad (۱-۲۱-۹)$$

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 قطر میلگرد 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}، ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه (۹-۲۱-۲) به دست می‌آید:

$$k_{tr} = \frac{۰/۱۲ A_{tr} f_{yd}}{sn} \qquad (۲-۲۱-۹)$$

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.

$$l_{dc} = \left[۰/۲۴\frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۳)$$

$$l_{dc} = \left[۰/۰۵ f_{yd}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۴)$$

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 $۸d_b$ و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[۰/۲۴ k_۱ k_۲ \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۵)$$

برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹-۲۱-۲-۴-۱ مراجعه شود.

ضریب k_1 در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عـمـود 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_1 را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

ضریب k_2 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 غیرممتـد یـک عضو که در آن برای مهارکردن میلگرد از قلاب استفاده شـده 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 مـصرفـی 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 $۱۲d_b$، 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 $۰/۷۵d$ آرماتور عرضی اضافه بر آنچه برای تحمل برش یا پیچش لازم است، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با ($۰/۳۷۵b_w \frac{S}{f_{yd}}$) باشد و فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه بیشتر از $\frac{d}{۸\beta_b}$ 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 $۱۲d_b$ 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 $۱/۳l_d$ 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 $1/47 A_b f_{yd}$ 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 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) $۴۸d_b$

❖ آرایش میلگردهای طولی ستونها

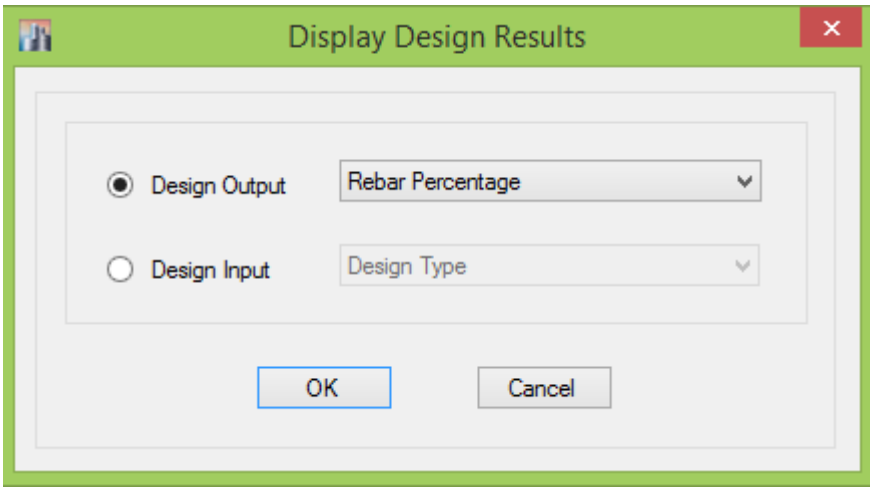
با توجه به اینکه در تعریف مقاطع ستونها، تعداد میلگردهای طولی مشخص شده است، کافی است شماره میلگردها تعیین شود.

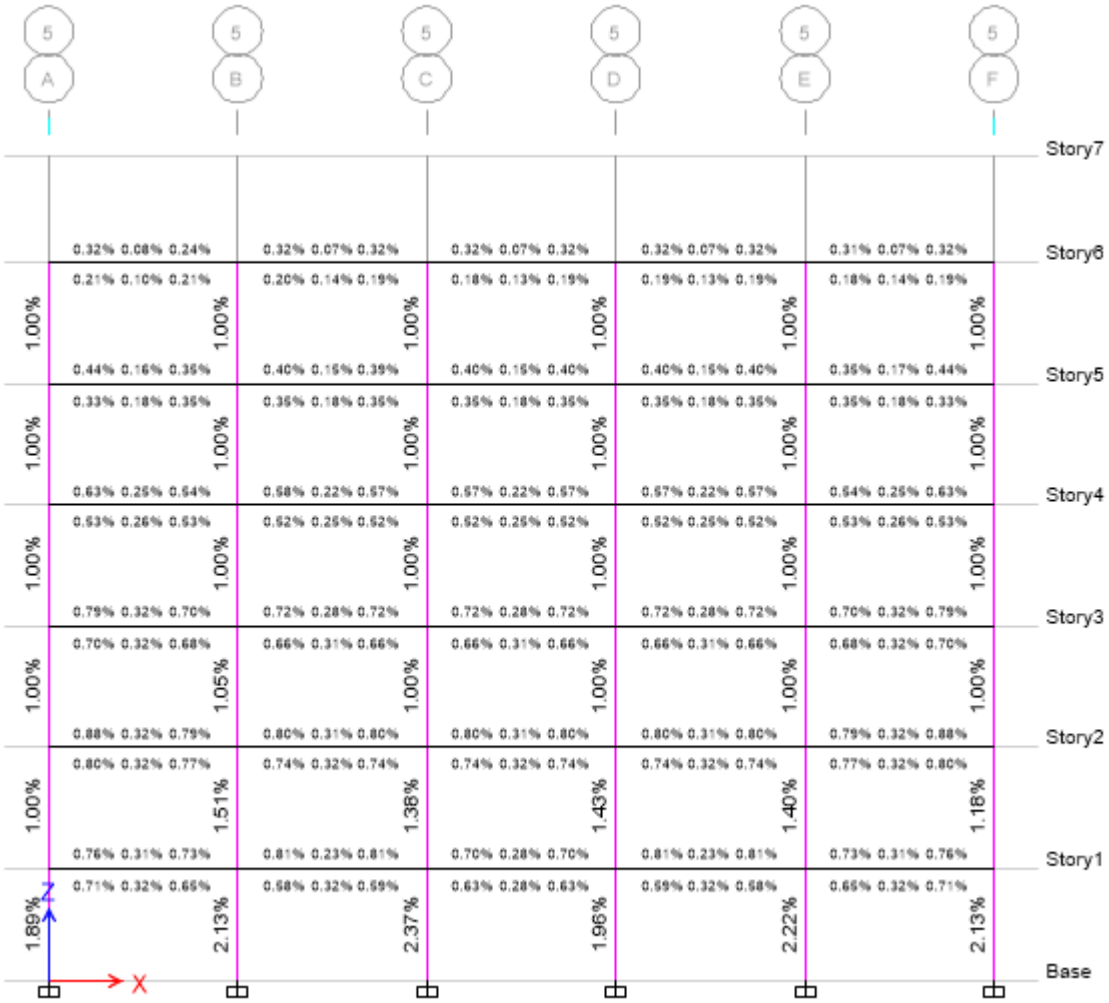
$A_s = 4886\ mm^2$ ⟶ Defined 10 Bars ⟶ $A_{s\ (one\ bar)} = 488.6\ mm^2$

Use = φ25 ⟶ $A_s=490.625\ mm^2$ ⟶ $A_{s\ Prov}=4906.25mm^2 > 4886\ mm^2$ ⟶ OK

۲-۳-۱۰ کنترل درصد هندسی فولاد

مسیر:Design > Concrete Frame Design > Display Design Info…





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

$$\rho_{\min} \le \rho \le \rho_{max}$$

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y} \cdot \frac{700}{700.f_y}$$

$$\rho_{max} = \begin{Bmatrix} \rho_b \\ , \\ 0.025 \end{Bmatrix}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \ge 0.67$$

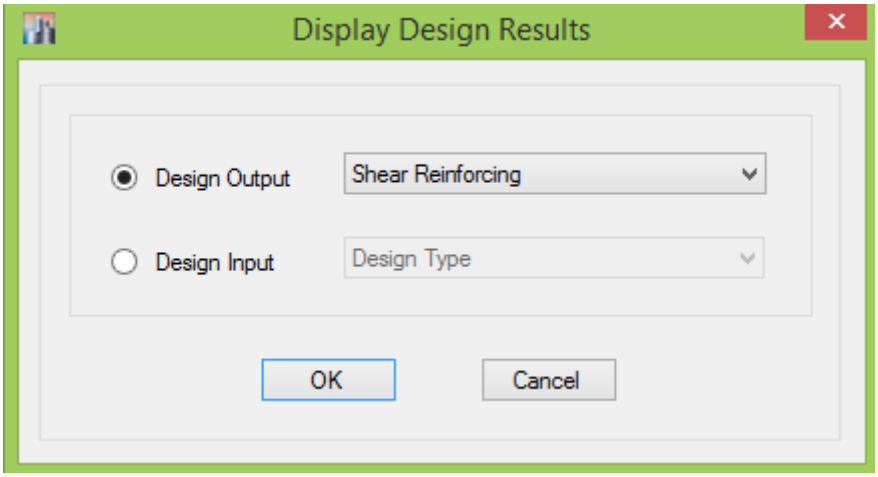
$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \ge 0.67$$

۱-۹-۱۴-۹ 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 امکان از فولاد S400 در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می گردد.

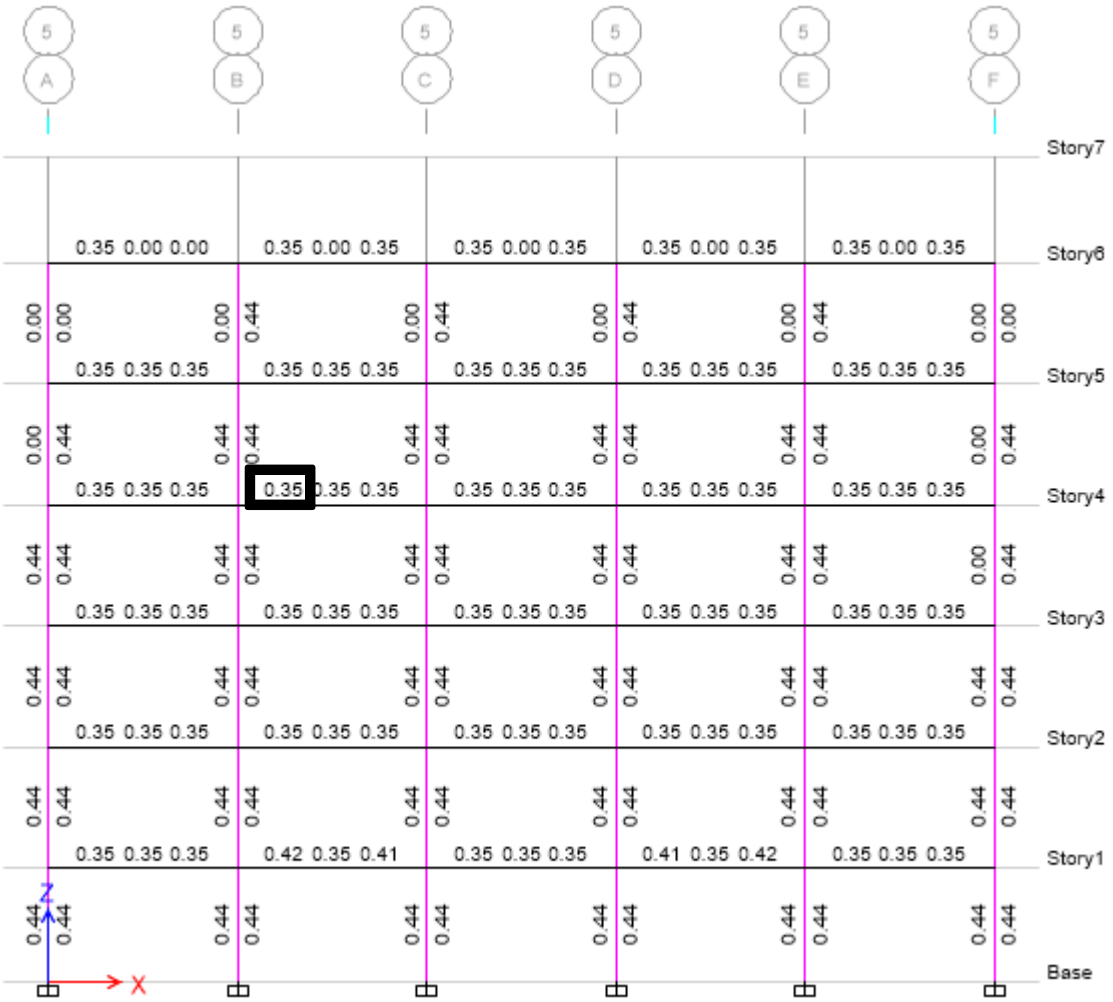
نکته: لازم به ذکر است که مقدار حداکثر فولاد در قطعات فشاری باید در محل وصله ها نیز کنترل گردد.

۳-۳-۱۰ کنترل میلگردهای عرضی

مسیر:Design > Concrete Frame Design > Display Design Info…



نرم‌افزار برای میلگردهای عرضی $\frac{A_v}{S}$ را نمایش می‌دهد.

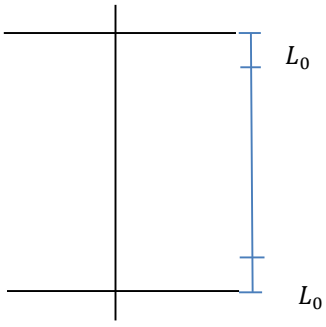


❖ آرایش میلگردهای عرضی تیرها

$\frac{A_v}{s} = 0.35 \longrightarrow$ Use = φ8 $\longrightarrow$ Av = 100.48 mm2 $\longrightarrow$ $S=\frac{100.48}{0.35} \leq S_{max}$

$$S_{max} = \min\left\{\begin{matrix} \frac{d}{2} \\ , \\ \frac{f_{yv} \times A_{sv}}{0.06 \times \sqrt{f_c} \times b_w} \end{matrix}\right\}$$

❖ آرایش میلگردهای عرضی ستونها



$$=\max\left\{\begin{matrix} \text{یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد عضو} \\ \text{ضلع بزرگتر مقطع} \\ 450\ mm \end{matrix}\right\}, S_{max} = min\left\{\begin{matrix} 6d_s \\ 24d_b \\ 250mm \\ \text{نصف کوچکترین بعد مقطع ستون} \end{matrix}\right\} L_0$$

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.

۴-۳-۱۰ 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.

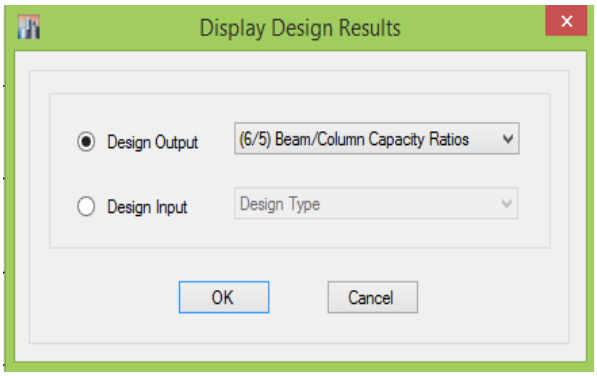
۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند.

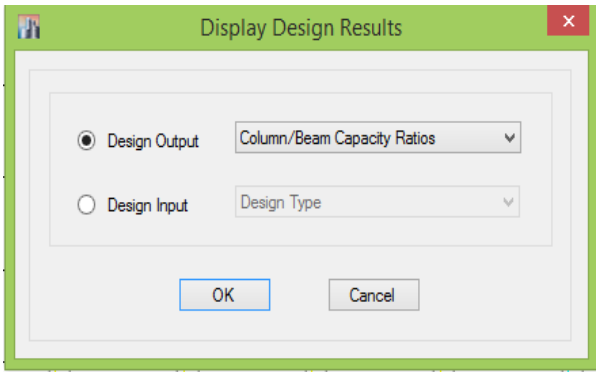
۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

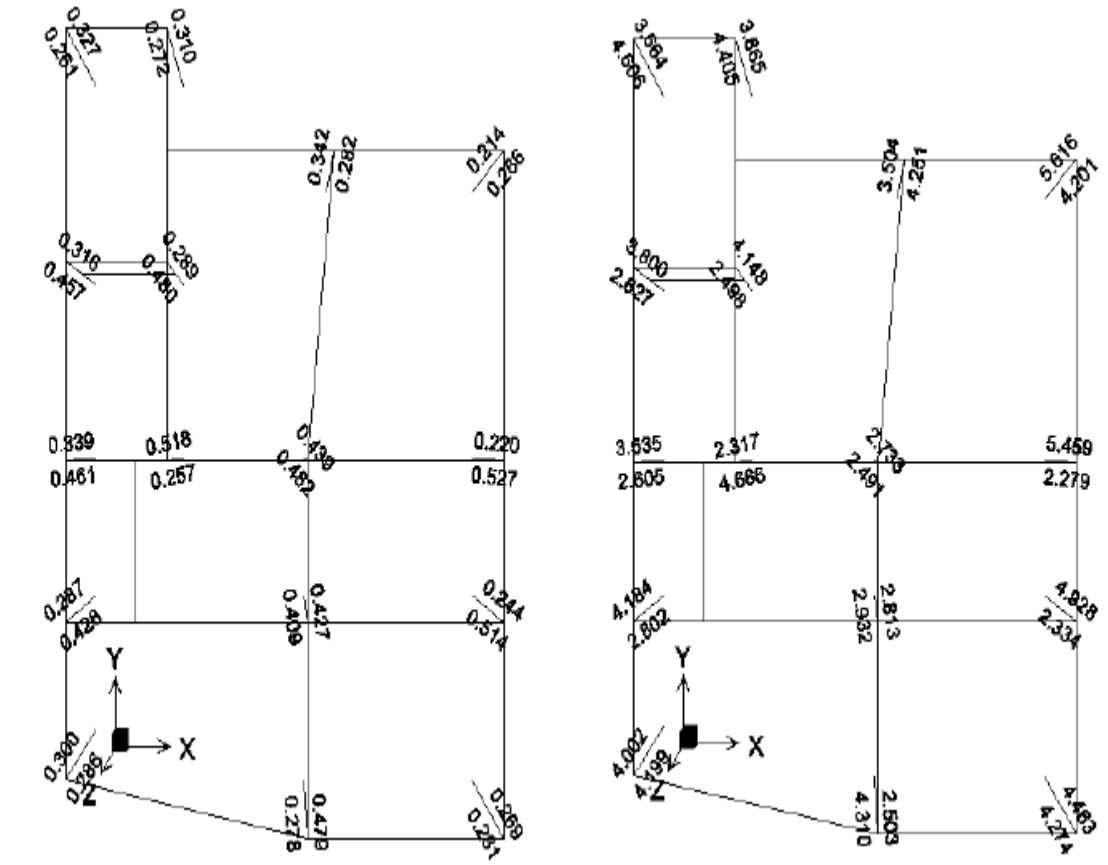
۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ چنانچه ستونی رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ 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.

۱۱ طراحی دیوار برشی

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
- و غیره ...

۱۱-۱ 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.

۱۱-۲ 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 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 آیینامه برابر 0.0025) 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 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.

۳-۱۱ تعیین ضخامت دیوار

۹-۲۳-۴-۳-۱-۱ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید مورد توجه قرار گیرند:

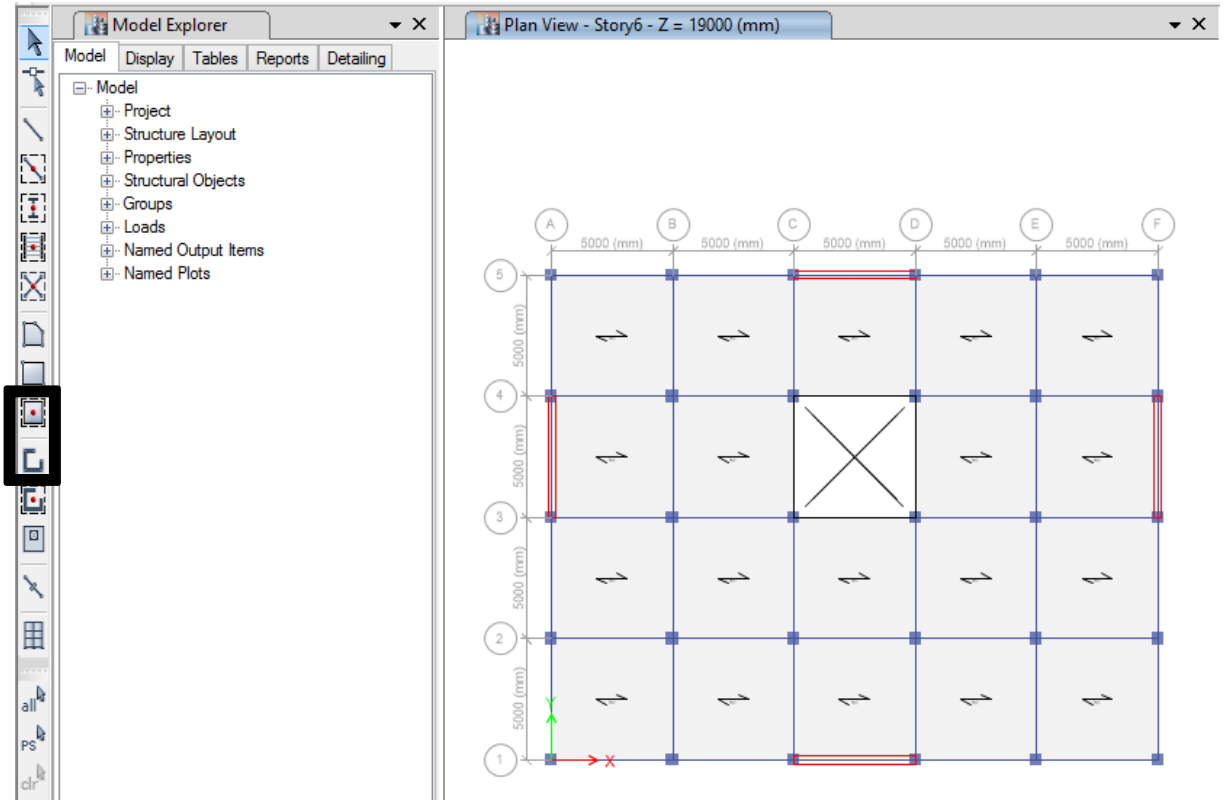
الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۹-۲۳-۴-۳-۳ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۱۱-۴ مدلسازی دیوار برشی

مسیر: Draw > Draw Floor/ Wall Objects

یا از طریق ابزارهای زیر می‌توان دیوارها را ترسیم نمود.



۱۱-۵ اختصاص ضرایب ترک خوردگی

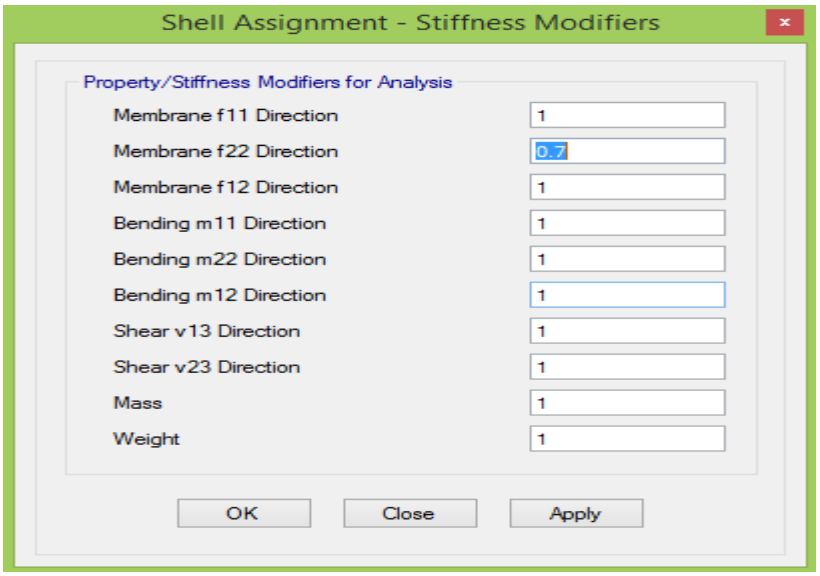
۳-۵-۵ در سازه‌های بتن مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها Ig ۰/۳۵، برای ستون‌ها Ig ۰/۷، و برای دیوارها Ig ۰/۳۵ یا Ig ۰/۷ نسبت به میزان ترک خوردگی، منظور کرد. برای زلزله بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثرات P -Δ صرفنظر کرد.

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

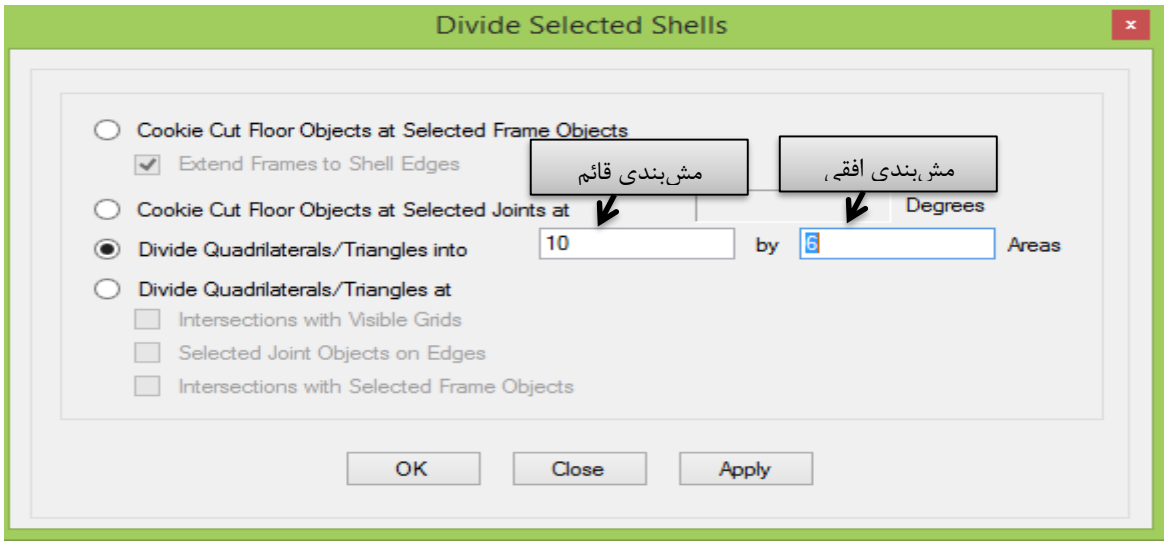
اختصاص ضریب ترک خوردگی از مسیر: Assign > Shell > Stiffness Modifiers

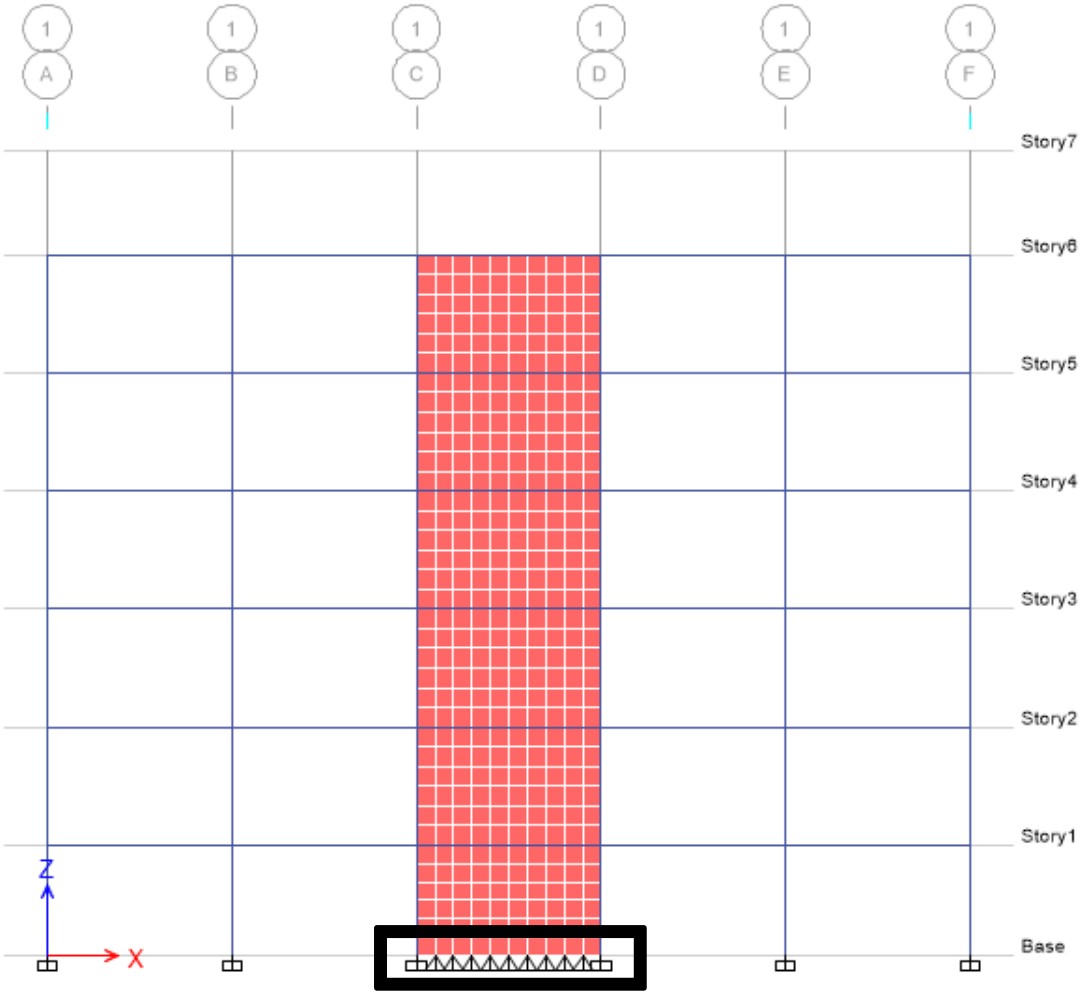


۵-۱۱ مش‌بندی دیوارها

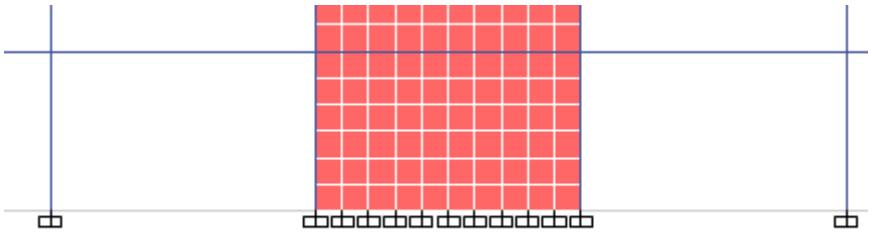
انتخاب دیوارها از مسیر: Select > Select > Object type > Walls

اختصاص مش‌بندی از مسیر: Edit > Edit Shells > Divide Shells



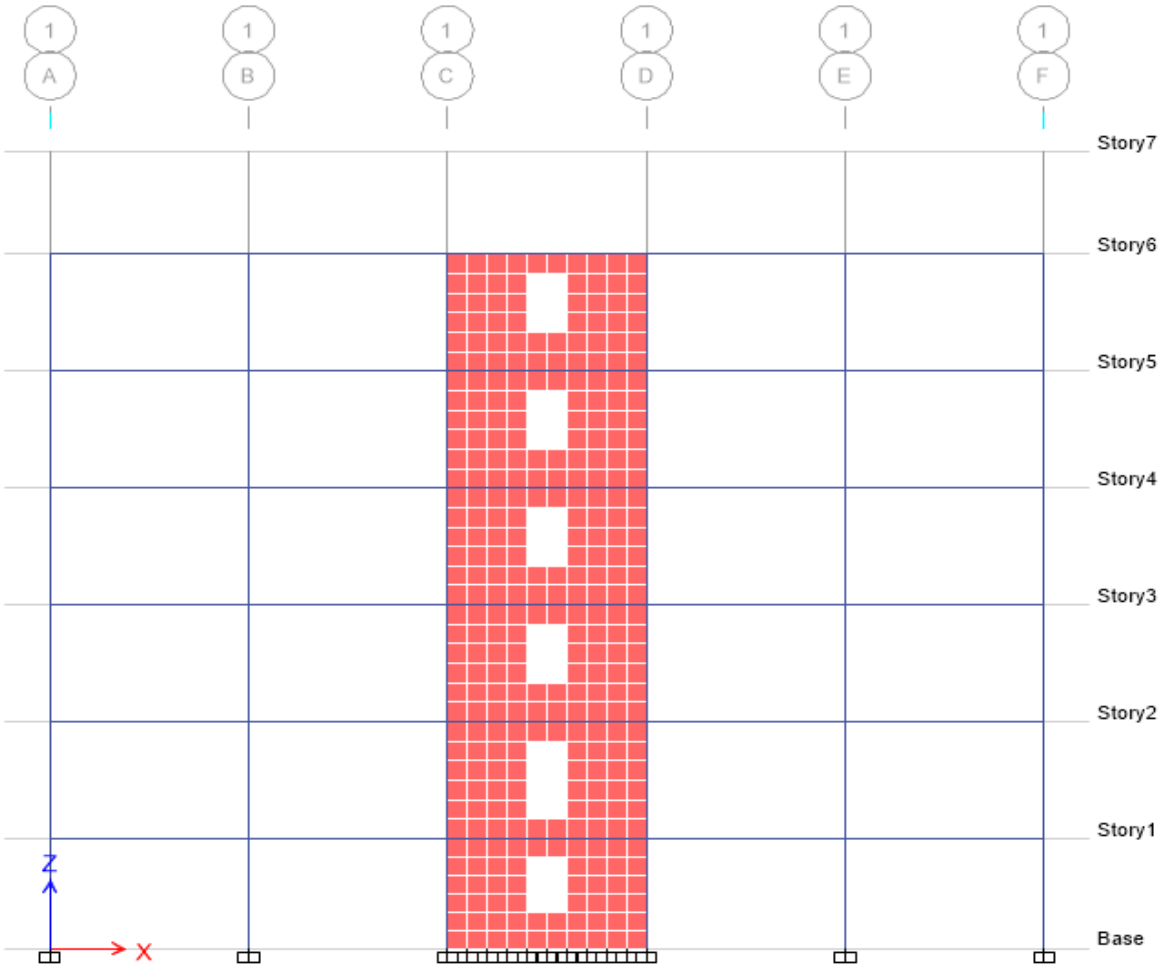


بهتر است ابعاد مشها در حدود ۰/۵ متر و بصورت مربعی انتخاب شود. یعنی تقسیم بندی طوری باشد که ابعاد مشها بصورت مربعی و اندازه آن ۰/۵ متر باشد. همچنین لازم به‌ذکر است که تکیه‌گاه مش‌های قائم نیز گیردار شود تا در نتایج طراحی مشکل و خطایی بوجود نیاید. برای این منظور همانند اعمال تکیه‌گاه برای ستونها از طبقه Base Story اقدام خواهیم کرد که بعد از اختصاص تکیه‌گاه گیردار بصورت زیر خواهد بود.



۶-۱۱ 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.



۷-۱۱ 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:

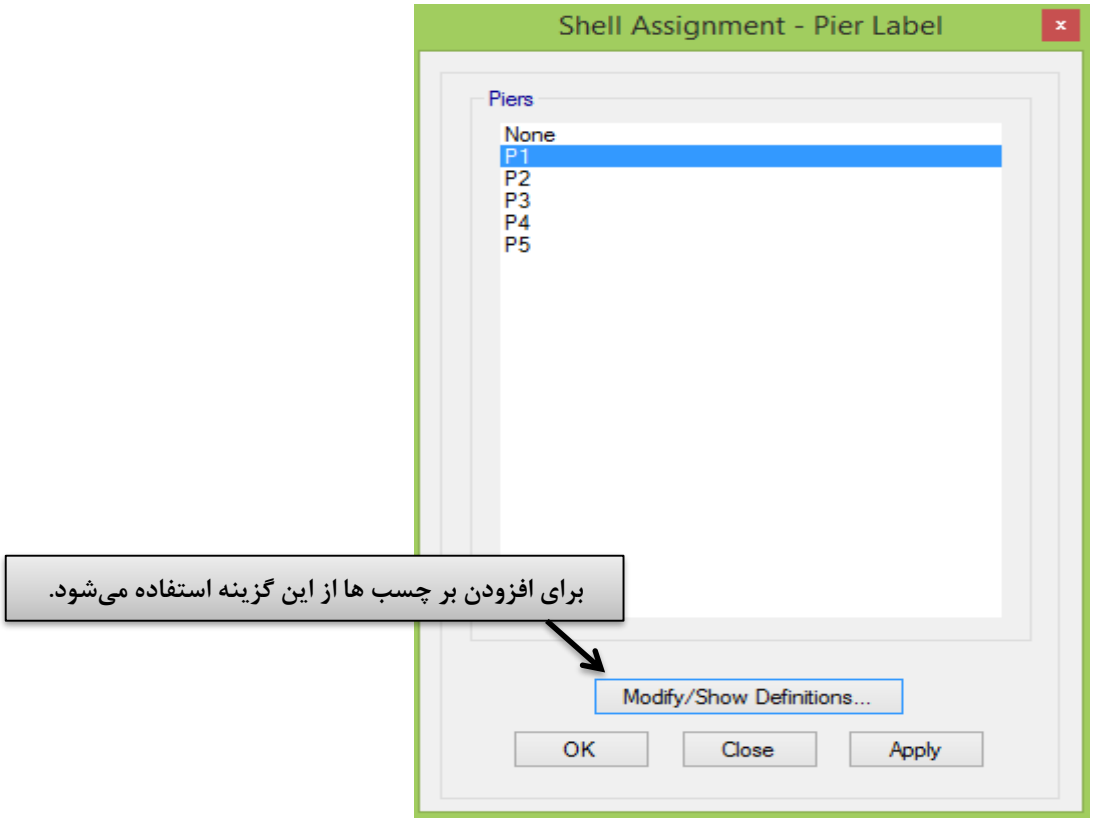
دیوارهایی که بازشو ندارند باید یک نام برای کل دیوار در همه طبقات اختصاص داده شود. اما در دیوارهایی که بازشو دارند طرفین تیر کوپله بصورت جداگانه نامگذاری شده و خود تیر کوپله هم با نام دیگری نام گذاری خواهند شد. برای نامگذاری دیوارها از عنوان Pier و برای تیرهای کوپله از عنوان Spandrel نام گذاری خواهند 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 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.

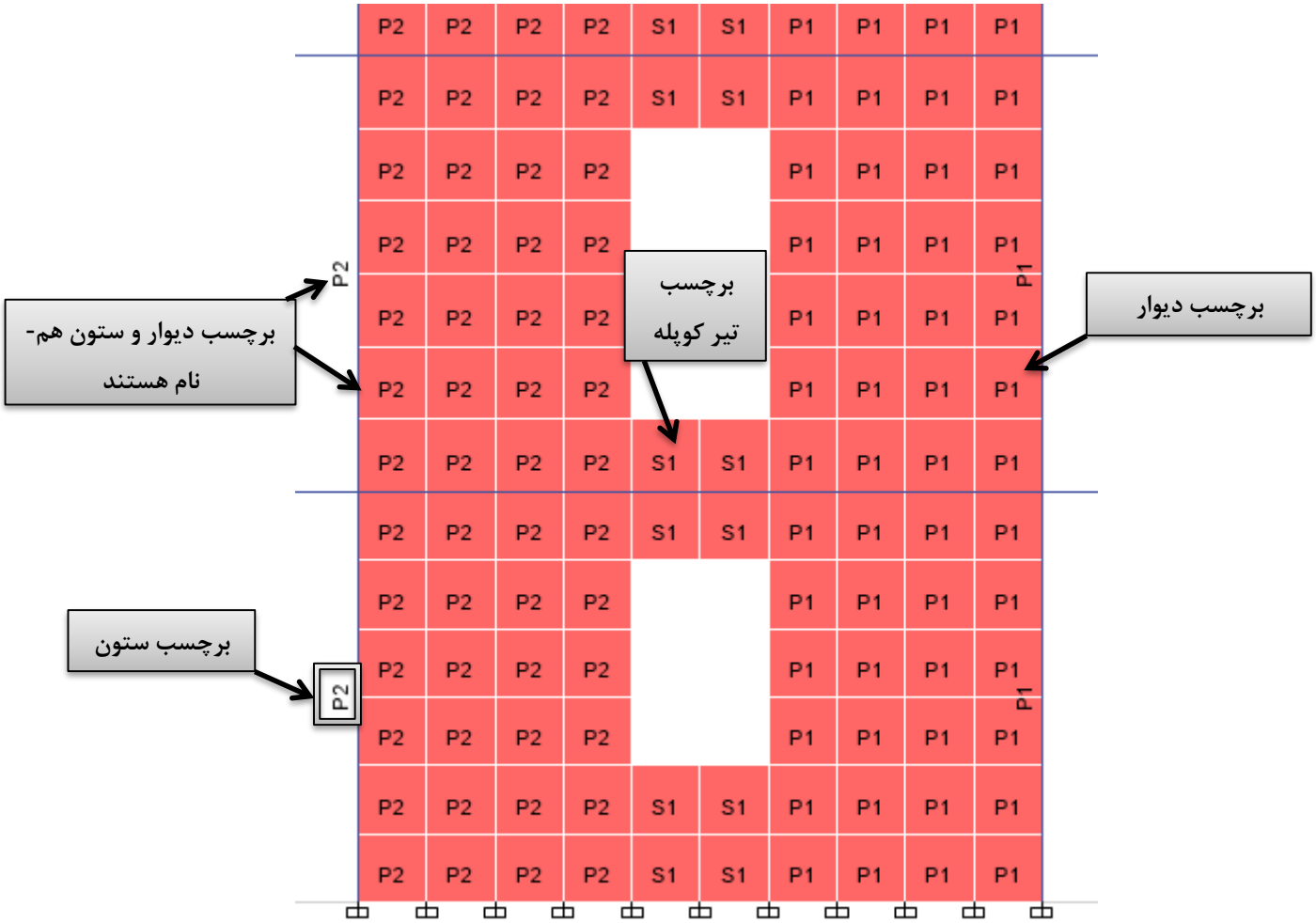
مسیر اختصاص برچسب دیوارها: Assign > Shell > Pier Lable…

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.



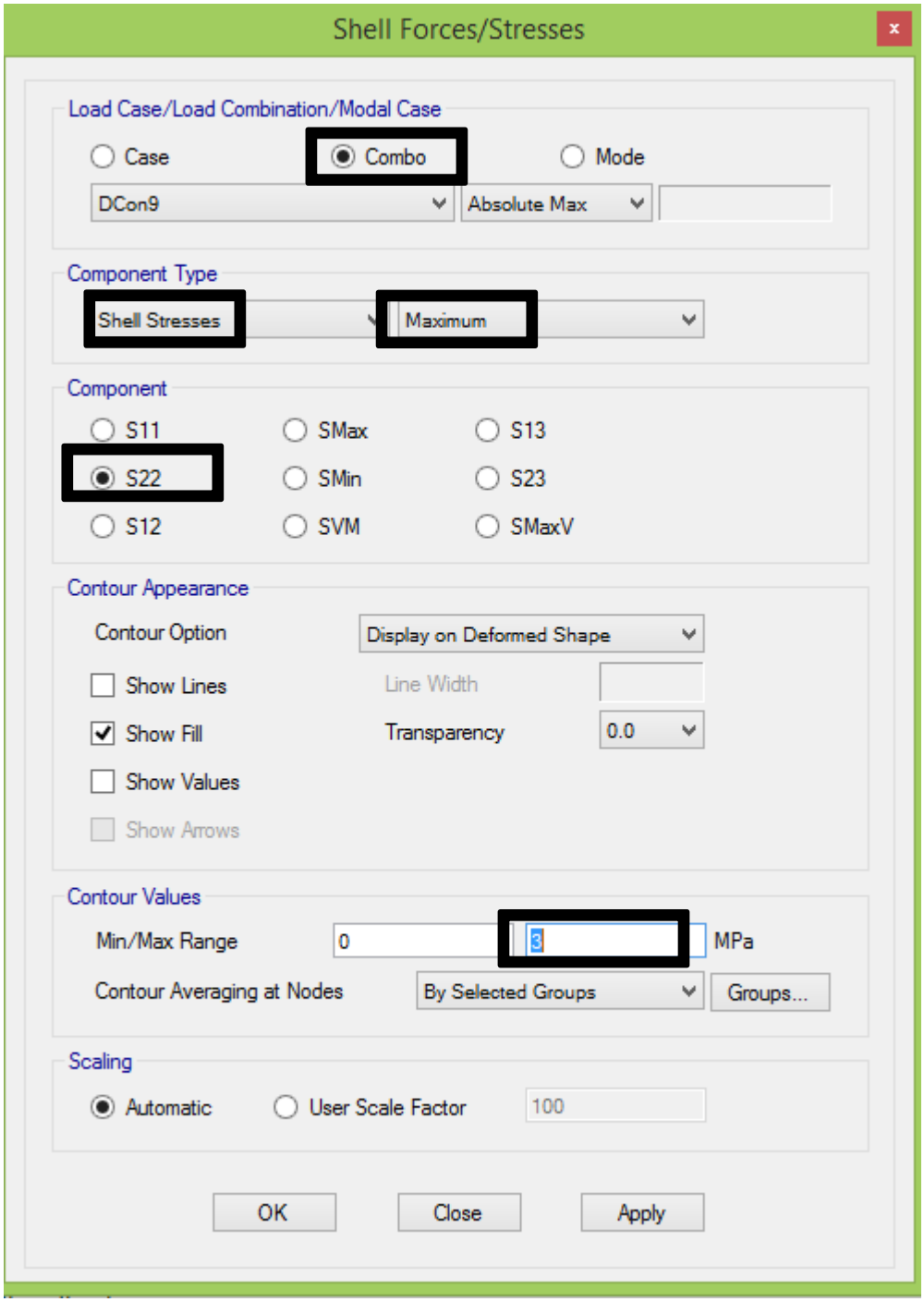


نکته: قبل از تحلیل سازه باید دقت کنیم که ضریب برش پایه برای سیستم دوگانه مجددا محاسبه شده و در نرم‌افزار نیز اصلاح گردد.

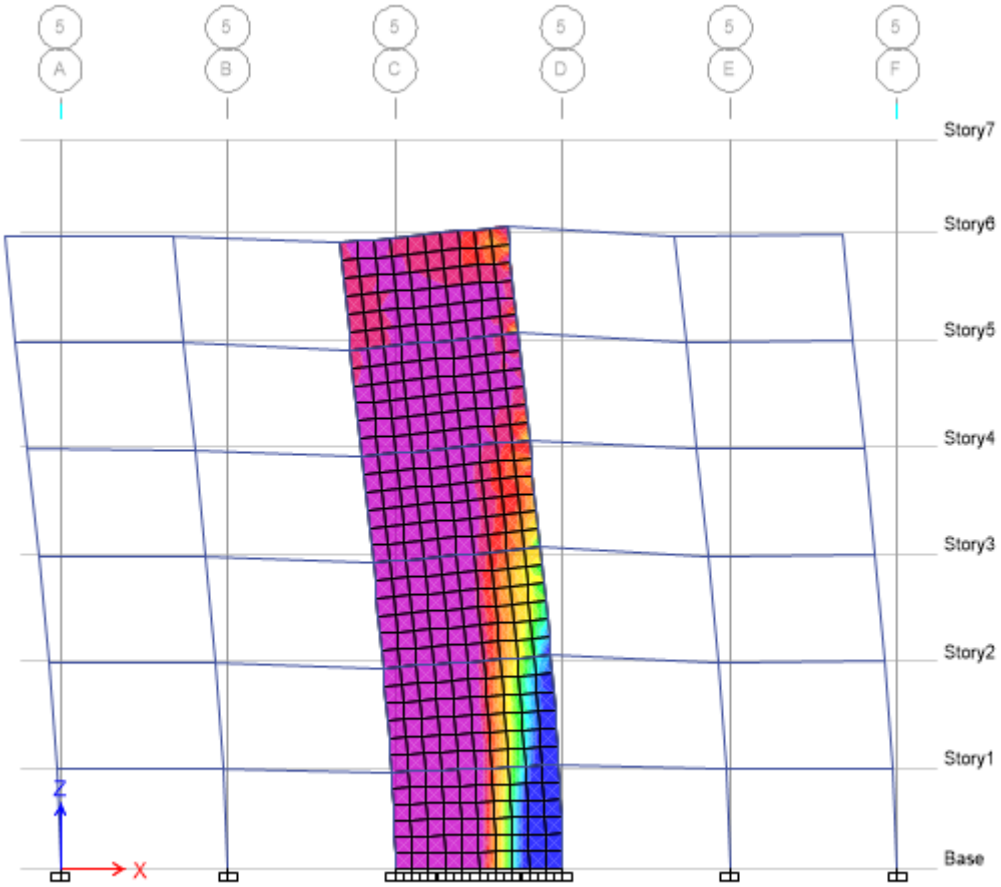
۷-۱۱ تحلیل سازه و کنترل تنش ترک خوردگی دیوار

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.



همچنان که مشاهده می‌شود، مقدار تنش ایجاد شده در دیوار کمتر از مقدار تنش ترک خوردگی بوده؛ پس تغییر ضریب ترک‌خوردگی لازم نمی‌باشد.

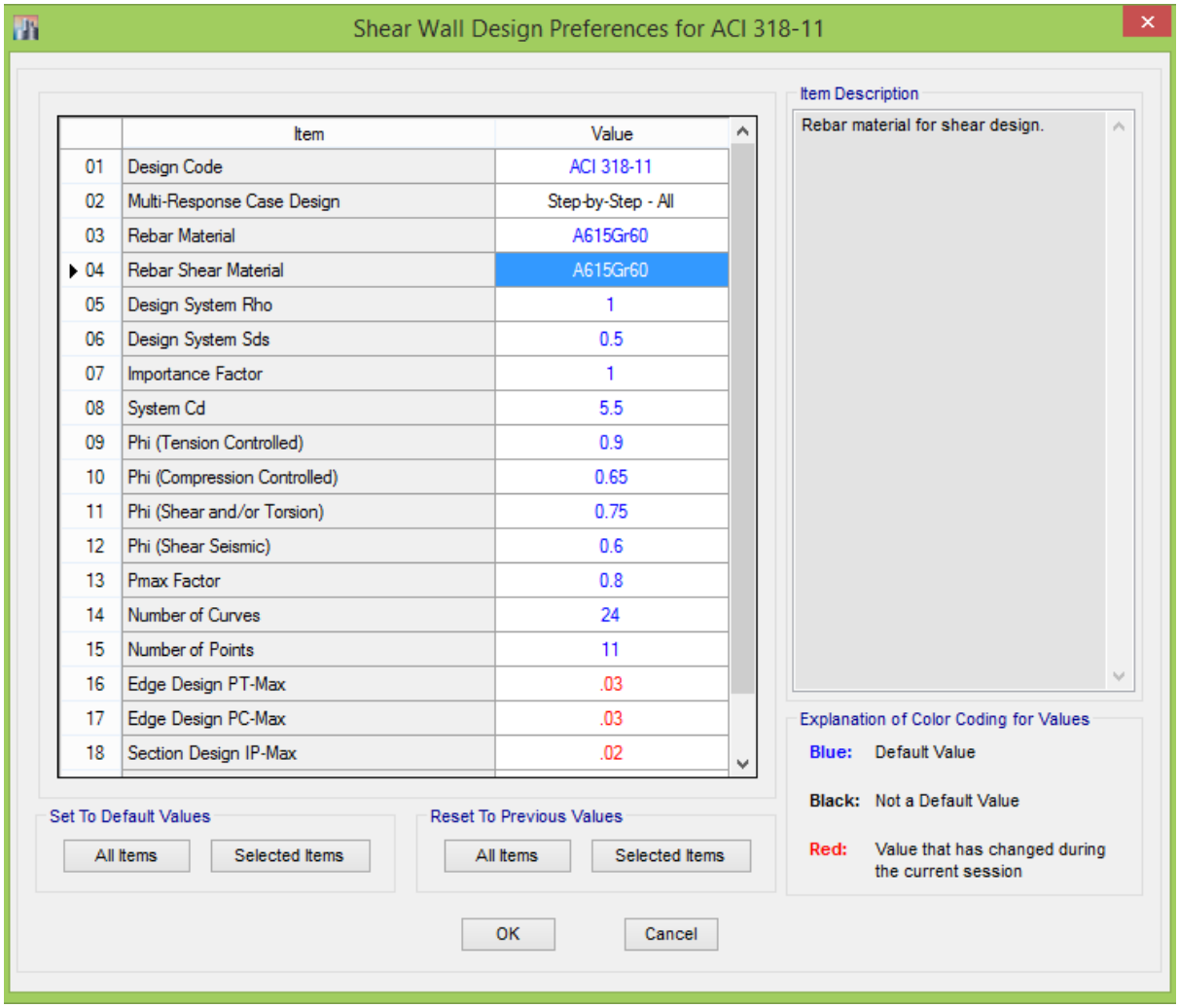
۸-۱۱ طراحی سازه

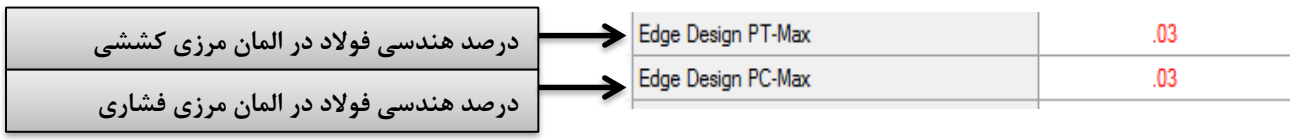
در مرحله طراحی سیستمهای دوگانه باید دقت نمائیم که، ابتدا باید قاب خمشی بتنی همانند حالت بدون دیوار برشی طراحی و خروجی‌های آن کنترل گردد. سپس دیوار برشی بطور جداگه همانند مراحلی که در ادامه اورده شده است طراحی گردد.

۱-۸-۱۱ 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

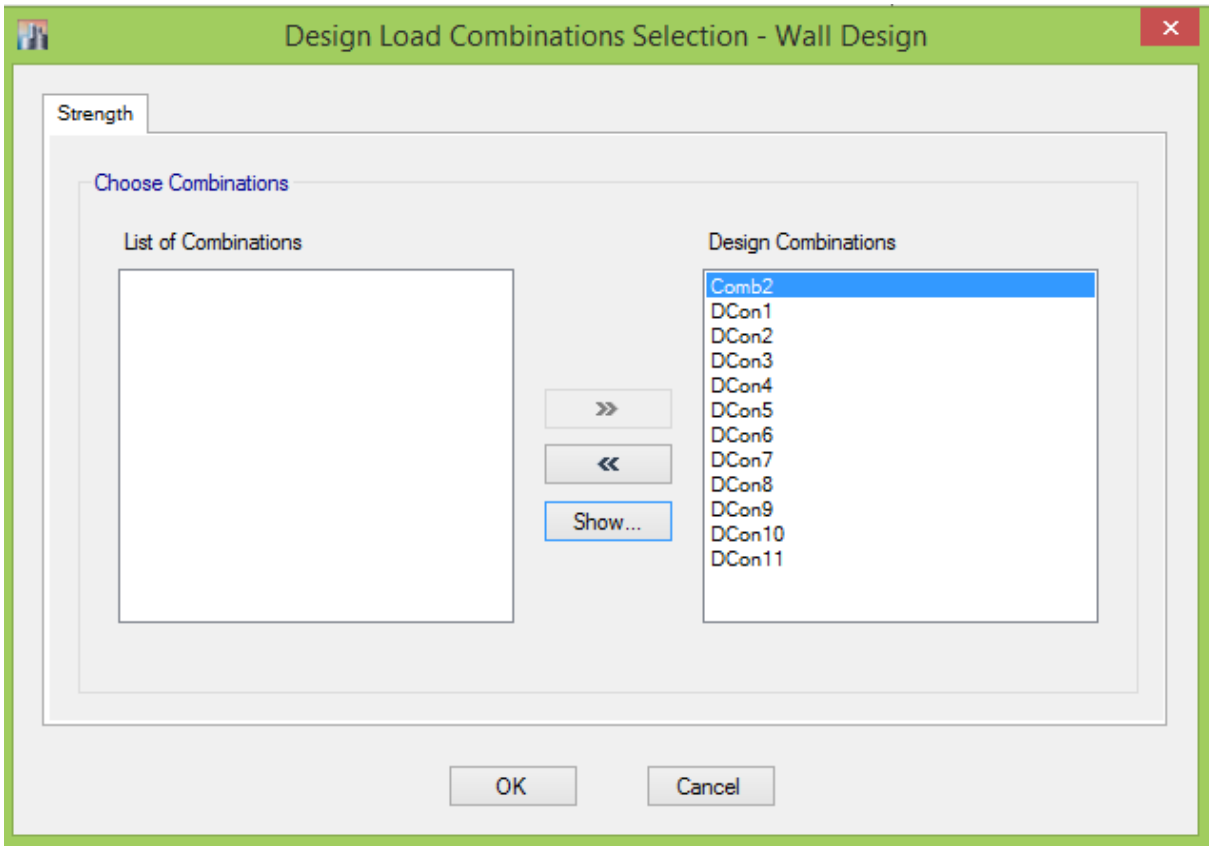
۹-۲۳-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S ۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.

درصد هندسی فولاد در دیوار	Section Design IP-Max	.02
حداقل درصد هندسی فولادهای برشی	Section Design IP-Min	0.0025

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.

۲-۸-۱۱ انتخاب ترکیب بارهای طراحی

مسیر انتخاب: Design > Shear Wall Design >Select Design Combinations



۳-۸-۱۱ انتخاب روش طراحی

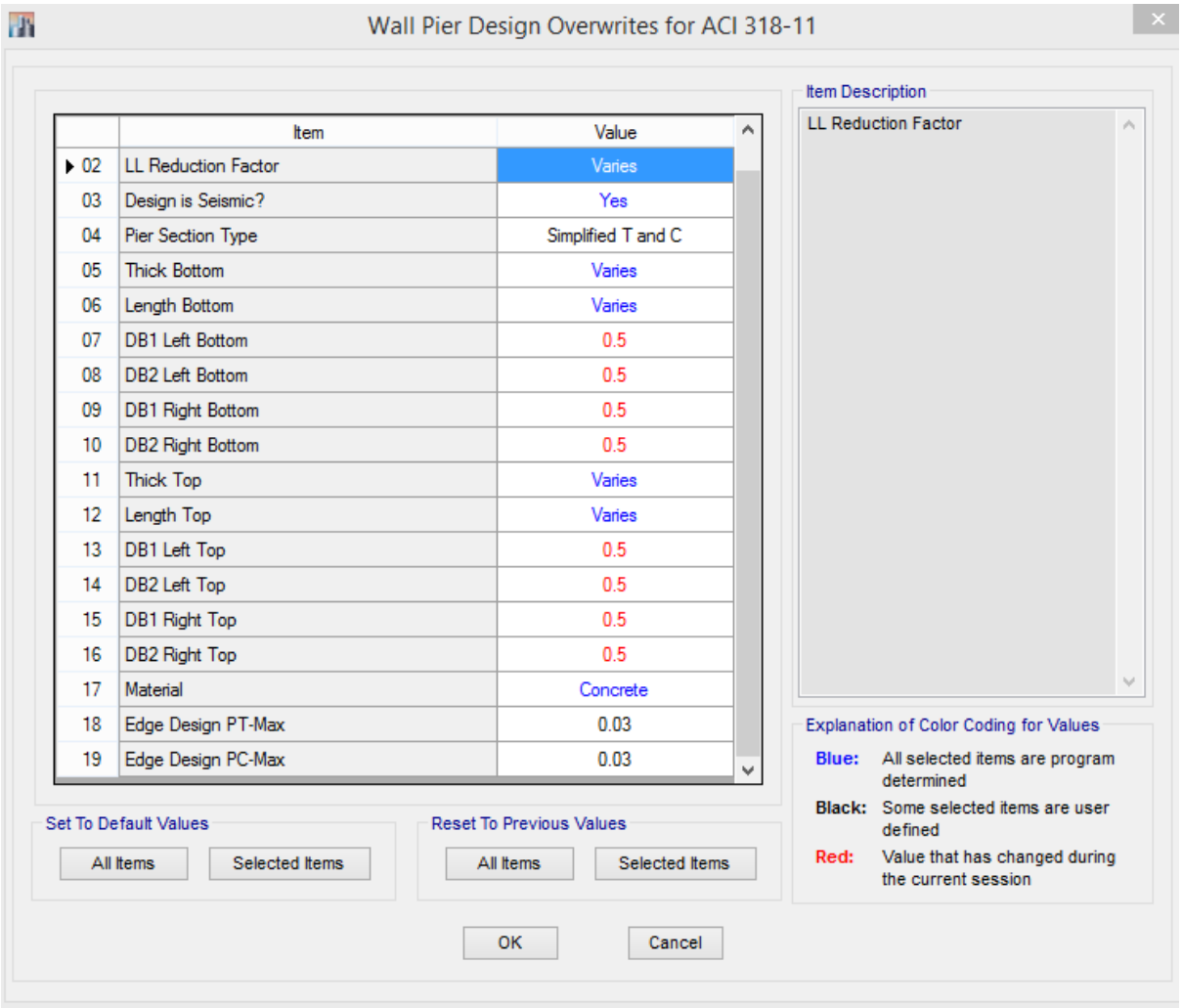
در نرم‌افزار Etabs به سه روش متفاوت می‌توان دیوارهای برشی را طراحی نمود. هر کدام از این روشها دارای مزیتهای مختلفی هستند. در دیوارهای برشی متعارف استفاده از روش Simplified C and T Section مناسب‌تر می‌باشد. برای اختصاص روش طراحی، ابتدا دیوارها انتخاب شده و از مسیر زیر روش طراحی اختصاص داده می‌شود:

مسیر: Design > Shear Wall Design >Assign Pier Section > Simplified C and T Section

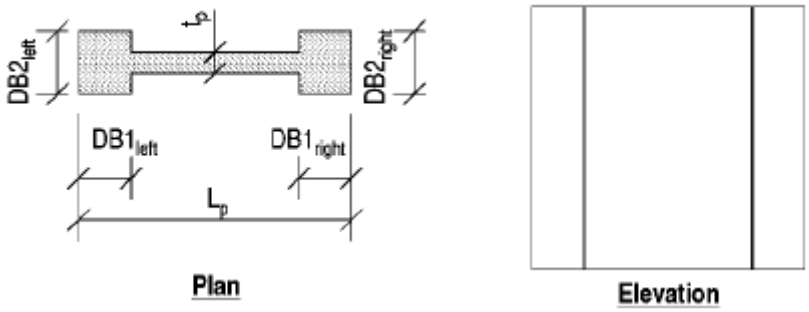
۴-۸-۱۱ انتخاب مشخصات دیوار برای طراحی

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



	Item	Value
02	LL Reduction Factor	Varies
03	Design is Seismic?	Yes
04	Pier Section Type	Simplified T and C
05	Thick Bottom	Varies
06	Length Bottom	Varies
07	DB1 Left Bottom	0.5
08	DB2 Left Bottom	0.5
09	DB1 Right Bottom	0.5
10	DB2 Right Bottom	0.5
11	Thick Top	Varies
12	Length Top	Varies
13	DB1 Left Top	0.5
14	DB2 Left Top	0.5
15	DB1 Right Top	0.5
16	DB2 Right Top	0.5
17	Material	Concrete
18	Edge Design PT-Max	0.03
19	Edge Design PC-Max	0.03



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

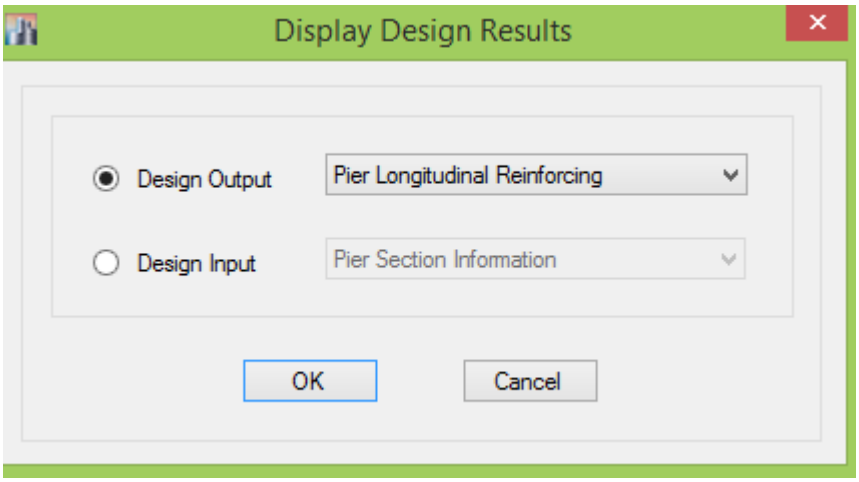
لازم به ذکر است که در این روش طراحی، میلگردهای طراحی شده فقط برای دو انتهای دیوار می‌باشد و قسمت میانی دیوار میلگردگذاری نمی‌شود. برای قسمت میانی دیوار از میلگرد حداقل آئین‌نامه استفاده می‌شود.

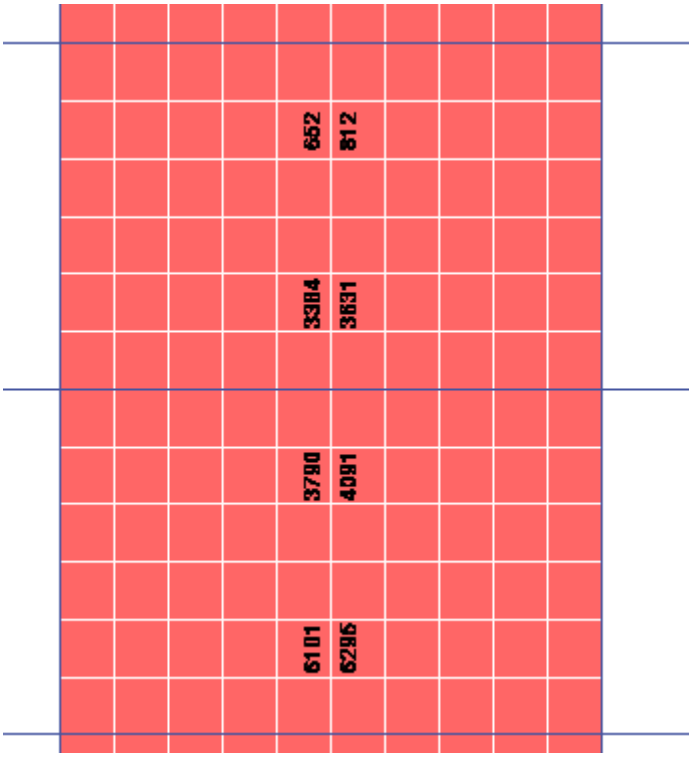
۸-۱۱-۵ کنترل خروجی طراحی دیوار برشی و تعیین مشخصات آرماتورها

برای بررسی خروجی طراحی دیوارهای برشی از مسیر زیر استفاده می‌شود:

مسیر: Design > Shear Wall Design > Display Design Info…

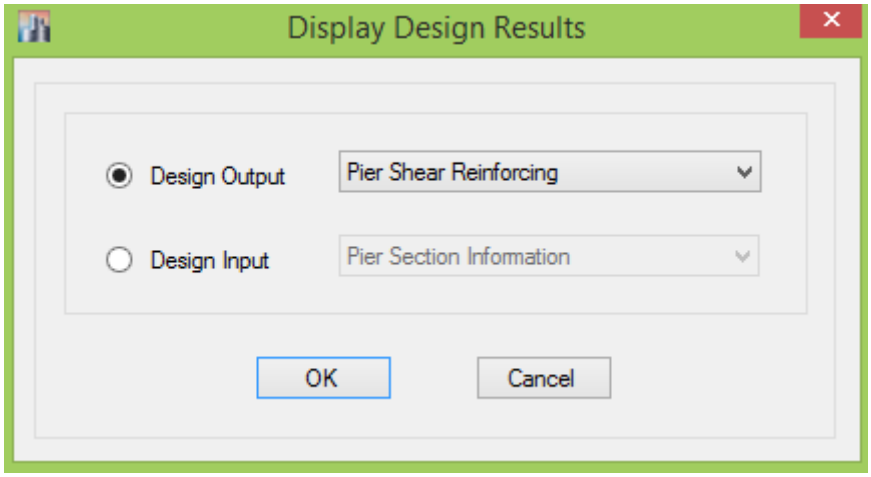
۱- میلگردهای طولی دو انتهای دیوار





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.

۲- میلگردهای برشی دیوارها



۱۱ کنترل تغییر مکان جانبی سازه

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی طبقه در اثرزلزله ، تغییر مکانی است که در اثر اعمال بار جانبی زلزله به دست می آید. در تحلیل خطی (استاتیکی یا دینامیکی) تغییرمکان جانبی طبقه با فرض رفتار خطی سازه ،محاسبه می شود . در زلزله طرح برای بدست آورد "تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح" که در صورت منظور داشتن رغتار غیرخطی سازه بدست می آید ، تغییر مکان جانبی خطی باید در ضریب بزرگنمایی تغییرمکان ، C_d ، ضرب شود . این ضریب برای انواع سیستم های سازه ای در جدول (۵-۳) ارائه شده است.

۳-۵-۲ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییرمکان های جانبی مراکز جرم کف های بالا و پایین آن طبقه می باشد . در زلزله طرح " تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح " ، در هر طبقه تغییرمکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه ، بدست می آید .در مواردی که تحلیل سازه با استفاده از روش های خطی انجام می شود ، این تغییرمکان را می توان از رابطه زیر بدست آورد.

$$\Delta_M = C_d \,.\, \Delta_e \qquad (۱۰-۳)$$

در این رابطه :

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح در طبقه

Δ_e = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حاصل از تحلیل خطی در زلزله طرح

C_d = ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

۳-۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح با در نظر گرفتن اثرات $P\text{-}\Delta$ (موضوع بند ۳-۶) که با Δ_M نشان داده می شود ، در هر طبقه نباید از مقادیر مجاز Δ_a ، بیشتر شود.

برای ساختمان های تا ۵ طبقه Δ_a = ۰/۰۲۵ برابر ارتفاع طبقه

برای سایر ساختمان ها Δ_a = ۰/۰۲ برابر ارتفاع طبقه

تبصره ۱ : در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، برای رعایت محدودیت های فوق ، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۳-۳-۳ تعیین کرد . ولی در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود . در هر حال رعایت رابطه (۲-۳) از بند ۳-۱-۳ در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است .

تبصره ۲ :در ساختمان های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی ، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، به جای تفاوت بین تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف ها ، تفاوت بین تغییر مکانهای جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان باید مد نظر قرار گیرد.

تبصره ۳ : برای ساختمان های واقع در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و یا زیاد که سیستم سازه ای آنها صرفا از قاب های خمشی تشکیل شده باشد مقدار Δ_a باید بر ضریب نامعینی ρ تقسیم شود .

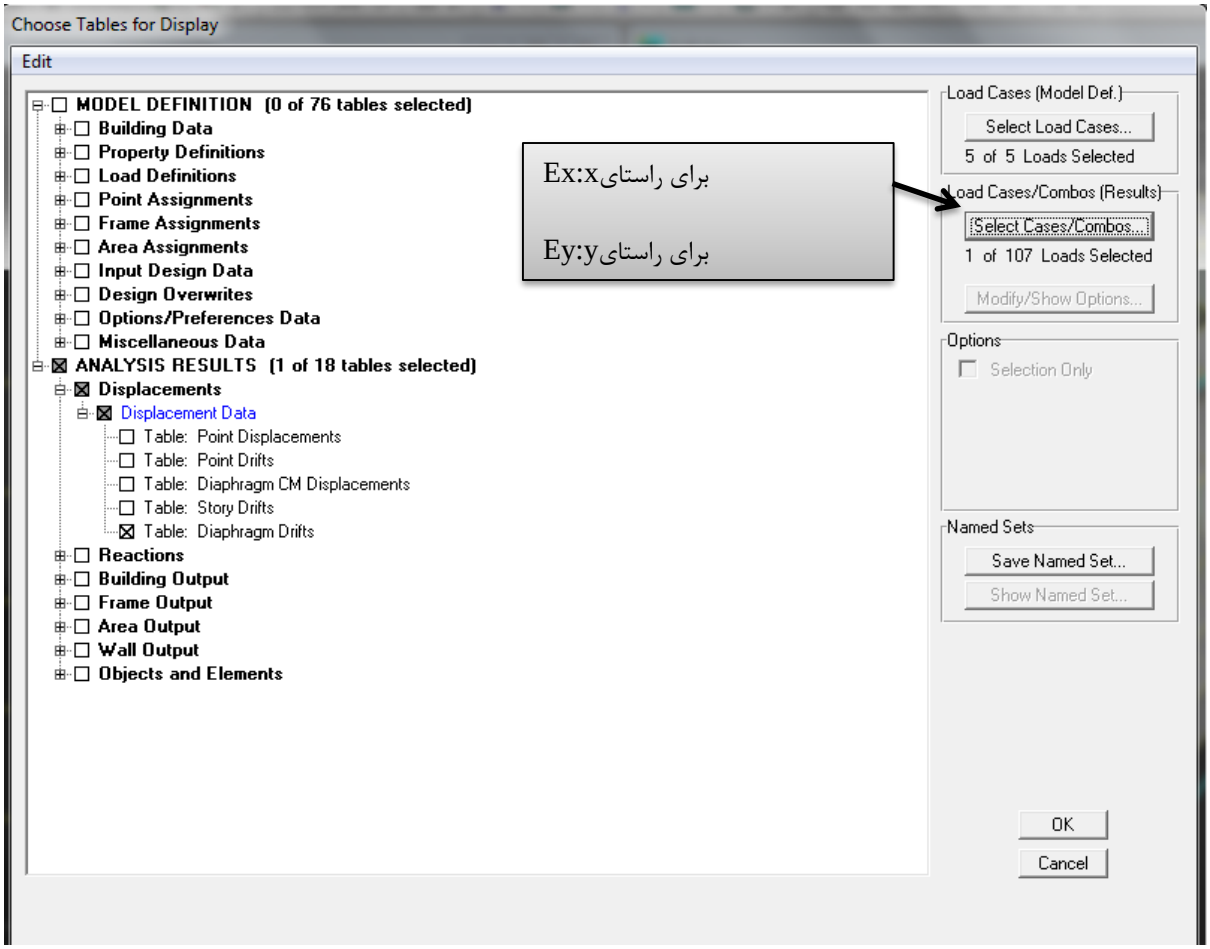
۳-۵-۴ در زلزله سطح بهره برداری " تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری " که از تحلیل خطی سازه زیر اثر نیروی زلزله مذکور به دست می آید ، نباید از ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را در مواردی که نوع و نحوه بکارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر ، بدون خسارت عمده ، برجا بمانند می توان تا ۰/۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد .

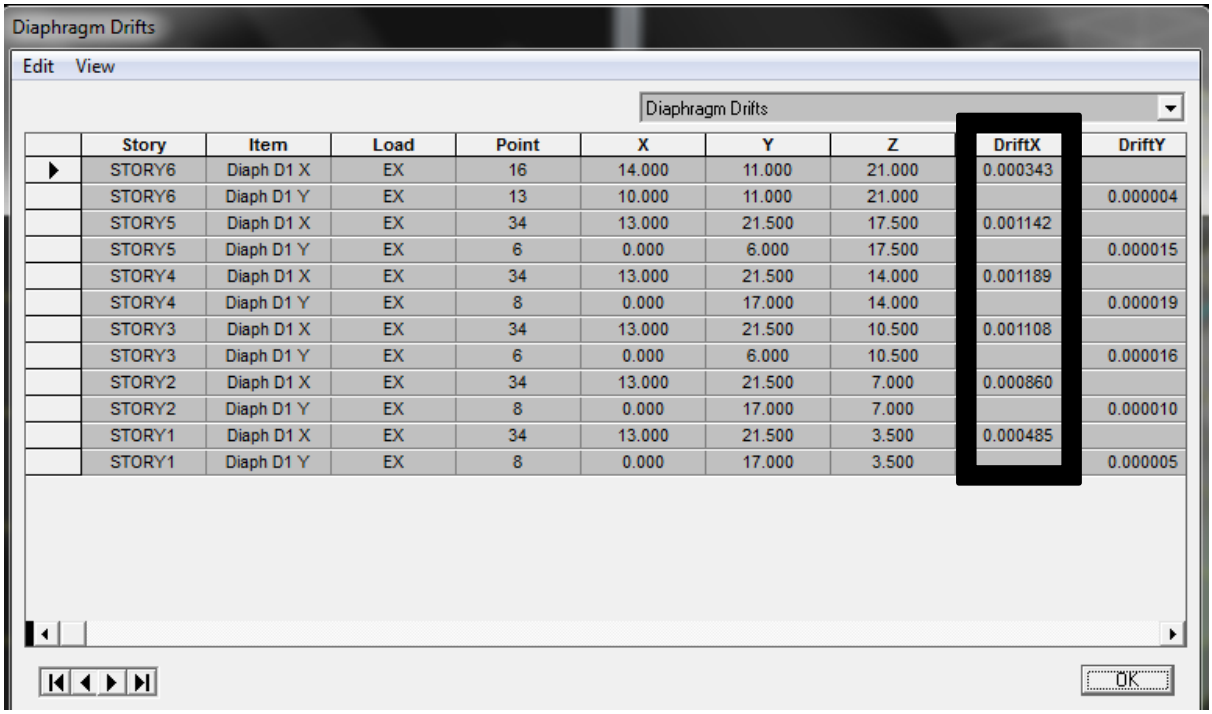
۳-۵-۵ در سازه های بتن مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح ، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می توان ، مطابق توصیه آیین نامه بتن ایران « آبا » برای تیرها Ig ۰/۳۵ ، برای ستون هاIg ۰/۷ ، و برای دیوارها Ig ۰/۳۵یا Ig ۰/۷نسبت به میزان ترک خوردگی ، منظور کرد .برای زلزله بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثرات P-Δ صرفنظر کرد.

۳-۵-۶ در ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان های با بیشتر از هشت طبقه ، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثرات) تعیین شود . برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود . در صورتیکه مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد ، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح در آن طبقه ساختمان باشد.

۱-۱۱ نمایش تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل خطی

مسیر: Display > Show tables





Diaphragm Drifts

Edit View

Diaphragm Drifts

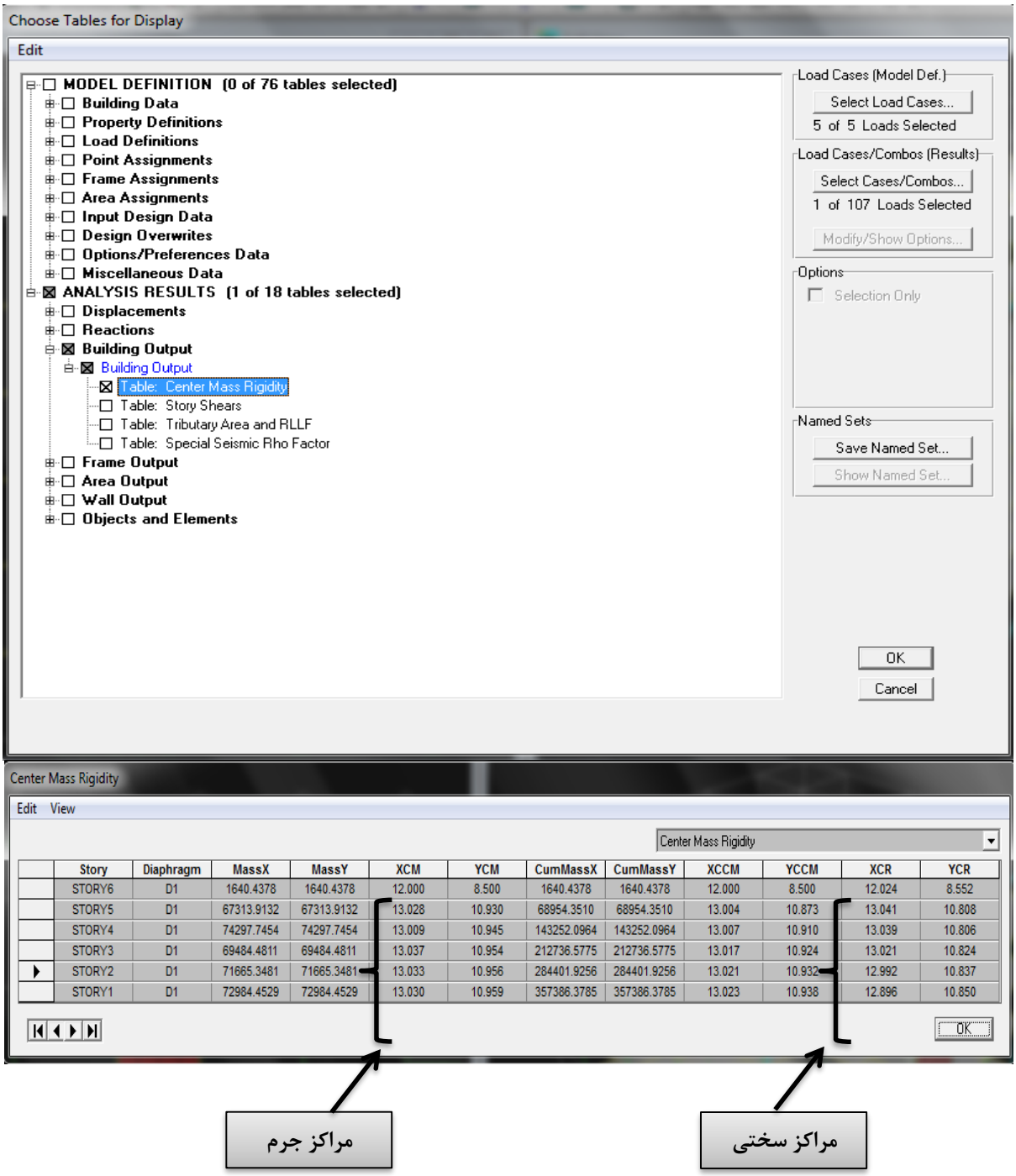
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY6	Diaph D1 X	EX	16	14.000	11.000	21.000	0.000343	
STORY6	Diaph D1 Y	EX	13	10.000	11.000	21.000		0.000004
STORY5	Diaph D1 X	EX	34	13.000	21.500	17.500	0.001142	
STORY5	Diaph D1 Y	EX	6	0.000	6.000	17.500		0.000015
STORY4	Diaph D1 X	EX	34	13.000	21.500	14.000	0.001189	
STORY4	Diaph D1 Y	EX	8	0.000	17.000	14.000		0.000019
STORY3	Diaph D1 X	EX	34	13.000	21.500	10.500	0.001108	
STORY3	Diaph D1 Y	EX	6	0.000	6.000	10.500		0.000016
STORY2	Diaph D1 X	EX	34	13.000	21.500	7.000	0.000860	
STORY2	Diaph D1 Y	EX	8	0.000	17.000	7.000		0.000010
STORY1	Diaph D1 X	EX	34	13.000	21.500	3.500	0.000485	
STORY1	Diaph D1 Y	EX	8	0.000	17.000	3.500		0.000005

OK

سوال: اگر بخواهیم میانقابها مانع حرکت قاب نشوند، چه مقدار فاصله مابین قاب و میانقاب لازم است؟

۱۲کنترل خروج از مرکزیت تصادفی در مرکز جرم و سختی

مسیر: Display > Show tables



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY6	D1	1640.4378	1640.4378	12.000	8.500	1640.4378	1640.4378	12.000	8.500	12.024	8.552
STORY5	D1	67313.9132	67313.9132	13.028	10.930	68954.3510	68954.3510	13.004	10.873	13.041	10.808
STORY4	D1	74297.7454	74297.7454	13.009	10.945	143252.0964	143252.0964	13.007	10.910	13.039	10.806
STORY3	D1	69484.4811	69484.4811	13.037	10.954	212736.5775	212736.5775	13.017	10.924	13.021	10.824
STORY2	D1	71665.3481	71665.3481	13.033	10.956	284401.9256	284401.9256	13.021	10.932	12.992	10.837
STORY1	D1	72984.4529	72984.4529	13.030	10.959	357386.3785	357386.3785	13.023	10.938	12.896	10.850

۱۳ کنترل واژگونی سازه

گروه مهندسی سیویل سایمان

سوپر گروه مهندسی سیویل سایمان

https://telegram.me/joinchat/BOgacj1yMgCp5vvngENB0g

کانال سیویل سایمان

https://telegram.me/civilsayman

وبسایت گروه مهندسی سیویل سایمان

www.civilsayman.com

گروه مهندسی سیویل سایمان

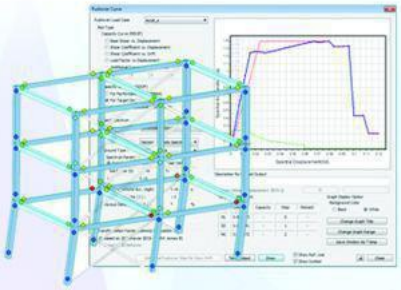
دوره های در حال ثبت نام گروه مهندسی سیویل سایمان

SAYMAN CIVIL

گروه مهندسی
سیویل سایمان

تشریح تحلیل استاتیکی غیرخطی(پوش آور)

- فلسفه تحلیل استاتیکی غیرخطی - پوش آور
- رفتار غیرخطی مصالح
- تعریف مفاصل پلاستیک
- الگوی بار جانبی
- روش های مختلف تعیین تغییرمکان هدف
- بررسی معیارهای پذیرش
- عملکرد سازه بر اساس مفاصل پلاستیک و ...



مدرس: دکتر بهرام محمد پور

آدرس جهت ثبت نام:
تبریز - چهارراه شهید بهشتی (منصور سابق) - مجتمع تجاری اطلس زیرزمین - پ۳

تلفن تماس: ۳۳۳۶۵۱۳۶- ۰۹۱۴۸۸۶۳۶۶۲- ۰۹۱۴۷۳۵۵۲۶۴