



جزوه کمک آموزشی

SAFE و ETABS



فهرست مطالب

فصل ۱. مقدمه.....	۱
۱-۱- نرم افزار RunAsDate.....	۱
فصل ۲. تعریف مشخصات اجزای مدل.....	۲
۱-۲- ایجاد مدل.....	۲
۲-۲- تعریف هندسه اولیه.....	۳
۳-۲- تنظیمات گرافیکی.....	۵
۴-۲- تغییر واحدها.....	۷
۵-۲- تعریف مصالح.....	۸
۱-۵-۲ فولاد.....	۸
۲-۵-۲ بتن.....	۹
۳-۵-۲ میلگرد.....	۱۰
۶-۲- تعریف مقاطع قاب.....	۱۱
۱-۶-۲ مقاطع فولادی نورد شده.....	۱۱
۲-۶-۲ مقاطع فولادی ساخته شده.....	۱۳
۳-۶-۲ مقاطع بتنی.....	۱۵
۴-۶-۲ تعریف مقاطع در Section Designer.....	۱۸
۷-۲- تعریف مقطع دال بتنی.....	۲۲
۸-۲- تعریف سقف تیرچه بلوک.....	۲۳
۹-۲- تعریف سقف کرومیت.....	۲۴
۱۰-۲- تعریف سقف کامپوزیت.....	۲۵
۱۱-۲- تعریف سقف عرشه فولادی (متال دک).....	۲۷
۱۲-۲- تعریف مقطع دیوار.....	۲۸
فصل ۳. ترسیم مدل سازه.....	۲۹
۱-۳- رسم اعضای قاب.....	۲۹
۲-۳- رسم المانهای سطحی.....	۳۲
۳-۳- گزینه Snap.....	۳۳
۴-۳- تغییر نمایش سازه.....	۳۴
۵-۳- انتخاب اعضا.....	۳۷
۶-۳- ویرایش هندسه مدل.....	۳۹
۷-۳- تعیین مشخصات تکیه گاه ها.....	۴۷
۸-۳- تعریف دیافراگم.....	۴۸
فصل ۴. بارگذاری.....	۵۰
۱-۴- تعریف الگوی بارها.....	۵۰
۲-۴- انواع الگوی بارها.....	۵۱
۱-۲-۴ بار مرده.....	۵۱
۲-۲-۴ بار زنده.....	۵۳
۳-۲-۴ بار پارتیشن (LPARTITION or SDEAD).....	۵۷
۴-۲-۴ بار LIVE0.5.....	۵۸
۵-۲-۴ بار LRED (کاهش بار زنده).....	۵۹
۶-۲-۴ بار LIVE20.....	۶۰
۷-۲-۴ بار LIVE40.....	۶۰
۸-۲-۴ بار زنده بام (LROOF).....	۶۰



۶۰	بار برف (SNOW) ۹-۲-۴
۶۱	MASS ۱۰-۲-۴
۶۱	بار آسانسور ۱۱-۲-۴
۶۲	بارهای جانبی فرضی (Notional) در سازه‌های فولادی ۱۲-۲-۴
۶۴	۳-۴ اعمال بار گسترده کف‌ها
۶۵	۴-۴ اعمال بار خطی
۶۶	۵-۴ اعمال بار نقطه‌ای
۶۷	۶-۴ مشاهده‌ی بارهای اختصاص داده شده
۶۸	فصل ۵. تنظیم مشخصات اعضا
۶۸	۱-۵ تغییر مقطع اعضا
۶۹	۲-۵ ضرایب ترک‌خوردگی
۷۰	۳-۵ تعریف مفاصل
۷۰	۴-۵ نواحی صلب انتهایی
۷۲	۵-۵ تغییر موقعیت اعضا نسبت به محور مرکزی
۷۳	6-5 مختصات محلی اعضا
۷۴	فصل ۶. بارگذاری لرزه‌ای
۷۴	۱-۶ دوره تناوب سازه
۷۵	۲-۶ دوره تناوب تحلیلی
۷۵	۱-۲-۶ دوره تناوب تحلیلی در سازه‌های بتنی
۷۶	۲-۲-۶ دوره تناوب تحلیلی در سازه‌های فولادی
۷۷	۳-۶ تراز پایه
۷۸	4-6 بار زلزله استاتیکی
۷۹	۱-۴-۶ نسبت شتاب مبنای طرح (A)
۷۹	۲-۴-۶ ضریب بازتاب ساختمان (B)
۸۲	۳-۴-۶ ضریب اهمیت (I)
۸۳	۴-۴-۶ ضریب رفتار (R_u)
۸۶	۵-۴-۶ ضریب K
۸۷	۵-۶ تعریف الگوی بار استاتیکی زلزله
۸۸	۶-۶ جرم لرزه‌ای (Mass Source)
۸۹	۷-۶ نامنظمی
۹۲	۱-۷-۶ بررسی نامنظمی پیچشی در ایتبس
۹۳	۲-۷-۶ برون مرکزی تصادفی
۹۴	۸-۶ زلزله در دو راستای متعامد (۱۰۰-۳۰)
۹۶	۹-۶ زلزله قائم
۹۸	۱۰-۶ زلزله تشدید یافته (α_0)
۱۰۳	۱۱-۶ ضریب نامعینی (μ)
۱۰۵	فصل ۷. آنالیز سازه
۱۰۵	۱-۷ کنترل مدل
۱۰۶	۲-۷ تعیین درجات آزادی
۱۰۶	۳-۷ Load Cases
۱۰۷	۴-۷ تحلیل مودال
۱۰۸	۵-۷ تعیین بارهای مدنظر برای آنالیز
۱۰۸	۶-۷ اثر P- Δ
۱۱۰	۷-۷ انجام آنالیز



۱۱۱.....	۸-۷- نمایش نتایج آنالیز.....
۱۱۱.....	۷-۸-۱ نمایش اشکال مودی و دوره تناوب سازه.....
۱۱۲.....	۷-۸-۲ نمایش سازه تغییر شکل یافته.....
۱۱۳.....	۷-۸-۳ نمایش عکس العمل‌های تکیه‌گاهی.....
۱۱۴.....	۷-۸-۴ نمایش نیروهای داخلی اعضا.....
۱۱۹.....	فصل ۸. ترکیبات بار.....
۱۲۴.....	فصل ۹. طراحی سازه‌های بتنی.....
۱۲۴.....	۹-۱- تنظیمات اولیه.....
۱۲۷.....	۹-۲- مشاهده نتایج طراحی.....
۱۲۸.....	۹-۲-۱ میلگردهای طولی.....
۱۲۹.....	۹-۲-۲ میلگردهای عرضی.....
۱۳۵.....	۹-۲-۳ نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌ها.....
۱۳۶.....	۹-۲-۴ تیر ضعیف ستون قوی.....
۱۳۷.....	۹-۲-۵ میلگردهای پیچشی.....
۱۳۹.....	۹-۳- تغییر مقطع طراحی اعضا.....
۱۴۱.....	۹-۴- کنترل دررفت در سازه‌های بتنی.....
۱۴۴.....	۹-۵- درز انقطاع.....
۱۴۸.....	۹-۶- آرماتورگذاری.....
۱۴۸.....	۹-۶-۱ قطع آرماتور طولی.....
۱۴۹.....	۹-۶-۲ طول مهار (گیرایی).....
۱۵۰.....	۹-۶-۳ وصله.....
۱۵۱.....	۹-۶-۴ قلاب.....
۱۵۴.....	۹-۷- برش چشمه اتصال.....
۱۵۴.....	۹-۷-۱ شکل‌پذیری متوسط.....
۱۵۷.....	۹-۷-۲ شکل‌پذیری زیاد (ویژه).....
۱۵۸.....	فصل ۱۰. طراحی سازه‌های فولادی.....
۱۵۸.....	۱۰-۱- تنظیمات اولیه.....
۱۶۸.....	۱۰-۲- تغییر تنظیمات طراحی اعضا.....
۱۷۴.....	۱۰-۳- انجام طراحی.....
۱۷۵.....	۱۰-۴- مشاهده نتایج طراحی.....
۱۷۶.....	۱۰-۴-۱ نسبت تقاضا به ظرفیت اعضا.....
۱۷۶.....	۱۰-۴-۲ نسبت تقاضا به ظرفیت برشی اعضا.....
۱۷۷.....	۱۰-۴-۳ کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی.....
۱۸۳.....	۱۰-۵- کنترل دررفت در سازه‌های فولادی.....
۱۸۷.....	۱۰-۶- درز انقطاع.....
۱۹۰.....	فصل ۱۱. طراحی پی.....
۱۹۰.....	۱۱-۱- انتقال بارها.....
۱۹۲.....	۱۱-۲- تنظیمات اولیه.....
۱۹۲.....	۱۱-۲-۱ تغییر واحدها.....
۱۹۲.....	۱۱-۲-۲ تنظیمات گرافیکی.....
۱۹۳.....	۱۱-۳- تعریف مصالح.....
۱۹۴.....	۱۱-۴- تعریف مقطع پی.....
۱۹۵.....	۱۱-۵- تعریف المان سخت.....
۱۹۶.....	۱۱-۶- تعریف ضریب ارتجاعی بستر.....



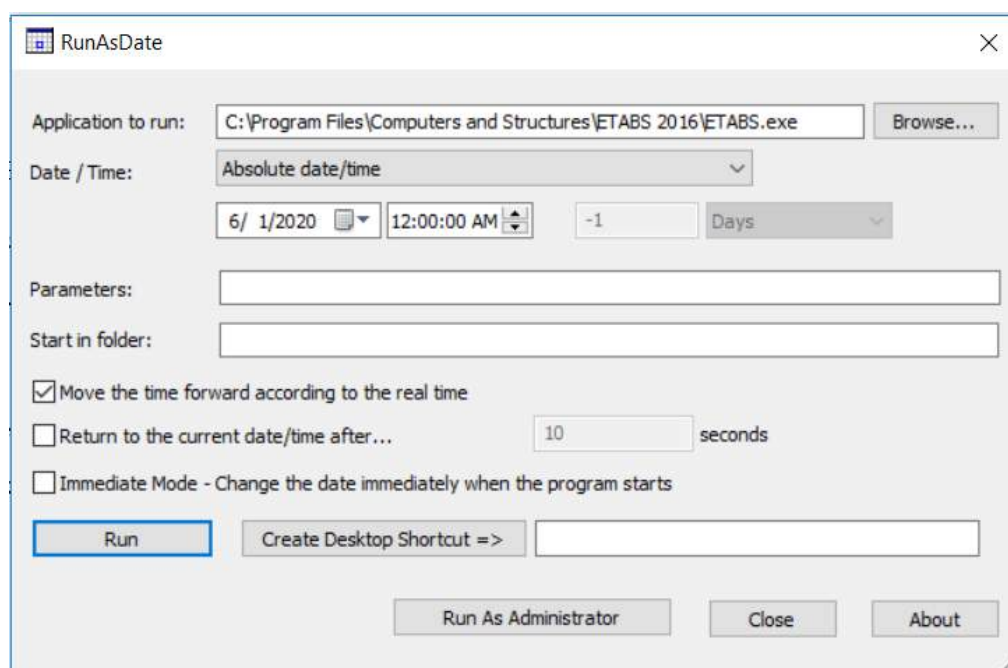
۱۹۷	۷-۱۱- رسم هندسه پی.....
۱۹۷	۷-۱۱- ۱ رسم پی گسترده
۲۰۰	۷-۱۱- ۲ رسم پی نواری
۲۰۳	۸-۱۱- اختصاص مشخصات خاک زیر پی
۲۰۳	۹-۱۱- اختصاص بارهای وارد بر پی
۲۰۴	۱۰-۱۱- نوارهای طراحی
۲۰۴	۱۰-۱۱- ۱ نوارهای طراحی در پی‌های گسترده
۲۰۸	۱۰-۱۱- ۲ نوارهای طراحی در پی‌های نواری
۲۰۸	۱۱-۱۱- تنظیمات تحلیل
۲۰۹	۱۲-۱۱- تنظیمات طراحی
۲۱۱	۱۳-۱۱- ترکیب بارهای طراحی پی
۲۱۳	۱۴-۱۱- ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی.....
۲۱۵	۱۵-۱۱- کنترل تنش زیر پی
۲۱۸	۱۶-۱۱- کنترل برش پانچ
۲۲۱	۱۷-۱۱- میلگرد حداقل در پی.....
۲۲۲	۱۸-۱۱- طراحی خمشی پی.....
۲۲۳	۱۹-۱۱- بلندشدگی پی
۲۲۵	۲۰-۱۱- جزئیات میلگردگذاری امتداد ستون در پی

فصل ۱. مقدمه

این جزوه به عنوان یک منبع کمک آموزشی جهت استفاده در کلاس‌های طراحی سازه‌ها توسط نرم‌افزار ETABS و SAFE تهیه شده است. نرم‌افزارهای مورد استفاده در این جزوه ETABS 16.2.1 و SAFE 16.0.2 می‌باشد. در این جزوه تنها به نمایش بخش‌های مختلف نرم‌افزار و مباحث کلی اکتفا شده است و لازم است نکات تکمیلی توسط مهندسين در این جزوه نگاشته شود. آیین‌نامه‌های مورد استفاده در این جزوه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (بارهای وارد بر ساختمان) ویرایش چهارم ۱۳۹۸، مبحث نهم (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه) ویرایش پنجم ۱۳۹۹، مبحث دهم (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) ویرایش چهارم ۱۳۹۲ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم می‌باشد.

۱-۱- نرم‌افزار RunAsDate

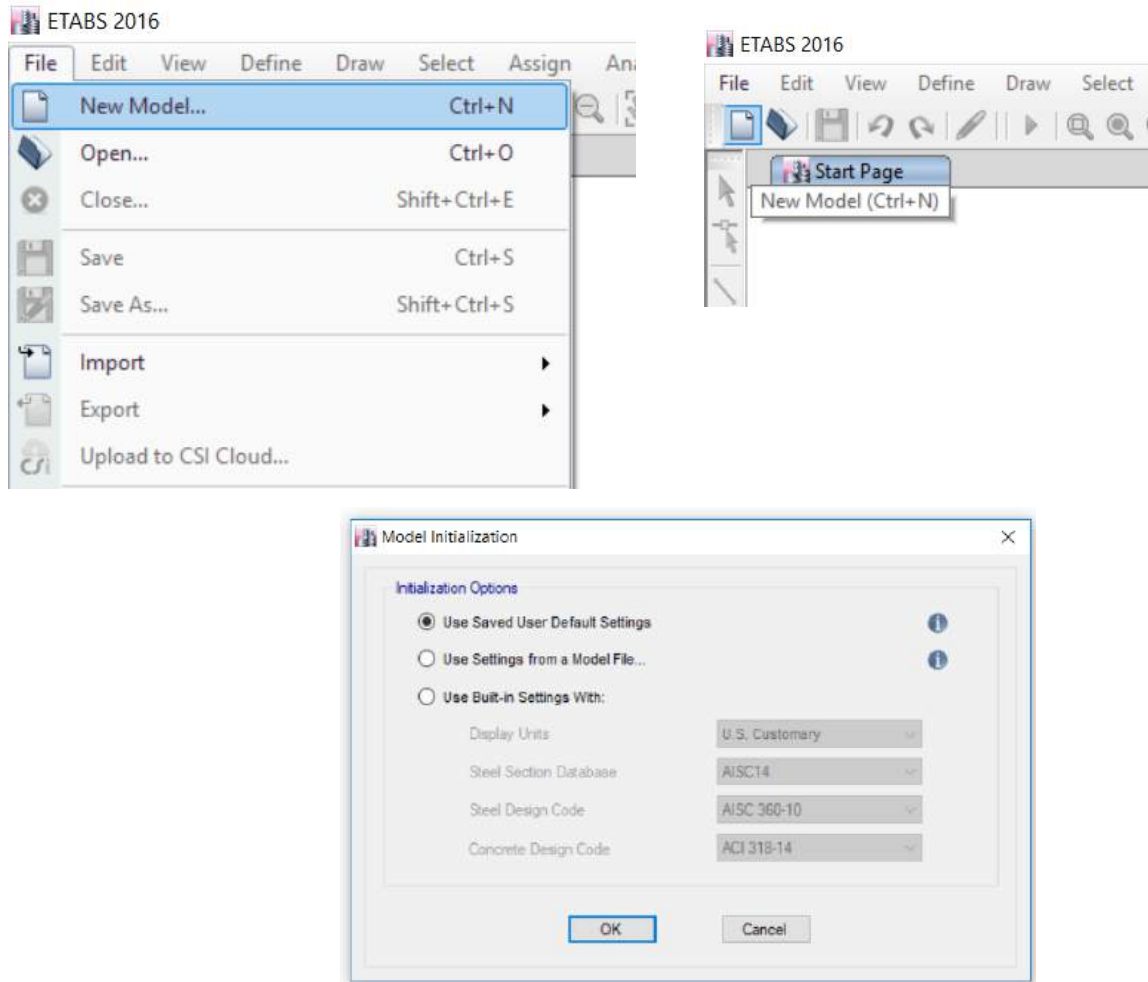
اغلب کرک‌های موجود برای نرم‌افزارهای ETABS و SAFE پس از مدتی منقضی می‌شوند و برای استفاده از آنها بایستی تاریخ کامپیوتر به مدتی قبل منتقل شود. این کار ممکن است موجب اختلال در کارکرد سایر نرم‌افزارها گردد، لذا بهتر است از نرم‌افزار RunAsDate ۶۴ بیتی برای ETABS و ۳۲ بیتی برای SAFE به شرح زیر استفاده شود:



فصل ۲. تعریف مشخصات اجزای مدل

۲-۱- ایجاد مدل

برای ایجاد یک مدل جدید در نرم افزار ETABS می توانیم از منوی نشان داده شده استفاده کنیم:



با انتخاب گزینه‌ی اول یک فایل جدید بر اساس تنظیمات پیش فرض انجام شده در فایل زیر ایجاد می شود. فایل پیش فرض را می توان به دلخواه تغییر داد.

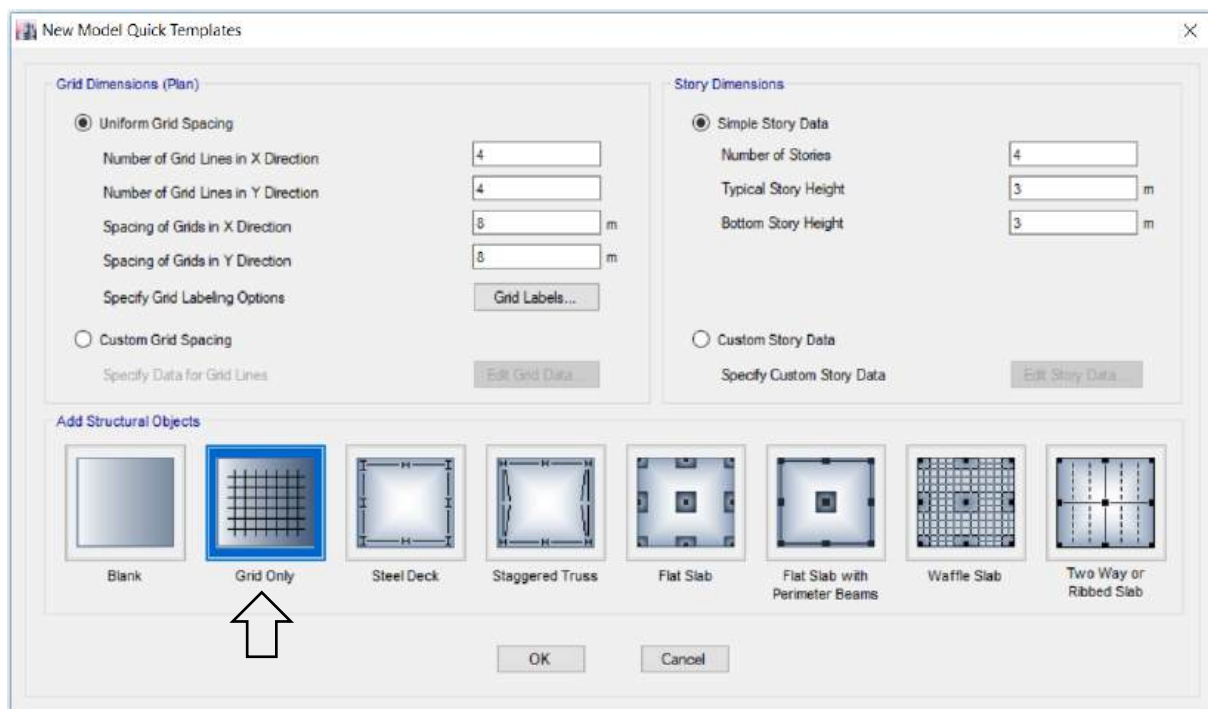
C:\Program Files\Computers and Structures\ETABS 2016\Default.edb

این تنظیمات شامل مصالح، مقاطع، ترکیبات بار و ... می باشد.

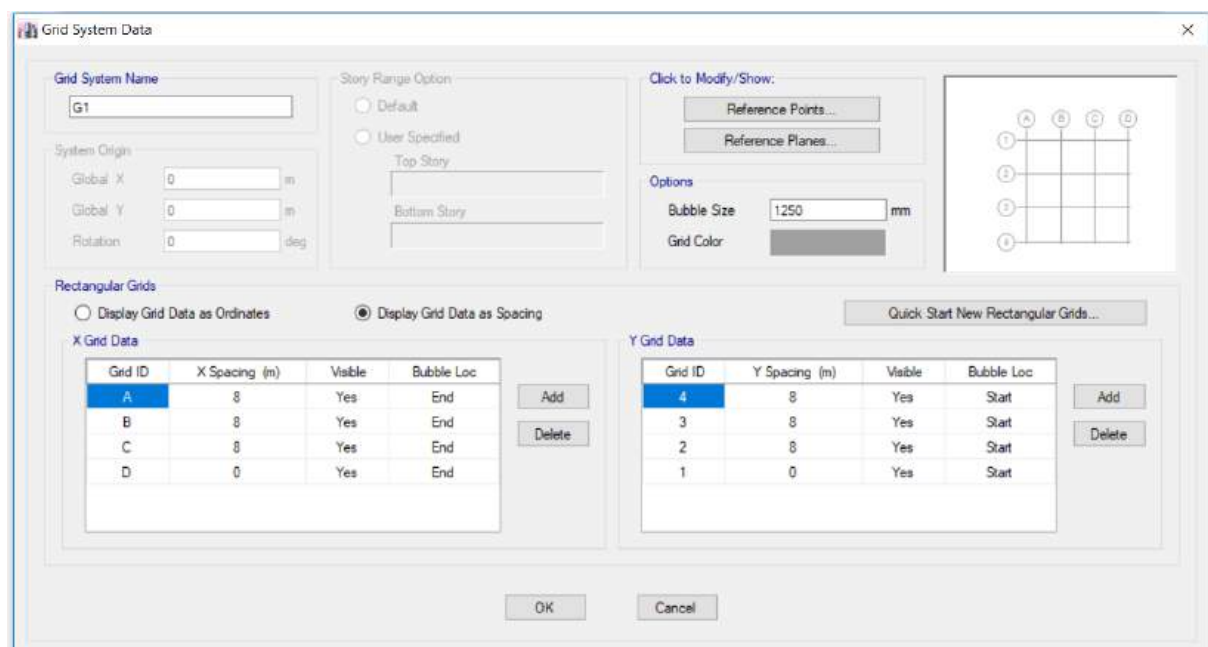
با انتخاب گزینه دوم می توان فایل مرجع را انتخاب کرد. در این صورت تنظیمات مدل ایجاد شده بر اساس این فایل انجام خواهد گردید. در صورتی که طراح سازه های مشابهی را قبلاً طراحی کرده باشد می تواند از آنها به عنوان فایل مرجع استفاده کند. با استفاده از گزینه سوم تمامی تنظیمات بایستی از ابتدا توسط کاربر تعریف شوند. پس از انتخاب این گزینه، واحدهای دلخواه و آیین نامه ها تعیین می گردند. با توجه به واحدهای مورد استفاده در آیین نامه های فعلی، واحدهای سیستم SI مناسب خواهند بود. برای دسترسی به مقاطع مورد استفاده در ایران باید در قسمت Steel Section Database گزینه Euro انتخاب شود. برای آیین نامه فولاد بهتر است آیین نامه فولاد آمریکا AISC360-10 انتخاب شود و برای آیین نامه بتن بهتر است ACI-318-14 انتخاب شود.

۲-۲- تعریف هندسه اولیه

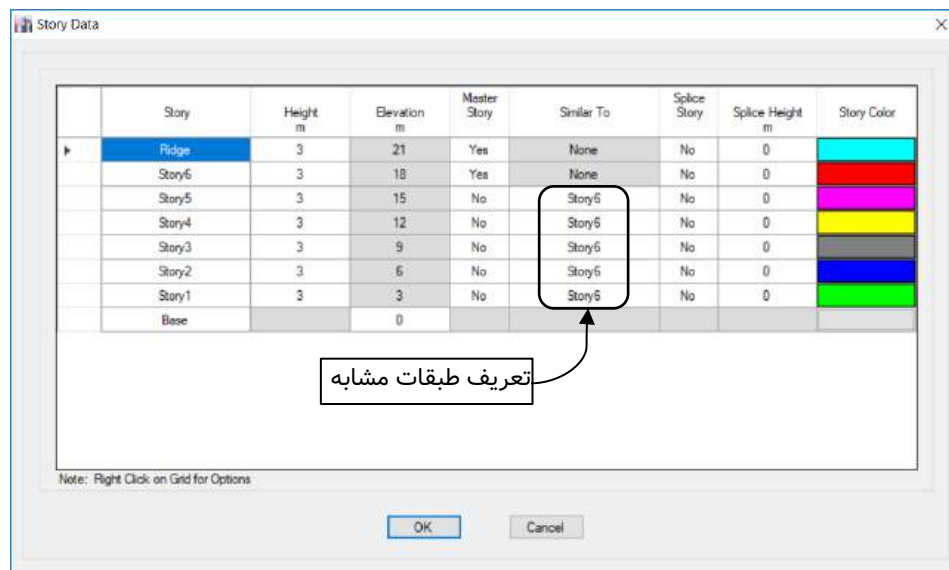
پس از انتخاب مدل مرجع، تعداد طبقات و محورهای نقشه پلان که عموماً از محل ستون‌ها عبور می‌کنند مشخص می‌شود.



با استفاده از گزینه Custom Grid Spacing می‌توان محورهای دلخواه را تعریف نمود. همچنین با انتخاب حالت Grid Only تنها محورها و طبقات تعریف می‌شوند و المان‌های سازه‌ای بایستی بعداً در محیط نرم‌افزار رسم شوند. با انتخاب سایر حالات، المان‌های سازه‌ای نیز بر اساس انتخاب نوع سازه در مدل قرار داده می‌شوند.

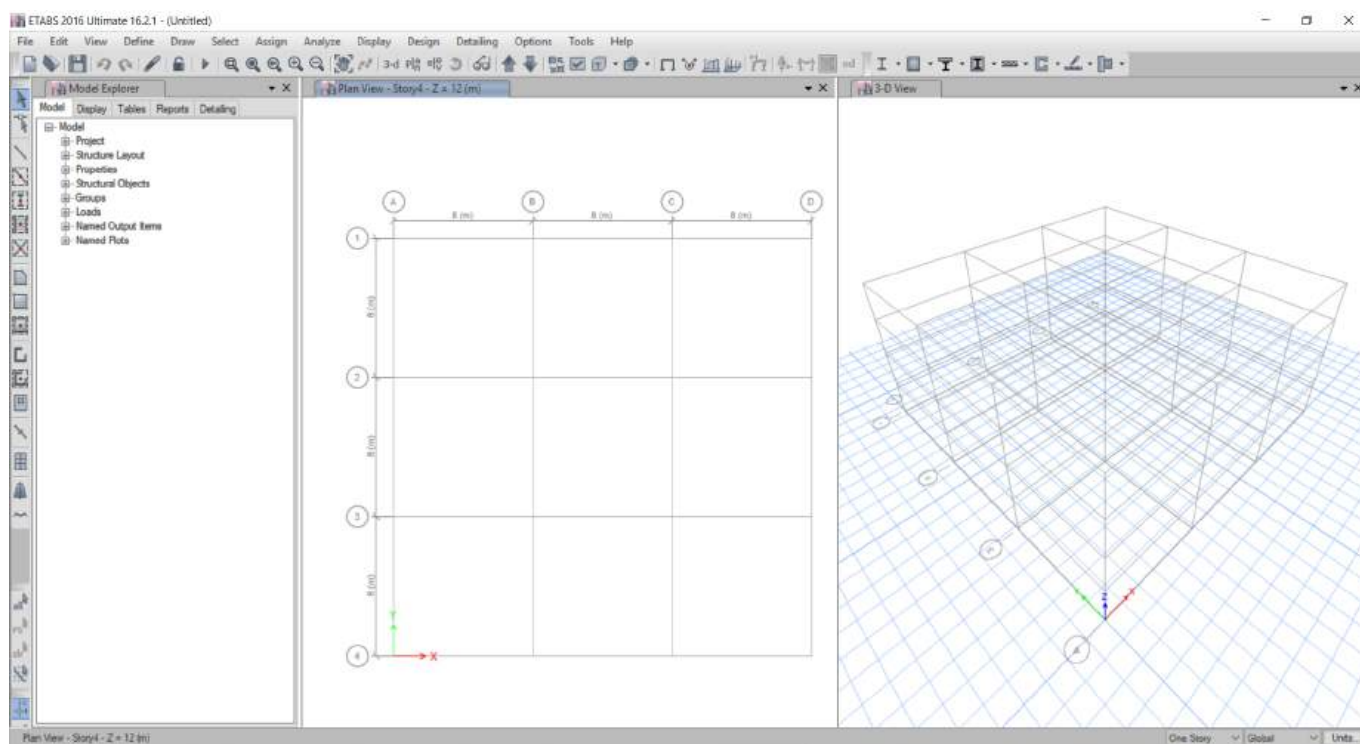


به همین ترتیب با انتخاب Custom Story Data تراز طبقات سازه نیز تعریف می‌شوند. تعریف طبقات مشابه باعث راحت‌تر شدن کار در رسم مدل سازه خواهد گردید.

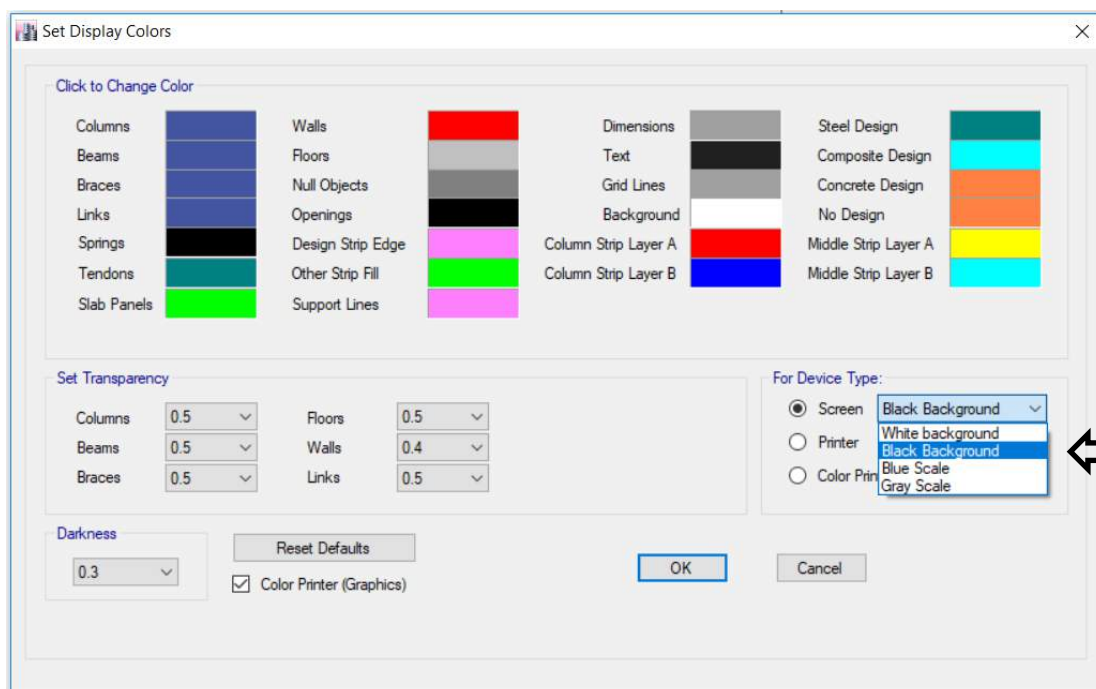
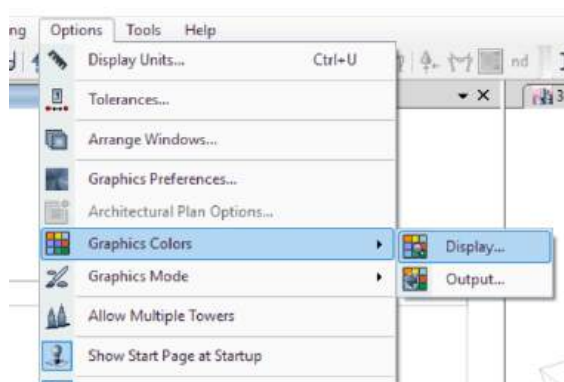


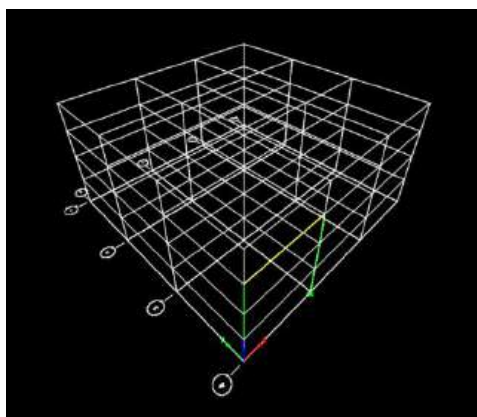
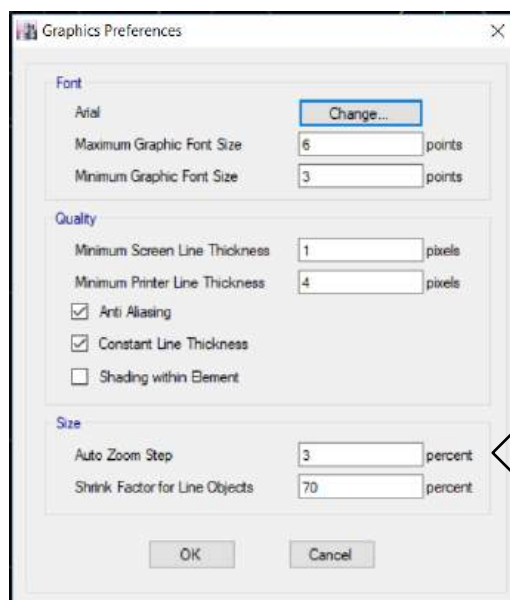
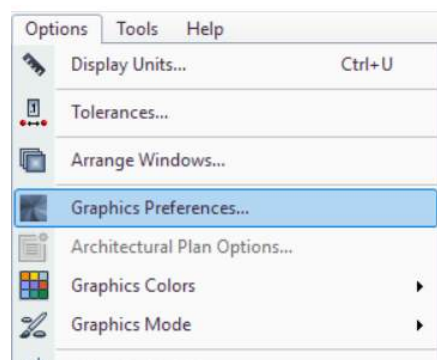
محورهای ستون‌ها خط عبوری از مرکز ستون را نشان می‌دهد و بایستی دقت شود که ستون از ابعاد زمین خارج نشود. در این مرحله لازم است از ابعاد تقریبی ستون استفاده شود و پس از تعیین ابعاد دقیق ستون‌های روی پی، موقعیت محورها باید اصلاح شوند. همچنین در ستون‌های مجاور نمای بیرونی ساختمان ۵ سانتیمتر به عنوان نماکاری بایستی در نظر گرفته شود. تراز طبقات در ایتبس بر اساس ارتفاع روی تیر در نظر گرفته می‌شود که پایین‌تر از کف تمام شده معماری خواهد بود. این مقدار بر اساس جزئیات کفسازی تعیین می‌شود و مقدار متعارف آن ۱۰ سانتیمتر است. بنابراین تراز روی تیر ۱۰ سانتیمتر پایین‌تر از تراز معماری خواهد بود. همچنین تراز روی پی حدود ۳۰ الی ۵۰ سانتیمتر بر اساس جزئیات کفسازی پایین‌تر از تراز معماری خواهد بود.

۲-۳- تنظیمات گرافیکی



معمولاً برای داشتن تصویری مناسبتر از مدل سازه تغییراتی در تنظیمات پیش فرض نمایش ایتبس انجام می‌شود.





۲-۴- تغییر واحدها

همانگونه که ذکر شد واحدهای سیستم SI در اغلب موارد مناسب خواهند بود. در صورت تمایل کاربر از طریق قسمت نشان داده شده در شکل زیر امکان تغییر کلی و یا جزئی واحدها وجود دارد.

The 'Consistent Units' dialog box shows the following settings:

- Length Unit: mm
- Force Unit: N
- Temperature Unit: C

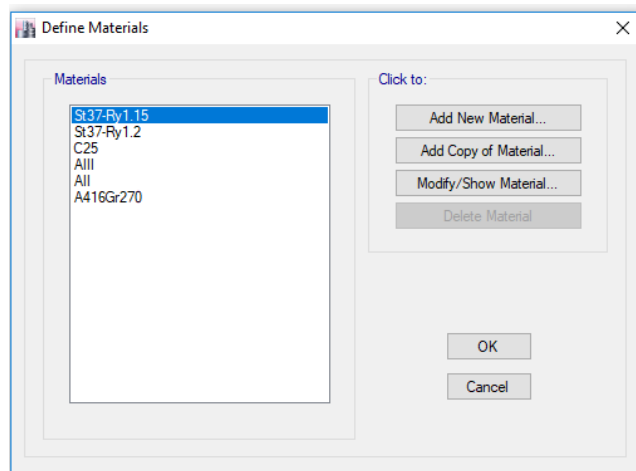
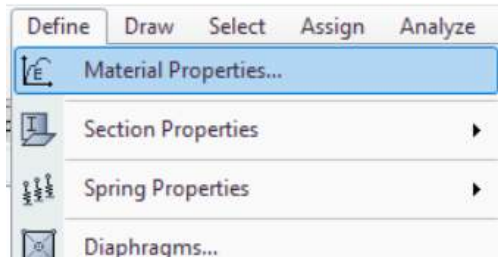
The 'Display Units' dialog box shows the following table of units:

Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
Structure Dimensions							
Absolute Distance	m			m	4	1	5E-07
Relative Distance					4	1	5E-07
Structure Area	m			m ²	2	1	5E-05
Angles				deg	3	1	5E-06
Section Dimensions							
Length	mm			mm	1	1	0.0005
Area	cm			cm ²	1	1	0.0005
Length3	cm			cm ³	1	1	0.0005
Length4	cm			cm ⁴	1	1	0.0005
Length6	cm			cm ⁶	1	1	0.0005
Rebar Area	mm			mm ²	0	1	0.005
Rebar Area/Length	mm ² /m			mm ² /m	2	1	5E-05
Displacements							
Translational Displ	mm			mm	3	1	1E-12
Rotational Displ				rad	6	1	1E-12
Drift					6	1	5E-09
Gen Displ L/Rad	mm			mm/rad	3	1	5E-06
Gen Displ Rad/L	mm			rad/mm	3	1	5E-06
Forces							
Force		kN		kN	4	1	5E-07
Force/Length	m	kN		kN/m	3	1	5E-06
Force/Area	m	kN		kN/m ²	3	1	5E-06
Moment	m	kN		kN-m	4	1	5E-07
Moment/Length	m	kN		kN-m/m	3	1	5E-06
Temperature			C	C	3	1	5E-06
Temperature Change			C	C	3	1	5E-06

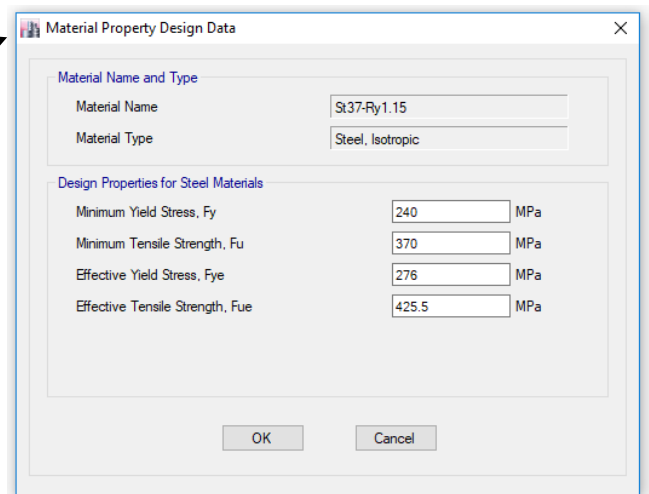
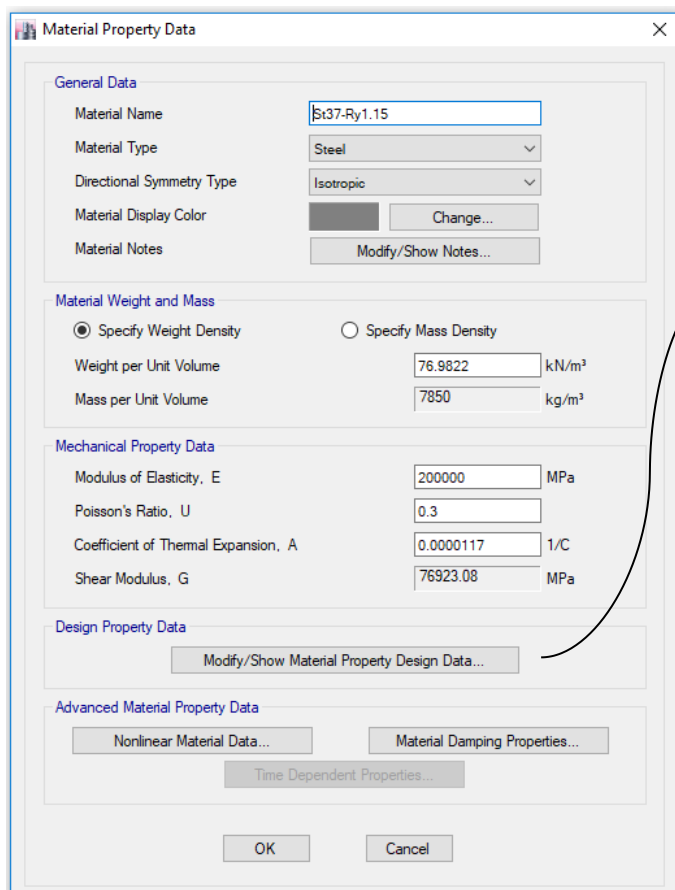
Expand Form

۵-۲- تعریف مصالح

منوی Define برای تعریف مشخصات مصالح، المان‌ها، بارها و ... در سازه استفاده می‌شود. اولین گزینه در این منو مربوط به تعریف مشخصات مصالح است.



۵-۲-۱- فولاد



۱۰-۴-۱-۲ از نظر این مبحث، مدول الاستیسیته (ضریب ارتجاعی) مصالح فولادی (E) مساوی 2×10^5 مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۴-۱-۳ از نظر این مبحث، ضریب پواسون مصالح فولادی (ν) مساوی 0.3 در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، که به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب R_y در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل‌پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب R_y از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \quad (10-3-2-3)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱۰ در نظر گرفته شود.

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

R_y	نوع محصول
۱/۳۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نورد شده
۱/۳۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، باوندانی، نبشی و سیری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

۲-۵-۲- بتن

۹-۳-۶ مدول الاستیسیتهی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیتهی بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (9-3-2-الف)$$

ضریب الاستیسیتهی بتن‌های با چگالی بتن w_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب؛ رابطه فوق برای بتن‌های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (9-3-2-ب)$$

۹-۳-۷ ضریب پواسون بتن، ν

۹-۳-۷-۱ در بتن معمولی، ضریب پواسون را میتوان یا برابر با ۰/۲ فرض نمود؛ و یا مقدار آن را از طریق آزمایش‌های معتبر به دست آورد.

۹-۳-۷-۲ در بتن‌های سبک، ضریب پواسون باید بر اساس آزمایش تعیین شود.

۹-۳-۸ ضریب انبساط حرارتی بتن

۹-۳-۸-۱ در بتن‌های معمولی، ضریب انبساط حرارتی را میتوان با توجه به نوع سنگ دانه‌ها و با تقریب ۲۰ درصد برابر با 10×10^{-6} در هر درجه‌ی سلسیوس منظور نمود.

۹-۳-۸-۲ در بتن‌های سبک، ضریب انبساط حرارتی را باید با توجه به نوع بتن سبک از طریق آزمایش به دست آورد.

۲-۵-۳- میلگرد

۴-۸-۴-۹ جدول الاستیسیته، E ، برای آرماتورها برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال است.

۴-۸-۱۲ ضریب انبساط حرارتی برای کلیه آرماتورها برابر با 12×10^{-6} به ازای هر درجه سلسیوس است.

جدول ۲-۴-۹ ویژگی‌های کششی آرماتورها

رده	علامت مشخصه	طبقه بندی از نظر شکل رویه	طبقه بندی از نظر شکل پذیری	مقاومت کششی حداقل، مگاپاسکال	تنش حد تسلیم f_y مگاپاسکال	کشش کششی حدی	کرنش کششی حدی
				حدی	حدی	حدی	حدی
S240	س ۲۴۰	صافه	نرم	۳۶۰	۲۴۰	-	۲۵
S340	اچ ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	-	۱۸
S350	اچ ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷
S400	اچ ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	-	۱۶
S420	اچ ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۲۵	۱۶
S500	اچ ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	-	۱۰
S500 C	اچ ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	-	۱۲
S520	اچ ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳

Material Property Data

General Data

Material Name: All

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76.9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 200000 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000012 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: All

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, F_y : 300 MPa

Minimum Tensile Strength, F_u : 500 MPa

Expected Yield Strength, F_{ye} : 375 MPa

Expected Tensile Strength, F_{ue} : 625 MPa

OK Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name: All

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76.9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 200000 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000012 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: All

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, F_y : 400 MPa

Minimum Tensile Strength, F_u : 600 MPa

Expected Yield Strength, F_{ye} : 500 MPa

Expected Tensile Strength, F_{ue} : 750 MPa

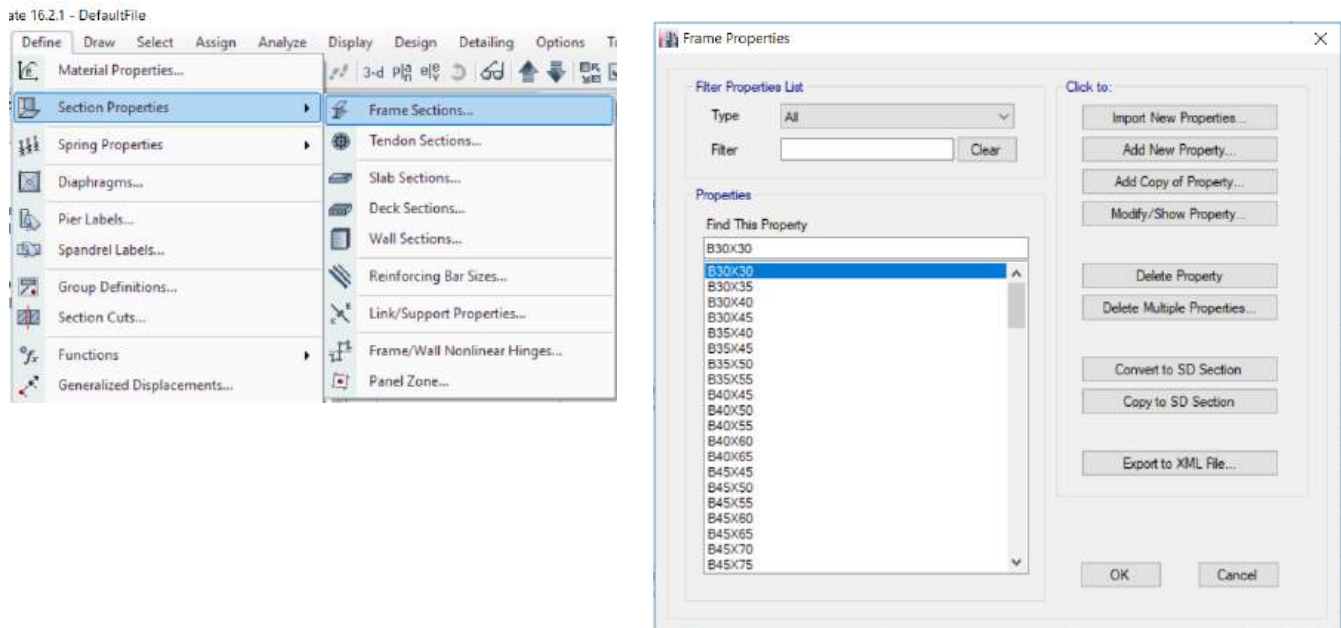
OK Cancel

مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض نشتی کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱/۰ محاسبه می‌شود.

M_{pr}

۲-۶- تعریف مقاطع قاب

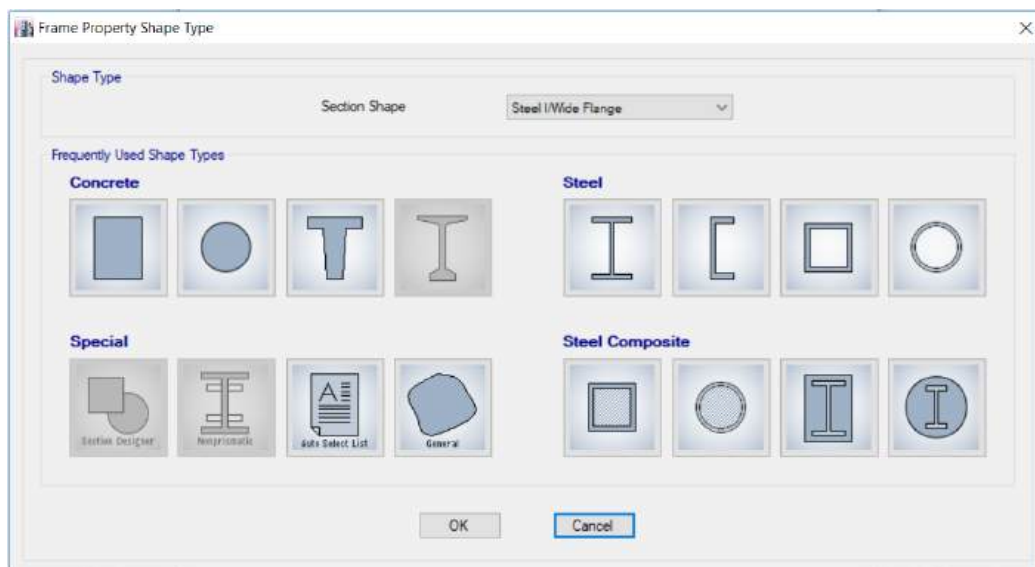
گزینه دوم در منوی Define مربوط به تعریف مقاطع اعضای مختلف سازه‌ای می‌باشد. با انتخاب Frame Sections مقاطع اعضای قابی شامل تیرها، ستون‌ها و مهاربندها تعریف می‌شوند.



در قسمت Filter Properties List امکاناتی جهت جستجوی مقاطع و نمایش آنها موجود است.

۲-۶-۱- مقاطع فولادی نورد شده

برای فراخوانی پروفیل‌های نورد شده از گزینه اول Import New Properties می‌توان استفاده نمود.



به عنوان مثال برای تعریف مقاطع فولادی IPE که در ایران رایج است با انتخاب مقاطع فولادی ۱ شکل در پنجره بالا استانداردهای مختلف این پروفیل‌ها نمایش داده می‌شود. همانگونه که قبلاً ذکر شد این پروفیل‌ها در استاندارد Euro تعریف شده‌اند.

مقاطع مورد نظر و همچنین نوع مصالح آن انتخاب می‌شود تا در لیست مقاطع تعریف شوند.

Frame Section Property Import Data

Property File

Name of XML Property File: Euro

Path of XML Property File: C:\Program Files\Computers and Structur...

Description Item: EURO

Material

Default Material for Section: St37-Ry1.2

Filter

Section Shape Type: Steel I/Wide Flange

Filter text:

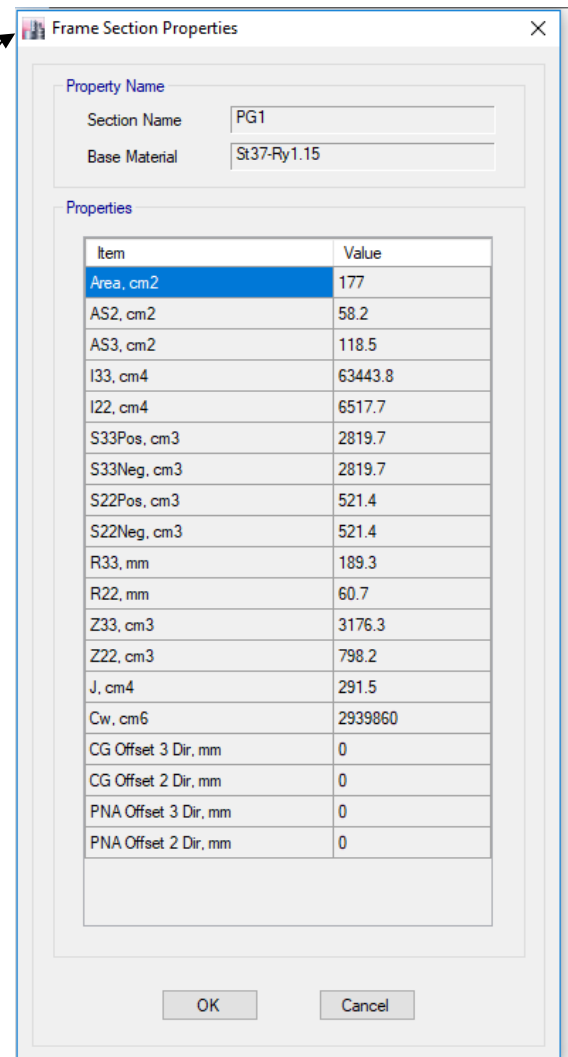
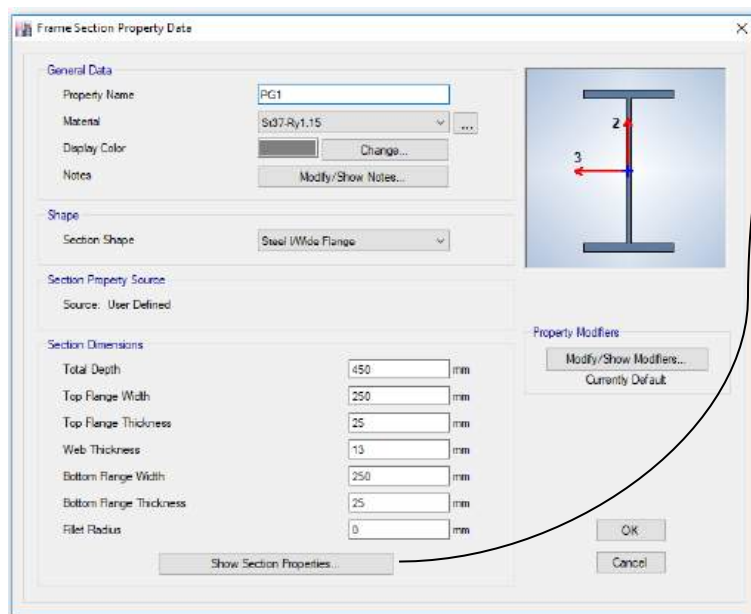
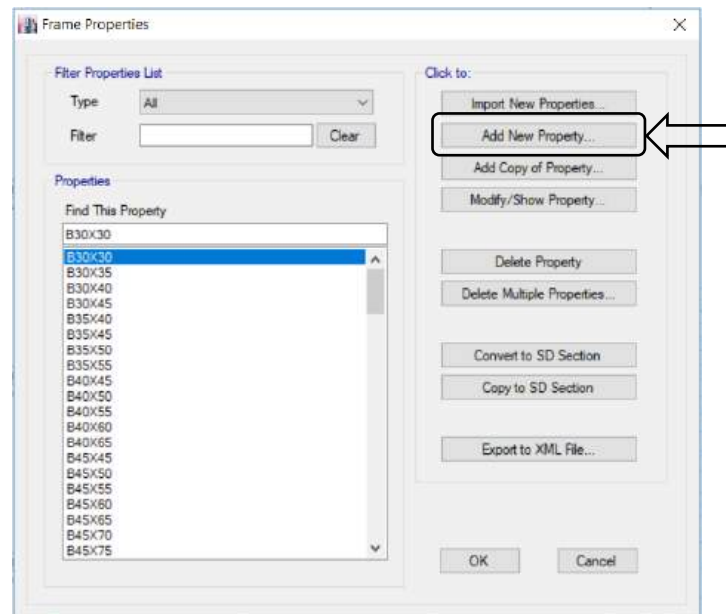
Select Section Properties To Import

- IPe100
- IPe120
- IPe140
- IPe140R
- IPe160
- IPe160R
- IPe180
- IPe180O
- IPe180R
- IPe200
- IPe200O
- IPe200R
- IPe220
- IPe220O
- IPe220R
- IPe240

OK Cancel

۲-۶-۲- مقاطع فولادی ساخته شده

برای تعریف مقاطع دلخواه از جمله تیرورق‌های فولادی و یا ستون‌های باکس با ابعاد مختلف از گزینه Add New Property استفاده می‌شود. برای تیرورق‌های فولادی خواهیم داشت:



مشخصات مقطع تعریف شده در Show Section Properties نشان داده می‌شود. در بخش Modifiers می‌توان به این مشخصات ضرایبی اختصاص داد مانند ضریب وزن و یا ضریب ترک‌خوردگی در مقاطع بتنی. اما معمولاً از این بخش برای اختصاص ضرایب استفاده نمی‌شود و ضرایب به اعضای سازه‌ای اختصاص داده می‌شود که در ادامه ذکر خواهد گردید.

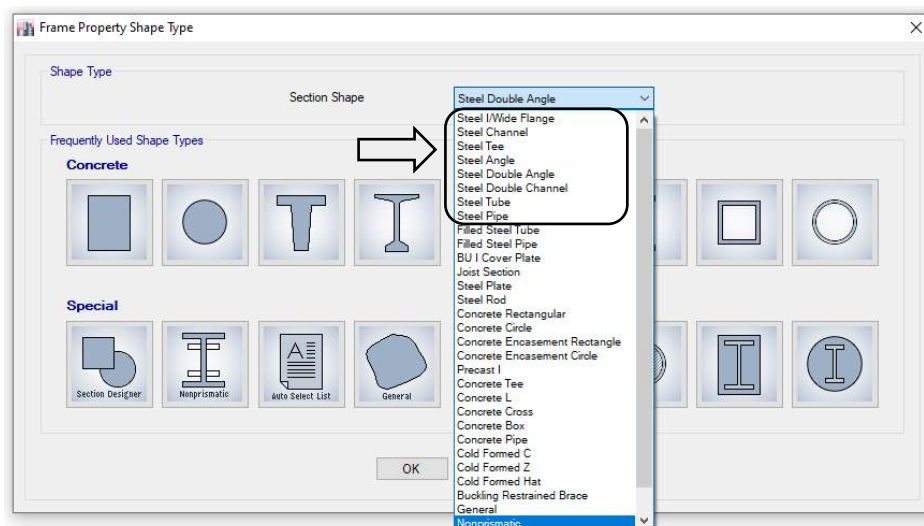
در تعیین ابعاد مقاطع فولادی باید محدودیت‌های ابعادی جهت تأمین فشردگی یا غیرفشردگی لازم طبق مبحث ۱۰ رعایت گردد.

جدول ۱۰-۳-۳-۱ محدودیت نسبت پهنای به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

شرح اجزا	نسبت پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		مثال‌های نمونه
		اعضای با شکل‌پذیری زیاد	اعضای با شکل‌پذیری متوسط	
۱. بال‌های مقطع I شکل نورده شده و ساخته شده از ورق، ناصاف‌های سبکی نبشی‌های تک و نبشی‌های دابل با فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دابل به هم چسبیده	b/t	$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	   



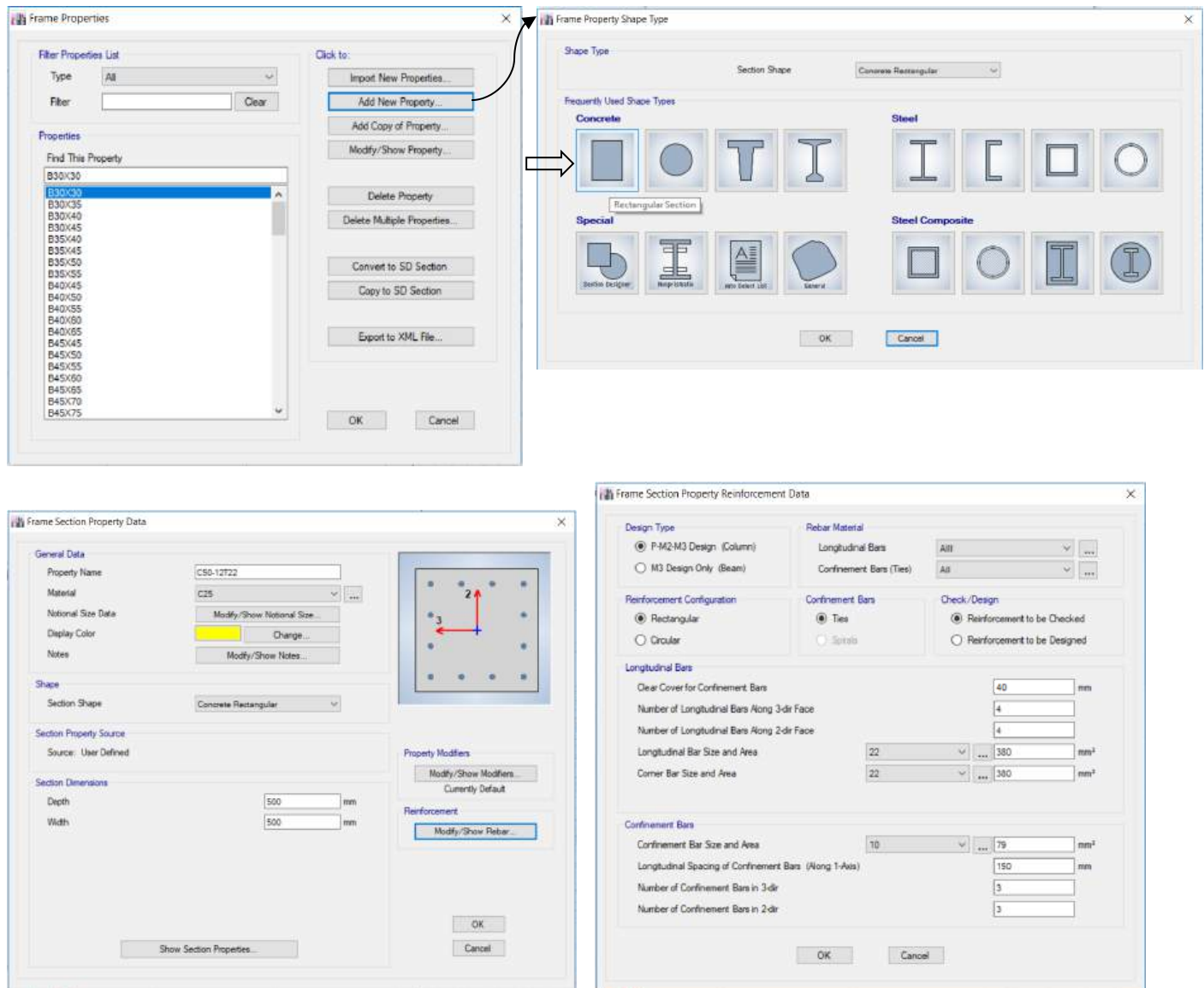
البته ایتبس قادر به کنترل فشردگی در مقطعی که در قسمت Import new properties یا Add new Property توسط موارد زیر تعریف شده باشند خواهد بود. نتیجه این کنترل پس از انجام طراحی در قسمت مشاهده نتایج طراحی اعلام می‌گردد.



همانگونه که ملاحظه می‌گردد این موارد شامل مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن (Steel I/Wide Flange)، مقطع ناودانی (Steel Channel)، مقطع سپری (Steel Tee)، مقطع تک نبشی (Steel Angle)، مقطع دابل نبشی (Steel Double Angle)، مقطع دابل ناودانی پشت به پشت (Steel Double Channel)، مقطع قوطی (Steel Tube) و مقطع لوله‌ای (Steel Pipe) می‌باشد. برای سایر مقاطع از جمله مقطعی که توسط Section Designer ساخته شده باشند، ایتبس قادر به کنترل فشردگی اجزای مقطع نبوده و در بخش کنترل‌های لرزه‌ای ایراد فشرده نبودن مقطع خواهد گرفت.

۲-۶-۳- مقاطع بتنی

برای تعریف مقاطع بتنی لازم است علاوه بر ابعاد، تعداد و نحوه قرارگیری میلگردها در داخل مقطع تعیین شود. در تعریف ستون‌های بتنی تعداد و نوع میلگردها دقیقاً در مقطع مشخص می‌شود و ایتبس وظیفه‌ی کنترل و نه طراحی آن را دارد.



۳-۶-۲۰-۹ ستون‌ها در قاب‌های باشکلی پذیرای زیاد

۱-۳-۶-۲۰-۹ محدودیت‌های هندسی

۱-۱-۳-۶-۲۰-۹ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

- الف- کوچکترین بعد مقطع که در امتداد هر خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین می‌شود، نباید از ۳۰۰ میلی‌متر کمتر باشد.
- ب- نسبت کوچکترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰/۴ کمتر باشد.

۲-۳-۶-۲۰-۹ آرماتورهای طولی

۱-۲-۳-۶-۲۰-۹ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کمتر از یک درصد و بیش‌تر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۳-۵-۲۰-۹ ستون‌ها در قاب‌های باشکلی پذیرای متوسط

۱-۳-۵-۲۰-۹ محدودیت‌های هندسی

۱-۱-۳-۵-۲۰-۹ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

- الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه ده‌م بعد دیگر آن، و نیز نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.
- ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از $\frac{1}{25}$ کمتر باشد.

۲-۳-۵-۲۰-۹ آرماتورهای طولی

۱-۲-۳-۵-۲۰-۹ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیش‌تر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲-۱-۱ فاصله‌ی حداقل میلگردها

۹-۲-۱-۱-۱ فاصله‌ی آزاد میلگردهای موازی واقع در یک سفره‌ی افقی نباید کمتر از هیچ یک از مقادیر زیر باشد:

۹-۲-۱-۱-۳ فاصله‌ی آزاد بین میلگردهای طولی در ستون‌ها، ستون پایه‌ها، بست‌ها، و اجزای مرزی دیوارها، نباید کمتر از هیچ یک از مقادیر زیر باشد.

الف- ۴۰ میلی‌متر؛

ب- ۱/۵ برابر قطر بزرگ‌ترین میلگرده؛

پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگ‌ترین سنگ دانه.

الف- ۲۵ میلی‌متر؛

ب- قطر بزرگ‌ترین میلگرده؛

پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگ‌ترین سنگ دانه.

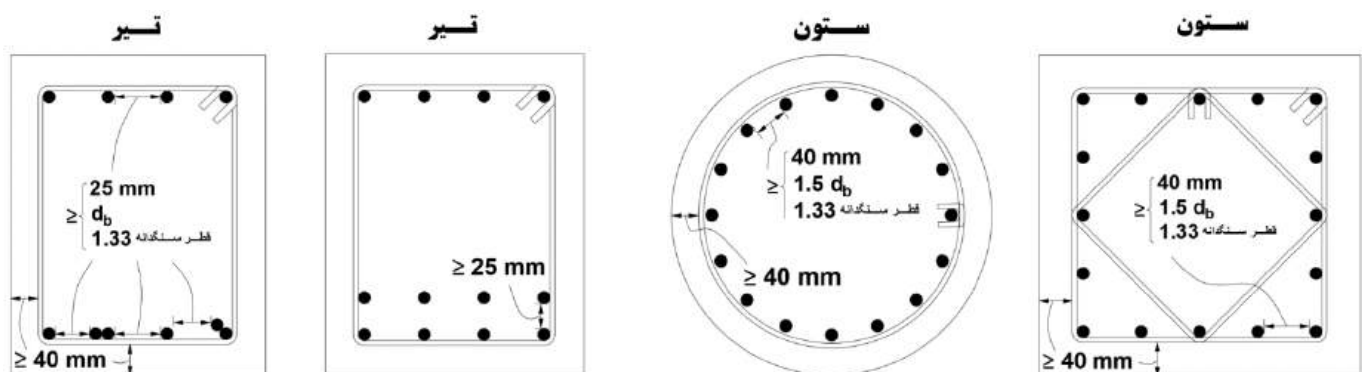
۹-۲-۱-۲ در میلگردهای موازی واقع در چند سفره‌ی افقی، میلگردهای لایه‌ی فوقانی باید مستقیماً در بالای میلگردهای لایه‌ی تحتانی قرار گرفته، و فاصله‌ی آزاد بین دو لایه نباید کمتر از ۲۵ میلی‌متر باشد.

جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

شرایط محیطی سازه‌ی بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلی‌متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	کلیه‌ی میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی‌متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلی‌متر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی‌متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰



برای ستون‌ها لازم است تعداد و اندازه میلگردها در هر وجه ستون تعیین شود. در تعیین چینش میلگردها باید به درصد میلگرد طبق بندهای فوق در آیین‌نامه و همچنین فاصله آزاد بین میلگردها برای عبور آسان بتن از بین میلگردها توجه شود (40mm یا 1.5db و یا 1.33 برابر قطر سنگدانه). در ستون‌ها اندازه بتن کاور به صورت خالص از بر خاموت‌ها تعیین می‌شود، بنابراین طبق جدول فوق برای شرایط محیطی متوسط می‌تواند ۴۰ میلیمتر تعیین شود.



برای تعریف ستون‌های دایروی خواهیم داشت:

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C80

Material: C25

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Circle

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Diameter: 600 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Show Section Properties...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: All

Confinement Bars (Ties): All

Reinforcement Configuration

☐ Rectangular

☒ Circular

Confinement Bars

☐ Ties

☒ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 40 mm

Number of Longitudinal Bars: 16

Longitudinal Bar Size and Area: 22 mm² 380 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 mm² 79 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 150 mm

OK Cancel

در تعریف مقاطع تیرهای بتنی نیازی به تعیین نوع و مقدار میلگردها نیست و ایتبس مقدار میلگرد مورد نیاز را تعیین می‌نماید. لازم است مقدار درصد میلگردها پس از طراحی کنترل شود تا در صورت نیاز ابعاد تیر تغییر یابد.

با توجه به مشخص نبودن نوع میلگردهای طولی و عرضی برای ایتبس، مقدار پوشش بتنی (کاور) از مرکز سطح میلگرد طولی سنجیده می‌شود. بنابراین با فرض میلگرد طولی T20 و میلگرد عرضی T10 مقدار پوشش برابر $40+10+10=60$ خواهد بود. با توجه به اینکه معمولاً در تیرها از میلگرد تقویتی نیز استفاده می‌شود عموماً مقدار کاور ۷۰ یا ۶۵ میلیمتر فرض می‌شود. همانگونه که ذکر شد معمولاً از ضرایب مشخصات در این قسمت استفاده نمی‌شود.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: B40x60

Material: C25

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 600 mm

Width: 400 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Show Section Properties...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: All

Confinement Bars (Ties): All

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 70 mm

Bottom Bars: 70 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0 mm²

Top Bars at J-End: 0 mm²

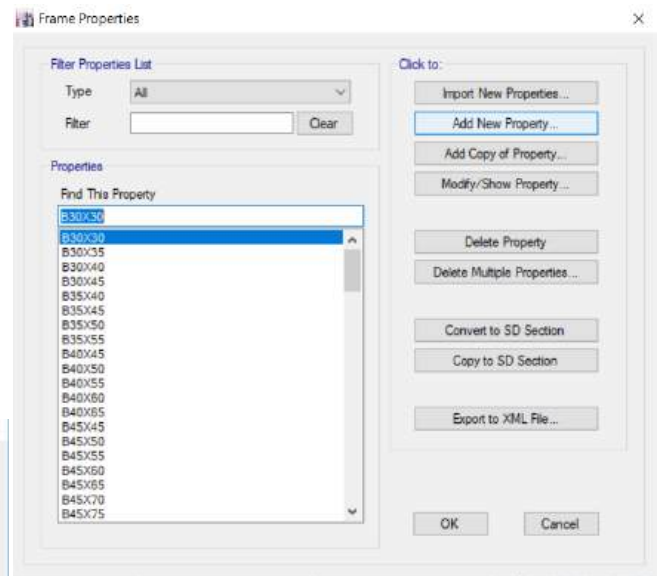
Bottom Bars at I-End: 0 mm²

Bottom Bars at J-End: 0 mm²

OK Cancel

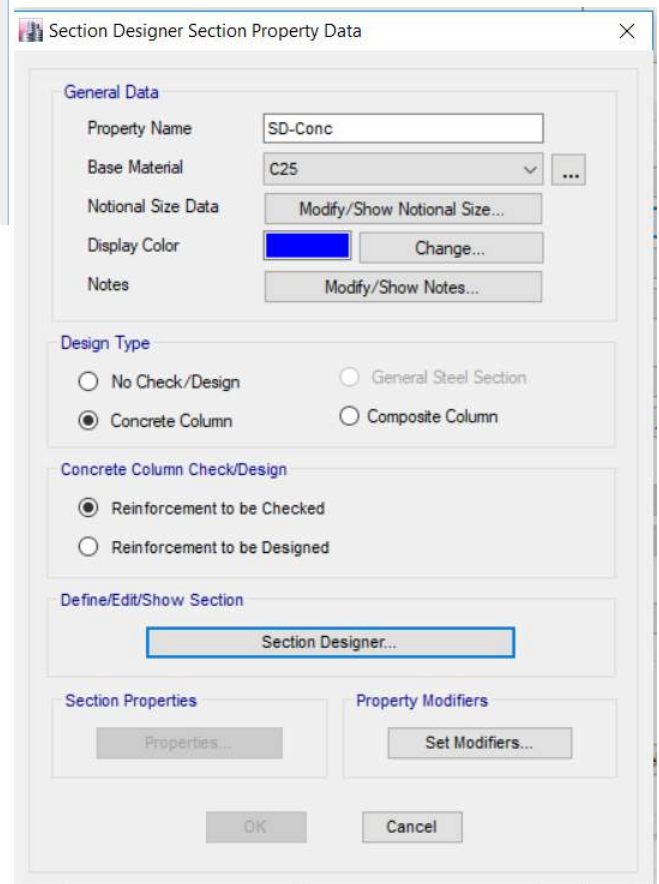
۲-۶-۴- تعریف مقاطع در Section Designer

در صورتی که نیاز به تعریف مقطعی با شکلی غیر از اشکال ذکر شده در بالا باشد، از Section designer (SD) استفاده می‌شود.



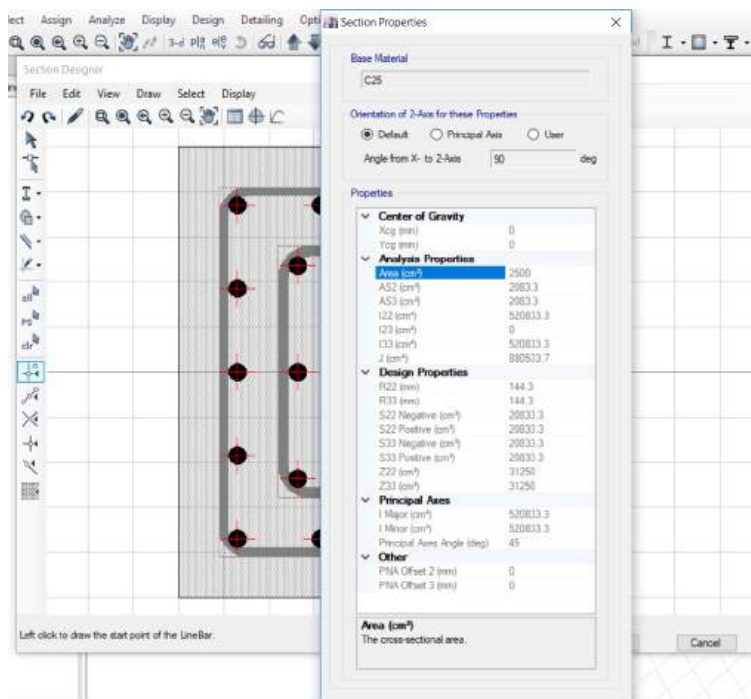
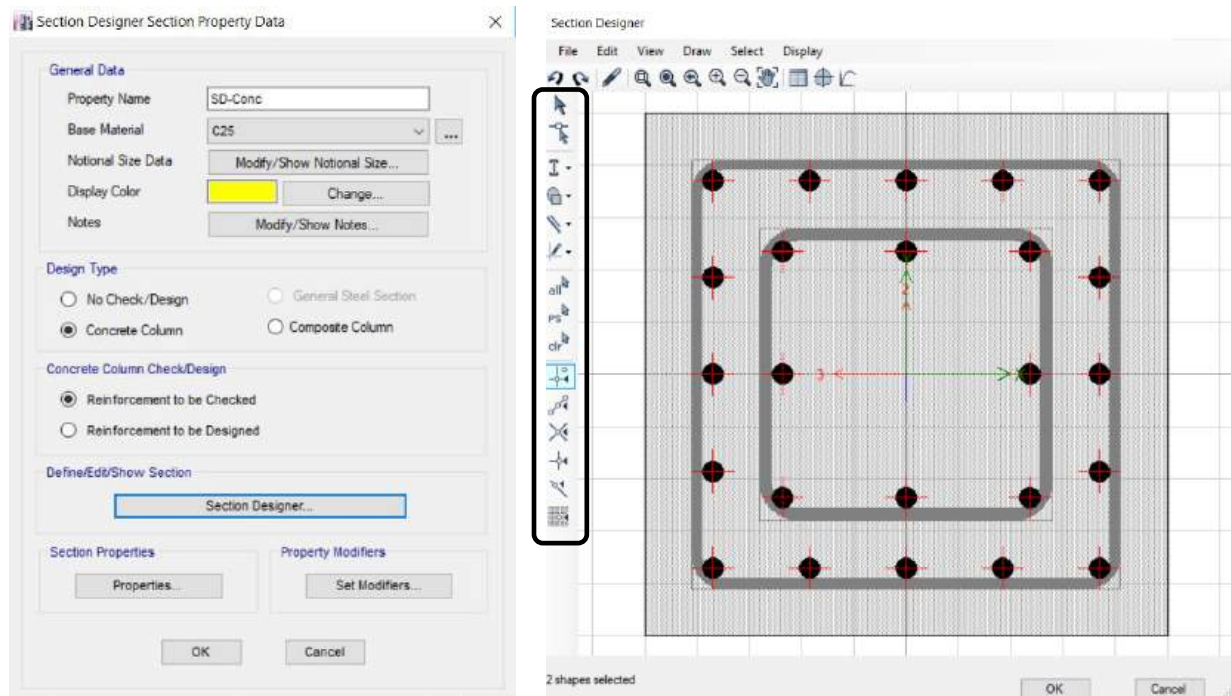
همچنین می‌توان مقاطع ساخته شده به روش قبل را با انتخاب Convert to SD Section به محیط Section Designer انتقال داد.

در این پنجره با انتخاب مصالح بتنی یا فولادی نوع مقطع تعیین می‌شود.



❖ تعریف مقطع بتنی دلخواه:

برای تعریف مقاطع بتنی که شکل هندسی نامشخص دارند و یا میلگردها به صورت دلخواه توزیع شده‌اند از Section Designer استفاده می‌شود. همچنین برای تعریف مقاطع دیوار برشی و المان‌های مرزی نیز از Section Designer استفاده می‌شود که در فصل مربوطه بررسی خواهد شد. برای رسم مقطع و میلگردهای آن از امکانات سمت راست محیط SD استفاده می‌شود.



مشخصات مقطع را می‌توان در جدول مقابل مشاهده کرد. همچنین نمودار اندرکنش P-M-M و منحنی لنگر انحنای ستون نیز به صورت زیر قابل مشاهده است.

Interaction Surface (ACI 318-14)

X

Display Options

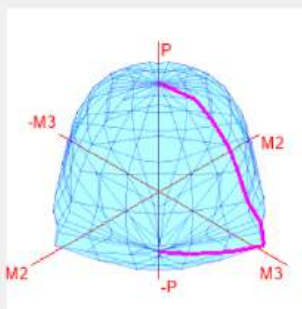
- ☒ Show Design Code Data ☐ Show Fiber Model Data
☒ Include Phi
☐ Exclude Phi
☐ Exclude Phi and Increase Fy

Curve Data

Point	P kN	M2 kNm	M3 kNm
1	4247.6606	0	0
2	4247.6606	0	165.2833
3	3801.7522	0	244.9954
4	3201.6896	0	310.4751
5	2461.7421	0	364.3193
6	1560.7241	0	413.1417
7	1019.6559	0	472.6833
8	262.7538	0	492.4166
9	-752.2631	0	361.8804
10	-1932.9121	0	162.7945
11	-2714.688	0	0

Curve #1 0 deg

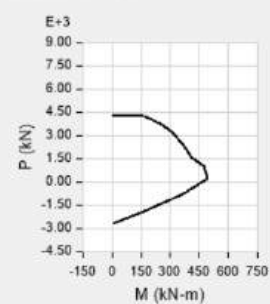
3D Interaction Surface



Plan: 315 deg
Elevation: 35 deg

3D MM PM3 PM2

Current Interaction Curve



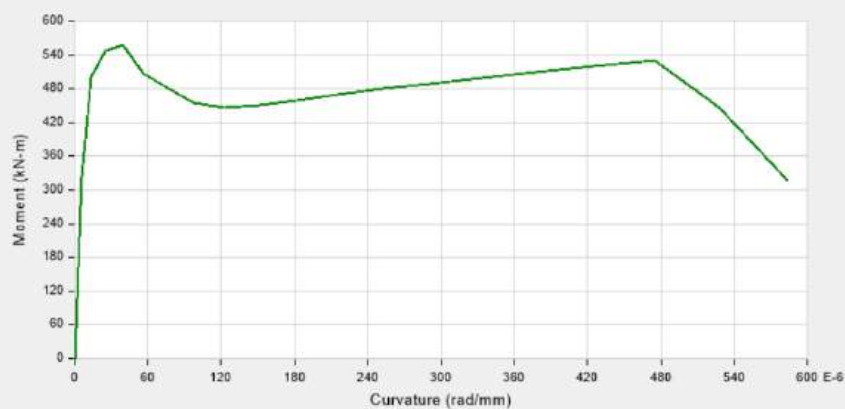
☐ Superimpose Dashed Fiber Curve

Note: Compression is positive in this form.

Done

Moment Curvature Plot

X



Settings

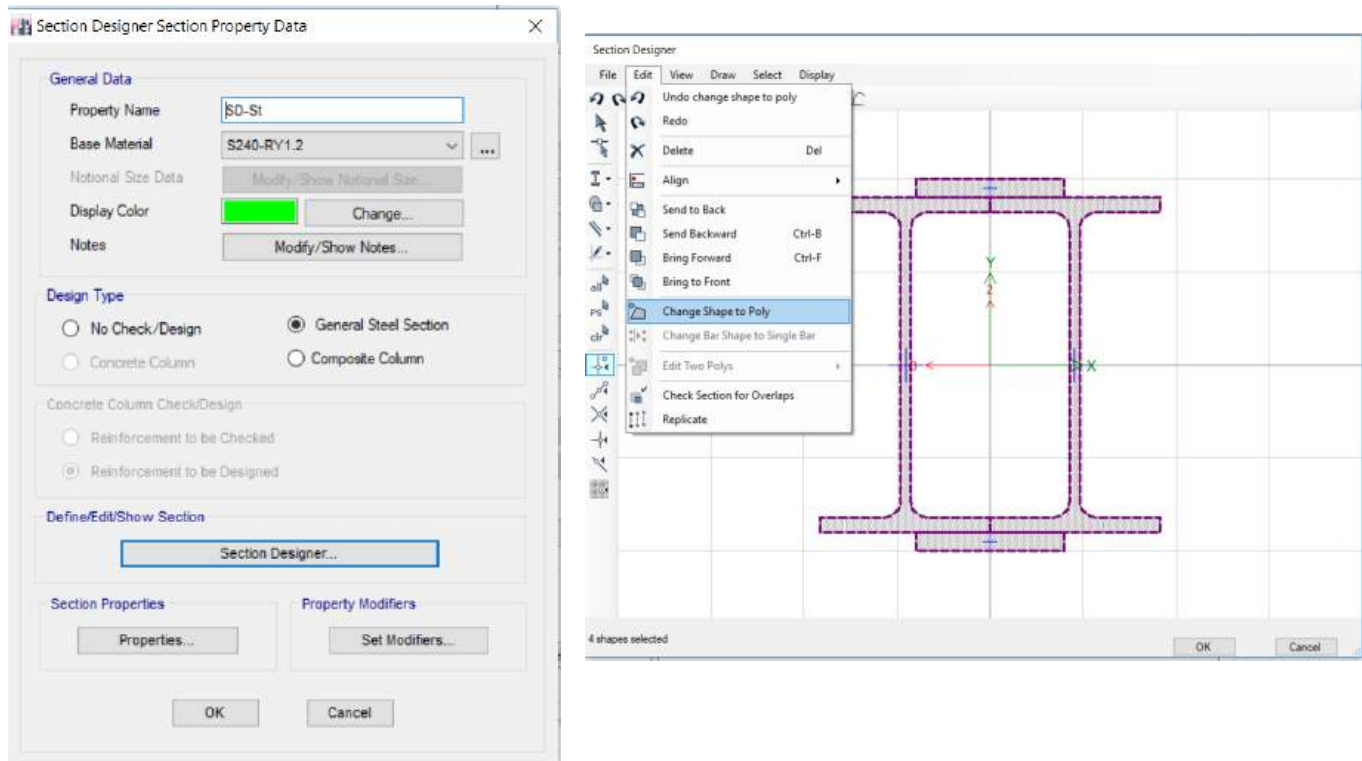
Axial Force, P (Tension Positive): 0 kN
Angle: 0 deg

Show Table...

Done

❖ تعریف مقطع فولادی دلخواه:

برای تعریف مقاطع فولادی که از اشکال مرسوم (مانند I شکل یا باکس) پیروی نمی‌کنند و یا مقطعی که از دو یا چند پروفیل نورد شده ساخته شده‌اند، می‌توان از محیط SD استفاده کرد. توجه شود در برخی از ورژن‌های نرم‌افزار ایتبس لازم است بعد از رسم شکل مقطع به Poly تغییر یابد تا محاسبه مشخصات مقطع به درستی انجام شود.

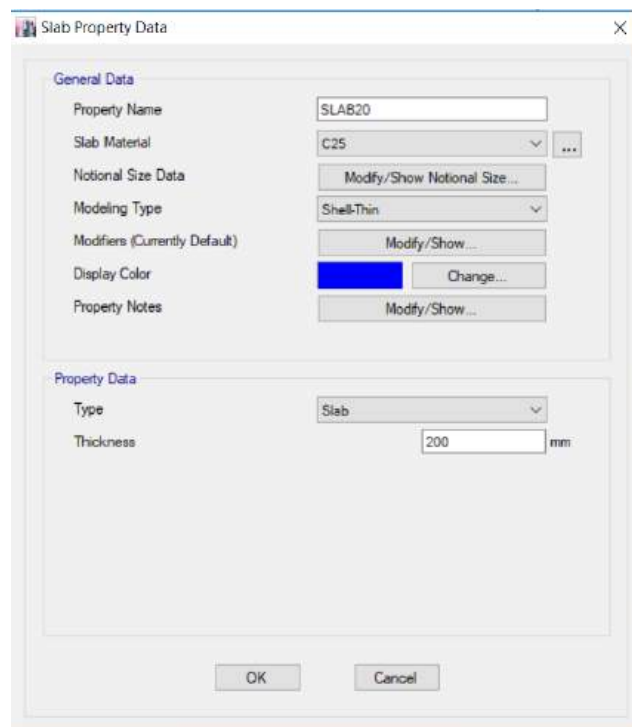
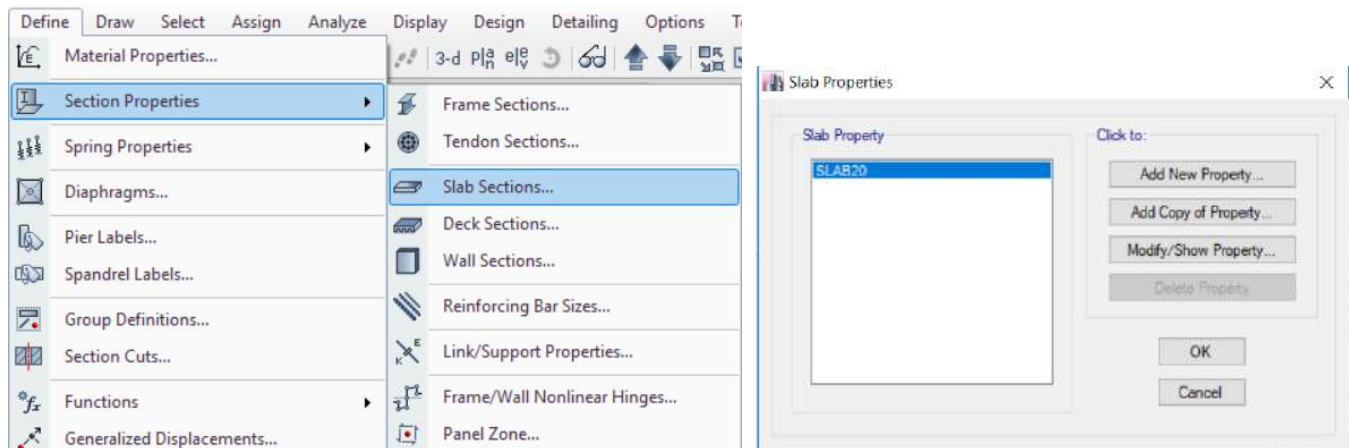


نکته مهم: در صورتی که مقاطع فولادی در SD تعریف شوند، نرم‌افزار ایتبس فشردگی اجزای مقطع را کنترل نخواهد نمود و مقطع را به صورت غیرفشرده لرزه‌ای در نظر خواهد گرفت. در نتیجه در صورتی که مجبور به استفاده از SD باشیم لازم است با تعریف مشخصات مقطع به صورت فایل XML آن را فراخوانی نماییم. برای این منظور می‌توان به صورت زیر عمل نمود:

- ساخت هندسه مقطع در SD و تعیین مشخصات آن
- تهیه یک کپی از فایل Euro.xml با نام دلخواه
- باز کردن فایل فوق توسط Notepad و تغییر مشخصات یکی از اعضای I شکل یا قوطی به مشخصات بدست آمده از SD
- توجه شود در طراحی برای برش، ایتبس به جای استفاده از AS2 و AS3، مساحت برشی را بر اساس ضخامت جان و بال مقطع تعیین می‌کند. بنابراین لازم است مقادیر D، BF، TF و TW به گونه‌ای محاسبه شوند که مساحت برشی مقطع (AS2 و AS3 بدست آمده از SD) را تأمین نمایند.
- در مرحله بعد فایل ایجاد شده در قسمت Import new properties فراخوانی شده و مقطع مورد نظر به لیست مقاطع اضافه می‌گردد.

۲-۷- تعریف مقطع دال بتنی

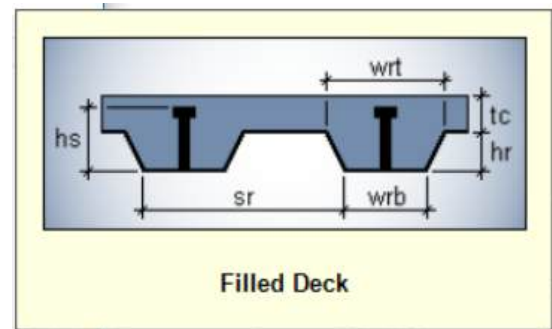
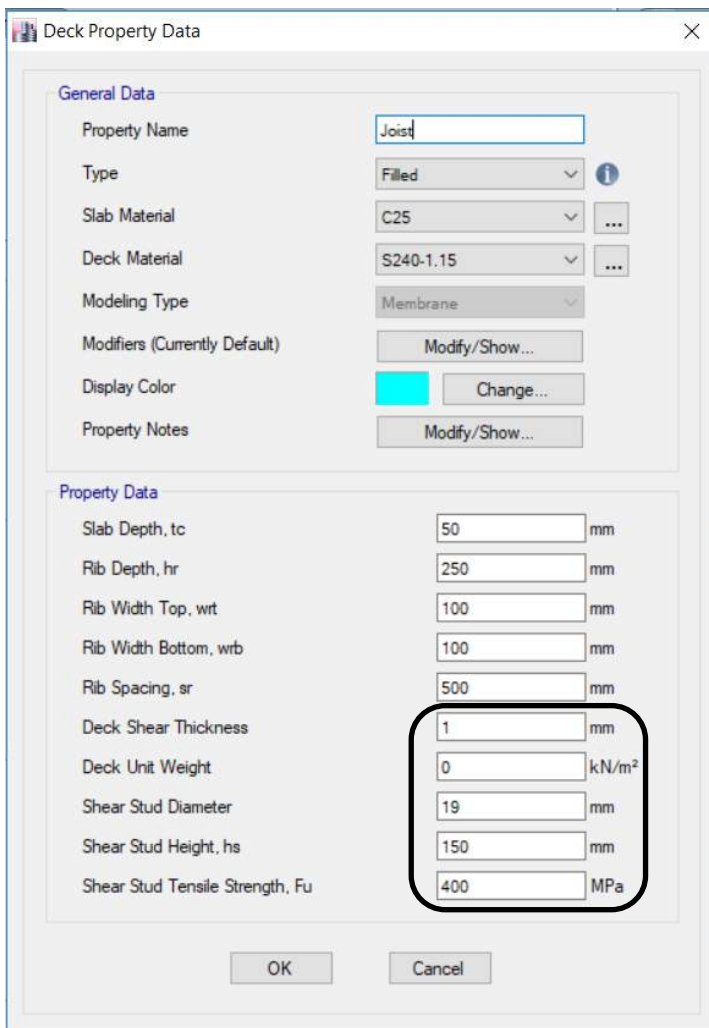
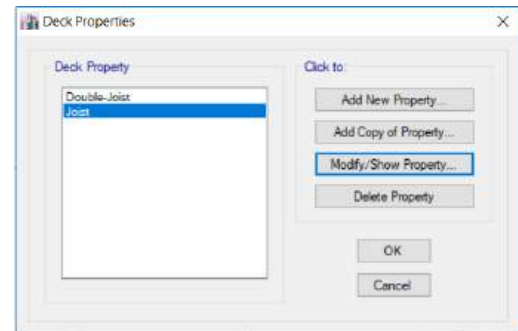
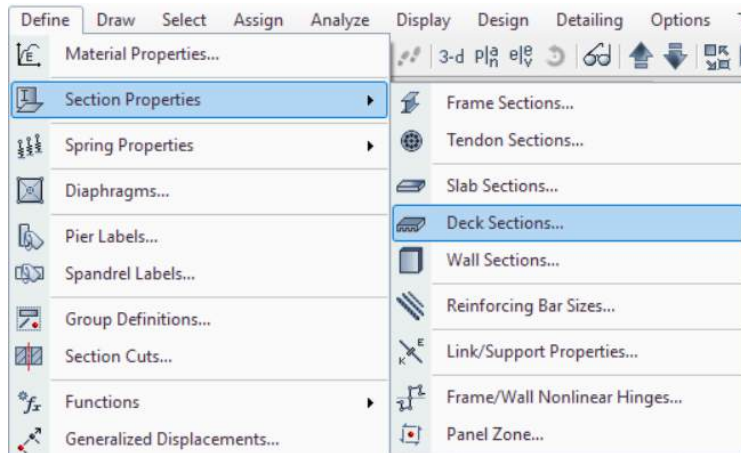
در گزینه بعدی از منوی Define با عنوان Slab Sections امکان تعریف مقاطع دال‌های بتنی وجود دارد.



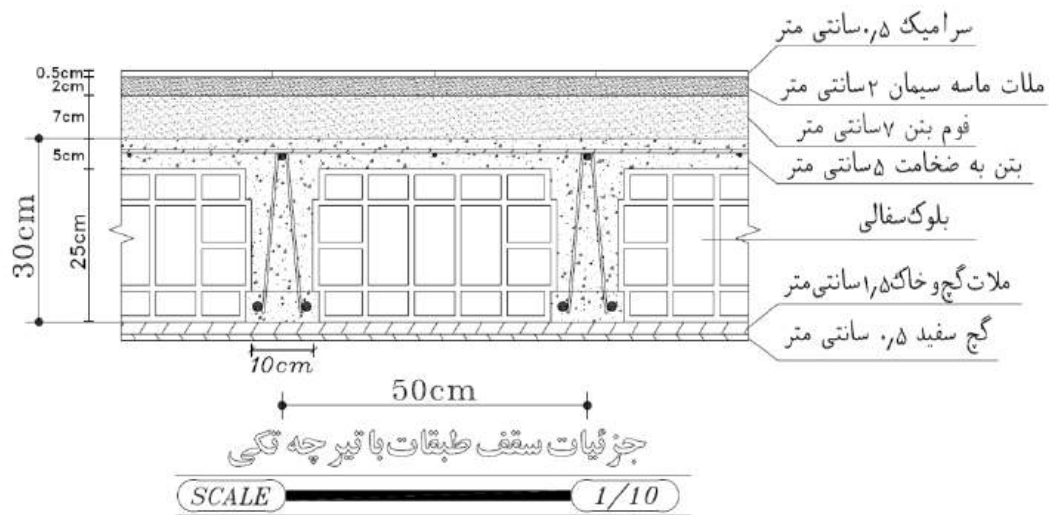
با انتخاب نوع مقطع به صورت Shell امکان تحمل لنگر خارج از صفحه در مقطع وجود خواهد داشت. این مقطع می‌تواند برای مدل‌سازی دال‌های طره (بالکن‌ها) و یا سقف‌های از نوع دال تخت به کار رود. همچنین با توجه به متن آیین‌نامه رفتار دال‌هایی که ضخامت آنها کمتر از 1/10 عرض مقطع است به صورت Shell-Thin خواهد بود (برای نمونه دال‌ها و دیوارها). تفاوت مقطع Thin و Thick در محاسبه تغییرشکل ناشی از برش خارج از صفحه می‌باشد که این مورد تنها در حالت Thick در نظر گرفته می‌شود (برای نمونه شالوده‌ها). پس از تعریف مقطع مورد نظر امکان استفاده از آن در رسم مدل سازه وجود خواهد داشت که در بخش مربوطه بررسی خواهد گردید. مشابه قبل ضرایب مورد نظر برای مشخصات مقطع در این بخش اعمال نمی‌شود.

۲-۸- تعریف سقف تیرچه بلوک

برای در نظرگیری سختی و همچنین وزن سقف‌های تیرچه بلوک یا تیرچه یونولیت بایستی این سقف‌ها به درستی در نرم‌افزار ایتبس مدل شوند. برای این منظور می‌توان از گزینه Deck Sections از نوع Filled Deck استفاده کرد. البته ایتبس قادر به طراحی تیرچه‌ها نیست و لازم است تیرچه‌ها به طور جداگانه طراحی شوند.



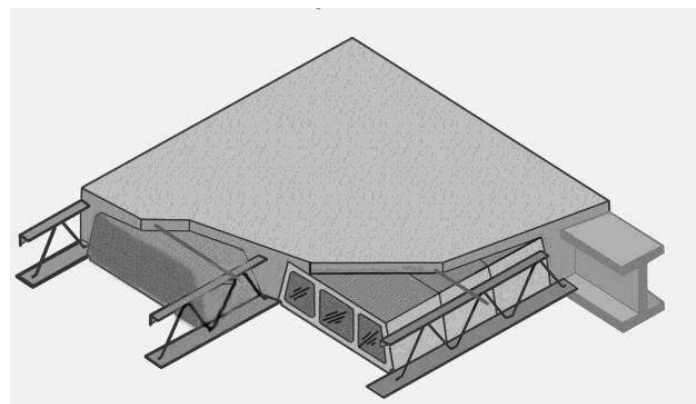
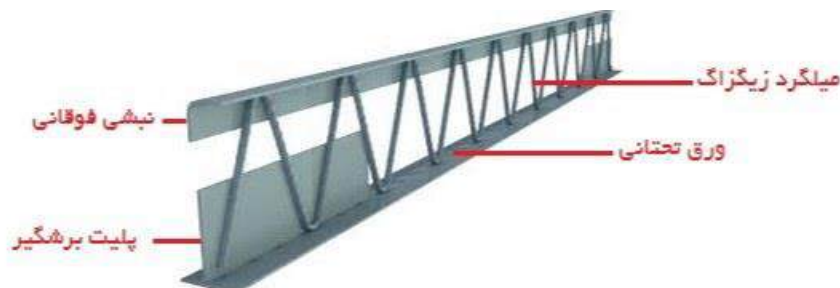
تنها رفتار ممکن برای این مدل، رفتار Membrane است که برای مدل‌سازی رفتار غشایی به کار می‌رود و المان سختی خارج از صفحه نخواهد داشت. در نتیجه لبه‌های کناری سطح به صورت مفصلی بوده و لنگر پیچشی به تیرهای کناری منتقل نخواهد شد. مدل‌سازی سقف تیرچه تنها برای توزیع بارهای سطحی (یکطرفه) و تعیین دقیق وزن بتن و همچنین تعیین سختی داخل صفحه خواهد بود. ایتبس برای محاسبه‌ی این سختی فقط ضخامت قسمت بالایی دال (t_c) را در نظر می‌گیرد. با توجه به عدم وجود عرشه فولادی و گلمیخ در سیستم تیرچه می‌توان از اعداد نشان داده شده برای پارامترهای داخل کادر استفاده کرد.



با تعریف سقف تیرچه به صورت Deck، ایتبس وزن قسمت بتنی را در نظر خواهد گرفت ولی وزن واحد سطح سایر ملحقات از جمله سفال، کفسازی و نازک کاری باید به صورت مجزا به صورت بار مرده اعمال گردد. در صورت استفاده از یونولیت به جای سفال احتمالاً فاصله تیرچه‌ها تغییر یابد و همچنین اگر از تیرچه دبل یا تیرچه با عمق بیشتر برای کنترل خیز استفاده شود، لازم است تغییرات لازم در تنظیمات مقطع اعمال شود. طراحی و کنترل خیز تیرچه در بخش دیگری به صورت مجزا آورده شده است.

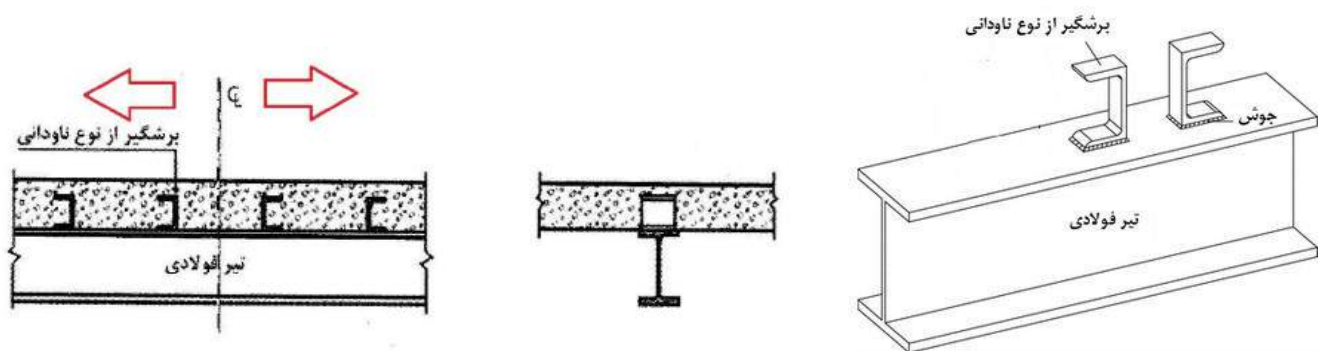
۲-۹- تعریف سقف کرومیت

سقف کرومیت همانند سقف تیرچه بلوک معمولی است و تنها تفاوت آن در این است که تیرچه تماماً فلزی است. بنابراین نحوه مدل‌سازی آن در ایتبس دقیقاً مشابه تیرچه بلوک معمولی در بخش قبل خواهد بود.

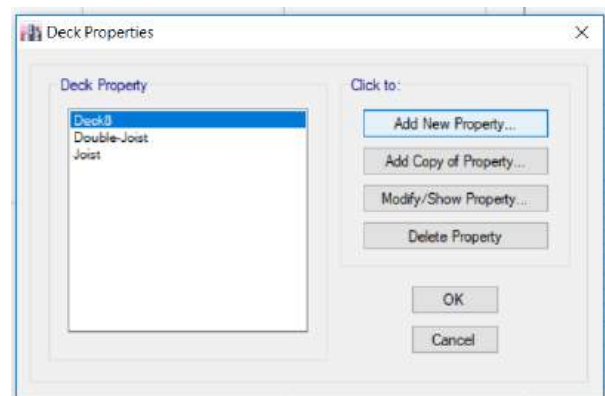
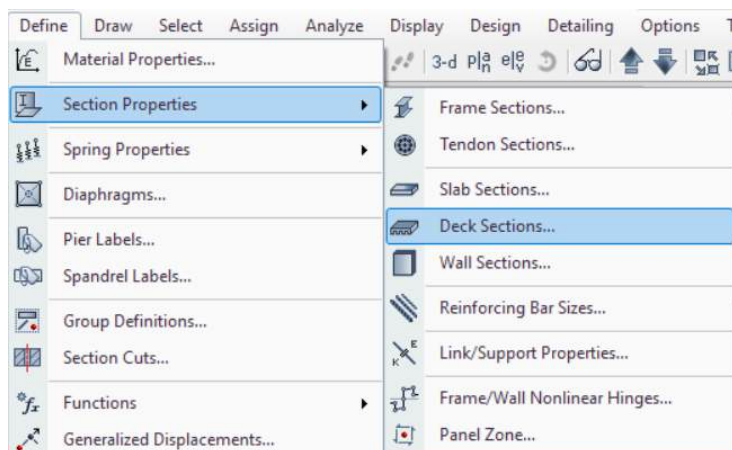


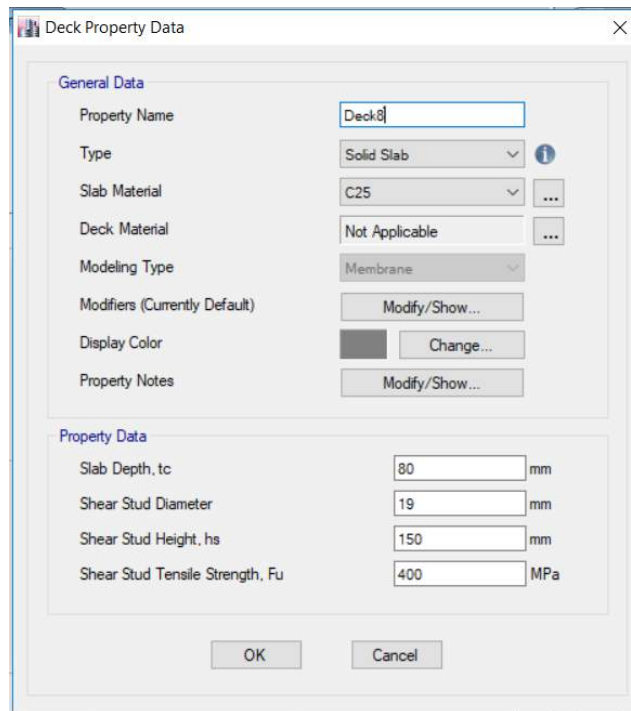
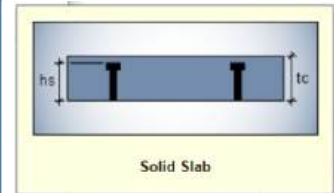
۲-۱۰- تعریف سقف کامپوزیت

یکی از سقف‌های متداول در سازه‌های فولادی سقف‌های کامپوزیت است. در سقف کامپوزیت بال بالایی تیرها توسط برشگیرها به دال بتنی متصل گشته و به صورت یکپارچه عمل می‌کنند. سقف‌های کامپوزیت معمولاً از تیرهای فرعی، برش گیرها از نوع نادانی یا گلمیخ، شبکه میلگردهای حرارتی و دال بتنی تشکیل می‌شوند و برای قالب‌بندی از تخته‌کوبی استفاده می‌شود که تیرهای فرعی به عنوان تکیه‌گاه قالب‌ها عمل می‌کنند. عملکرد یکپارچه فولاد و بتن (بتن تحت فشار و فولاد تحت کشش) باعث سختی و مقاومت بالای این نوع سقف می‌گردد. فواصل تیرهای فرعی معمولاً در حدود ۱/۲ متر در نظر گرفته می‌شود.

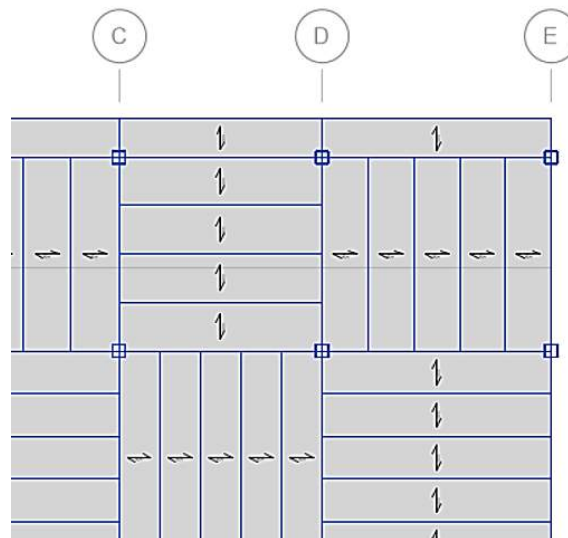


برای مدل‌سازی سقف کامپوزیت در نرم‌افزار ایتبس لازم است تیرهای فرعی به صورت تیرهای دوسر مفصل تعریف شده و قسمت دال بتنی در قسمت Deck Sections به صورت زیر تعریف شود.



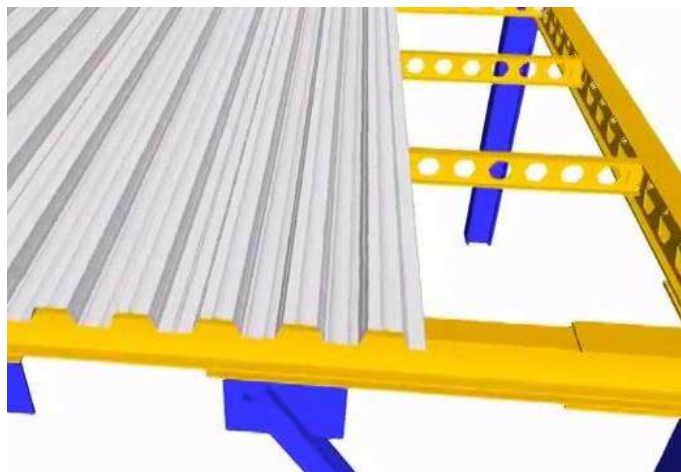
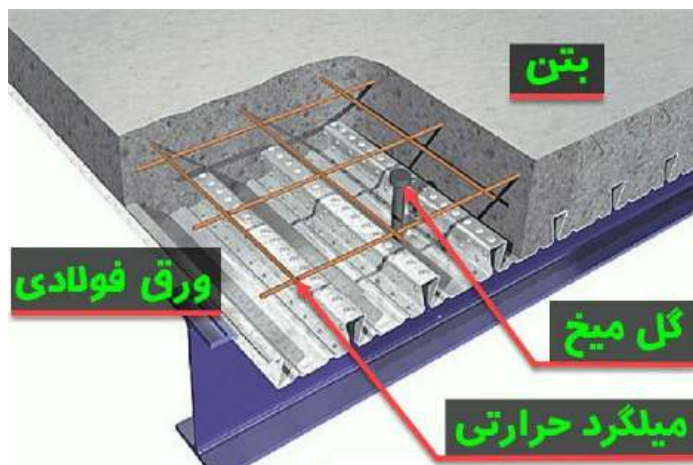



همانگونه که ملاحظه می‌شود این دال بتنی از نوع Membrane تعریف می‌شود و عملکرد آن به صورت در صفحه خواهد بود. همچنین لازم است جهت انتقال بارها در راستای کوتاه‌تر قرار گیرد. ضخامت دال بتنی معمولاً ۸ یا ۱۰ سانتیمتر است و در این قسمت نیازی به تعریف دقیق برشگیرها نیست.

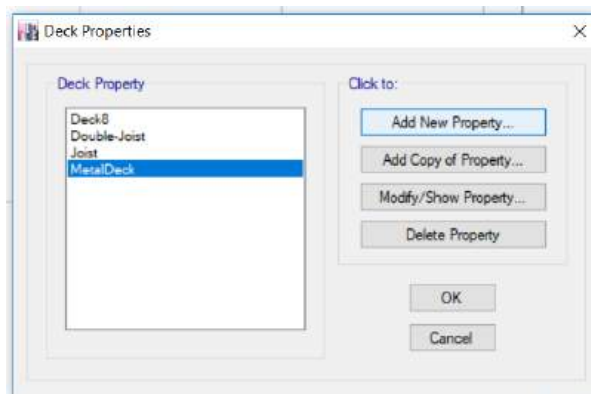
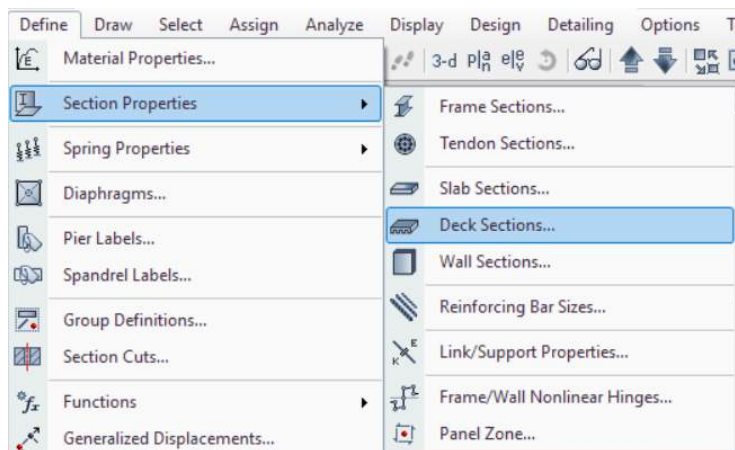


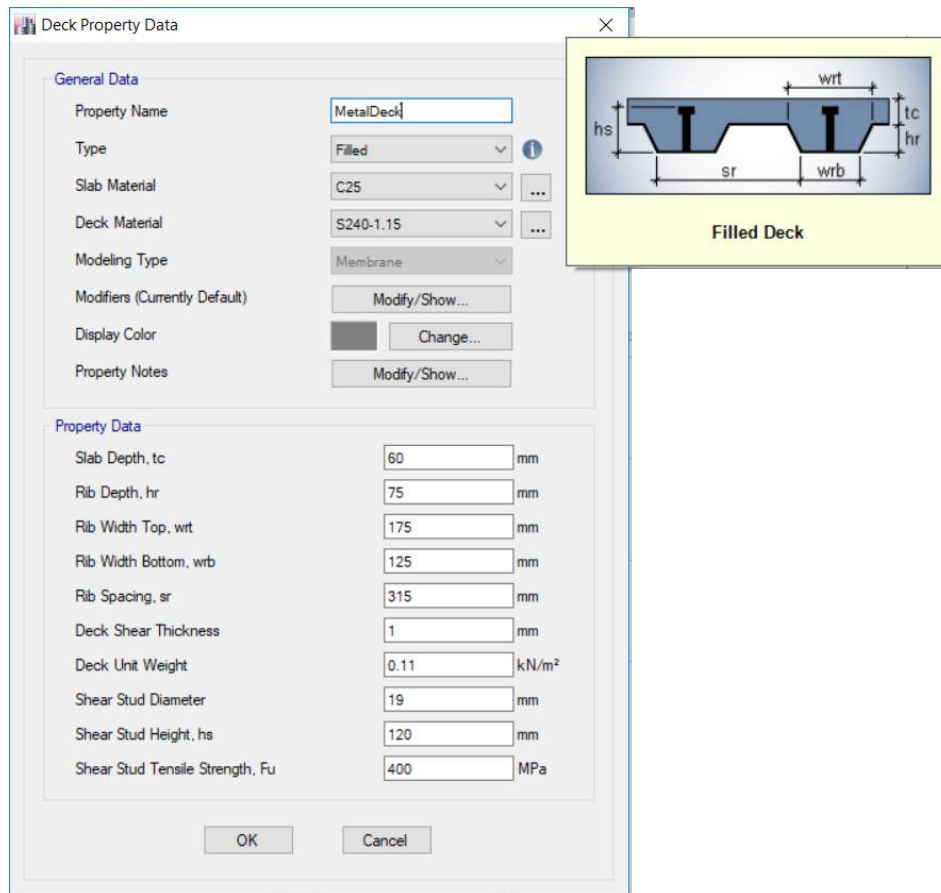
۲-۱۱- تعریف سقف عرشه فولادی (متال دک)

سقف عرشه فولادی نیز در سازه‌های فولادی کاربرد زیادی دارد که در آن ورق گالوانیزه دوزنقه‌ای شکل آجدار هم به عنوان قالب بتن‌ریزی عمل می‌نماید و همچنین با باقی ماندن در سقف نقش سازه‌ای ایفا می‌کند. فاصله تیرهای فرعی در این نوع سقف می‌تواند در حدود ۲ متر نیز افزایش یابد.



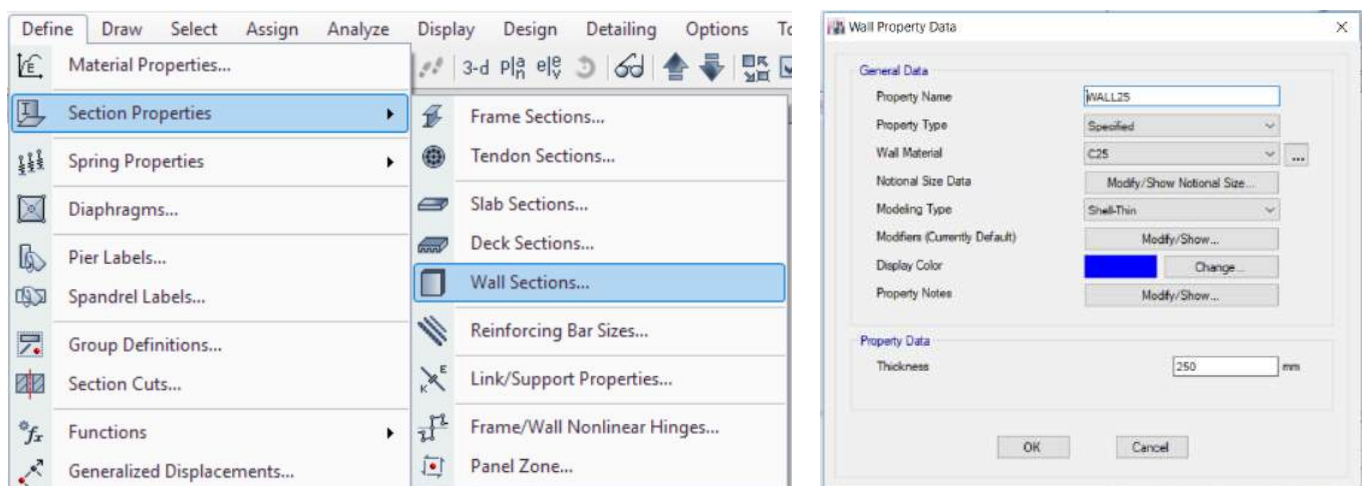
در مدل‌سازی این نوع سقف نیز لازم است تیرهای فرعی به صورت تیرهای دوسر مفصل مدل شده و دال بتنی بر روی ورق موجدار به صورت زیر تعریف شود.





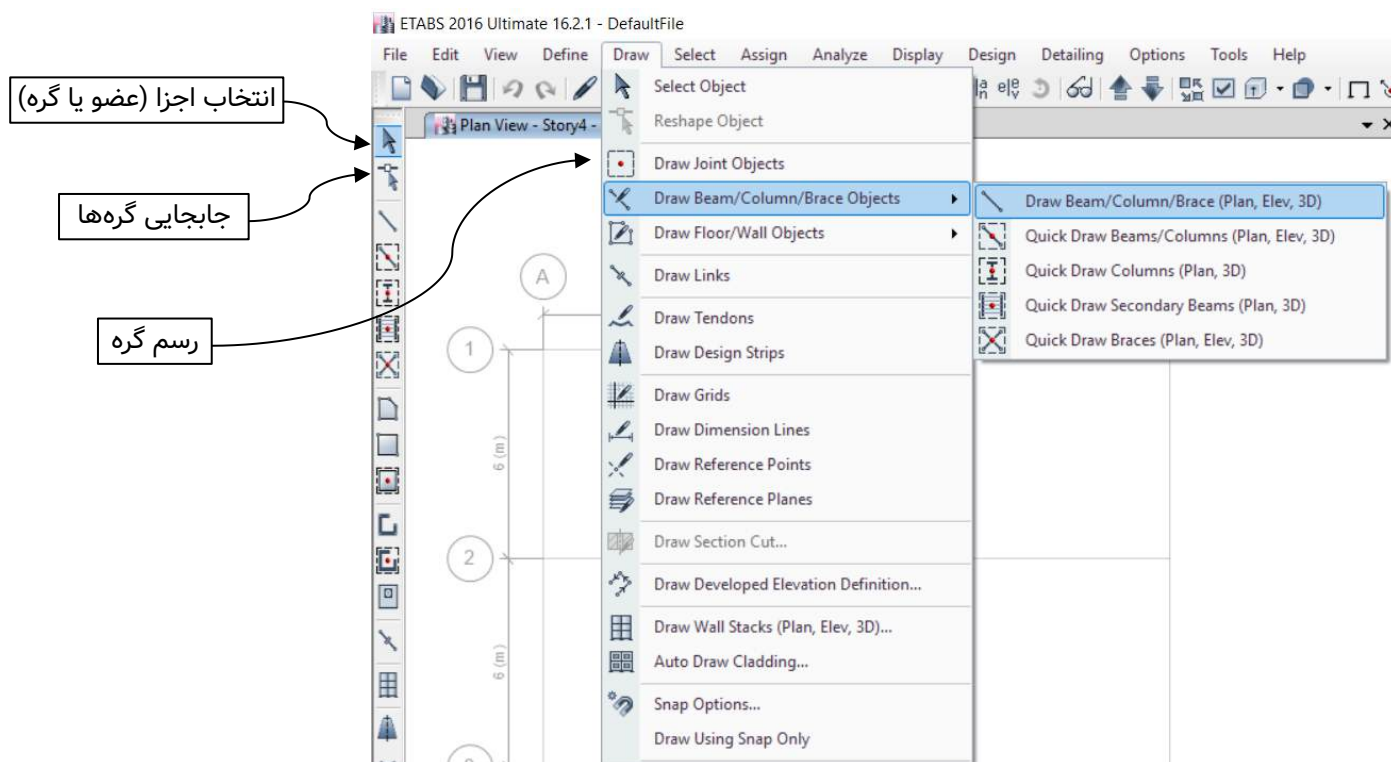
۲-۱۲- تعریف مقطع دیوار

برای در نظرگیری سختی و وزن المان‌های دیوار (برشی یا حائل) لازم است در مدل سازه رسم گردند. برای تعریف مقطع دیوارها می‌توان از گزینه‌ی Wall Sections استفاده کرد. همانگونه که گفته شد دیوارها نمونه‌ای از المان‌های Shell-Thin هستند.

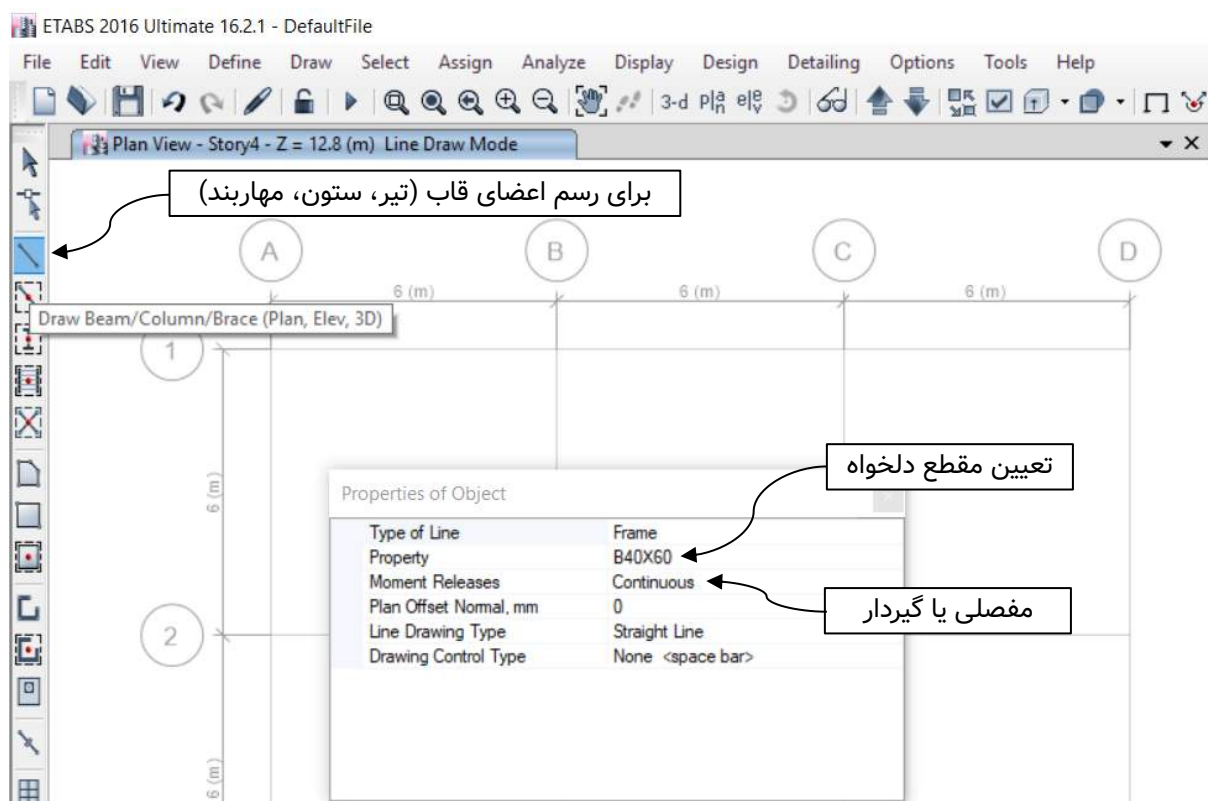


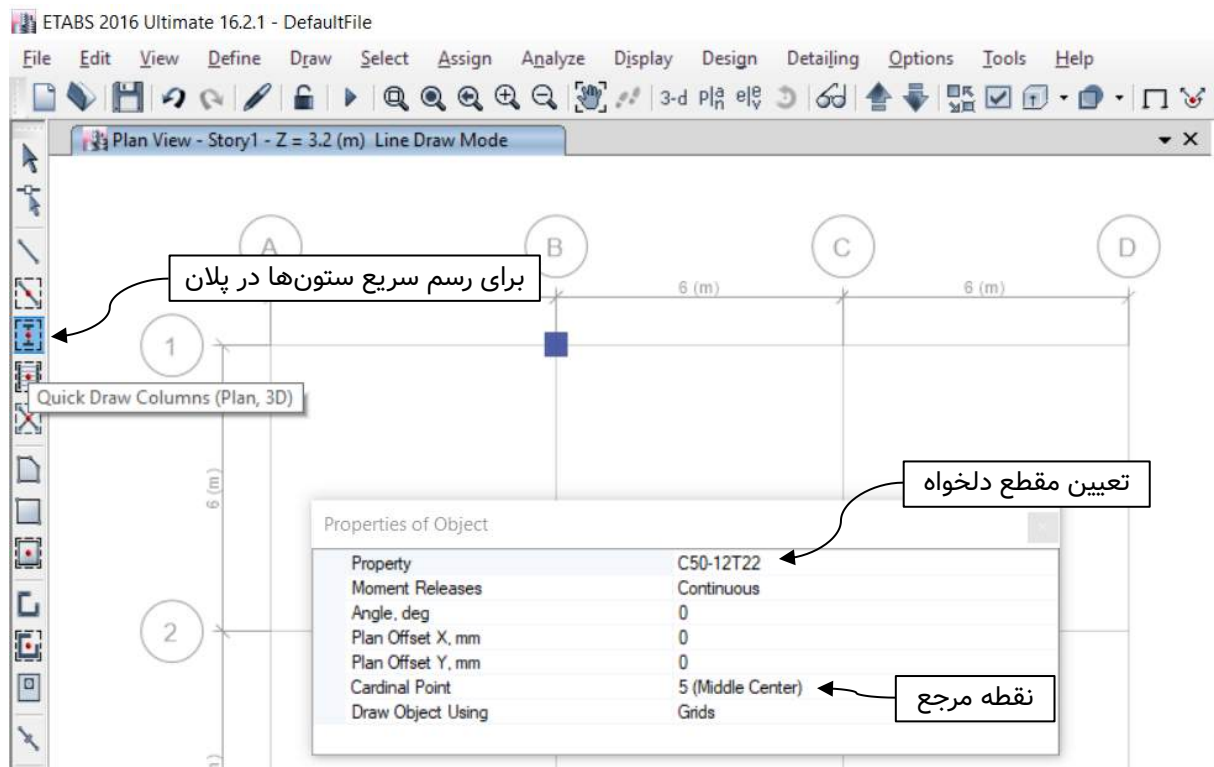
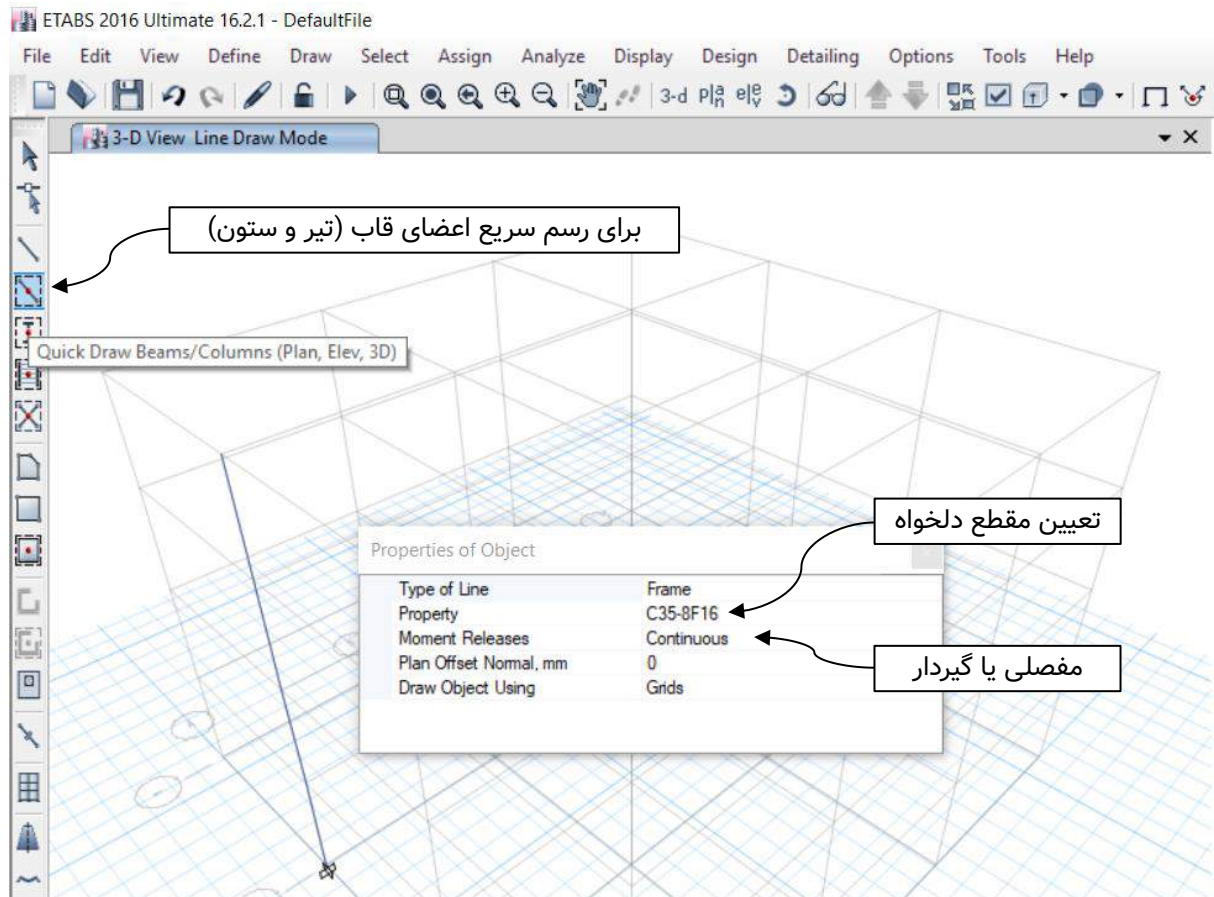
فصل ۳. ترسیم مدل سازه

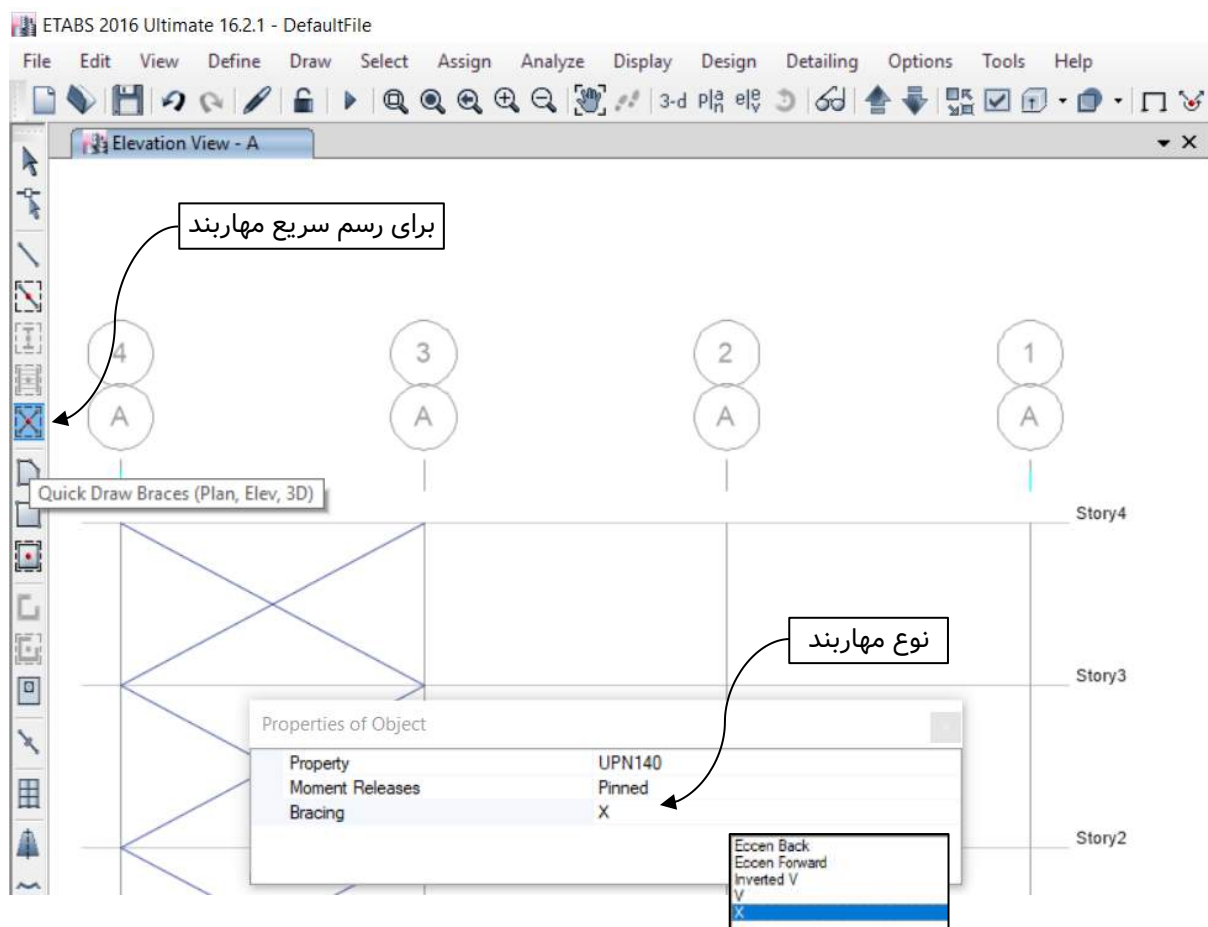
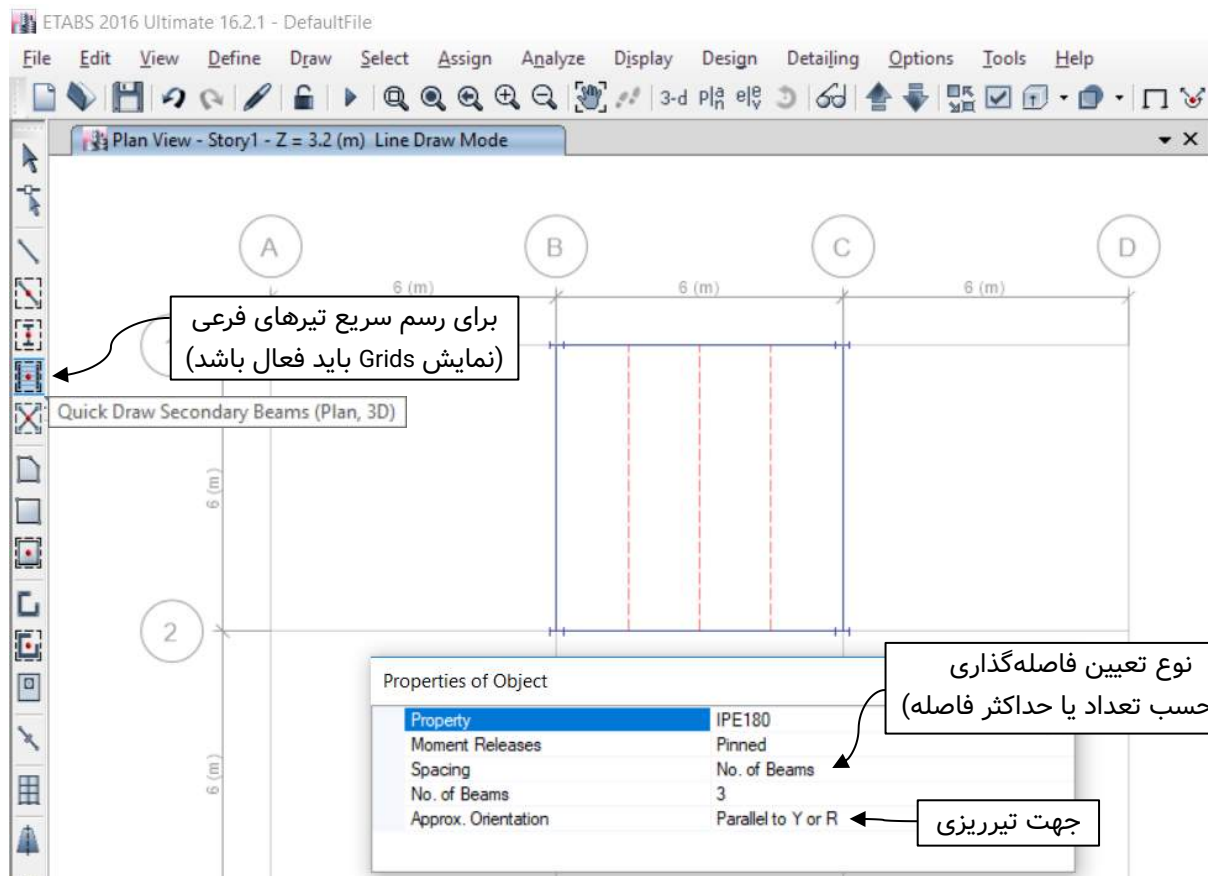
پس از تعریف مشخصات اولیه‌ی اجزا، لازم است مدل سازه ترسیم گردد. اغلب دستورات مربوط به ترسیم مدل در منوی Draw قرار دارند و همچنین با توجه به استفاده‌ی مکرر از دستورات این منو، کلیدهای میانبر در کنار صفحه اصلی ایس قرار داده شده‌اند. البته این کلیدها بر اساس سلیقه‌ی کاربر قابل تغییر و شخصی‌سازی هستند.



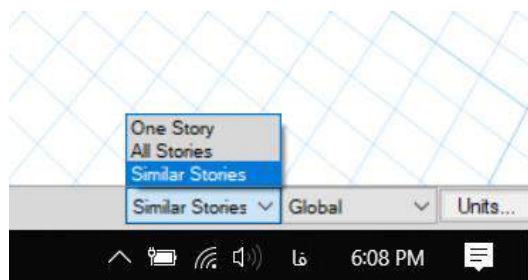
۳-۱- رسم اعضای قاب





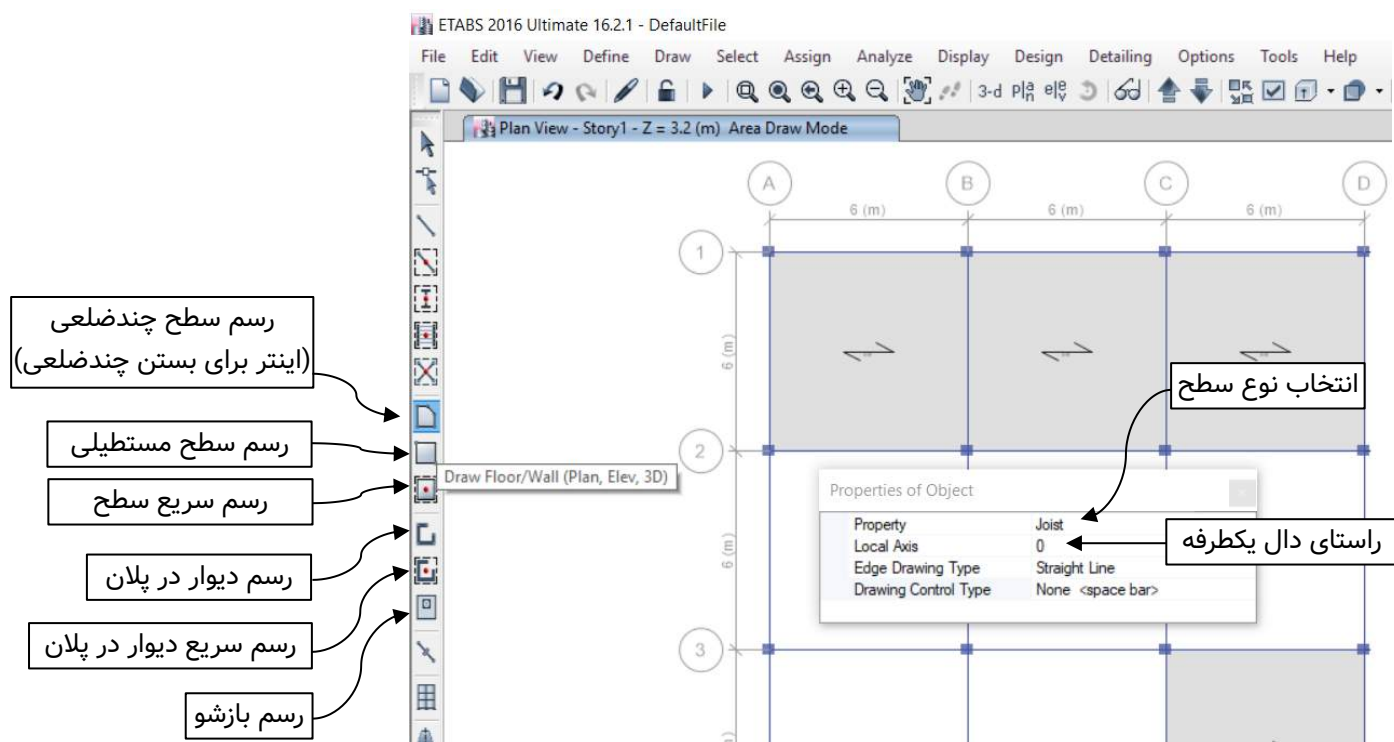
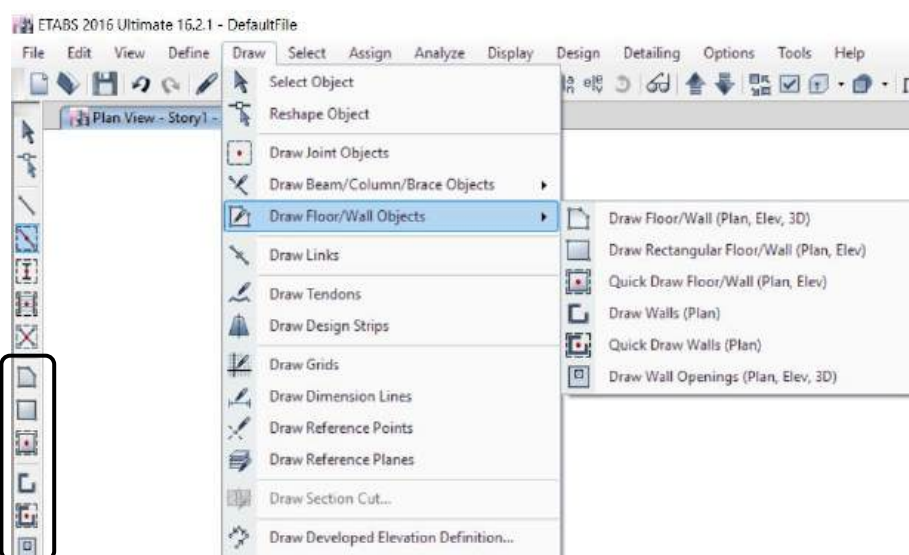


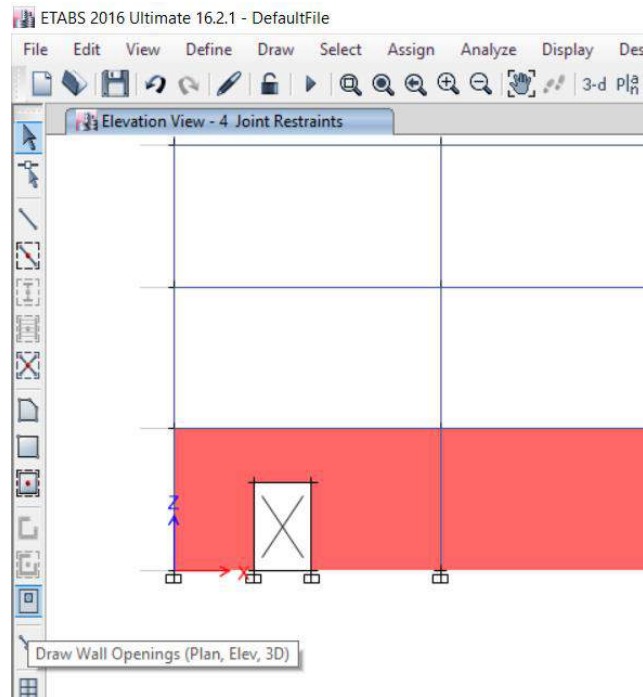
مطابق شکل با انتخاب Similar Stories در هنگام رسم، اجزای رسم شده در کل طبقات مشابه تکرار می‌شوند و نیازی به رسم مجدد آنها در طبقات دیگر نخواهد بود. البته تغییرات لازم در هر طبقه را می‌توان با انتخاب One Story اعمال کرد.



۳-۲- رسم المان‌های سطحی

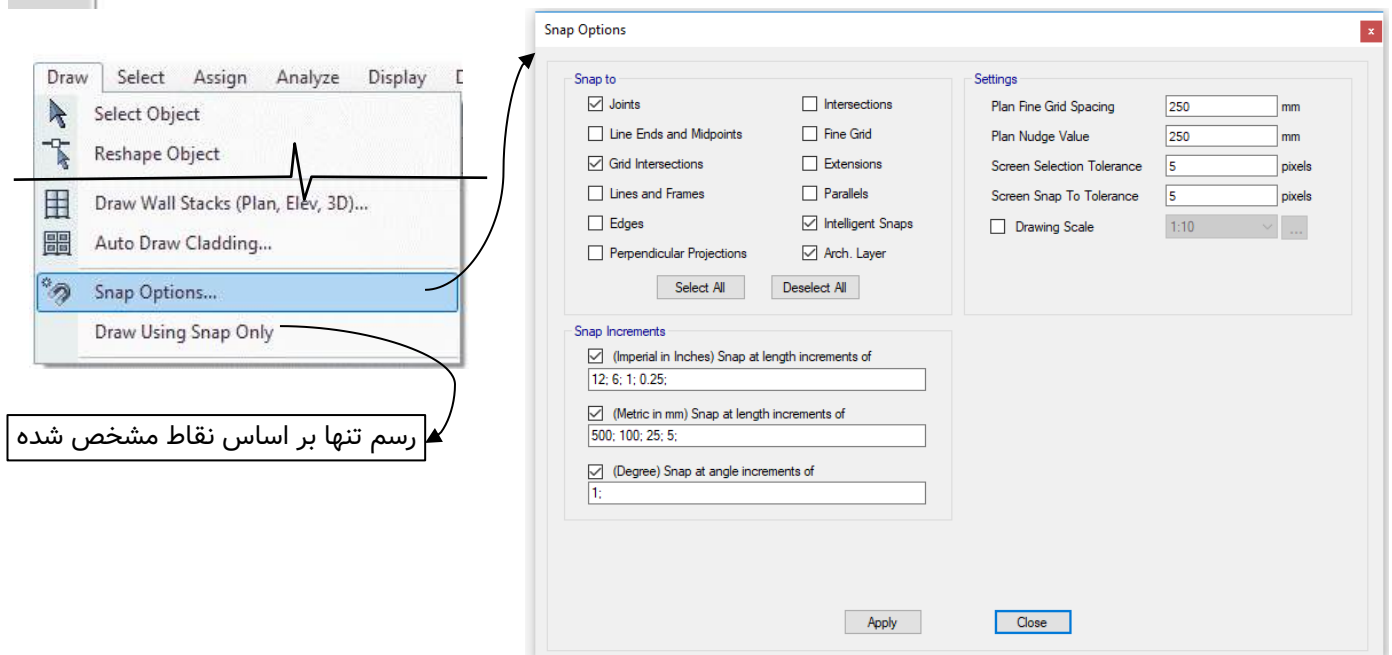
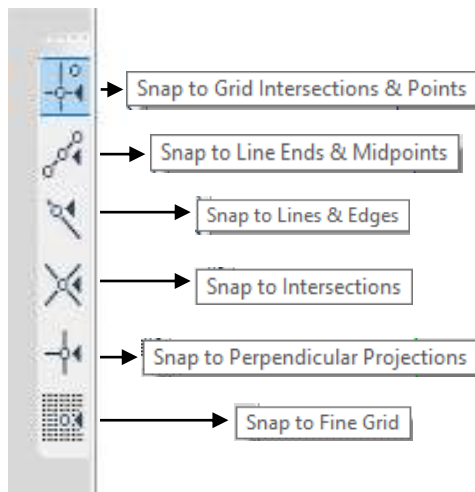
از ابزارهای نشان داده شده می‌توان برای رسم کف‌ها و دیوارها استفاده کرد. نوع نمایش (Plan, Elev, 3D) مورد نیاز در حین رسم هرکدام از گزینه‌ها در مقابل نام ابزار نوشته شده است.





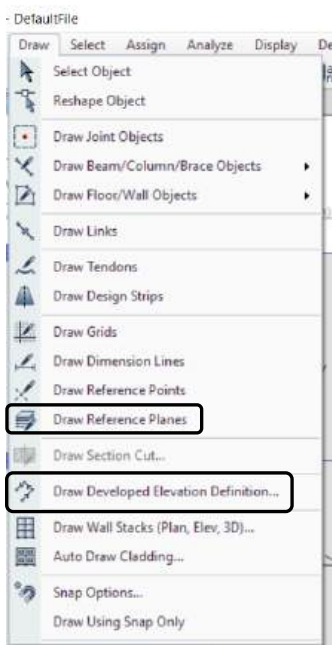
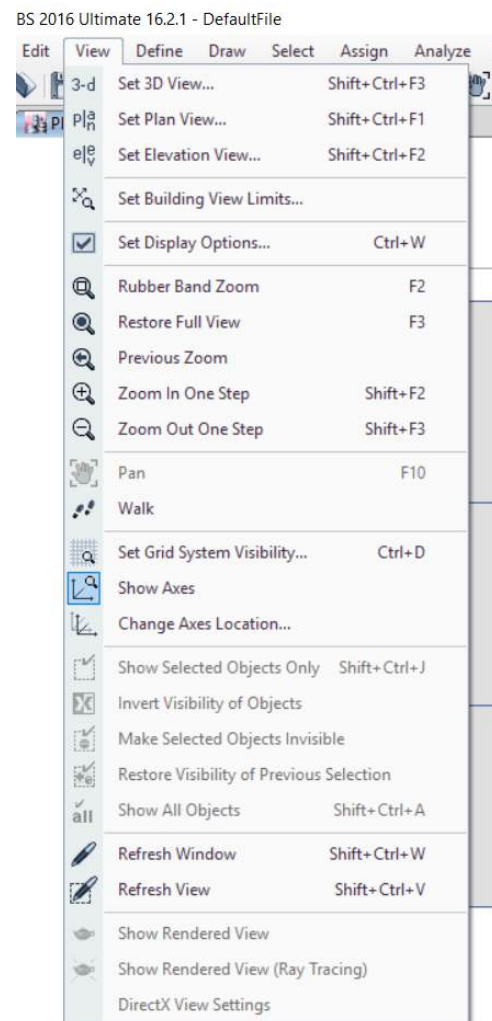
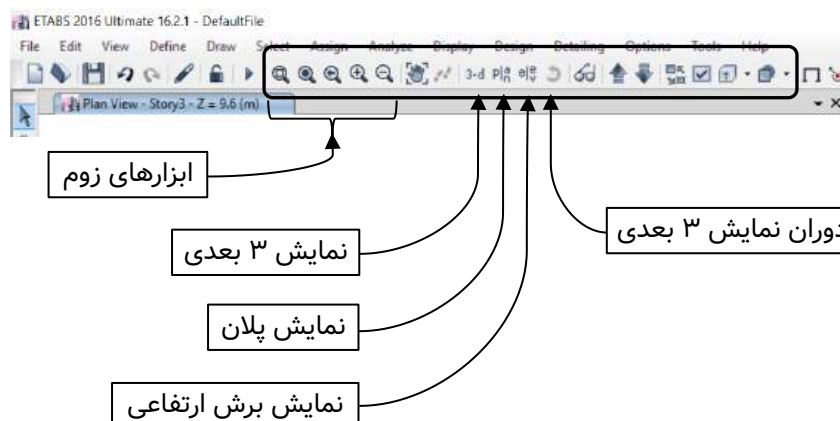
۳-۳- گزینه Snap

برای انتخاب دقیق نقاط مشخصی که در مدل سازه وجود دارند، امکانی به نام Snap در ایتبس وجود دارد. با استفاده از این امکان با نزدیک شدن ماوس به نقاط شناخته شده (مانند گره‌های انتهایی اعضا یا ...) این نقاط پررنگ شده و با کلیک در نزدیکی آنها به جای انتخاب محل دقیق ماوس این نقاط انتخاب می‌شوند. در برخی مواقع که نقاطی نزدیک به هم بوده و قصد ما انتخاب نقطه‌ی دیگری باشد ممکن است این امکان ایجاد مزاحمت کند و نیاز به خاموش کردن آن باشد. همچنین نقاط مشخصی که علاقه‌مند به استفاده از امکان Snap برای آنها هستیم قابل تعیین است.

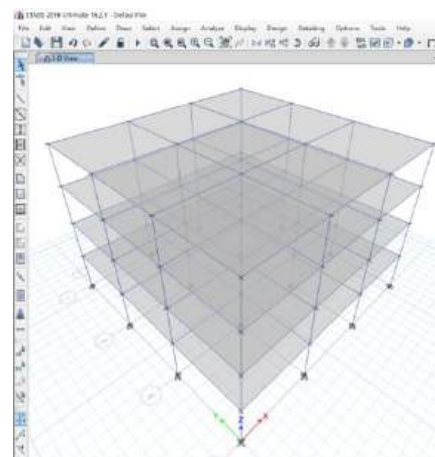
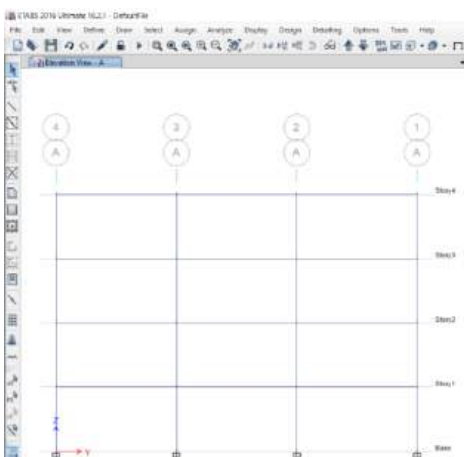
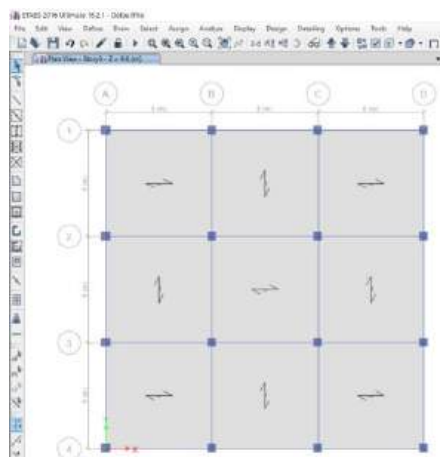


۳-۴- تغییر نمایش سازه

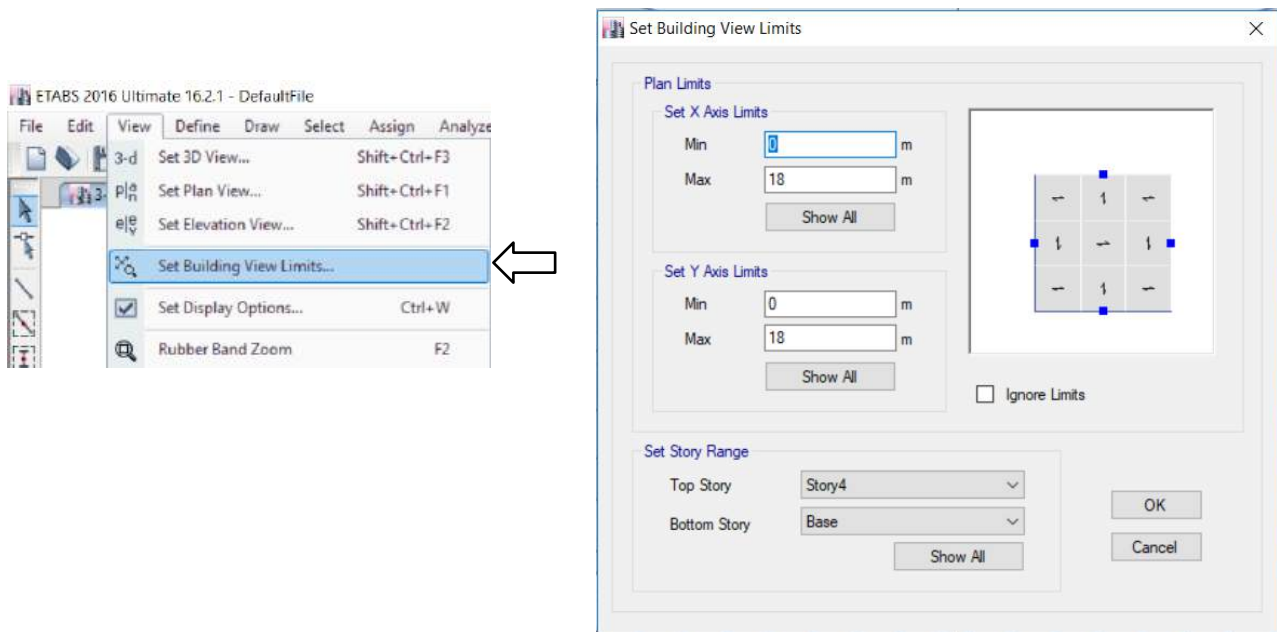
با استفاده از گزینه‌های موجود در منوی View و همچنین کلیدهای میانبر متناظر موجود در صفحه ایتبس می‌توان برای نمایش مناسب سازه استفاده کرد.



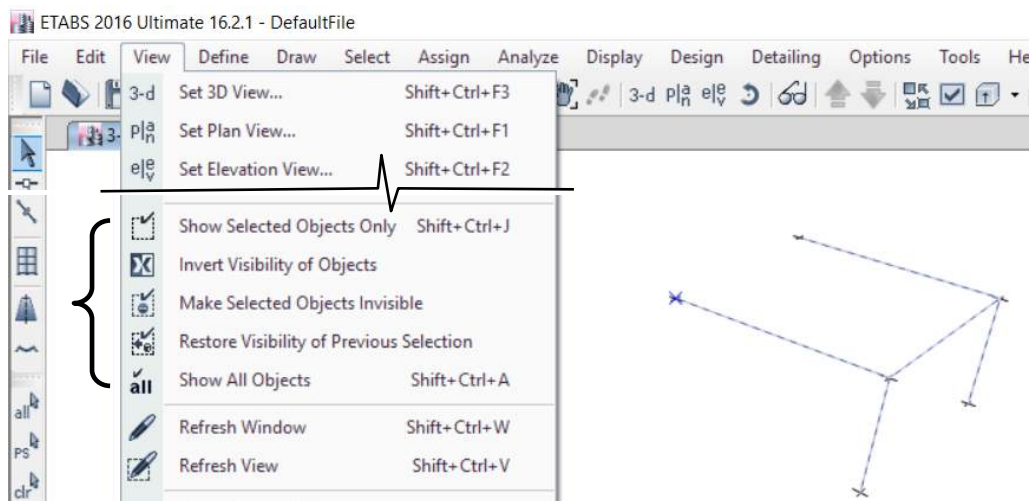
با انتخاب هریک از حالات فوق نمایش سازه به صورت‌های زیر تغییر می‌یابد. نمایش پلان‌ها بر اساس طبقات یا ترازهای مرجع (Reference Plane) تعریف شده و برش‌های ارتفاعی بر اساس محورهای (Grid) و یا برش‌های تعریف شده انجام می‌پذیرد. برای تعریف تراز مرجع و برش دلخواه از گزینه‌های موجود در منوی Draw استفاده می‌شود.



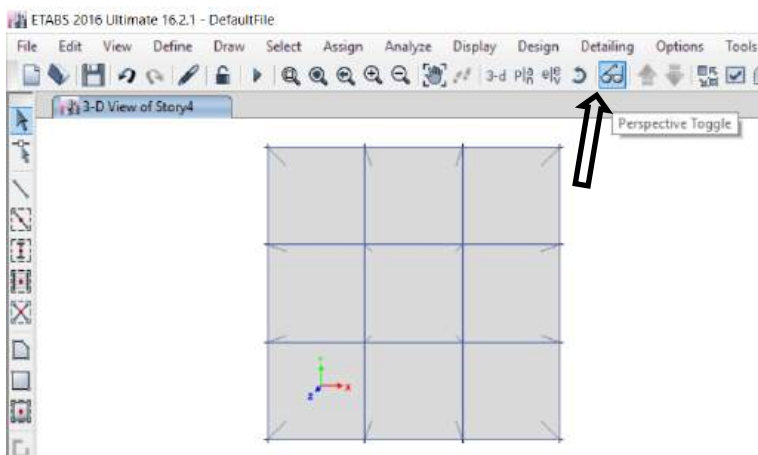
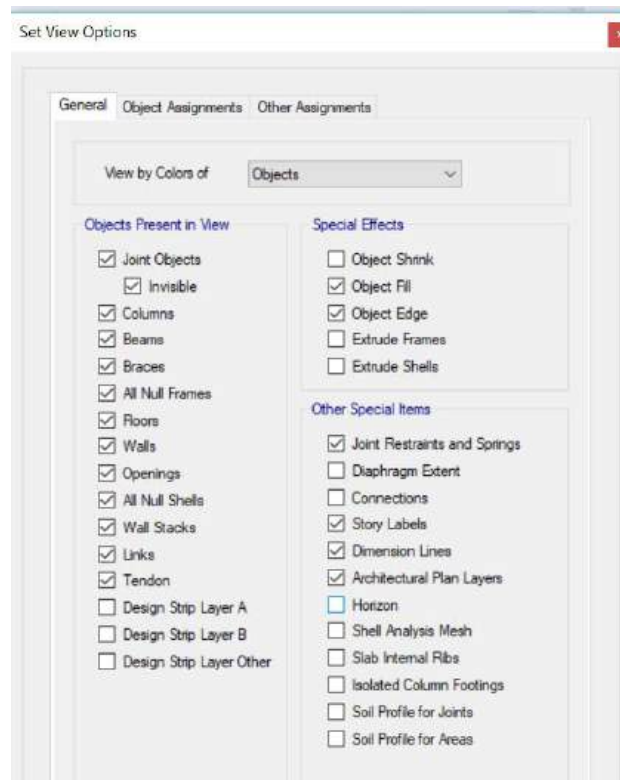
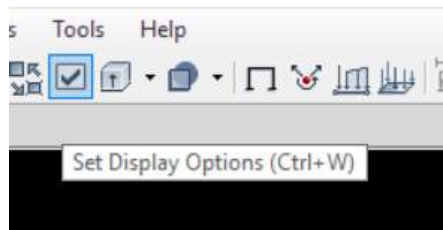
با استفاده از گزینه‌ی زیر می‌توان تنها بخش دلخواهی از سازه را به نمایش درآورد.



همچنین برای نمایش المان‌های انتخاب شده می‌توان از گزینه‌های زیر استفاده کرد.

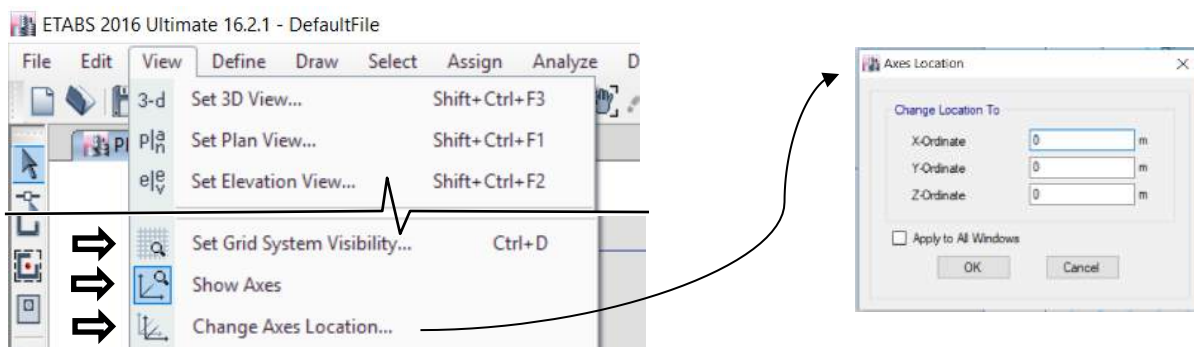


برای تعیین مشخصاتی از اجزای سازه که لازم است نمایش داده شود از گزینه‌ی زیر استفاده می‌شود.



از گزینه‌ی Perspective برای مشاهده المان‌هایی که پشت سرهم یا زیر هم قرار گرفته‌اند می‌توان استفاده نمود. برای مثال در نمایش پلان یک طبقه تنها مقطع ستون‌ها قابل مشاهده است. برای مشاهده‌ی بهتر کل طبقه می‌توان از این گزینه استفاده کرد.

معمولاً پس از رسم سازه و در مرحله طراحی دیگر نیازی به مشاهده محورها (Grids) و مبدأ دستگاه مختصات نیست و می‌توان آنها را از طریق گزینه‌های زیر خاموش نمود. همچنین می‌توان محل مبدأ مختصات را تغییر داد.



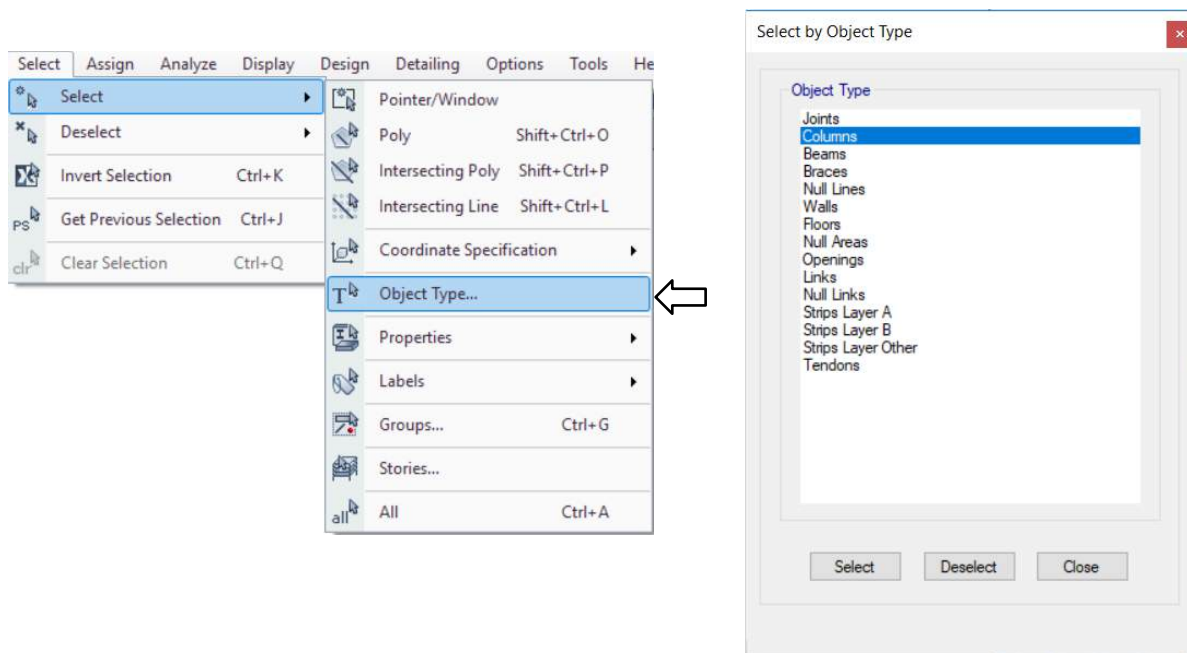
۳-۵- انتخاب اعضا

برای انتخاب اعضا می‌توان بر روی آنها کلیک نمود. برای خارج کردن اعضا از حالت انتخاب نیز از گزینه‌های موجود در صفحه اصلی ایتبس می‌توان استفاده کرد.

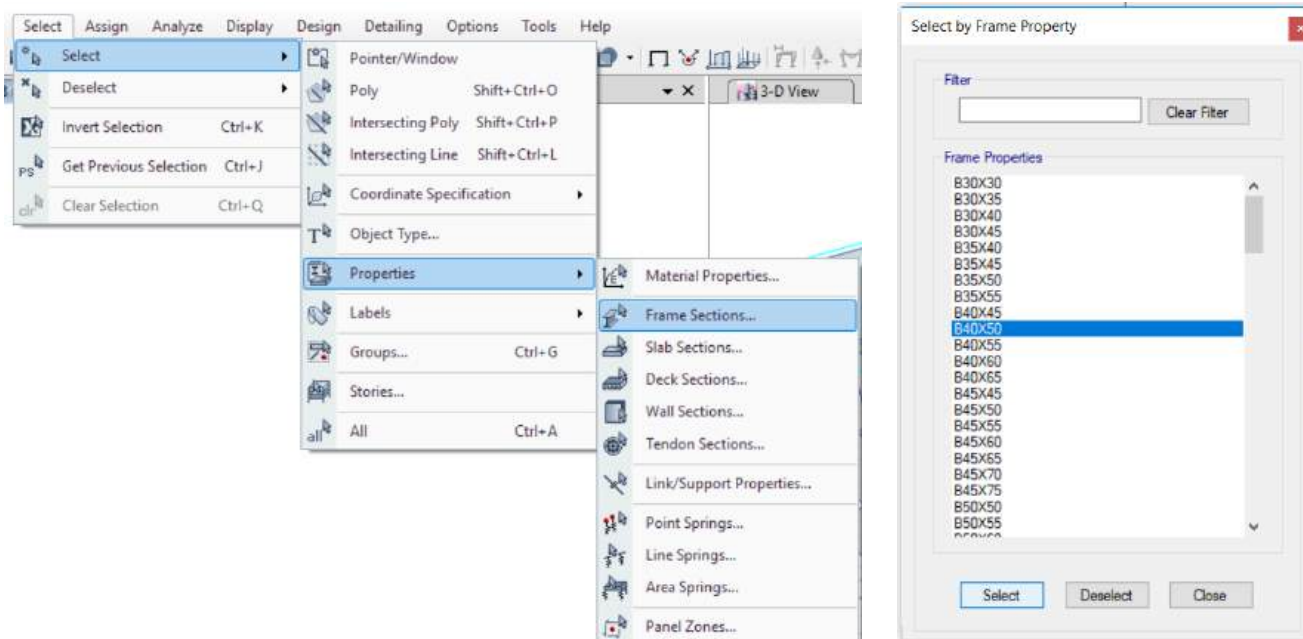


همچنین در منوی Select امکانات مناسبی برای انتخاب اعضا وجود دارد. برای مثال می‌توان بر اساس نوع عضو، مشخصات مقطع، طبقه و ... انتخاب را انجام داد. همین امکانات عیناً برای خارج کردن اعضا از حالت انتخاب نیز وجود دارند.

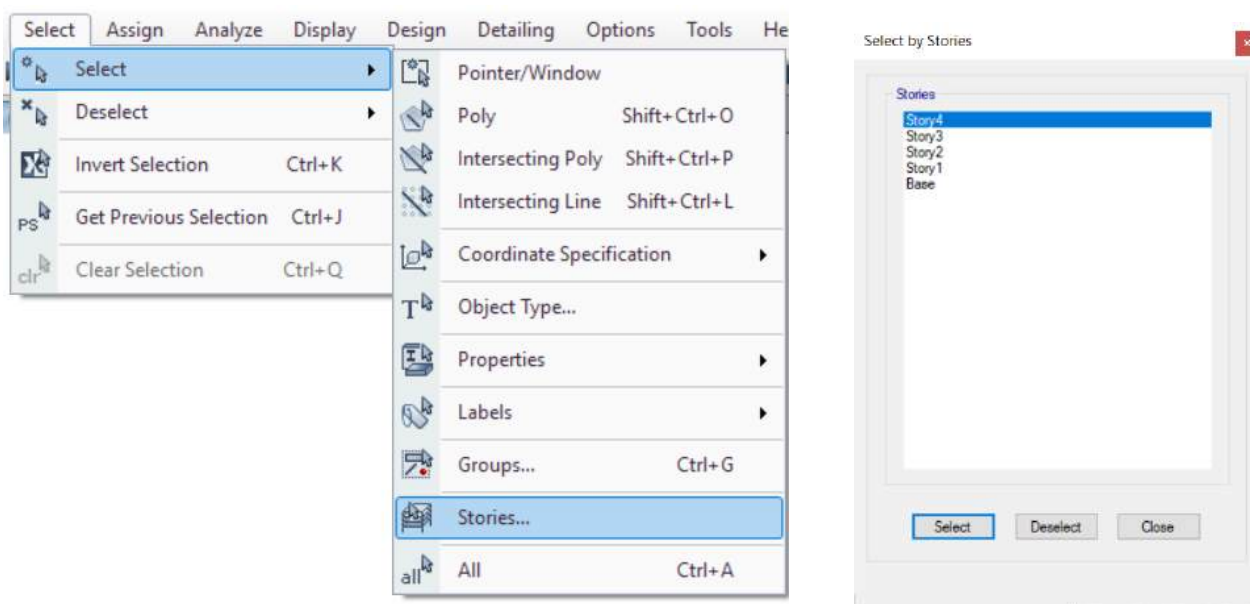
گزینه Object Type یکی از پر کاربردترین گزینه‌های انتخاب است که به عنوان مثال برای انتخاب تمام ستون‌ها می‌تواند استفاده شود.



همچنین برای انتخاب بر اساس مشخصات مقطع از گزینه‌ی Properties می‌توان استفاده نمود. برای مثال برای انتخاب تمام تیرهای با مقطع B40x50 از این گزینه استفاده می‌شود.

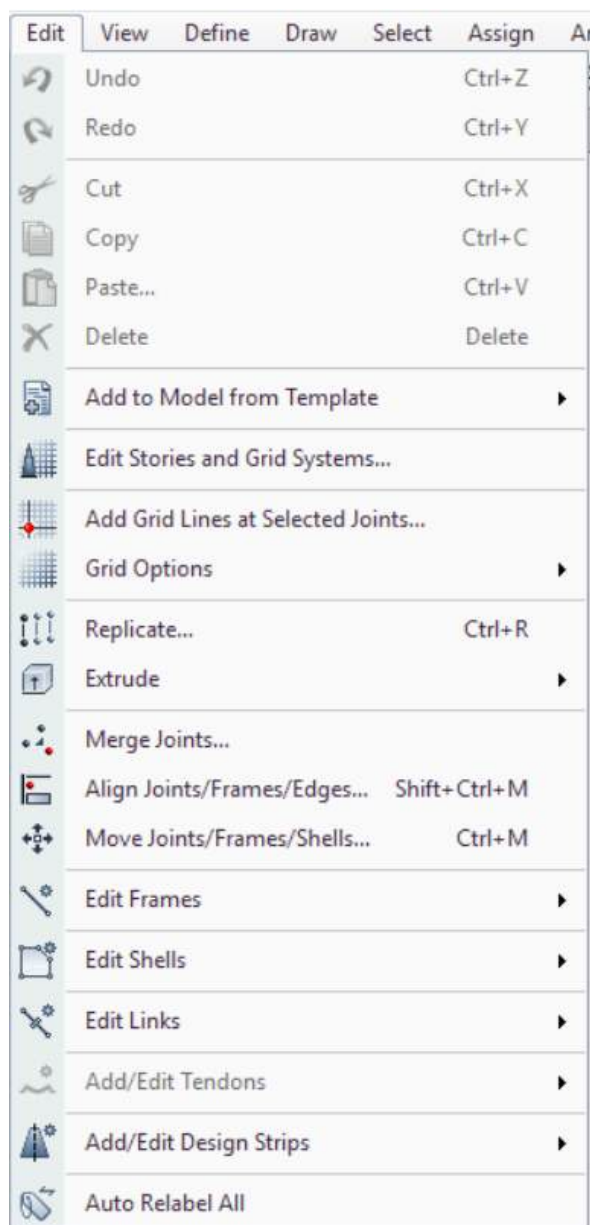


برای انتخاب تمام اجزای موجود در طبقات خاص از گزینه‌ی Stories در این منو استفاده می‌شود.



۳-۶- ویرایش هندسه مدل

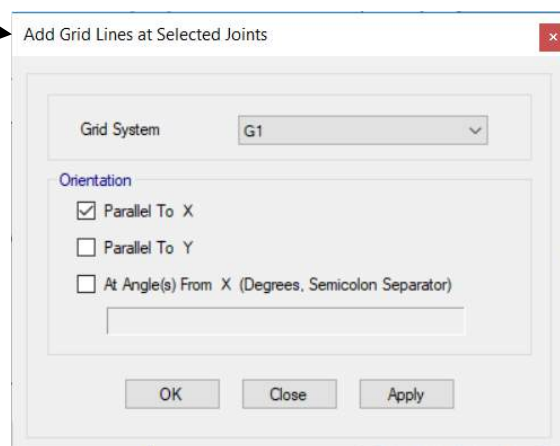
با استفاده از امکانات قرار داده شده در منوی Edit می‌توان هندسه رسم شده‌ی مدل را ویرایش نمود.



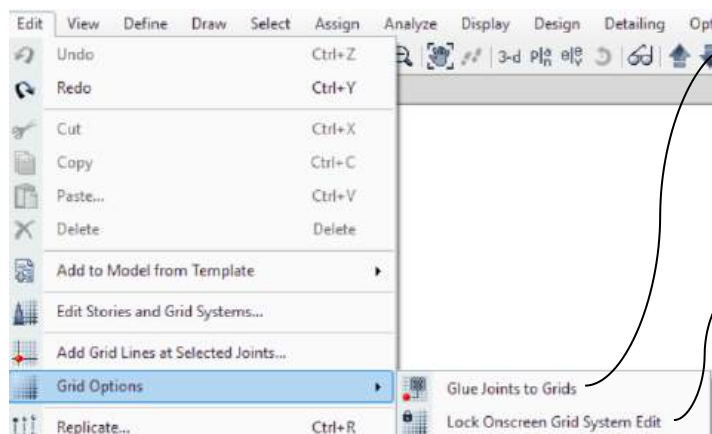
اضافه نمودن سازه پیش فرض به مدل

ویرایش محورها و طبقات

اضافه نمودن محور جدید در محل نقطه‌ی انتخاب شده



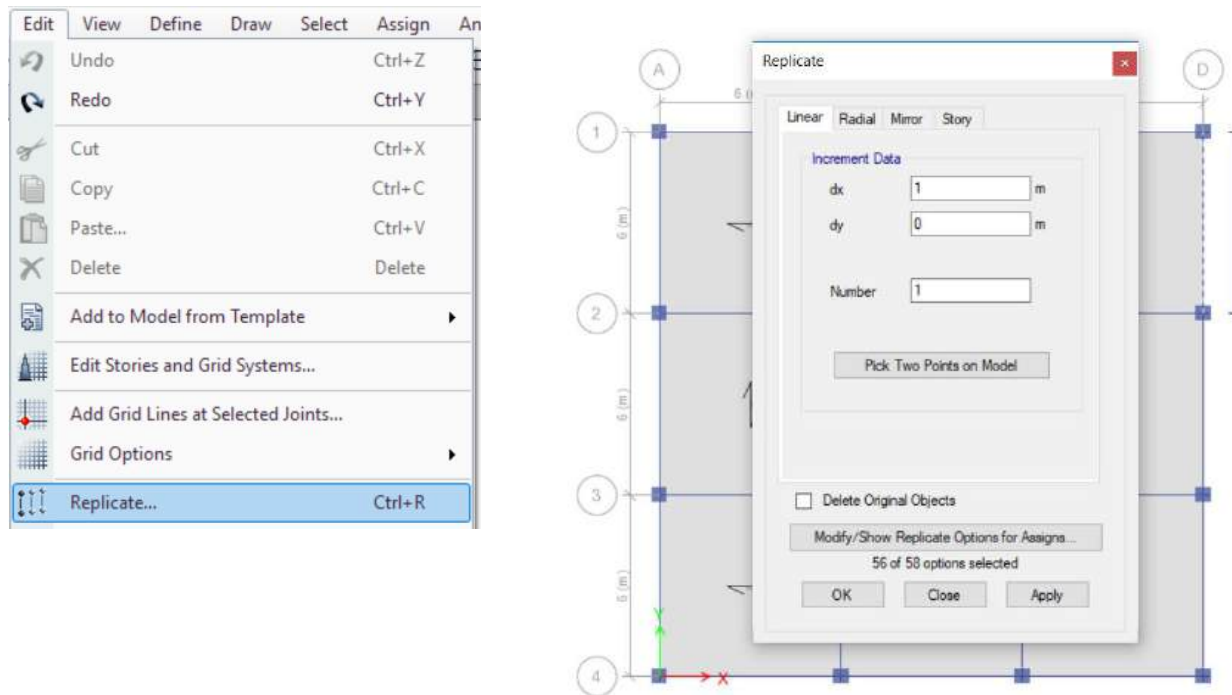
گزینه‌ی Grid Options دو امکان زیر را در اختیار طراح قرار می‌دهد.



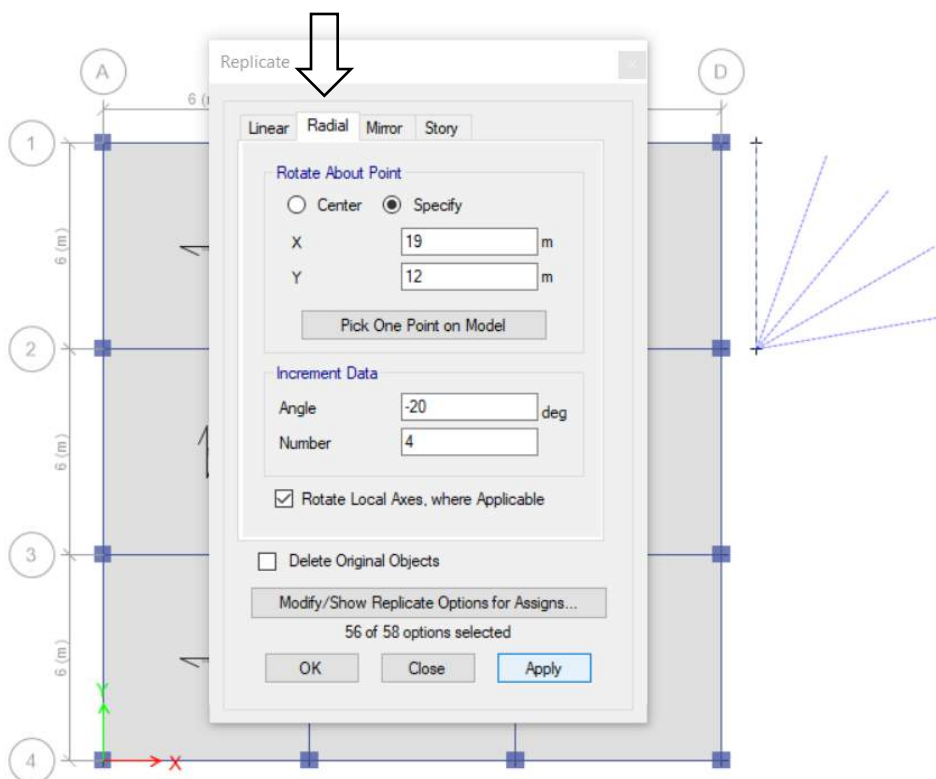
با انتخاب این گزینه گره‌های موجود بر روی محورها (Grid) به محورها چسبیده می‌شوند و در نتیجه با تغییر محل محورها کلیه تیرها و ستونها و سایر المان‌های رو آن محور نیز جابه جا می‌شوند. این گزینه در تنظیم مجدد آکس ستون‌ها می‌تواند مفید باشد.

با انتخاب این گزینه سیستم محورها (Grid) قفل شده و در روی صفحه اصلی قابل تغییر نخواهد بود. البته از طریق Edit Stories and Grid Systems کماکان قابل ویرایش خواهد بود. بهتر است این گزینه همیشه فعال باشد.

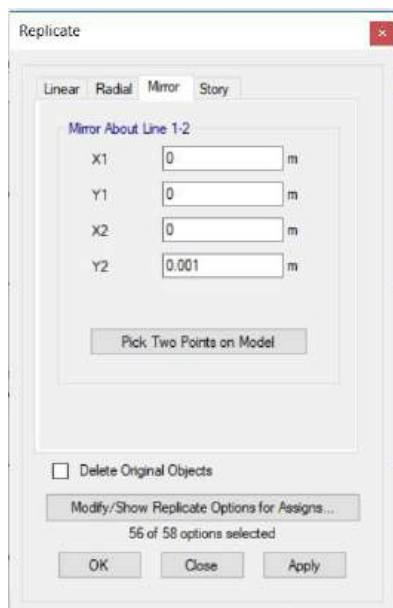
برای کپی کردن اجزای سازه در فواصل و یا تعداد مشخص از گزینه Replicate استفاده می‌شود.



برای مثال در شکل فوق از گزینه Replicate برای کپی تیر مشخص شده در فاصله‌ی یک متری در راستای x استفاده شده است. از این روش می‌توان برای تعیین محل و ایجاد گره‌های لازم برای رسم دال بالکن استفاده کرد. همچنین برای آرایش دورانی اعضا می‌توان از این گزینه در حالت Radial استفاده کرد.



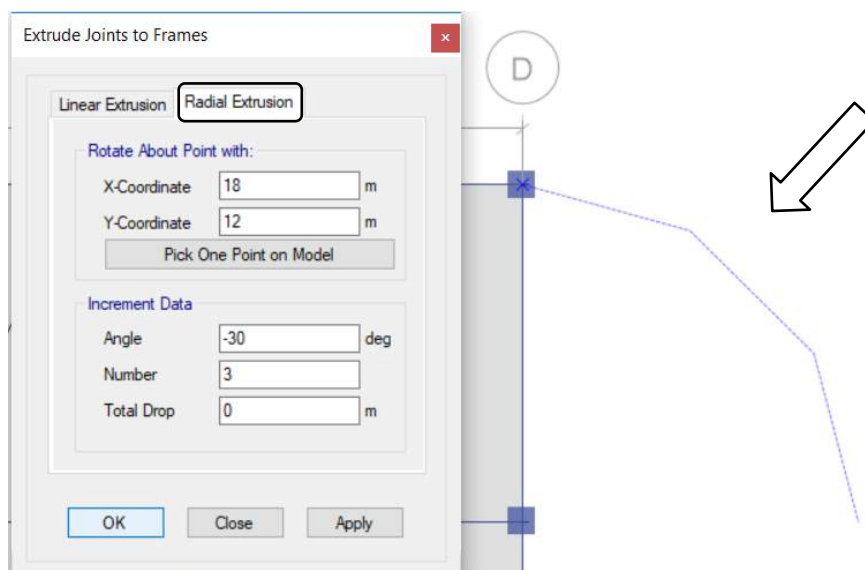
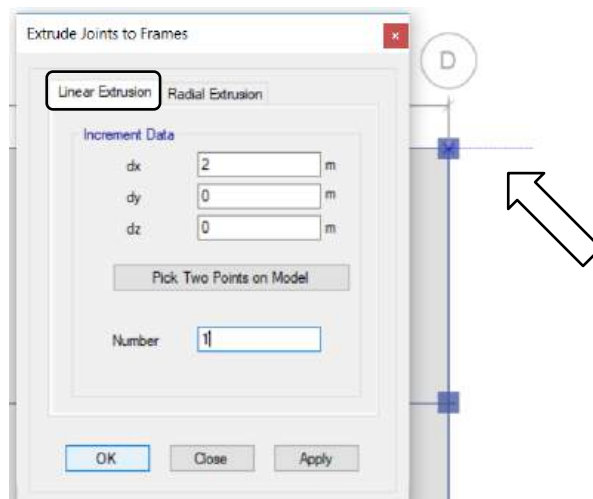
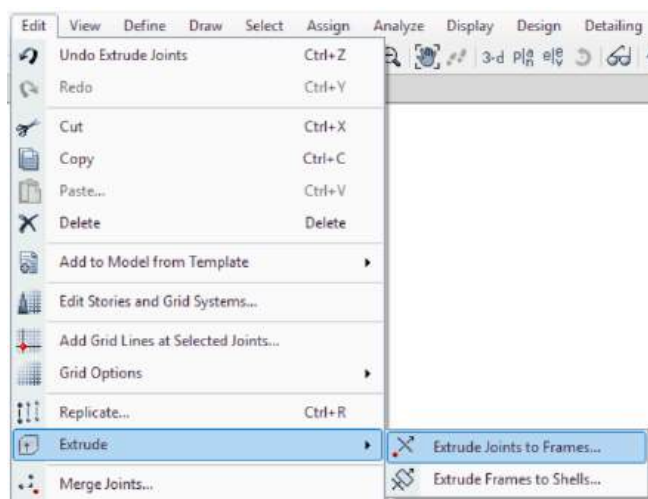
کپی آینه‌ای نسبت به محور مشخص:

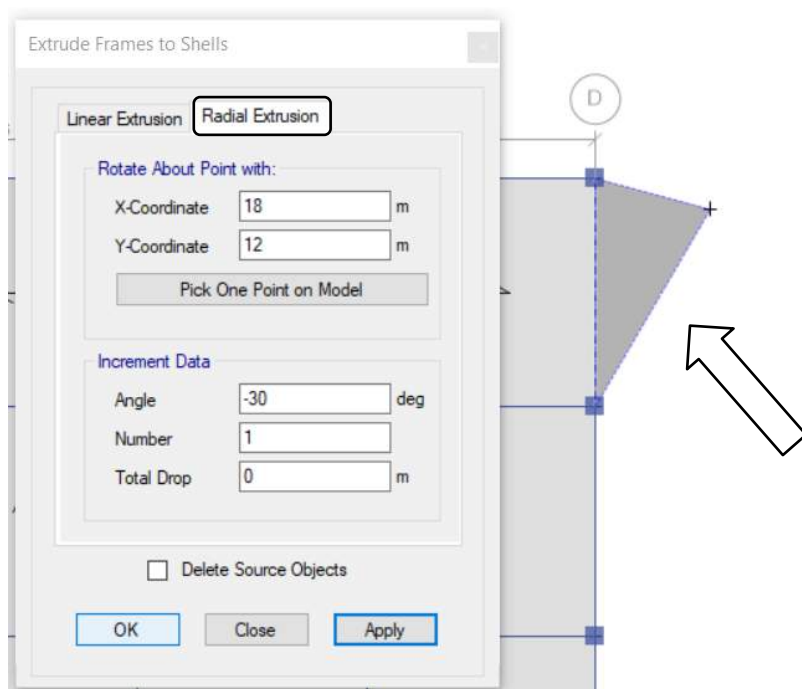
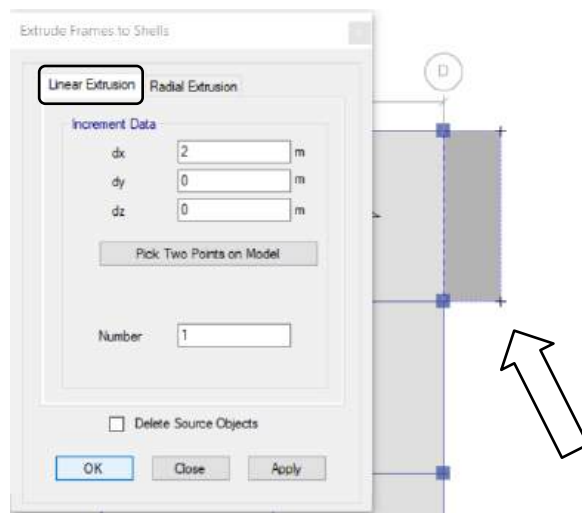
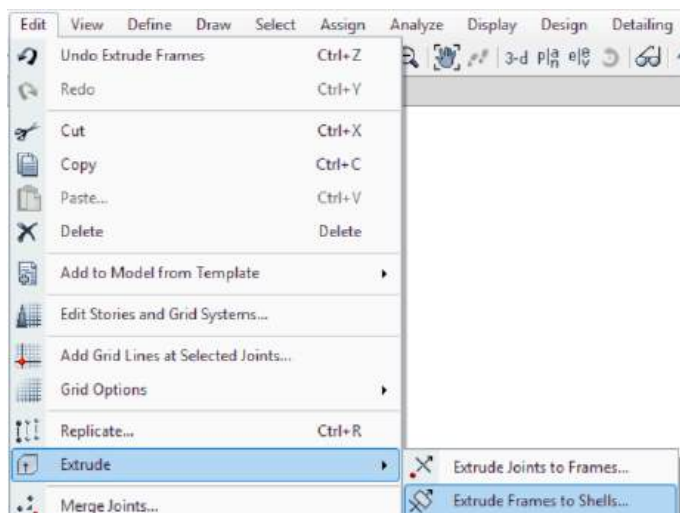


کپی در سایر طبقات:



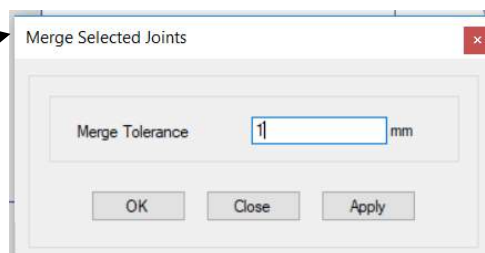
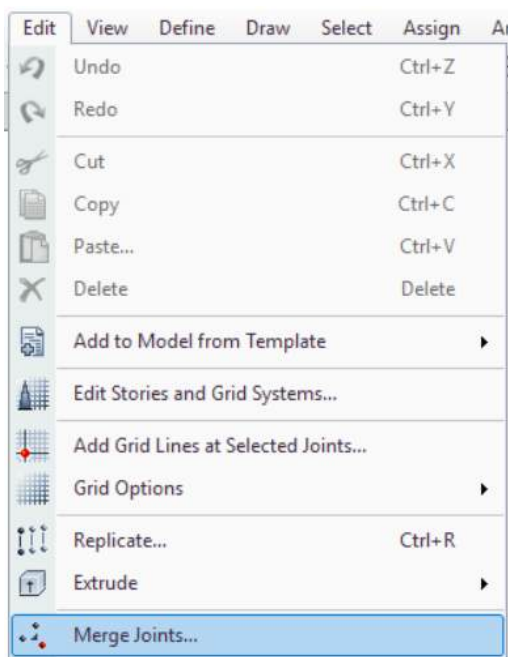
تبدیل گره به خط و خط به صفحه توسط گزینه Extrude





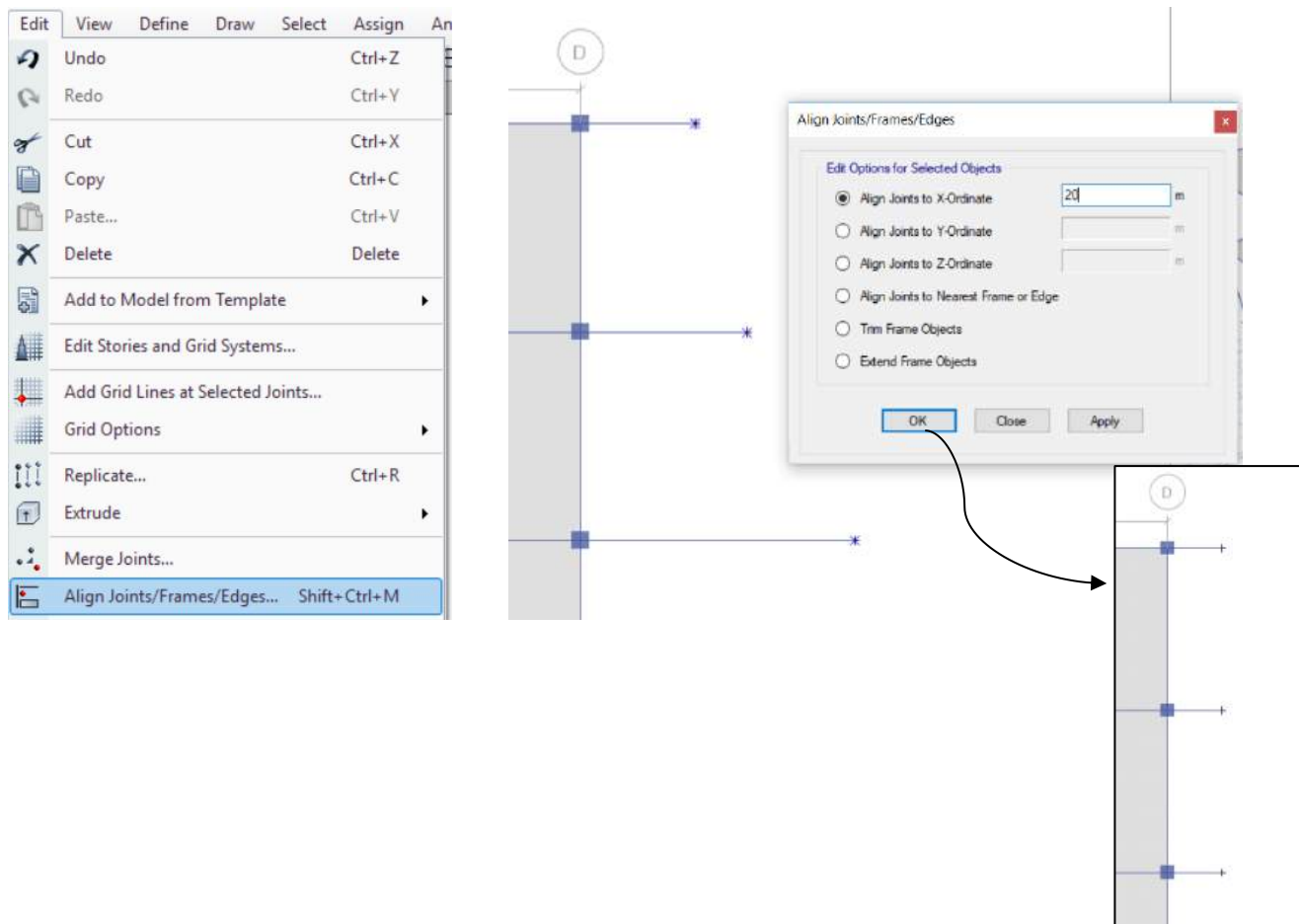
برای یکی کردن نقاط نزدیک به هم:

باید نقاط مورد نظر انتخاب و فاصله حداقل آنها تعیین شود.

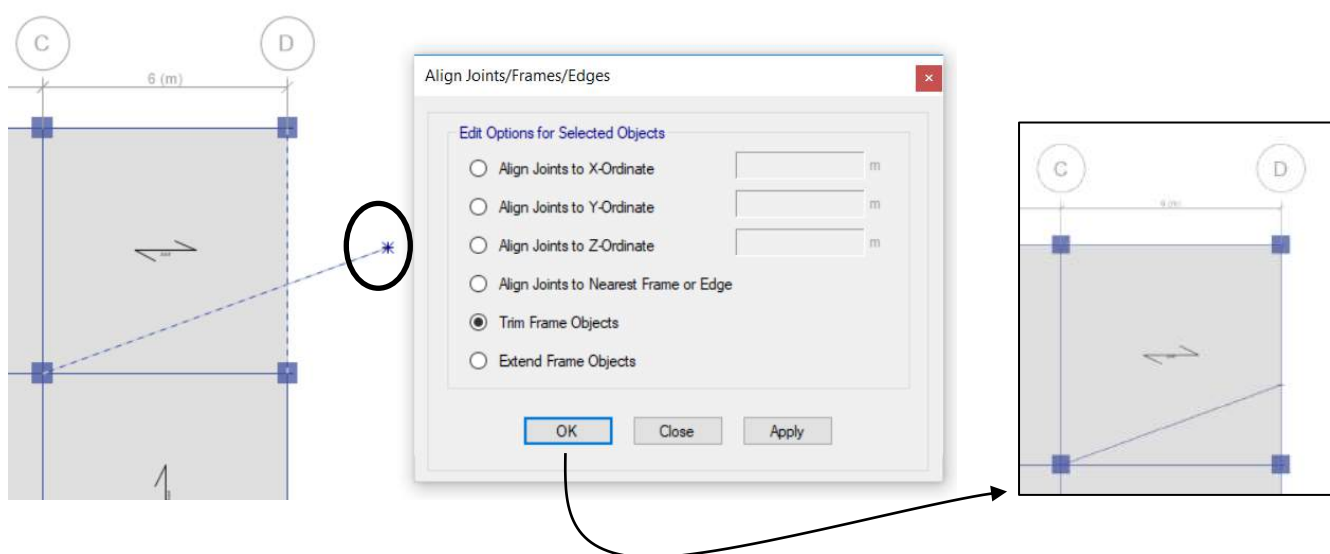


برای مرتب کردن چینش گره‌ها که می‌توانند گره‌های انتهایی اعضا و سطوح باشند می‌توان از گزینه Align استفاده کرد.

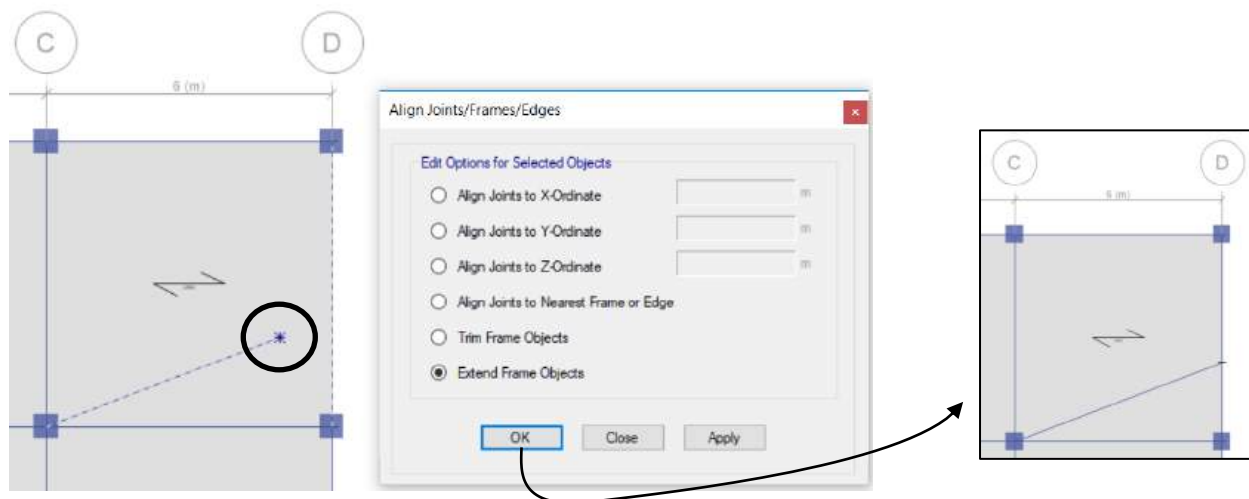
برای اینکار پس از انتخاب گره‌های مورد نظر:



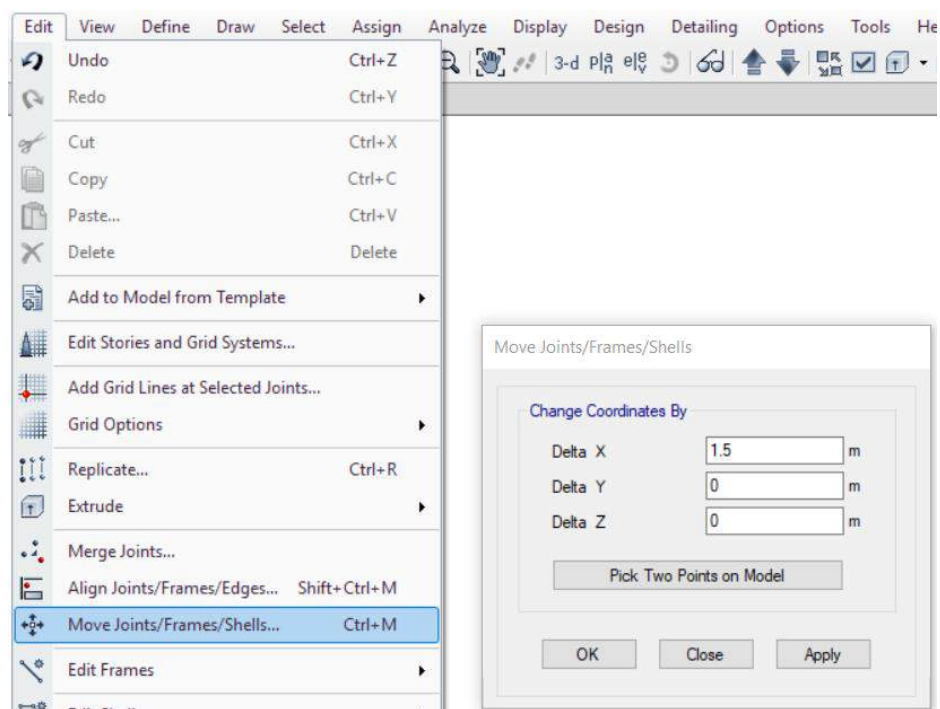
همچنین برای قطع یک عضو از محل برخورد با یک عضو دیگر، بایستی هر دو عضو قطع شونده و قطع کننده و همچنین نقطه انتهایی عضو قطع شونده از انتهایی که قطع خواهد شد انتخاب شوند و سپس از گزینه Trim Frame Objects استفاده شود.



به همین صورت برای امتداد یک عضو تا برخورد با یک عضو دیگر باید هر دو عضو و همچنین گره انتهایی عضوی که لازم است امتداد یابد از سمت مورد نظر انتخاب شده و از گزینه Extend استفاده شود.

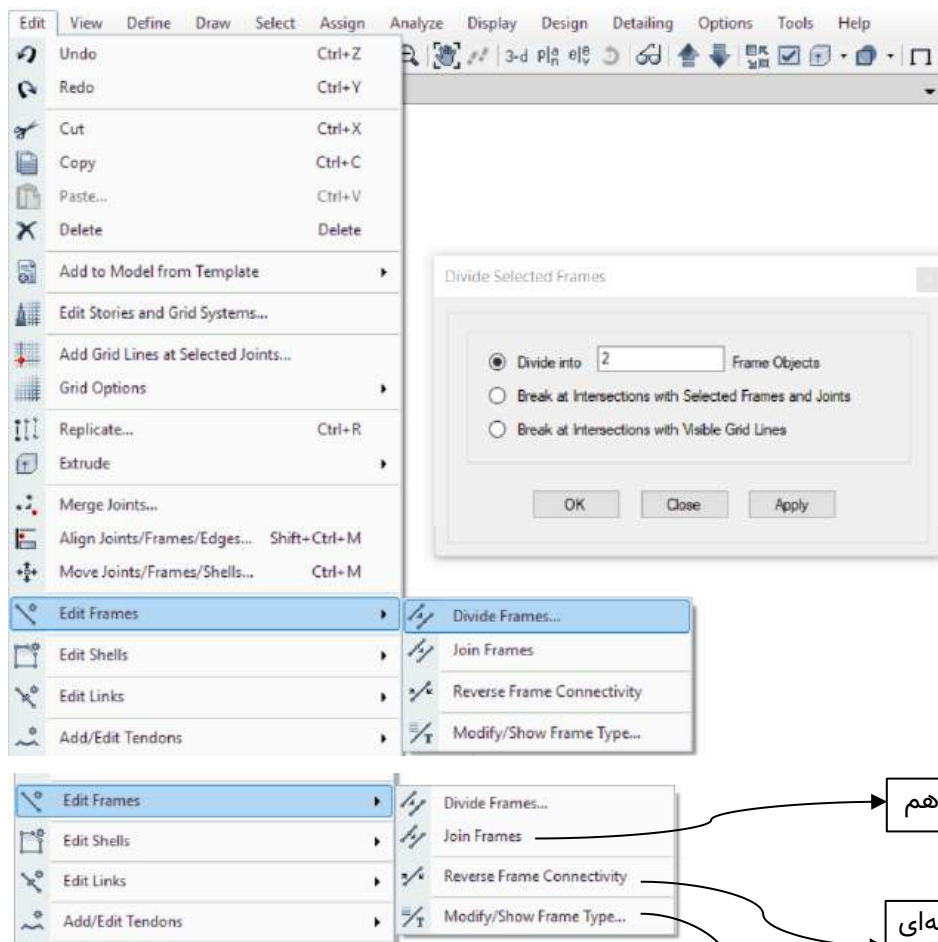


برای جابجا نمودن اعضا:



برای تقسیم یک عضو میله‌ای به

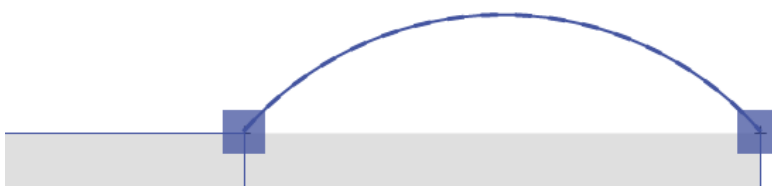
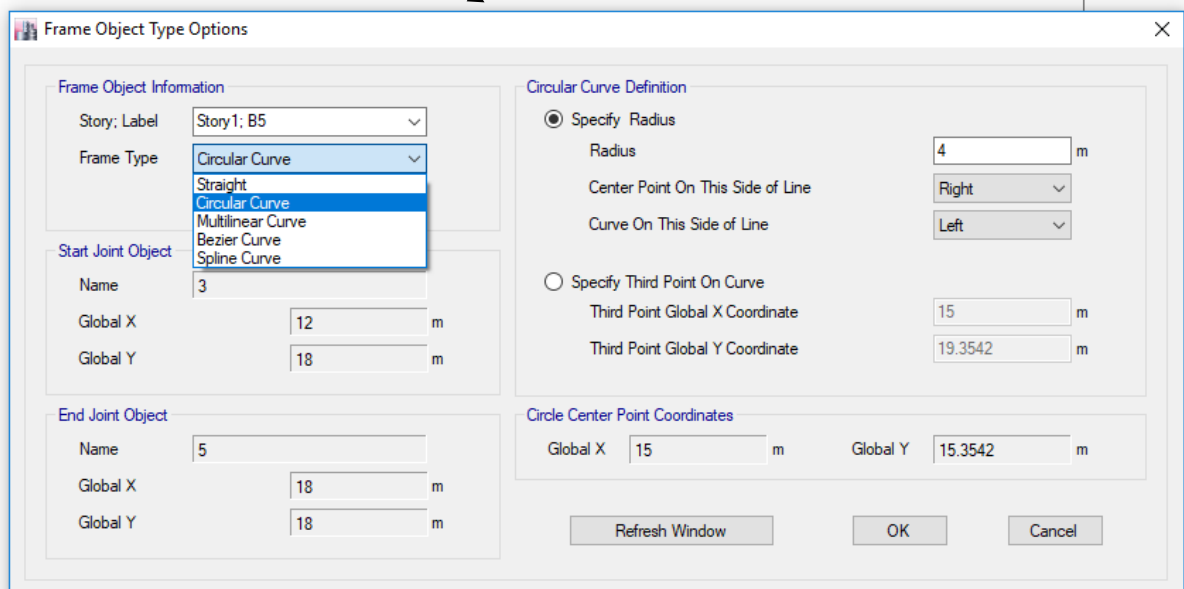
چند قسمت:



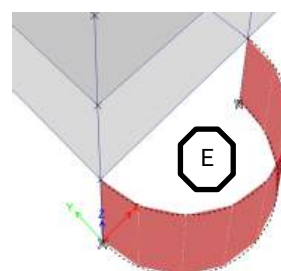
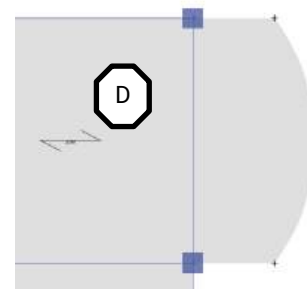
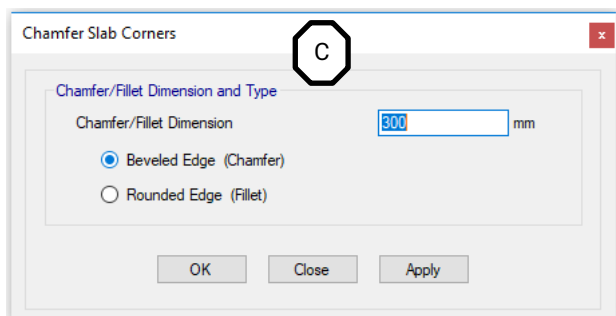
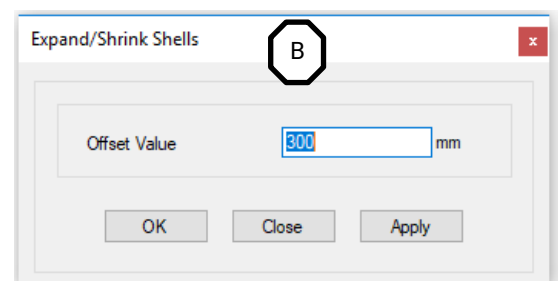
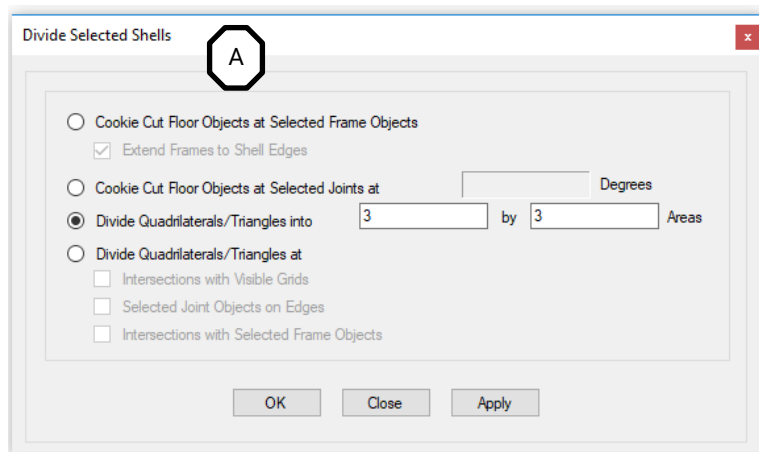
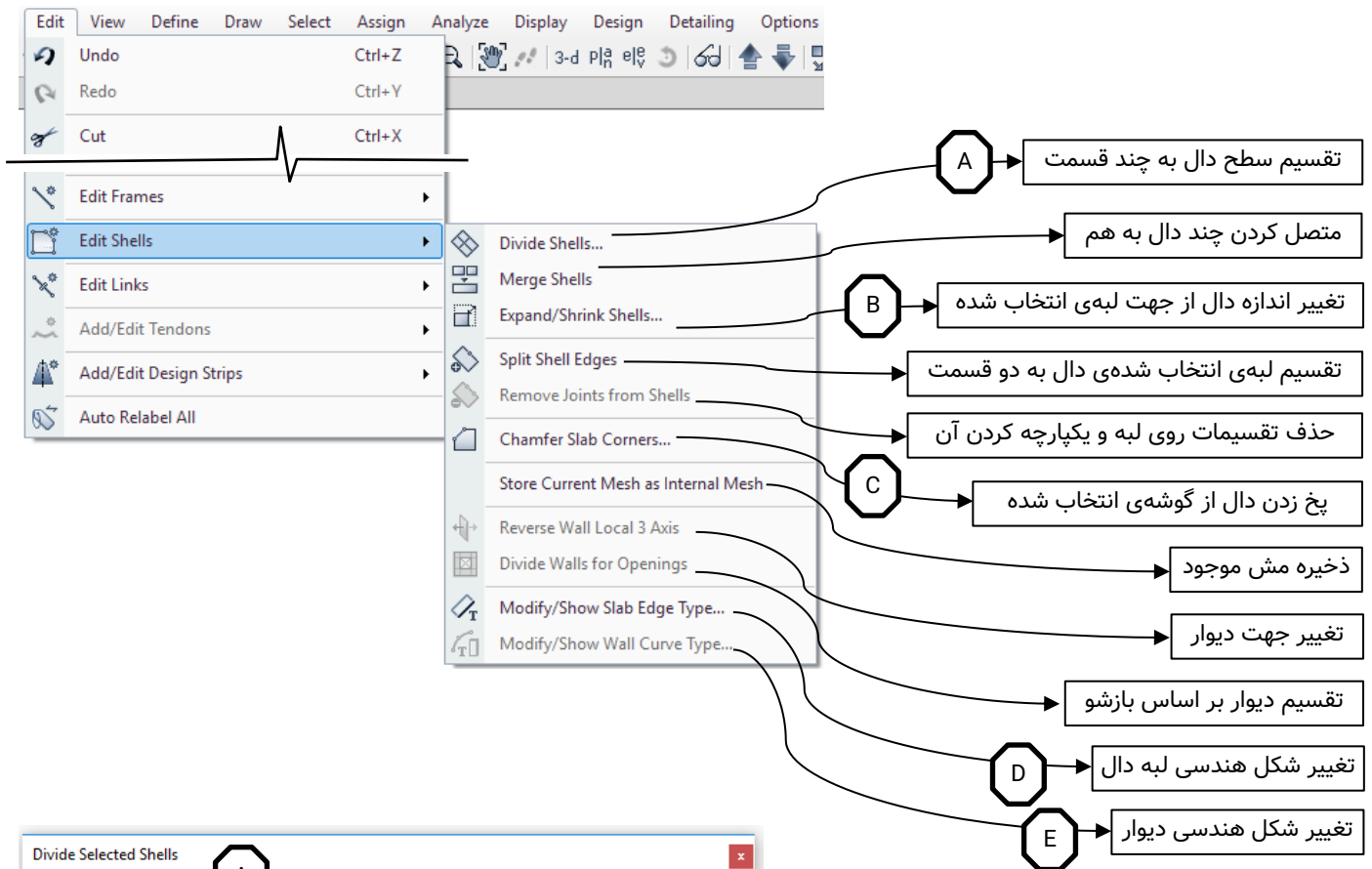
اتصال دو عضو میله‌ای در امتداد هم

برعکس نمودن دو انتهای عضو میله‌ای
(در اعضای با مقطع متغیر کاربرد دارد)

تغییر شکل هندسی عضو میله‌ای

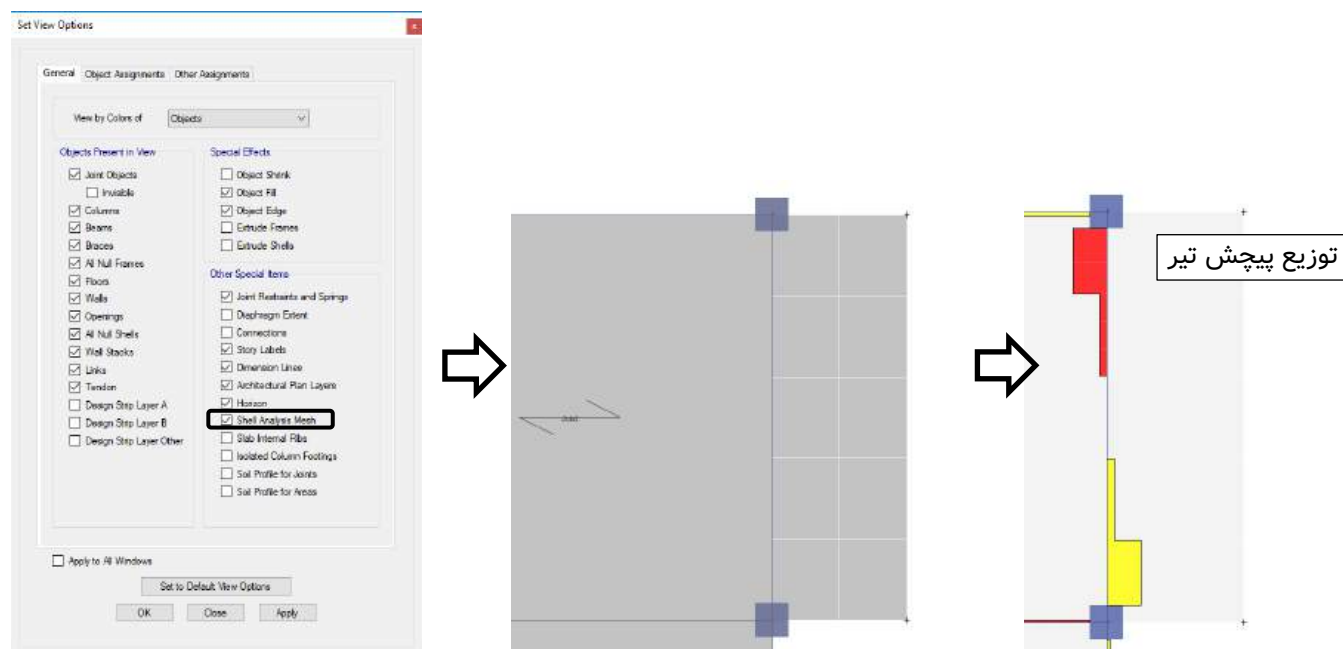


برای انجام ویرایش هندسی در سطوح می‌توان از امکانات موجود در گزینه Edit Shells استفاده کرد.



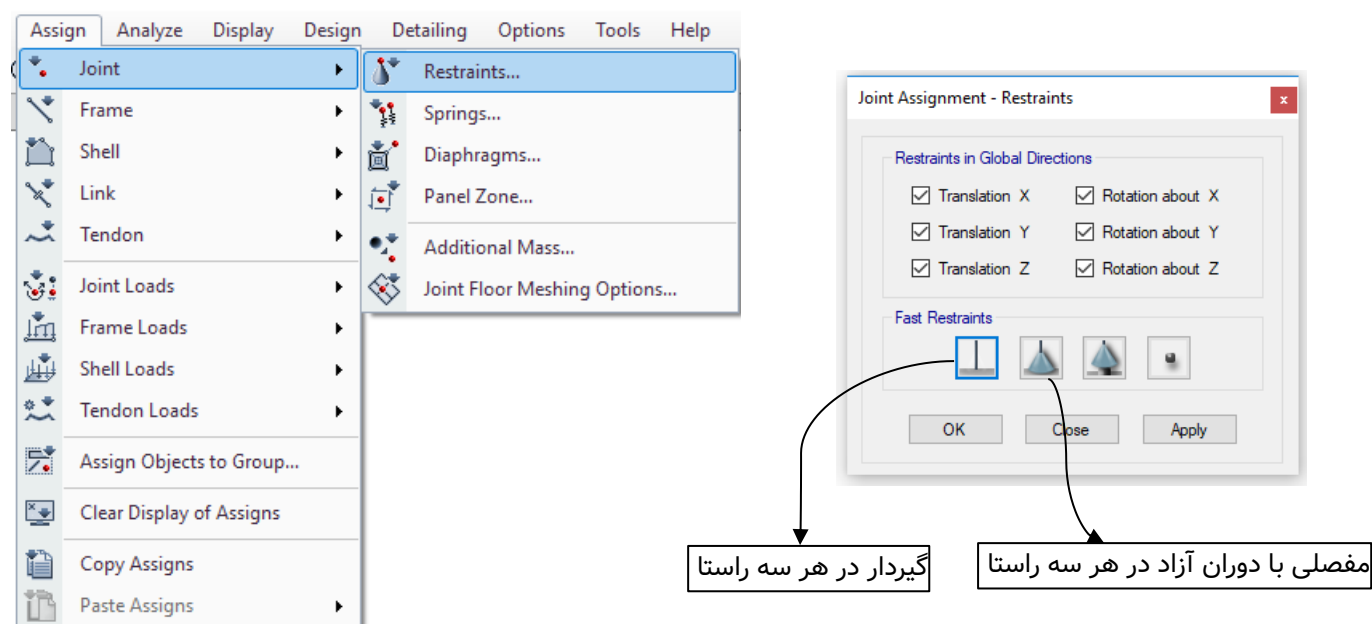
توجه شود که برای تحلیل درست دال‌هایی که به صورت Shell تعریف شده‌اند، لازم است از مش استفاده شود. در سطوحی که به صورت Membrane تعریف شده‌اند، انتقال بار از روی تمام طول لبه‌های المان صورت می‌گیرد. اما در المان‌های Shell انتقال بار صرفاً از طریق گره‌ها صورت می‌گیرد. بنابراین اگر در المان Shell از مش استفاده نشود، کل بار در گوشه‌های دال توزیع شده و عملاً تمام بار به ستون‌ها وارد خواهد شد و تیرها سهمی از بار نخواهند داشت.

نرم‌افزار ایتبس به صورت پیش‌فرض المان‌های Shell را مش می‌زند و لازم نیست به صورت دستی در منوی Edit اینکار انجام گردد. با فعال کردن نمایش مش‌های داخلی می‌توان این مورد را بررسی نمود.



۳-۷- تعیین مشخصات تکیه‌گاه‌ها

لازم است پس از رسم مدل، نوع تکیه‌گاه مد نظر برای سازه بر حسب رفتار مفصلی یا گیردار در راستاهای مختلف تعیین شود. برای این کار پس از انتخاب گره‌های تکیه‌گاه سازه به صورت زیر عمل می‌کنیم.



۳-۸- تعریف دیافراگم

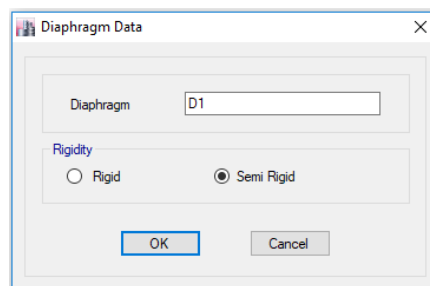
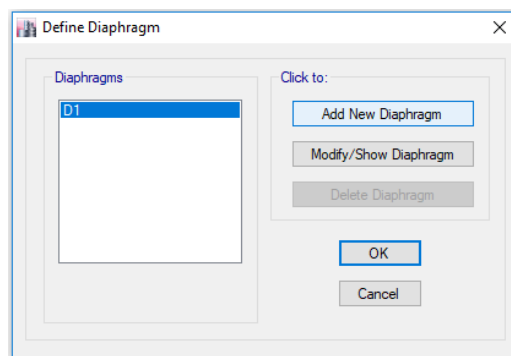
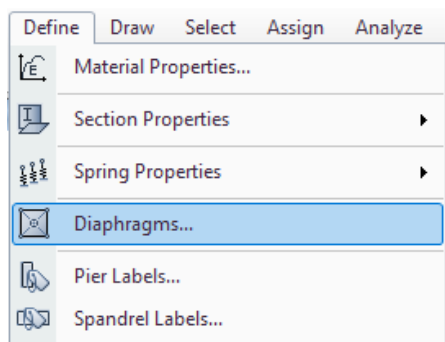
در نرم‌افزار ایتبس برای ایجاد اتصال بین گره‌های موجود در تراز کف یک طبقه از تعریف دیافراگم استفاده می‌شود. در واقعیت این اتصال از طریق سختی داخل صفحه‌ی دال کف ایجاد می‌گردد. با توجه به تعریف این المان‌ها (دال‌های کف طبقات) در مدل، این اتصال به صورت ضمنی در نرم‌افزار ایتبس در نظر گرفته می‌شود. اما در صورت عدم تعریف دیافراگم کف، خروج از مرکزیت تصادفی مربوط به بارهای زلزله اعمال نمی‌گردد. لذا لازم است دیافراگم کف برای تمام طبقات به شرح زیر تعریف گردد.

دیافراگم در ایتبس به دو صورت Rigid و Semi Rigid قابل تعریف است:

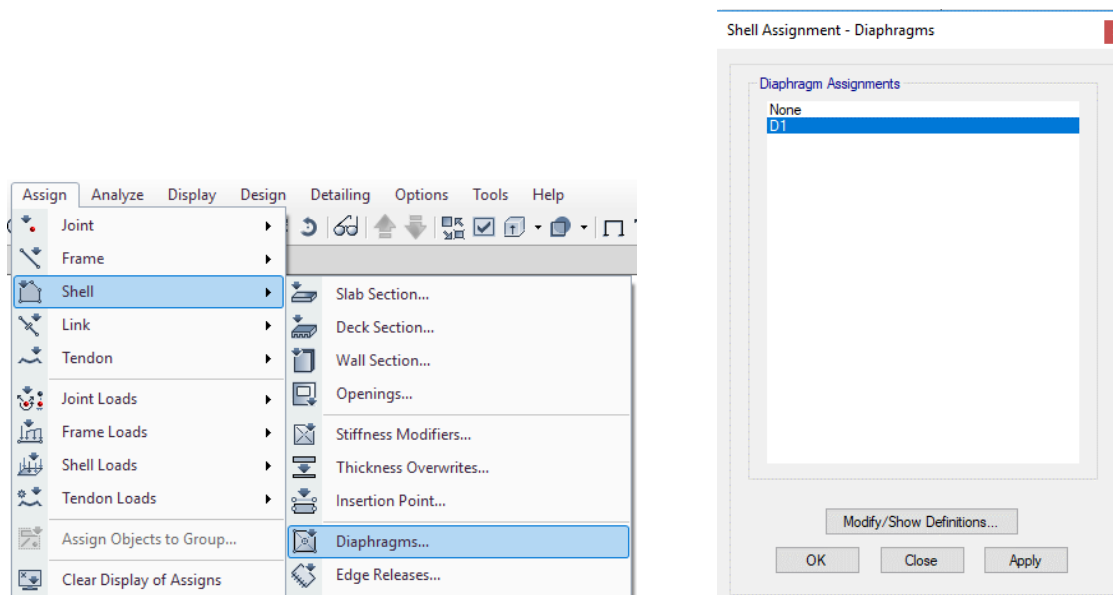
با تعریف دیافراگم به صورت Rigid موقعیت نقاط روی کف نسبت به یکدیگر در اثر بارهای وارده تغییر نکرده و در واقع کل طبقه به صورت کاملاً یکپارچه حرکت می‌کند. لذا تعداد درجات آزادی در مدل ایتبس کاهش یافته و سرعت تحلیل بالاتر خواهد بود. اما بدیهی است که با توجه به عدم ایجاد تغییرشکل محوری در تیرها و کف‌ها نیروی محوری آنها صفر بدست خواهد آمد که در اغلب موارد واقع‌بینانه نیست.

با تعریف دیافراگم به صورت Semi Rigid سختی واقعی کف‌ها برای ایجاد اتصال بین گره‌های موجود در کف استفاده می‌شود و لذا می‌تواند مدل واقع‌بینانه‌تری از رفتار سازه ارائه نماید. البته ممکن است زمان تحلیل به دلیل افزایش تعداد درجات آزادی مقداری افزایش یابد. اگرچه در مواردی که از دال بتنی برای ساخت کف‌ها استفاده شده باشد، به دلیل سختی بالای دال بتنی، دو حالت فوق منجر به نتایج بسیار نزدیک به هم می‌شود، ولی بهتر است برای اطمینان از مدل‌سازی صحیح از دیافراگم Semi Rigid استفاده شود. همچنین باید توجه داشت که با تعریف دیافراگم کف به صورت Semi Rigid، مختصات مرکز سختی طبقه از نرم‌افزار ایتبس قابل استخراج نخواهد بود.

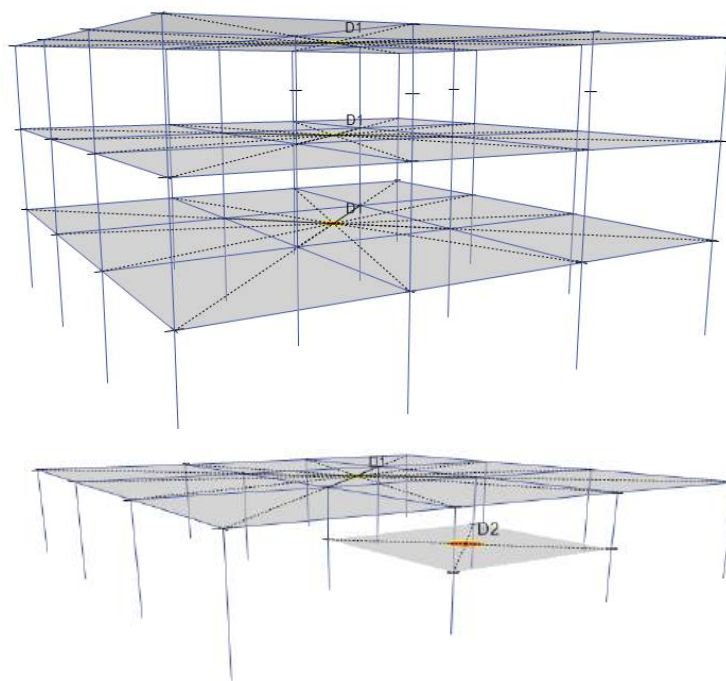
برای اختصاص دیافراگم به طبقات لازم است در ابتدا نوع دیافراگم به صورت زیر تعریف گردد. در صورت عدم وجود میان طبقه یا دو کف مجزا در یک طبقه، تعریف یک نوع دیافراگم برای کل سازه کافی خواهد بود. اما در صورتی که نیاز به حضور دو یا چند دیافراگم مجزا در اجزای یک طبقه باشد، لازم است به همین تعداد نوع دیافراگم تعریف گردد.



سپس با انتخاب کل اعضای کف یک طبقه به صورت زیر به گره‌های کف‌های موجود دیافراگم اختصاص داده می‌شود. البته اگر میان طبقه یا دیافراگم‌های مجزا در یک طبقه وجود نداشته باشد می‌توان با انتخاب تمام مدل این کار را انجام داد.

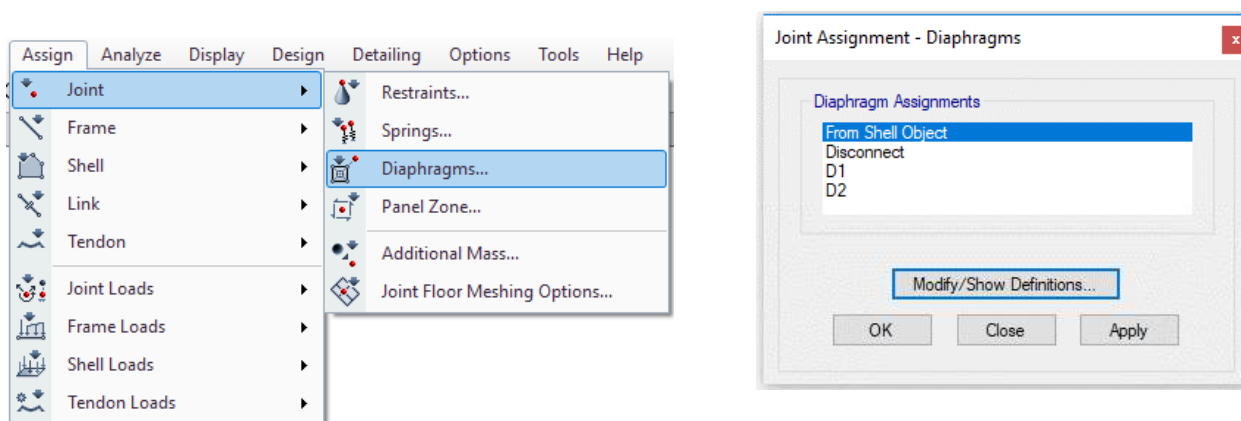


در صورت عدم وجود میان طبقه یا دو کف مجزا در یک طبقه، تعریف یک نوع دیافراگم برای کل سازه کافی است.



در صورت وجود میان طبقه مطابق شکل، اگر از یک نوع دیافراگم استفاده شود، گره‌های هر دو کف به صورت نادرست به یکدیگر متصل می‌گردند و بنابراین در این حالت لازم است از دو نوع دیافراگم استفاده شود. سپس با انتخاب اعضای هر کف به صورت جداگانه دیافراگم مجزا اختصاص یابد.

همچنین می‌توان از اختصاص دیافراگم به گره‌ها استفاده کرد که در این حالت با انتخاب گره‌های هر طبقه به صورت زیر عمل می‌کنیم.

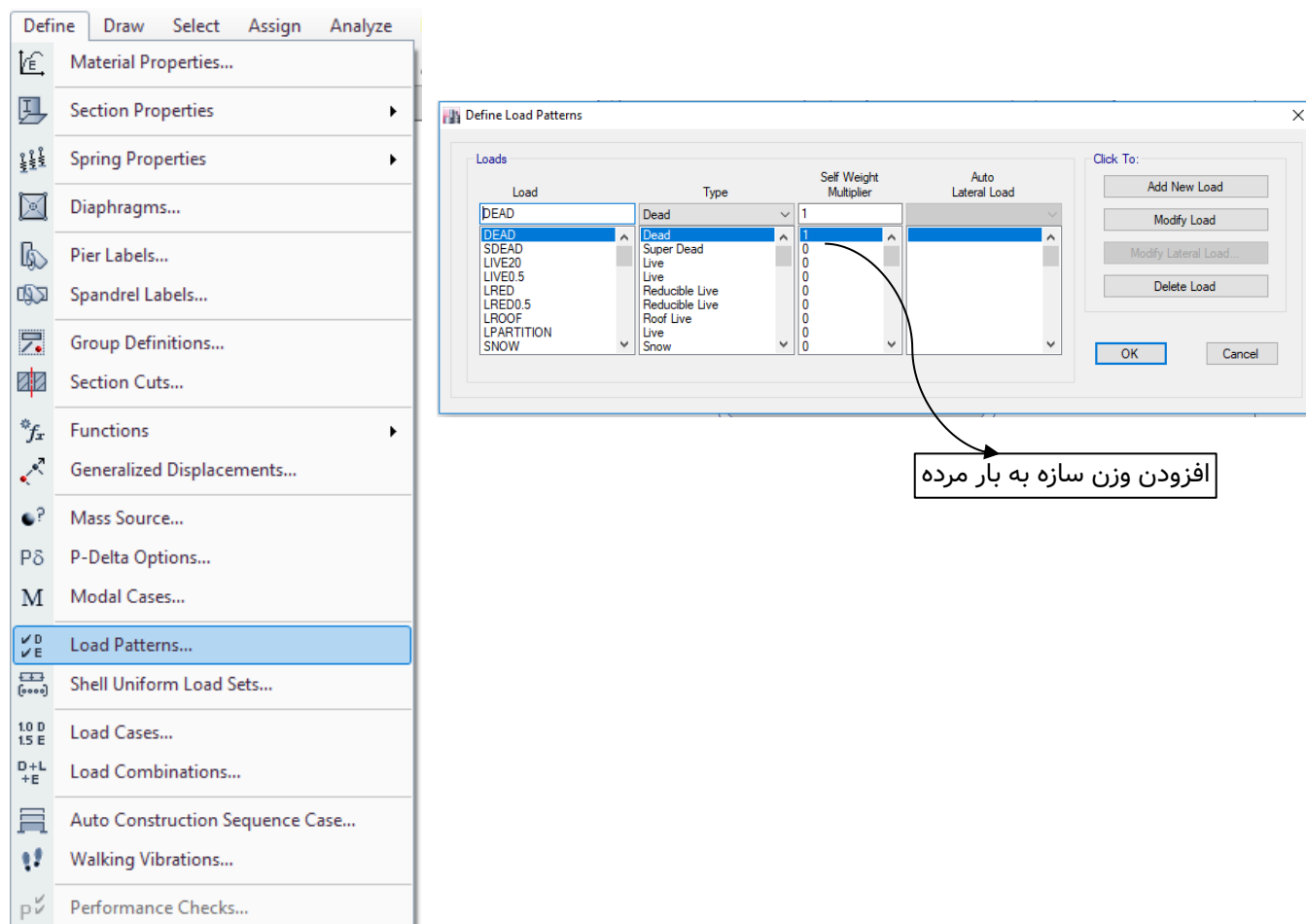


فصل ۴. بارگذاری

مرجع تعیین بارگذاری عمومی بر روی سازه، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌باشد که در این نوشتار بر اساس ویرایش چهارم (۱۳۹۸) انجام می‌گردد.

۴-۱- تعریف الگوی بارها

برای تعریف الگوی بارهای مختلف (Load Pattern) به صورت زیر عمل می‌شود.



DEAD : بار مرده

SDEAD : (SUPER DEAD) بار مرده‌ی ثانویه که شامل بارهای مرده‌ی غیرسازه‌ای مانند کفسازی و تیغه‌ها و ... می‌باشد. (از این بار در سقف‌های کامپوزیت و عرشه فولادی استفاده می‌شود، به صورتی که کل بار مرده به دو قسمت DEAD و SDEAD تقسیم می‌شود. در غیر اینصورت کل بار مرده به صورت DEAD تعریف شده و نیازی به SDEAD نخواهد بود).

LIVE20 : بار زنده‌ی غیر قابل کاهش که درصد مشارکت جرمی آن ۲۰٪ است. طبق مبحث ششم کاهش بار زنده برای بارهای زنده بیش از 5 kN/m^2 و محل عبور و یا پارک خودرو و محل‌های اجتماع و ازدحام مجاز نیست.

LIVE40 : بار زنده غیر قابل کاهش که درصد مشارکت جرمی آن ۴۰٪ است. مشابه الگوی بار LIVE20 است با این تفاوت که طبق استاندارد ۲۸۰۰ درصد مشارکت جرمی بار زنده در کاربری کتابخانه و انبار ۴۰٪ است.

LIVE0.5 : بار زنده غیر قابل کاهشی که آیین‌نامه اجازه نصف کردن ضریب آن در ترکیب بار را داده است.

LRED : (REDUCABLE LIVE) بار زنده قابل کاهش

LRED0.5 : بار زنده قابل کاهشی که آیین‌نامه اجازه نصف کردن ضریب آن در ترکیب بار را داده است. در مبحث ششم ویرایش ۹۸ مجاز نیست.

LROOF : بار زنده بام

LPARTITION : بار زنده تیغه‌بندی

SNOW : بار برف

TEMP : بار ناشی از تغییر حرارت

SOIL : بار فشار خاک

MASS : جرم اضافی

الگوهای بار فوق در فایل DefaultFile.EDB تعریف شده و در قسمت‌های مختلف بخش بارگذاری مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۴-۲- انواع الگوی بارها

۴-۲-۱- بار مرده

محاسبه‌ی بار مرده‌ی کف‌ها بر اساس جزئیات معماری و ساخت انجام می‌شود. وزن واحد حجم مصالح ساختمانی در پیوست ۶-۱ مبحث ششم اعلام شده است.

۶-۳-۱ کلیات

بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان‌ها مانند: تیر و ستون‌ها، دیوارها، کف‌ها، بام، سقف، راه‌پله، نازک‌کاری، پوشش‌ها و دیگر بخش‌های سهمیم در اجزاء سازه‌ای و معماری. همچنین وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت شامل وزن جراثقال ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می‌شود.

۶-۳-۲ وزن اجزای ساختمان و مصالح مصرفی

در محاسبه بارهای مرده، باید وزن واقعی مصالح مصرفی و اجزای ساختمان مورد استفاده قرار گیرد. برای انجام محاسبه، در صورت عدم وجود اطلاعات معتبر، جرم واحد حجم یا جرم واحد سطح اجزای ساختمانی، باید به شرح مندرج در جداول ارائه‌شده در پیوست شماره ۶-۲ در نظر گرفته شوند.

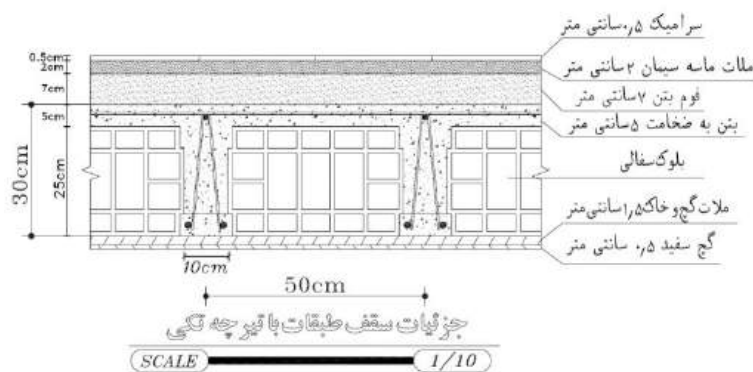
۶-۳-۴ وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت

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

جدول شماره پ ۶-۲-۲ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان

شرح	جرم واحد حجم (کیلوگرم بر مترمکعب)
۱- آجرها و بلوک‌های ساختمانی	
آجر توپر پخته رسی معمولی (آجر فشاری)	۱۷۰۰
آجر سوراخدار پخته رسی (آجر سفال)	۱۳۰۰
آجر ماسه آهکی متخلخل	۱۴۵۰
آجر ماسه آهکی توپر	۱۸۰۰
آجر نسوز	۱۸۵۰
آجر ضد اسید	۲۰۰۰
آجر شیشم‌ای مجوف	۱۲۵۰
آجر مجوف	۶۰۰
بلوک سیمانی	۹۰۰ تا ۱۳۰۰ (متناسب با شکل)
۲- ملات‌ها	
ملات ماسه آهک	۱۸۵
ملات ماسه سیمان و آهک (با تار)	۲۰۰۰
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰
ملات گچ	۱۳۰۰
ملات خاک نسوز	۱۹۰۰
کاهگل	۱۶۰۰
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰
ملات گل	۲۰۰۰
۳- بتن‌ها	
بتن با شن و ماسه معمولی	۲۴۰۰
بتن آرمه و بتن پیش‌تنیده با شن و ماسه معمولی	۲۵۰۰
بتن با سرباره کوره آهن‌گدازی	۱۷۵۰
بتن‌های سبک هوابدار و گازی	۶۰۰
بتن با سنگ‌دانه سبک	۱۸۰۰ تا ۱۹۰۰ (بسته به نوع)
بتن اسفنجی	۵۰۰ تا ۹۰۰ (بسته به نوع)
بتن با خرده آجر	۱۷۰۰
بتن با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰
بتن با پوکه صنعتی و سیمان	۱۸۰۰ تا ۱۹۰۰ (بسته به نوع)

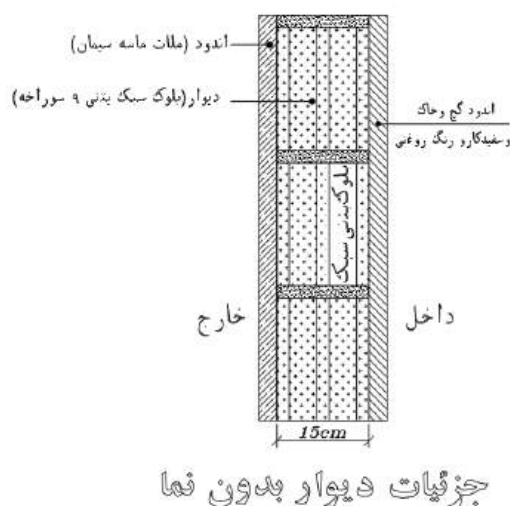
برای مثال برای سقف طبقات طبق جزئیات زیر، وزن واحد سطح سقف به جز وزن قسمت بتنی به صورت زیر محاسبه خواهد شد:



مصلح	جرم حجمی (kg/m^3)	ضخامت (cm)	وزن (kg/m^2)
اندود گچ	۱۳۰۰	۰٫۵	۶٫۵
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۱٫۵	۲۴
بلوک سفالی	هر عدد ۸ kg	۱۰ عدد	۸۰
فوم بتن	۶۰۰	۷	۴۲
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
سرامیک	۲۱۰۰	۰٫۵	۱۰٫۵
وزن در واحد سطح (kg/m^2)			۲۰۵

هرچند تمام بار محاسبه شده در جدول فوق از نوع SUPER DEAD است، اما با توجه به اینکه سقف از نوع کامپوزیت یا عرشه فولادی نبوده و نیازی به تعریف SDEAD نمی‌باشد، می‌توان آن را به صورت DEAD تعریف کرد. همانگونه که گفته شد بار وزن خود سازه (بتن یا فولاد) توسط ایتبس محاسبه و به بار DEAD اضافه می‌شود.

به عنوان یک مثال دیگر بار مرده ناشی از دیوارهای پیرامونی که لازم است به صورت خطی بر روی تیر مدل شود محاسبه خواهد شد.



مصلح	جرم حجمی (kg/m^3)	ضخامت (cm)	وزن (kg/m^2)
اندود گچ	۱۳۰۰	۱	۱۳
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
بلوک بتنی سبک	۷۵۰	۱۵	۱۱۳
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱٫۵	۳۱٫۵
وزن در واحد سطح (kg/m^2)			۱۸۹٫۵

مقدار بدست آمده در جدول فوق وزن واحد سطح قائم دیوار است و با فرض ارتفاع ۳ متری برای دیوار مقدار بار گسترده در واحد طول بدست می‌آید. می‌توان اثر بار شو (پنجره) را در صورت وجود با ضرب مقدار بدست آمده در ۰/۷ اعمال کرد. معمولاً بازشو در دیوارهای دارای نما وجود دارد.

$$\text{وزن واحد طول دیوار بدون نما بدون بازشو} \quad 189.5 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} = 568.5 \text{ kg/m}$$

بار تیغه‌بندی یا پارتیشن در ویرایش ۱۳۹۸ مبحث ششم بر اساس وزن واحد سطح قائم دیوار به صورت مرده یا زنده تعریف خواهد گردید. این تفکیک در بخش بار پارتیشن (۳-۲-۴- بار پارتیشن (LPARTITION or SDEAD)) شرح داده شده است.

۲-۲-۴- بار زنده

۱-۵-۶ تعاریف

بار زنده: باری غیردائمی است که در حین بهره‌برداری از ساختمان یا سایر سازه‌ها به آن‌ها وارد شود. بار زنده شامل بارهای حین ساخت نمی‌شود.

۲-۵-۶ بار زنده گسترده یکنواخت کف‌ها و بام‌ها

۱-۲-۵-۶ بار زنده طراحی

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

۳-۵-۶ بار زنده متمرکز کف‌ها و بام‌ها

کف‌ها، بام‌ها و سایر سطوح مشابه باید به نوعی طراحی شوند که بتوانند جدا از بارهای زنده گسترده یکنواخت، طبق مفاد بخش ۲-۵-۶، بارهای متمرکز داده شده در جدول ۱-۵-۶ را نیز چنانچه منجر به آثار بزرگتری شوند به نحوی ایمن تحمل نمایند. در صورت مشخص نبودن ابعاد بار متمرکز، بار وارده باید به صورت یکنواخت بر روی سطحی به ابعاد 750×750 میلی‌متر توزیع شده و محل آن طوری در نظر گرفته شود که بیشترین اثر ناشی از بارگذاری را در اعضا ایجاد نماید.

بارهای زنده‌ی حداقل برای کاربری‌های مختلف طبق جداول زیر از مبحث ششم تعیین می‌گردد.

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L0 و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بامها		
۱-۱	بام معمولی تخت، شیبدار و قوسی	۱٫۵ ^(۱)	۱٫۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۱	بام باغ (بام دارای باغچه و گلخانه)	۵	—
۴-۱	بام از نوع پوشش پارچه‌ای با سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیرقابل کاهش)	۱٫۳
۵-۱	بام با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۶-۱	قاب نگهدارنده فضا بند	۰٫۲۵ (غیرقابل کاهش، فقط به اعضای قابها وارد می‌شود)	۱

LROOF

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۲	سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام در انواع ساختمان‌ها		
۱-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	۳ ^(۳)	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵ ^(۳)	—
۳-۲	سالن غذاخوری و رستوران	۵ ^(۳)	—
۴-۲	سینما و تئاتر	۵ ^(۳)	—
۵-۲	صحنه سینما و تئاتر	۷٫۵ ^(۳)	—
۶-۲	سالن اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷٫۵ ^(۳)	—
۷-۲	شبستان مساجد و تکایا	۶ ^(۳)	—
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	۵ ^(۳)	—
۹-۲	پایانه مسافربری	۶ ^(۳)	—
۳	راهروها، راه‌پله‌ها ^(۴) و بالکن‌ها در انواع ساختمان‌ها		
۱-۳	راهرو در معرض تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—
۲-۳	راهرو در معرض تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—
۳-۳	راه‌پله و راهرو منتهی به درب‌های خروجی	۵ (۴)	۱٫۳ ^(۴)
۴-۳	راه‌پله اضطراری	۵	۱٫۳
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تأسیسات	۲	۱٫۳
۶-۳	بالکن	۱/۵ برابر بار زنده کف اتاق متصل به آن. (لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.)	—

LIVE20

LIVE20

LIVE20

LRED

LRED

LRED

LIVE0.5

LRED

LIVE0.5

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی	۲	—
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-انبار-راهروها)		
۵	هتل‌ها-فروشگاه‌ها	۲	—
۱-۵	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاه‌ها		
۲-۵	فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی-طبقه همکف (ورودی)	۵	۴/۵
۳-۵	فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی-کف سایر طبقات	۳/۵	۴/۵
۴-۵	فروشگاه عمده‌فروشی-همه طبقات	۶ ^(۱۵)	۴/۵
۶	ساختمان‌های آموزشی-فرهنگی و کتابخانه‌ها	۲/۵	۴/۵
۱-۶	کلاس درس، آزمایشگاه‌های سبک	۳	۴/۵
۲-۶	اتاق مطالعه		
۳-۶	مخزن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه‌های ثابت	۲/۵ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۷/۵	۴/۵
۴-۶	مخزن کتاب یا محل بایگانی با قفسه‌های متحرک	۴ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۱۰	۷
۵-۶	راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۵	۴/۵
۶-۶	راهروهای سایر طبقات	۴	۴/۵
۷	ساختمان‌های اداری	۲/۵	۹
۱-۷	دفتر کار معمولی		
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات-راهرو طبقه همکف (ورودی)	۴/۵	۹
۳-۷	راهرو سایر طبقات	۳/۵	۹
۸	ساختمان‌های صنعتی	۶ ^(۲) (۳) (۴)	۹
۱-۸	کارگاه‌های صنعتی سبک		
۲-۸	کارگاه‌های صنعتی متوسط	۱۰ ^(۲) (۳) (۴)	۱۱
۳-۸	کارگاه‌های صنعتی سنگین	۱۲ ^(۲) (۳) (۴)	۱۴
۹	ورزشگاه‌ها و تأسیسات تفریحی	۳/۵ ^(۲)	—
۱-۹	سالن ورزشی سبک مانند تنیس روی میز-بیلیارد و ...		
۲-۹	سالن ورزشی و تمرینات بدنی	۵ ^(۲)	—
۳-۹	ورزشگاه دارای صندلی ثابت	۵ ^(۲) (۵)	—
۴-۹	ورزشگاه فاقد صندلی ثابت یا دارای نیمکت	۶ ^(۲)	—

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۰	بیمارستانها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق بیمار	۲	۴/۵
۲-۱۰	اتاق عمل، آزمایشگاهها	۳	۴/۵
۳-۱۰	راهرو طبقه همکف	۵	۴/۵
۴-۱۰	راهرو سایر طبقات	۴	۴/۵
۱۱	محل های عبور و پارک خودروها		
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۳ ^(۲) (۳) (۲)	۱۵ ^(۲)
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۶ ^(۲) (۳) (۲) (۸)	۳۰ ^(۲)
۳-۱۱	معاير و بخش هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	— ^(۸)	— ^(۸)
۱۲	سایر موارد		
۱-۱۲	آشپزخانه صنعتی و رختشوی خانه ها	۶ ^(۹)	—
۲-۱۲	اتاق آسانسور	۳/۶	۱/۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی متر وارد شود)
۳-۱۲	اتاق هواساز- پمپ و نظایر آن	۵ ^(۹)	—
۴-۱۲	انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱	—
۵-۱۲	انبارها	— ^(۲) (۱۰)	—
۶-۱۲	سردخانه ها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید، حداقل ۱۵	—
۷-۱۲	کف کاذب برای اتاق های کامپیوتر	۵	۹
۸-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۲/۵	۹
۹-۱۲	محل فرود بالگرد	۳ ^(۱۱) و (۱۲) و (۱۳)	—
۱۰-۱۲	موتورخانه	۸/۵ ^(۹)	—

به تعریف بار L_0 توجه شود:

L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت

بارهای زنده ی متمرکز معمولاً در طراحی جزئی اجزا و المان های سازه ای حاکم بوده و در طرح کلی سازه معمولاً بارهای گسترده حاکم هستند. لکن در اجزایی که احتمال حاکم بودن بار متمرکز نیز می رود لازم است به صورت جداگانه بررسی شود. طبق مبحث ششم اعمال همزمان بار گسترده و متمرکز لازم نیست.

به توضیحات ذیل جداول فوق در مبحث ششم توجه شود.

بارهای فوق برحسب مورد می تواند به صورت $LIVE20$ ، $LIVE40$ ، $LIVE0.5$ ، $LRED$ و یا $LROOF$ تعریف شوند.

۳-۲-۴- بار پارتیشن (LPARTITION or SDEAD)

۳-۶ بار مرده

۳-۳-۶ وزن تیغه‌ها و دیوارها

کلیه تیغه‌ها و دیوارها با وزن هر مترمربع سطح بیش از یک کیلونیوتن بر مترمربع به عنوان بار مرده در محاسبات منظور می‌شوند. در صورتی که هر مترمربع تیغه یا دیوار بین ۱ تا ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، بار معادل تیغه را می‌توان به صورت بار گسترده یکنواخت بر مساحت کف اعمال نمود. وزن معادل بار مرده تیغه‌ها که بر مساحت هر فضا اعمال می‌شود از تقسیم وزن کل تیغه‌ها بر مساحت فضای موردنظر به دست می‌آید. اما در هر صورت نباید کمتر از یک کیلونیوتن بر مترمربع منظور شود. چنانچه وزن تیغه یا دیوار بیشتر از ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد لازم است بار مرده تیغه یا دیوار در محل واقعی خود اعمال شود. وزن سایر جداکننده‌های سبک مطابق ضوابط بند ۲-۵-۶ در محاسبات منظور می‌شود.

۵-۶ بار زنده

۲-۵-۶ بار زنده گسترده یکنواخت کف‌ها و بام‌ها

۲-۲-۵-۶ ضوابط مربوط به جداکننده‌ها

در ساختمان‌های اداری یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از جداکننده‌های داخلی با وزن هر مترمربع ۱ کیلونیوتن بر مترمربع، با یا بدون جابجایی موقعیت آن‌ها وجود دارد، باید وزن آن‌ها بدون توجه به اینکه در نقشه‌ها نشان داده شده یا نشده باشند، منظور گردند. در ساختمان‌هایی که جداکننده‌های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از ۰/۴ کیلونیوتن بر مترمربع دیوار به کار برده می‌شوند، بار گسترده معادل وارد بر کف را باید حداقل ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفت. در سایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده‌ها و تیغه‌ها بر کف را نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده‌ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می‌گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای به بار مرده اضافه شوند.

استثناء: اگر حداقل بار زنده، L_0 ، از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده جدا کننده‌ها نیست.

موارد فوق را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

وزن واحد سطح قائم دیوار $< 2 \text{ kN/m}^2$	→ بار به صورت مرده در محل واقعی و گسترده‌ی خطی = SDEAD
$2 \text{ kN/m}^2 < \text{وزن واحد سطح قائم دیوار} < 1 \text{ kN/m}^2$	→ بار مرده معادل گسترده یکنواخت (حداقل 1 kN/m^2) = SDEAD
$1 \text{ kN/m}^2 < \text{وزن واحد سطح قائم دیوار} < 0.4 \text{ kN/m}^2$	→ بار زنده معادل گسترده یکنواخت (حداقل 1 kN/m^2) = LPARTITION
$0.4 \text{ kN/m}^2 < \text{وزن واحد سطح قائم دیوار}$	→ بار زنده معادل گسترده یکنواخت (حداقل 0.5 kN/m^2) = LPARTITION

نیازی به در نظر گرفتن بار زنده پارتیشن نیست → $1 \text{ kN/m}^2 < \text{وزن واحد سطح قائم دیوار} \&\& L_0 < 4 \text{ kN/m}^2$ (این استثنا تنها برای بار پارتیشن زنده است)

- * در صورتی که بار پارتیشن به صورت مرده باشد بایستی در صورت وجود از نوع SDEAD و در غیر اینصورت از نوع DEAD تعریف شود.
- * در صورتی که بار پارتیشن به صورت زنده باشد بایستی از نوع LPARTITION تعریف شود.
- * بار پارتیشن از نوع زنده نیز با ضریب ۱۰۰٪ در جرم لرزه‌ای وارد می‌شود.
- * هیچگونه کاهش بار و یا تغییر ضریب در ترکیب بار برای بار پارتیشن مجاز نمی‌باشد.

همانگونه که ذکر شد LIVE0.5 بار زنده غیر قابل کاهشی است که آیین نامه اجازه نصف کردن ضریب آن در ترکیب بار را داده است.

۴-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

- ۱) $1/4D$
- ۲) $1/2D + 1/6L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/3D + 1/6(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$
- ۴) $1/2D + 1/6W + L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2D + E + L + 0/2S$
- ۶) $0/9D + 1/6W$
- ۷) $0/9D + E$

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_0 (طبق جدول ۵-۶-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

ملاحظه می‌شود که آیین نامه اجازه می‌دهد در ترکیبات بار زلزله و باد برای کاربری‌هایی که در آنها L_0 از 5 kN/m^2 کمتر است، ضریب بار زنده را نصف کرد (برای L_0 برابر 5 kN/m^2 قابل استفاده نیست). بار زنده‌ی این کاربری‌ها با الگوی LIVE0.5 تعریف می‌شوند.

این کاربری‌ها می‌تواند شامل بار زنده مسکونی (2 kN/m^2)، دفاتر کار معمولی ($2/5 \text{ kN/m}^2$)، بالکن مسکونی (3 kN/m^2)، فروشگاه کوچک و خرده فروشی (کف سایر طبقات) ($3/5 \text{ kN/m}^2$) باشد.

اما برای مثال برای کف پارکینگ‌ها و محل‌های اجتماع، فروشگاه کوچک و خرده فروشی (طبقه همکف) (5 kN/m^2)، راه پله و راهرو منتهی به درب خروجی در ساختمان‌های مسکونی (5 kN/m^2) قابل استفاده نمی‌باشد.

توجه شود طبق مبحث ۹ ویرایش ۱۳۹۹ به صورت زیر تمام کاربری‌های فوق که قابل کاربرد برای LIVE0.5 ذکر شد، قابل کاهش نیز می‌باشد و می‌توان به صورت LRED0.5 تعریف کرد. اما طبق مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ این کاهش مجاز نمی‌باشد. بنابراین در کاربری‌هایی که هر دو الگوی LIVE0.5 و LRED مجاز است بهتر است از LIVE0.5 استفاده شود، چون معمولاً نسبت به کاهش بار زنده (LRED) کاهش بیشتری را شامل می‌شود. البته در سازه‌هایی که بارهای ثقلی حاکم بر طراحی هستند، LRED تأثیرگذارتر خواهد بود زیرا کاهش ضریب در LIVE0.5 تنها در ترکیبات بار لرزه‌ای و باد اعمال می‌شود.

۲-۲-۳-۷-۹ ضریب بار مربوط به بار L را در رابطه‌های (۳-۷-۹)، (۴-۷-۹) و (۵-۷-۹)، می‌توان به ۰/۵ کاهش داد؛ مگر در بارگذاری پارکینگ‌ها، بارگذاری محل‌های ازدحام عمومی، و محل‌هایی که در آن‌ها میزان بار زنده بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع باشد. استفاده از ضریب ۰/۵ مورد اشاره در کنار بار زنده‌ی کاهش یافته نیز مجاز است.

۴-۲-۵- بار LRED (کاهش بار زنده)

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان اجازه می‌دهد تا در شرایطی بارهای زنده را کاهش داد.

۶-۵-۵- کاهش بارهای زنده طبقات

مقادیر حداقل بارهای زنده گسترده (L_0) طبقات را که در جدول ۱-۵-۶ داده شده، می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۱-۵-۶ الی ۵-۵-۶ برای محاسبه بار زنده طراحی (L) کاهش داد. ضوابط مربوط به کاهش بار زنده بام‌ها در بند ۶-۵-۶ ارائه شده است.

۶-۵-۵-۱- کاهش در بارهای زنده گسترده یکنواخت

بار زنده گسترده اعضای را که برای آنها، مقدار $K_{LL} A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، می‌توان با در نظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۲-۵-۶ تا ۵-۵-۶، طبق رابطه (۱-۵-۶) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.75 + \frac{4/57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (1-5-6)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، وارد شده بر عضو

L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت در هر مترمربع، وارد شده بر عضو (از جدول ۱-۵-۶)

K_{LL} : ضریب موقعیت عضو (از جدول ۲-۵-۶)

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

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

۶-۵-۵-۲- بارهای زنده سنگین

کاهش بارهای زنده دارای مقدار بیش از ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع مجاز نمی‌باشد.

استثناء: کاهش بارهای زنده اعضای که بار دو طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

۶-۵-۵-۳- محل عبور یا پارک خودروهای سواری

کاهش بارهای زنده محل عبور یا پارک خودروهای سواری مجاز نمی‌باشد.

استثناء: کاهش بارهای زنده اعضای که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

۶-۵-۵-۴- محل اجتماع و ازدحام

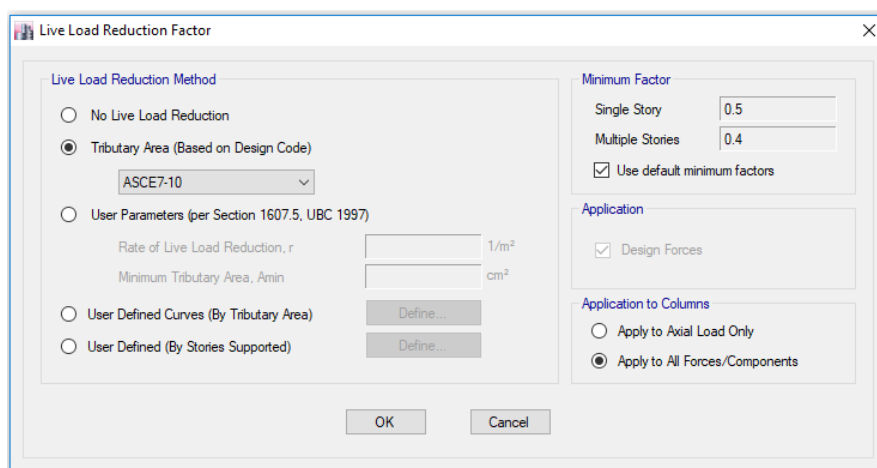
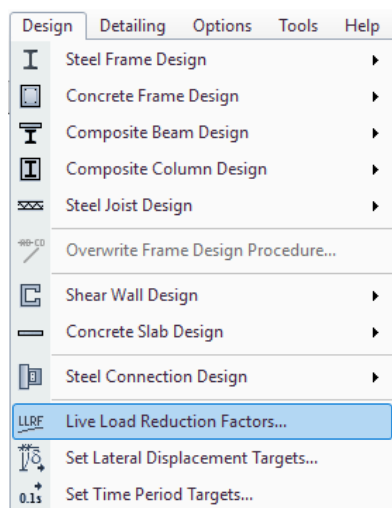
کاهش بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام مجاز نمی‌باشد.

۶-۵-۵-۵- محدودیت‌های مربوط به دال‌های یکطرفه

حداکثر سطح بارگیر A_T برای دال‌های یکطرفه برابر حاصل ضرب دهانه دال در عرضی برابر با ۱٫۵ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) می‌باشد.

ملاحظه می‌شود که برای کاربری‌هایی که در آنها L_0 برابر 5 kN/m^2 است نیز این کاهش قابل اعمال است، در حالی که تغییر ضریب به نصف تنها برای بارهای کمتر از 5 kN/m^2 (نه خود ۵) مجاز است. بنابراین بار راه پله و راهرو منتهی به درب‌های خروجی (5 kN/m^2) و فروشگاه‌های کوچک و خرده فروشی-طبقه همکف (ورودی) (5 kN/m^2) را می‌توان از نوع LRED در نظر گرفت.

تنظیمات مربوط به کاهش بار زنده در ایتبس به صورت زیر انجام می‌شود:



۴-۲-۶- بار LIVE20

بار زنده‌ی غیر قابل کاهش که درصد مشارکت آن در محاسبه‌ی نیروی زلزله ۲۰٪ است. در صورتی که برای بار زنده‌ای مجاز به اعمال هیچ‌کدام از انواع کاهش (کاهش بار زنده و یا نصف کردن ضریب بار در ترکیبات خاص) نباشیم، بایستی آن را به صورت LIVE20 یا LIVE40 تعریف نماییم. طبق استاندارد ۲۸۰۰ ضریب مشارکت بارهای زنده به صورت زیر تعیین می‌شود.

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۳۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداً ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

برای تفکیک بارهای زنده با درصد مشارکت متفاوت طبق جدول فوق، بارهای سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام در انواع ساختمان‌ها مانند سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی ثابت (چسبیده به کف) (3 kN/m^2)، سالن غذاخوری و رستوران (5 kN/m^2) و محل عبور و پارک خودروها مانند محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا 40 کیلو نیوتن (3 kN/m^2) بایستی از نوع LIVE20 تعریف شوند.

۴-۲-۷- بار LIVE40

بار زنده‌ی غیر قابل کاهش که درصد مشارکت آن در محاسبه‌ی نیروی زلزله ۴۰٪ است. طبق جدول فوق بارهای کتابخانه و انبارها بایستی دارای درصد مشارکت بار زنده ۴۰٪ باشند. با توجه به اینکه بارهای کتابخانه و انبارها عموماً بیشتر از 5 kN/m^2 هستند، لذا غیر قابل کاهش نیز خواهند بود. در نتیجه این بارها بایستی به صورت LIVE40 تعریف شوند. نحوه‌ی تعریف درصد مشارکت بار زنده در بخش (۶-۶- جرم لرزه‌ای (Mass Source)) آورده شده است.

۴-۲-۸- بار زنده بام (LROOF)

نرم‌افزار ایتبس برای بار زنده بام کاهشی در نظر نمی‌گیرد، هرچند مبحث ششم روابطی برای کاهش بار زنده بام ارائه کرده است. بنابراین عموماً برای بار زنده بام کاهش در نظر گرفته نمی‌شود.

۴-۲-۹- بار برف (SNOW)

بار برف ساختمان براساس مبحث ششم تعیین می‌گردد و بایستی به صورت مجزا از بار زنده بام با استفاده از الگوی SNOW تعریف شود.

برای مثال برای یک ساختمان مسکونی متداول در شهر تبریز که ساختمان‌های کوتاه‌تر و بلندتر در اطراف آن وجود خواهد داشت، بار برف به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s = 1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

۴-۲-۱۰- MASS

الگوی بار MASS برای تعریف جرم اضافی دیوارها و پارتیشن‌ها در طبقه‌ی بام و طبقاتی که ارتفاع طبقه‌ی زیرین آنها به میزان قابل توجهی بیشتر است استفاده می‌شود.

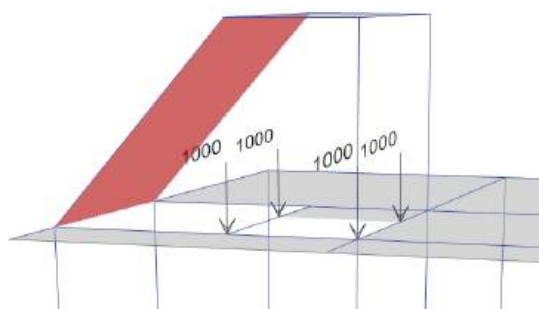
لزوم تعریف این بار به این دلیل است که نرم‌افزار ایتبس وزن هر طبقه را برابر وزن کف طبقه به علاوه وزن دیوارهای روی آن طبقه در نظر می‌گیرد. این فرض برای بارهای ثقلی درست است، اما در مورد تعریف جرم لرزه‌ای که ایتبس از همان وزن طبقه استفاده می‌کند درست نیست. طبق استاندارد ۲۸۰۰ وزن لرزه‌ای هر طبقه برابر است با وزن کف طبقه به علاوه نصف وزن دیوارهای روی طبقه به علاوه نصف وزن دیوارهای زیر آن طبقه. برای طبقات میانی که ارتفاع تمامی طبقات یکسان باشد وزن لرزه‌ای به درستی محاسبه خواهد شد، چون جرم لرزه‌ای طبقه در هر دو حالت دو برابر وزن نصف طبقه بدست خواهد آمد. اما در طبقه‌ی بام که وزن دیوارهای پیرامونی بر روی آن قرار ندارد، عملاً وزن لرزه‌ای نصف طبقه زیرین محاسبه نخواهد شد. برای اصلاح این اختلاف لازم است بار MASS به اندازه نصف وزن دیوارهای پیرامونی بر روی تیرها و به اندازه نصف بار پارتیشن بر روی کف‌ها اعمال شود.

بار MASS فقط در تعریف جرم لرزه‌ای در Mass Source وارد خواهد گردید و در ترکیبات بار وارد نمی‌شود (بنابراین از نوع Other انتخاب می‌شود). چون همانگونه که گفته شد بارهای ثقلی از وزن محتویات روی طبقه تعیین می‌شود و به درستی توسط ایتبس محاسبه می‌گردد. توجه شود بار MASS از جنس نیرو است نه جرم.

این محاسبات باید برای طبقاتی که ارتفاع طبقه زیرین آنها به میزان قابل توجهی بیشتر است نیز انجام شود.

۴-۲-۱۱- بار آسانسور

وزن تجهیزات ثابت آسانسور عموماً به صورت بار مرده متمرکز در چهار گوشه محل حرکت آسانسور در خرپشته قرار می‌گیرد. البته محل و مقدار دقیق این بار بایستی توسط سازنده آسانسور اعلام گردد.



هرچند برخی از طراحان معتقدند آسانسور کاملاً جدا از سازه‌ی اصلی عمل می‌کند و تمام بار اتاق آسانسور توسط شاسی آن تحمل می‌شود، اما برخی دیگر بار زنده‌ای برابر با بار تعیین شده در مبحث ششم برای اتاق آسانسور را نیز به صورت بار زنده‌ی متمرکز در نقاط نشان داده شده در شکل فوق اعمال می‌نمایند.

$$P = 3.6 \text{ kN/m}^2 \times 2 \times \text{مساحت اتاقک}$$

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 مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۲-۱۲	اتاق آسانسور	۳/۶	۱/۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود)

۶-۵-۸-۳ سازه‌های نگهدارنده آسانسورها؛ وزن اتاقک، ماشین‌آلات، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از وزن مسافران و وسایل باید در ضریب ۲ ضرب شود، مگر آنکه بارهای اسمی ارائه شده توسط سازنده در ضریبی بیشتر از مقدار ضرب شده باشد.

۴-۲-۱۲- بارهای جانبی فرضی (Notional) در سازه‌های فولادی

طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در صورتی که در تحلیل سازه‌های فولادی از روش مستقیم استفاده شود، بایستی برای درنظرگیری اثر نواقص هندسی بارهای فرضی جانبی به شرح زیر بر سازه اعمال شوند.

۱۰-۲-۱-۵ الزامات تحلیل و طراحی

به طور کلی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن، به کار بردن هر روش تحلیل و طراحی علمی و منطقی که آثار ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۱ به نحو موثری در آن لحاظ شده باشد، مجاز است. روش‌های تحلیل و طراحی ارائه شده در زیر با محدودیت‌ها و الزامات ذکر شده به عنوان روش‌های قابل قبول تحلیل و طراحی محسوب می‌گردند.

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

۱۰-۲-۱-۵-۱ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا و طراحی آنها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت‌ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچگونه محدودیتی وجود ندارد.

ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت طراحی کلیه اعضا محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده ذکر شده در بند ۱۰-۲-۳ یا فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین شود.

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 مرتبه 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.

$$N_i = 0.02Y_i \quad (4-1-2-10)$$

که در آن:

N_i = بار جانبی فرضی در طبقه i

Y_i = بار ثقلی ضریبدار در طبقه 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.

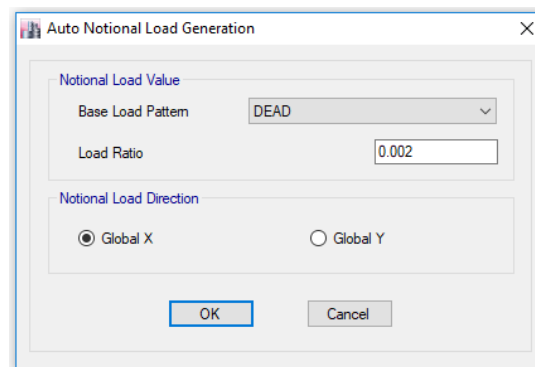
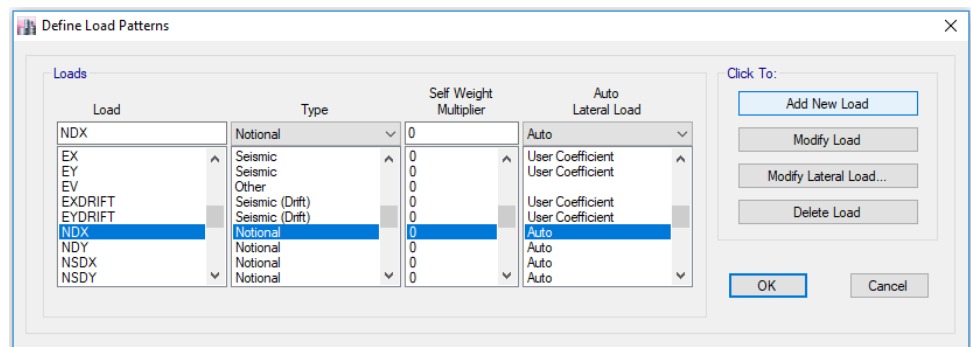
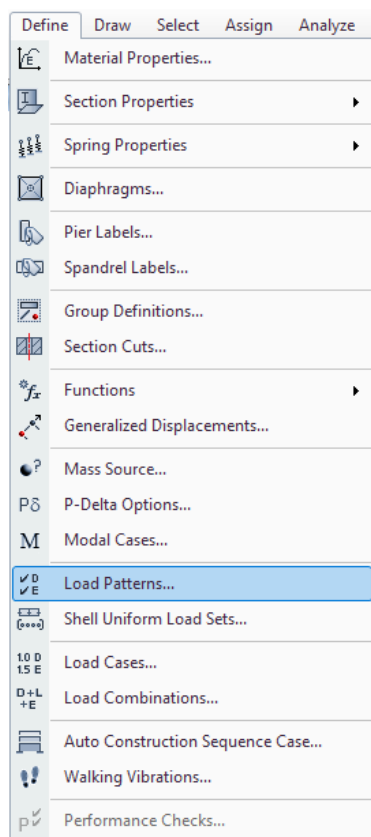
(۲) بار جانبی فرضی (N_i) باید به کلیه ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا بطور تقریب مقدار ضریب تشدید B_F در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته) با احتساب سختی کاهش یافته اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۲) در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی $1/7$ 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 (0.02) براساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها در هر طبقه برابر $\frac{1}{1000}$ ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر $(\frac{1}{1000}$ ارتفاع طبقه) کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می‌تواند متناسب با آن کاهش یابد.

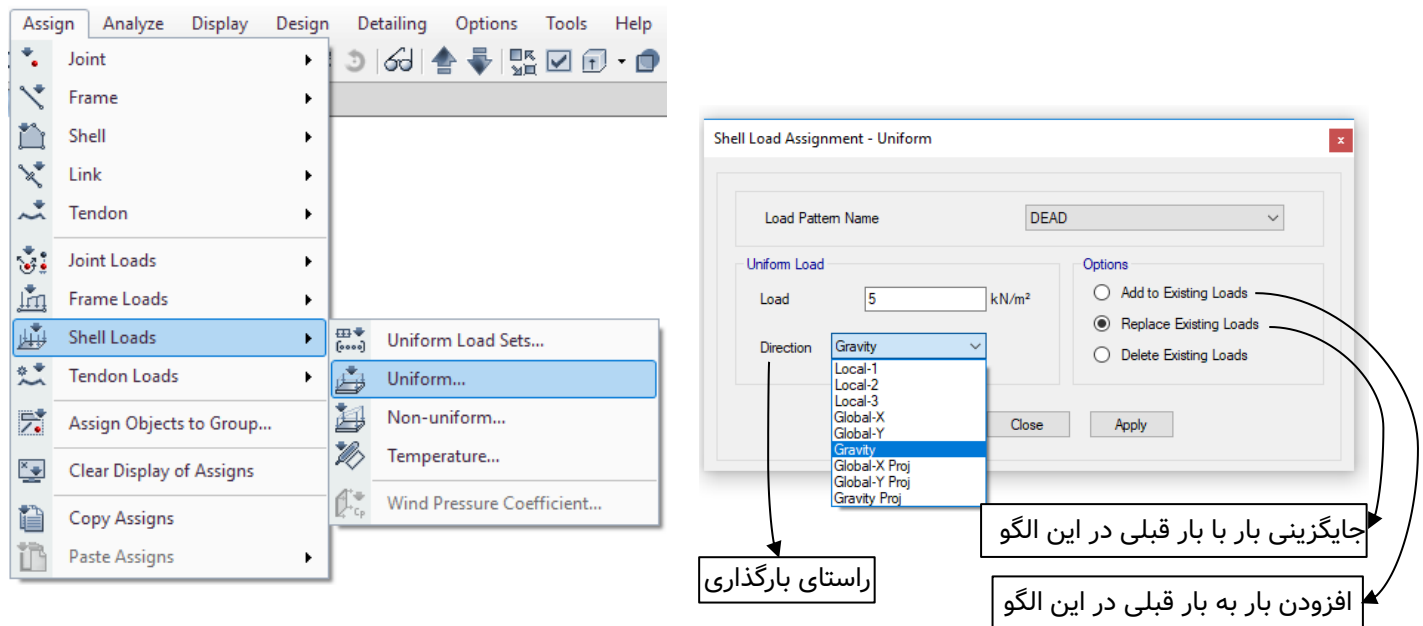
تیمبره: کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کفاها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

بنابراین بایستی برای هریک از الگوی بارهای ثقلی شامل (DEAD, SDEAD, LIVE20, LIVE40, LRED, LIVE0.5, LRED, LPARTITION, SNOW, LROOF) بار فرض در راستای X و Y به صورت زیر تعریف نمود.

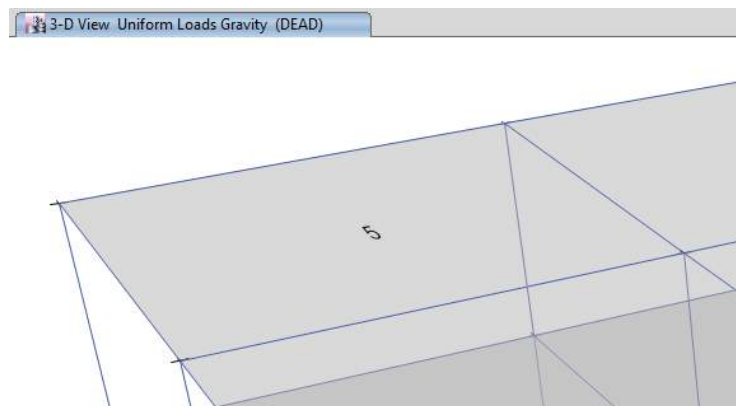


۳-۴- اعمال بار گسترده کفها

برای اعمال بار گسترده بر روی کفها پس از انتخاب کف مورد نظر به صورت زیر عمل می‌کنیم.

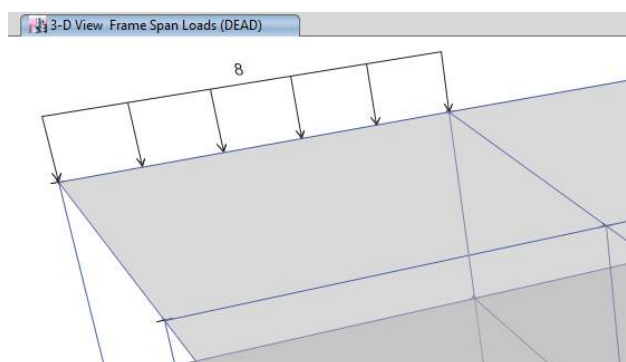
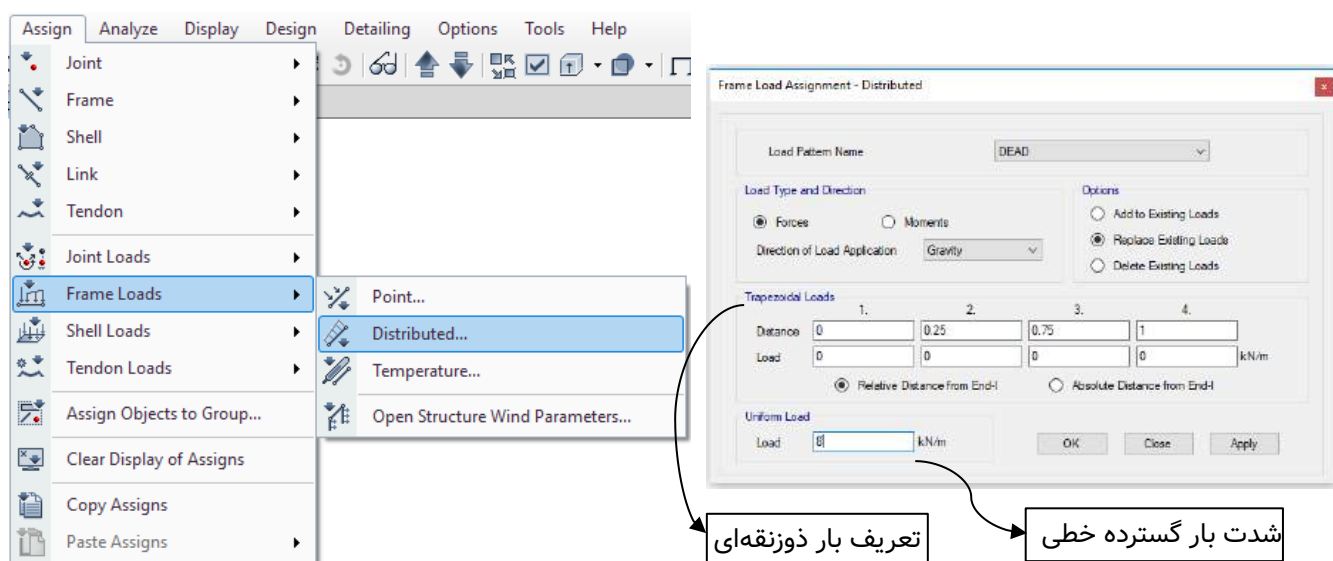


با استفاده از روش فوق تمام بارهای مورد نظر بر روی کفهای انتخاب شده اعم از مرده و زنده ... تعریف می‌شود.

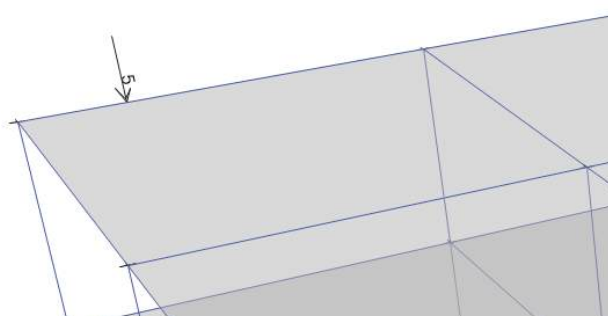
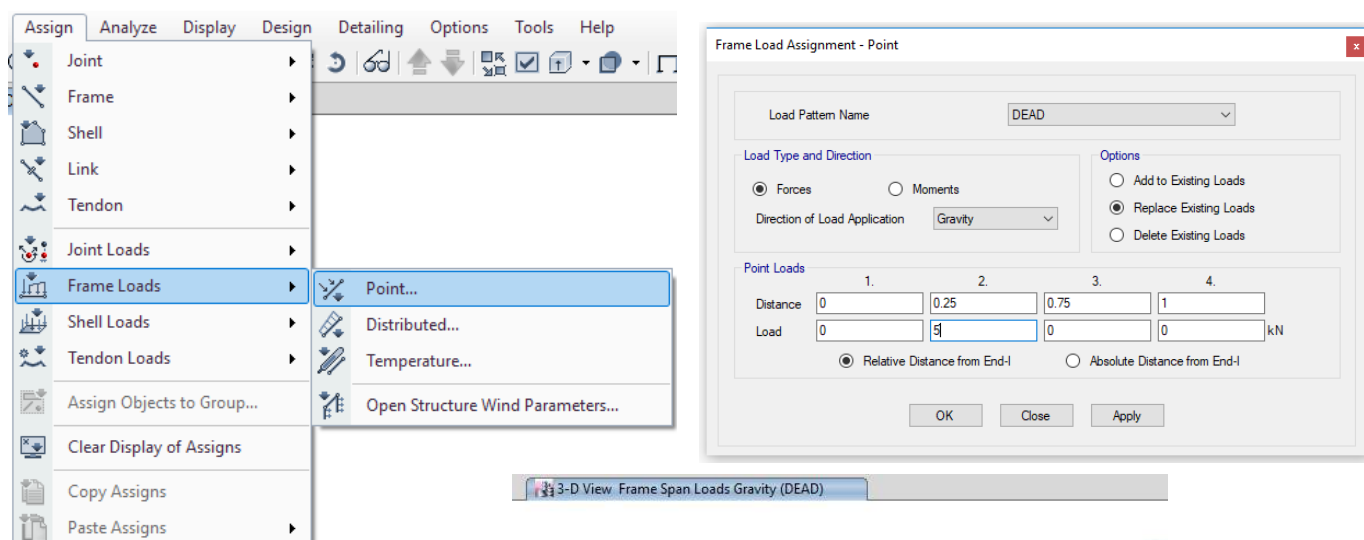


۴-۴- اعمال بار خطی

برای تعریف بار خطی بر روی اعضای میله‌ای پس از انتخاب اعضای مورد نظر به صورت زیر عمل می‌شود.

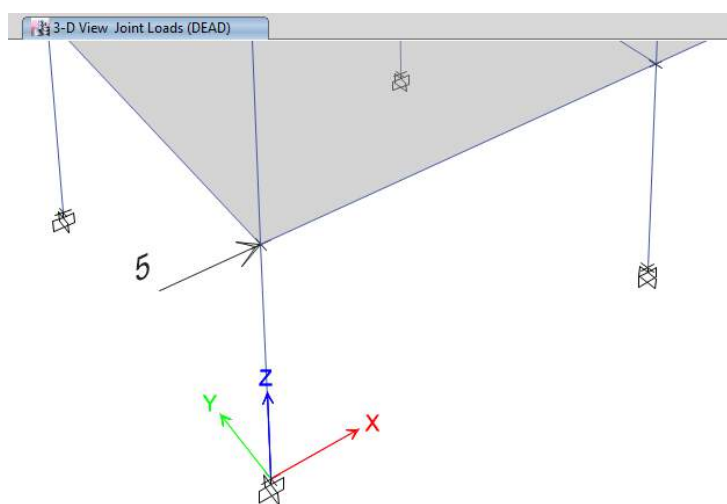
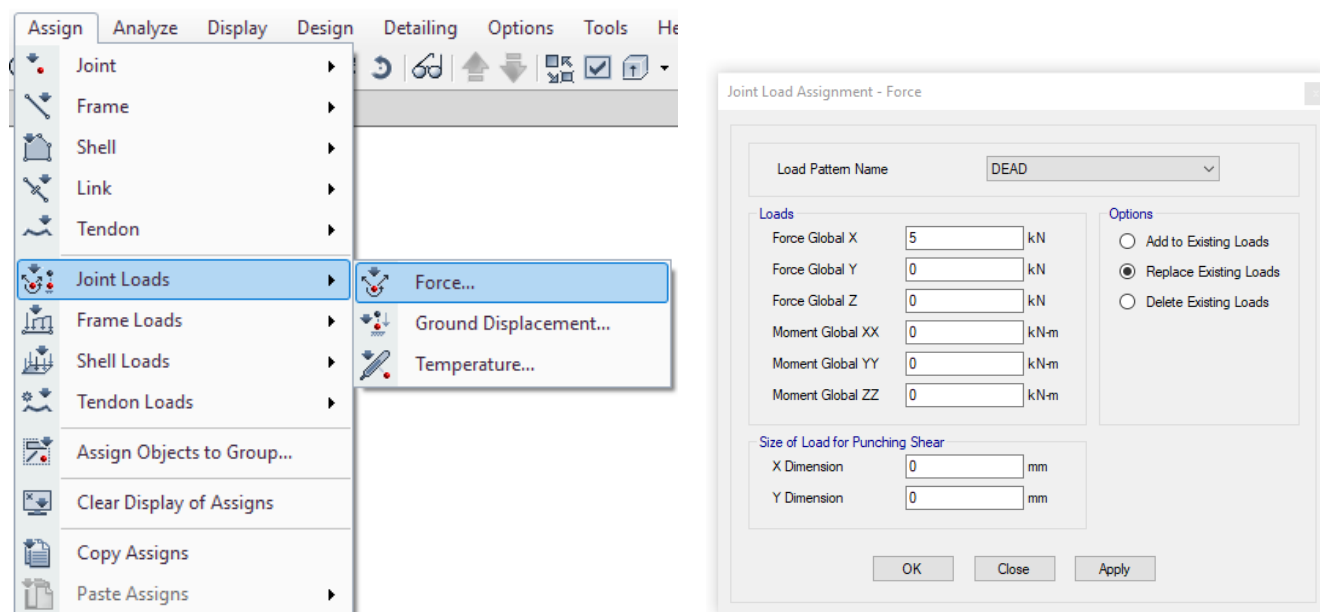


همچنین برای تعریف بار متمرکز بر روی یک نقطه خاص از عضو میله‌ای می‌توان از گزینه‌ی زیر استفاده کرد.



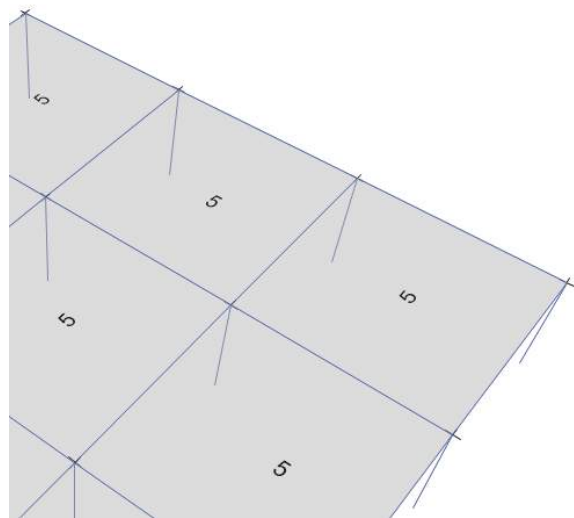
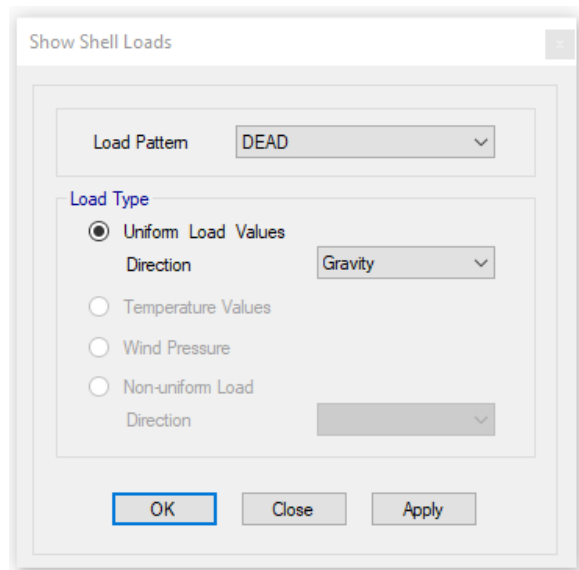
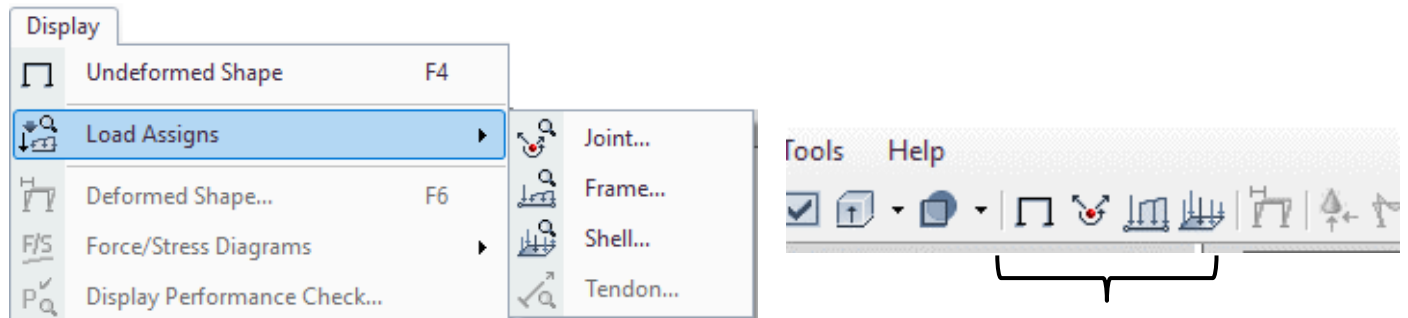
۴-۵- اعمال بار نقطه‌ای

برای اعمال بار متمرکز بر روی گره پس از انتخاب گره مورد نظر به صورت زیر عمل می‌شود.



۴-۶- مشاهده‌ی بارهای اختصاص داده شده

برای مشاهده‌ی بارهایی که به گره‌ها (Joint)، اعضای قابی (Frame) و صفحات (Shell) اختصاص داده شده‌اند، از منوی Display به صورت شکل زیر استفاده می‌شود.

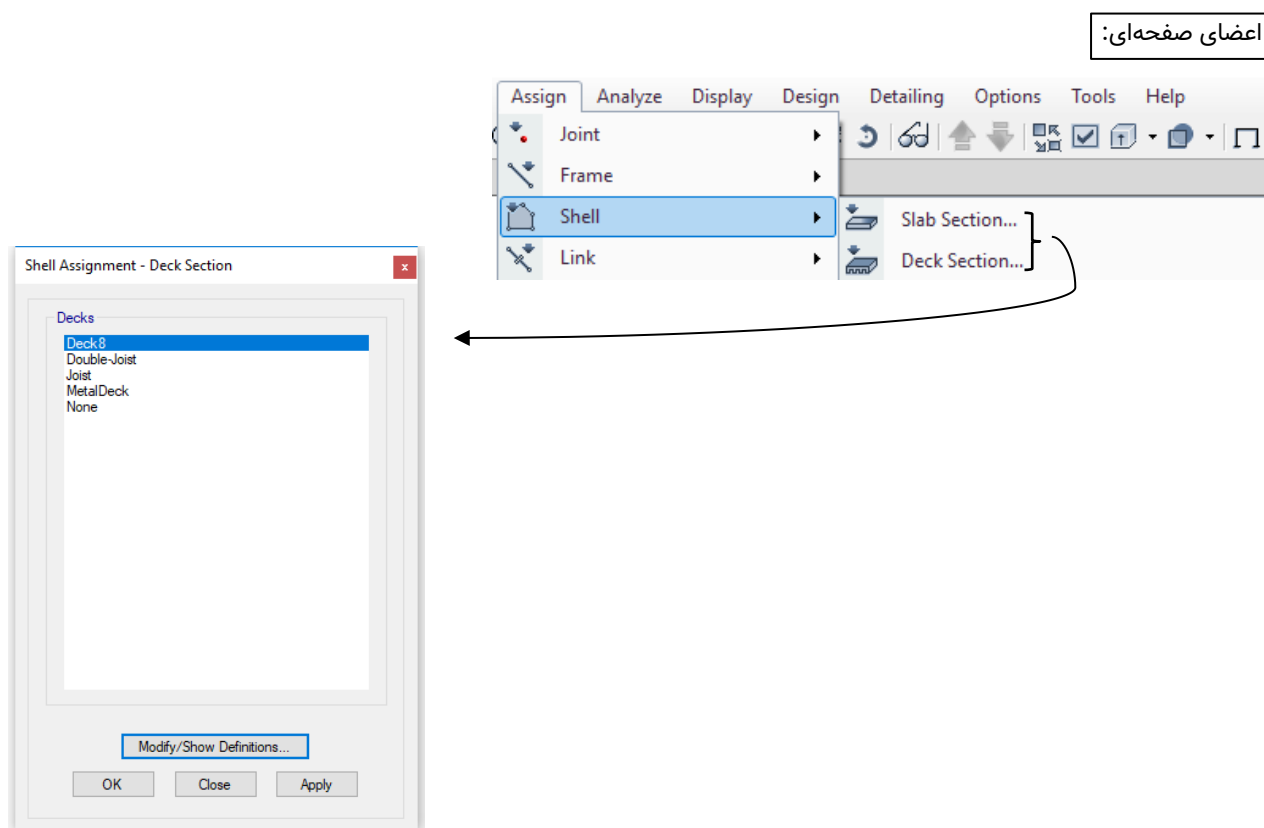
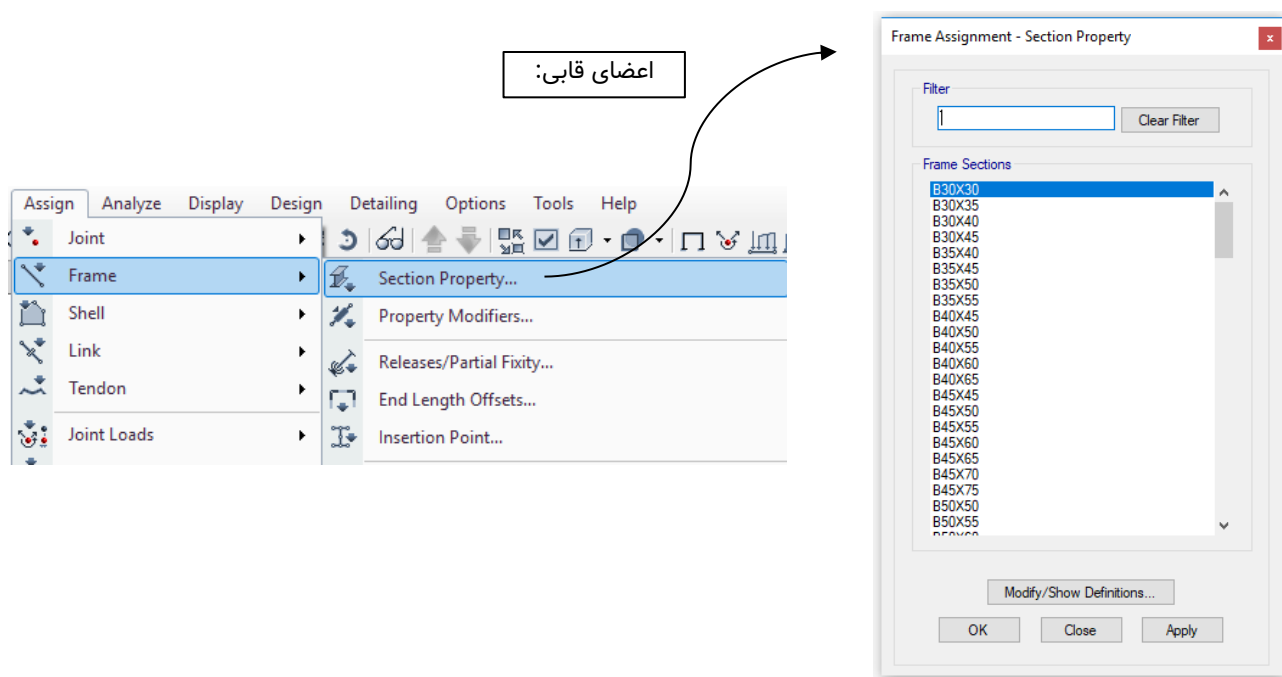


فصل ۵. تنظیم مشخصات اعضا

گزینه‌های اختصاص مشخصات اعضا یا تغییر آنها عموماً در منوی Assign قرار دارند.

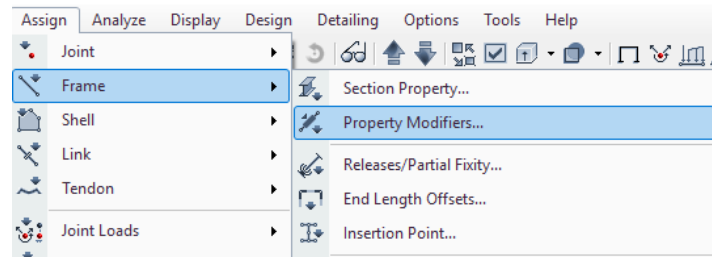
۵-۱- تغییر مقطع اعضا

برای تغییر مقطع پس از انتخاب اعضای مورد نظر به صورت زیر عمل می‌کنیم.



۵-۲- ضرایب ترک خوردگی

برای اعمال ضرایب سختی و وزن اعضا از گزینه‌ی Property Modifiers استفاده می‌شود. مهمترین کاربرد این ضرایب در اعمال ضرایب ترک خوردگی در سازه‌های بتنی و همچنین اعمال ضریب کاهش وزن تیرها برای در نظرگیری همپوشانی با دال کف می‌باشد. پس از انتخاب اعضای مورد نظر:



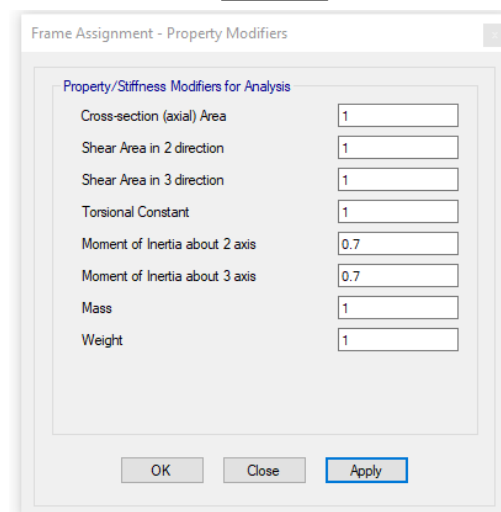
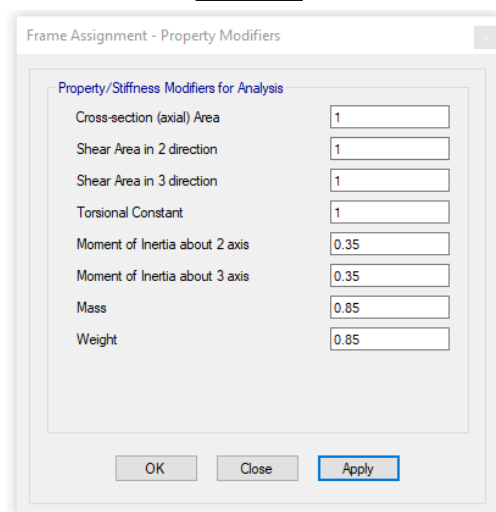
اعمال ضرایب ترک خوردگی به صورت زیر طبق استاندارد ۲۸۰۰ متداول است:

۳-۱-۶ مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود، 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 ملاحظه‌ای در توزیع نیروها دارند، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط در سازه‌های بتن‌آرمه رعایت اثر ترک خوردگی اجزا در سختی آنها الزامی است. اثر ترک خوردگی در این سازه‌ها را می‌توان مطابق بند (۳-۵-۵) برای تعیین تغییر شکل‌ها و نیز نیروهای داخلی در تحلیل سازه منظور کرد.

۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها $I_g \times 0.35$ ، برای ستون‌ها $I_g \times 0.7$ ، و برای دیوارها $I_g \times 0.35$ یا $I_g \times 0.7$ نسبت به میزان ترک خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا $1/5$ برابر افزایش داد و از اثر $P-\Delta$ نیز صرف‌نظر کرد.

تیر

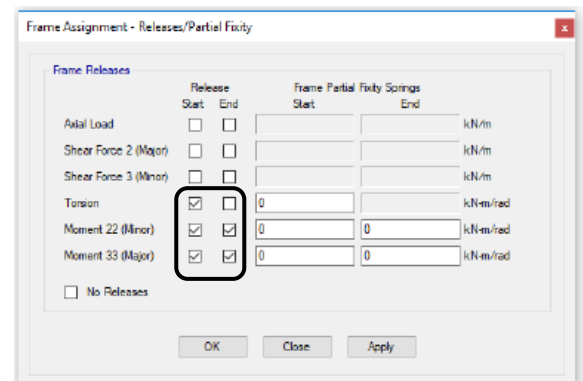
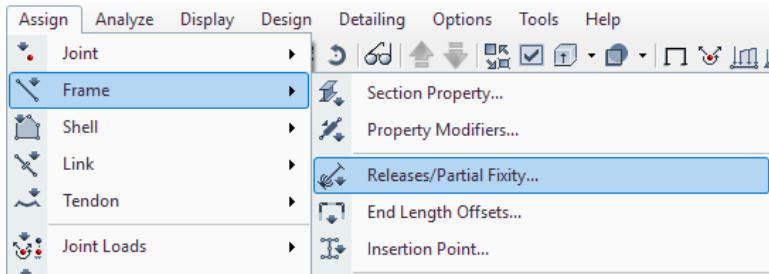
ستون



همچنین در تیرهایی که تحت پیچش نامعین قرار دارند می‌توان ضریب Torsional Constant را برابر 0.15 قرار داد. البته در سایر تیرها که تحت پیچش نامعین قرار ندارد این ضریب تأثیر چندانی در نتایج نخواهد داشت.

۵-۳- تعریف مفاصل

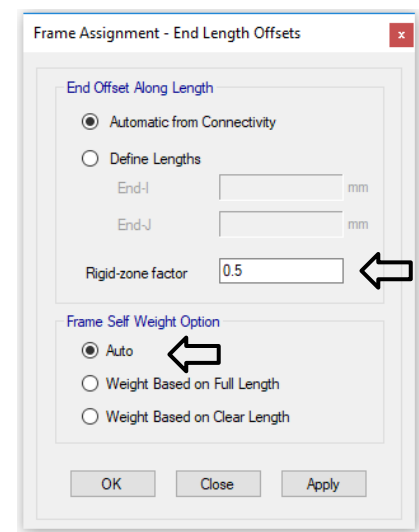
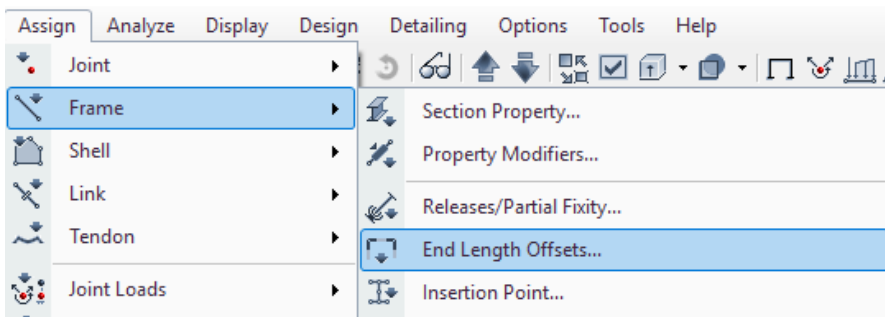
برای تعریف مفصل در انتهای اعضای قابی (Frame) از گزینه‌ی نشان داده شده در شکل زیر استفاده می‌شود. در اینجا امکان تعریف مفصل محوری، برشی، خمشی و پیچشی وجود دارد. هرچند در سازه‌های متداول تنها از مفصل خمشی و در سازه‌های فولادی استفاده می‌شود.



توجه شود اگر پیچش هر دو انتهای عضو آزاد گردد المان ناپایدار خواهد گردید.

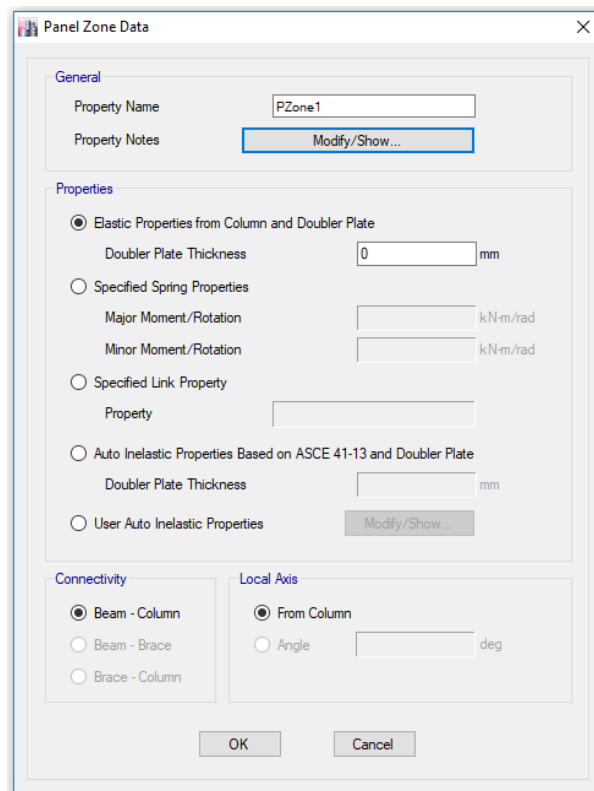
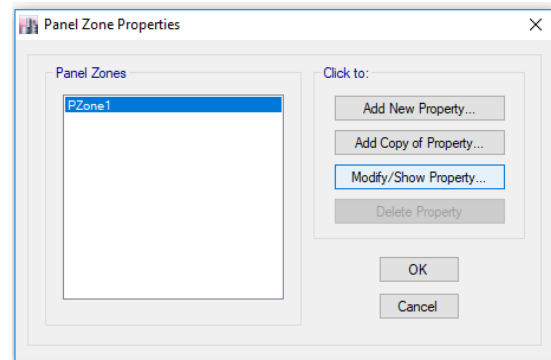
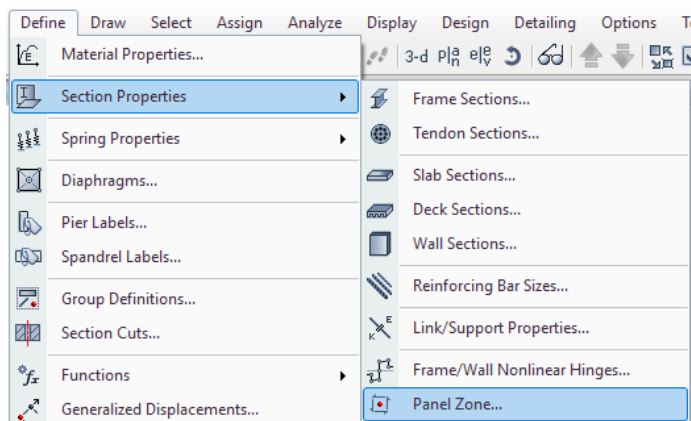
۵-۴- نواحی صلب انتهایی

برای در نظر گرفتن رفتار صلب انتهایی اعضا که به سبب قرارگیری در ناحیه‌ی چشمه اتصال ایجاد می‌گردد، به صورت زیر عمل می‌شود. پس از انتخاب اعضای مورد نظر:

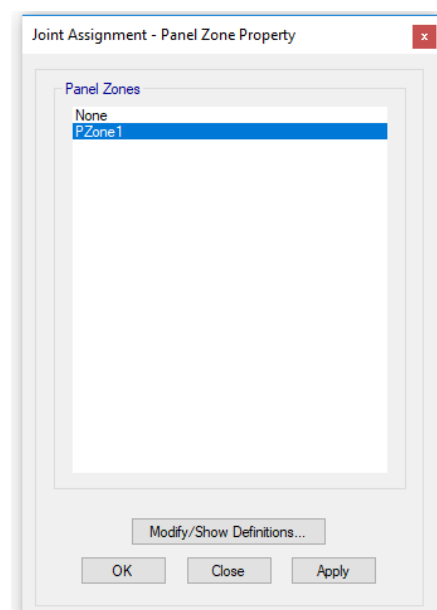
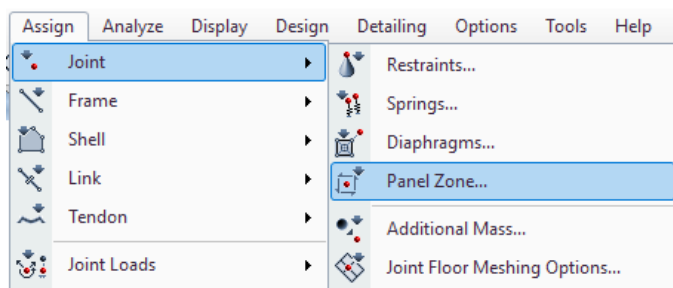


نسبت توصیه شده برای ناحیه‌ی صلب انتهایی (Rigid-zone factor) در اعضای بتنی (تیر و ستون) ۰/۵ می‌باشد. بدین معنی که نیمی از بخشی از تیر که در داخل چشمه اتصال قرار می‌گیرد صلب در نظر گرفته می‌شود. همچنین در بخش فوق امکان تعیین حالت درنظرگیری وزن قسمت همپوشانی اعضا وجود دارد. با انتخاب حالت Auto به صورت خودکار محاسبه وزن اعضا به گونه‌ای انجام می‌شود که از تکرار وزن قسمت همپوشانی جلوگیری شود.

برای سازه‌های فولادی توصیه شده است که مقدار Rigid-zone factor برای تمام اعضا (تیر و ستون) برابر ۱ تعیین شده و سپس سختی چشمه‌های اتصال به طریق زیر تعریف شود.

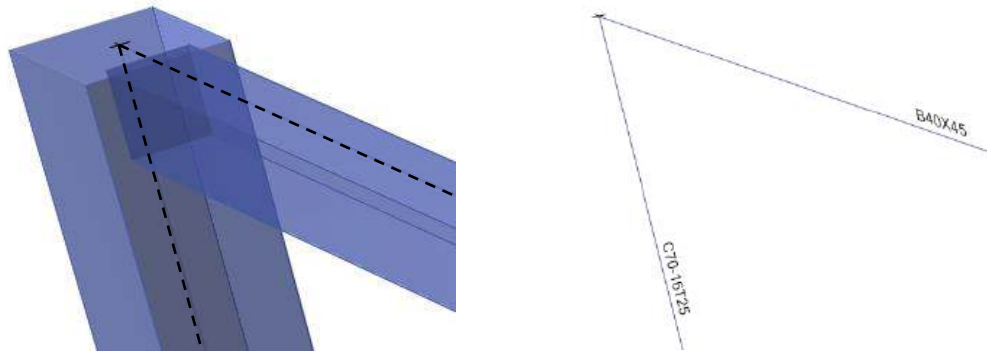


سپس با انتخاب گره‌های گیردار سازه فولادی، این رفتار چشمه اتصال به آنها اختصاص داده می‌شود.

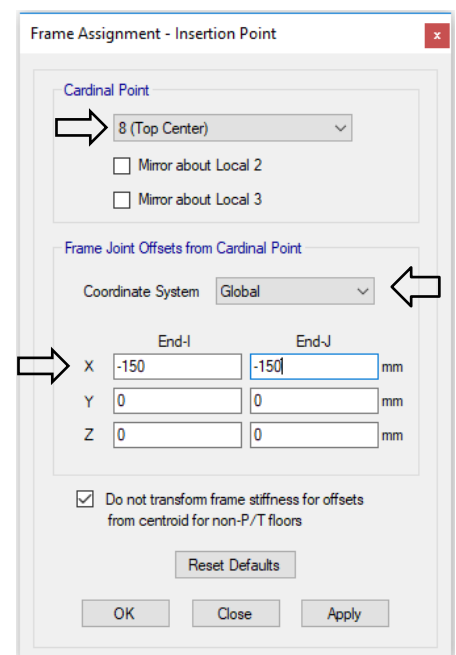
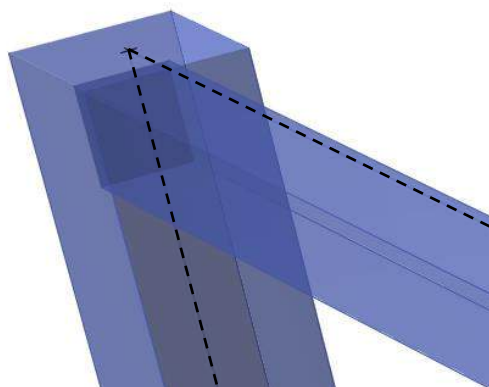
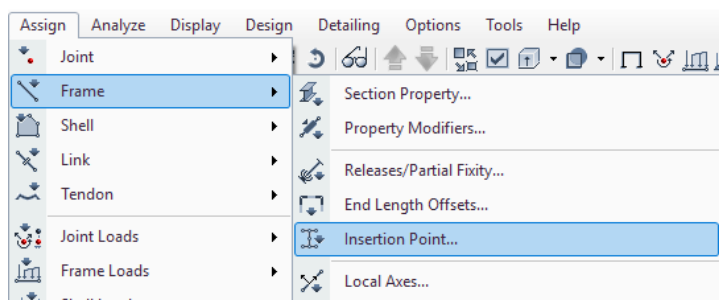


۵-۵- تغییر موقعیت اعضا نسبت به محور مرکزی

در نرم افزار ایتبس به صورت پیش فرض موقعیت سطح مقطع ستون ها نسبت به محور عبوری از مرکز سطح آنها و برای تیرها نسبت به محور عبوری از نقطه ی میانی وجه بالای آنها در نظر گرفته می شود. در واقع میله های نشان داده شده در مدل سازه نشان دهنده ی محور مرکزوارى ستون ها و محور میانی وجه بالای تیرها می باشند. به عنوان مثال در شکل زیر نحوه ی قرارگیری و اتصال یک تیر با عرض 40cm به یک ستون با عرض 70cm به صورت پیش فرض نشان داده شده است.

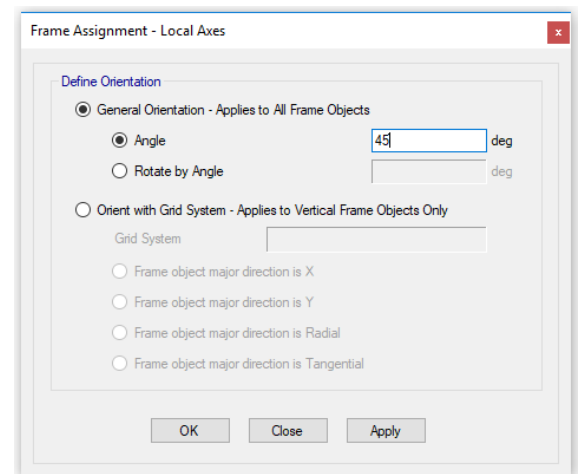
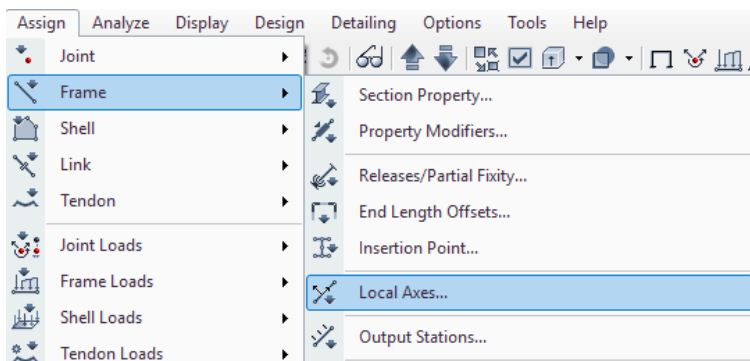
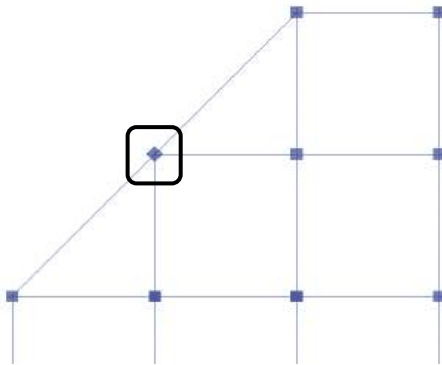


پس از انتخاب تیر با استفاده از گزینه زیر می توان مقطع تیر را به موقعیت همباد با لبه ی ستون منتقل نمود.



۵-۶- مختصات محلی اعضا

برای ایجاد دوران در مقطع اعضا حول محور میانی آنها از گزینه‌ی زیر استفاده می‌شود.



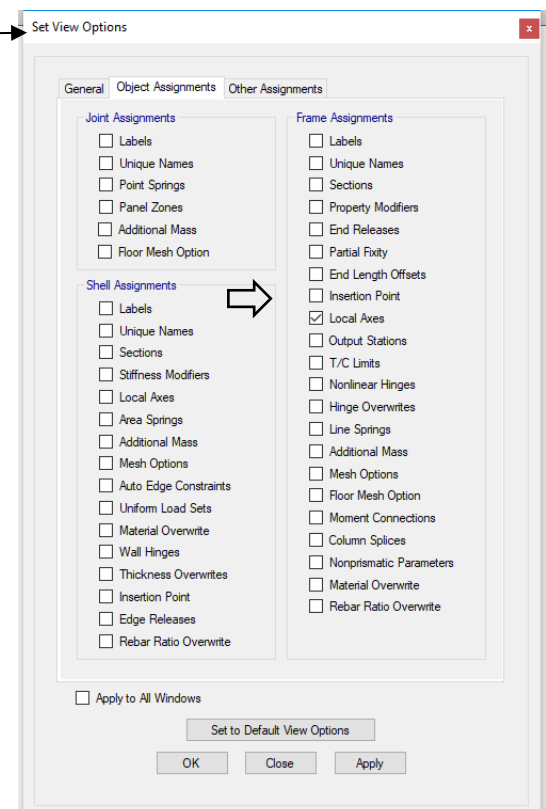
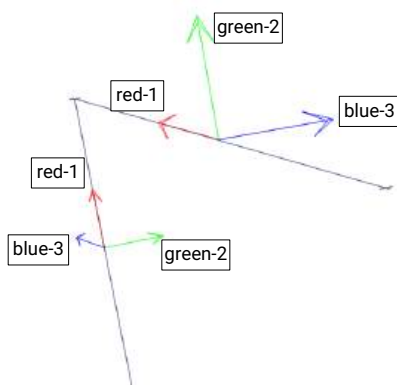
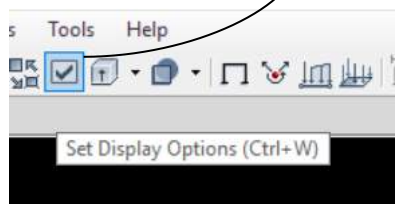
Dashboard / Home / Program usage

Local axes color convention

Created by Ondrej, last modified on Mar 27, 2013

The local axes color convention for joints, frame elements, shell elements, etc. is as follows:

- local 1 axis: red
- local 2 axis: green
- local 3 axis: blue



فصل ۶. بارگذاری لرزه‌ای

۶-۱- دوره تناوب سازه

گام اول در محاسبه نیروی جانبی زلزله، تعیین دوره تناوب سازه می‌باشد. در استاندارد ۲۸۰۰ دو نوع دوره تناوب برای سازه تعریف شده است: تحلیلی و تجربی. دوره تناوب تحلیلی پس از تنظیماتی که در ادامه آورده شده است، از نرم‌افزار ایتبس استخراج می‌گردد. اما دوره تناوب تجربی بر اساس روابط زیر تعیین می‌گردد. توجه شود دوره تناوب سازه برای هر راستای اصلی x و y سازه به صورت مجزا تعیین می‌گردد.

دوره تناوب تجربی

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقاب‌ی ممانی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (3-3)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (4-3)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقاب‌ی ممانی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

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

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۴-۳)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقاب‌ی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (5-3)$$

در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

طبق تبصره فوق برای تعیین زمان تناوب سازه که در محاسبه‌ی نیروی زلزله استفاده خواهد شد (T_{Design})، می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$T_{Design} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Max} (T_{Analytical} , T_{Experimental}) \\ 1.25 \times T_{Experimental} \end{array} \right\}$$

۶-۲- دوره تناوب تحلیلی

۶-۲-۱- دوره تناوب تحلیلی در سازه‌های بتنی

طبق استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه‌ی دوره تناوب سازه توسط ایتبس بایستی ضرایب سختی اعضای بتنی به شرح زیر تعیین شوند. بنابراین با توجه به اینکه این ضرایب با ضرایب ترک‌خوردگی مورد استفاده برای تحلیل و طراحی سازه متفاوت است، معمولاً برای محاسبه‌ی دوره تناوب تحلیلی از یک فایل جداگانه که در آن ضرایب ترک‌خوردگی به صورت زیر تعریف شده‌اند استفاده می‌شود. در سازه‌های فولادی نیازی تعریف این ضرایب نیست.

۳-۳-۳- سختی مقاطع بتن‌آرمه

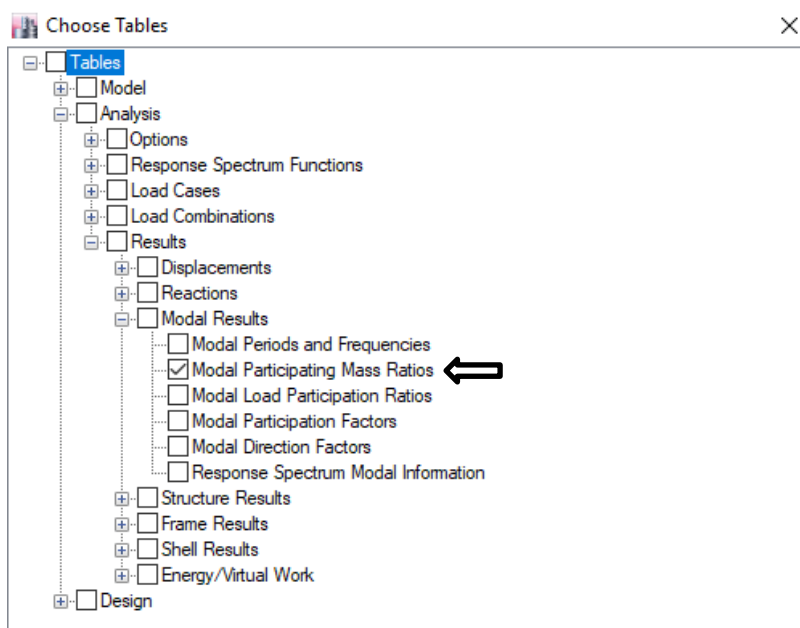
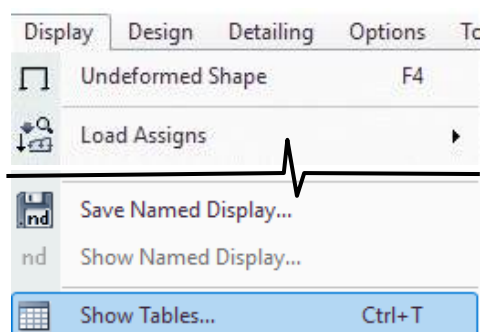
در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن‌آرمه اثر ترک‌خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

$$I_e = 0.5I_g \quad \text{در تیرها}$$

$$I_e = I_g \quad \text{در ستون‌ها و دیوارها}$$

در این روابط I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. توجه شود مقادیر فوق تنها در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان کاربرد دارد.

برای مشاهده دوره تناوب سازه در ایتبس می‌توان از بخش زیر استفاده کرد.



Modal Participating Mass Ratios						
1 of 10 Reload Apply						
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
▶	Modal	1	1.13	0.212	0.5219	0
	Modal	2	1.072	0.5251	0.1911	0
	Modal	3	0.93	0.0095	0.0268	0
	Modal	4	0.41	0.0205	0.1093	0
	Modal	5	0.387	0.1133	0.0206	0
	Modal	6	0.347	0.0003	0.006	0
	Modal	7	0.225	0.0019	0.0459	0
	Modal	8	0.212	0.0475	0.0015	0
	Modal	9	0.2	0.0003	0.0032	0
	Modal	10	0.148	4.453E-06	0.0255	0

در جدول فوق نسبت جرم مؤثر مودی برای مدهای مختلف نمایش داده می‌شود. به عنوان مثال مشخص است که مود اول با پریود 1.13 ثانیه مربوط به راستای y و مود دوم با پریود 1.072 مربوط به راستای x می‌باشد. ممکن است در سازه‌هایی که مدهای پیچشی نیز دارند مود اصلی حرکت در راستای x و y در مدهای بالاتر غیر از مود ۱ و ۲ قرار گیرند. در هر صورت مود اصلی در هر راستای x و y ، اولین مود دارای نسبت جرم مؤثر لرزه‌ای قابل توجه در آن راستا می‌باشد.

معمولاً دوره تناوب به دست آمده از مدل اصلی با ضرایب ترک‌خوردگی ۰/۳۵ و ۰/۷ در حدود ۱/۱ تا ۱/۲ برابر دوره تناوب بدست آمده از مدل با ضرایب ترک‌خوردگی ۰/۵ و ۱ می‌باشد.

توجه شود دوره تناوب تحلیلی سازه بایستی پس از طراحی نهایی سازه و تعیین ابعاد نهایی مقاطع اعضا مجدداً محاسبه گشته و ضریب زلزله به‌روزرسانی گردد.

۲-۲-۶- دوره تناوب تحلیلی در سازه‌های فولادی

دوره تناوب تحلیلی در سازه‌های فولادی بایستی براساس تحلیل سازه با سختی‌های کاهش نیافته انجام یابد.

۲-۱-۵-۱-۲-۱۰ تنظیمات سختی اعضا

تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

از چنین مدلی با عنوان Drift.edb در محاسبه‌ی دریفت و درز انقطاع سازه‌ی فولادی نیز استفاده می‌شود. نحوه ساخت این مدل در بخش (۵-۱۰- کنترل دریفت در سازه‌های فولادی) توضیح داده شده است. پس از ساخت این مدل دوره تناوب تحلیلی سازه از جدول Modal Participating Mass Ratios که در بالا ذکر گردید قابل استخراج است.

توجه شود در سازه‌های فولادی نیز دوره تناوب تحلیلی سازه بایستی پس از طراحی نهایی سازه و تعیین ابعاد نهایی مقاطع اعضا مجدداً محاسبه گشته و ضریب زلزله به‌روزرسانی گردد.

۶-۳- تراز پایه

۳-۱-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

- ۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهدارنده آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.
- ۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهدارنده آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهدارنده زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهدارنده زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

طبق بند فوق از استاندارد ۲۸۰۰، می‌توان در شرایطی که ساختمان در طبقات زیرزمین دارای دیوار حائل متصل به سازه بوده و خاک اطراف (پیرامون دیوار حائل) ساختمان متراکم باشد، تراز پایه را بالاتر از تراز شالوده در نظر گرفت. تراز پایه در تعیین ارتفاع سازه برای محاسبه دوره تناوب تجربی و همچنین تعریف الگوی بار لرزه‌ای کاربرد دارد.

۴-۶- بار زلزله استاتیکی

طبق استاندارد ۲۸۰۰ دو روش اصلی برای تحلیل سازه وجود دارد. روش اول و ساده‌تر روش تحلیل استاتیکی است که برای تمامی سازه‌ها قابل استفاده نیست و دارای محدودیت‌های زیر است. اما روش دوم یعنی روش دینامیکی برای تمام سازه‌ها قابل استفاده است. در این بخش روش تحلیل استاتیکی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲-۳ روش‌های تحلیل سازه

۲-۳-۱ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

۲-۳-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

- الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:
 - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
 - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

۳-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به‌کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان‌شده در بند (۲-۳-۳) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده 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 (۴-۱-۳) و (۵-۱-۳) به سازه اعمال می‌گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود.

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۲-۳-۱)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \quad (۳-۱)$$

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به‌دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۲-۳)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۲)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳)

مقداربرش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (۳-۳)$$

۶-۴-۱- نسبت شتاب مبنای طرح (A)

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

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

لرزه‌خیزی منطقه بر اساس پیوست ۱ در صفحه ۱۲۹ استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌گردد. به عنوان مثال نسبت شتاب مبنای طرح A برای تهران و تبریز برابر 0.35 می‌باشد.

۶-۴-۲- ضریب بازتاب ساختمان (B)

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

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

۳-۲-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned}$$

(۲-۲)

در این روابط:

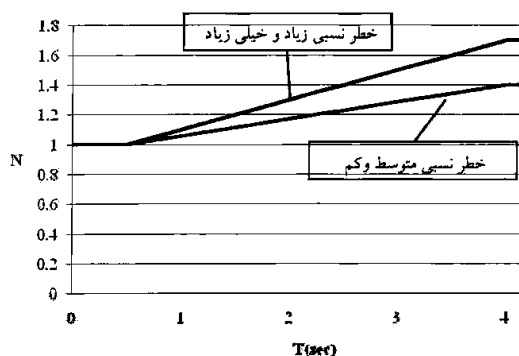
T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به تائیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می‌شود.
 T_0 ، T_s و S_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند.
 مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین‌ها در بند (۴-۲) مشخص شده‌اند.

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_0	S	S_0	S
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۱/۳	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، خاک نوع II

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2) \\ N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2) \\ N &= 1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

روابط فوق برای خاک نوع II در شکل (۲-۲) نشان داده شده‌اند.

۴-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

۴-۲-۱-۴ زمین‌ساختگاه‌ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۳-۲) طبقه‌بندی می‌شوند. در این جدول:

جدول ۳-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین			پارامترها	
				$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)} (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین			-	-
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به‌تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده			> 250	> 50
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر			$70 - 250$	$15 - 50$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.			< 70	< 15

نوع زمین در گزارش ژئوتکنیک تعیین می‌گردد.

۴-۴-۲ در مواردی که جزئیات خصوصیات خاک به حد کافی برای تعیین نوع زمین محل شناخته‌شده نباشد و داده‌های ژئوتکنیکی خصوصیات شبیه زمین نوع IV را در محل نشان ندهد و طبق بند (۱-۶) انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری نباشد و ساختمان مورد نظر با حداکثر چهار سقف (ارتفاع کمتر از ۱۲ متر) و سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع باشد، می‌توان زمین مورد نظر را نوع III از جدول (۳-۲) انتخاب کرد.

۴-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، $\bar{v}_s$ می‌توان از رابطه (۵-۲) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (5-2)$$

در این رابطه، d_i به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

۴-۴-۳ در مواردی که در انطباق مشخصات محل ساختگاه با انواع مندرج در جدول (۳-۲) تردیدی وجود داشته باشد، باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگ‌تری به‌دست می‌دهد، انتخاب گردد.

$\bar{v}_s$: متوسط سرعت موج برشی در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

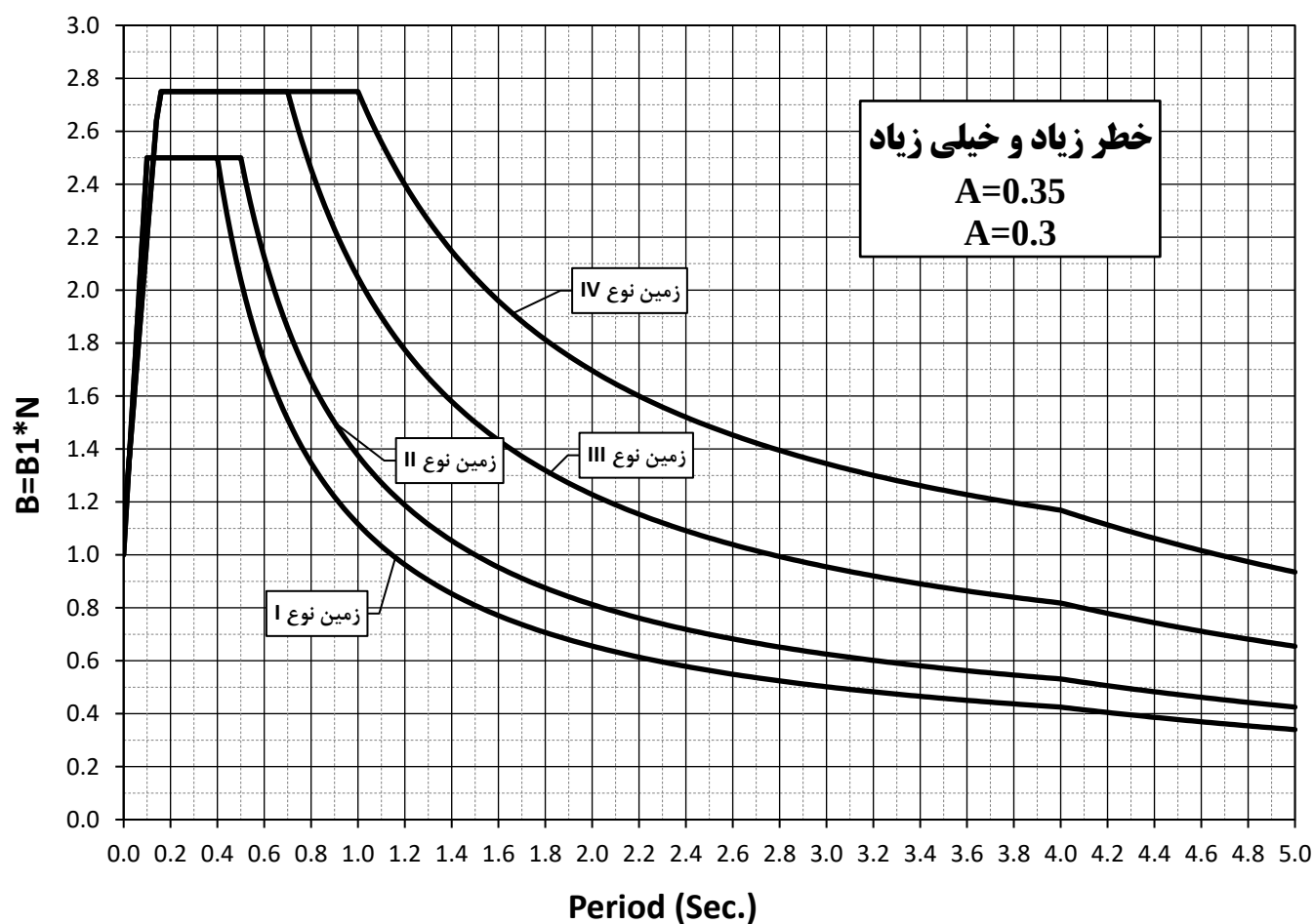
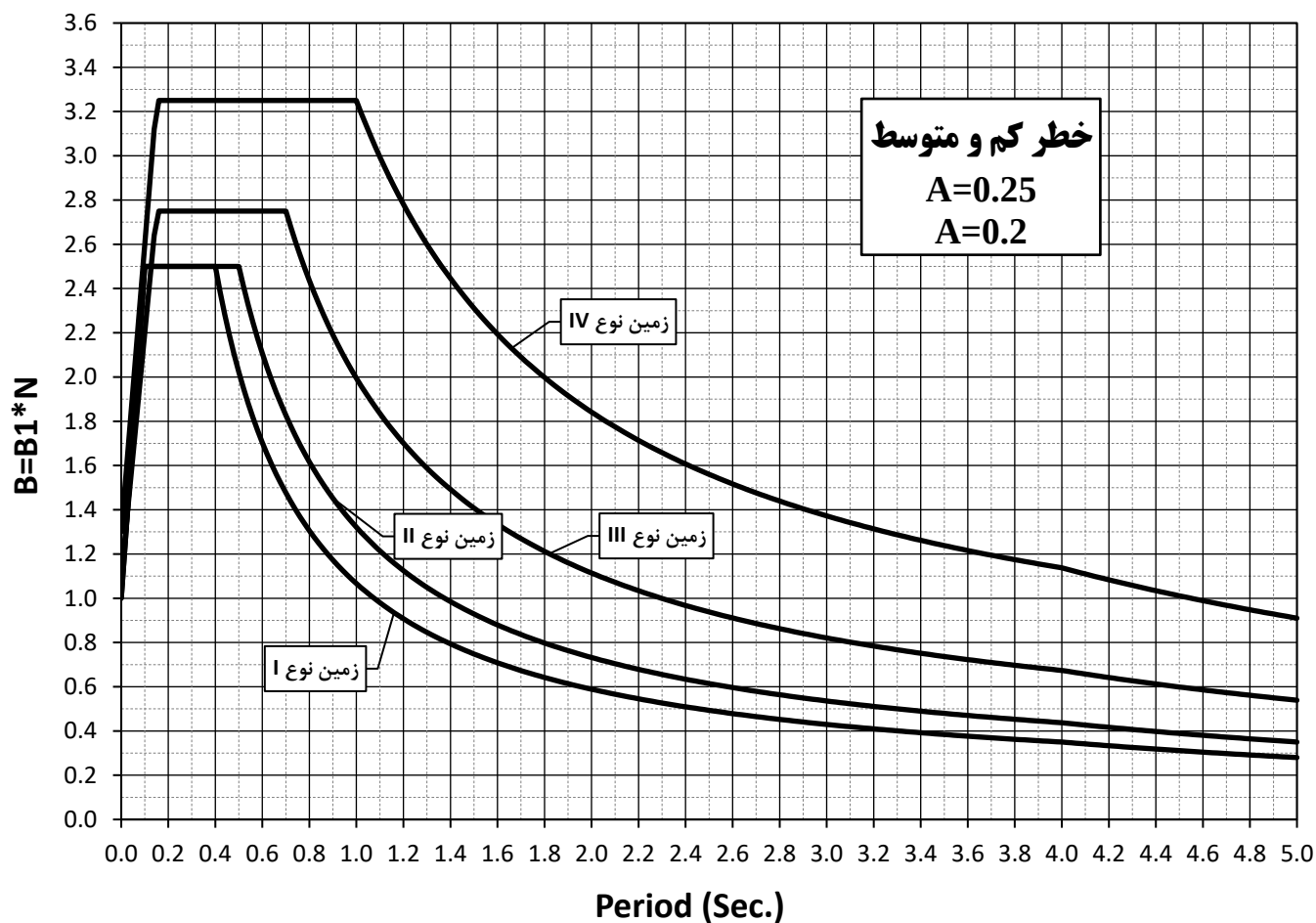
$\bar{N}_{1(60)}$: متوسط $N_{1(60)}$ در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$N_{1(60)}$: تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای فشار مؤثر سربار و انرژی)

$\bar{C}_u$: متوسط C_u در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

C_u : مقاومت برشی زهکشی‌نشده در خاک‌های چسبنده

تعیین طبقه‌بندی نوع زمین، در این جدول، باید براساس مقدار سرعت موج برشی $\bar{v}_s$ صورت گیرد، لیکن در صورت دسترسی نداشتن به آن می‌توان در خاک‌های دانه‌ای با اندازه کوچک‌تر از شن متوسط از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $\bar{N}_{1(60)}$ و در خاک‌های چسبنده از مقاومت برشی زهکشی نشده $\bar{C}_u$ استفاده نمود.



* بنابراین با داشتن مقدار پریود اصلی سازه T در هر راستای اصلی x و y ، مقدار B برای هر راستا به صورت مجزا بدست می‌آید.

۶-۴-۳- ضریب اهمیت (I)

۱- گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت

ساختمان‌ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند:

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

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

ب- ساختمان‌های خطرزا:

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

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

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

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

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشند، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

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

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان	
طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۴-۴-۶- ضریب رفتار (R_u)

۸-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای به شش گروه طبقه‌بندی می‌شوند:

۸-۱-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۸-۱-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر $P-\Delta$ باشند.

۸-۱-۳ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، و سازه‌های با قاب‌های خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب‌های با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان نیز در این گروه جای دارند.

۸-۱-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره ۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقلان نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقلان نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظر گرفته شود.

۸-۱-۵ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها به صورت کنسولی تحمل می‌شوند.

۸-۱-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای

در این آیین‌نامه استفاده از سیستم‌های سازه‌ای، غیر از آنچه در بالا عنوان شده، به شرطی مجاز است که ویژگی‌های آنها در ارتباط با بارهای قائم و زلزله توسط یکی از آیین‌نامه‌های معتبر جهانی، به تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه رسیده باشد.

۵-۳-۳ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۵-۳-۳-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگرنده خصوصیاتى مانند شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل‌پذیر کردن آن به‌کاربرده شده است، با رعایت محدودیت‌های بندهای (۵-۳-۳) تا (۷-۵-۳-۳)، از جدول (۴-۳) تعیین می‌گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۲-۳) را در حد مقاومت به‌دست می‌دهد. H_m : حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان‌شده ساخته می‌شود. این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن است. به بند (۵-۳) مراجعه شود.

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بند (۱۰-۳-۳) مراجعه شود.

۵-۳-۳-۲ ساخت ساختمان‌های با ارتفاع بیش از H_m در جدول (۴-۳) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان‌های خاص که در آنها ارتفاسی بیشتر از این حدود مدنظر باشد، تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه الزامی است.

۵-۳-۳-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

۵-۳-۳-۴ در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان‌ها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصراً به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده اکتفا نمود.

به استثناء موارد تصریح شده در یادداشت [۲] مربوط به جدول (۴-۳)

۵-۳-۳-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. 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 قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

۵-۳-۳-۶ در ساختمان‌های بتن‌آرمه که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقف‌ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند (۵-۵-۳-۳) می‌شود.

۵-۳-۳-۷ قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده بر طبق نشریه شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی همراه با دیوار برشی یا مهاربندی، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می‌گیرند. قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار بر طبق ضوابط آن نشریه، قاب خمشی فولادی متوسط محسوب می‌شوند. حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان‌هایی که در آنها تنها از قاب‌های خمشی با این نوع اتصالات استفاده می‌شود به ۳۰ متر تقلیل می‌یابد.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۲/۵	۲/۵	۲/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سمبندی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۲۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه 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 معمولی فولادی	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 آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه 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]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی 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- سازه‌های فولادی یا بتن آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

یادداشت‌های مربوط به جدول (۳-۴)

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

[۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن آرمه ویژه، یا مهاربندهای واگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی که شرایط زیر موجود باشد، می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:

الف- زمین ساختگاه از نوع II یا III جدول (۳-۲) باشد.

ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.

پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

[۳] در سیستم‌های قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، چنانچه در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، ضریب رفتار برابر با ۷ و چنانچه رفتار خمشی حاکم باشد، این ضریب باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.

[۴] در این جدول قاب‌های خمشی بتن آرمه با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد عنوان شده در آیین‌نامه بتن ایران «آبا» با عناوین معمولی، متوسط و ویژه معرفی شده‌اند. ضمناً در این سازه‌ها فاصله خاموت‌ها از یکدیگر در ناحیه ویژه دو انتهای ستون‌ها، مطابق تعریف آبا، نباید بیش از ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

با محاسبه‌ی پارامترهای A، B، I و R_u مقدار ضریب زلزله C با استفاده از رابطه‌ی $C = \frac{ABI}{R_u}$ برای هر یک از دو راستای x و y بدست می‌آید. این ضرایب در ادامه برای تعریف نیروی زلزله‌ی استاتیکی در ایتبس استفاده خواهد شد.

۶-۴-۵- ضریب K

برای تعیین شکل توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان از ضریبی به نام K استفاده می‌شود. با توجه به اینکه این ضریب وابسته به پریود سازه T می‌باشد، بنابراین K نیز برای هر راستای اصلی x و y ساختمان به صورت مجزا تعیین می‌شود.

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

نیروی برشی پایه V_u که طبق بند (۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{uj} = \frac{W_j h_j^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۶-۳)$$

در این رابطه:

F_{uj} : نیروی جانبی در تراز طبقه j

W_j : وزن طبقه j شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_j : ارتفاع تراز سقف طبقه j از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

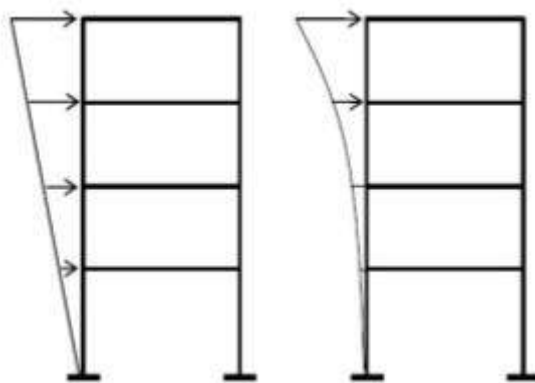
k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۷-۳)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

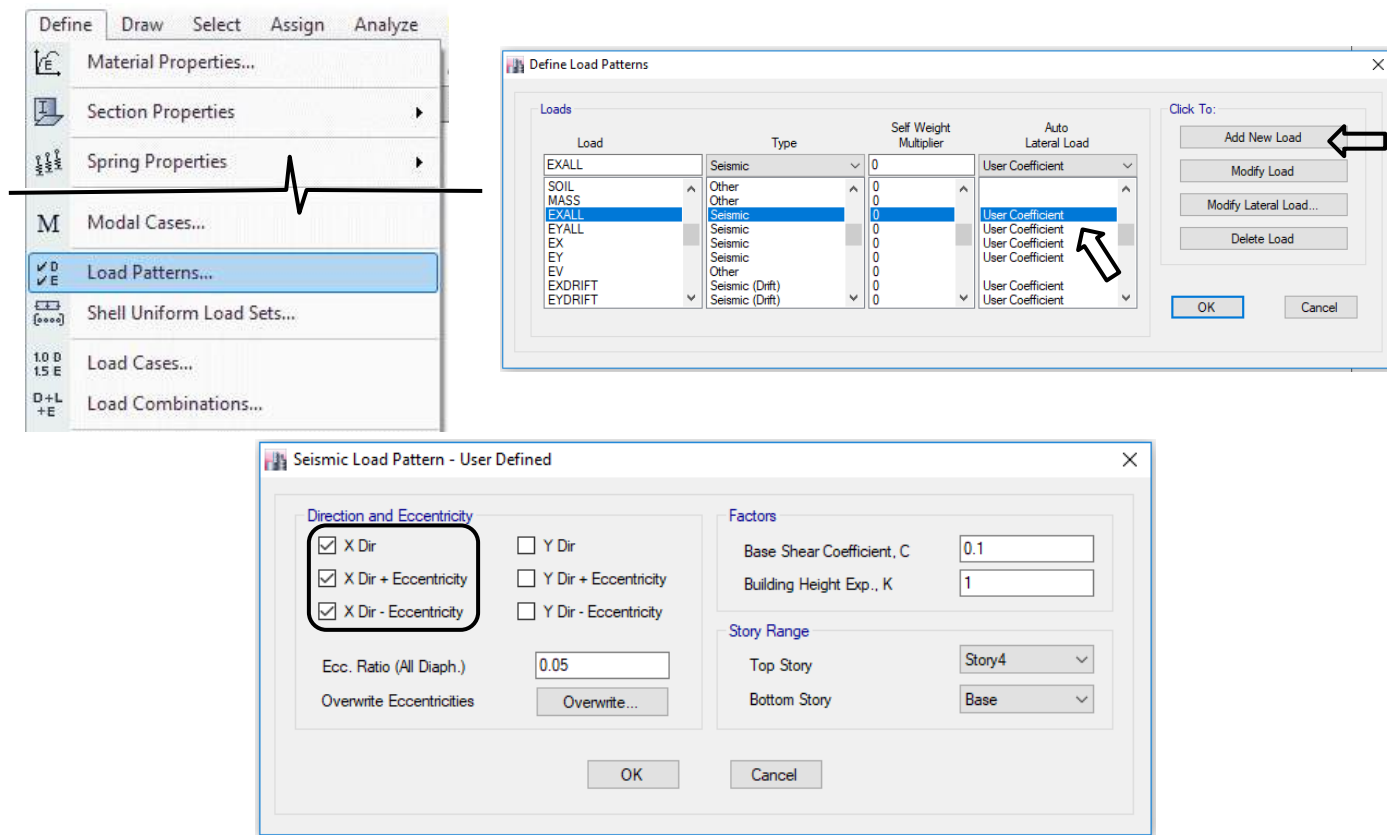
با توجه به رابطه‌ی فوق هرچه وزن طبقه بیشتر باشد سهم بیشتری از نیروی زلزله خواهد داشت. البته توجه شود برش هر طبقه برابر با مجموع نیروهای جانبی وارد بر طبقات فوقانی می‌باشد.



* برای محاسبه‌ی ضریب زلزله C و پارامتر K می‌توان از نرم‌افزارهای مختلف موجود استفاده کرد.

۵-۶- تعریف الگوی بار استاتیکی زلزله

پس از محاسبه ضریب زلزله C و پارامتر K برای هریک از راستاهای اصلی x و y سازه، الگوی بار (Load Pattern) زلزله استاتیکی به صورت زیر تعریف می‌شود.



با انتخاب حالت User Coefficient می‌توان نیروی زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ را بر اساس پارامترهای C و K تعریف نمود. نیروی زلزله در هریک از راستاهای اصلی و بایستی در سه حالت بدون خروج از مرکزیت (EX)، با خروج از مرکزیت مثبت (EXP) و خروج از مرکزیت منفی (EXN) تعریف گردد. در ایتبس ۲۰۱۶ این امکان وجود دارد که با انتخاب هر سه حالت نشان داده شده در شکل فوق، نیرویی با عنوان EXALL تعریف کرد که شامل هر ۳ حالت فوق است. همچنین به صورت مشابه الگوی EYALL نیز تعریف می‌گردد. همچنین در پنجره فوق بازه‌ی طبقاتی که نیروی زلزله به آنها وارد خواهد گردید تعریف می‌شود. در واقع Bottom Story بایستی تراز پایه‌ی سازه انتخاب شود که در بخش‌های قبل تعریف گردید. Top Story نیز تراز بام ساختمان یا در صورتی که وزن خریشته بیشتر از ۲۵٪ وزن بام باشد تراز بالای خریشته خواهد بود.

البته بهتر است همواره Top Story بالاترین تراز ساختمان یعنی تراز بالای خریشته انتخاب شود تا جرم لرزه‌ای خریشته نیز در محاسبه نیروی زلزله در ایتبس وارد شود. در غیر اینصورت لازم است وزن خریشته (نه جرم) به صورت بار MASS در تراز بام وارد شود چون ایتبس جرم لرزه‌ای سازه را در بازه بین Bottom Story و Top Story را در نظر می‌گیرد.

۶-۶- جرم لرزه‌ای (Mass Source)

همانطور که می‌دانیم طبق قانون دوم نیوتن نیروی زلزله وارد بر یک جسم برابر حاصلضرب شتاب جسم در جرم آن می‌باشد. بنابراین لازم است برای تعیین نیروی وارد بر هر طبقه، جرم متناظر آن طبقه تعیین گردد. در استاندارد ۲۸۰۰ این مفهوم تحت عنوان وزن مؤثر لرزه‌ای تعریف شده است. توجه شود که با در نظر گرفتن ضریب A به صورت کسری از شتاب گرانشی زمین (g)، نیروی زلزله به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

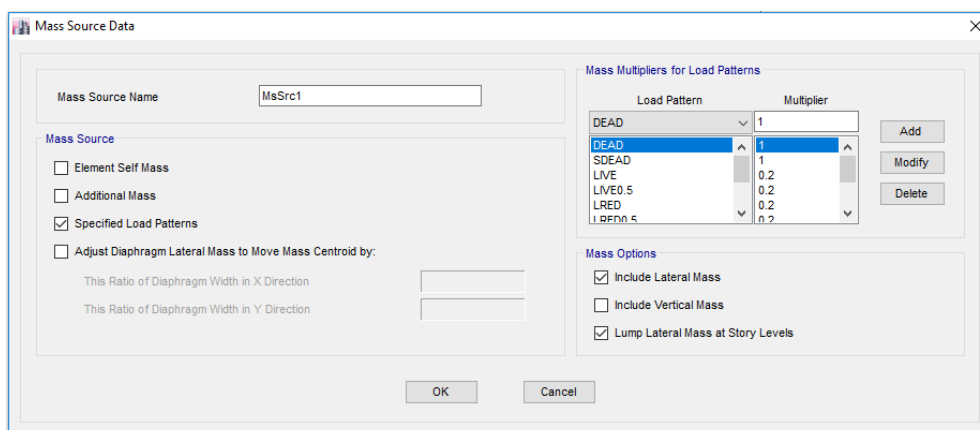
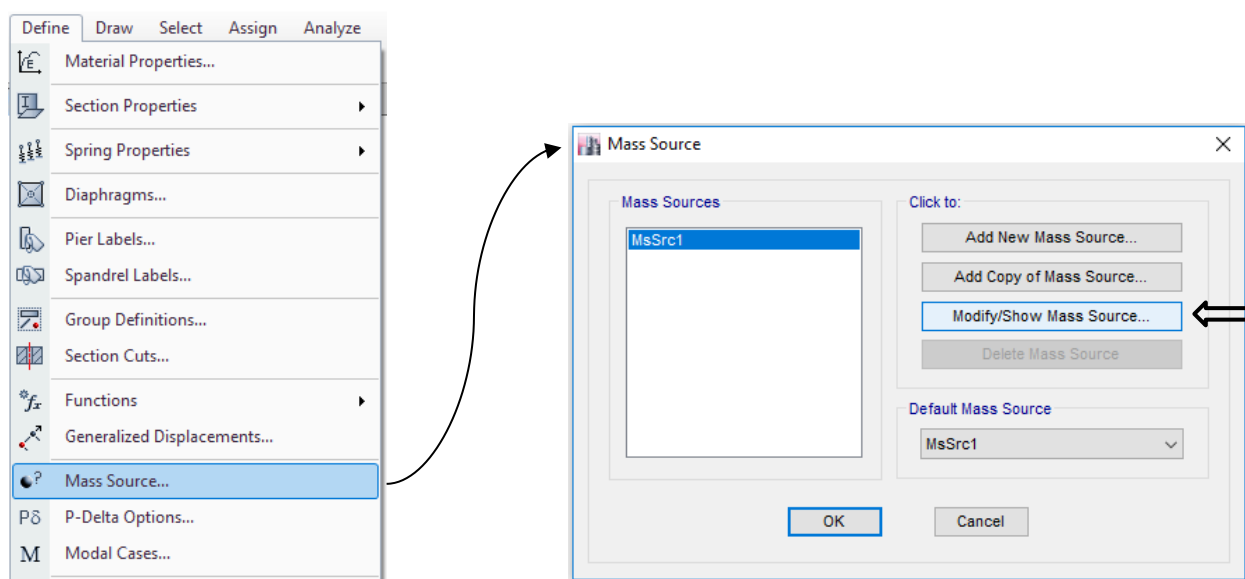
$$V_u = CW = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{ABI}{R_u} mg = \frac{(Ag)BI}{R_u} m$$

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

جدول ۱-۳ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

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

طبق جدول فوق لازم است جرم لرزه‌ای در نرم‌افزار به صورت زیر تعیین شود.



توجه شود در صورتی که در سازه میان طبقه داشته باشیم نباید گزینه $Lump\ Lateral\ Mass\ at\ Story\ Levels$ فعال گردد. فعال نمودن این گزینه سبب می‌شود تمام جرم طبقه در کف مربوط به آن طبقه متمرکز گردد، در حالی که در صورت وجود میان طبقه جرم قابل توجهی در تراز میانی طبقه وجود دارد.

در جدول زیر میزان مشارکت هر یک از الگوی بارهای تعریف شده در جرم لرزه‌ای آورده شده است. این ضرایب در فایل DefaultFile.EDB تعریف شده است و نیازی به تعریف مجدد آنها نمی‌باشد.

مشارکت	نام الگوی بار
1	DEAD
1	SDEAD
0.2	LIVE20
0.4	LIVE40
0.2	LIVE0.5
0.2	LRED
0.2	LRED0.5
1	LPARTITION
0.2	SNOW
1	MASS

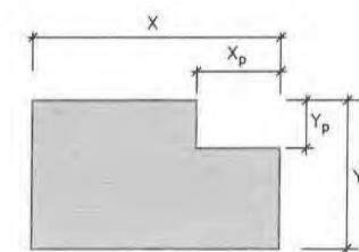
۷-۶- نامنظمی

۷-۱- گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند "نامنظم" و در غیر این صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.



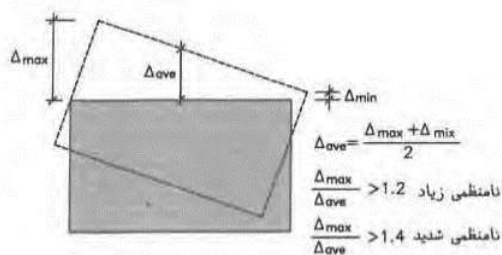
$$\frac{X_p}{X} > 0.20 \ \& \ \frac{Y_p}{Y} > 0.20$$

الف - نامنظمی هندسی

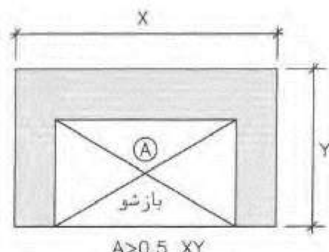
ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$

بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

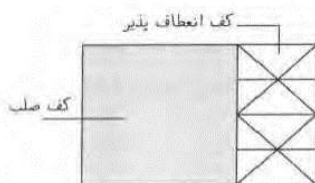
نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کفها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.



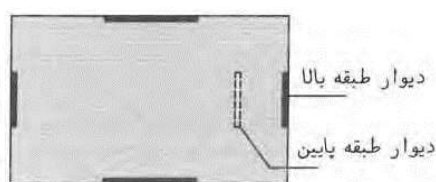
ب - نامنظمی پیچشی



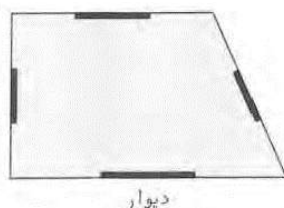
پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)



پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)



ت- نامنظمی خارج از صفحه



ت- نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

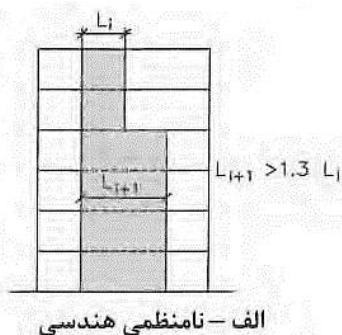
پ-نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

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

ت- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.

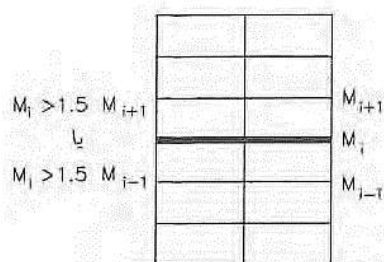
۲-۷-۱ نامنظمی در ارتفاع

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

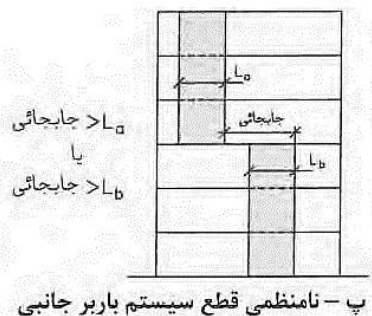


الف - نامنظمی هندسی

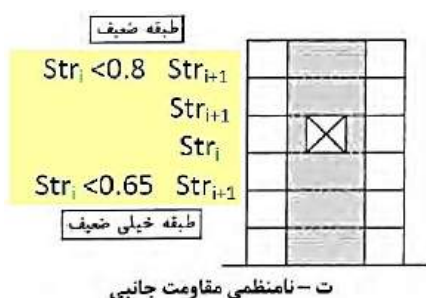
ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد. طبقات بام و خریشته از این تعریف مستثنا هستند.



ب- نامنظمی جرمی

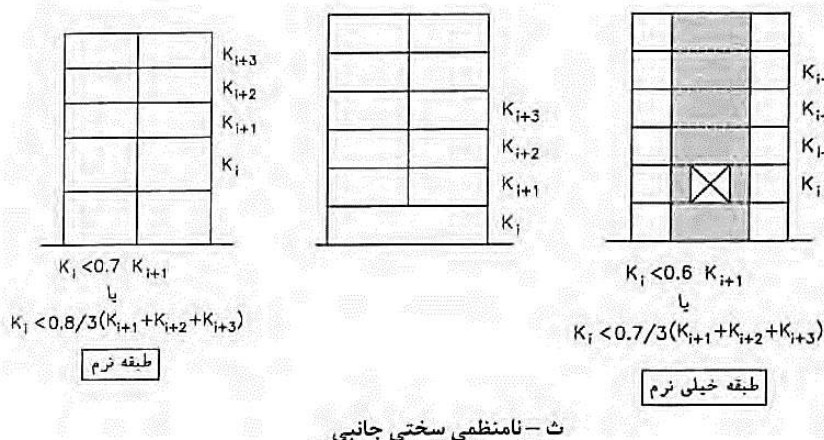


پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به‌طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.



ت - نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.

ث - نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می‌شود.



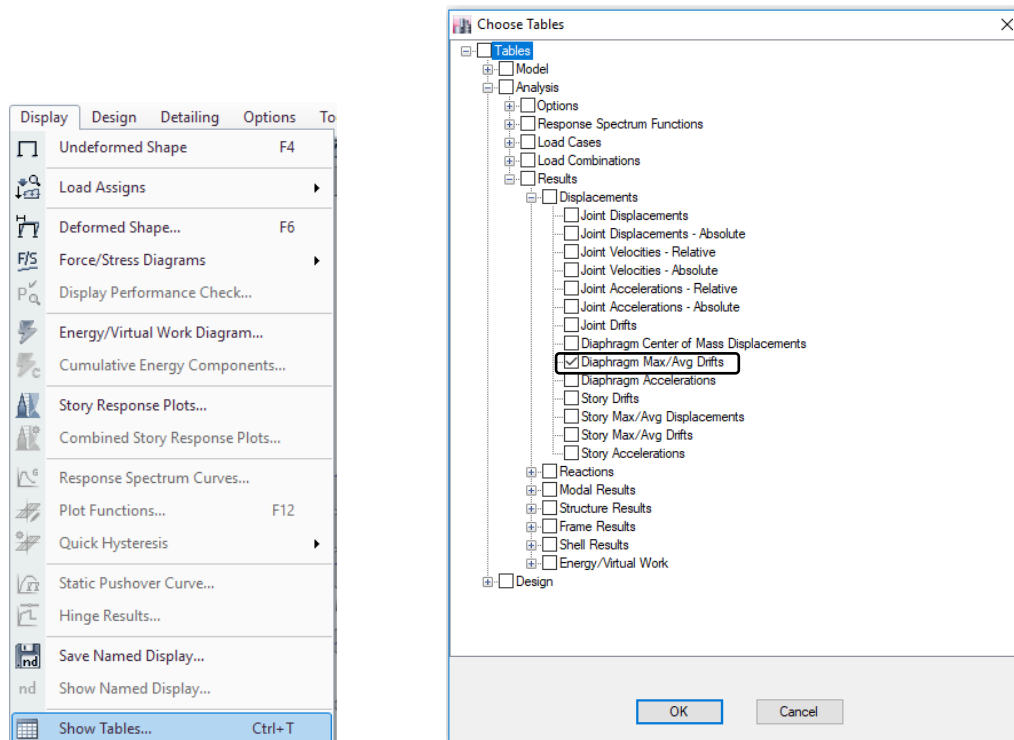
۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف - احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

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

۶-۷-۱- بررسی نامنظمی پیش‌پیچی در ایتبس

برای بررسی نامنظمی پیش‌پیچی، لازم است سازه تحت نیروهای زلزله آنالیز شده (طبق مباحث فصل آینده) و سپس نسبت حداکثر تغییرمکان نسبی به متوسط تغییرمکان نسبی در هر طبقه بررسی شود.



Diaphragm Max/Avg Drifts

1 of 53 | Reload Apply

Story	Load Case/Cc	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m
8TH	EX	Diaph D1 Y	0.000616	0.000585	1.052	6071	3.75	7.4	22.35
8TH	EX	Diaph D1 X	0.003036	0.002819	1.077	6079	8.35	-1.1	19.1
8TH	EY	Diaph D1 Y	0.00311	0.002925	1.063	1	-1.45	10.08	19.1
8TH	EY	Diaph D1 X	0.003316	0.002877000000...	1.153	6079	8.35	-1.1	19.1
8TH	EXN	Diaph D1 X	0.002767	0.002762	1.002	1	-1.45	10.08	19.1
8TH	EXN	Diaph D1 Y	0.003315	0.002944	1.126	1	-1.45	10.08	19.1
8TH	EXP	Diaph D1 Y	0.002907	0.002906	1	6088	9.32	10.08	19.1
8TH	EXP	Diaph D1 X	0.003983	0.00397	1.003	15	9.32	14.13	15.9
8TH	EYN	Diaph D1 Y	0.004281	0.004109	1.042	6069	0	10.08	15.9
8TH	EYN	Diaph D1 X	0.004344	0.003934	1.104	6079	8.35	-1.1	15.9
8TH	EYP	Diaph D1 X	0.004441	0.004006	1.109	15	9.32	14.13	15.9

در ستون نشان داده شده از جدول فوق نسبت $\frac{\text{Max Drift}}{\text{Avg Drift}}$ تحت بارهای لرزه‌ای انتخاب شده نشان داده شده است. در صورتی که این

نسبت در هیچ یک از طبقات از 1.2 تجاوز نکند، سازه از نظر پیش‌پیچی منظم خواهد بود. در صورتی که در طبقه‌ای این نسبت از 1.2 تجاوز کند، کل سازه دارای نامنظمی پیش‌پیچی زیاد بوده و اگر در طبقه‌ای از 1.4 تجاوز نماید، کل سازه دارای نامنظمی پیش‌پیچی شدید خواهد بود.

توجه شود که در بررسی نسبت فوق، خروج از مرکزیت نیروهای زلزله نیز بایستی رعایت شود. یعنی تحت بارهای EX، EXN، EXP، EY، EYN، EYP و یا EXALL و EYALL باید این کنترل انجام گیرد. مقدار خروج از مرکزیت بایستی برابر 0.05 در نظر گرفته شود و نیازی به اعمال ضریب A_j نمی‌باشد.

در صورتی که خرپشته به عنوان طبقه مجزا در نظر گرفته نشود نیازی به کنترل نامنظمی پیچشی در آن نیست.

در برخی موارد ممکن است در این جدول پیچش دیافراگم طبقه در راستای X در اثر نیروی زلزله در راستای Y و یا برعکس گزارش شود. کنترل این اعداد لازم نیست.

8TH	EX	Diaph D1 X	0.000843	0.00079	1.066	6037	3.75	5.48	22.35
8TH	EX	Diaph D1 Y	0.00019	8.8E-05	2.164	6070	0	7.4	22.35

۶-۷-۲- برون مرکزی تصادفی

در استاندارد ۲۸۰۰ مقدار حداقل برون مرکزی تصادفی در نیروهای زلزله برابر ± 0.05 تعیین شده است. اما در شرایطی که سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد لازم است این مقدار توسط ضریب A_j افزایش یابد. توجه شود این ضریب را می‌توان در طبقاتی که این نامنظمی وجود دارد اعمال کرد.

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

۳-۳-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۳-۳-۲)، 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 برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجاد شده در کف‌ها نیز منظور شود.

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

$$M_{ui} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj} \quad (۳-۸)$$

در این رابطه:

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

جرم طبقه i و مرکز سختی طبقه i

e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، موضوع بند (۳-۳-۲)

F_{uj} : نیروی جانبی در تراز طبقه j

نحوه محاسبه $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ در بخش قبل توضیح داده شد.

۳-۳-۳ 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 مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. 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. مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۳-۳-۱) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

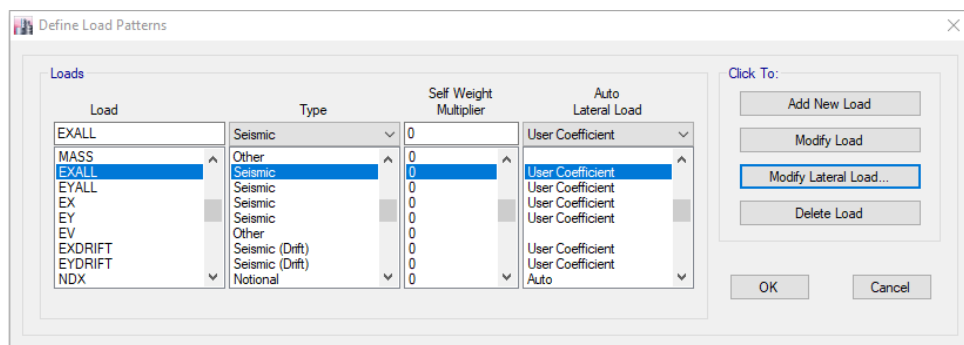
$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (۳-۹)$$

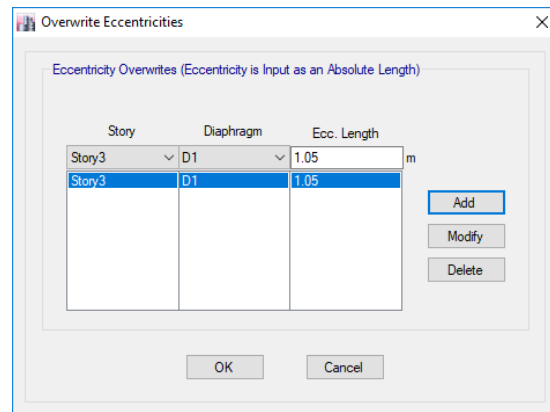
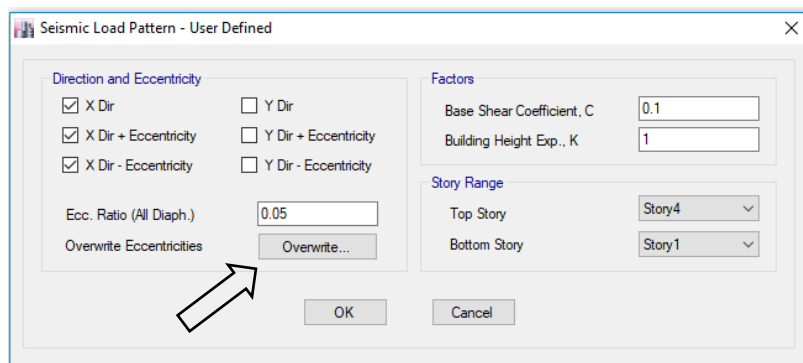
در این رابطه:

Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه i که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه i که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

۳-۳-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.





توجه شود مقدار خروج از مرکزیت کلی را بایستی به صورت نسبت وارد نمود. اما در صورتی که این خروج از مرکزیت به صورت مجزا برای طبقات وارد شود، این مقدار بایستی به صورت مطلق تعیین شود. برای مثال برای خروج از مرکزیت نیروی راستای X در طبقه ۳ با فرض مقدار نسبی خروج از مرکزیت برابر 0.07 و فرض عرض ساختمان برابر 15 متر در راستای عمود بر نیروی زلزله، مقدار خروج از مرکزیت مطلق برابر خواهد بود با: $15 \times 0.07 = 1.05 \text{ m}$. طبق تنظیمات فوق مقدار خروج از مرکزیت در طبقه ۳ برابر ± 0.07 و در سایر طبقات برابر ± 0.05 لحاظ خواهد گردید.

۸-۶- زلزله در دو راستای متعامد (۱۰۰-۳۰)

۴-۱-۳ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

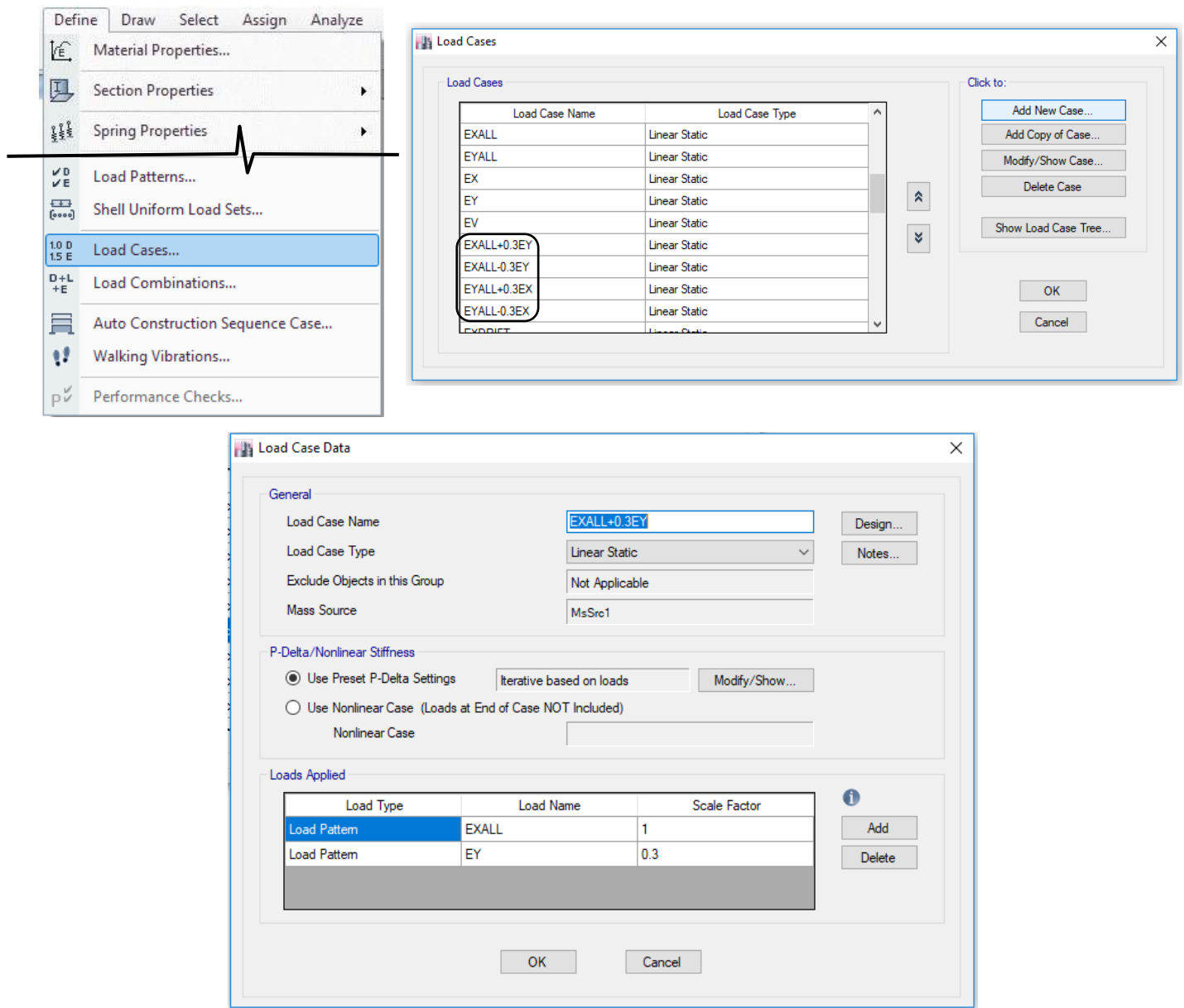
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

در سازه‌هایی که سیستم مقاوم جانبی در هر دو راستا قاب خمشی است، تمام ستون‌ها در محل تقاطع دو سیستم قرار دارند و جزو بند ب خواهند بود. بنابراین بایستی اثر نیروی زلزله‌ی متعامد نیز در نظر گرفته شود. طبق بند فوق از استاندارد ۲۸۰۰، این اثر را می‌توان با استفاده از چرخش نیروی زلزله و یا روش ۱۰۰-۳۰ اعمال نمود. چرخش نیروی زلزله در تحلیل دینامیکی میسر است و در تحلیل استاتیکی از روش ۱۰۰-۳۰ استفاده می‌شود. بدین منظور ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در یک راستا با ۳۰ درصد نیروی زلزله در راستای دیگر ترکیب می‌شود.

برای سادگی می‌توان نیروی زلزله‌ی ۱۰۰-۳۰ را به عنوان Load Case تعریف نمود. برای این منظور خواهیم داشت:



کیس‌های فوق در ترکیبات بار استفاده خواهد شد. همانگونه که مشخص است در زلزله جهت متعامد خروج از مرکزیت اعمال نشده است.

۹-۶- زلزله قائم

۹-۳-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

۹-۳-۳-۱ 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. در صورتی 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.

۹-۳-۳-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۱۰-۳) 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.

$$F_v = 0.6 A I W_p \quad (10-3)$$

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 رو به پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

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

زلزله ۱۰۰-۳۰

نیروی قائم زلزله در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35):

- به تیرهای با دهانه بیش از ۱۵ متر، تیرهای دارای بار قائم متمرکز قابل توجه و طره‌ها $0.6 \times A \times I \times (Dead + Live)$

- به بقیه سازه برابر با $0.6 \times A \times I \times Dead$

نیروی قائم زلزله در پهنه با خطر نسبی کم، متوسط و زیاد (A<0.35):

- به تیرهای با دهانه بیش از ۱۵ متر، تیرهای دارای بار قائم متمرکز قابل توجه و طره‌ها $0.6 \times A \times I \times (Dead + Live)$

برای اعمال نیروی قائم زلزله طبق بندهای فوق به صورت زیر عمل می‌کنیم:

در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35):

- افزودن الگوی بار E_v به مقدار $0.6 \times A \times I \times Live = 0.21 \times I \times Live$ به تیرهای با دهانه بیش از ۱۵ متر، تیرهای دارای بار قائم

متمرکز قابل توجه و طره‌ها

- افزایش یا کاهش ضریب بار مرده در ترکیب بارهای لرزه‌ای به میزان $0.6 \times A \times I \times Dead = 0.21 \times I \times Dead$

۱) $1/4 D$

۲) $1/2 D + 1/6 L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2 D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/6 W)]$

۴) $1/2 D + 1/6 W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2 D + E + L + 0.7 S$ ←

۶) $0.9 D + 1/6 W$

۷) $0.9 D + E$ ←

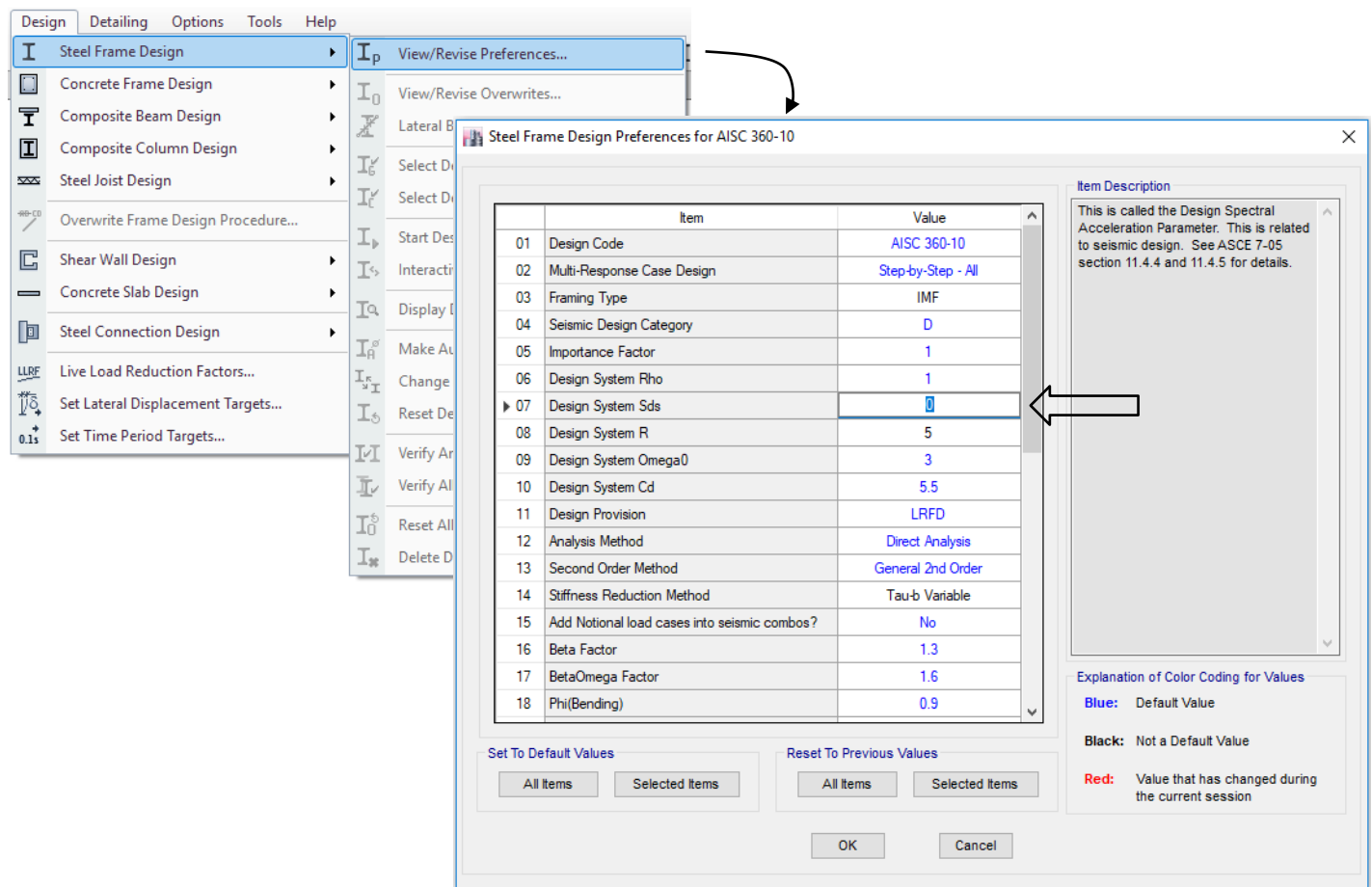
در پهنه با خطر نسبی کم، متوسط و زیاد ($A \leq 0.3$):

- افزودن الگوی بار E_v به مقدار $0.6 \times A \times I \times (\text{Dead} + \text{Live}) = 0.21 \times I \times (\text{Dead} + \text{Live})$ به تیرهای با دهانه بیش از ۱۵ متر،

تیرهای دارای بار قائم متمرکز قابل توجه و طره‌ها

در هر دو نوع سازه‌های بتنی و فولادی برای اعمال افزایش ضریب بار مرده در حالت ($A=0.35$) می‌توان مقدار $1.05 \times I$ به پارامتر S_{ds} طبق شکل زیر اختصاص داد. در سایر حالات ($A \leq 0.3$) این پارامتر باید صفر لحاظ شود. لازم است پس از اعمال این ضریب ترکیب بارهای پیش‌فرض ایتبس مجدداً تولید شوند تا ضریب مربوطه در ترکیبات پیش‌فرض اعمال گردد.

باتوجه به اینکه این پارامتر در تولید ترکیب بارهای تشدید یافته نیز کاربرد دارد، حتی در صورتی که ترکیبات بار به صورت دستی وارد شود یا از ترکیبات موجود در فایل آماده استفاده شود نیز لازم است این پارامتر به صورت صحیح وارد شود.



Etabs Documentation:

The reliability factor, ρ , and DL multiplier are automatically applied to all program default design combinations when the ACI 318-14 code is selected. The DL multiplier represents the $0.2S_{DS}$ factor in Equation 12.4-4 of ASCE 7-10. When seismic load E is combined with the effects of other loads, the following load combination shall be used in lieu of the seismic load combinations in section 5.3.1 of the code.

$$\begin{aligned} (0.9 - 0.2S_{DS}) D \pm \rho E & \quad (\text{ASCE 7-10 12.4.2.3}) \\ (1.2 + 0.2S_{DS}) D + 1.0L \pm \rho E & \quad (\text{ASCE 7-10 12.4.2.3}) \\ (1.2 + 0.2S_{DS}) D + 1.0L + 0.2S \pm \rho E & \quad (\text{ASCE 7-10 12.4.2.3}) \end{aligned}$$

۶-۱۰- زلزله تشدید یافته (Ω_0)

آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی و بتنی در مواردی الزام می‌نمایند که برخی از اعضا تحت نیروهای تشدید یافته‌ی زلزله کنترل و طراحی گردند.

در سازه‌های فولادی طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان:

۴-۲-۳-۱۰ ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

ترکیبات بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 E$) در ترکیبات متعارف بارها به دست می‌آیند که در آن Ω_0 به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۲-۲-۳-۱۰ در نظر گرفته شود.

جدول ۲-۲-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

Ω_0	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قاب‌های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی

ترکیبات بار فوق بایستی در طراحی اعضای خاصی که در مبحث دهم تعیین گشته‌اند، برای مثال در طراحی ستون‌ها، اعمال شوند.

۵-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصله ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصله تیرها

۱-۵-۳-۱۰ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱-۱-۵-۳-۱۰ کلیه ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۲-۱۰ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۲-۱۰ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند.

تبصره ۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ترکیب نیروی زلزله راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزله راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

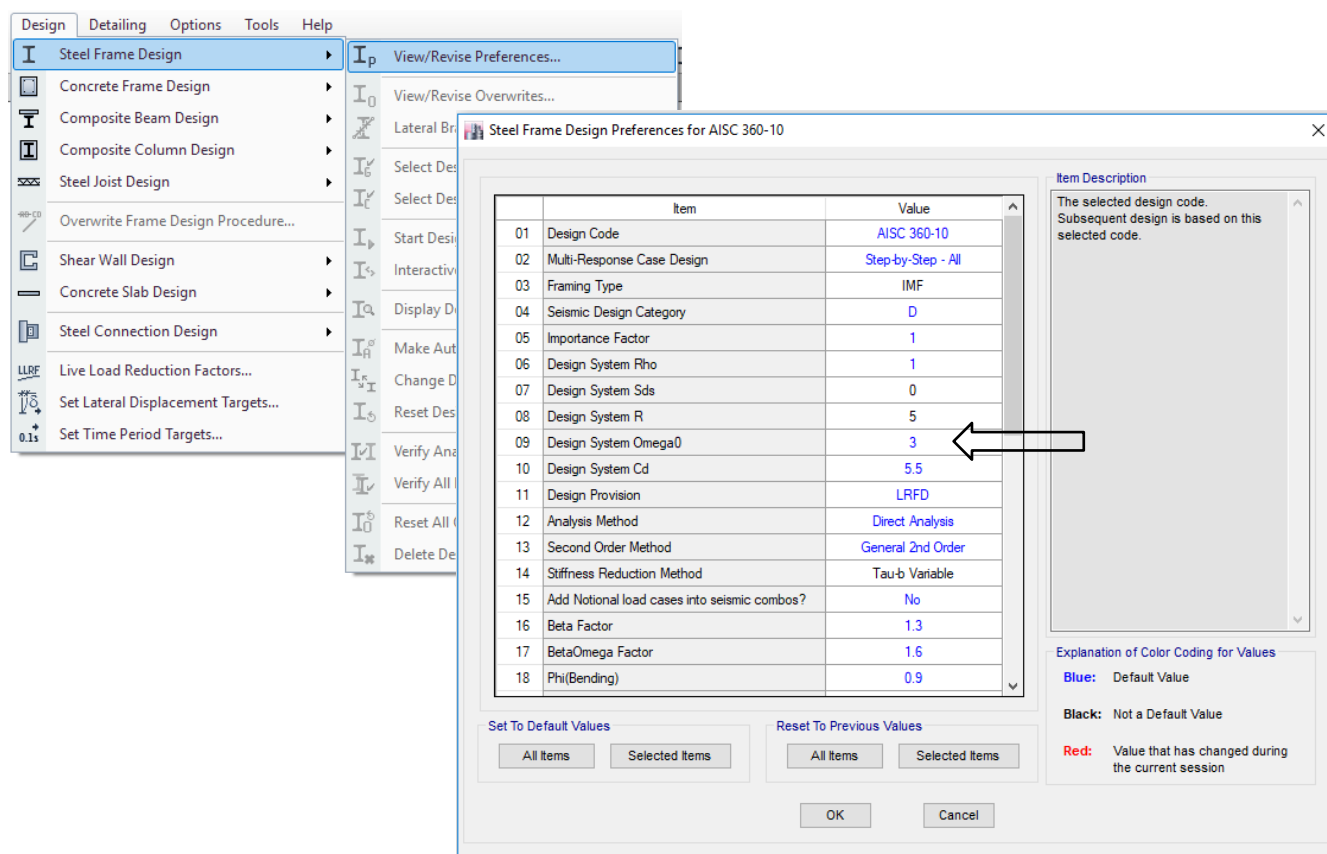
تبصره ۳: شالوده ساختمان باید برای نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته نیز مورد محاسبه و کنترل قرار گیرد.

بنابراین ترکیب بار تشدید یافته در صورتی که زلزله ۱۰۰-۳۰ استفاده می‌شود به صورت زیر خواهد بود:

$$1.2 D + L \pm \Omega_0 EXALL \pm 0.3 \Omega_0 EY \pm EV$$

تبصره ۳ مبنی بر اعمال زلزله تشدید یافته بر پی، بر روی کنترل برش پانچ در پی بسیار تأثیرگذار است که می‌توان با تغییر ضرایب در ترکیب بارهای طراحی پی در SAFE کنترل نمود. هرچند این بند در آیین‌نامه‌های مرتبط آمریکا وجود ندارد.

برای کنترل ترکیب‌بارهای تشدید یافته برای ستون‌ها در سازه‌های فولادی توسط نرم‌افزار ایتبس می‌توان مقدار Ω_0 را به صورت زیر وارد نمود:

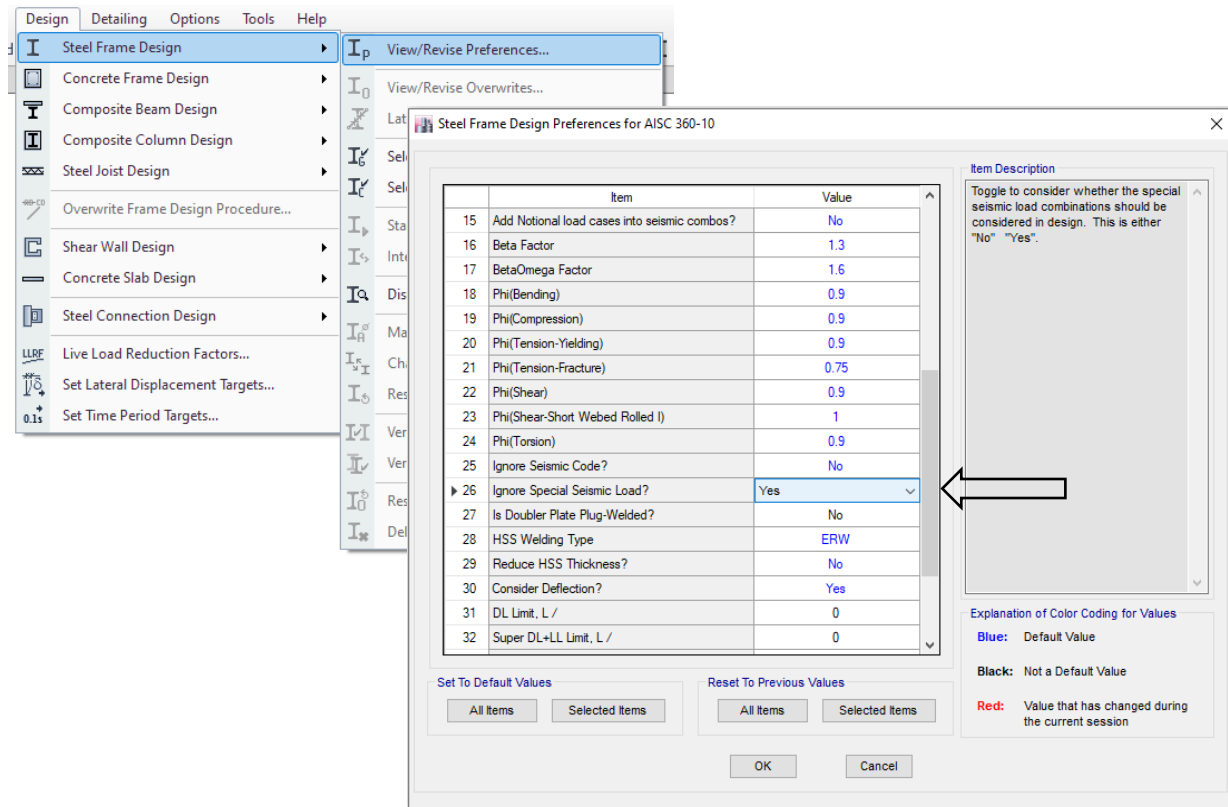


توجه شود با توجه به بند زیر در کنترل زلزله تشدید یافته اعمال ضریب نامعینی (ρ) لازم نیست. بنابراین اگر ضریب نامعینی در ترکیبات بار برابر ۱/۲ اعمال شده باشد می‌توان در کنترل زلزله تشدید یافته این ضریب را یک در نظر گرفت.

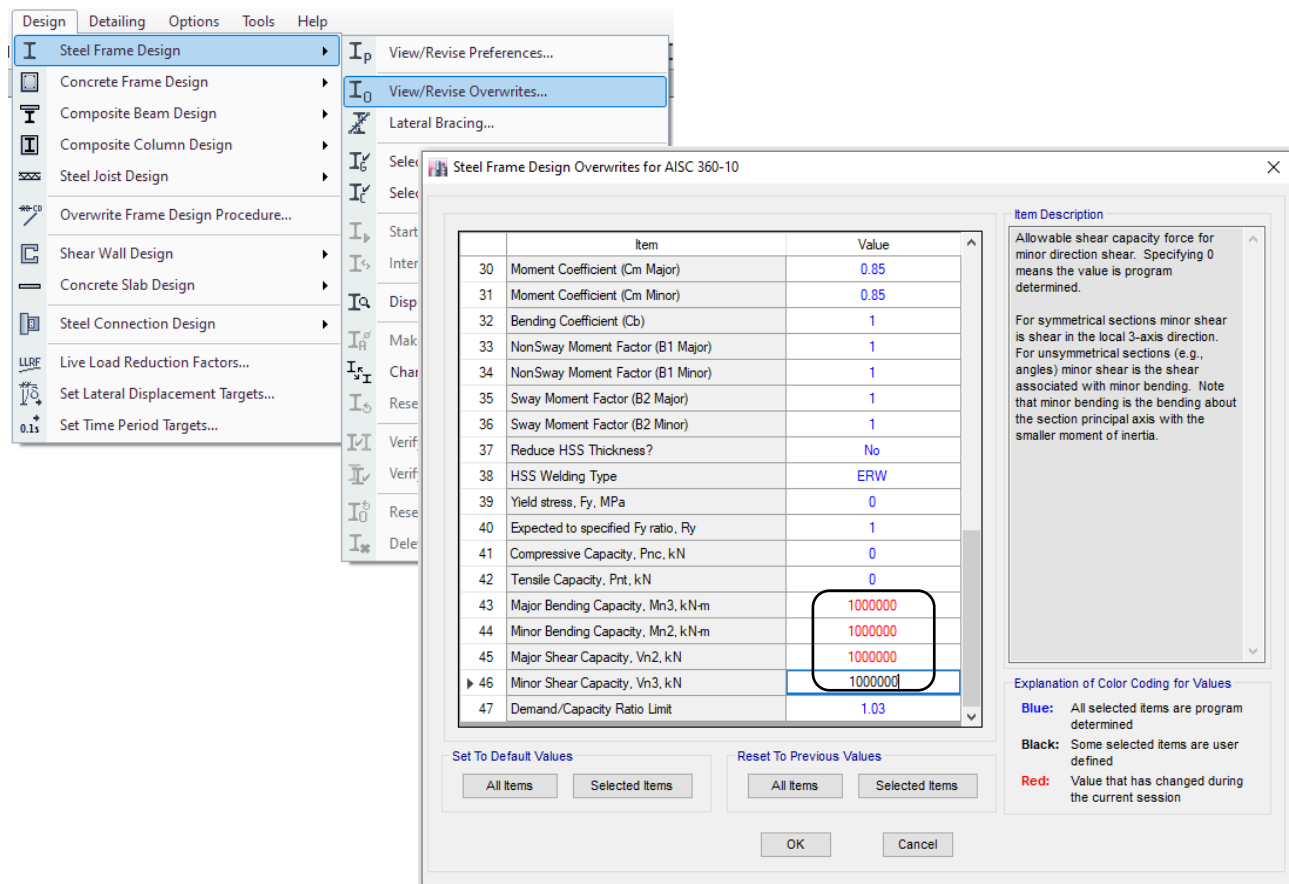
- ۳-۳-۳-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و P در آنها باید برابر با ۱/۰ منظور شود:
- الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه
- ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان
- پ- محاسبه اثر $P - \Delta$
- ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای
- ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان
- ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)
- چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

در سازه‌هایی که سیستم لرزه‌برجانبی در دو راستا متفاوت است (در یک راستا قاب خمشی و در راستای دیگر مهاربند) مقدار ضریب Ω_0 در دو راستا متفاوت خواهد بود و با توجه به اینکه در زلزله‌های ۳۰-۱۰۰ هر یک از مولفه‌ها باید در ضریب مختص به خود ضرب گردد امکان دو بار استفاده از روش فوق با تغییر ضریب Ω_0 وجود ندارد.

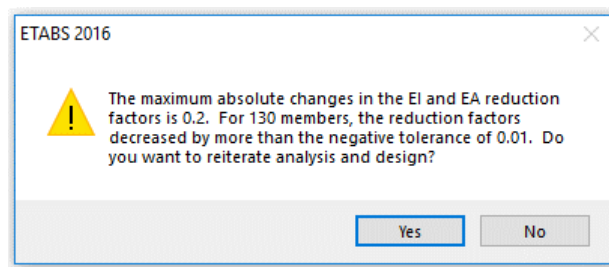
برای اینگونه سازه‌ها می‌توان یک کپی با نام Omega.edb از فایل اصلی ایجاد نموده و در آن ضرایب زلزله در الگو بارهای EX، EXALL، EY و EYALL را بر حسب راستا در ۲ و یا ۳ ضرب نمود. سپس لازم است به صورت زیر اعمال ترکیبات ویژه توسط ایتبس غیرفعال گردد.



سپس تمام ستون‌ها را انتخاب نموده و ظرفیت خمشی و برشی آنها را به صورت زیر به یک عدد بسیار بزرگ (بی‌نهایت) تغییر می‌دهیم.



پس از انجام تغییرات فوق در هنگام تحلیل و طراحی، با توجه به استفاده از روش Tau-b Variable، پیغامی به صورت زیر مبنی بر تغییر سختی اعضا و انجام مجدد تحلیل اعلام خواهد شد که بایستی گزینه No انتخاب شود.



طبق آنچه که قبلاً ذکر گردید ضریب نامعینی (μ) در این فایل بایستی یک در نظر گرفته شود. در این فایل تنها ستون‌های سازه کنترل می‌شود.

در سازه‌های بتنی طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۹:

۹-۲۰-۵-۴-۲ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۲-۱ مقاومت برشی تیر، ϕV_n ، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و مولفه‌ی قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاه‌ها؛

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی E، مقدار $2E$ جای‌گزین شده باشد.

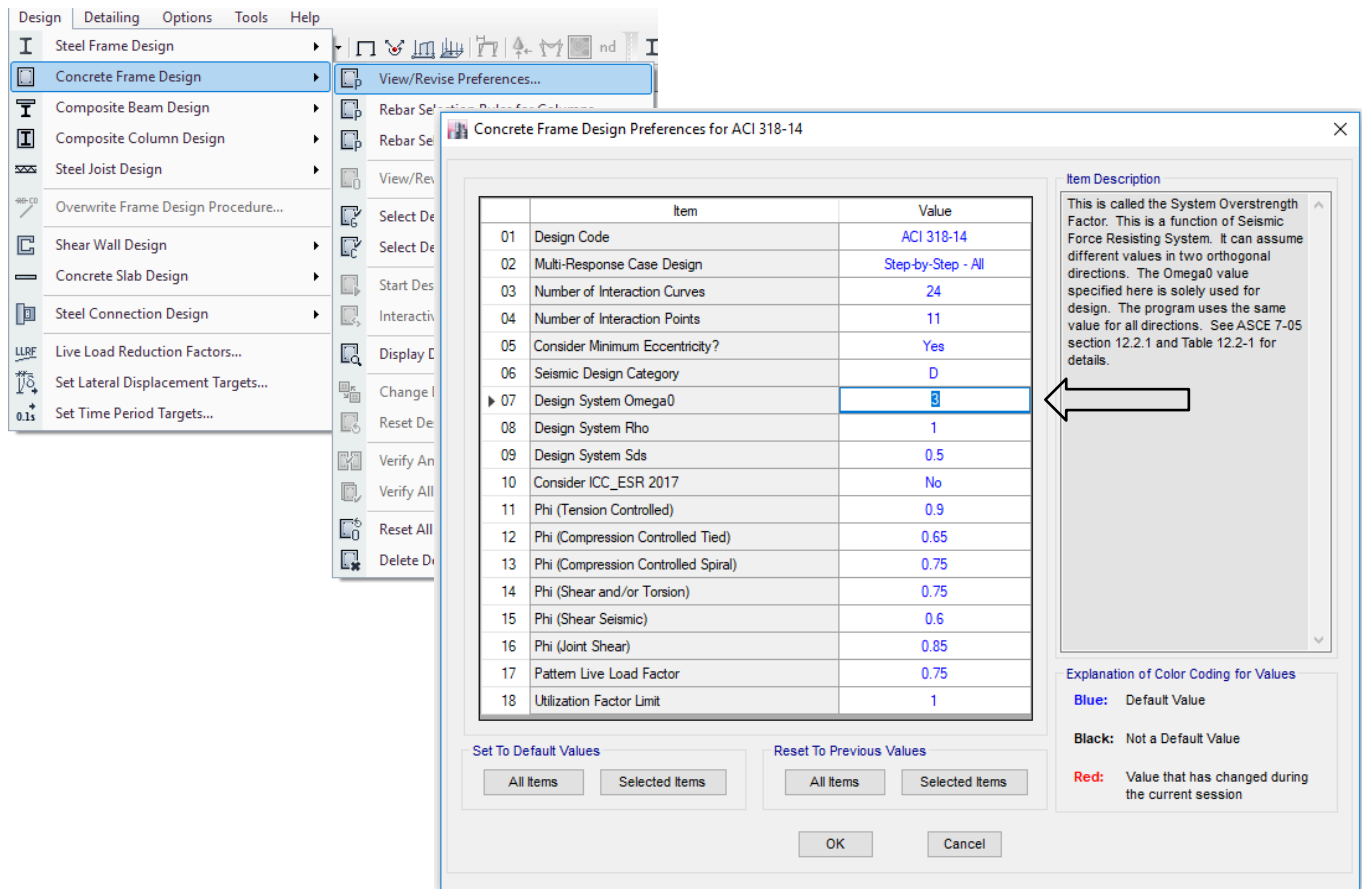
۹-۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع، ϕV_n ، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) کمتر در نظر گرفته شود:

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش‌ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله، E، مقدار $E\Omega_0$ جای‌گزین شده باشد.

مقدار Ω_0 برای قاب‌های خمشی بتنی را بر اساس جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان برابر ۳ در نظر گرفت. همچنین مقدار Ω_0 برای سایر سیستم‌های سازه‌ای در این جدول ارائه شده است. برای اعمال این ضریب در سازه‌های بتنی می‌توان به صورت زیر عمل نمود. طبق راهنمای ایتبس در اشکال زیر نرم‌افزار ایتبس طبق ACI-318-14 این ضرایب را در محاسبه برش ستون‌ها و تیرها در قاب‌های خمشی متوسط به درستی اعمال می‌نماید.



Etabs Documentation:

3.4.4 Design Column Shear Reinforcement

The shear reinforcement is designed for each design combination in the major and minor directions of the column. The following steps are involved in designing the shear reinforcing for a particular column for a particular design load combination resulting from shear forces in a particular direction:

- Determine the factored forces acting on the section, P_u and V_u . Note that P_u is needed for the calculation of V_c .
- Determine the shear force, V_c , which can be resisted by concrete alone.
- Calculate the reinforcement steel required to carry the balance.

For Intermediate Moment Frames (seismic design), the shear design of the columns is based on the smaller of the following two conditions:

- The shear associated with the development of nominal moment strengths of the columns at each restrained end of the unsupported length (ACI 18.4.3.1a),
- The maximum shear obtained from design load combinations that include earthquake load (E), with E increased by a factor of Ω_e (ACI 18.4.3.1b).

3.5.2 Design Beam Shear Reinforcement

- For Intermediate Moment Frames, the shear capacity of the beam also is checked for the capacity shear based on the nominal moment capacities at the ends along with the factored gravity loads, in addition to the check required for Ordinary moment resisting frames. The design shear force in beams is taken to be the minimum of that based on the nominal moment capacity and modified factored shear force.

$$V_u = \min \{ V_e, V_{ef} \} \geq V_{u, \text{factored}} \quad (\text{ACI 18.4.2.3})$$

where, V_e is the capacity shear force in the beam determined from the nominal moment capacities of the beam (ACI 18.4.2.3a). The calculation of V_e is the same as that described for Special Moment Frames, except that in determining the flexural strength of the beam, nominal moment capacities are used. In that case, ϕ is taken as 1.0 as before, but α is taken as 1.0 rather than 1.25 (ACI 2.2, 18.4.2.3, Fig 18.4.2).

V_{ef} is the shear force in the beam obtained from the modified design load combinations. In that case, the factored design forces (P_u , V_u , M_u) are based on the specified design loads, except that the earthquake factors are doubled (ACI 18.4.2.3b). In no case is the beam designed for a shear force less than the original factored shear force.

۶-۱۱- ضریب نامعینی (ρ)

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ در سازه‌هایی که دارای نامعینی کافی نیستند نیروی جانبی زلزله بایستی با ضریب $\rho=1.2$ افزایش داده شود.

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۱- ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با $1/2$ افزایش داده شود.

۳-۳-۲- ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با $1/0$ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

جدول ۳-۲ محدودیت‌های مربوط به $\rho=1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از $1/0$	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

بنابراین در سازه‌های منظم در پلان، روش الف برای تعیین مقدار ρ کافی خواهد بود. اما در سازه‌های نامنظم در پلان و همچنین سازه‌هایی که شرایط بند الف را تأمین نمی‌کنند، بایستی از روش ب برای تعیین مقدار ρ استفاده گردد. همچنین در طبقات بالای ساختمان که نیروی برش طبقه از 0.35 برش پایه کل سازه کمتر باشد نیازی به کنترل کفایت نامعینی نیست. در موارد زیر نیازی به اعمال ضریب ρ نیست:

۳-۳-۳- ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی

نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با $1/0$ منظور شود:

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

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $P - \Delta$

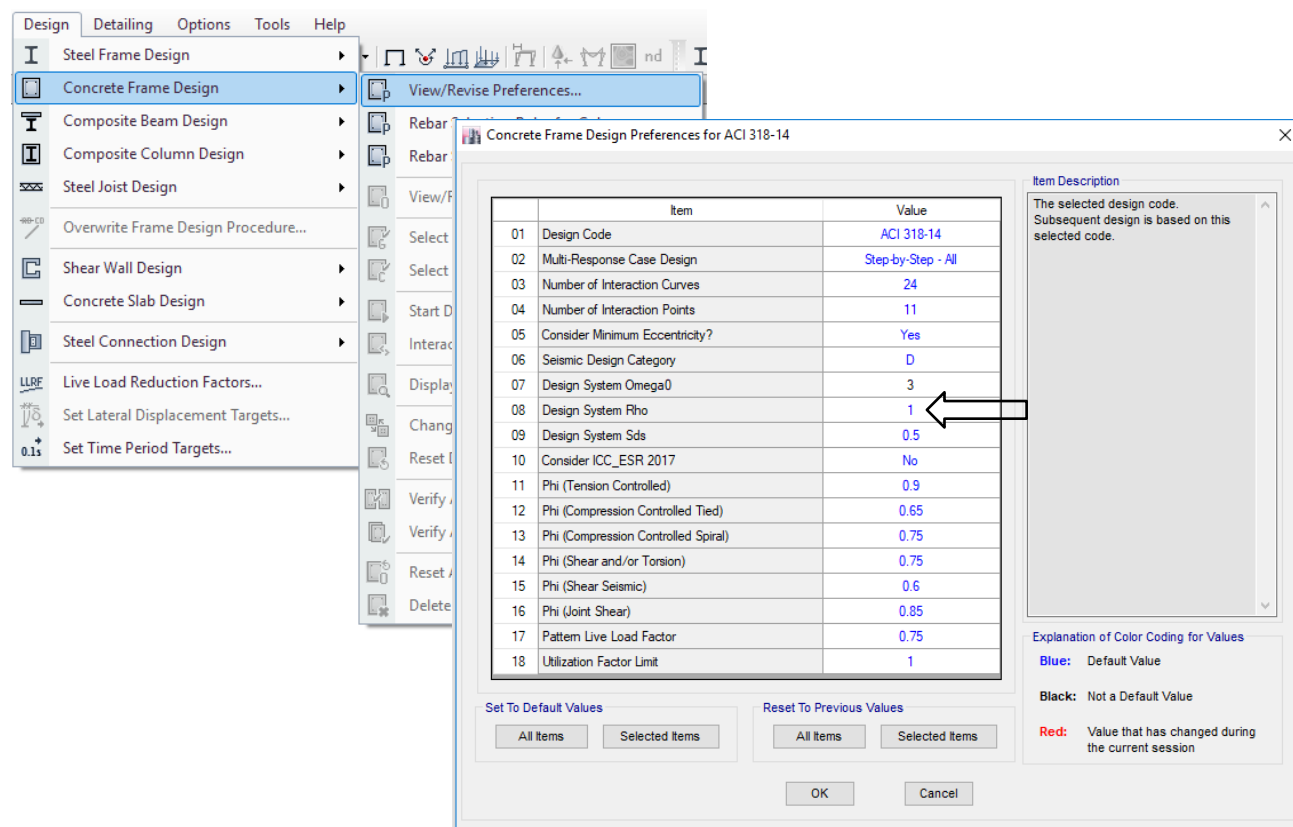
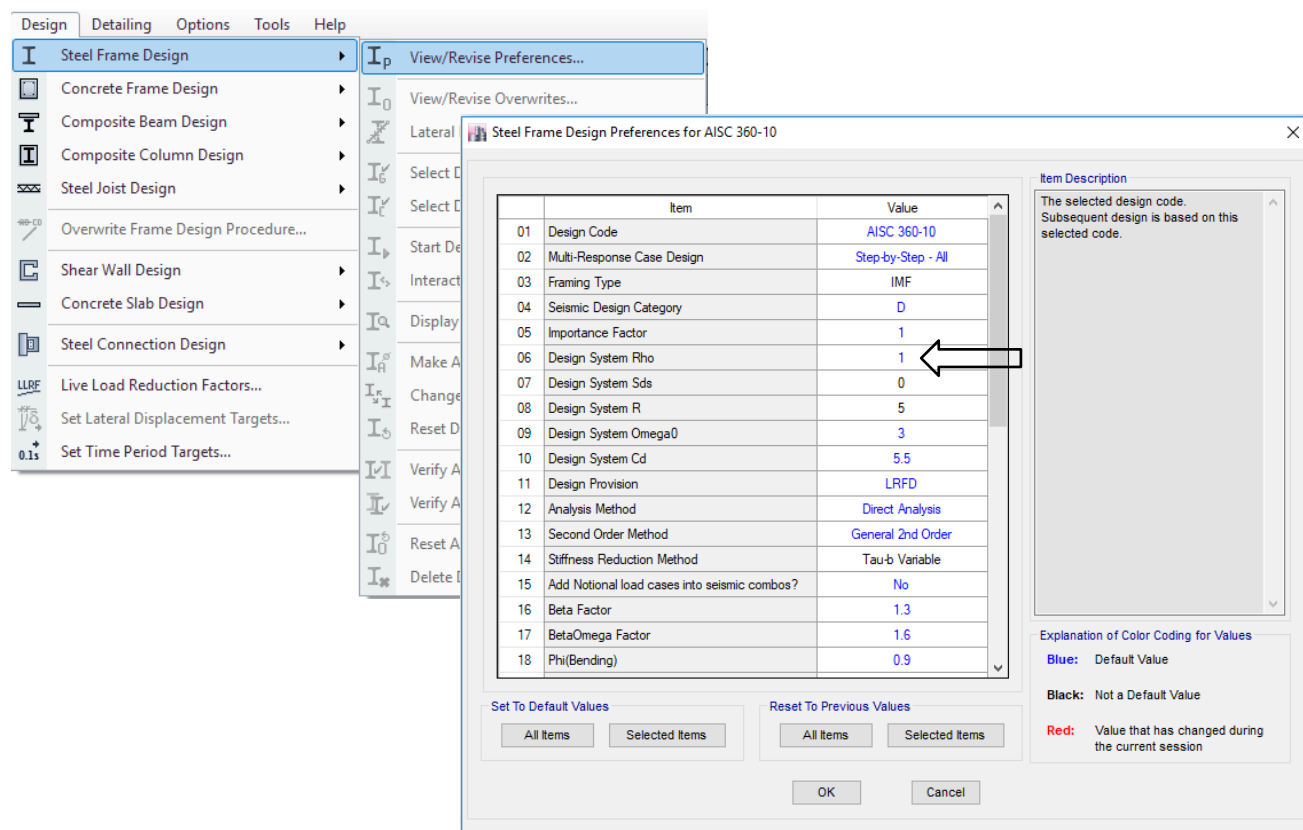
ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

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

در صورت تمایل به استفاده از ترکیب‌بارهای پیش‌فرض ای‌ت‌ب‌س مقدار ضریب m را می‌توان به صورت زیر اعمال نمود. در صورتی که از فایل‌های آماده استفاده گردد این ضریب در ترکیب‌بارها اعمال گردیده است و نیازی به تغییر این ضریب نمی‌باشد و در هر حالت در فایل‌های آماده باید ۱ لحاظ شوند.



فصل ۷. آنالیز سازه

پس از رسم، بارگذاری و تنظیم مشخصات اعضای سازه می‌توان وارد مرحله‌ی آنالیز سازه شد.

۷-۱- کنترل مدل

در ابتدا برای بررسی ایرادات احتمالی مدل می‌توان از گزینه‌ی Check Model در منوی Analyze استفاده کرد. به عنوان مثال در صورتی که مطابق شکل زیر در رسم تیر فرعی اتصال با تیر اصلی به درستی برقرار نشده باشد، گزینه‌ی Check Model به صورت زیر خطای موجود را گزارش داده و همچنین اعضای مورد نظر را انتخاب خواهد نمود. البته لازم است پس از این مرحله از گزینه‌ی انتخاب قبلی استفاده شود تا مجدد این اعضا انتخاب شوند.

معمولاً بازه‌ی مناسب بین ۵ تا ۱۰ سانتیمتر است که ممکن از دید طراح پنهان بماند.

Get Previous Selection (Ctrl+J)

Warning

Model has been checked, 20 warning messages

Story1, B6 & B27 are too close [-10]. Check at (17990 15015 3200)

Story1, F15 & B15 are too close [-20]. Check at (18000 12000 3200)

Story1, F15 & B23 are parallel and too close [20]. Check at (18000 12020 3200)

Story1, F15 & B6 are too close [20]. Check at (18000 12000 3200)

Story1, F15 & B6 are too close [-20]. Check at (18000 18000 3200)

Story1, F15 & B5 are parallel and too close [20]. Check at (20000 18020 3200)

Story1, F15 & B23 are too close [-20]. Check at (18000 12020 3200)

Story1, F15 & B5 are too close [20]. Check at (18000 18020 3200)

Story1, F15 & B27 are too close [-10]. Check at (17990 15015 3200)

Story1, F11 & B27 are too close [-10]. Check at (17990 15015 3200)

Story1, 5 & 28 are too close. Check at (18000 18000 3200)

Story1, 6 & 31 are too close. Check at (18000 12000 3200)

Story1, 30 & 34 are too close. Check at (18000 15000 3200)

Story1, 34 & B6 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story1, 34 & F15 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story1, 34 & F11 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story1, 34 & F11 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story1, 34 & F14 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story1, F15 & F11 are too close. Check at (18000 12020 3200)

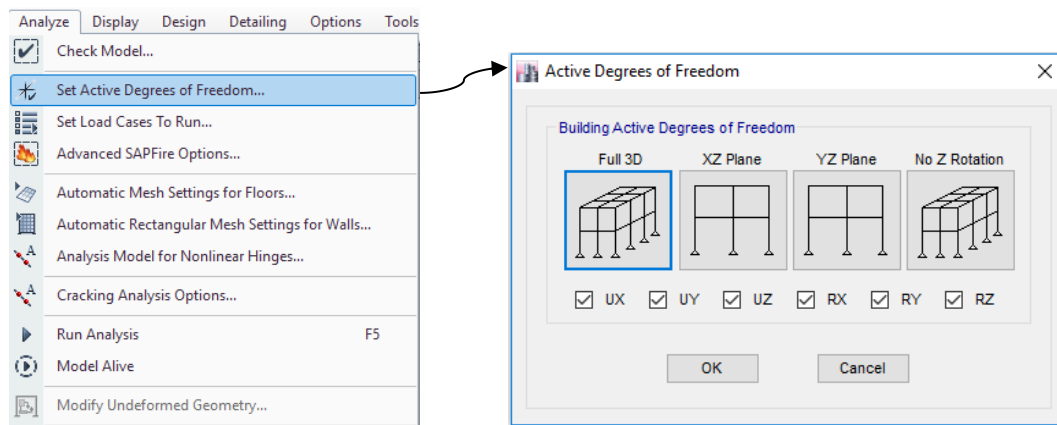
Story1, F15 & F14 are too close. Check at (18000 12020 3200)

Check Selected Objects.

Check Warning File(F:.....\DefaultFile-2.VRN.)

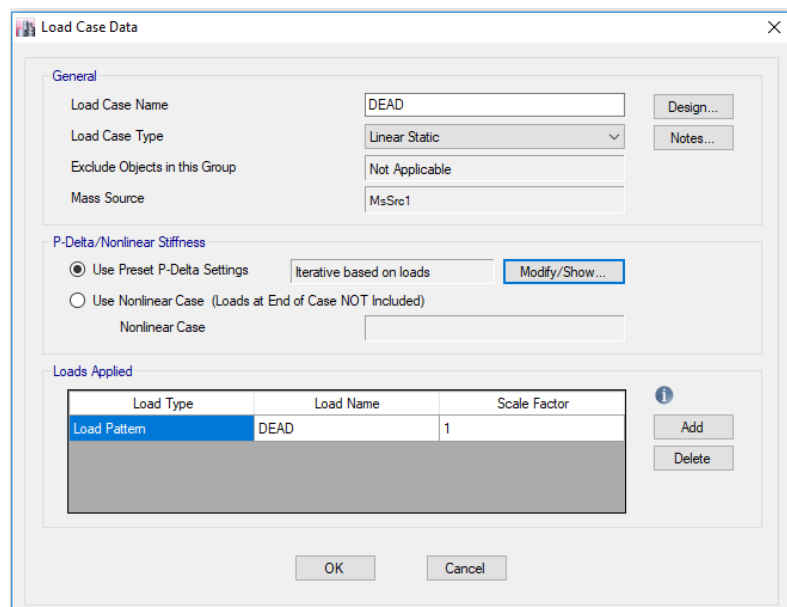
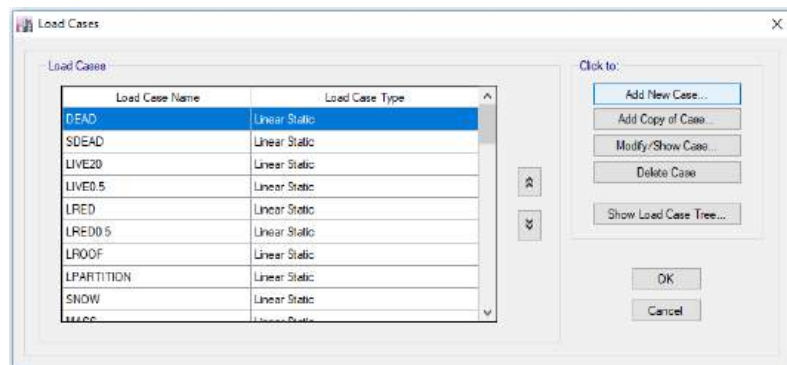
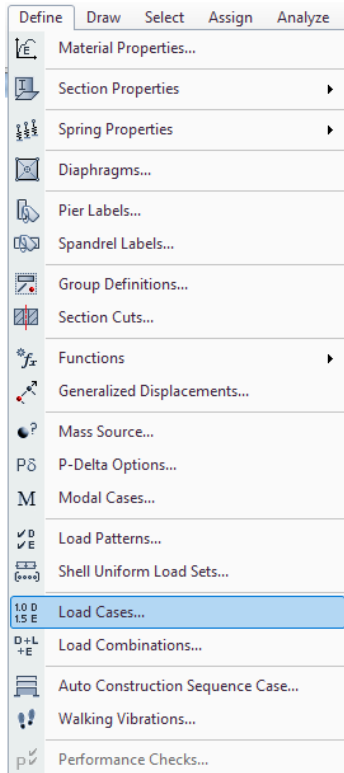
۷-۲- تعیین درجات آزادی

برای تعیین درجات آزادی سازه که به صورت معمول مدل سه بعدی می‌باشد از گزینه‌ی زیر استفاده می‌شود.



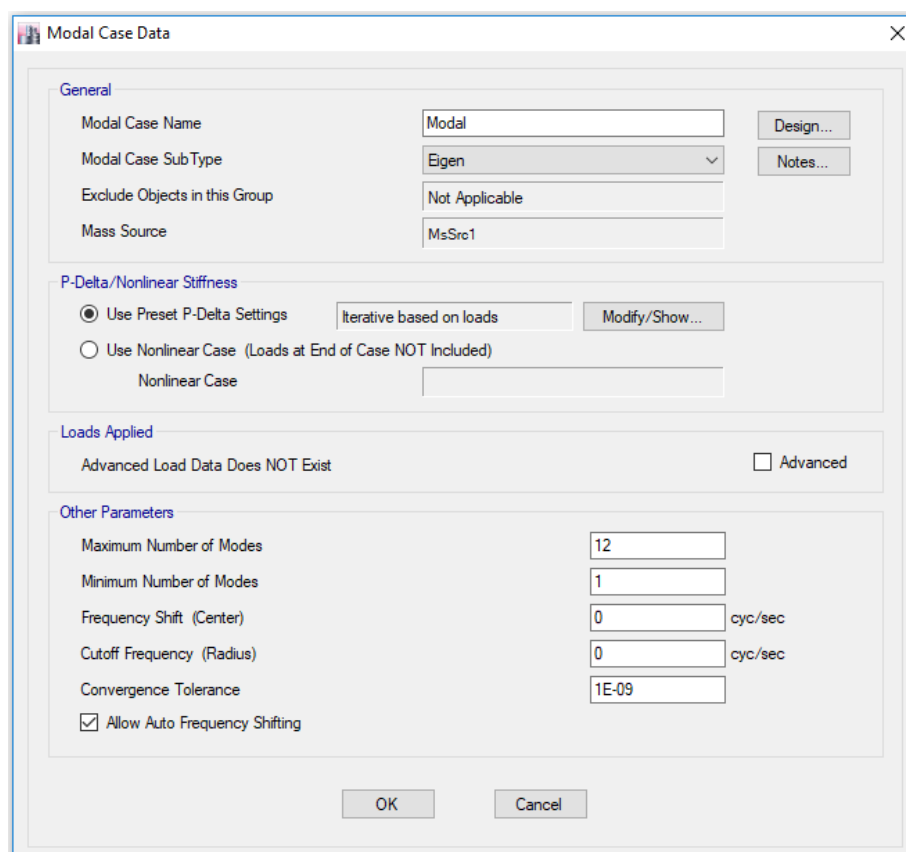
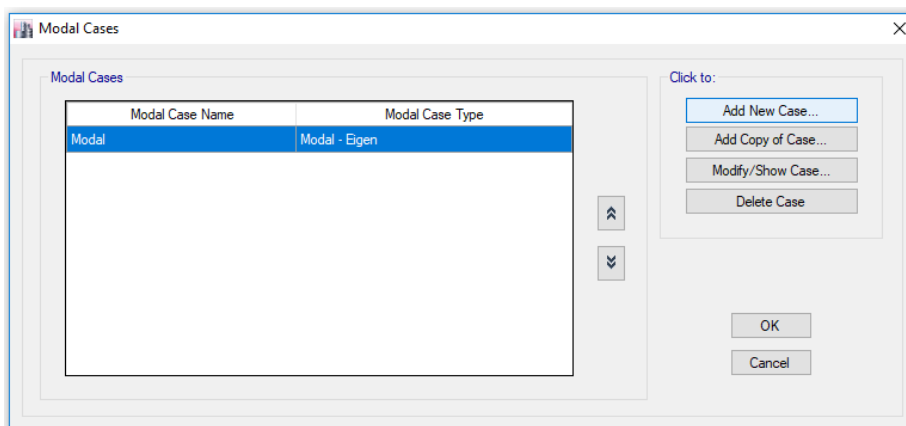
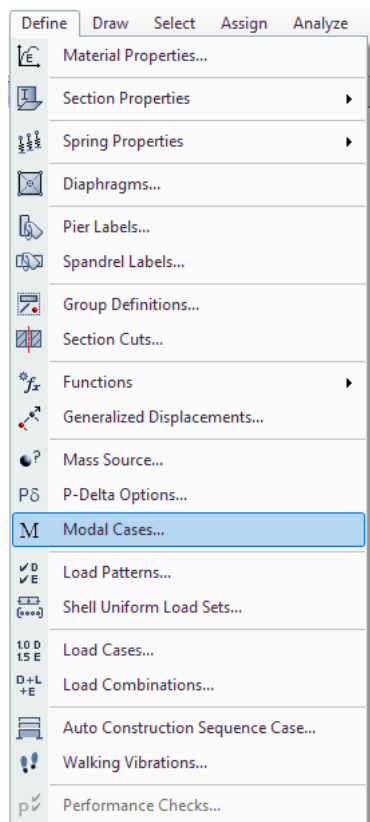
۷-۳- Load Cases

Load Case ها سیستم بارگذاری‌هایی را نشان می‌دهد که سازه تحت آنها مورد آنالیز قرار می‌گیرد. به صورت متعارف سازه تحت تمام الگوی بارها مورد آنالیز قرار می‌گیرد. سپس نتایج این آنالیزها در ترکیبات بار (Load Combinations) باهم جمع می‌شوند. برای مثال پس از تحلیل سازه تحت بار DEAD و LIVE20، ترکیب بار $1.2DEAD + 1.6LIVE20$ را می‌توان از ترکیب نتایج Load Case های DEAD و LIVE20 به همراه ضرایب مربوطه بدست آورد. اما در شرایط رفتار غیرخطی سازه لازم خواهد بود بارگذاری $1.2DEAD + 1.6LIVE20$ به صورت مجزا به عنوان Load Case تعریف شده و مورد آنالیز قرار گیرد.



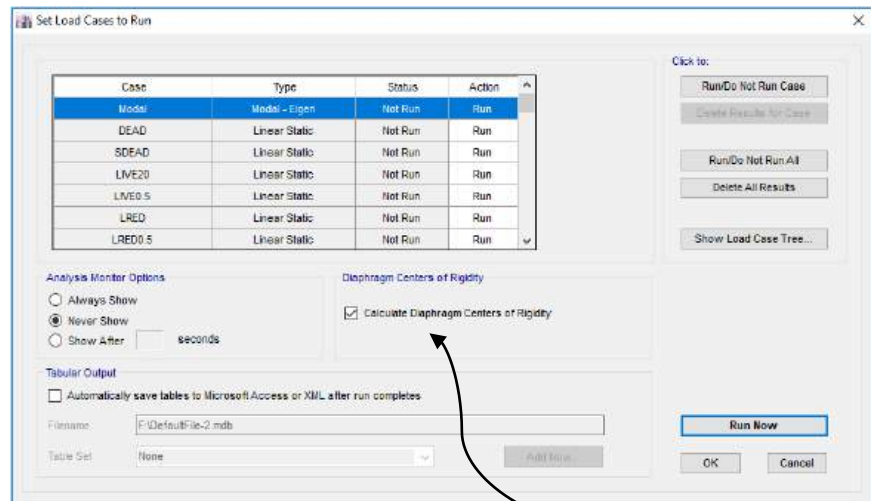
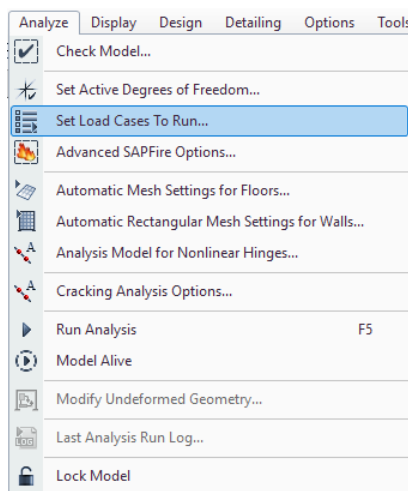
۷-۴- تحلیل مودال

برای انجام تحلیل مودال و بدست آوردن اشکال مودی و دوره تناوب تحلیلی سازه در راستاهای مختلف، لازم است کیس مودال به صورت زیر تعریف شود.



۷-۵- تعیین بارهای مدنظر برای آنالیز

مطابق شکل زیر Load Case هایی که لازم است سازه تحت آنها مورد آنالیز قرار گیرد انتخاب می‌شود. به صورت پیش‌فرض تمام Load Case های تعریف شده و همچنین تحلیل مودال جهت آنالیز انتخاب شده هستند.



برای محاسبه‌ی مرکز سختی دیافراگم لازم است این گزینه فعال شود.

۷-۶- اثر $P-\Delta$

به آثار ثانویه‌ای که در سازه به علت تغییرشکل‌های ایجاد شده در سازه بوجود می‌آید اثر $P-\Delta$ گفته می‌شود. به این صورت که در اعضای که تحت بار محوری قرار دارند، تغییرشکل‌های ایجاد شده در عضو باعث ایجاد لنگرهای اضافی در آن می‌گردد.

استاندارد ۲۸۰۰:

اثر $P-\Delta$: P-Delta Effect

اثر ثانوی بارهای قائم بر روی تلاش‌ها و تغییر مکان‌های اجزای قاب است که به علت تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه به‌وجود می‌آید.

۳-۶ اثر $P-\Delta$

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های 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 $P-\Delta$ معروف است.

آثار ثانویه در دو نوع $P-\Delta$ و $P-\delta$ بوجود می‌آیند. مطابق شکل زیر اثر $P-\delta$ به علت تغییر شکل عضو از محور میانی آن ایجاد شده و اثر $P-\Delta$ به علت جابجایی دو انتهای عضو ایجاد می‌شود.

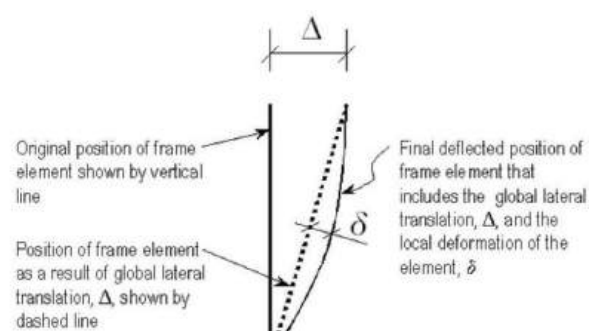
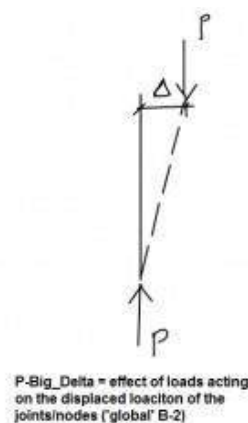
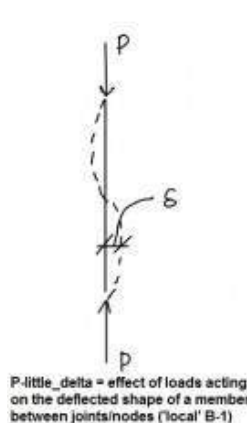


Figure A-1 The total second order P-delta effects on a frame element caused by both Δ and δ

در نظرگیری اثرات ثانویه نیازمند تحلیل سازه برای هر ترکیب بار می باشد و به دلیل وجود غیرخطی‌نگی هندسی نمی توان از جمع نتایج تحلیل الگوی بارهای مختلف استفاده کرد. بنابراین به صورت تئوریک لازم است تمام ترکیبات بار به عنوان Load Case تعریف شده و آثار ثانویه با تحلیل مرتبه دوم لحاظ شوند. به عنوان یک روش جایگزین می توان هریک از الگوهای بار را به همراه اثرات ثانویه ی ناشی از نیروهای ثقلی از یک ترکیب بار پیش فرض انجام داد. این ترکیب بار به صورت محافظه کارانه می تواند ترکیب بار دارای بارهای لرزه ای که بیشترین تغییر مکان جانبی سازه را منجر می شود در نظر گرفته شود. برای مثال در ترکیب بارهای زیر که توسط مبحث شش ویرایش ۹۸ معرفی شده اند، نیروهای ثقلی موجود در ترکیب بار ۵ می تواند به عنوان ترکیب بار P-Δ در نظر گرفته شود.

$$۱) \frac{1}{4}D$$

$$۲) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{5}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۳) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{5}(1/6W)]$$

$$۴) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}W + L + \frac{1}{5}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۵) \frac{1}{2}D + E + L + \frac{1}{5}S$$

$$۶) \frac{1}{9}D + \frac{1}{6}W$$

$$۷) \frac{1}{9}D + E$$

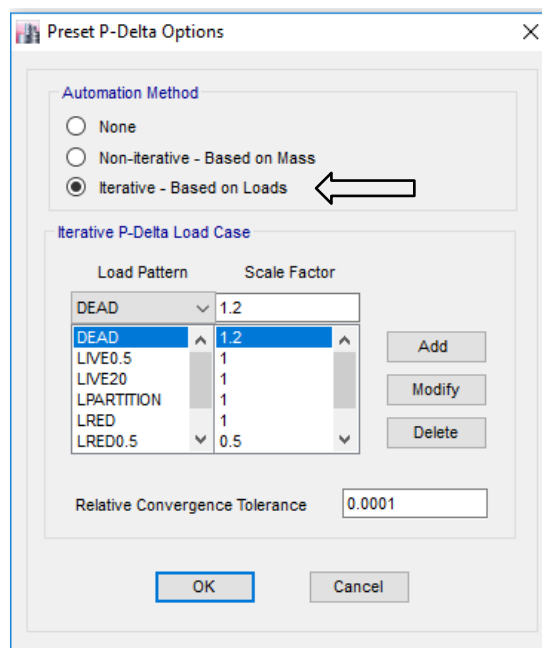
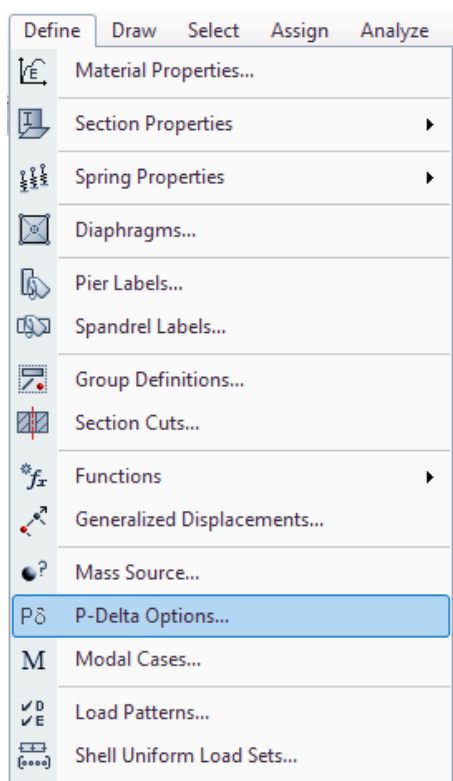
لذا برای تعریف ترکیب بار P-Δ می توان به صورت زیر عمل نمود.

$$1.2 \times (DEAD + SDEAD) +$$

$$1 \times (LIVE20 + LIVE40 + LPARTITION + LRED) +$$

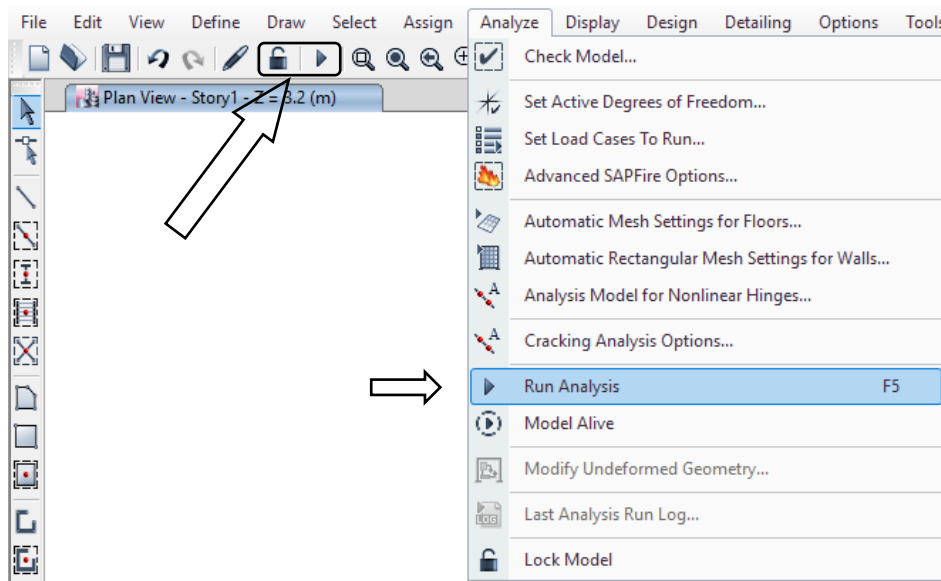
$$0.5 \times (LIVE0.5 + LRED0.5) +$$

$$0.2 \times SNOW$$

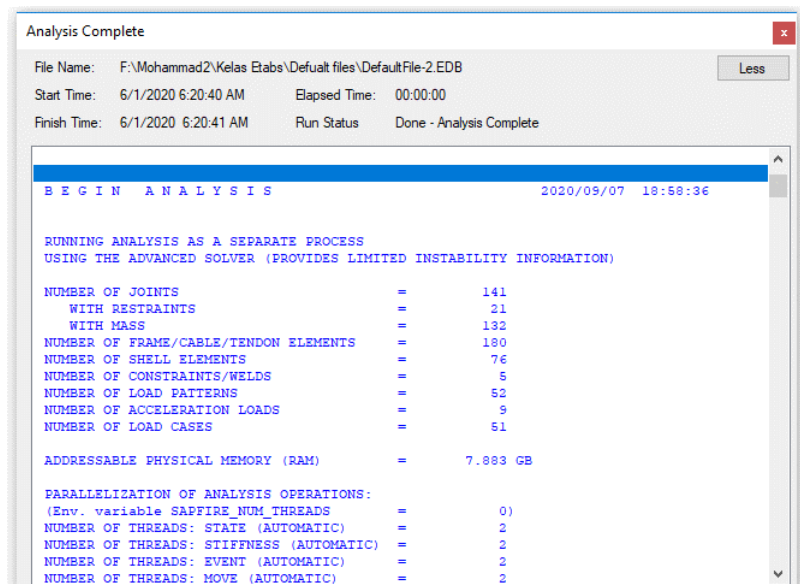
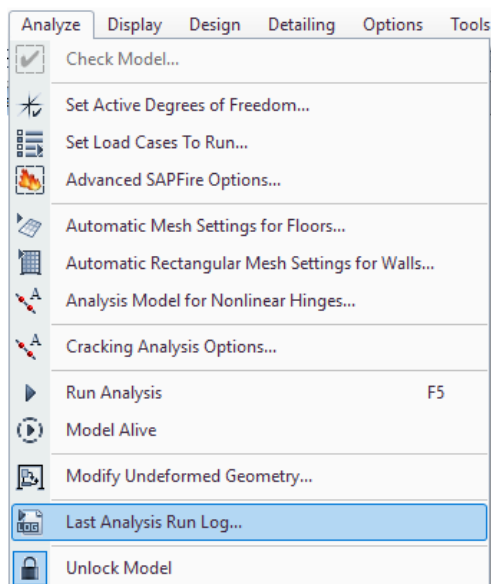


۷-۷- انجام آنالیز

پس از تنظیمات فوق، برای انجام تحلیل سازه از گزینه‌ی زیر استفاده می‌شود. پس از انجام تحلیل، مدل قفل شده و امکان ایجاد تغییرات بدون باز کردن قفل امکان‌پذیر نخواهد بود. باز کردن قفل باعث پاک شدن نتایج آنالیز می‌شود.



پس از انجام آنالیز، گزارش وجود هرگونه خطا (WARNING) در حین آنالیز در یک فایل متنی به صورت NAME.LOG در محل ذخیره‌ی فایل مدل ایجاد می‌گردد که از طریق گزینه‌ی زیر نیز می‌توان به آن دسترسی یافت.

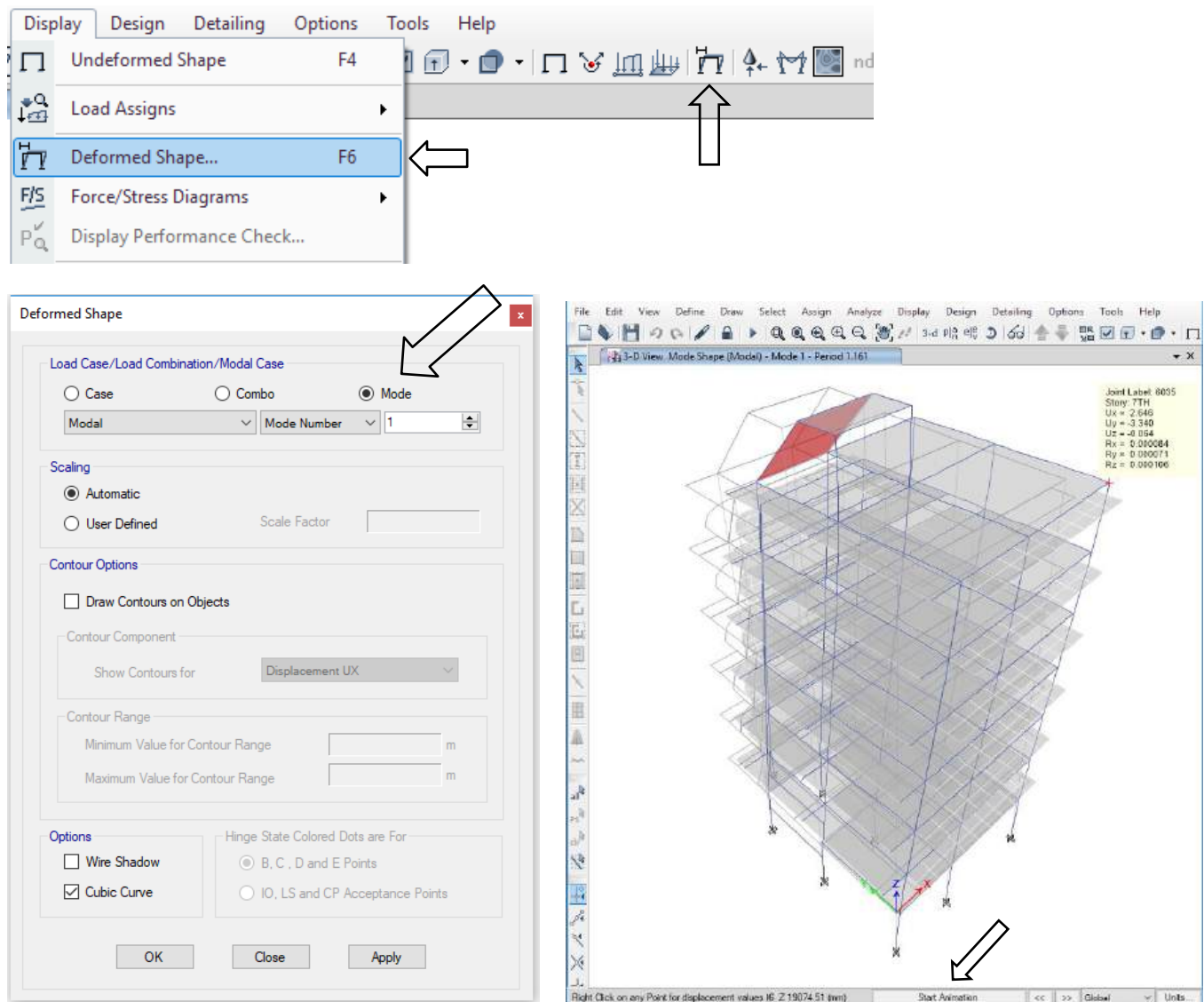


۷-۸- نمایش نتایج آنالیز

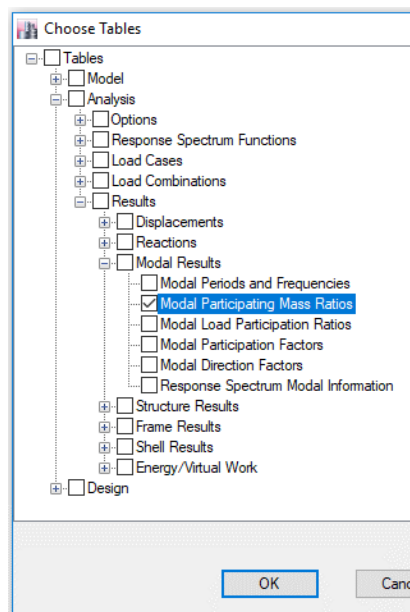
پس از انجام آنالیز می‌توان نتایج آن از جمله اشکال مودی، توزیع نیروها و تغییر شکل سازه تحت بارهای مختلف را مشاهده نمود.

۷-۸-۱- نمایش اشکال مودی و دوره تناوب سازه

برای مشاهده اشکال مودی سازه و همچنین دوره تناوب متناظر آن مطابق شکل زیر عمل می‌کنیم.



برای مشاهده دوره‌ی تناوب موده‌ای مختلف سازه به همراه سایر جزئیات تحلیل مودال می‌توان از گزینه‌ی نمایش جداول Show Tables استفاده کرد.

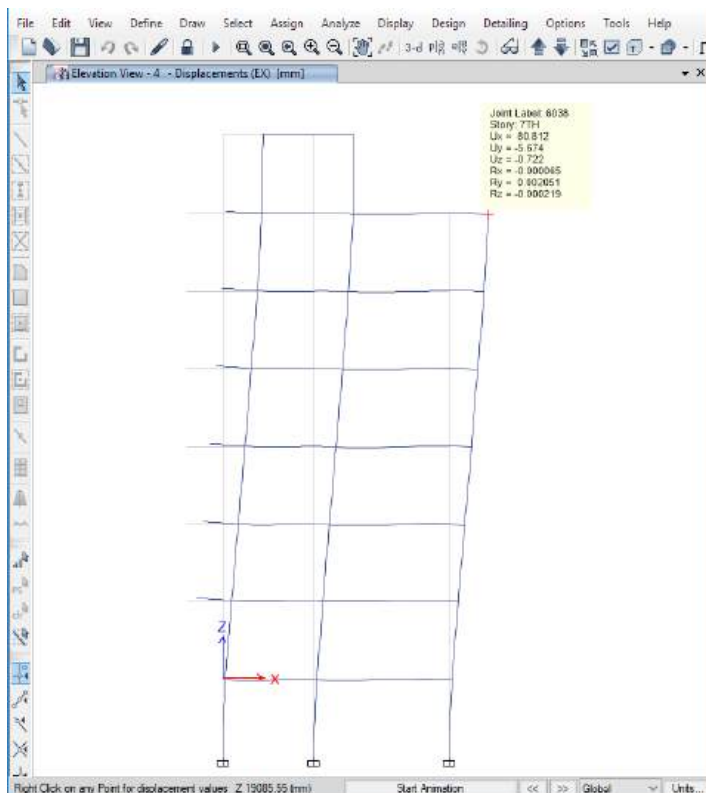
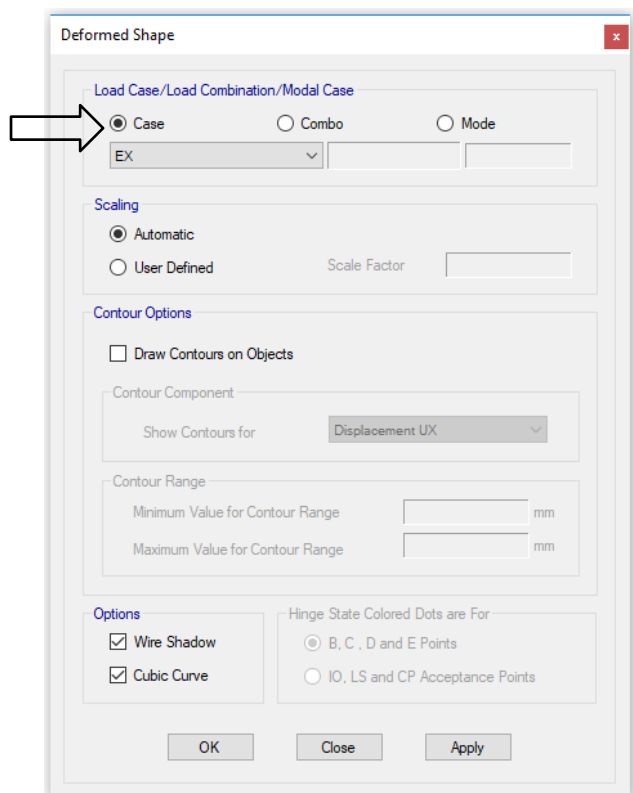
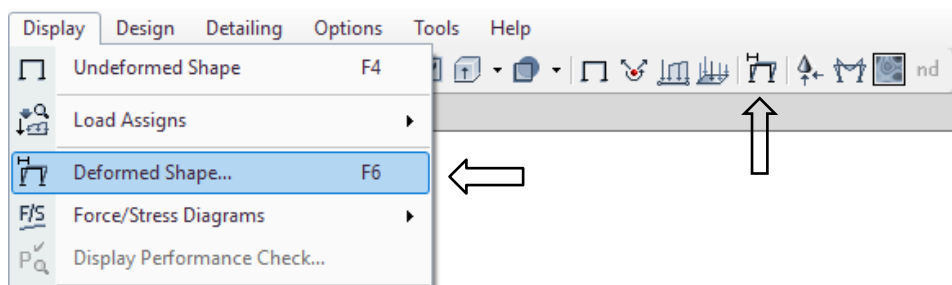


Modal Participating Mass Ratios												
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
▶	Modal	1	1.161	0.1588	0.5787	0	0.1588	0.5787	0	0.2107	0.0554	0.0204
	Modal	2	1.098	0.587	0.1296	0	0.7458	0.7083	0	0.0494	0.1952	0.0434
	Modal	3	0.948	0.0163	0.0445	0	0.7621	0.7528	0	0.0101	0.0098	0.7084
	Modal	4	0.421	0.0154	0.1089	0	0.7775	0.8618	0	0.3435	0.0525	0.0059
	Modal	5	0.395	0.1141	0.0148	0	0.8916	0.8766	0	0.0451	0.382	0.0015
	Modal	6	0.353	0	0.0088	0	0.8916	0.8854	0	0.027	2.257...	0.1131
	Modal	7	0.233	0.0011	0.0431	0	0.8928	0.9285	0	0.0908	0.003	0.0034
	Modal	8	0.216	0.0444	0.0006	0	0.9372	0.9291	0	0.0015	0.1	0.0004
	Modal	9	0.203	0.0007	0.0046	0	0.9379	0.9337	0	0.0109	0.0033	0.0398
	Modal	10	0.152	0.0001	0.0215	0	0.938	0.9552	0	0.0738	0.0002	0.0017

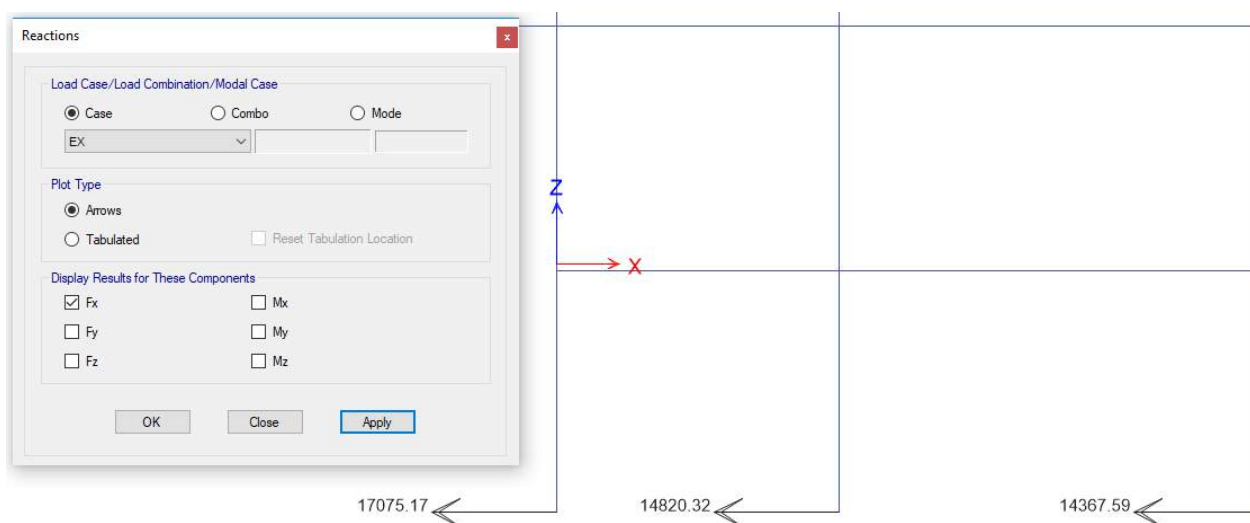
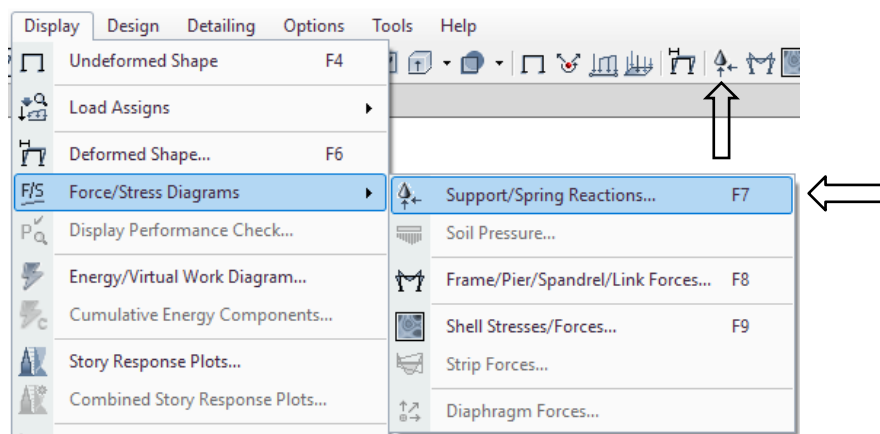
با توجه به جدول فوق و بررسی نسبت مشارکت جرمی، ملاحظه می‌شود که مود یک در راستای y و مود دو در راستای x و مود سه مود پیچشی می‌باشد. لذا پریود تحلیلی سازه در راستای x برابر 1.098 s و در راستای y برابر 1.161 s می‌باشد.

۷-۸-۲- نمایش سازه تغییرشکل یافته

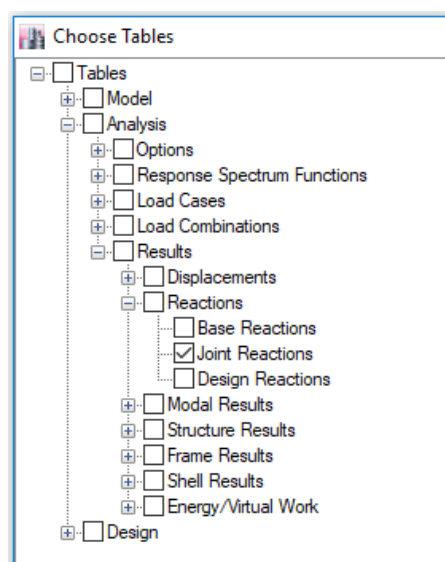
سازه تغییرشکل یافته تحت اثر بارهای مختلف به صورت زیر قابل مشاهده خواهد بود. با اشاره ماوس به گره‌های مختلف سازه مقدار تغییرمکان گره نمایش داده می‌شود.



۷-۸-۳- نمایش عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی

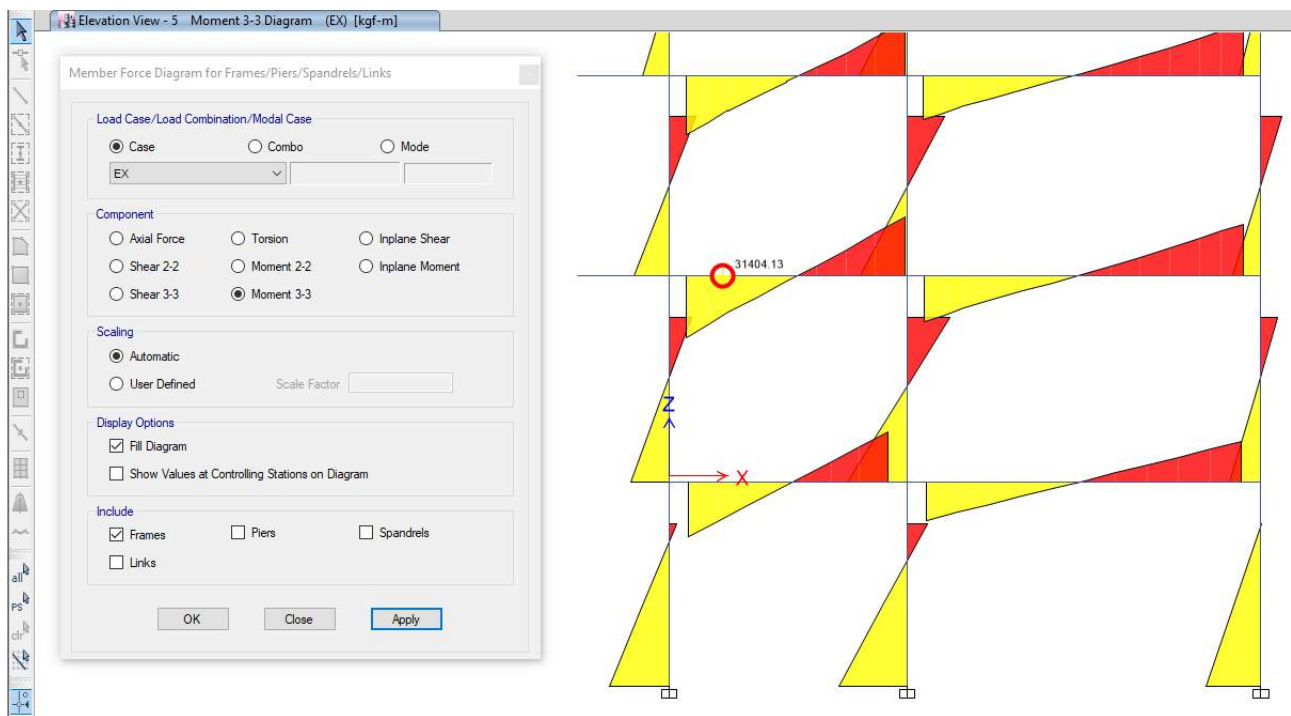
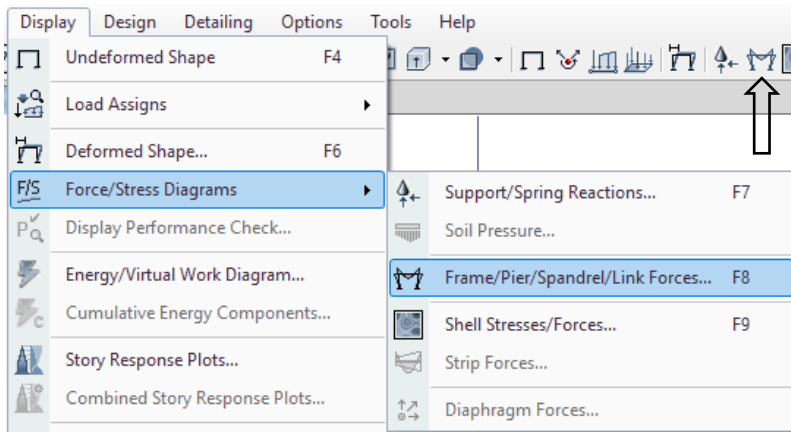


همچنین برای مشاهده‌ی نیروهای تکیه‌گاهی به صورت جدول می‌توان به صورت زیر عمل نمود:

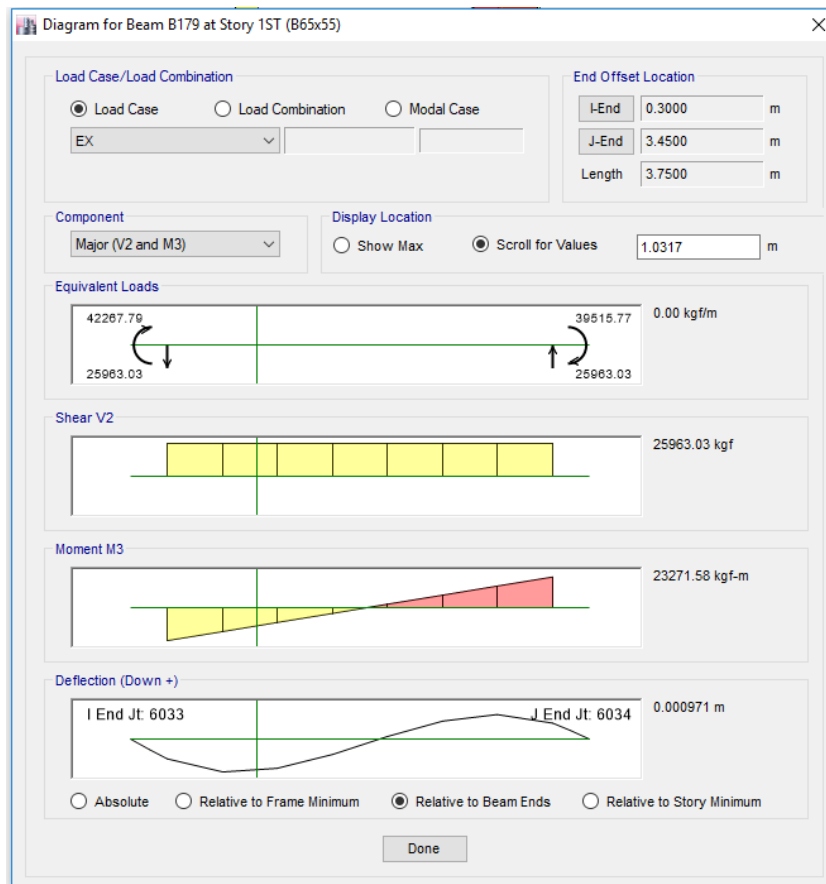


Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
BASE	6033	1	EX	-20470.06	718.61	-132355	-1912.77	-67047.74	39.3
BASE	6034	2	EX	-27048.76	599.04	62739.56	-1886.38	-53776.78	39.3
BASE	6035	3	EX	-16060.49	539.26	79409.78	-1960.62	-43457.65	39.2
BASE	6036	4	EX	-17075.17	-1121.58	-105269.14	-201.72	-43776	47.69
BASE	6037	5	EX	-14820.32	605.78	93822.95	-1248.65	-26193.7	18.95
BASE	6038	6	EX	-14367.59	623.78	63730.12	-2353.08	-40996.22	29.3
BASE	6040	8	EX	-13068.02	354.37	36076.85	-965.16	-27181.97	18.95
BASE	6041	9	EX	-13790.15	743.22	38716.69	-2165.65	-48533.83	39.3
BASE	6042	10	EX	-16499.45	-3236.42	5630.18	2049.06	-43321.7	39.3
BASE	6069	292	EX	-17863.06	-1219.34	-140818.67	385.68	-44689.05	47.69

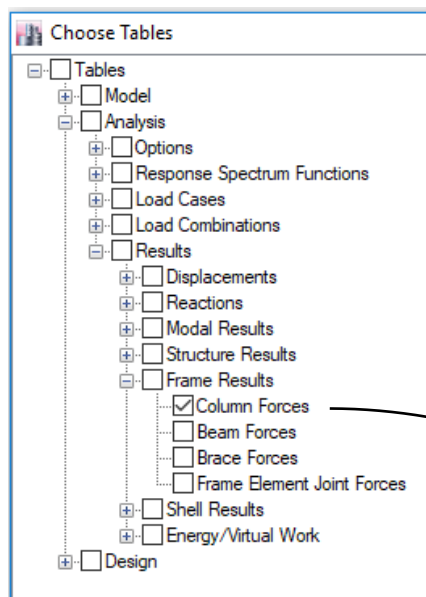
۷-۸-۴- نمایش نیروهای داخلی اعضا



با اشاره ماوس بر روی نقاط مختلف اعضا مقدار نیروی داخلی مورد نظر نمایش داده می‌شود. همچنین با راست کلیک نمودن بر روی هر عضو جزئیات کامل توزیع نیروهای داخلی در آن عضو نمایش داده می‌شود.



همچنین نیروهای داخلی اعضا را می‌توان به صورت جدول مشاهده نمود.



Column Forces

1 of 239 | Reload Apply

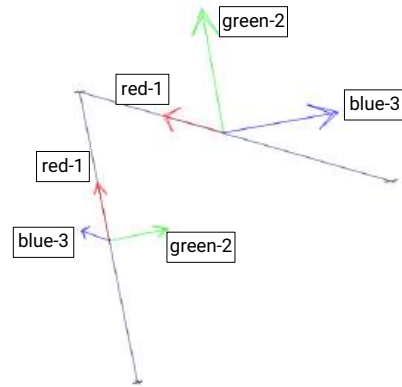
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2 kgf-m	M3 kgf-m	Element	Element Station m
8TH	C83	22	EX	0	-498.82	-851.73	-139.93	126.94	-113.41	-2322.8	22	0
8TH	C83	22	EX	1.4	-498.82	-851.73	-139.93	126.94	84.32	-1150.31	22	1.4
8TH	C83	22	EX	2.8	-498.82	-851.73	-139.93	126.94	281.64	37.68	22	2.8
8TH	C84	30	EX	0	424.91	-583.9	171.12	126.94	282.97	-1637.98	30	0
8TH	C84	30	EX	1.4	424.91	-583.9	171.12	126.94	43.34	-830.16	30	1.4
8TH	C84	30	EX	2.8	424.91	-583.9	171.12	126.94	-196.51	-18.11	30	2.8
7TH	C80	1	EX	0	3616.84	3448.75	-641.56	247.54	-909.51	3100.96	1	0
7TH	C80	1	EX	1.375	3616.84	3448.75	-641.56	247.54	-20.56	-1637.43	1	1.375
7TH	C80	1	EX	2.75	3616.84	3448.75	-641.56	247.54	868.49	-6447.51	1	2.75
7TH	C81	8	EX	0	-1453.33	6994.03	-68.71	247.54	49.18	8452.59	8	0
7TH	C81	8	EX	1.375	-1453.33	6994.03	-68.71	247.54	140.23	-1298.45	8	1.375
7TH	C81	8	EX	2.75	-1453.33	6994.03	-68.71	247.54	-345.53	-1000.75	8	2.75

Local axes color convention

Created by Ondrej, last modified on Mar 27, 2013

The local axes color convention for joints, frame elements, shell elements, etc. is as follows:

- local 1 axis: red
- local 2 axis: green
- local 3 axis: blue



Etabs Documentation:

Chapter VII The Frame Element

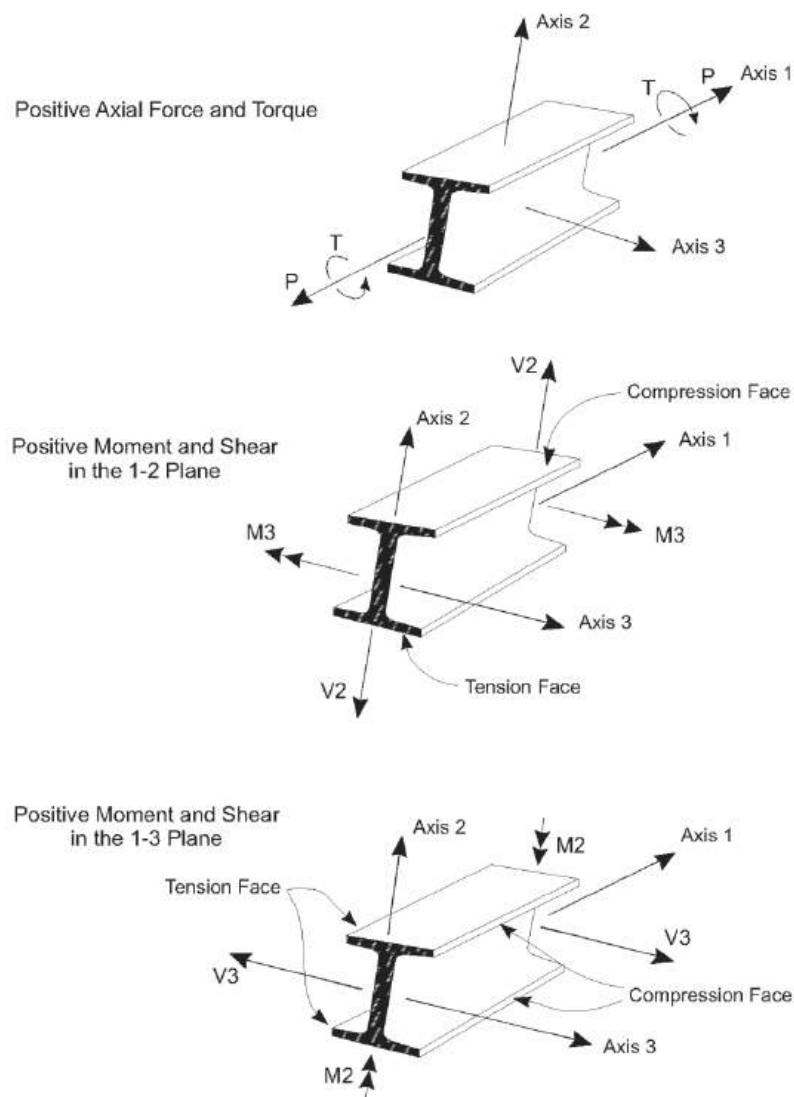
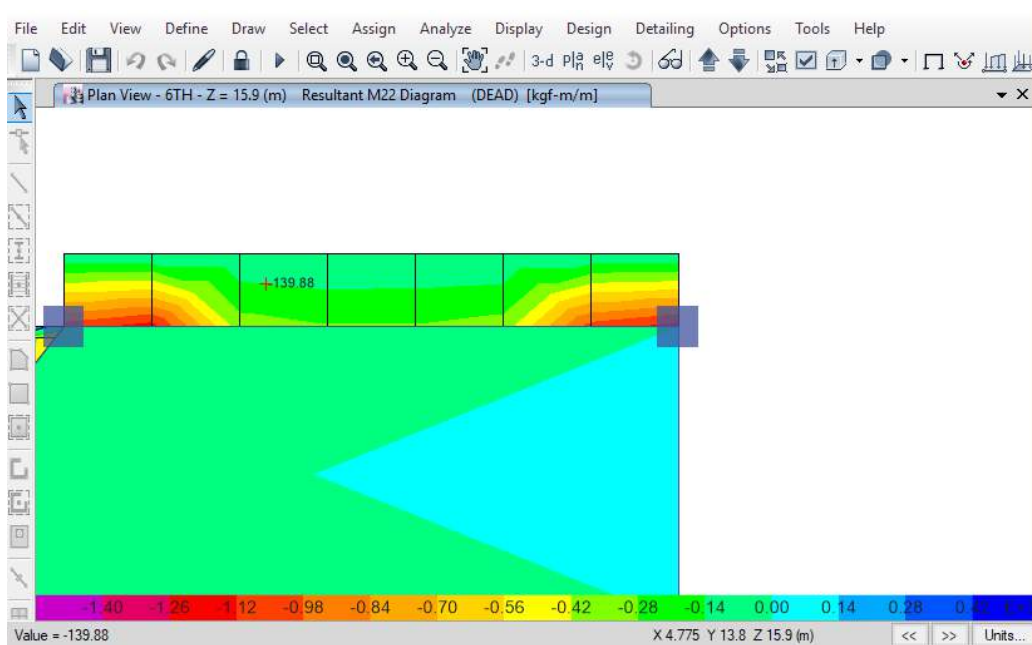
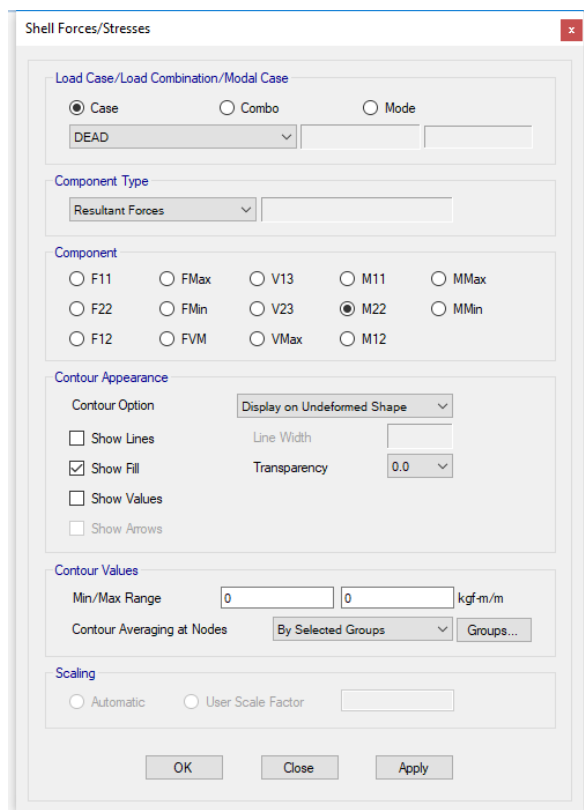
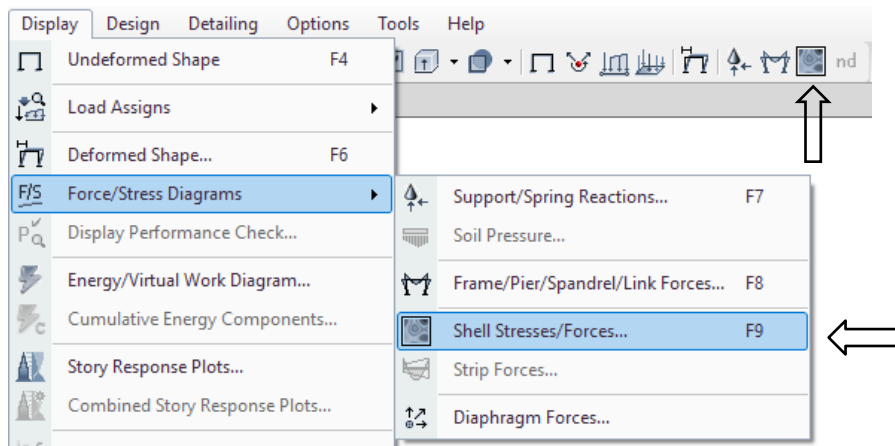
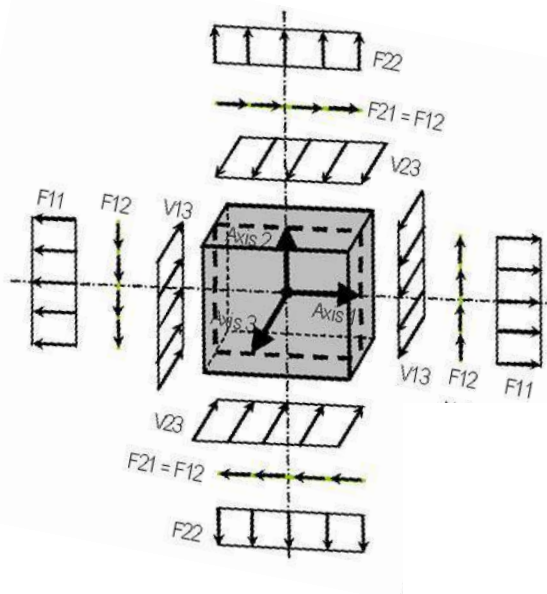
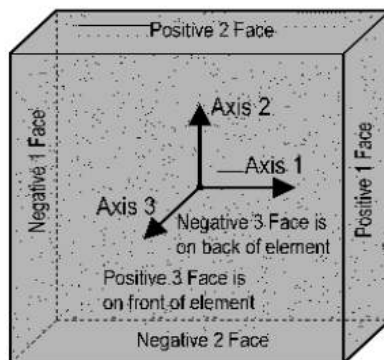


Figure 39
Frame Element Internal Forces and Moments

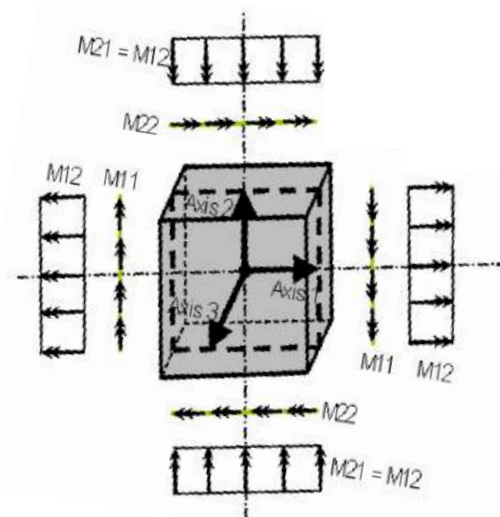
- M2, the bending moment in the 1-3 plane (about the 2 axis)
- M3, the bending moment in the 1-2 plane (about the 3 axis)

برای مشاهده نیروهای داخلی در دال‌ها:





Note: All forces are forces per unit length acting on the mid-surface of the shell element. ETABS only reports the value of these forces at the shell element corner points.



Note: All moments are moments per unit length acting on the mid-surface of the shell element. ETABS only reports the value of these moments at the shell element corner points.

فصل ۸. ترکیبات بار

ترکیبات بار طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد. در ویرایش ۱۳۹۸ این آیین‌نامه ترکیبات بار برای طراحی سازه‌های بتنی و فولادی به صورت یکسان و مشابه ACI 318-14 و AISC 360-10 می‌باشد.

مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸:

- ۱) $1/4D$
- ۲) $1/2D + 1/6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/6W)]$
- ۴) $1/2D + 1/6W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2D + E + L + 0.2S$
- ۶) $0.9D + 1.0W$
- ۷) $0.9D + E$

: ACI 318-14

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

: AISC 360-10

B2. LOADS AND LOAD COMBINATIONS

The loads and load combinations shall be as stipulated by the applicable building code. In the absence of a building code, the loads and load combinations shall be those stipulated in *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7). For design purposes, the nominal loads shall be taken as the loads stipulated by the applicable building code.

User Note: When using ASCE/SEI 7, for design according to Section B3.3 (LRFD), the load combinations in ASCE/SEI 7, Section 2.3 apply. For design according to Section B3.4 (ASD), the load combinations in ASCE/SEI 7, Section 2.4 apply.

در نرم‌افزار ایتبس از ویرایش ۲۰۱۰ آیین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE 7-10) استفاده شده است:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.0W$
7. $0.9D + 1.0E$

همانگونه که ملاحظه می‌شود کلیات ضرایب بار در ترکیبات فوق یکسان بوده و در برخی موارد می‌توان از ترکیبات بار پیش‌فرض ایتبس استفاده کرد. اما در خصوص برخی جزئیات نیاز به اصلاح خواهد بود. بنابراین بهتر است از ترکیب‌بارهای تعریف شده در فایل آماده استفاده گردد.

ترکیبات مختلف بایستی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ تعیین گردد.

۲-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضا و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد: موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

$$۱) \frac{1}{4}D$$

$$۲) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{0.5}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۳) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{0.5}{5}(1.6W)]$$

$$۴) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}W + L + \frac{0.5}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۵) \frac{1}{2}D + E + L + \frac{0.2}{5}S$$

$$۶) 0.9D + \frac{1}{6}W$$

$$۷) 0.9D + E$$

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_0 (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰.۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

ب) در طراحی سازه‌های پیش‌تنیده، اثر پیش‌تنیدگی باید با ضریب واحد یا ضریب بارمرده در ترکیب بارها وارد شود و هر کدام که اثر نامساعدتری دارند در طراحی لحاظ شود.

پ) در مواردی که بار سیال، F_s بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضرایب باری همانند ضریب بار مرده، D ، در ترکیب بارهای ۱ تا ۵ و ۷ منظور شوند.

ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H ، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب $\frac{1}{6}$ در ترکیب بارها منظور شود.

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب $\frac{0.9}{5}$ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف‌نظر گردد.

ث) اگر طبق فصل ۶-۶ این مبحث در نظر گرفتن بار سیل برای سازه لازم باشد، علاوه بر ترکیب‌های ارائه شده، باید دو ترکیب بار اضافی با جایگزینی $F_s + 1.6W$ به جای $1.6W$ در ترکیب‌های ۴ و ۶ نیز در نظر گرفته شود.

ج) در صورتی که بر طبق فصل ۶-۹ این مبحث در نظر گرفتن بار یخ جوی و بار باد وارده بر یخ بر روی سازه الزامی باشد، ترکیب بارهای زیر در طراحی سازه باید منظور شود:

ج-۱) عبارت $(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + \frac{0.5}{5}D$ در ترکیب بار شماره ۲ باید با عبارت $\frac{0.5}{5}D + \frac{0.2}{5}S$ جایگزین شود.

ج-۲) عبارت $(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + \frac{1}{6}W + \frac{0.5}{5}D$ در ترکیب بار شماره ۴ باید با عبارت $S + \frac{1}{6}W + \frac{0.5}{5}D$ جایگزین شود.

ج-۳) عبارت $\frac{1}{6}W$ در ترکیب بار شماره ۶ باید با عبارت $D + \frac{1}{6}W$ جایگزین شود. (چ) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بر ترکیب بارهای ارائه شده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

$$۱) \frac{1}{2}D + \frac{0.5}{5}L + \frac{0.5}{5}(S \text{ یا } L_r) + \frac{1}{2}T$$

$$۲) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + T$$

ح) در مواردی که بر طبق ضوابط بند ۶-۱۱-۱۴ این مبحث، کنترل سازه برای زلزله سطح بهره‌برداری الزامی باشد، مقاومت سازه، اعضا و اجزای آن باید برای ترکیب بار زیر نیز بررسی شود. در این حالت در محاسبه مقاومت طراحی اعضا، ضوابط بند فوق‌الذکر و استاندارد ۲۸۰۰ ایران باید رعایت گردد.

$$D + \frac{0.5}{5}L + \frac{0.5}{5}(L_r \text{ یا } S) + E_{ser}$$

خ) در ترکیب بار شماره ۳، باید هر دو حالت اثر بار زنده و باد بررسی شده و نامساعدترین حالت در طراحی منظور شود.

به عنوان مثال برای سازه‌های بتنی با $A=0.35$ و ضریب اهمیت $I=1$ ، ترکیبات زیر در نظر گرفته می‌شوند:

حروف اختصاری الگوی بارهای مختلف:

DEAD=D	SDEAD=SD	LIVE20=L20	LIVE40=L40	LIVE0.5=L0.5	LRED=LRED	LROOF=Lr
SNOW=S	TEMP=T	SOIL=SOIL	LPARTITION=LP			

UDCON1:	$1.4 (D+SD) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON2:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5 S + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON3:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5 Lr + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON4:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 1.6 S + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON5:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 1.6 Lr + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON6:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (EXALL+0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON7:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - \rho (EXALL+0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON8:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (EXALL-0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON9:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - \rho (EXALL-0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON10:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (EYALL+0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON11:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - \rho (EYALL+0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON12:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (EYALL-0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON13:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - \rho (EYALL-0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON14:	$0.69 (D+SD) + \rho (EXALL+0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON15:	$0.69 (D+SD) - \rho (EXALL+0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON16:	$0.69 (D+SD) + \rho (EXALL-0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON17:	$0.69 (D+SD) - \rho (EXALL-0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON18:	$0.69 (D+SD) + \rho (EYALL+0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON19:	$0.69 (D+SD) - \rho (EYALL+0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON20:	$0.69 (D+SD) + \rho (EYALL-0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON21:	$0.69 (D+SD) - \rho (EYALL-0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$

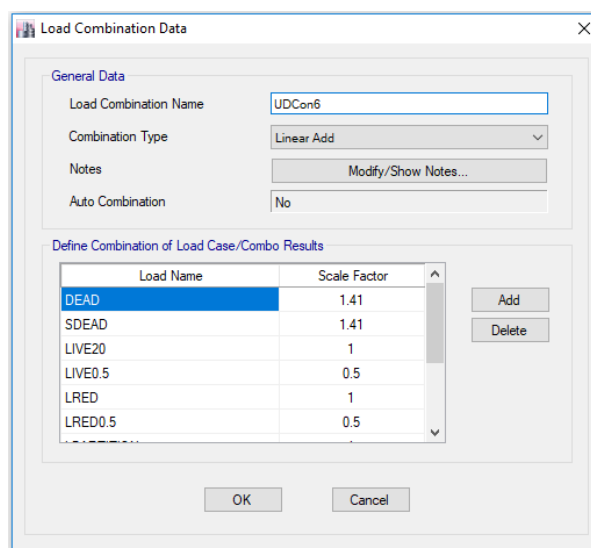
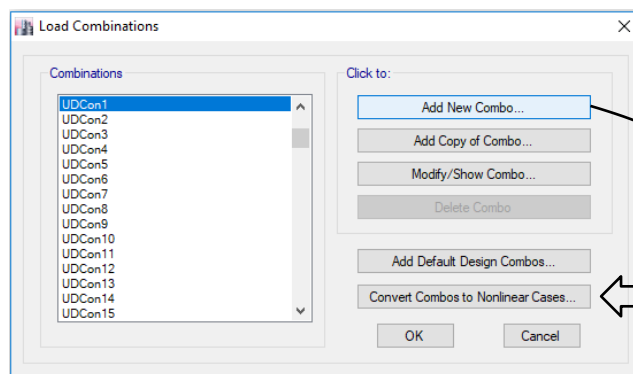
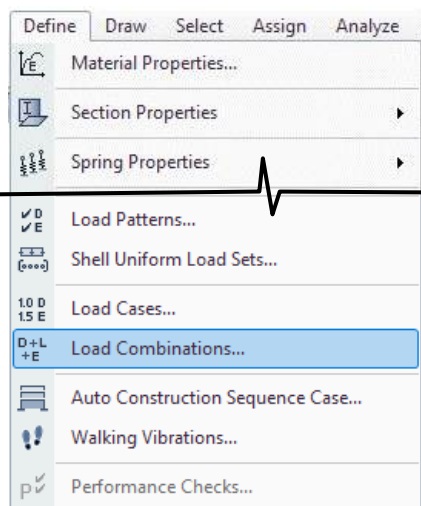
در سازه‌های بتنی با $A \leq 0.3$ به جای ضرایب 1.41 و 0.69 به ترتیب 1.2 و 0.9 قرار می‌گیرد.

همچنین در سازه‌های فولادی با $A=0.35$ و ضریب اهمیت $I=1$ ، ترکیبات زیر در نظر گرفته می‌شوند:

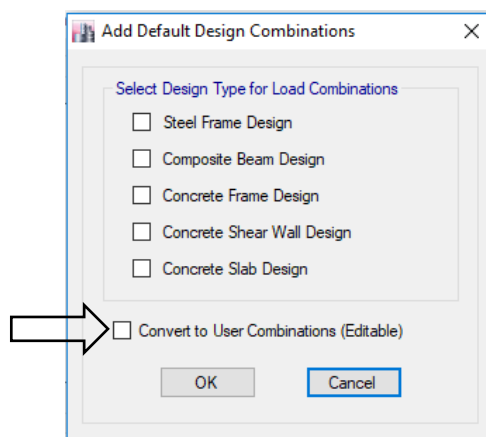
UDStIS1:	$1.4 (D+SD) + 1.4 (NDX+NSDX) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS2:	$1.4 (D+SD) - 1.4 (NDX+NSDX) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS3:	$1.4 (D+SD) + 1.4 (NDY+NSDY) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS4:	$1.4 (D+SD) - 1.4 (NDY+NSDY) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS5:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S + 1.2 (NDX+NSDX) + 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 0.5NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS6:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S - 1.2 (NDX+NSDX) - 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 0.5NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS7:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S + 1.2 (NDY+NSDY) + 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 0.5NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS8:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S - 1.2 (NDY+NSDY) - 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 0.5NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS9:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr + 1.2 (NDX+NSDX) + 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 0.5NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS10:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr - 1.2 (NDX+NSDX) - 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 0.5NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS11:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr + 1.2 (NDY+NSDY) + 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 0.5NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS12:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr - 1.2 (NDY+NSDY) - 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 0.5NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS13:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDX+NSDX) + (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 1.6NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS14:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDX+NSDX) - (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 1.6NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS15:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDY+NSDY) + (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 1.6NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS16:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDY+NSDY) - (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 1.6NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS17:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDX+NSDX) + (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 1.6NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS18:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDX+NSDX) - (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 1.6NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS19:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDY+NSDY) + (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 1.6NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS20:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDY+NSDY) - (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 1.6NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS21:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + p (EXALL+0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS22:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - p (EXALL+0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS23:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + p (EXALL-0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS24:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - p (EXALL-0.3EY) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS25:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + p (EYALL+0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS26:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - p (EYALL+0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS27:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + p (EYALL-0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS28:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S - p (EYALL-0.3EX) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS29:	$0.69 (D+SD) + p (EXALL+0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS30:	$0.69 (D+SD) - p (EXALL+0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS31:	$0.69 (D+SD) + p (EXALL-0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS32:	$0.69 (D+SD) - p (EXALL-0.3EY) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS33:	$0.69 (D+SD) + p (EYALL+0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS34:	$0.69 (D+SD) - p (EYALL+0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS35:	$0.69 (D+SD) + p (EYALL-0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS36:	$0.69 (D+SD) - p (EYALL-0.3EX) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$

در سازه‌های فولادی با $A \leq 0.3$ به جای ضرایب 1.41 و 0.69 به ترتیب 1.2 و 0.9 قرار می‌گیرد.

برای تعریف ترکیبات بار در ایتبس به صورت زیر عمل می‌کنیم:



با انتخاب گزینه‌ی Add Default Design Combos ترکیب‌بارهای پیش‌فرض ایتبس براساس آیین‌نامه‌ی انتخابی به صورت خودکار افزوده می‌شوند. برای طراحی سازه‌های بتنی این ترکیبات با نام DCon و برای سازه‌های فولادی با نام DStIS تولید می‌شوند که قابل تغییر نیستند. برای تبدیل آنها به ترکیب‌بارهای قابل تغییر لازم است تیک مربوطه طبق شکل زیر فعال شود. در این صورت نام این ترکیبات به UDCon و UDStIS تغییر یافته و قابل تغییر خواهند بود.

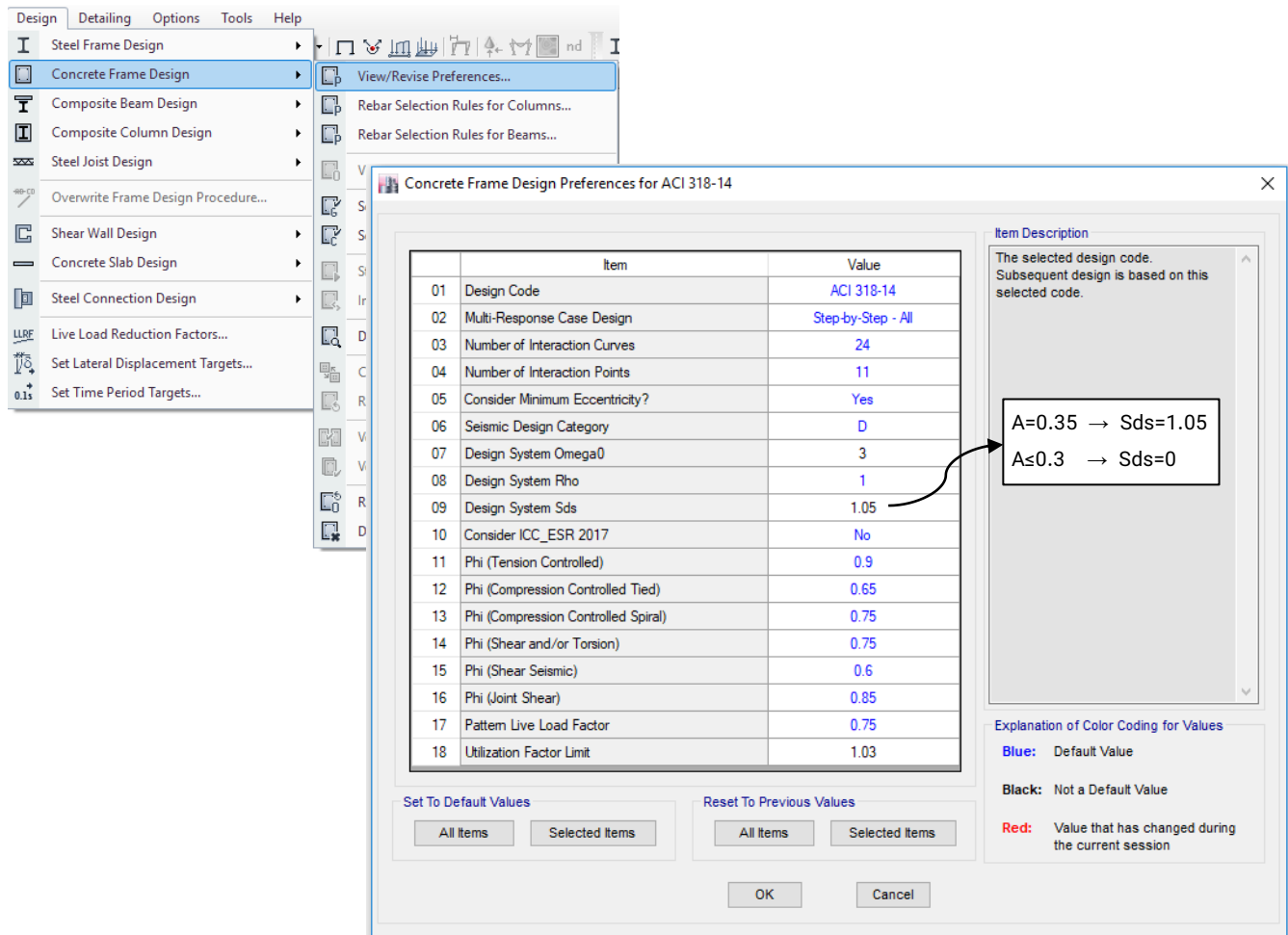


از گزینه‌ی Convert Combos to Nonlinear Cases در شکل بالای این صفحه برای تبدیل ترکیب‌بارهای انتخاب شده به کیس‌های غیرخطی استفاده می‌شود.

فصل ۹. طراحی سازه‌های بتنی

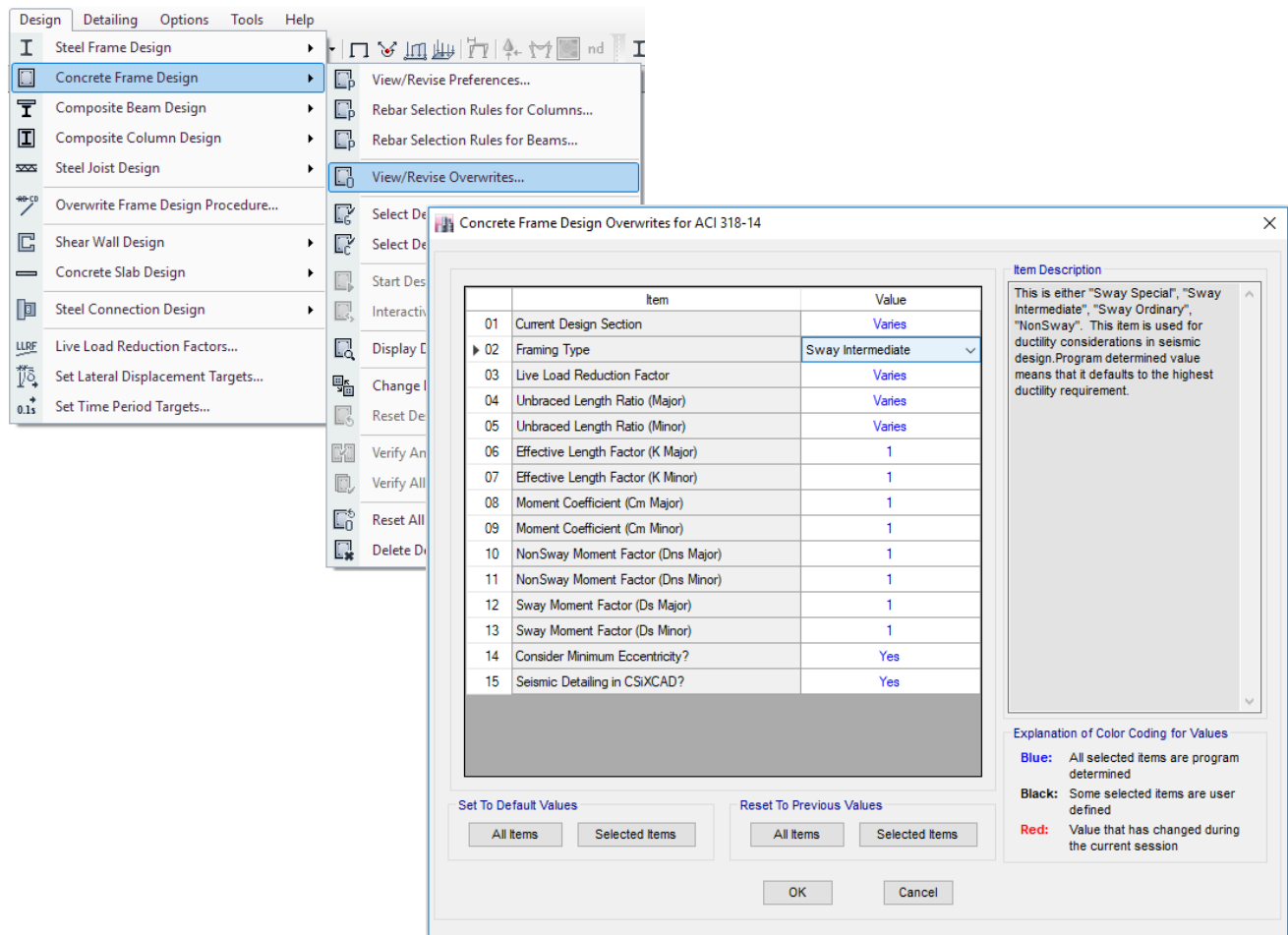
۹-۱ - تنظیمات اولیه

پس از رسم، بارگذاری، تنظیم مشخصات اعضا و سپس تحلیل سازه، لازم است با تعیین تنظیمات اولیه به طراحی سازه بپردازیم. آیین‌نامه‌ی طراحی و پارامترهای اولیه‌ی طراحی سازه‌های بتنی به صورت زیر تعیین می‌گردند:

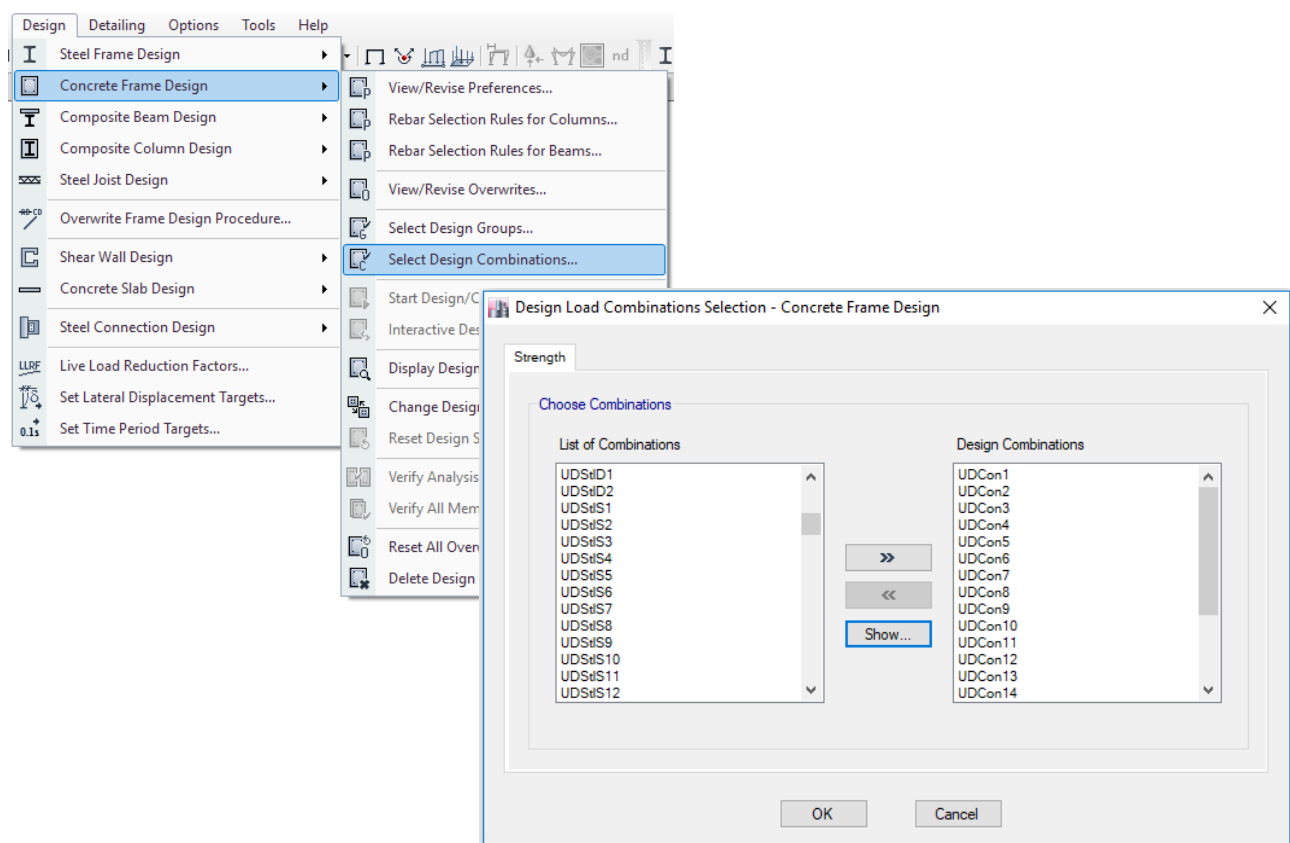


معمولاً نسبت تقاضا به ظرفیت 1.03 توسط طراحان مورد قبول قرار می‌گیرد.

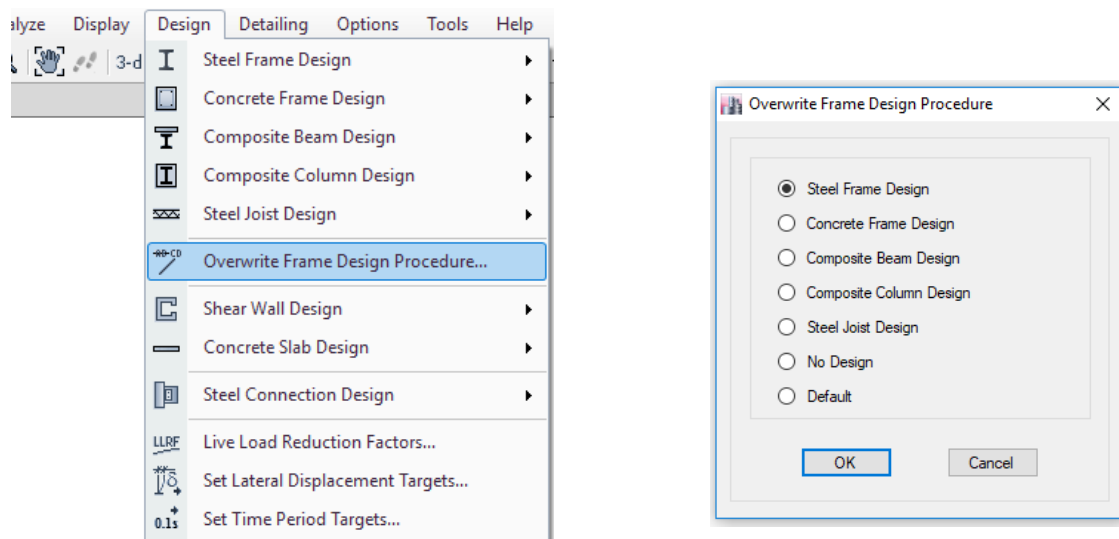
در گام بعدی نوع شکل‌پذیری اعضای سازه تعیین می‌گردد. برای این کار تمام اعضا سازه را انتخاب نموده و به صورت زیر سطح شکل‌پذیری متوسط و یا ویژه را انتخاب می‌کنیم.



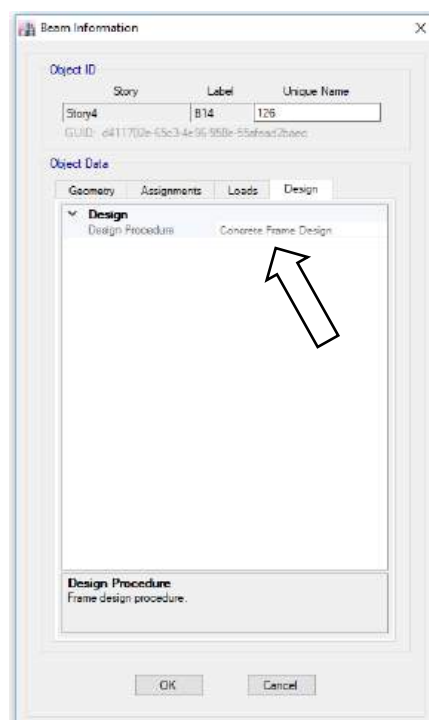
ترکیب‌ب‌های طراحی به صورت زیر انتخاب می‌گردد:



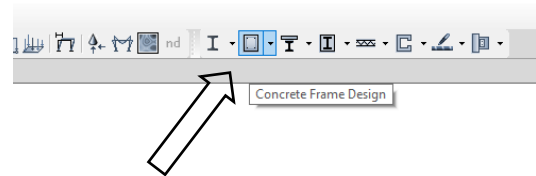
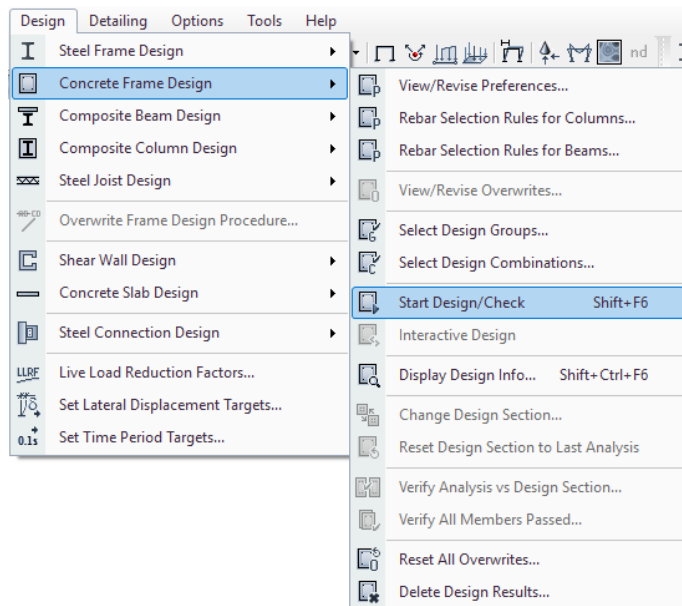
نوع طراحی اعضا را می‌توان به صورت زیر تغییر داد. البته عموماً نیازی به تغییر آن نیست و توسط نرم‌افزار بر اساس نوع مقطع اختصاص داده شده به درستی تعیین می‌شود، مگر در شرایطی که قصد طراحی مقطع به صورت کامپوزیت داشته باشیم. برای این منظور پس از انتخاب اعضای مد نظر نوع طراحی آنها را تعیین می‌کنیم.



همچنین نوع طراحی فعلی هر عضو را می‌توان با راست کلیک کردن بر روی آن و انتخاب بخش Design مشاهده نمود.

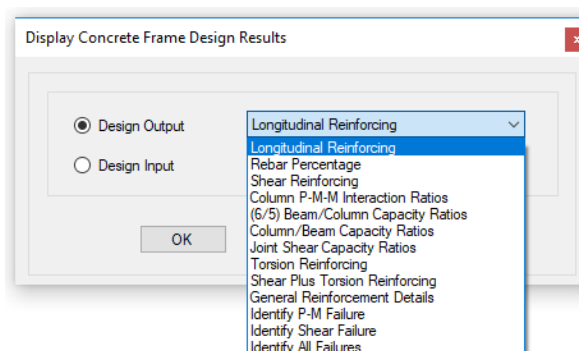
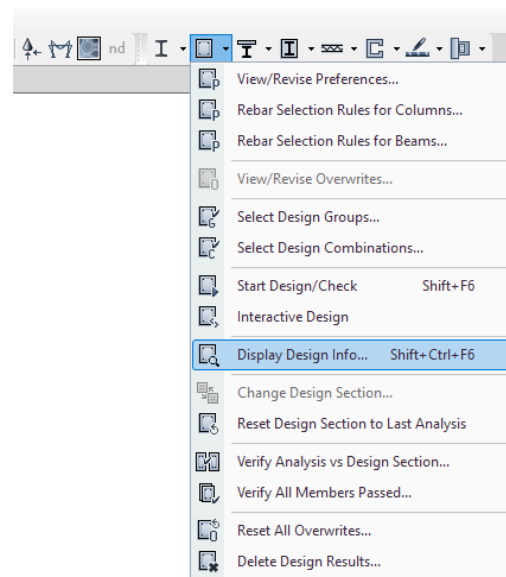
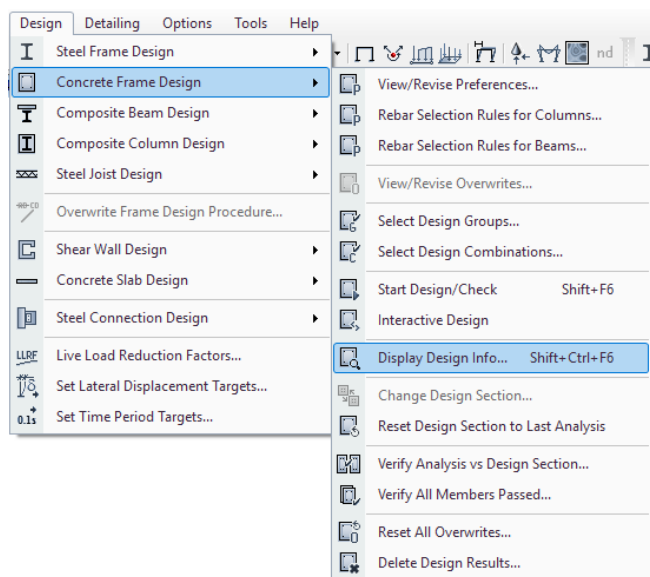


پس از انجام تنظیمات فوق و انجام تحلیل سازه، با انتخاب گزینه‌ی Start Design/Check می‌توان به طراحی سازه پرداخت. در صورتی که اعضای خاصی انتخاب شده باشد طراحی محدود به آن اعضا خواهد بود. اما در صورتی که عضوی انتخاب نشده باشد تمام اعضای بتنی مورد طراحی قرار خواهند گرفت.



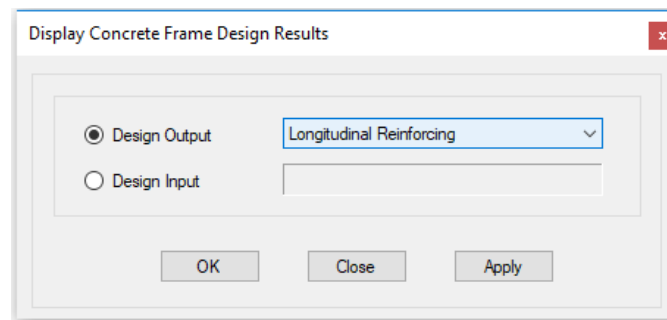
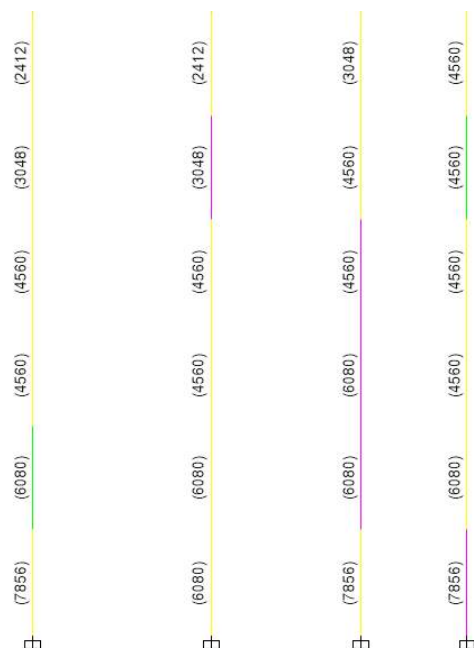
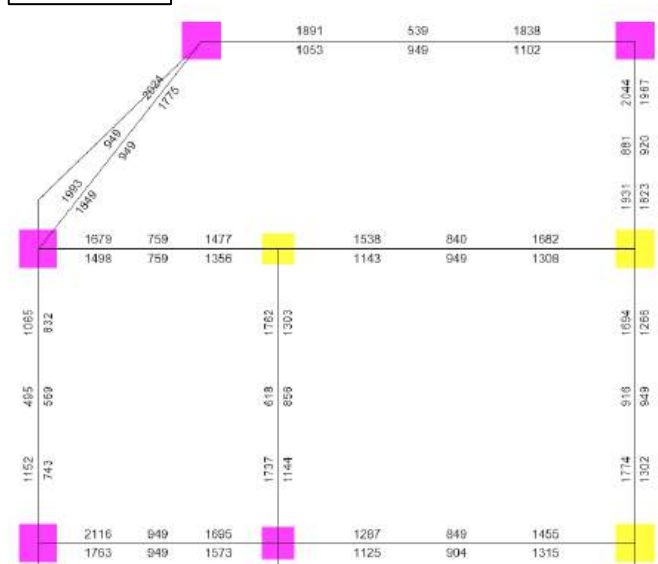
۹-۲- مشاهده نتایج طراحی

برای مشاهده‌ی نتایج طراحی از گزینه‌ی Display Design Info استفاده می‌شود.

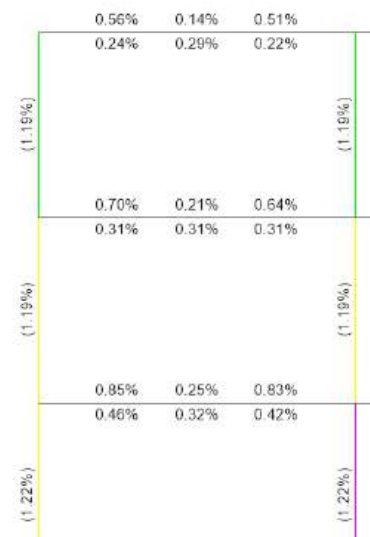
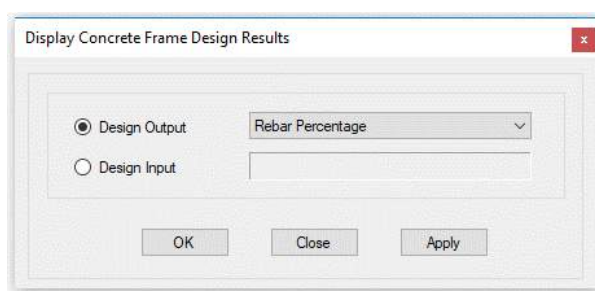


۹-۲-۱- میلگردهای طولی

با انتخاب گزینه‌ی Longitudinal Reinforcing سطح مقطع میلگردهای طولی بر روی اعضا نشان داده می‌شود. در تیرها این اعداد سطح مقطع میلگرد مورد نیاز در شش ناحیه‌ی ابتدا، وسط و انتها در بالا و پایین تیر را نشان می‌دهند. در ستون‌ها این اعداد به صورت ثابت و معادل سطح مقطع میلگرد تعیین شده در تعریف مقطع خواهند بود.

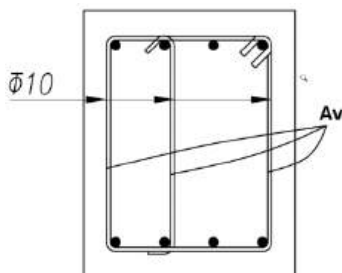
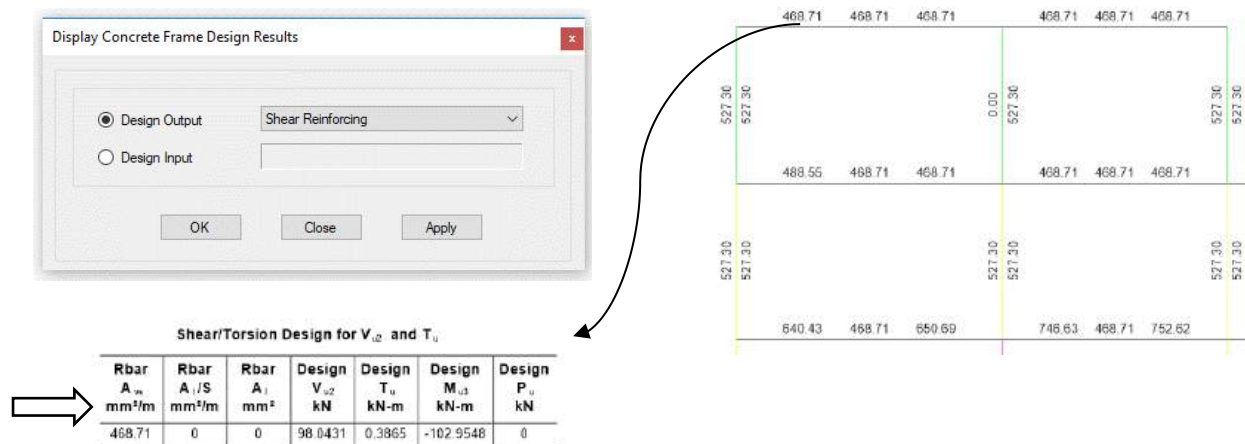
برحسب mm^2 

همچنین با انتخاب گزینه‌ی Rebar Percentage درصد میلگرد مقطع بر حسب درصدی از کل سطح مقطع (bh) نمایش داده می‌شود. معمولاً درصد میلگرد زیر یک درصد برای تیرها مناسب می‌باشد و بالاتر از این مقدار به لحاظ رعایت فاصله میلگردها با مشکل مواجه می‌گردد.



۹-۲-۲- میلگردهای عرضی

با انتخاب گزینه‌ی Shear Reinforcing مقدار میلگرد عرضی مورد نیاز در مقطع نمایش داده می‌شود. این مقادیر به صورت $\frac{A_v}{S}$ می‌باشند که در آن A_v مجموع سطح مقطع شاخه‌های میلگردهای موجود در یک خاموت یا تنگ و S فاصله طولی آنها می‌باشد. در تیرها این مقادیر در ۳ ناحیه‌ی ابتدا وسط و انتهای تیر و در ستون‌ها در دو راستای متفاوت نمایش داده می‌شوند.



به عنوان نمونه در شکل مقابل مقدار A_v برابر مجموع مساحت‌های ۳ شاخه آرماتور $\Phi 10$ خواهد بود. در تیر بالایی که مقدار $\frac{A_v}{S}$ مورد نیاز برابر $468.71 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ گزارش شده است با قرار دادن مقدار $A_v = 3 \times 79 = 237 \text{ mm}^2$ ، خواهیم داشت:

$$\frac{A_v}{S} = 468.71 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \rightarrow \frac{237 \text{ mm}^2}{S} = 468.71 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \rightarrow S = 0.5 \text{ m}$$

بنابراین فاصله‌ی محاسباتی خاموت‌گذاری فوق ۵/۰ متر بدست می‌آید. البته مقادیر فوق تنها بر اساس مقادیر برش محاسباتی بوده و محدودیت فواصل میلگردهای عرضی طبق آیین‌نامه باید کنترل و اعمال گردد.

۹-۲۰-۵ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشد، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۲ به کار برده شود؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش، نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۳-۲ دورگیرها و فواصل آن‌ها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کمتر از ۸ میلی متر نباشد.

ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

پ - فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳ در سرتاسر طول تیرها، فاصله‌ی آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید بیش‌تر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۹-۲۰-۵-۳-۴ در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب‌دار در آن‌ها از $0.10A_g f_c'$ بیش‌تر است، مقدار آرماتورهای عرضی مورد نیاز که بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۲ محاسبه می‌گردد باید ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۲، و در صورت استفاده از دورپیچ ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۲ را نیز رعایت نماید.

۹-۱۱-۶-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_f \leq 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد. اگر $V_f > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

۹-۲۰-۶ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۶-۳-۱ در تیرها در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص شده‌اند، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر بوده و شرایط بند ۹-۲۰-۶-۳-۲ را تأمین نمایند:

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

ب - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک وجود داشته باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۲ دورگیرها در تیر و فاصله‌ی آن‌ها از یک دیگر، باید دارای شرایط (الف) تا (پ) زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲۱ باشد.

ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر نباید بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (به جز میلگرد طولی جلدی) و ۱۵۰ میلی متر اختیار شود.

پ - فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

۹-۲۰-۶-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲۱-۴ باشند. فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه‌گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۳ ضروری هستند، نیازی به تکیه‌گاه عرضی نیست.

۹-۲۰-۶-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، خاموت‌ها باید برای برش مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲۰-۴ طراحی شوند.

۹-۲۰-۶-۳-۵ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب لرزهای بوده، و فاصله‌ی آن‌ها از یک دیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۶ دورگیر در تیرها را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب لرزهای باشد، و میلگرد دیگر به شکل سنجاقی که با میلگرد اول یک دورگیر تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه‌ی سنجاقی‌های متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شود. چنانچه میلگردهای طولی که توسط سنجاقی نگهداری شده‌اند، در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه‌ی سنجاقی‌ها را می‌توان در آن سمت دال قرار داد.

۹-۲۰-۶-۳-۷ در نواحی بحرانی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۱ در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب‌دار آن‌ها از $0.10A_g f_c'$ بیش‌تر است، باید از دورگیرهایی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۴ استفاده شود. در سایر نواحی تیر باید از خاموت‌هایی با مشخصات داده شده در بند ۹-۲۰-۶-۳-۲، مربوط به ستون‌ها یا فاصله‌ی S برابر با کم‌ترین مقدار از ۶ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، و یا ۱۵۰ میلی متر استفاده شود. در مواردی که پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی از ۱۰۰ میلی متر بیش‌تر است، باید از آرماتورهای عرضی اضافی با پوشش بتن کمتر از ۱۰۰ میلی متر و فاصله‌ی حداکثر ۳۰۰ میلی متر، استفاده نمود.

۹-۲۰-۶-۲۱-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف - قطر ۱۰ میلی متر برای میلگرد طولی تا قطر ۲۲ میلی متر.

ب - قطر ۱۲ میلی متر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلی متر و بزرگ‌تر و یا گروه میلگردهای طولی.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۲-۴ استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله، آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فاصله‌ی سفره‌های آرماتور عرضی در برگیرنده‌ی وصله از یک دیگر، نباید از کوچک‌ترین مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۵ استفاده از وصله‌ی پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها؛

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از هر تکیه‌گاه؛

پ- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از مقاطع بحرانی که در آن‌ها، در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.

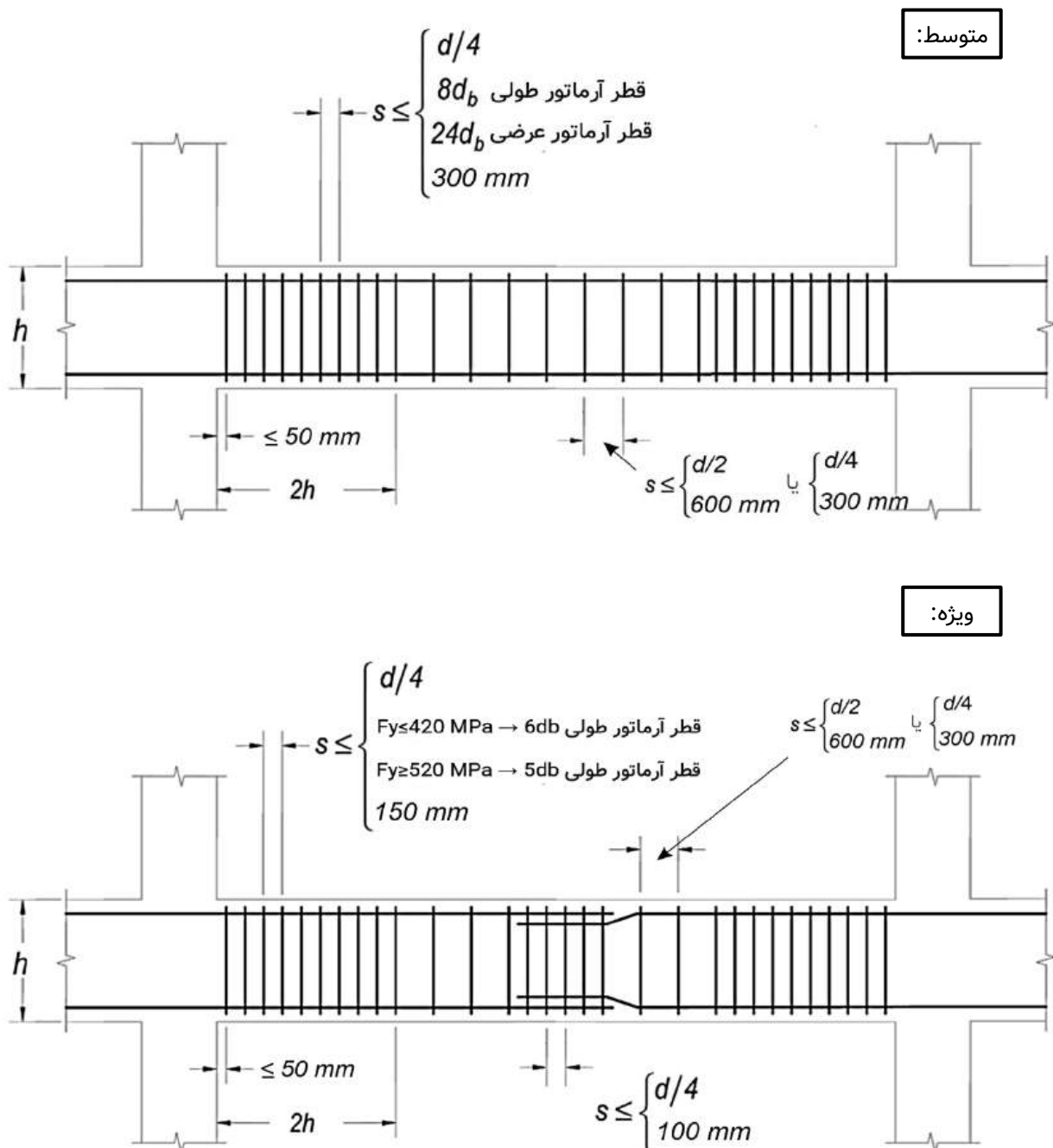


Figure 5-11 - Hoop and stirrup location and spacing requirements.

۳-۵-۲۰-۹ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۳-۵-۲۰-۹ آرما توره‌ای عرضی

۳-۵-۲۰-۹ آرما توره‌ای عرضی در ستون‌ها باید یا به صورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۱۲-۹، و یا به صورت دورگیرهایی مطابق ضوابط بندهای ۳-۵-۲۰-۹ تا ۳-۵-۲۰-۹، در نظر گرفته شوند؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش نیاز به آرما توره بیش‌تری را ایجاد کند. در ضمن رعایت ضابطه‌ی بند ۳-۵-۲۰-۹ برای کلیه‌ی ستون‌هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت ناپوسته به کار برده می‌شوند، الزامی است.

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون؛

ب- بزرگ‌ترین بعد مقطع ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل آن؛

پ- ۴۵۰ میلی متر.

۳-۵-۲۰-۹ آرما توره‌ای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی متر بوده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۱۲-۹، و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله‌ی آن‌ها، s_0 باید برابر کم‌ترین از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شوند:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی ستون، ولی نه بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر؛

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیش‌تر، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ولی نه بیش‌تر از ۱۵۰ میلی متر؛

پ- نصف کوچک‌ترین بعد مقطع ستون.

همچنین فاصله‌ی اولین دورگیر از بر اتصال، نباید بیش‌تر از نصف مقادیر فوق، $s_0/2$ ، در نظر گرفته شود.

۳-۵-۲۰-۹ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط آرما توره عرضی مشابه ضوابط بند ۳-۵-۲۰-۹ تا ۳-۵-۲۰-۹ می‌باشند.

۳-۵-۲۰-۹ فاصله‌ی حداکثر آرما توره‌های برشی ستون اگر $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر، و اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر است.

۳-۶-۲۱-۹ تنگ‌ها

۳-۶-۲۱-۹ تنگ‌ها باید از حلقه‌های بسته‌ی میلگردهای آجدار تشکیل شده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر شرایط زیر را تأمین کنند.

الف- فاصله‌ی آزاد حداقل $1/23$ برابر حداکثر قطر اسمی سنگ دانه.

ب- فاصله‌ی مرکز به مرکز تنگ‌ها نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیش‌تر باشد:

۱۶ برابر قطر میلگرد طولی؛

۴۸ برابر قطر میلگرد عرضی؛

کوچک‌ترین بعد عضو.

۳-۶-۲۱-۹ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلی متر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلی متر.

ب- قطر ۱۲ میلی متر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلی متر و بزرگ‌تر و یا گروه میلگردهای طولی.

۳-۶-۲۰-۹ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۳-۶-۲۰-۹ آرما توره‌ای عرضی

۳-۶-۲۰-۹ در دو انتهای ستون‌ها و در دو طرف هر مقطعی از آن‌ها که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، ناحیه‌ای به طول l_0 ناحیه‌ی بحرانی تلقی شده و در آن‌ها باید آرما توره گذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۳-۶-۲۰-۹ تا ۳-۶-۲۰-۹ پیش بینی شود؛ مگر آن که طراحی برای برش و پیچش نیاز به آرما توره بیش‌تری داشته باشد. طول l_0 که از بر اتصال به تیرها اندازه گیری می‌شود، نباید کم‌تر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم طول آزاد ستون؛

ب- عمق ستون مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل در بر اتصال به اعضای دیگر و یا سایر مقاطعی که ممکن است در آن‌ها لولای پلاستیک تشکیل شود؛

پ- ۴۵۰ میلی متر.

۳-۶-۲۰-۹ آرما توره‌ای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط (الف) تا (ج) در نظر گرفته شوند:

الف- آرما توره عرضی در ناحیه‌ی بحرانی را می‌توان با دورپیچ‌های تکی و یا چند قطعه‌ای که با یک دیگر هم‌پوشانی دارند، دورگیرهای دایره‌ای، و یا دورگیرهای با خطوط مستقیم تکی و یا چند قطعه‌ای که با یک دیگر هم‌پوشانی دارند، با یا بدون قلاب دوخت، ساخت.

ب- دورگیرهای با خطوط مستقیم و یا قلاب‌های دوخت باید در محل‌های خم در بر گیرنده‌ی آرما توره‌های طولی باشند.

پ- قطر قلاب‌های دوخت، در صورتی که ضوابط بند ۳-۶-۲۱-۹ در آن‌ها رعایت شوند، می‌تواند برابر یا کوچک‌تر از قطر دورگیرها باشد. انتهای قلاب‌های دوخت متوالی باید به طور یک در میان در راستای میلگردهای طولی و در پیرامون مقطع جا به جا شود.

ت- در مواردی که از دورگیرهای با خطوط مستقیم و یا قلاب‌های دوخت استفاده می‌شود، باید شرایط تکیه گاهی جانبی برای آرما توره‌های طولی مطابق بند ۳-۶-۲۱-۹ به وسیله‌ی آن‌ها فراهم شوند.

ث- آرما توره‌ها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله‌ی آرما توره‌های طولی، h_x که به قلاب‌های دوخت و یا گوشه‌ی دورگیرها متکی هستند، از یک دیگر بیش‌تر از ۳۵۰ میلی متر نباشد.

ج- در مواردی که در ستون‌ها از دورگیرهای با خطوط مستقیم استفاده شده و $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c \geq 70 \text{ MPa}$ است، کلیه‌ی آرما توره‌های تکی و یا گروه آرما توره‌های طولی در پیرامون هسته‌ی ستون باید به گوشه‌های دورگیرها و یا یک قلاب لرزه‌ای متکی بوده و مقدار h_x از ۲۰۰ میلی متر بیش‌تر نباشد. مقدار P_u بزرگ‌ترین نیروی محوری فشاری در ترکیب‌های بارگذاری است که شامل زلزله هستند.

۳-۶-۲۰-۹ قطر آرما توره‌های عرضی ویژه در ناحیه‌ی بحرانی باید مطابق بند ۳-۶-۲۱-۹ باشد. فاصله‌ی سفره‌ی میلگردهای عرضی از یک دیگر نباید بیش‌تر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچک‌تر مقطع ستون؛

ب- شش برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچک‌تر، و پنج برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال.

پ- مقدار s_0 که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، s_0 باید کم‌تر از ۱۵۰ میلی متر باشد؛ ولی نیازی نیست که کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (۳-۶-۲۰-۹)$$

۳-۶-۲۰-۹ مقدار آرما توره عرضی ویژه لازم در ناحیه‌ی بحرانی برای دورگیرهای چند ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه گردد:

۳-۶-۲۰-۹ در قسمت‌هایی از طول ستون که آرما توره گذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود، باید آرما توره عرضی به صورت دورپیچ یا دورگیر و یا سنجالی مطابق ضوابط بندهای ۳-۶-۲۱-۹ و ۳-۶-۲۱-۹، و نیز برای تأمین برش بر اساس بند ۳-۶-۲۰-۹، قرار داده شود. فاصله‌ی این آرما توره‌ها در هر حال نباید برای آرما توره‌های با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، بیش‌تر از شش برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلی متر، و برای آرما توره‌های با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، بیش‌تر از ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلی متر، اختیار شود.

۴-۵-۲۰-۹ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

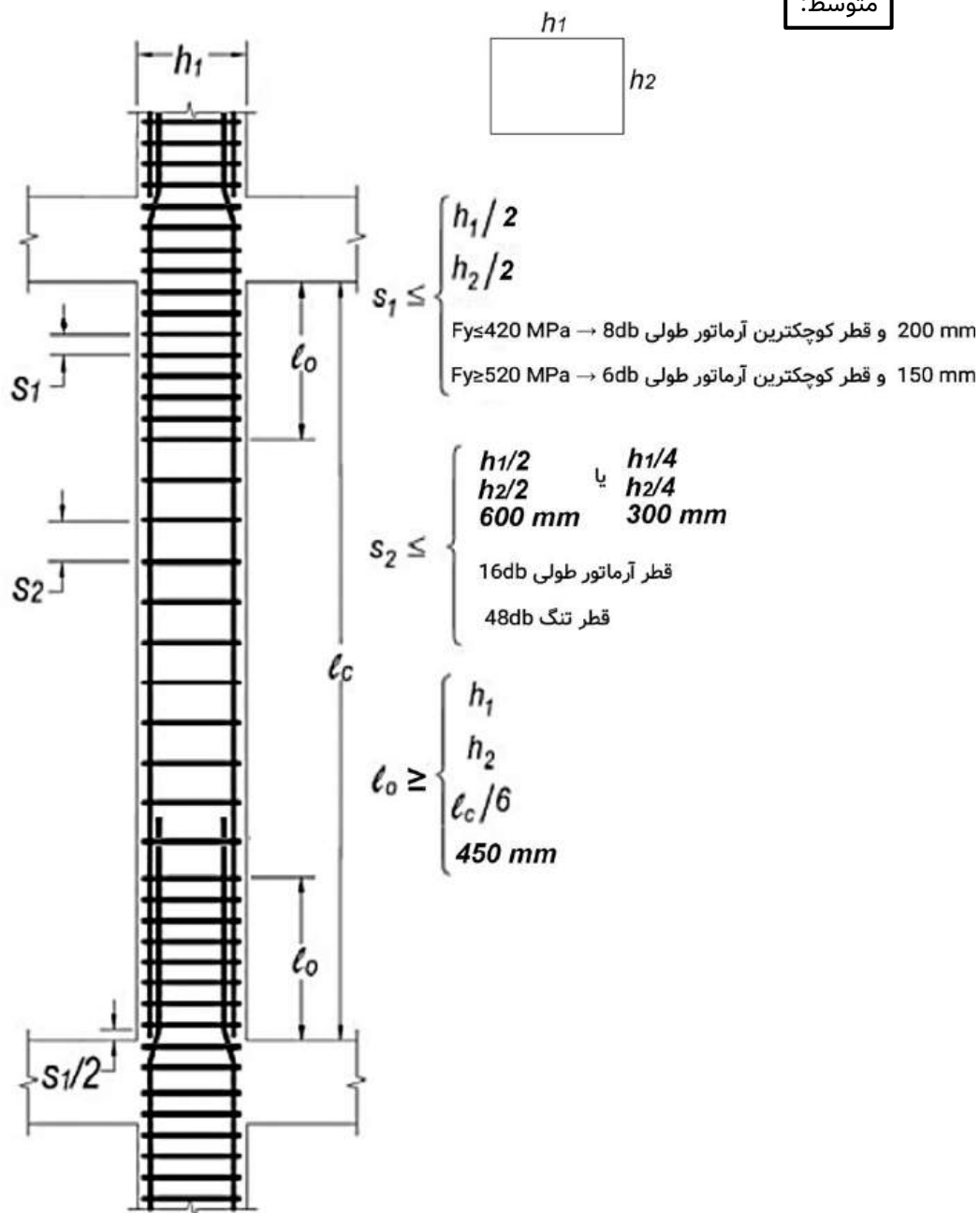
۴-۴-۲۰-۹ فاصله‌ی آرماتورهای عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون از یک دیگر، s در ارتفاع عمیق‌ترین تیر متصل به گره، نباید از کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده مطابق بندهای ۳-۳-۵-۲۰-۹ (الف) تا (پ) بیش‌تر باشد.

۳-۶-۲۰-۹ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۲-۳-۶-۲۰-۹ آرماتورهای طولی

۴-۲-۳-۶-۲۰-۹ استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه‌ی میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۶-۲۰-۹ تا ۲-۳-۳-۶-۲۰-۹ به کار برده شوند.

متوسط:



ویژه:

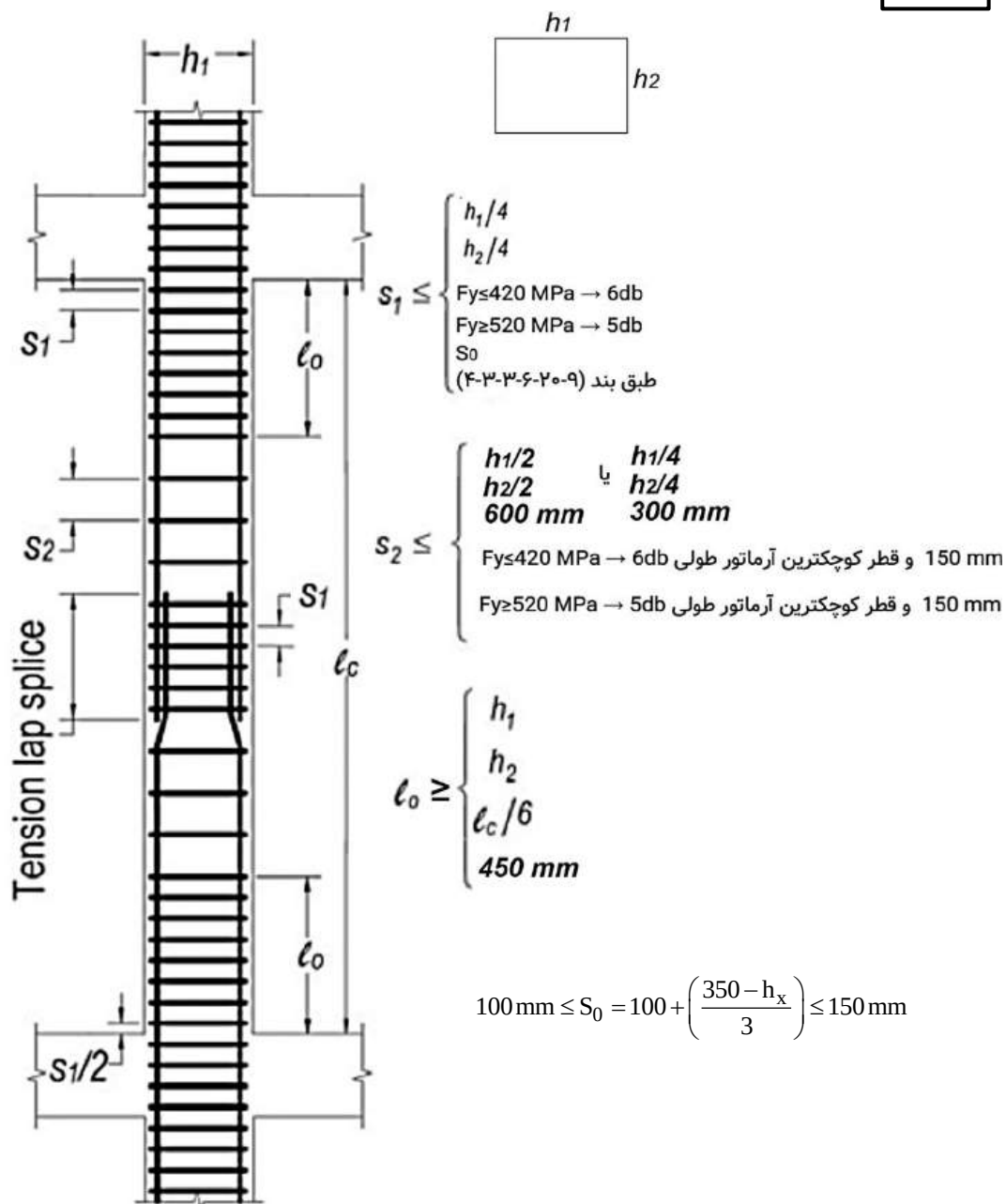
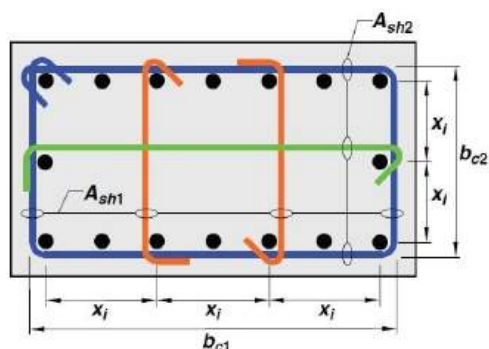


Figure 5-15 – Column transverse reinforcement spacing requirements.

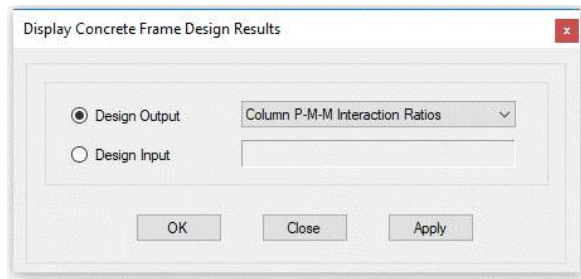
Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers



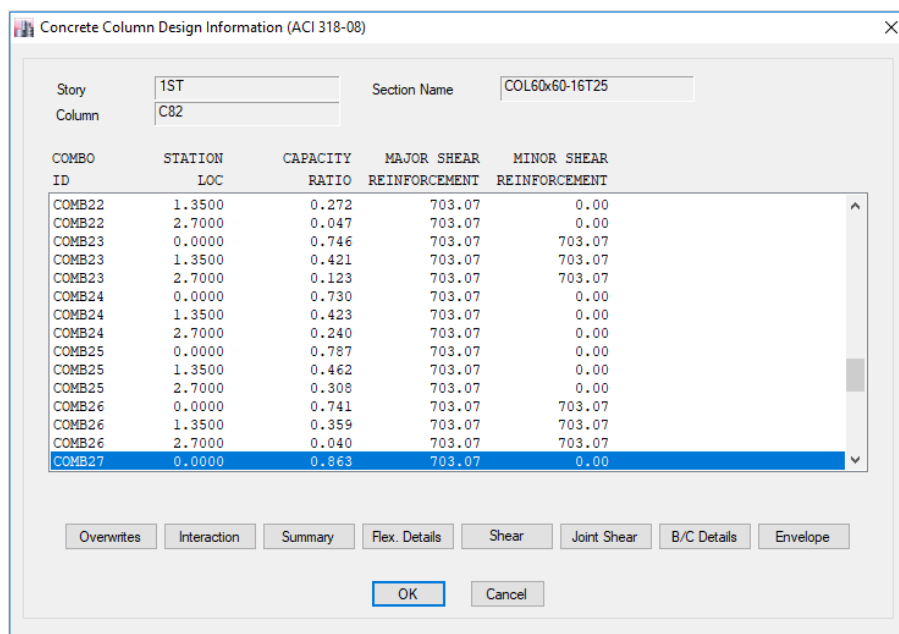
h_x حداکثر فاصله‌ی مرکز به مرکز میلگردهای پیرامون ستون یا
 المان مرزی دیوار که به گوشه‌ی خاموت‌ها، دورگیرها و
 سنجاقی‌ها تکیه کرده‌اند. میلی متر

۹-۲-۳- نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌ها

نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌ها با انتخاب گزینه‌ی Column P-M-M Interaction Ratios نمایش داده می‌شود.



توجه شود جزئیات بیشتری در خصوص طراحی اعضا با راست کلیک کردن روی عضو نمایش داده می‌شود.



۹-۲-۴- تیر ضعیف ستون قوی

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای قاب‌های خمشی ویژه (شکل پذیری زیاد)، محدودیتی برای حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها در نظر می‌گیرد که به ضابطه‌ی تیر ضعیف-ستون قوی مشهور است. این ضابطه برای اطمینان از تشکیل مفصل در تیرها قبل از ستون‌ها تعیین شده است.

۹-۲-۴-۴- حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲-۴-۴-۱ ستون‌ها باید الزامات بندهای ۹-۲-۴-۲ یا ۹-۲-۴-۳ را تأمین نمایند.

۹-۲-۴-۴-۲ به استثنای موارد ذکر شده در بندهای ۹-۲-۴-۳ و ۹-۲-۴-۴، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها و تیرها در محل اتصال مشترک، باید در رابطه‌ی (۹-۲-۱۰) صدق کنند:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (9-2-10)$$

در این رابطه:

$\sum M_{nc}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ضریبدار، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کم‌ترین مقدار لنگرها را به دست می‌دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_{nb}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند.

جمع لنگرها در رابطه‌ی (۹-۲-۱۰) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه‌ی (۹-۲-۱۰) باید در حالتی که لنگرهای خمشی تیرها در هر دو جهت واقع در صفحه‌ی قائم قاب عمل کنند، برقرار باشد. در تیرهای T شکل در صورتی که دال در اثر لنگرهای وارد در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه‌ی M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۹-۳-۳، که مهار آن‌ها در حد تسلیم در مقطع بحرانی خمشی تأمین شده باشد، نیز منظور گردند.

۹-۲-۴-۴-۳ چنان چه ستونی ضابطه‌ی بند ۹-۲-۴-۲ را تأمین نکند، باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی ناشی از زلزله صرف نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲-۱۰ را تأمین نماید.

۹-۲-۴-۴-۴ چنان چه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیش‌تر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه‌ی (۹-۲-۱۰) را تأمین نکند؛ ولی در سیستم باربر لرزه‌ای سهم باشد.

۹-۲-۴-۴-۵ در صورتی که تنش‌های محوری ایجاد شده از ترکیب‌های بارهای ضریبداری که شامل اثرات E هستند از $0.10Agf'_c$ کم‌تر باشند، می‌توان در ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه، و نیز در ستون‌هایی که در بالای اتصال امتداد نمی‌یابند در قاب‌های چند طبقه، رابطه‌ی (۹-۲-۱۰) را رعایت ننمود. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه‌ی بند ۹-۲-۴-۳ را تأمین کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه‌ی بند ۹-۲-۴-۳ نمی‌شوند.

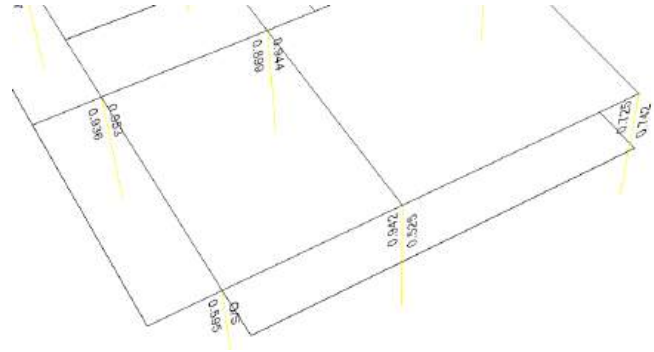
۹-۲-۴-۴-۶ در ستون‌هایی که مطابق بندهای ۹-۲-۴-۳ و ۹-۲-۴-۵ عضو از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند، باید میلگرد گذاری عرضی ویژه در تمام طول آن‌ها رعایت شود.

Display Concrete Frame Design Results

☒ Design Output
 (6/5) Beam/Column Capacity Ratios

☐ Design Input

OK Close Apply

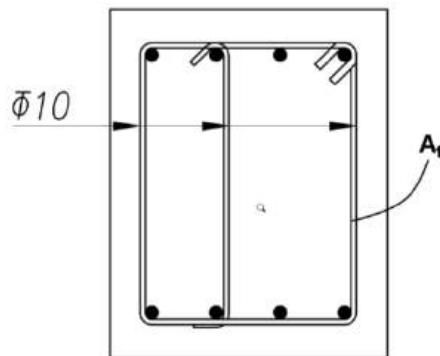
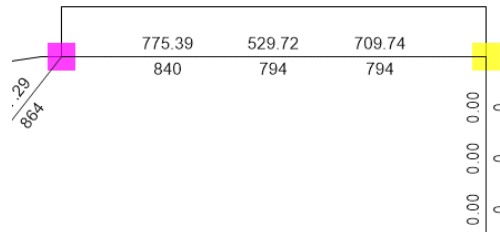


Display Concrete Frame Design Results

☒ Design Output
 Torsion Reinforcing

☐ Design Input

OK
Close
Apply

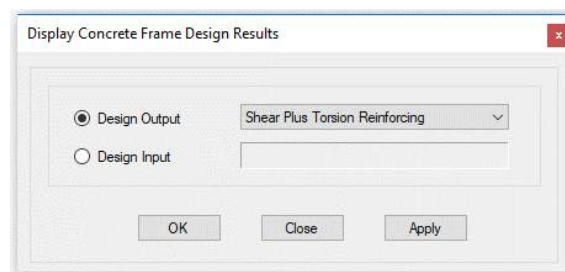


۹-۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی

۹-۱۱-۶-۱ اگر آرماتور پیچشی مورد نیاز باشند، آرماتورهای طولی پیچشی باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته و یا دورگیر به طور یک‌نواخت توزیع شوند. فاصله‌ی این آرماتورها از یک دیگر نباید بیش‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد. لازم است در هر گوشه‌ی خاموت بسته‌ی پیچشی حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل ۰/۴۲ برابر فاصله‌ی خاموت‌ها، $0.042s$ ، ولی نه کم‌تر از ۱۰ میلی‌متر داشته باشند.

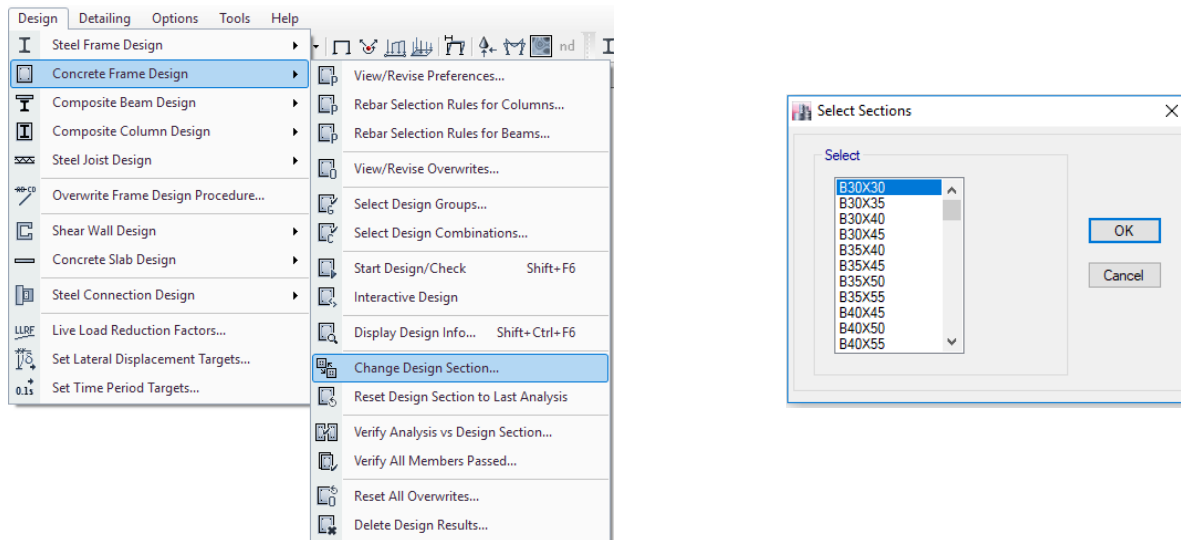
۹-۱۱-۶-۲ آرماتورهای پیچشی طولی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی ندارد، باید حداقل به اندازه‌ی $b_f + d$ امتداد یابند. آرماتورهای پیچشی طولی باید در هر دو انتهای تیر مهار شوند.

همچنین با انتخاب گزینه‌ی Shear Plus Torsion Reinforcing می‌توان مجموع مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای برش و پیچش را مشاهده نمود. اعداد نشان داده شده در این حالت برابر $\frac{A_v}{S} + 2\frac{A_t}{S}$ است که A_v و A_t و S به همان صورت قبل تعریف می‌شود.



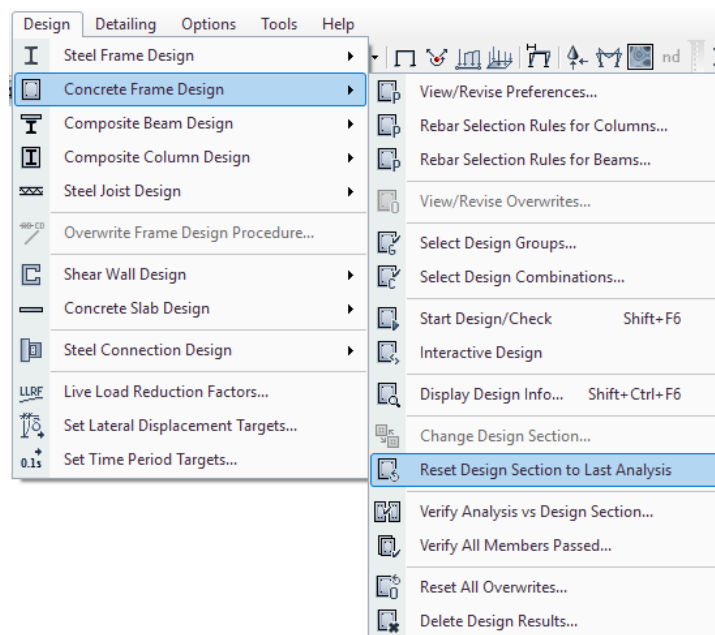
۹-۳- تغییر مقطع طراحی اعضا

پس از مشاهده‌ی نتایج طراحی، احتمالاً لازم خواهد بود تا مقطع مورد استفاده در برخی اعضا تغییر داده شود. برای این منظور عضو مورد نظر را انتخاب نموده و به صورت زیر مقطع طراحی آن را تغییر می‌دهیم.

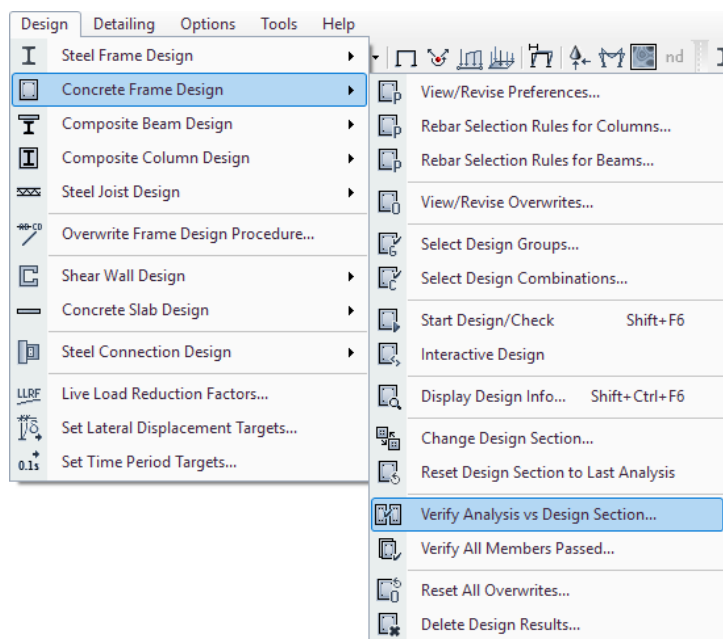


پس از اعمال تغییر در مقطع طراحی عضو، این عضو کماکان به صورت انتخاب شده باقی می‌ماند. لذا با اجرای مجدد طراحی، صرفاً این عضو با مقطع جدید مورد طراحی مجدد قرار می‌گیرد. نکته‌ی مهم اینکه در صورتی که این تغییر شامل تغییر سختی عضو نیز باشد (برای مثال تغییر ابعاد مقطع بتنی) حتماً لازم است سازه مجدداً تحلیل گردد. بنابراین پس از این مرحله یک بار دیگر گزینه‌ی تحلیل را انتخاب کرده و سپس مجدداً سازه را طراحی می‌کنیم، چون تغییر سختی در یک عضو منجر به تغییر توزیع نیروها در سازه خواهد گردید. همچنین تحلیل مجدد سازه برای ذخیره‌ی تغییرات اعمال شده در مقاطع با این روش ضروری است و در صورتی که قفل مدل قبل از انجام تحلیل مجدد باز شود مقطع عضو به مقطع قبلی تغییر می‌یابد.

در صورت نیاز، با انتخاب گزینه‌ی زیر می‌توان کل مقاطع را به مقاطع استفاده شده در آخرین تحلیل باز گرداند.



برای مقایسه‌ی اعضای مورد استفاده در زمان تحلیل و مقاطع طراحی می‌توان از گزینه زیر استفاده کرد. در صورت وجود اختلاف این اعضا انتخاب (Select) می‌شوند.



9-4- کنترل دررفت در سازه‌های بتنی

طبق استاندارد ۲۸۰۰، تغییرمکان نسبی طبقات در سازه‌ها بایستی کنترل و محدود گردد.

تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift Ratio

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه.

تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن.

نسبت تغییرمکان نسبی طبقه (Story Drift Ratio) نیز به صورت نسبت تغییرمکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود و غالباً به صورت خلاصه از آن به عنوان Drift یاد می‌شود.

3-5 تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

3-5-1 تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی (مراکز جرم) کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{eu} \quad (3-11)$$

تغییرمکان الاستیک ← تغییرمکان غیرخطی

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (3-4)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (3-1)

3-5-2 مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_e زیر تجاوز نماید.

در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_e = 0.025h$

در سایر ساختمان‌ها $\Delta_e = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

به عنوان مثال برای یک ساختمان قاب خمشی بتنی متوسط ۷ طبقه خواهیم داشت:

$$C_d = 4.5$$

$$\Delta_M < \Delta_e \Rightarrow C_d \cdot \Delta_{eu} < 0.02h$$

$$\Rightarrow 4.5 \Delta_{eu} < 0.02h$$

$$\Rightarrow \Delta_{eu} < 0.00444h$$

جدول 3-4 مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (م)
۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]		۵	۳	۴/۵	۳۵



بنابراین طبق تعریف دررفت که در بالا ذکر گردید، مقدار دررفت محاسبه شده توسط ایتبس برای هر طبقه از این سازه باید به مقدار 0.00444 محدود گردد. جهت محاسبه‌ی دررفت سازه توسط ایتبس باید به بندهای زیر از استاندارد ۲۸۰۰ توجه نماییم:

3-3-3 زمان تناوب اصلی نوسان T

3-3-3-1 ساختمان‌های متعارف

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آمده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

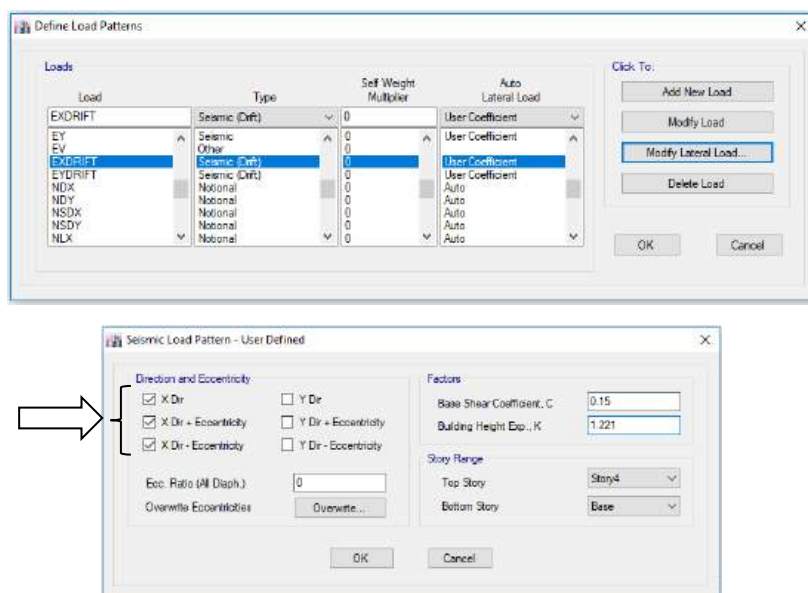
3-5-3 در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (3-1) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (3-3-3-1) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت T در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (3-3) از بند (3-3-1) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

بنابراین نیازی به در نظر گرفتن محدودیت ۱/۲۵ برابر پریود تجربی نیست و در صورتی که پریود تحلیلی از پریود تجربی بیشتر باشد، می‌توان از پریود تحلیلی برای محاسبه‌ی نیروی زلزله استفاده کرد. توجه داشته باشیم با توجه به شکل طیف طراحی در محدوده زمان تناوب ساختمان‌های متعارف، با افزایش زمان تناوب، ضریب بازتاب و نیروی زلزله کاهش می‌یابد و ترجیح بر استفاده از پریود بزرگتر می‌باشد.

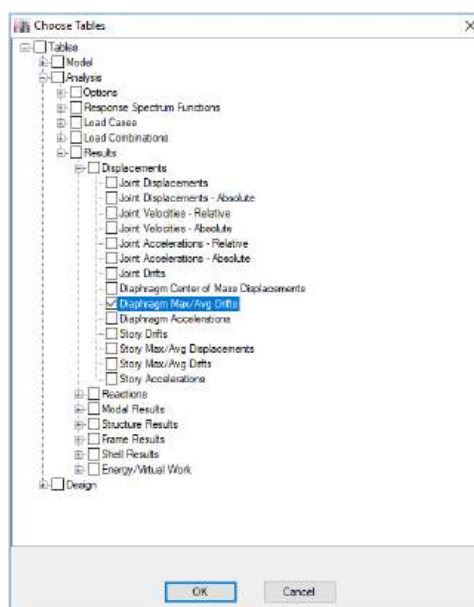
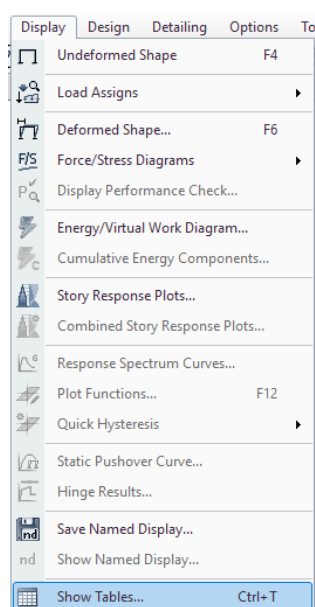
برای محاسبه‌ی پریود تحلیلی و نحوه‌ی ایجاد مدل جداگانه با ضرایب ترک‌خوردگی مناسب به بخش (۶-۲- دوره تناوب تحلیلی) مراجعه نمایید.

سپس بر اساس پریود تحلیلی بدست آمده در دو راستای X و Y، مقدار ضریب زلزله جدید (مختص محاسبه‌ی دریفت) برای هر دو راستا محاسبه می‌شود. برای محاسبه‌ی این ضرایب می‌توانید از شیت ضریب زلزله در فایل DesignAssist.xlsx استفاده نمایید.

حال این ضرایب زلزله برای تعریف نیروی جانبی EXdrift و EYdrift در فایل اصلی (مطابق بخش ۵-۲- ضرایب ترک‌خوردگی) به صورت زیر استفاده می‌شوند.



توجه شود در محاسبه‌ی مقدار دریفت، برون‌مرکزی اتفاقی با ضریب تشدید مربوطه (A_i) نیز باید در تعریف نیروی زلزله نظر گرفته شود. پس از تحلیل سازه، به صورت زیر دریفت طبقات قابل کنترل خواهد بود.



با اعمال فیلترهای لازم بر روی ستون Load Case/Combo و همچنین ستون Item می‌توان دریافت متوسط طبقات را مشاهده نمود. توجه شود طبق استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل دریافت لازم است جابجایی نسبی مراکز جرم طبقات بررسی شود، اما به عنوان یک روش جایگزین با دقت مناسب، بررسی دریافت میانگین طبقات به صورت زیر می‌تواند کافی باشد.

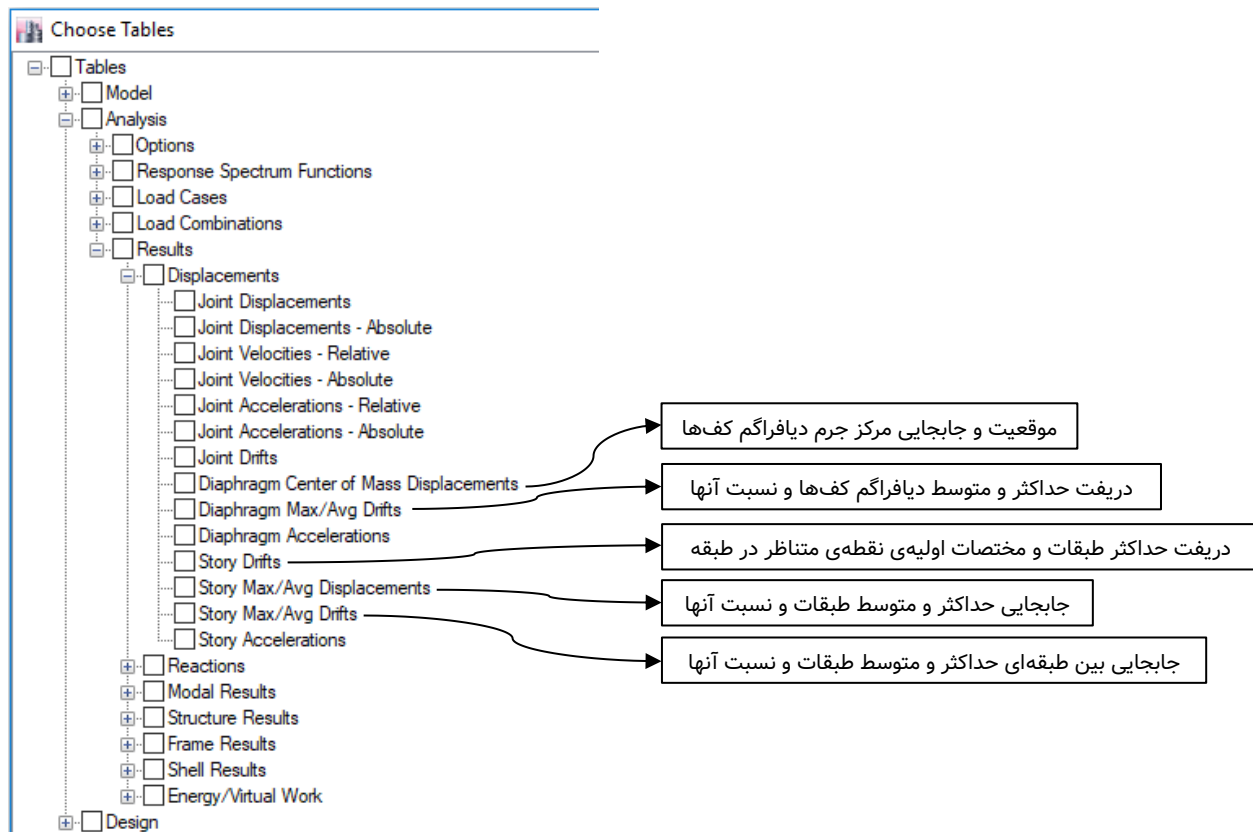
همانطور که ملاحظه می‌شود دریافت سازه‌ی فوق در راستای X قابل قبول است و به همین ترتیب در راستای Y نیز بایستی بررسی گردد. در صورتی که برای افزایش دقت نیاز به بررسی جابجایی نسبی مراکز جرم طبقات باشد بایستی با استفاده از جدول Diaphragm Center of Mass Displacements تغییرمکان مرکز جرم طبقات را بدست آورده و با انتقال آنها به Excel دریافت طبقات را محاسبه نماییم.

توجه شود در ساختمان‌های دارای اهمیت خیلی زیاد باید از نیروی زلزله‌ی مورد استفاده در طراحی سازه برای کنترل دریافت (EXALL و EYALL) استفاده شود.

به عنوان یک جریمه‌ی سنگین برای سازه‌های نامنظم پیچشی، استاندارد ۲۸۰۰ الزام می‌دارد که برای محاسبه‌ی دریافت از تغییرمکان محورهای کناری ساختمان استفاده شود.

۴-۵-۳ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

در چنین سازه‌هایی که مقدار نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ طبق ستون Ratio از جدول فوق در طبقه‌ای بیشتر از 1.2 باشد، لازم است کنترل دریافت طبق ستون Max Drift از جدول فوق انجام یابد.



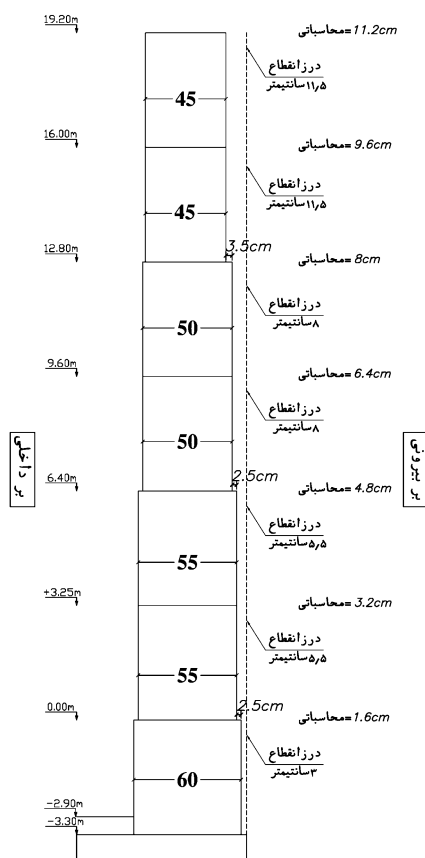
۹-۵- درز انقطاع

برای جلوگیری از خسارت ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر در زمان وقوع زلزله، ساختمان‌ها باید به وسیله درز انقطاع از ساختمان‌های مجاور خود جدا شوند. طبق استاندارد ۲۸۰۰ درز انقطاع به صورت زیر تعیین می‌شود.

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

بنابراین برای ساختمان‌های هشت طبقه و کمتر و با اهمیت متوسط یا کم، فاصله تا مرز زمین مجاور برابر 0.005 ارتفاع طبقه خواهد بود. به عنوان نمونه در صورتی که ارتفاع هر طبقه برابر 3.2 متر باشد، به ازای هر طبقه لازم است به اندازه $0.005 \times 320 \text{ cm} = 1.6 \text{ cm}$ درز تعبیه شود.



جزئیات درز انقطاع

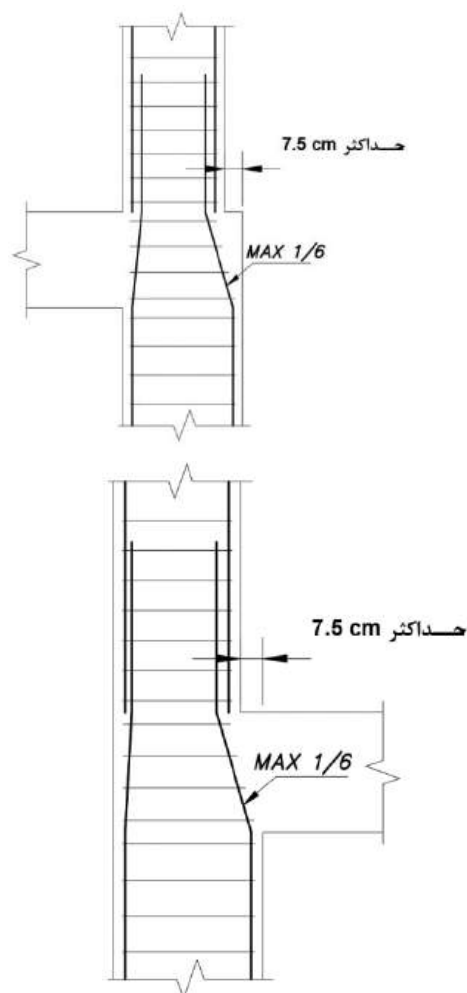
H Scale 1:20
V Scale 1:100

برای تأمین درز انقطاع ساختمان‌ها معمولاً از کاهش بعد ستون‌ها در طبقات بالاتر استفاده می‌شود. برای نمونه در شکل مقابل جزئیات اجرای ستون مجاور زمین همسایه نشان داده شده است. در تعیین جزئیات کاهش بعد ستون‌ها در طبقات بایستی به محدودیت شیب خم آرماتور و همچنین محدودیت پس رفتگی حداکثر ستون در طبقات طبق بندهای زیر از مبحث ۹ توجه شود.

۹-۱۲-۶-۳ آرماتور طولی خم شده

۹-۱۲-۶-۳-۱ شیب قسمت مایل یک آرماتور طولی خم شده (میلگرد غیر هم امتداد) نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ بیشتر باشد. بخش‌های بالا و پایین قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

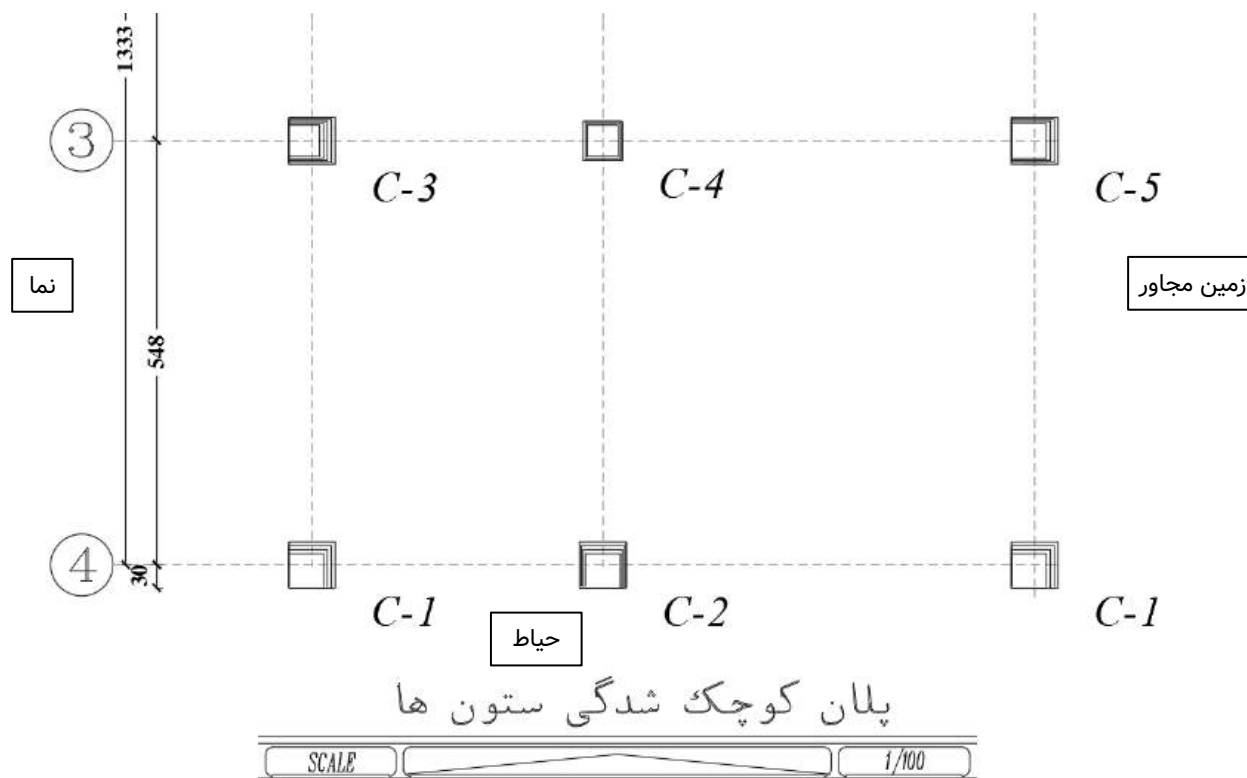
۹-۱۲-۶-۳-۲ اگر وجه ستون یا دیوار بیش از ۷۵ میلی متر پس رفتگی یا پیش آمدگی داشته باشد، آرماتورهای طولی امتداد یافته نباید به صورت خم شده استفاده شوند. در این حالت در محل پس رفتگی باید آرماتورهای انتظار مجزا و وصله‌ی پوششی به منظور اتصال به آرماتورهای وجوه عقب رفته فراهم شوند. در هر حال باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در محل تغییر مقطع رعایت شوند.



با در نظر گرفتن نسبت حداکثر ۱ به ۶ برای خم آرماتور و فرض عمق تیر ۵۰ سانتیمتری حداکثر مقدار پس رفتگی برابر $\frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm}$ در هر وجه بدست خواهد آمد. واضح است برای این مقدار عمق تیر محدودیت ۷/۵ سانتیمتر تعیین کننده خواهد بود. البته با توجه به ملاحظات اجرایی که بعد ستون‌ها مضربی از ۵ استفاده می‌شوند، کاهش بعد ستون در طبقات معمولاً ۵ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

در خصوص کاهش بعد ستون اگرچه این کاهش می‌تواند در هر دو وجه ستون تعبیه شود و کاهش بعد کلی ستون ۱۰ یا ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود، ولی با توجه به اینکه معمولاً در ستون‌های کناری بدون درز انقطاع مطابق شکل مقابل (مانند ستون‌های مجاور نما و حیاط) کاهش بعد تنها از یک وجه انجام می‌شود، کاهش بعد ستون در گام‌های ۵ سانتیمتر انجام می‌شود. در صورت کاهش بعد بیشتر از محدودیت‌های فوق، استفاده از خم آرماتور مجاز نبوده و بایستی از میلگرد انتظار استفاده گردد.

بهتر است برای نمایش کاهش بعد ستون‌ها در طبقات، در نقشه‌های اجرایی به صورت زیر از شکل تودرتوی ستون‌ها در پلان موقعیت ستون‌ها استفاده شود.



در ساختمان‌های با تعداد طبقه‌ی بیشتر از ۸ و یا اهمیت زیاد و خیلی زیاد محاسبه‌ی درز انقطاع لازم بر اساس بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰ خواهد بود.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های 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 اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد:

$$\delta_M = C_d \cdot \delta_{eu} \quad \text{و} \quad \text{درز انقطاع} = 0.7 \delta_M$$

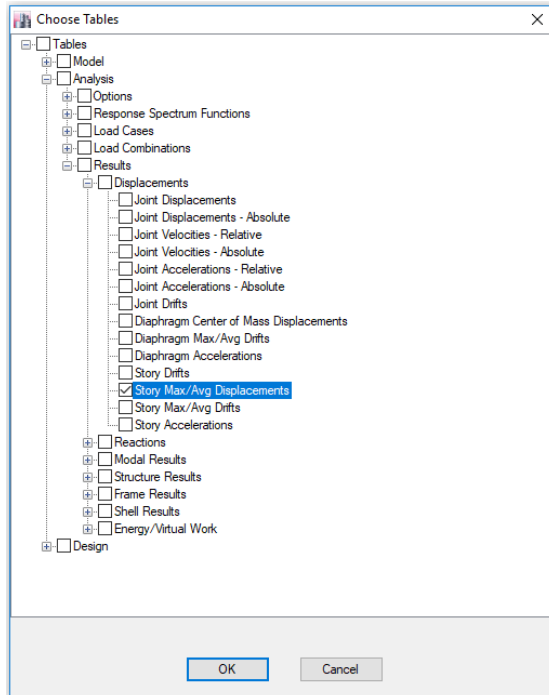
که در رابطه‌ی فوق δ_{eu} جابجایی الاستیک حداکثر طبقه (در لبه‌های ساختمان) تحت زلزله طرح است که از ایتبس به شرح زیر بدست خواهد آمد. توجه شود در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد مقدار δ_{eu} تحت بارهای EXALL و EYALL تعیین می‌شود ولی در سازه‌های بیشتر از ۸ طبقه می‌توان از EXdrift و EYdrift استفاده نمود. هرچند در استاندارد ۲۸۰۰ چشم‌پوشی از محدودیت پیروید تجربی برای محاسبه‌ی دریفت ذکر شده است اما طبق بند زیر از ASCE7-10 این بند شامل محاسبه‌ی تغییر مکان سازه نیز می‌باشد.

12.8.6.2 Period for Computing Drift

For determining compliance with the story drift limits of Section 12.12.1, it is permitted to determine the elastic drifts, (δ_{se}), using seismic design forces based on the computed fundamental period of the structure without the upper limit ($C_u T_u$) specified in Section 12.8.2.

δ_{se} = the deflection at the location required by this section determined by an elastic analysis

برای محاسبه δ_{eu} می‌توان از جدول Story Max/Ave Displacements استفاده کرد.



Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum cm	Average cm	Ratio
7TH	EXdrift 1	X	5.9946	5.9416	1.009
7TH	EXdrift 2	X	6.3505	5.8678	1.082
7TH	EXdrift 3	X	6.392	6.0153	1.063
6TH	EXdrift 1	X	5.4062	5.284	1.023
6TH	EXdrift 2	X	5.9639	5.3413	1.118
6TH	EXdrift 3	X	5.611	5.2267	1.074
5TH	EXdrift 1	X	4.4619	4.3424	1.028
5TH	EXdrift 2	X	4.9292	4.3894	1.123
5TH	EXdrift 3	X	4.5962	4.2954	1.07
4TH	EXdrift 1	X	3.418	3.3665	1.015
4TH	EXdrift 2	X	3.7785	3.3983	1.112
4TH	EXdrift 3	X	3.6117	3.3346	1.083
3RD	EXdrift 1	X	2.3484	2.3431	1.002
3RD	EXdrift 2	X	2.5966	2.3619	1.099
3RD	EXdrift 3	X	2.5484	2.3243	1.096
2ND	EXdrift 1	X	1.3944	1.3752	1.014
2ND	EXdrift 2	X	1.5009	1.3839	1.085
2ND	EXdrift 3	X	1.522	1.3666	1.114
1ST	EXdrift 1	X	0.4925	0.4768	1.033
1ST	EXdrift 2	X	0.5111	0.4789	1.067
1ST	EXdrift 3	X	0.5384	0.4748	1.134

اما در صورتی که اطلاعات ساختمان مجاور نیز در دسترس باشد از ترکیب برداری جابجایی غیرخطی طبقات دو ساختمان برای محاسبه درز انقطاع لازم استفاده می‌شود.

$$\text{درز انقطاع} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2} \quad \text{و} \quad \delta_M = C_d \cdot \delta_{eu}$$

۹-۶- آرماتورگذاری

پس از طراحی سازه، جزئیات آرماتورگذاری بایستی بر اساس فصل ۲۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین گردد.

۹-۶-۱- قطع آرماتور طولی

۹-۱۱-۶-۲ آرماتور خمشی در تیرها

۹-۱۱-۲-۳ میلگردها باید از مقطعی که دیگر برای تحمل خمش مورد نیاز نیستند، به اندازه‌ی مقدار بزرگتر d و $12d$ امتداد یابند. رعایت این ضابطه در انتهای دهانه‌های با تکیه‌گاه ساده و با انتهای آزاد طرهای لازم نیست.

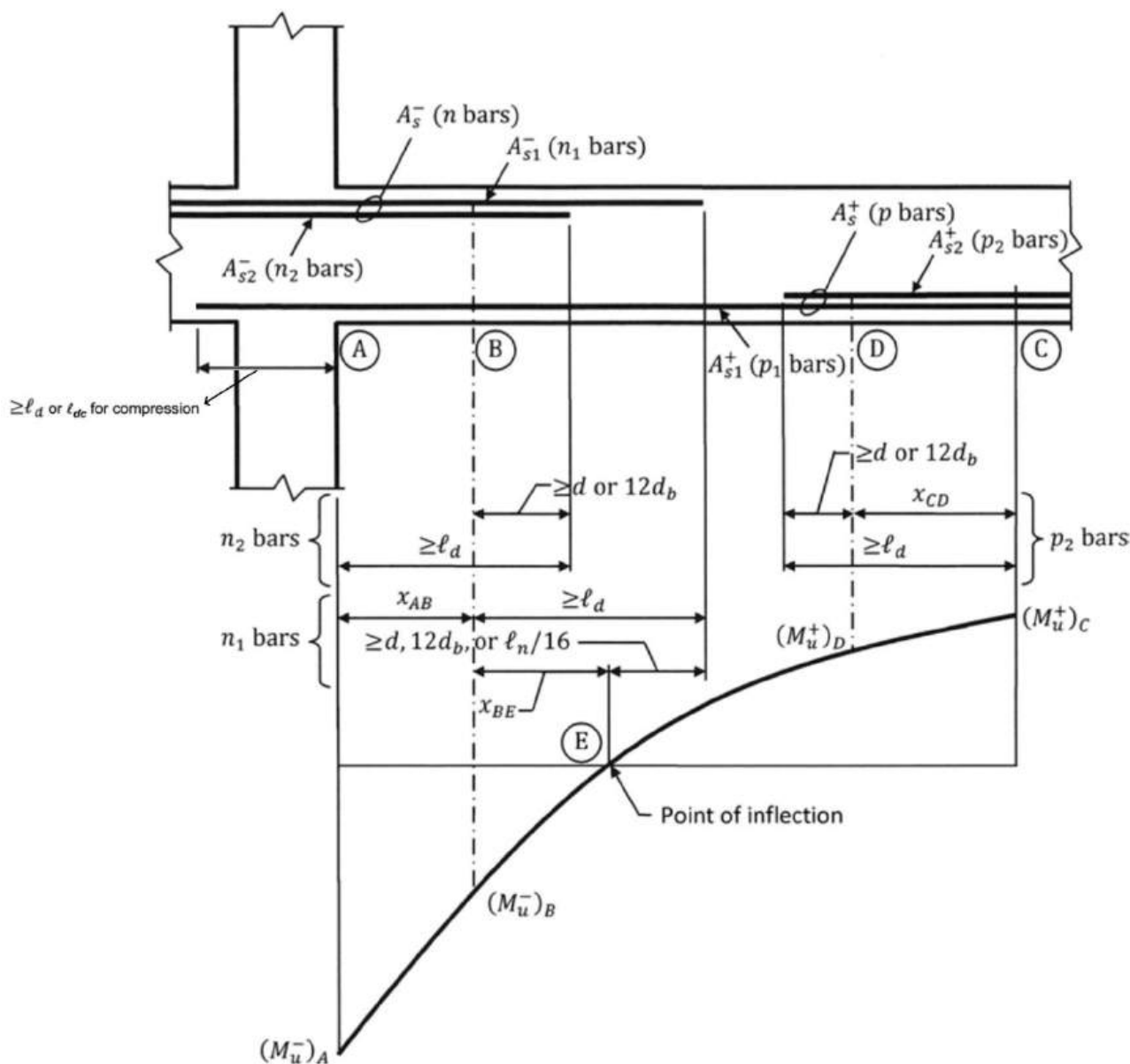
۹-۱۱-۲-۴ میلگردهای کششی ادامه داده شده باید حداقل طول گیرایی l_d را پس از نقطه‌ای که دیگر به میلگردهای قطع یا خم شده برای تحمل خمشی نیازی نیست، تامین کنند.

۹-۱۱-۶-۳ قطع آرماتور

۹-۱۱-۳-۱ در تکیه‌گاه‌های ساده، حداقل یک سوم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه‌ی ۱۵۰ میلی متر امتداد یابند؛ مگر برای تیرهای پیش ساخته که این آرماتورها باید حداقل تا مرکز طول انکابی در داخل تکیه‌گاه ادامه داده شوند.

۹-۱۱-۳-۲ در سایر تکیه‌گاه‌ها، حداقل یک چهارم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه‌ی ۱۵۰ میلی متر امتداد یابند. اگر تیر قسمتی از سیستم اصلی مقاوم در مقابل بار جانبی است، چنین میلگردهایی باید در تکیه‌گاه برای توسعه‌ی تنش تسلیم f_y مهار شوند.

۹-۱۱-۳-۴ حداقل یک سوم آزمائش‌های خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی پس از نقطه‌ی عطف، باید حداقل برابر با بزرگ‌ترین مقدار d و $12d_b$ و $l_n/16$ (یک شانزدهم طول دهانه‌ی خالص) امتداد یابند.



۹-۶-۲- طول مهار (گیرایی)

۹-۲۱-۳- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۲- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_d نباید کمتر از مفاد زیر گرفته شود

الف- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه‌ی (۹-۲۱-۱)، یا بر اساس ضوابط ساده شده‌ی بند ۹-۲۱-۳-۲-۳ محاسبه نمود. طول گیرایی از رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاحی ψ_e ، ψ_s و ψ_g مطابق بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ محاسبه می‌شود.

$$l_d = \frac{\psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (9-21-1)$$

در این رابطه c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است. K_{tr} شاخص آرماتور عرضی است که از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \quad (9-21-2)$$

در این رابطه A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله‌ی s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند. استفاده از مقدار صفر برای K_{tr} حتی در صورت وجود یا نیاز به آرماتور عرضی محصور کننده مجاز است. نسبت $(c_b + K_{tr})/d_b$ که نشان‌گر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

ب- ۳۰۰ میلی‌متر.

۹-۲۱-۳-۲-۲- ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش بر اساس جدول ۹-۲۱-۳-۲ تعیین می‌شوند، ولی در هر حال لازم نیست حاصل ضرب $\psi_e \psi_s \psi_g$ بیش از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

روش تقریبی:

۹-۲۱-۳-۳- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از جدول ۹-۲۱-۳-۳ تعیین نمود. در هر صورت حداقل طول گیرایی بند ۹-۲۱-۳-۳-۱-ب باید تامین شود.

حداقل ۳۰۰ میلی‌متر

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

فاصله‌ی آزاد و پوشش		قطر میلگرد یا سیم
کوچک‌تر از ۲۰ میلی‌متر	بزرگ‌تر یا مساوی ۲۰ میلی‌متر	
$\frac{\psi_e \psi_s \psi_g f_y}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{\psi_e \psi_s \psi_g f_y}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل برابر با قطر میلگرد بوده و خاموت یا تنگ حداقل آیین‌نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده‌اند؛
$\frac{\psi_e \psi_s \psi_g f_y}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{\psi_e \psi_s \psi_g f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	یا فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است.
سایر موارد		

معمولاً در مقاطع بتنی شرایط ردیف اول بند فوق برقرار است و می‌توان از روابط این بند برای محاسبه‌ی طول مهار استفاده کرد.

جدول ۹-۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

ضرایب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_g ضریب رده‌ی فولاد	فولاد S420 و S400 S350 S340	۱/۰
	فولاد S520 و S500	۱/۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای یا اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد، و یا فاصله‌ی آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
	برای میلگردهای یا اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۳
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای یا اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_s ضریب اندازه	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلی‌متر و بیش‌تر	۱/۰
	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کمتر از ۲۰ میلی‌متر	۰/۸
ψ_g ضریب موقعیت	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی‌متر بتن تازه در زیر آن‌ها ریخته می‌شود	۱/۳
	برای سایر میلگردها	۱/۰

۹-۲۱-۳-۱-۳- قلاب یا انتهای ستر دار نباید برای مهار میلگرد در فشار به کار رود.

۹-۲۱-۳-۱-۴- در محاسبه‌ی طول گیرایی، نیازی به اعمال ضریب کاهش مقاومت ϕ نیست.

۹-۲۱-۳-۱-۵- در محاسبه‌ی طول گیرایی، مقدار $\sqrt{f'_c}$ نباید از ۸/۳ مگاپاسکال تجاوز نماید.

۹-۲۱-۳-۱-۶- در محاسبه‌ی طول گیرایی، λ ضریب بتن سبک برای بتن سبک ۰/۷۵ و برای بتن معمولی ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۶-۳- وصله

۹-۲۱-۴- وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۴-۲- در مواردی که وصله‌ی پوششی برای میلگردهای با قطرهای متفاوت انجام می‌شود، l_d نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر باشد.

الف- طول گیرایی l_d برای میلگرد با قطر بزرگ‌تر؛

ب- طول وصله‌ی کششی l_d برای میلگرد با قطر کوچک‌تر.

۹-۲۱-۴-۱- طول وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_d در حالت کلی باید برابر با $1.3l_d$ باشد (وصله‌ی نوع B). تنها در صورت تأمین دو شرط زیر، می‌توان طول وصله‌ی پوششی را به $1.0l_d$ کاهش داد (وصله‌ی نوع A).

الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله‌ی پوششی، وصله شده باشد.

l_d بر اساس بند ۹-۲۱-۳-۱ تعیین می‌شود. در هر حال حداقل طول وصله‌ی پوششی در کشش ۳۰۰ میلی‌متر است.

معمولاً دو بند فوق به صورت همزمان تأمین نمی‌گردد و لازم است طول وصله $1/3$ برابر طول مهار در نظر گرفته شود.

برای محاسبه‌ی طول مهاری و طول وصله‌ی مورد نیاز برای مشخصات مختلف بتن و فولاد می‌توانید از شیت طول مهاری در فایل اکسل DesignAssist.xlsx استفاده نمایید.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	محمد چرختاب بسیم				خانه های زرد رنگ بایستی تکمیل گردند									
2	@ChBasim دکتان تلگرام													
3														
4														
5														
6						l_d طول مهاری (cm)					l_v طول وصله (cm)			
7						تیر و فونداسیون					تیر و فونداسیون			
8		25	مقاومت بتن			آرماتور دیوار یا ستون					آرماتور دیوار یا ستون			
9		400	مقاومت فولاد			آرماتور تحتانی					آرماتور تحتانی			
10		طبیعی جدول (3-21-9)	بدون ترکشی			آرماتور فوقانی					آرماتور فوقانی			
11			تیر معمولی			قطر میلگرد (mm)					قطر میلگرد (mm)			
12			$\lambda = 1$	1		8	40	35	35		8	55	40	40
13			$\lambda = 1$	1		10	50	40	40		10	65	50	50
14			$\lambda = 1$	1		12	60	50	50		12	80	60	60
15						14	70	55	55		14	95	70	70
16						16	80	65	65		16	105	80	80
17						18	90	70	70		18	120	90	90
18						20	125	95	95		20	160	125	125
19						22	135	105	105		22	175	135	135
20						25	155	120	120		25	200	155	155
						28	175	135	135		28	225	175	175
						32	200	155	155		32	255	200	200

۹-۶-۴- قلاب

۹-۲۱-۲- قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای و سنجاقی

۹-۲۱-۲-۱- قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۱ در نظر گرفته شوند.

۹-۲۱-۲-۲- قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۲ در نظر گرفته شوند. قلاب باید در برگیرنده‌ی میلگرد طولی باشد.

۹-۲۱-۲-۳- قلاب استاندارد در کشش شامل یک خم به سمت داخل و یک قسمت مستقیم می‌باشد. طول قسمت مستقیم قلاب را می‌توان بیش‌تر از مقدار مشخص شده در جدول‌های ۹-۲۱-۱ و ۹-۲۱-۲ در نظر گرفت؛ ولی این افزایش را نمی‌توان در محاسبه‌ی ظرفیت مهار قلاب منظور نمود.

۹-۲۱-۲-۴- قلاب لرزه‌ای مطابق تعریف فصل ۹-۲، ۲-۹، فلایی است که دارای خم حداقل ۱۳۵ درجه و طول مستقیم بعد از خم حداقل برابر با $6d_b$ و یا ۷۵ میلی متر باشد. قلاب لرزه‌ای در دورگیرهای دایروی می‌تواند دارای خم حداقل ۹۰ درجه باشد.

۹-۲۱-۲-۵- حداقل قطر داخلی خم آرماتور سیمی جوشی که به عنوان خاموت یا تنگ به کار می‌رود، نباید کمتر از چهار برابر قطر سیم برای سیم‌های با قطر بیش از ۶ میلی متر، و دو برابر قطر سیم برای سایر سیم‌ها باشد. خم‌های با قطر داخلی کمتر از هشت برابر قطر سیم، نباید در فاصله‌ای کمتر از چهار برابر قطر سیم از اتصال جوشی قرار گیرند.

۹-۲۱-۲-۲- قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۲ در نظر گرفته شوند. قلاب باید در برگیرنده‌ی میلگرد طولی باشد.

جدول ۹-۲۱-۲- قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی

نوع قلاب	قطر میلگرد (mm)	حداقل قطر داخلی خم (mm)	طول مستقیم پس از خم، l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$6d_b$ و ۷۵ میلی متر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
قلاب ۱۳۵ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$6d_b$ و ۷۵ میلی متر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$4d_b$ و ۶۵ میلی متر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$		

جدول ۹-۲۱-۱- قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش

نوع قلاب	قطر میلگرد (mm)	حداقل قطر داخلی خم (mm)	طول مستقیم پس از خم، l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$4d_b$	
	۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$10d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	۶۵ و $4d_b$ میلی متر، هر کدام بزرگتر است	
	۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$10d_b$		

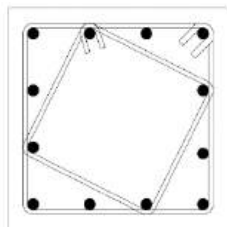
۹-۲۱-۲-۶- قلاب‌های دوجت باید شرایط زیر را تأمین کنند.

الف- سنجاقی باید یک‌پارچه باشد.

ب- یک انتهای سنجاقی باید دارای قلاب لرزه‌ای بوده، و انتهای دیگر آن باید دارای قلاب با زاویه‌ی حداقل ۹۰ درجه باشد.

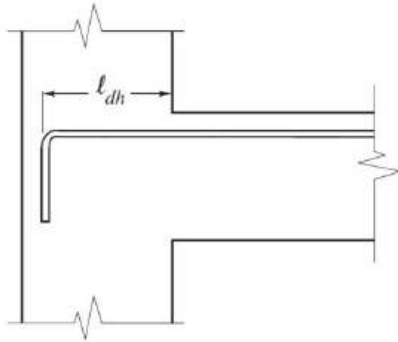
پ- قلاب باید در برگیرنده‌ی میلگرد طولی پیرامونی مقطع باشد.

ت- انتهای با خم ۹۰ درجه‌ی دو سنجاقی متوالی که میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در وجوه مقابل مقطع قرار گیرند؛ مگر آن که ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۱ یا ۹-۲۰-۶-۳-۲-۶-۳ تأمین شوند.



با استفاده از قلاب طبق محدودیت‌های فوق، می‌توان از

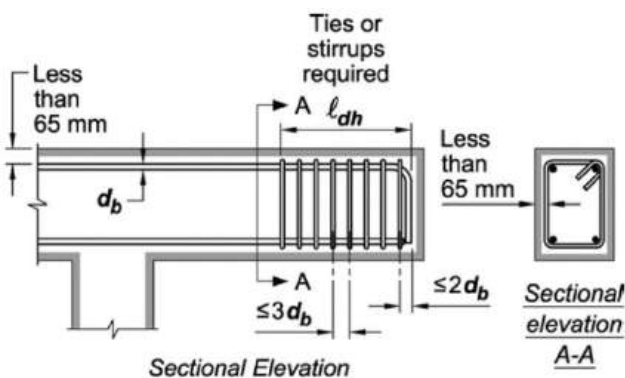
طول مهاری کمتری برای مهار میلگرد استفاده کرد:



جدول ۵-۲۱-۹ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش

مقدار ضریب	شرایط	ضریب اصلاح
۱/۲	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی	ψ_e ضریب پوشش
۱/۱۰	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	
۱/۱۰	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر با $A_{th} \geq 0.40 A_{hs}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده
۱/۶	برای سایر موارد	
۱/۱۰	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی‌متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	ψ_o ضریب محل مهار
۱/۲۵	برای سایر موارد	
$f'_c / 105 + 0.6$	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	ψ_c ضریب مقاومت بتن
۱/۱۰	برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	

۴-۳-۳-۲۱-۹ برای میلگردهای مهار شده با قلاب استاندارد در انتهای غیر ممتد عضو که در آن پوشش جانبی و فوقانی (یا تحتانی) قلاب کمتر از ۶۵ میلی‌متر است، قلاب باید در طول گیرایی l_{dh} توسط تنگ یا خاموت عمود بر امتداد میلگرد و با فواصل کمتر از سه برابر قطر میلگرد محاط شده فاصله‌ی اولین تنگ یا خاموت از بر بیرونی خم قلاب نباید بیش‌تر از دو برابر قطر میلگرد باشد.



۳-۳-۲۱-۹ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

۱-۳-۳-۲۱-۹ طول گیرایی با قلاب برای میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم می‌شوند، l_{dh} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد.

الف- رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاح ψ_e , ψ_r , ψ_o و ψ_c مطابق بند ۲-۳-۳-۲۱-۹:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \quad (۳-۲۱-۹)$$

ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر، هر کدام بزرگ‌تر است.

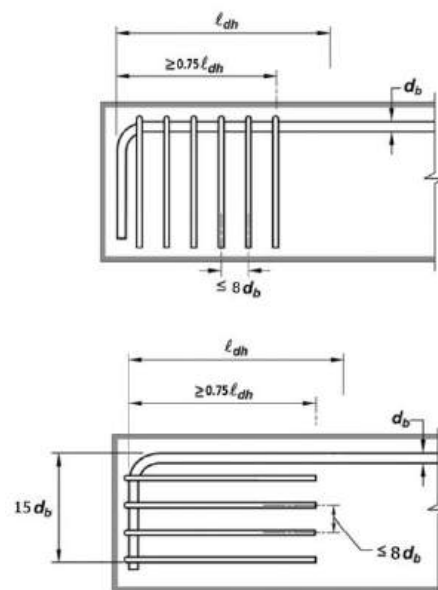
۲-۳-۳-۲۱-۹ ضرایب اصلاح محاسبه‌ی طول گیرایی با قلاب میلگردهای آجدار در کشش، بر

اساس جدول ۵-۲۱-۹ تعیین می‌شوند. در انتهای غیر ممتد عضو، ضوابط ۴-۳-۳-۲۱-۹ اعمال می‌شوند. در این جدول A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده، و A_{th} در ۳-۳-۳-۲۱-۹ تعریف شده است.

۳-۳-۳-۲۱-۹ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{th} که حداقل طولی معادل $0.75 l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند شامل موارد زیر است:

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.



چرختاب بسیم

۹-۷-۷- برش چشمه اتصال

۹-۷-۱- شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۷ برش در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۵-۴-۷-۱ مقاومت برشی اتصالات درجا ریز تیر به ستون باید رابطه‌ی $\phi V_n \geq V_u$ را تامین کند.

۹-۲۰-۵-۴-۷-۲ در ناحیه‌ی گره بر اساس بند ۹-۲۰-۳-۳ تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۵-۴-۷-۳ ϕ بر اساس بند ۹-۷-۴ برای برش تعیین می‌شود $\phi = 0.75$

۹-۲۰-۵-۴-۷-۴ در ناحیه‌ی گره بر اساس بند ۹-۲۰-۵-۴-۳ تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۳-۳ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های با شکل‌پذیری کم

اتصالات تیر به ستون باید مطابق فصل ۹-۱۶ بوده و برش اتصال V_u باید در صفحه‌ی افقی در وسط ارتفاع اتصال تیر به ستون، و با منظور نمودن نیروهای کششی و فشاری ناشی از لنگرهای اسمی تیر، M_n ، محاسبه گردد.

جزئیات ناحیه اتصال مربوط به ویژه

۹-۲۰-۵-۶-۴ مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۵-۶-۳-۳ در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	محصور شدگی یا تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۲۰-۱۸	$V_n (N)$
پیوسته یا مطابق بند ۹-۲۰-۱۶-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۲۰-۱۶-۷	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f_c'}A_f$
		محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f_c'}A_f$
	سایر موارد	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f_c'}A_f$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_f$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۲۰-۱۶-۷	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f_c'}A_f$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_f$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_f$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f_c'}A_f$

۹-۲۰-۱۶-۶-۶ ادامه (توسعه) یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- ستون در بالای ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) در امتداد برش مورد بررسی ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی ستون در پایین ناحیه‌ی اتصال تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

۹-۲۰-۱۶-۷-۷ ادامه (توسعه) یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.

۹-۲۰-۱۶-۸ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی وقتی دارای شرایط محصور شدگی است که در آن دو تیر عرضی مطابق بندهای (الف) و (ب) و (پ) در زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

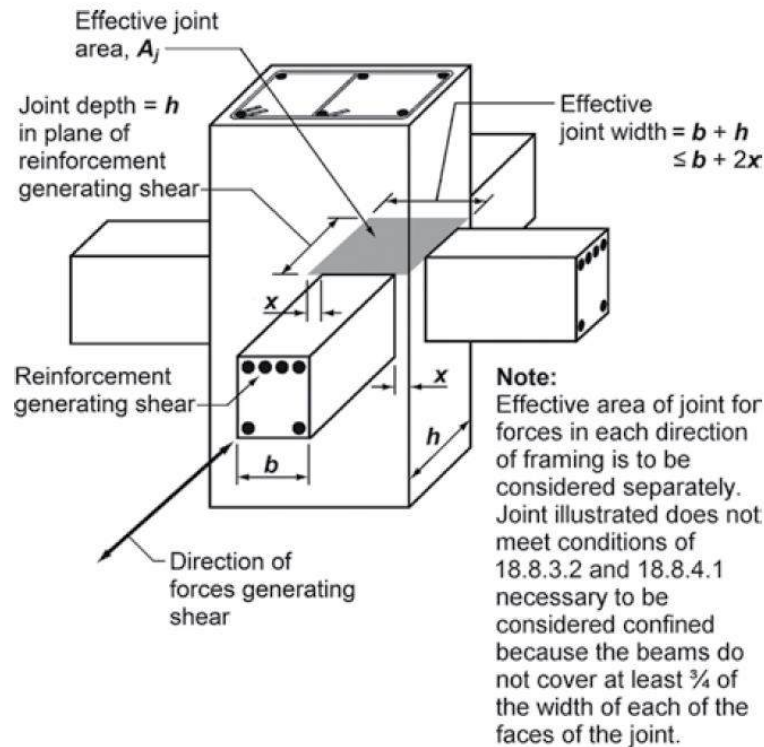
پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵ باشند؛ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۵-۳ باشند.

در جدول فوق، λ برای انواع بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سبک برابر ۰/۷۵ و برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ می‌باشد. A_f باید بر اساس بند ۹-۲۰-۱۶-۴ محاسبه شود.

۹-۱۶-۴-۳ سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال (A_f) از حاصل ضرب عمق ستون در راستای مورد بررسی در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال به دست می‌آید. عرض موثر در صورتی که عرض تیر از عرض ستون بیش‌تر باشد، برابر با عرض ستون، و در صورتی که عرض ستون از عرض تیر بیش‌تر باشد، برابر با حداقل مقادیر (الف) و (ب) منظور می‌گردد (به شکل ۹-۱۶-۱ توجه شود).

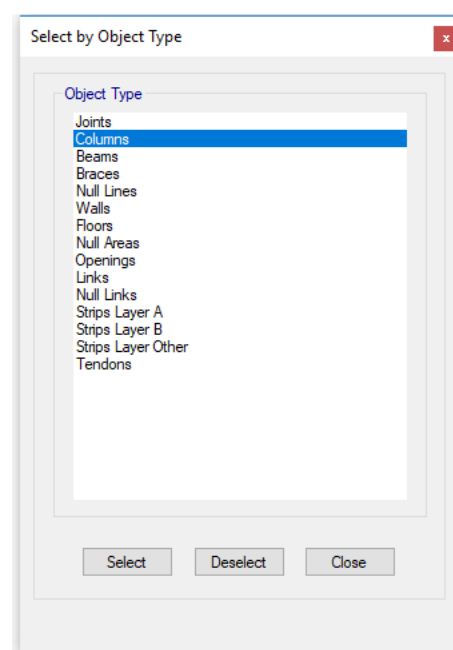
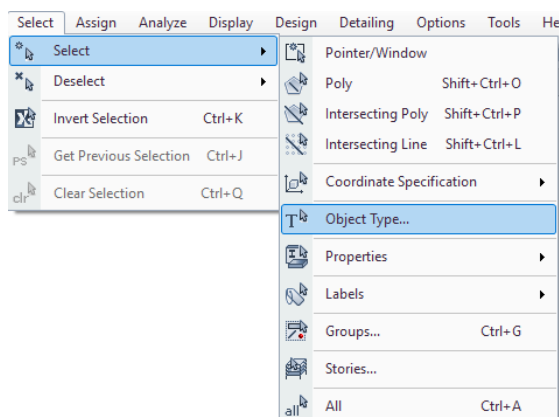
الف- عرض تیر به علاوه‌ی عمق ستون

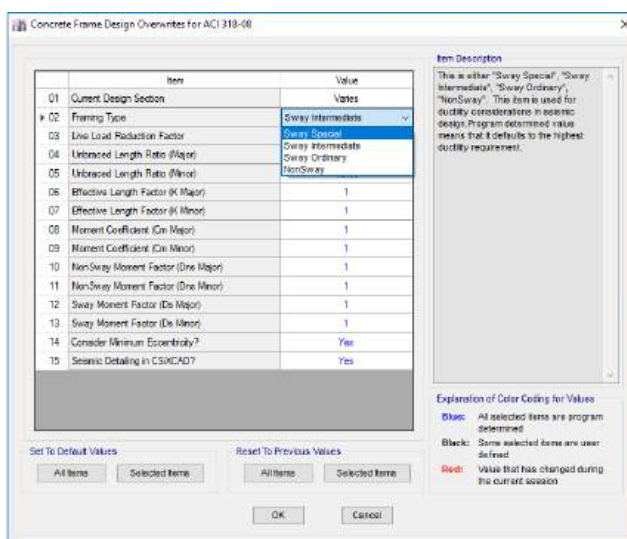
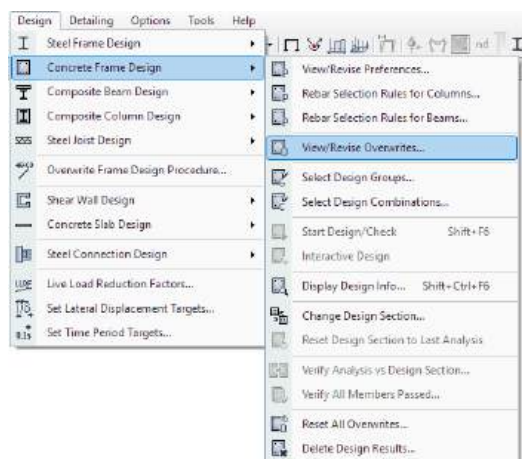
ب- دو برابر فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر تا نزدیک‌ترین وجه ستون



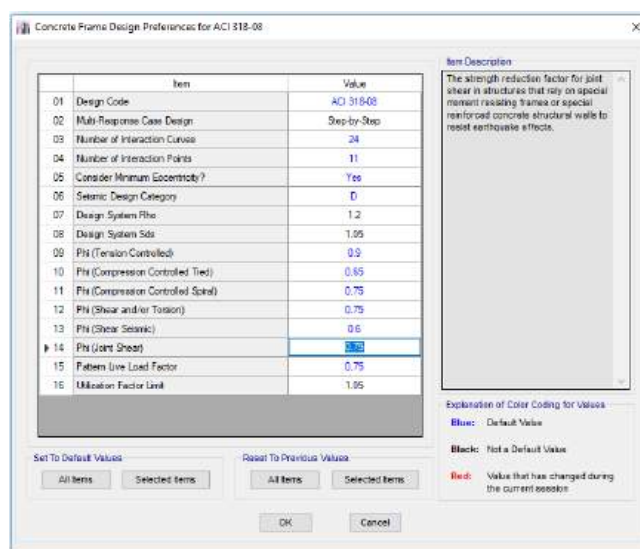
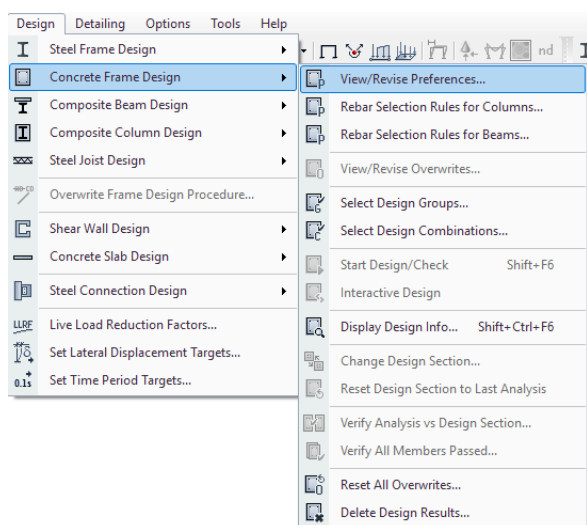
با توجه به اینکه در آیین‌نامه‌ی ACI318-14 و به همین ترتیب در ویرایش کنونی نرم‌افزار ایتبس کنترل مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال تنها برای قاب‌های ویژه لحاظ شده است، برای کنترل ناحیه‌ی اتصال در قاب‌های متوسط می‌توان در یک فایل جداگانه به طریق زیر عمل کرد.

در ابتدا شکل‌پذیری تمام ستون‌ها را به حالت ویژه تغییر می‌دهیم.

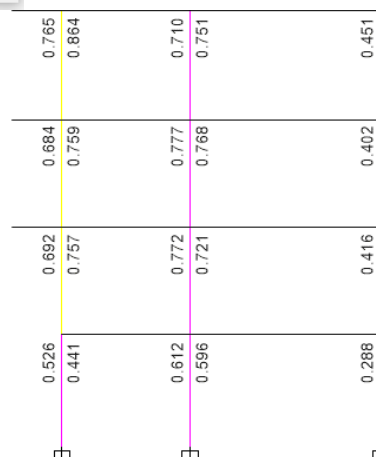
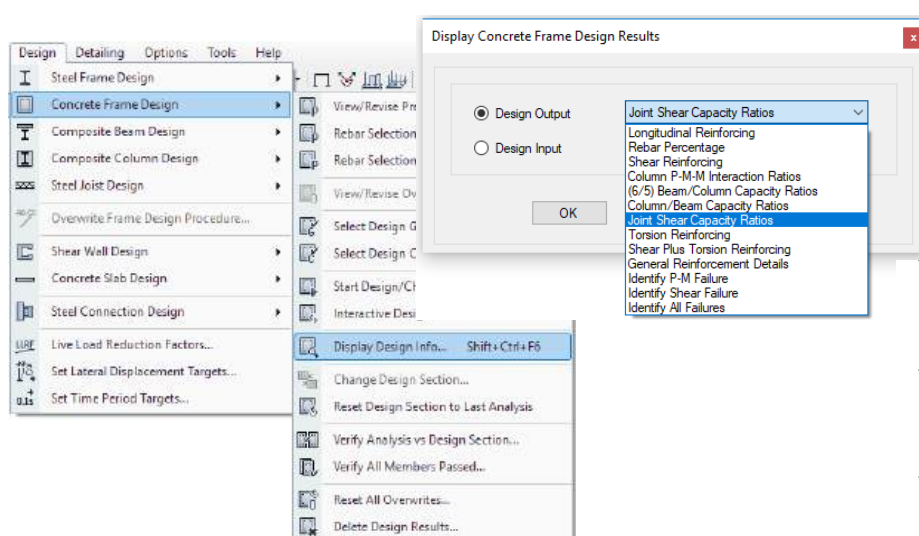




سپس ضریب ϕ برای کنترل مقاومت ناحیه‌ی اتصال را به 0.75 تغییر می‌دهیم.



بدین ترتیب پس از تحلیل و طراحی سازه می‌توان کفایت مقاومت ناحیه اتصال را بررسی نمود.



۹-۷-۲- شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

در شکل‌پذیری ویژه تغییرات نسبت به حالت متوسط به شرح زیر است:

۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۹-۲۰-۶-۵-۲ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه‌ی اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۹-۲۰-۶-۴ مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۶-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه‌ی افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در بر گره، با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۱ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون‌ها در تطابق با مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr} محاسبه گردد.

۹-۲۰-۶-۴-۲ ϕ باید بر اساس بند ۹-۴-۷-۵ (ت) محاسبه شود. $\phi=0.85$

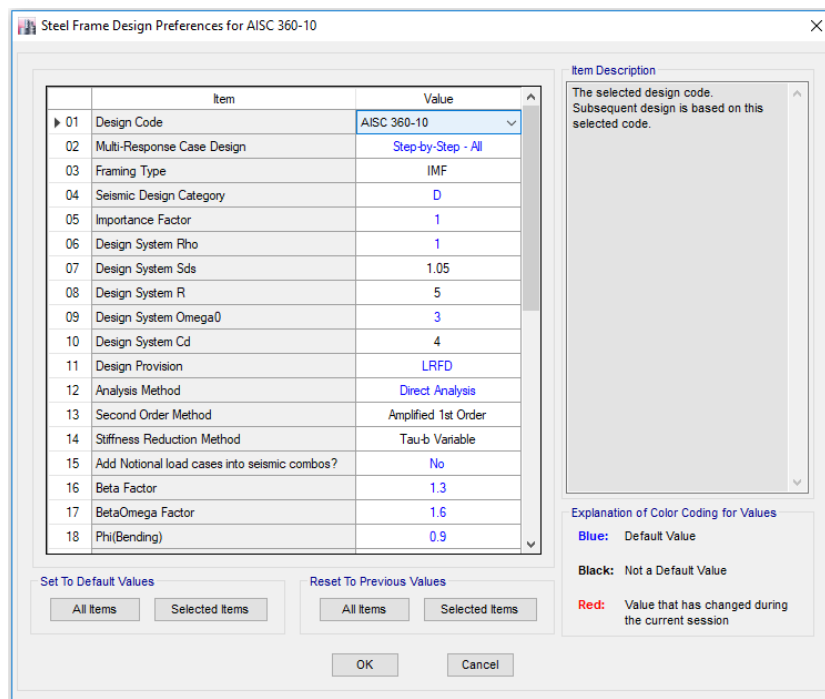
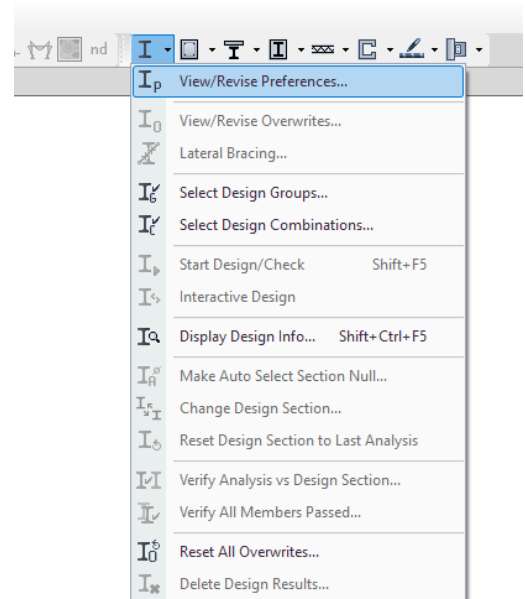
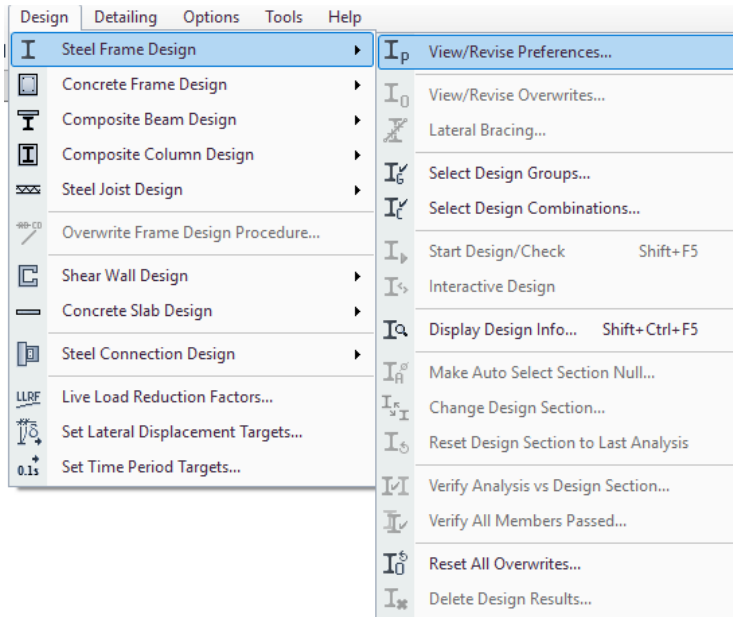
۹-۲۰-۶-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

کنترل کفایت مقاومت ناحیه‌ی اتصال در قاب‌های ویژه توسط نرم‌افزار به صورت ذکر شده در حالت متوسط و بدون نیاز به اعمال تغییر ضریب ϕ قابل انجام است.

فصل ۱۰. طراحی سازه‌های فولادی

۱۰-۱ - تنظیمات اولیه

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تا حدود بسیار زیادی مشابه آیین‌نامه‌ی AISC360-2010 می‌باشد. با این تفاوت که مبحث دهم تنها روش طراحی LRFD را مجاز می‌شمرد، در حالی که در آیین‌نامه‌ی AISC360-2010 هر دو روش LRFD و ASD قابل استفاده است. بنابراین آیین‌نامه‌ی طراحی در ETABS را می‌توان به صورت زیر انتخاب کرد.



موارد مختلفی در پنجره‌ی فوق از کاربر خواسته می‌شود و هر کدام از این موارد در ادامه بررسی شده است.

Multi-Response Case Design: در این گزینه نوع ترکیب پاسخ‌های مربوط به تحلیل تاریخچه زمانی، استاتیکی غیرخطی و یا استاتیکی چند مرحله‌ای تعیین می‌شود و در طراحی متعارف با تحلیل استاتیکی یا دینامیکی کاربردی ندارد. لذا تنظیم خاصی لازم نبوده و می‌تواند در حالت پیش‌فرض Default باقی بماند. توجه شود مقادیر پیش‌فرض با رنگ آبی نشان داده می‌شود.

Framing type: در این قسمت بایستی سیستم سازه‌ای مورد استفاده را تعیین کرد. گزینه‌های زیر در این قسمت وجود دارد:

SMF: Special Moment Frames (قاب خمشی ویژه)

IMF: Intermediate Moment Frame (قاب خمشی متوسط)

OMF: Ordinary Moment Frames (قاب خمشی معمولی)

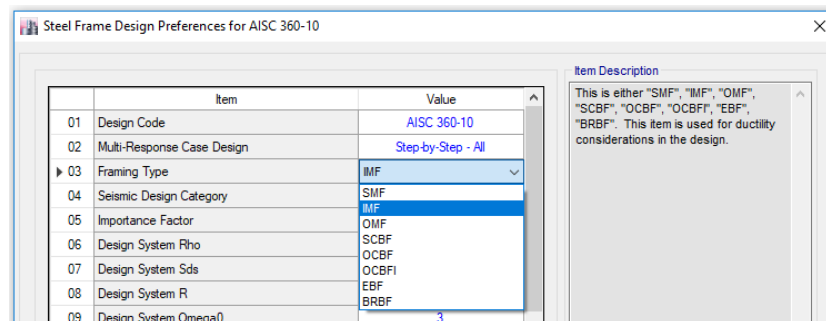
SCBF: Special Concentrically Braced Frames (قاب مهاربندی شده همگرای ویژه)

OCBF: Ordinary Concentrically Braced Frames (قاب مهاربندی شده همگرای معمولی)

OCBFI: Ordinary Concentrically Braced Frames from Isolated Structures (قاب مهاربندی شده همگرای معمولی در سازه‌های جداسازی شده)

EBF: Eccentrically Braced Frames (قاب مهاربندی شده واگرا)

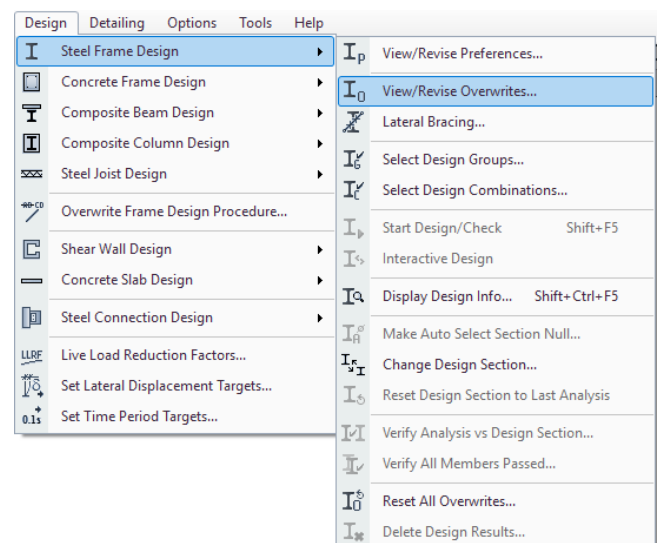
BRBF: Buckling Restrained Braced Frames (قاب مهاربندی شده کمانش‌تاب)



در صورتی که سازه در هر راستای مورد بررسی یک سیستم سازه‌ای جدا گانه داشته باشد، می‌توان نوع سیستم را برای اعضای خاص پس از انتخاب آنها از قسمت View/Revise Overwrites به صورت زیر تغییر داد. برای مثال استفاده از قاب خمشی متوسط در یک راستا و مهاربند همگرای معمولی یا ویژه در راستای دیگر مرسوم است. در چنین شرایطی می‌توان مهاربندها را انتخاب نموده و نوع طراحی آنها را به OCBF یا SCBF تغییر داد.

Etabs Documentation:

By default, the frame type is taken as Special Moment Frame (SMF) in the program. However, the default frame type can be changed in the Preference form for all frames or in the Overwrites form on a member-by-member basis (Chapter 3). If a frame type Preference is revised in an existing model, the revised frame type does not apply to frames that have already been assigned a frame type through the Overwrites; the revised Preference applies only to new frame members added to the model after the Preference change and to the old frame members that were not assigned a frame type through the Overwrites.



Seismic Design Category: نشانگر طبقه‌بندی نوع زمین در آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا است و صرفاً جهت تعیین لزوم در نظرگیری ضوابط لرزه‌ای می‌باشد. در صورتی که گزینه‌ی پیش‌فرض D انتخاب شود این ضوابط در نظر گرفته می‌شود.

Etabs Documentation:

4.5 Applicability of the Seismic Requirements

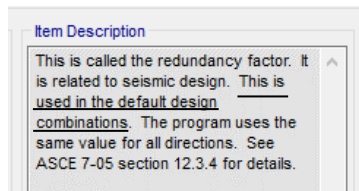
Ideally, the special seismic provisions shall apply when the seismic response modification factor, R , is taken as greater than 3, regardless of the seismic design category (AISC SEISMIC A1). R is specified by the applicable building code (local code or ASCE/SEI 7). IBC actually refers to ASCE 7-10 for the value of R (IBC 2205.2.1, ASCE Table 12.2-1). Again, when R is taken as 3 or less, the structure is not required to satisfy these provisions, unless specifically required by the applicable building code.

The applicable building code generally restricts buildings designed with an R factor of 3 or less to Seismic Design Category (SDC) A, B, or C; however, some systems that have R factors less than 3 are permitted in SDC D, E, or F (IBC 2205.2, ASCE 12.2.1, ASCE Table 12.2-1).

The program assumes that the special seismic provisions are applicable to any structural steel structure that is assigned to SDC D, E, or F, irrespective of the value of R , and to any structural steel structure designed with an R greater than 3 and that is assigned to SDC A, B, or C. In addition, the program allows the user to change the default applicability of special seismic provisions using the "Ignore Seismic Code?" Preference item.

Importance Factor: ضریب اهمیت یا پارامتر I که طبق استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌گردد. مقدار وارد شده در این قسمت تنها در طراحی و کنترل مهاربند واگرا (EBF) کاربرد دارد.

Design System Rho: این گزینه برای تعیین ضریب نامعینی (ρ) طبق استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. ایتبس از مقدار وارد شده در این گزینه در تولید ترکیب‌بارهای پیش‌فرض استفاده می‌کند. بنابراین در صورتی که قصد استفاده از ترکیب‌بارهای پیش‌فرض ایتبس را داشته باشیم، بایستی ابتدا مقدار ρ را در این گزینه وارد نموده و سپس اقدام به تولید ترکیب‌بارهای پیش‌فرض بکنیم تا این ضریب در ترکیبات بار اعمال شود. در صورتی که ترکیبات بار به صورت دستی وارد شود یا از ترکیبات موجود در فایل آماده استفاده شود نیازی به وارد کردن این پارامتر نیست.



Design System Sds: کاربرد این پارامتر در اعمال نیروی زلزله‌ی قائم در بخش (۹-۶- زلزله قائم) ذکر گردید. به این صورت که برای اعمال افزایش ضریب بار مرده در حالت ($A=0.35$) باید مقدار $1.05 \times I$ به پارامتر S_{ds} اختصاص داده شده و در سایر حالات ($A \leq 0.3$) این پارامتر باید صفر لحاظ شود. باتوجه به اینکه این پارامتر در تولید ترکیب‌بارهای تشدید یافته نیز کاربرد دارد، حتی در صورتی که ترکیبات بار به صورت دستی وارد شود یا از ترکیبات موجود در فایل آماده استفاده شود نیز لازم است این پارامتر به صورت صحیح وارد شود.

Design System R: همان R_u ضریب رفتار است که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای سیستم سازه‌ای تعیین می‌شود. ضریب رفتار در حالت کلی برای تعیین ضرایب زلزله در دو راستا مورد استفاده قرار می‌گیرد (که این ضرایب را به صورت دستی در تعریف نیروی زلزله وارد می‌کنیم) و مقدار وارد شده در این قسمت صرفاً جهت تعیین لزوم در نظرگیری ضوابط لرزه‌ای می‌باشد و طبق توضیح ذکر شده در ذیل بند Seismic Design Category کفایت عددی بزرگتر از ۳ وارد شود.

Design System Omega0: ضریب اضافه مقاومت Ω_0 است که برای تولید ترکیب‌بارهای تشدید یافته به کار می‌رود. برای سازه‌های فولادی این مقدار طبق آیین‌نامه مبحث ۱۰ که در بخش (۶-۱۰-۱) زلزله تشدید یافته (Ω_0) توضیح داده شد تعیین می‌گردد.

Etabs Documentation:

4 Special Seismic Provisions (ANSI/AISC 341-10)

4.6 Design Load Combinations

Effectively, the special seismic combinations for the LRFD provision are

$$(1.2 + 0.2S_{DS})DL \pm \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.3.2})$$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})DL \pm \Omega_0 Q_E + 1.0LL \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.3.2})$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})DL \pm \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-7, 12.4.3.2})$$

The factor S_{DS} is described earlier in this section. Ω_0 is the seismic force amplification factor that is required to account for structural overstrength. The factor Ω_0 is the overstrength factor, and it should be picked up from ASCE 7-10, Table 12.2-1 by the user and input in the Preferences and auto-seismic load definition. The default value of Ω_0 is taken as 3.0 in the program. If the user defines one or more auto-seismic loads, the values of Ω_0 are taken as the maximum of all the Ω_0 defined for each auto-seismic load case. Also if the user defines special seismic data that includes an Ω_0 value and requests that the program include the special seismic design data, then this Ω_0 takes precedence over the default values and those defined for the auto-seismic load cases. Moreover, Ω_0 can be overwritten for each individual member. The overwritten Ω_0 gets the highest precedence. The guideline for selecting a reasonable value for Ω_0 can be found in ASCE 7-10, Table 12.2-1.

Those combinations involving Ω_0 are internal to the program. The user does NOT need to create additional load combinations for those load combinations. The special circumstances for which those load combinations are additionally checked are described later in this chapter, as appropriate. The special load combination factors are applied directly to the load cases. It is assumed that any required scaling (such as may be required to scale response spectra results) has already been applied to the load cases.

ملاحظه می‌شود در صورت استفاده از حالت اتوماتیک کنترل ترکیب‌بارهای تشدید یافته، بار برف و زلزله‌ی قائم وارد بر تیرهای طره و بلند EV وارد نمی‌گردد. در حالی که همانگونه که در بخش (۶-۱۰-۱) زلزله تشدید یافته (Ω_0) توضیح داده شد، طبق مبحث دهم و مبحث ششم این نیروها نیز باید در ترکیبات تشدید یافته لحاظ شوند که البته این مورد با توجه به سهم اندک این نیروها قابل چشم‌پوشی است.

Design System Cd: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان است که برای سیستم سازه‌ای استفاده شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود. از آنجایی که کنترل دریافت سازه به صورت دستی انجام می‌یابد، مقدار وارد شده در این قسمت تنها در طراحی و کنترل مهاربند واگرا (EBF) کاربرد دارد و در صورت استفاده از سایر سیستم‌ها نیازی به وارد کردن مقدار آن نیست.

Design Provision: الزامات طراحی مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان بر اساس روش LRFD است و بایستی این گزینه انتخاب گردد.

Analysis Method: در این گزینه انتخاب روش تحلیل امکان‌پذیر است. ۳ روش مورد قبول برای تحلیل روش تحلیل مستقیم (Direct Analysis)، روش طول موثر (Effective Length) و روش تحلیل مرتبه اول (Limited First Order) می‌باشد که در بین آنها روش تحلیل مستقیم (Direct Analysis) با توجه به اینکه هیچ محدودیتی نداشته و همچنین در آن نیازی به محاسبه‌ی ضریب طول موثر اعضا نمی‌باشد مناسب‌تر است.

۱۰-۲-۵ الزامات تحلیل و طراحی

به طور کلی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن، به کار بردن هر روش تحلیل و طراحی علمی و منطقی که آثار ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱ به نحو موثری در آن لحاظ شده باشد، مجاز است. روش‌های تحلیل و طراحی ارائه شده در زیر با محدودیت‌ها و الزامات ذکر شده به عنوان روش‌های قابل قبول تحلیل و طراحی محسوب می‌گردند.

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

۱۰-۲-۵-۱ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا و طراحی آنها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت‌ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچگونه محدودیتی وجود ندارد.

ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۵-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۵-۱-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت طراحی کلیه اعضا محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده ذکر شده در بند ۱۰-۲-۳ با فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین شود.

Second Order Method: برای در نظر گرفتن اثرات مرتبه‌ی دوم دو روش تحلیل الاستیک مرتبه دوم (General 2nd Order) و تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته (Amplified 1st Order) وجود دارد.

۱۰-۲-۴ روش‌های تحلیل مرتبه دوم

بجز در مواردی که در بخش ۱۰-۲-۳-۳ مجاز دانسته شده است، مقاومت‌های مورد نیاز باید از طریق تحلیل‌های مرتبه دوم و با رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه شوند. در این مبحث استفاده از روش‌های تحلیلی زیر به عنوان روش‌های تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. الف- تحلیل الاستیک مرتبه دوم: تحلیل الاستیک مرتبه دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آنها روش تحلیل سیستم سازهای الاستیک بوده لیکن در حین تحلیل آثار مرتبه دوم (شامل آثار $P-\Delta$ و $P-\delta$) در آن لحاظ می‌گردد.

ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته: در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. الزامات این نوع روش تحلیل مرتبه دوم در پیوست ۲ این مبحث ارائه شده است.

تبصره: در هر کدام از روش‌های تحلیلی مرتبه دوم ذکر شده در بند ۱۰-۲-۴ با ارضاء محدودیت‌های زیر می‌توان از اثر $P-\delta$ صرف‌نظر نمود مشروط بر اینکه لنگرهای خمشی بدست آمده از روش‌های تحلیلی مذکور در اعضای تحت اثر توأم نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی با ضریب B_1 (مطابق پیوست ۲) تشدید شده باشند.

- (۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شوند.
- (۲) نسبت تغییر مکان جانبی نسبتی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییر مکان جانبی نسبتی حداکثر تحلیل مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب B_1 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته در تمام طبقات در راستای مورد نظر کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد.
- (۳) حداکثر یک سوم بارهای ثقلی کل سازه توسط ستون‌های قاب‌های خمشی تحمل گردد.

هرچند روش General 2nd Order روشی کامل و دقیق است، اما در این روش لازم است هر دو نوع اثر مرتبه دوم $P-\Delta$ و $P-\delta$ در تحلیل در نظر گرفته شود. نرم‌افزار ایتبس قادر است به خوبی اثر مرتبه دوم $P-\Delta$ را محاسبه نماید، اما برای محاسبه‌ی اثر $P-\delta$ لازم است ستون‌ها به چندین قطعه تقسیم شوند و همچنین تمام ترکیبات بار به صورت کیس‌های غیرخطی تحلیل شوند. البته نرم‌افزار ایتبس به صورت داخلی هر ستون را در حین تحلیل به دو قسمت تقسیم می‌کند، اما در برخی اعضای فشاری ممکن است این تعداد کافی نباشد و همچنین از طرفی تحلیل غیرخطی ترکیبات بار عملاً ناممکن است. تقسیم اعضا به قطعات بیشتر نیز تبعاتی در محاسبه‌ی لنگرهای انتهایی و تعیین طول مهار نشده خواهد داشت و به هیچ عنوان توصیه نمی‌شود.

The program has an option to consider P-Delta effects in the analysis. When you consider P-Delta effects in the analysis, the program does a good job of capturing the effect due to the Δ deformation ($P-\Delta$ effect) shown in Figure B-1, but it does not typically capture the effect of the δ deformation ($P-\delta$ effect), unless, in the model, the frame object is broken into multiple elements over its length.

To properly capture the P- δ effect in a finite element analysis, each element, especially column elements, must be broken into multiple finite elements. Although a single element per member can capture the P- δ effect to some extent, the program considers that inadequate. For practical reasons, the software internally divides the column elements into two members. The user must provide additional subdivisions where a column is expected to have multiple inflection points.

In general, steel frame design requires consideration of P-Delta effects in the analysis before the check/design is performed. Although two elements per line object are generally adequate to capture the P- Δ effect, it is recommended to use more than two elements per line object for the cases where both P- Δ and P- δ effects are to be considered for a member having multiple points of inflection. However, explicit manual breaking of the member into elements has other consequences related to member end moments and unbraced segment end moment. It is recommended that the members be broken internally by the program. In this way, the member is recognized as one unit, end of the members are identified properly, and P- Δ and P- δ effects are captured better.

در روش تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته (Amplified 1st Order) ضریب B1 برای در نظرگیری آثار P- δ و ضریب B2 برای در نظرگیری آثار P- Δ مورد استفاده قرار می‌گیرد. طبق آنچه که در ادامه از Etabs Documentation آورده شده است ضریب B1 توسط نرم‌افزار به درستی محاسبه می‌شود، اما ضریب B2 با این فرض که تحلیل P- Δ انجام می‌پذیرد همواره برابر 1 در نظر گرفته می‌شود.

5. B_1 factor: This factor amplifies the factored moments for the P- δ effect. In its expression, there are the C_m factor and the Euler Buckling capacity P_e . If the user keeps the unbraced length ratios (l_{33} and l_{22}) and the K-factors (K_{33} and K_{22}) correct, the B_1 factor would be correct. If the axial force is small, the B_1 factor can be 1 and have no effect with respect to modeling the single segment or multi-segment element.
6. B_2 factor: The program does not calculate the B_2 factor. The program assumes that the user turns on the P- Δ . In such cases, B_2 can be taken as equal to 1. That means the modeling with one or multiple segments has no effect on this factor.

Order Analysis. When the amplified first-order analysis is used, the force amplification factors, B_1 and B_2 (AISC App. 8.2), are needed. The B_1 factor is calculated by the program; however, the B_2 factor is not. The user will need to provide this value using the overwrite options that are described in Appendix B.

لذا به عنوان یک روش مناسب بهتر است گزینه‌ی Second Order Method در حالت Amplified 1st Order انتخاب شده و تحلیل P- Δ به درستی انجام گیرد.

SAP2000 can analyze both of these P-Delta effects. However, it is recommended that the former effect be accounted for in the SAP2000 analysis, and the latter effect be accounted for in design by using the applicable building-code moment-magnification factors (White and Hajjar 1991). This is how the SAP2000 design processors for steel frames and concrete frames are set up.

The P-Delta effect due to the deformation of the member between its ends can be accurately analyzed only when separate nonlinear Load Cases are run for each load combination above. Six cases would be needed for the example above. Also, at least two Frame elements per column should be used. Again, it is recommended that this effect be accounted for instead by using the SAP2000 design features.

Stiffness Reduction Method: در این گزینه نوع اعمال تنظیم سختی اعضا تعیین می‌شود. با توجه به متن مبحث ۱۰ در صورت استفاده از τ_b ثابت لازم است یک بار جانبی فرضی (Notional) دیگر (علاوه بر آنچه که در بخش ۴-۲-۱۲- دیدیم) به میزان $0.001 Y_i$ نیز در تمام ترکیبات بار (لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای) افزوده شود. اما با اعمال τ_b متغیر با استفاده از گزینه‌ی Tau-b Variable، ایتبس به صورت کامل تغییرات لازم در مقدار τ_b در اعضای فشاری را اعمال می‌کند و نیازی به افزودن بار جانبی فرضی (Notional) $0.001 Y_i$ نخواهد بود.

12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	Amplified 1st Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	Tau-b Variable
16	Beta Factor	Tau-b Fixed
17	BetaOmega Factor	No Modification
18	Phi(Bending)	1.6
		0.9

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value

$$\tau_b = \begin{cases} 1/0 & \frac{P_u}{P_y} \leq 0.5 \\ \frac{P_u}{P_y} \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right) & \frac{P_u}{P_y} > 0.5 \end{cases} \quad (6-1-2-10)$$

در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو می‌باشد. ($P_y = A_g F_y$)

(۳) به جای استفاده از τ_b متغیر در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضا، می‌توان مقدار τ_b را برای کلیه نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر $0.001 Y_i$ به کلیه طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای فشاری فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۱-۵-۱-۲-۱۰ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.

(۴) چنانچه در یک سیستم سازه‌ای برای تأمین پایداری آن از اعضایی با مصالح دیگری به جز فولاد استفاده شده باشد و مقررات سازه‌ای مربوط به نوع مصالح ضریب کاهش سختی کوچکتری (کاهش سختی بیشتری) را الزام کرده باشد، برای آن نوع اعضا باید ضریب کاهش سختی کوچکتر مورد استفاده قرار گیرد.

تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

۱۰-۲-۱-۵-۲ تنظیمات سختی اعضا

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

(۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیه سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیه سختی‌های تمامی اعضا (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش ۰/۸ یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = 0.8 \tau_b EI \quad (5-1-2-10)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمشی

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۶-۱-۲-۱۰

Add Notional load Cases into seismic combos: طبق آنچه که در بخش ۴-۲-۱۲- بارهای جانبی فرضی (Notional) در سازه‌های

فولادی) مشاهده کردیم در اغلب مواقع نیازی به افزودن بارهای جانبی فرضی به ترکیب بارهای لرزه‌ای نیست و می‌توانیم گزینه‌ی No را انتخاب نماییم.

Beta Factor: ضریب اصلاح مقاومت فشاری مهاربند BRB.

BetaOmega Factor: ضریب اصلاح مقاومت فشاری مهاربند BRB ضربدر ضریب کرنش سختی.

Phi(.....): ضرایب کاهش مقاومت هستند که بر اساس مبحث دهم تعیین می‌شوند. با توجه به این که مقادیر پیش‌فرض ایتبس دقیقاً مشابه مقادیر تعیین شده در مبحث دهم می‌باشد، نیازی به تغییر این ضرایب نیست و از مقادیر پیش‌فرض استفاده می‌شود.

Ignore Seismic Code: با انتخاب No برای این گزینه، کنترل ضوابط لرزه‌ای توسط نرم‌افزار انجام می‌پذیرد. در اغلب سیستم‌های سازه‌ای ضوابطی که توسط ایتبس کنترل می‌شود منطبق بر مبحث دهم بوده و بهتر است گزینه‌ی No انتخاب شود.

Ignore Special Seismic Load?: با انتخاب گزینه No، ترکیب بارهای ویژه (تشدید یافته) نیز در نظر گرفته می‌شوند. در صورتی که قصد داشته باشیم زلزله تشدید یافته را به صورت دستی کنترل کنیم، لازم است گزینه Yes را انتخاب کنیم. برای مثال زمانی که ضریب Ω_0 برای دو راستا متفاوت باشد بایستی زلزله تشدید یافته را به صورت دستی کنترل کنیم.

Is Doubler Plate Plug Welded?: آیا ورق مضاعف در چشمه‌ی اتصال تیر به ستون با جوش انگشتانه به جان ستون متصل شده است یا خیر.

HSS Welding Type: نوع جوش مورد استفاده در ساخت مقاطع قوطی یا لوله‌ای که می‌تواند جوش قوس الکتریکی (ERW) و یا جوش زیرپودری (SAW) انتخاب شود.

۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اعضای با مقطع لوله‌ای

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع لوله‌ای بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کماتش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = \frac{1}{4} F_y A_g \quad (۱۵-۶-۲-۱۰)$$

که در آن F_y بزرگترین مقدار به دست آمده از روابط زیر در نظر گرفته می‌شود؛ ولی در هر حال F_y نباید از $0.6 F_y$ بزرگتر در نظر گرفته شود.

$$F_y = \frac{1/60 E}{\sqrt{\frac{L_y}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^2}} \quad (۱۶-۶-۲-۱۰)$$

و

$$F_y = \frac{0.78 E}{\left[\frac{D}{t} \right]^2} \quad (۱۷-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

A_g = سطح مقطع کلی مقطع

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت طراحی مقطع لوله‌ای معادل 0.93 برابر ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده

با جوش قوس الکتریکی و معادل ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش زیرپودری

L_y = فاصله بین محل نیروی برشی حداکثر تا محل نیروی برشی صفر در طول عضو.

۵-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع قوطی شکل باید بر اساس الزامات بند ۱-۲-۶-۲-۱۰ با $A_g = 2ht$ تعیین شود. که در آن:

t = ضخامت طراحی جان‌های مقطع قوطی شکل مساوی 0.93 برابر ضخامت اسمی جان‌ها برای مقاطع قوطی شکل با جوش قوس الکتریکی و مساوی ضخامت اسمی جان‌ها برای مقاطع قوطی

شکل با جوش زیرپودری

h = مطابق تعریف ارائه شده در بند ۱-۲-۶-۲-۱۰. در صورت مشخص نبودن شعاع گردی در محل

اتصال جان‌ها به پال‌ها برای محاسبه h می‌توان بعد بیرونی (کلی) منهای سه برابر ضخامت پال را در محاسبات منظور نمود.

و t_w باید برابر t و نیز k_v برابر 5 در نظر گرفته شود.

Reduce HSS Thickness?: طبق بندهای فوق از مبحث دهم در صورتی که نوع جوش در مقاطع HSS در گزینه‌ی فوق جوش قوس الکتریکی (ERW) انتخاب شده و در این گزینه Yes انتخاب شود ضخامت جان مقطع HSS در 0.93 ضرب می‌شود.

Consider Deflection?: لزوم کنترل خیز با انتخاب Yes یا No. با انتخاب Yes ضرایبی از طول عضو که تحت بارگذاری‌های مختلف لازم است چک شود سوال می‌شود. توجه شود در کنترل خیز نیازی به اعمال کاهش سختی نمی‌باشد.

Limit, L/.....: ضرایبی از طول عضو که لازم است تحت بارگذاری‌های مختلف به آن محدود شود. انتخاب عدد صفر به معنی عدم در نظرگیری خیز تحت بار به خصوص می‌باشد.

30	Consider Deflection?	Yes
31	DL Limit, L /	120
32	Super DL+LL Limit, L /	120
33	Live Load Limit, L /	360
34	Total Limit, L /	240
35	Total-Camber Limit, L /	240

Item Description
Deflection limitation for dead load. Inputting 120 means that the limit is L/120. Inputting zero is special, since it means no check has to be made for this item.

۲-۱۰-۲-۱۰ تغییر شکل‌ها

تیرها و شاه‌تیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییر مکان آنها در اثر ترکیبات بارگذاری متناسب با ضوابط سرویس‌دهی، طرح و محاسبه شوند. به هر حال تغییر شکل اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره‌برداری، باید به اندازه‌ای باشد که به سرویس‌دهی سازه لطمه‌ای وارد نشود.

تیرها و شاه‌تیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییر شکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده از $\frac{1}{33}$ طول دهانه و تغییر شکل حداکثر ناشی از بار زنده از $\frac{1}{33}$ طول دهانه بیشتر نشود.

در صورتی که در تیرهای مختلط برشگیردار، در هنگام بتن ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، کنترل تغییر شکل تیر مختلط باید شامل مراحل زیر باشد.

گام ۱. ابتدا بار ناشی از وزن تیر فولادی، دال بتنی و بار ناشی از قالب بندی بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تغییر شکل تیر محاسبه می‌گردد.

گام ۲. سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال بتنی وارد می‌شوند نظیر وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تغییر شکل تیر مختلط محاسبه می‌گردد.

مجموع تغییر شکل‌های محاسبه شده در گام‌های ۱ و ۲ نباید از $\frac{1}{33}$ طول دهانه بیشتر شود. همچنین، در اعضای مختلط، تغییر شکل‌های اضافی در اثر خزش و افت بتن باید به نحو موثری در محاسبه تغییر شکل‌ها در نظر گرفته شود.

Pattern Live Load Factor: از این ضریب برای در نظر گرفتن اثر بدترین شرایط بارگذاری (برای مثال بارگذاری شطرنجی) در تیرهای

پیوسته استفاده می‌شود. بهتر است این ضریب در مقدار پیش‌فرض یعنی 0.75 باقی بماند.

<https://wiki.csiamerica.com>

Pattern live-load factor

Created by Ondrej, last modified on Mar 27, 2019

The **pattern live-load factor** (Plf) is intended to account for variability in the live-load arrangement on a structure. Since live-load pattern is not automated, Plf approximates its design effect.

When nonzero Plf is assigned to a frame object, positive design moments are calculated assuming a simply supported condition under live-load application. While this does affect design moments, analysis moments are not affected. Plf enables users to specify the live-load percentage applied to a frame object for which no continuity is assumed. Negative moments are then redistributed in a manner similar to that of moment redistribution from yielding. As a result, positive midspan-moment values increase. Zero Plf may be specified to avoid moment redistribution.

Pattern live-load factors may be assigned to individual elements using the Design > Steel Frame Design or Concrete Frame Design > View/Revise Preferences command, as shown in Figure 1:

Example

The maximum positive midspan design moment induced by uniform dead- and live-load application would be calculated as follows:

$$M_{pos\ MAX} = f1 \cdot M_{DL} + \frac{f2 \cdot Plf \cdot (LL \cdot l^2)}{8}$$

where:

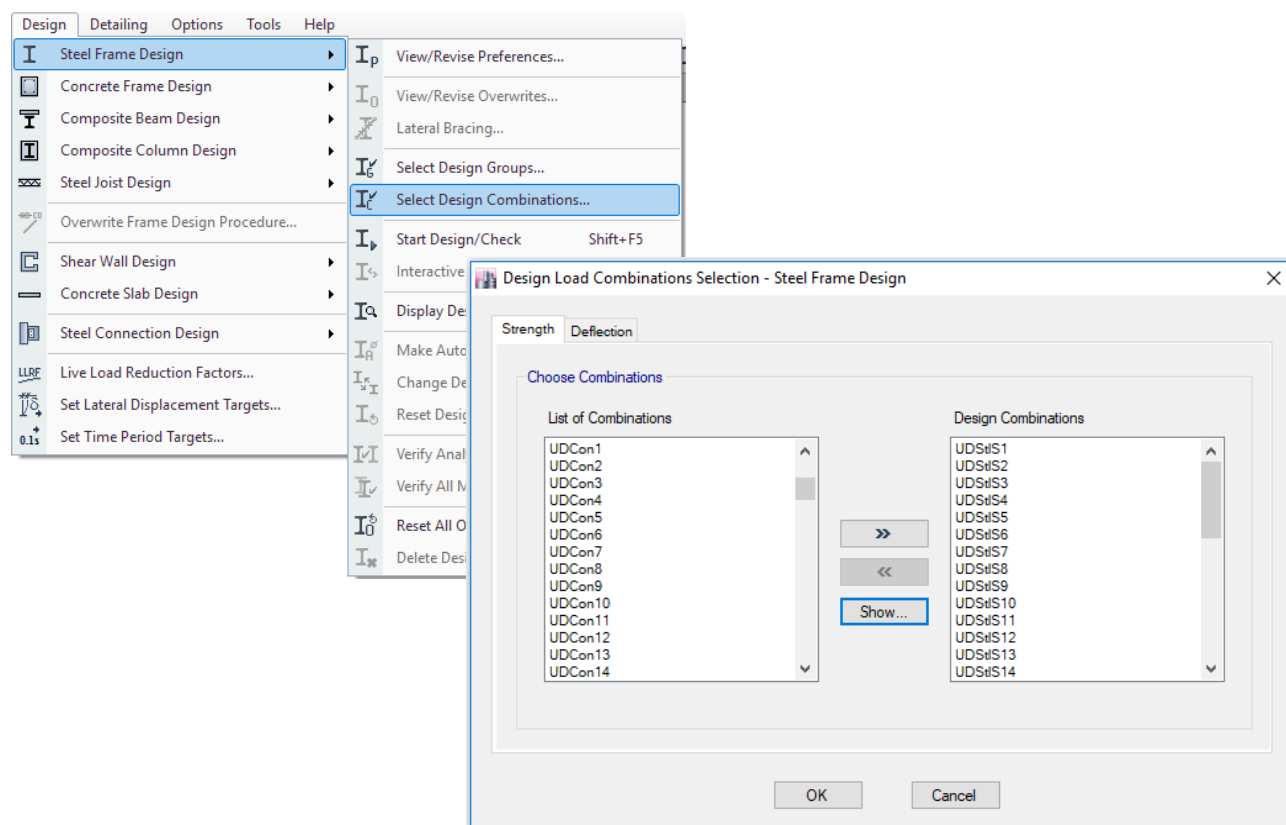
- **f1** = code-based dead-load factor (1.2)
- **f2** = code-based live-load factor (1.6)
- **Plf** = Pattern live-load factor (0.75) specified in SAP2000 or ETABS
- **l** = element length
- **LL** = distributed live load (force/length)
- **M_{DL}** = positive dead-load moment with actual boundary conditions due to dead load only
- **M_{pos MAX}** - maximum positive midspan design moment assuming a simply-supported condition with no continuity for live load

Given point loading, **M_{pos MAX}** would be calculated similarly as for uniform loading, in which a simply supported condition is assumed and the live-load factors specified are applied.

Demand/Capacity Ratio Limit: نسبت تقاضا به ظرفیت مورد قبول در طراحی. معمولاً نسبت 1.03 توسط طراحان مورد قبول قرار می‌گیرد.

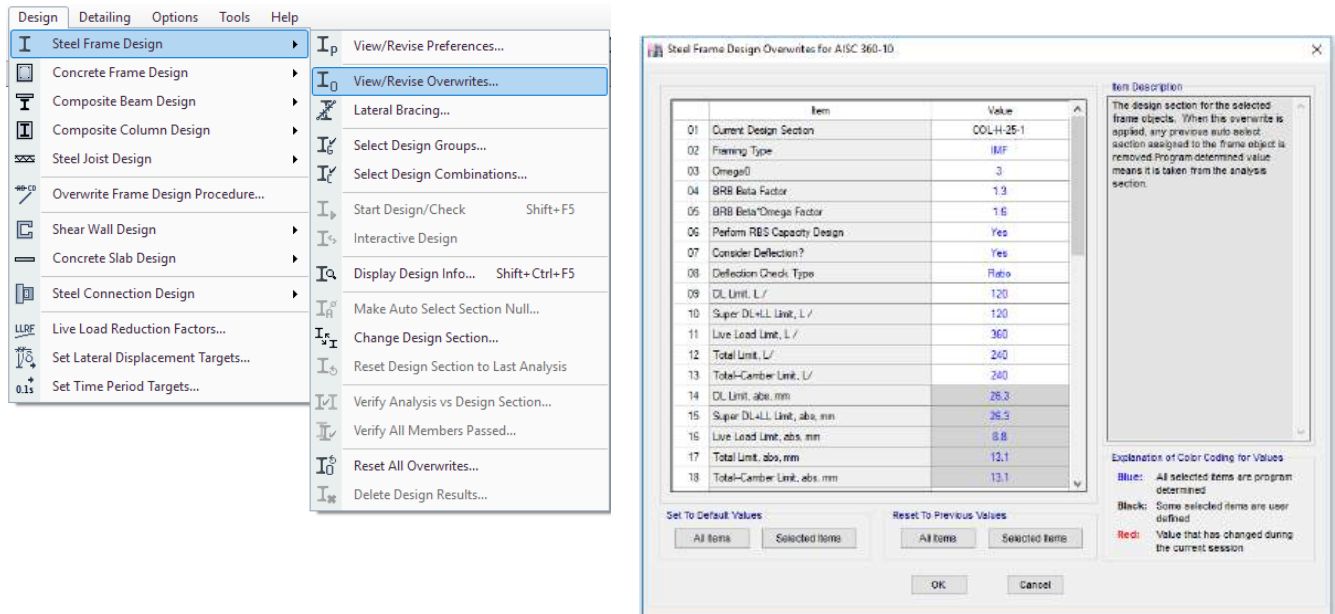
Maximum Number of Auto Iteration: حداکثر تعداد تکرارهای خودکار برای تعیین مقاطع بهینه در صورت استفاده از لیست Auto Select

ترکیب‌بازهای طراحی به صورت زیر تعیین می‌گردد:



۱۰-۲- تغییر تنظیمات طراحی اعضا

برای تغییر تنظیمات طراحی اعضا پس از انتخاب اعضای مورد نظر از گزینه‌ی View/Revise Overwrites استفاده می‌کنیم. با استفاده از این گزینه تنظیماتی که در بخش قبل در قسمت View/Revise Preferences برای کل سازه انجام شد را می‌توان برای اعضای دلخواه تغییر داد.



اغلب تنظیمات موجود که در قسمت View/Revise Preferences در اینجا قابل تغییر است:

Current Design Section: مقطع طراحی عضو انتخاب شده.

Framing Type: همانگونه که ذکر گردید در صورتی که در سازه از دو سیستم مختلف استفاده شده باشد، برای مثال سیستم سازه‌ای در راستای X متفاوت از سیستم سازه‌ای در راستای Y باشد، می‌توان اعضای درگیر در سیستم باربر جانبی راستای دیگر را انتخاب و سیستم سازه‌ای متفاوتی به آنها اختصاص داد تا ضوابط لرزهای مرتبط توسط نرم‌افزار کنترل گردد.

Omega0: مشابه قبل.

BRB Beta Factor: مشابه قبل.

BRB Beta*Omega Factor: مشابه قبل.

<https://wiki.csiamerica.com>

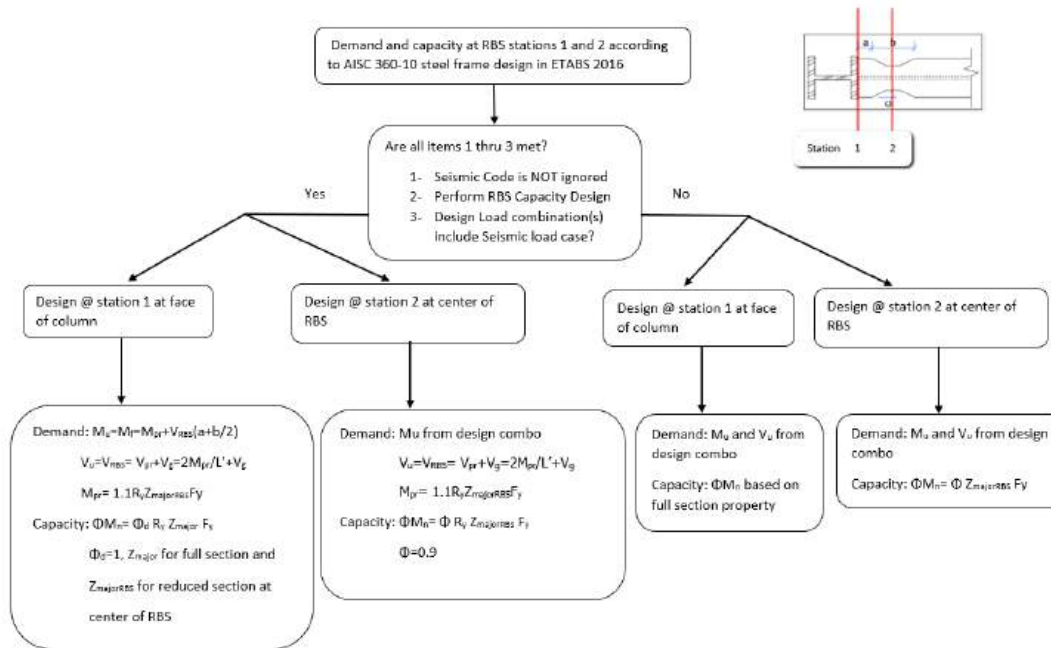
AISC 360-10 steel frame design at RBS stations

Created by Mohamed Ali-Ahmad, last modified on Aug 29, 2016

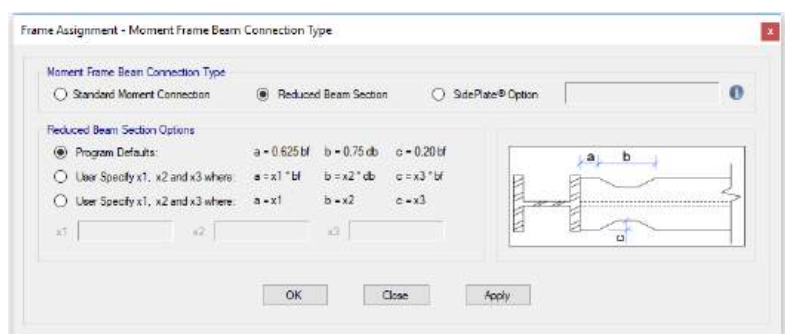
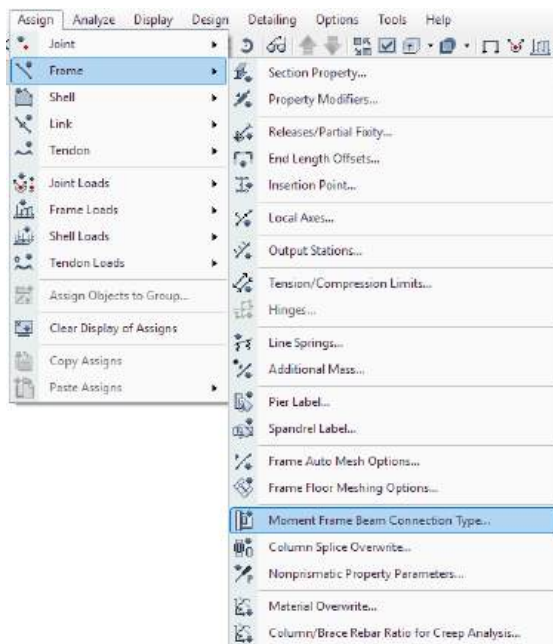
Question: How does ETABS perform capacity design per AISC 360-10 for steel beams assigned with Reduced Beam Section (RBS)?

Response: ETABS 2016 RBS capacity design, as explained in greater detail in flowchart below, conforms to the requirement of AISC 341-10 when AISC 360-10 steel frame design code is selected. RBS capacity design is performed for beams assigned with RBS and when all conditions given below are met:

- 1- Ignore Seismic Code? is "No" in Steel Frame Design Preferences. This is the default option.
- 2- Perform RBS Capacity Design is "Yes" in steel frame design overwrites. This is the default option.
- 3- At least one load combination including seismic load case(s) is chosen as a design combination via Design > Steel Frame Design > Select Design Combination
- 4- For design stations located at either face of column or center of RBS



چهارچوب فوق برای تیرهایی کاربردی دارد که به طریق زیر مقطع کاهش یافته (RBS) برای آنها تعریف شده باشد.



Consider Deflection?: لزوم کنترل خیز با انتخاب Yes یا No. با انتخاب Yes ضرایبی از طول عضو که تحت بارگذاری‌های مختلف لازم

است چک شود سوال می‌شود.

Deflection Check Type: در حالت تنظیم پارامترهای طراحی برای اعضا این امکان وجود دارد که خیز تیر به جای کنترل بر اساس نسبتی

از طول تیر (Ratio) به صورت مطلق (Absolute) بررسی شود. با انتخاب حالت Absolute، ۵ پارامتر ورودی نسبت‌های خیز تحت بارهای

مختلف غیرفعال شده و ۵ پارامتر مطلق فعال می‌گردد.

Specified Camber: مقدار مطلق پیش‌خیز اعمال شده به عضو. با توجه به اینکه این مقدار اصولاً برای هر عضو متفاوت است مقدار

آن در قسمت View/Revise Preferences قابل تنظیم نیست و در صورت وجود پیش‌خیز باید برای هر عضو به صورت جداگانه وارد شود.

در سازه‌های فولادی با طول دهانه متعارف معمولاً از پیش‌خیز استفاده نمی‌شود و این گزینه می‌تواند در مقدار پیش‌فرض صفر باقی

بماند.

Net Area to Total Area Ratio: تعیین نسبت سطح مقطع خالص به سطح مقطع کل در اعضای کششی. در صورت استفاده از اتصالات

پیچی سطح مقطع خالص کمتر از سطح مقطع کل خواهد بود و لازم است این نسبت تعیین شود.

Live Load Reduction Factor: ضریب کاهش بار زنده به صورت اتوماتیک توسط ایتبس محاسبه می‌شود و نیازی به تغییر آنها نیست.

Unbraced Length Ratio (major): ضریب طول مهار نشده‌ی عضو در مقابل کمانش کلی عضو حول محور قوی است. این نسبت به صورت اتوماتیک توسط ایتبس محاسبه می‌شود و در صورتی که قبلاً تغییر داده باشیم با وارد کردن مقدار صفر در واقع از ایتبس می‌خواهیم مجدداً این مقدار را محاسبه کند. در ستون‌ها در صورتی که مهار جانبی در میانه‌ی ستون وجود نداشته باشد (که معمولاً وجود ندارد) این مقدار نزدیک به یک یعنی طول کلی عضو (فاصله‌ی خالص از بالای تیر پایین تا زیر تیر بالا) خواهد بود. در تیرها نیز مهارهای جانبی تعبیه شده در راستای کمانش حول محور ضعیف عمل می‌کنند و لذا باید برابر طول خالص عضو و عددی نزدیک به یک که توسط خود ایتبس محاسبه می‌شود قرار داده شود.

The unbraced length: The unbraced length is really the unsupported length between braces. If there is no intermediate brace in the member, the unbraced length is typically calculated automatically by the program from the top of the flange of the beam framing the column at bottom to the bottom of the flange of the beam framing the column at the top. The automatically calculated length factor typically becomes less than 1. If there are intermediate bracing points, the user should overwrite the unbraced length factor in the program. The user should choose the critical (larger) one.

Etabs Documentation

Unbraced Length Ratio (minor): ضریب طول مهار نشده‌ی عضو در مقابل کمانش کلی عضو حول محور ضعیف است. این نسبت نیز به صورت اتوماتیک توسط ایتبس محاسبه می‌شود. در ستون‌ها در صورتی که مهار جانبی در میانه‌ی ستون وجود نداشته باشد (که معمولاً وجود ندارد) این مقدار نزدیک به یک یعنی طول کلی عضو (فاصله‌ی خالص از بالای تیر پایین تا زیر تیر بالا) خواهد بود. در تیرها اگر مهارهایی داشته باشیم که در مقابل کمانش کلی عضو حول محور ضعیف مقابله می‌کنند (یعنی هر دو بال مهار شده باشند)، می‌توان فاصله این مهارها را به صورت نسبتی از طول کلی عضو وارد کرد. در صورت عدم وجود مهار جانبی، عددی نزدیک به یک که توسط خود ایتبس محاسبه می‌شود باید قرار داده شود.

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی - پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییر مکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.06 R_y F_y Z_b / h_o$$

$$(10-3-6-1)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر $0.17 I_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $0.086 I_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن I_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

Etabs Documentation:

4.9 Member Design

This section describes the special requirements for designing a member. The section has been divided into subsections for each framing type.

4.9.1 Ordinary Moment Frames (OMF)

For this framing system, the following additional requirement is checked and reported (AISC SEISMIC E1).

- In columns, the axial compressive and tensile strengths are checked in absence of any applied moment and shear for the *special seismic load combinations* as described previously in the "Special Check for Column" section of this manual (AISC SEISMIC B2, D1.4a(2)).

4.9.2 Intermediate Moment Frames (IMF)

For this framing system, the following additional requirements are checked and reported (AISC SEISMIC E2).

- In columns, the axial compressive and tensile strengths are checked in absence of any applied moment and shear for the *special seismic load combinations* as described previously in the "Special Check for Column" section of this manual (AISC SEISMIC B2, D1.4a(2)).
- All beams and columns are checked to be Seismically Compact for moderately ductile members (AISC SEISMIC E2.5a, D1.1 Table D1.1, AISC Table B4.1). The limits of the width-thickness ratio, λ_{mf} , have been presented in this manual in Table 4-1. If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.
- The program checks the laterally unbraced length of beams between lateral braces not to exceed the limiting value $0.17(E/F_y) r_y$ consistent with moderately ductile steel beams (AISC SEISMIC E2.4a, D1.2a(a)(3)). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

4.9.3 Special Moment Frames (SMF)

For this framing system, the following additional requirements are checked or reported (AISC SEISMIC E3).

- In columns, the axial compressive and tensile strengths are checked in absence of any applied moment and shear for the *special seismic load combinations* as described previously in the "Special Check for Column" section of this manual (AISC SEISMIC B2, D1.4a(2)).
- All beams and columns are required to be Seismically Compact for highly ductile members (AISC SEISMIC E3.5a, D1.1, Table D1.1). The limits of the width-thickness ratio, λ_{wd} , has been presented in this manual in Table 4-1. If these criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier under the "Classification of Sections for Local Buckling" section. If these criteria are not satisfied, the program issues an error message.

- The program checks the slenderness ratio, L/r , for columns to be less than 60 (AISC SEISMIC E3.4c(2)(2)). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.
- The program checks the laterally unsupported length of beams not to exceed $0.086(E/F_y)r_y$ consistent with highly ductile steel beams (AISC SEISMIC E3.4b, D1.2b). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

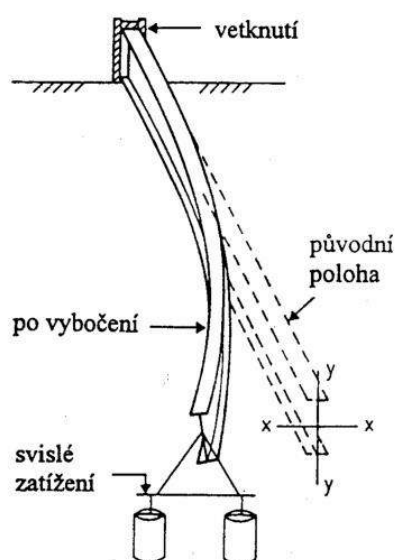
AISC360-10 Appendix 6:

6.3. BEAM BRACING

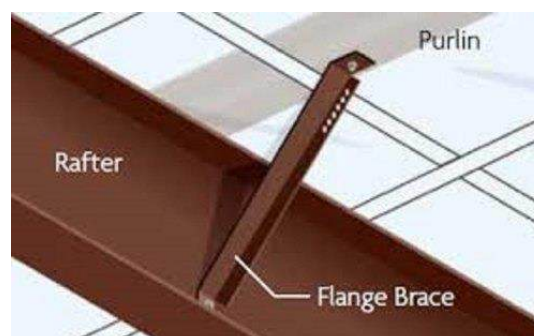
Beam bracing must control twist of the section, but need not prevent lateral displacement. Both lateral bracing, such as a steel joists attached to the compression flange of a simply supported beam, and torsional bracing, such as a cross-frame or diaphragm between adjacent girders, can be used to control twist. Note, however, that lateral bracing systems that are attached only near the beam centroid are generally ineffective in controlling twist.

For beams subject to reverse-curvature bending, an unbraced inflection point cannot be considered a braced point because twist can occur at that point (Ziemian, 2010). If bracing is needed, lateral bracing provided near an inflection point must be attached to both flanges to prevent twist; alternatively, torsional bracing can be provided. A lateral brace on one flange near the inflection point is ineffective.

Unbraced Length Ratio (LTB): ضریب طول مهار نشده‌ی عضو در مقابل کمانش پیچشی جانبی است و مقاومت خمشی اعضا بر این اساس تعیین می‌شود. این نسبت نیز به صورت اتوماتیک توسط ایتبس محاسبه می‌شود. در ستون‌ها در صورتی که مهار جانبی در میانه‌ی ستون وجود نداشته باشد (که معمولاً وجود ندارد) این مقدار نزدیک به یک یعنی طول کلی عضو (فاصله‌ی خالص از بالای تیر پایین تا زیر تیر بالا) خواهد بود. در تیرها اگر مهارهایی داشته باشیم که در مقابل کمانش بال فشاری عضو مقابله می‌کنند می‌توان فاصله این مهارها را به صورت نسبتی از طول کلی عضو وارد کرد. در صورت عدم وجود مهار جانبی، عددی نزدیک به یک که توسط خود ایتبس محاسبه می‌شود باید قرار داده شود.



این نسبت پیچشی جانبی به صورت گاهی در اثر اثرات کشش فشاری در بال و بواسطه‌ی خمش بال از یک طرف و خمش جانبی در بواسطه‌ی نگهداری شدن آن به طور جانبی و نیز عرضش در می باشد.



۵-۲-۱۰ الزامات طراحی اعضا برای خمش

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_u = M_p = F_y Z_x \quad (3-5-2-10)$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی

ب-۱) اگر $L_b \leq L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی-جانبی نمی‌باشد.ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_u = C_b [M_p - (M_p - \sqrt{F_y S_x}) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}] \leq M_p \quad (4-5-2-10)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$

$$M_u = F_y S_x \leq M_p \quad (5-5-2-10)$$

L_b = فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است که در این بخش برای اختصار و سادگی به عنوان فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نامگذاری می‌شود.

برای تیرهای دوسر مفصل ناحیه‌ی فشاری تیر در تمام طول تیر بال بالایی می‌باشد. لذا اگر بال بالایی متصل به دیافراگم کف باشد می‌توان برای طول LTB از عددی نزدیک صفر مانند 0.1 یا 0.01 وارد نمود. همانگونه که در متن نقل شده از AISC360-10 Appendix 6 اشاره شده است، نقطه‌ی عطف به عنوان مهار جانبی عمل نمی‌کند و در تیرهای دوسرگیردار که مهار جانبی ندارند نمی‌توان مقداری کمتر از ۱ استفاده نمود.

Effective Length Factor (K.....): ضریب طول موثر. با توجه به اینکه از روش تحلیل مستقیم (Direct Analysis) استفاده می‌شود، این ضرایب در نرم‌افزار یک لحاظ می‌شود حتی اگر ضریب دیگری وارد شود.

Moment Coefficient (Cm): ضرایب مورد استفاده در تعیین ضریب B1 طبق پیوست دوم مبحث دهم. نیازی به تغییر آنها نیست.

Bending Coefficient (Cb): ضریب اصلاح کمانش پیچشی جانبی طبق بند ۱۰-۲-۵-۳- مبحث دهم. توسط ایتبس به درستی محاسبه می‌شود و نیازی به تغییر آن نیست مگر در مورد زیر:

C_b should be taken as 1.0 for cantilevers. However, the program is unable to detect whether the member is a cantilever. **The user should overwrite C_b for cantilevers.** The program also defaults C_b to 1.0 if the minor unbraced length, l_{22} , is redefined to be more than the length of the member by the user or the program, i.e., if the unbraced length is longer than the member length. The Overwrites can be used to change the value of C_b for any member.

:Etabs Documentation

NonSway Moment Factor (B1): ضریب B1 برای در نظرگیری آثار P-δ. طبق آنچه که در بخش View/Revise Preferences ذکر گردید ضریب B1 توسط نرم‌افزار به درستی محاسبه می‌شود و نیازی به تغییر آن نیست.

Sway Moment Factor (B2): ضریب B2 برای در نظرگیری آثار P-Δ. طبق آنچه که در بخش View/Revise Preferences ذکر گردید ضریب B2 با این فرض که تحلیل P-Δ انجام می‌پذیرد همواره برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود و نیازی به تغییر آن نیست.

Reduce HSS Thickness?: مشابه قبل.

HSS Welding Type: مشابه قبل.

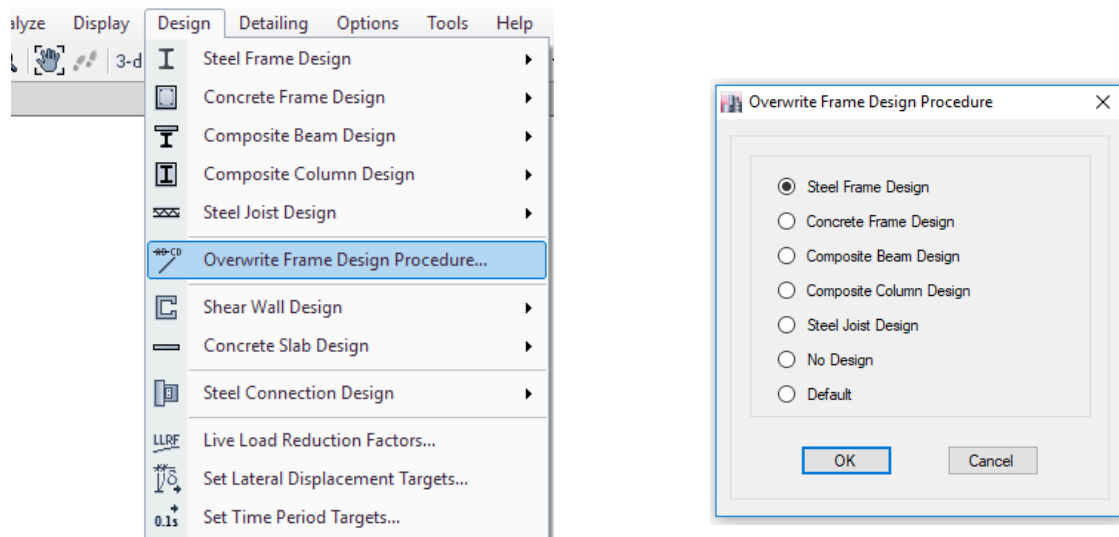
38	HSS Welding Type	ERW
39	Yield stress, F_y , kgf/mm ²	0
40	Expected to specified F_y ratio, R_y	1
41	Compressive Capacity, P_{nc} , tonf	0
42	Tensile Capacity, P_{nt} , tonf	0
43	Major Bending Capacity, M_{n3} , tonf-m	0
44	Minor Bending Capacity, M_{n2} , tonf-m	0
45	Major Shear Capacity, V_{n2} , tonf	0
46	Minor Shear Capacity, V_{n3} , tonf	0
47	Demand/Capacity Ratio Limit	1.03

Yield Stress, F_y : این مورد و چند مورد بعدی در خصوص مقاومت اعضا با اختصاص پارامترهای مناسب در تعریف مصالح و مقاطع به درستی توسط ایتبس محاسبه می‌شوند و نیازی به تغییر آنها در این قسمت نیست. مقدار صفر نشانگر محاسبه‌ی این مقادیر توسط ایتبس است.

Demand/Capacity Ratio Limit: مشابه قبل.

۱۰-۳- انجام طراحی

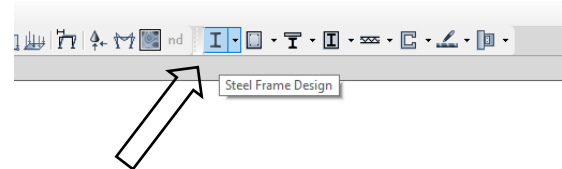
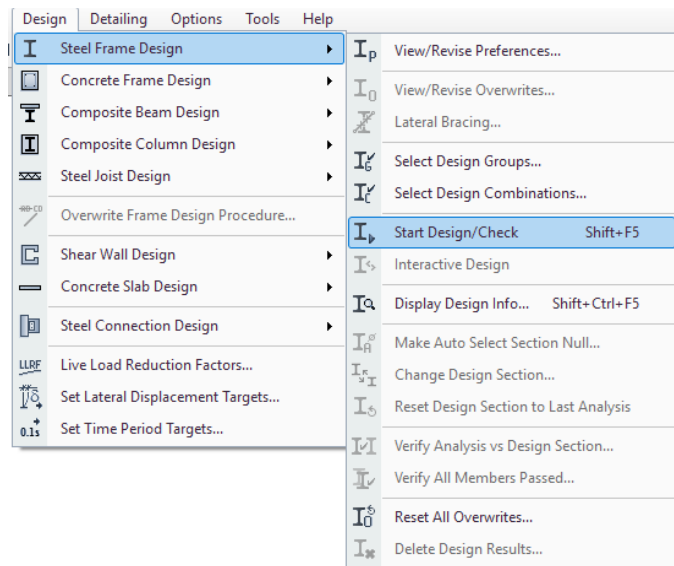
نوع طراحی اعضا را می‌توان به صورت زیر تغییر داد. البته عموماً نیازی به تغییر آن نیست و توسط نرم‌افزار بر اساس نوع مقطع اختصاص داده شده به درستی تعیین می‌شود، مگر در شرایطی که قصد طراحی مقطع به صورت کامپوزیت داشته باشیم. برای این منظور پس از انتخاب اعضای مد نظر نوع طراحی آنها را تعیین می‌کنیم.



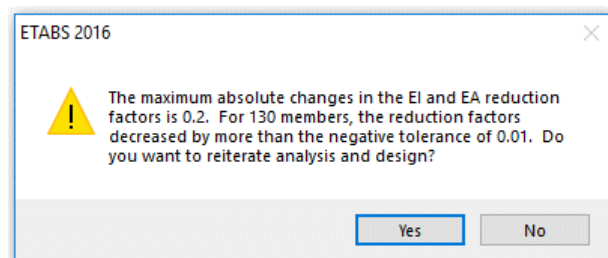
همچنین نوع طراحی فعلی هر عضو را می‌توان با راست کلیک کردن بر روی آن و انتخاب بخش Design مشاهده نمود.



پس از انجام تنظیمات فوق و انجام تحلیل سازه، با انتخاب گزینه‌ی Start Design/Check می‌توان به طراحی سازه پرداخت. در صورتی که اعضای خاصی انتخاب شده باشد طراحی محدود به آن اعضا خواهد بود. اما در صورتی که عضوی انتخاب نشده باشد تمام اعضای فولادی مورد طراحی قرار خواهند گرفت.

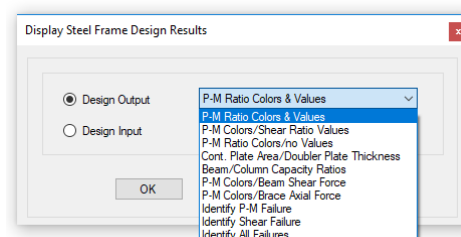
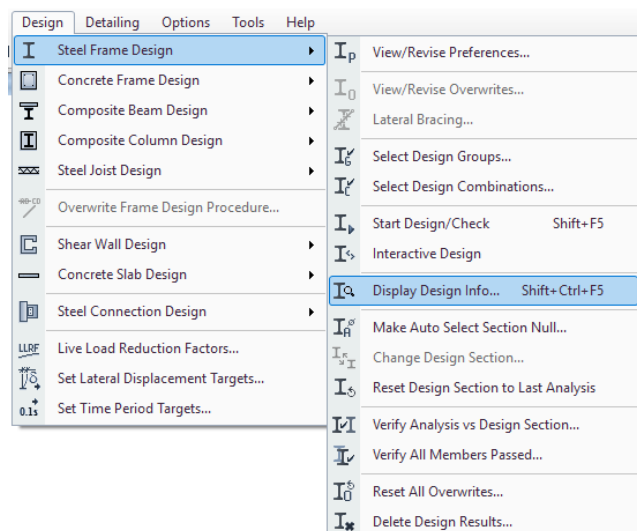


پس از انجام مرحله‌ی ابتدایی طراحی، با توجه به استفاده از روش Tau-b Variable، سختی اعضا مورد تغییر قرار می‌گیرد و لازم است تحلیل سازه نیز بر اساس سختی‌های جدید انجام شود. لذا پس از انجام طراحی پیغام زیر ظاهر خواهد شد و با انتخاب گزینه‌ی Yes تحلیل و طراحی مجدداً انجام خواهد پذیرفت. تا زمانی که تنظیمات طراحی تغییر نیابد دیگر نیازی به تکرار تحلیل نخواهد بود و این پیغام ظاهر نمی‌گردد.



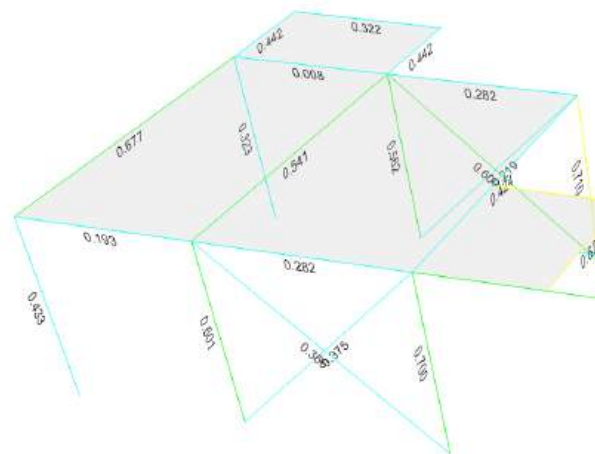
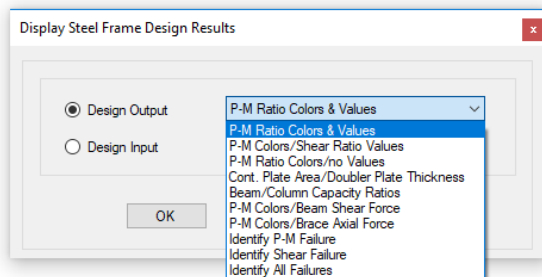
۱۰-۴- مشاهده نتایج طراحی

برای مشاهده‌ی نتایج طراحی از گزینه‌ی Display Design Info استفاده می‌شود.



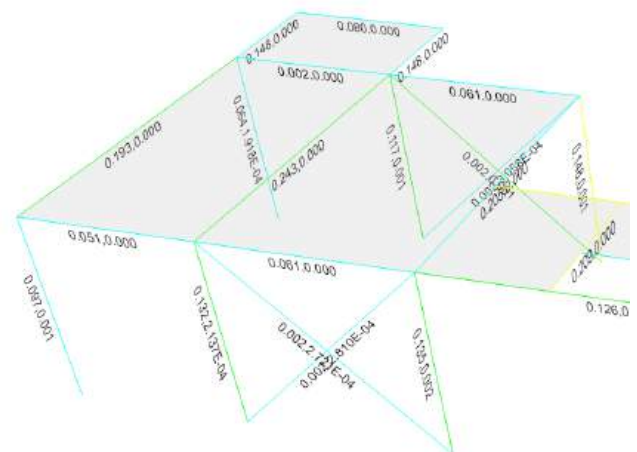
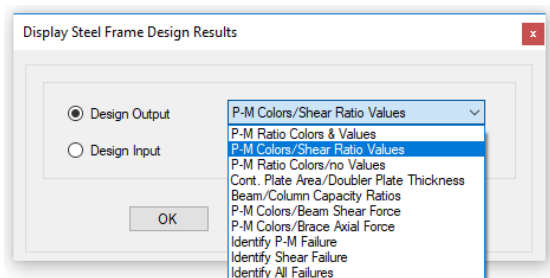
۱۰-۴-۱- نسبت تقاضا به ظرفیت اعضا

نسبت تقاضا به ظرفیت اندرکنش فشار و خمش در اعضا با انتخاب گزینه‌ی P-M Ratio Colors & Values نمایش داده می‌شود.



۱۰-۴-۲- نسبت تقاضا به ظرفیت برشی اعضا

نسبت تقاضا به ظرفیت برشی در اعضا با انتخاب گزینه‌ی P-M Colors/Shear Ratio Values نمایش داده می‌شود. در این حالت دو عدد نشان داده شده برای هر عضو مقدار نسبت تقاضا به ظرفیت برشی در دو راستا برای عضو می‌باشد.



۱۰-۴-۳- کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای قاب‌های خمشی ویژه، محدودیتی برای حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها در نظر می‌گیرد که به ضابطه‌ی تیر ضعیف-ستون قوی مشهور است. این ضابطه برای اطمینان از تشکیل مفصل در تیرها قبل از ستون‌ها تعیین شده است.

۱۰-۳-۹- نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1/0 \quad (10-3-9)$$

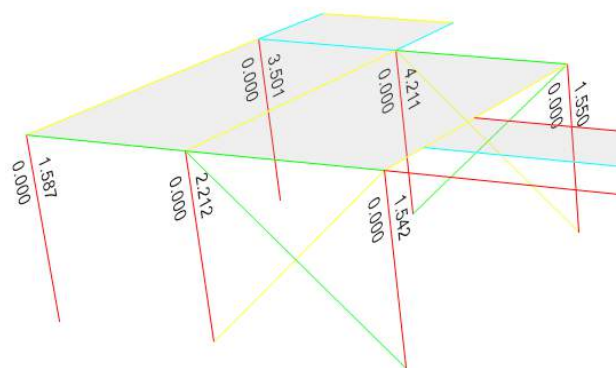
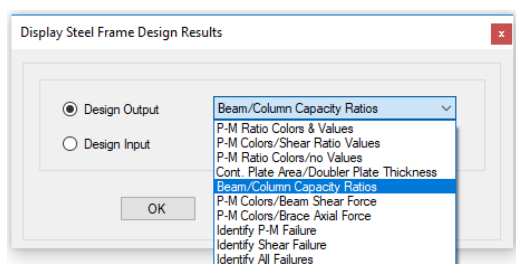
که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (10-3-9)$$

$\sum M_{pb}^*$ = مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضربیداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pb} = C_{pr} R_{yb} M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸).

با انتخاب گزینه‌ی Beam/Column Capacity Ratios نسبت مقاومت خمشی تیر به ستون در اتصالات نمایش داده می‌شود. دو عدد نشان داده شده در کنار هر اتصال نسبت فوق در دو راستای مجزا می‌باشند. در ورژن فعلی ایتبس این کنترل تنها برای ستون‌های I شکل انجام می‌پذیرد و برای سایر مقاطع بایستی به صورت دستی کنترل شود.



سایر موارد نمایش نتایج طراحی در فصول آینده در خصوص طراحی سیستم‌های مختلف سازه‌های فولادی بررسی خواهند گردید.

۱۰-۴-۴- طراحی اتصال گیردار تیر به ستون

در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط برش طراحی اتصال (V_u) به صورت زیر تعیین می‌گردد:

۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون

کلیه اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی متوسط که نیروهای جانبی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییر شکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.02 رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کار رفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایشات توصیه شده توسط مراجع معتبر تایید شوند. در صورت عدم دسترسی به آزمایشات فوق استفاده از اتصالات از پیش تایید شده ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۱۳ بلامانع می‌باشد.

ب) اتصال تیر به ستون باید به‌گونه‌ای طراحی شود که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک را در داخل تیر فراهم نماید. انجام این امر می‌تواند از طریق ضعیف کردن مقطع تیر در فاصله‌ای محدود از بر ستون صورت گیرد. روش‌های دیگر برای دستیابی به‌منظور فوق در اتصالات از پیش تایید شده بخش ۱۰-۳-۱۳ ارائه شده است.

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب‌داری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱). که در آن، C_{pr} و R_y مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۸-۲ می‌باشد.

در روابط فوق:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

M_{po} = لنگر پلاستیک مقطع تیرهای با مقطع کاهش‌یافته در ابتدا و انتهای تیر

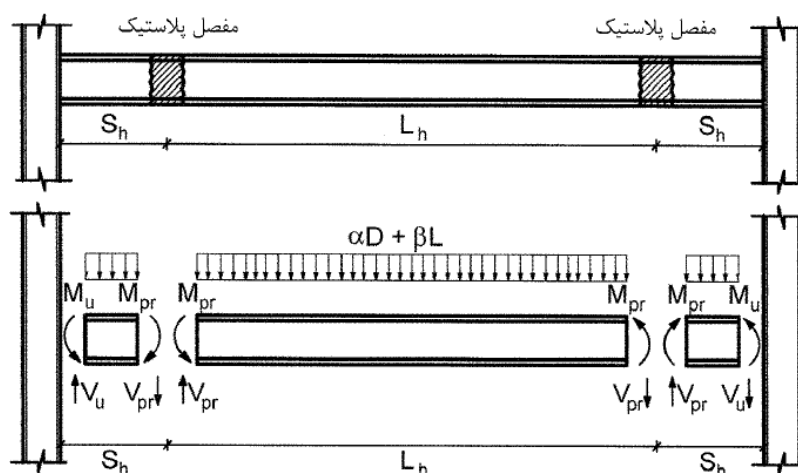
C_{pr} = ضریبی است که دربرگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات

موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبه حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل

اتصال به‌کار گرفته می‌شود. به‌جز در موردی که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای عدد خاصی

پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطه زیر تعیین شود

$$1/1 \leq C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \leq 1/2 \quad (10-3-8-1)$$



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی

مقدار V_{pr} را می‌توان به صورت زیر از نرم‌افزار ایتبس استخراج نمود:

Etabs Documentation:

4.10.4 Evaluation of Beam Connection Shears

- For IMF, the beam connection shear is taken as the maximum of the two values: (a) maximum shear from the load combinations and (b) maximum shear based on beam moment capacity of the beam (AISC SEISMIC E2.6d).

The maximum shear from the load combinations is determined from all of the regular load combinations and also from the *amplified seismic load combinations* (AISC SEISMIC E2.6d). For LRFD or ASD provisions, appropriate load combinations are considered. The load combination for amplified seismic load combinations are also described previously in the "Design Loading Combinations" section.

The maximum shear based on beam moment capacity is calculated for any load combination involving seismic load by replacing the seismic effect on shear force with the capacity shear as follows:

$$V_u = \frac{CM_{pb}}{L_h} + V_{DL} + V_{LL} \quad (\text{LRFD}), \quad (\text{AISC SEISMIC E2.6d, ASCE 2.3.2-5})$$

V = Shear force corresponding to END I or END J of beam

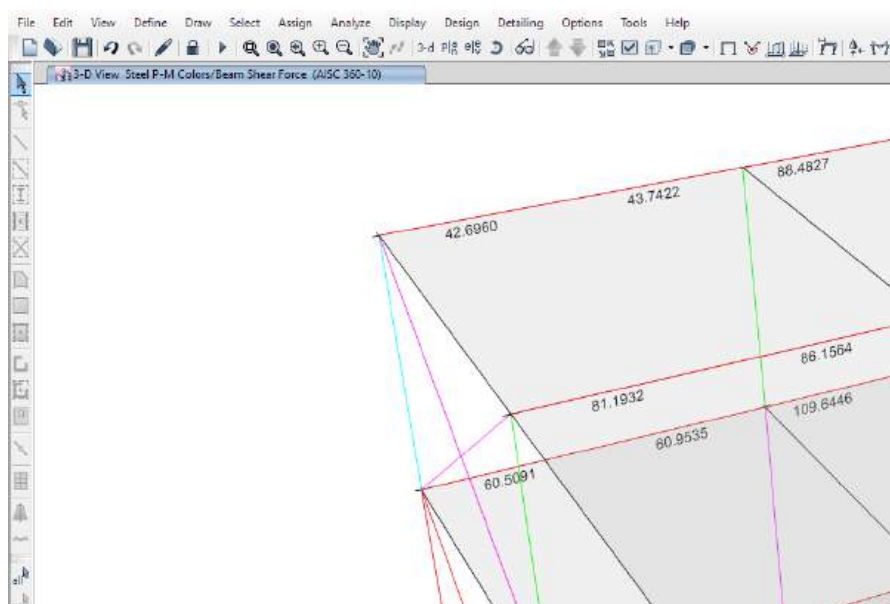
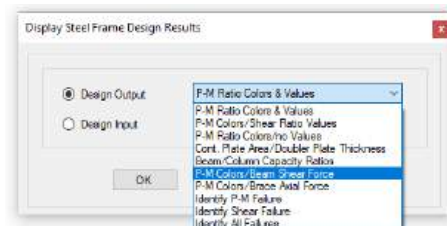
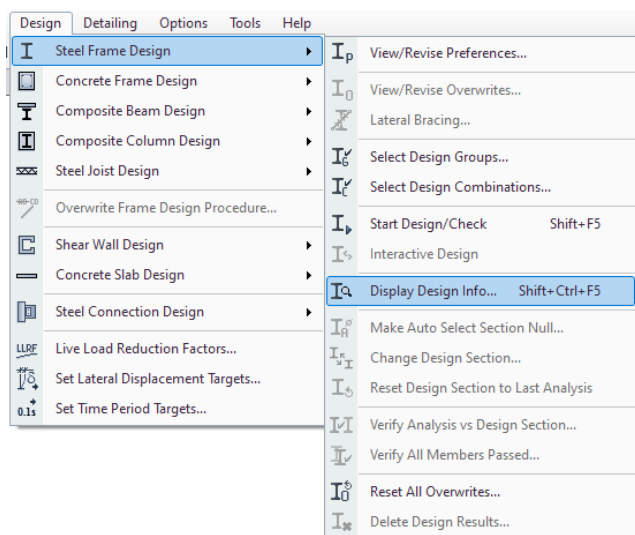
C = 0 if beam ends are pinned, or for cantilever beam
= 1 if one end of the beam is pinned
= 2 if no ends of the beam are pinned

M_{pb} = Plastic moment capacity of beam = $1.1 R_y M_p$

L_h = Clear length of the beam

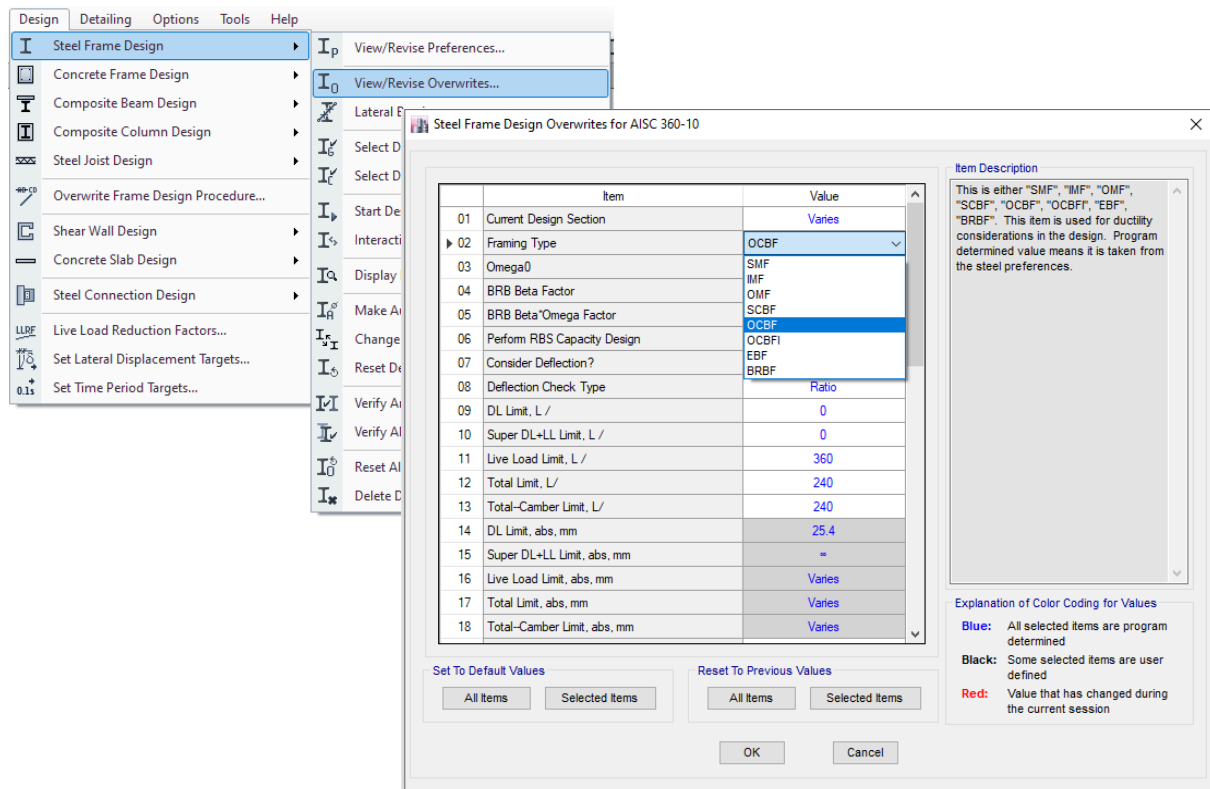
V_{DL} = Absolute maximum of the calculated beam shears at the corresponding beam ends from the factored dead load only

V_{LL} = Absolute maximum of the calculated beam shears at the corresponding beam ends from the factored live load only

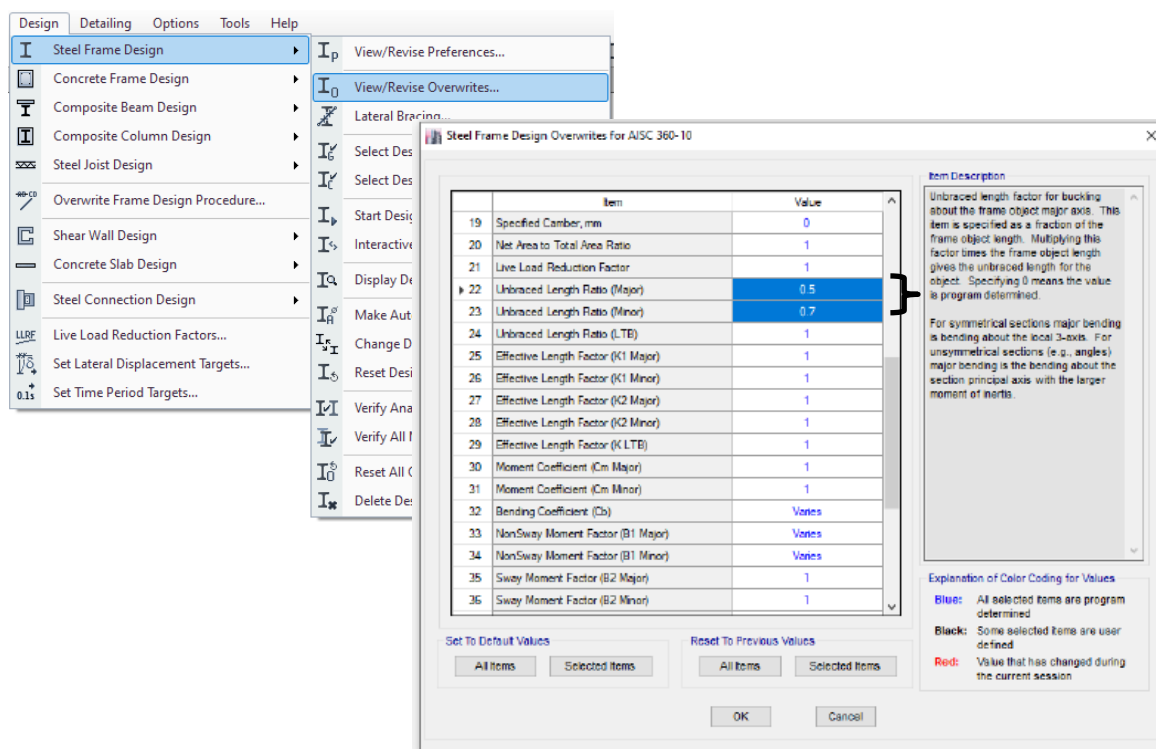


۱۰-۴-۵- طراحی مهاربند همگرای معمولی

برای طراحی مهاربند همگرای معمولی (OCBF) لازم است در ابتدا مهاربندها و ستون‌ها و تیرهای متصل انتخاب و نوع سیستم آنها به صورت زیر OCBF انتخاب شود.



با توجه به اینکه مهاربند ضربدری در محل تقاطع متصل می‌باشند معمولاً به صورت زیر از ضریب ۵/۰ برای ضریب طول مهار نشده‌ی عضو در راستا داخل صفحه و ضریب ۷/۰ برای راستای خارج صفحه استفاده می‌شود.



با تنظیمات فوق ایتبس به درستی مهاربند همگرای معمولی را طراحی می‌کند و نیاز به کنترل دیگری وجود ندارد.

۱۰-۳-۱۰ الزامات تکمیلی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی

قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آن‌ها، تحت اثر زلزله طرح می‌رود. در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های دارای دهانه‌های مهاربندی علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱-۱۰ و ۲-۱۰ و نیز الزامات لرزه‌ای بخش‌های ۲-۳-۱۰ تا ۶-۳-۱۰ باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

۱۰-۳-۱۰ الزامات عمومی

الف) پیکربندی مهاربندی‌های مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۸ و ۷ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل K در این نوع قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.

ب) در این نوع قاب‌ها نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندی‌های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها طراحی شوند. طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی به صورت کششی تنها نیز مجاز است.

پ) مقاطع اعضای مهاربندی‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ باید از نوع فشرده لرزه‌ای یا محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ و مقاطع کلیه ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع قطری و ضربدری باید فشرده باشند.

لازم است نیروی طراحی اتصال مهاربند همگرای معمولی به صورت زیر محاسبه گردد (کمترین مقدار بین موارد الف و ب).

۱۰-۳-۱۰ اتصالات مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

الف) مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی برابر $R_y F_y A_g$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند، F_y تنش تسلیم فولاد مهاربند و A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.

ب) بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در مهاربندی‌ها.

این نیرو به صورت زیر در نرم‌افزار ایتبس قابل تعیین است. برای این منظور لازم است پارامترهای Ω_0 و R_y به درستی تعریف شده باشند.

Etabs Documentation:

4.10.5 Evaluation of Brace Connection Forces

For each steel brace in the structure, the program reports the maximum axial force at each end of the brace for the design of the brace-to-beam connections. The brace connection forces reported are the maxima of the factored brace axial forces obtained from the loading combinations.

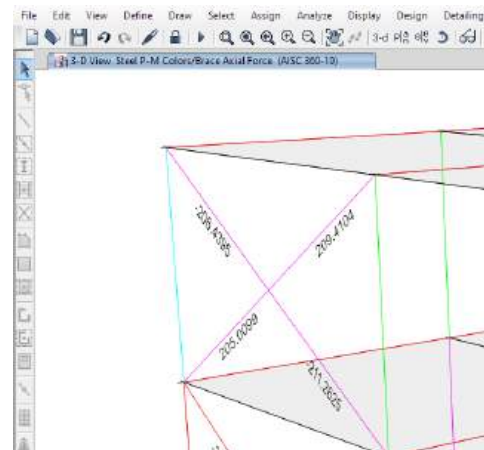
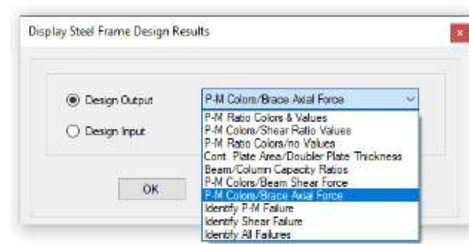
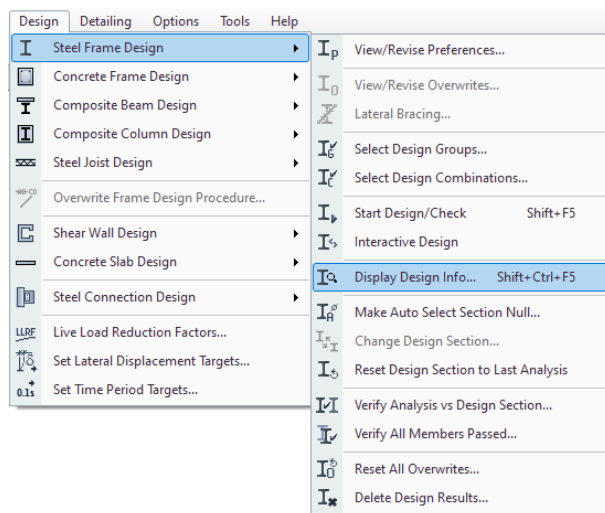
For special seismic design, the brace connection forces are not taken less than the following special values for different types of framing. The special seismic requirements additionally checked by the program are dependent on the type of framing used.

Brace axial forces for seismic designs are evaluated for braced frames (SCBF, OCBF, EBF, BRBF) only. No special checks are performed for moment frames (OMF, IMF, SMF).

- For OCBF or OCBF, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC SEISMIC F1.6a):

(a) The expected yield strength in tension of the bracing member, determined as $R_y F_y A_g$ (LFRD) or $R_y F_y A_g / 1.5$ (ASD), as appropriate (AISC SEISMIC F3.6b(a)).

(b) The maximum load effect of the amplified seismic load combination (AISC SEISMIC F3.6b(b)(i)).



۱۰-۵- کنترل دررفت در سازه‌های فولادی

طبق استاندارد ۲۸۰۰، تغییرمکان نسبی طبقات در سازه‌ها بایستی کنترل و محدود گردد.

نسبت تغییرمکان طبقه: Story Drift Ratio
نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه.

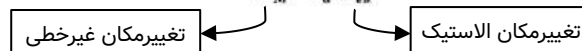
تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift
تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن.

نسبت تغییرمکان نسبی طبقه (Story Drift Ratio) نیز به صورت نسبت تغییرمکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود و غالباً به صورت خلاصه از آن به عنوان Drift یاد می‌شود.

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی (مراکز جرم) کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{eu} \quad (11-3)$$



در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_e زیر تجاوز نماید.

$\Delta_p = 0.025h$ - در ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$\Delta_p = 0.020h$ - در سایر ساختمان‌ها

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

به عنوان مثال برای یک ساختمان قاب خمشی فولادی متوسط ۷ طبقه خواهیم داشت:

$$C_d = 4$$

$$\Delta_M < \Delta_a \Rightarrow C_d \cdot \Delta_{eu} < 0.02h$$

$$\Rightarrow 4\Delta_{eu} < 0.02h$$

$$\Rightarrow \Delta_{eu} < 0.005h$$

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	H_m (م)	C_d	Ω_0	R_u
۵- قاب خمشی فولادی متوسط		۵۰	۴	۳	۵



بنابراین طبق تعریف دررفت که در بالا ذکر گردید، مقدار دررفت محاسبه شده توسط ایتبس برای هر طبقه از این سازه باید به مقدار 0.005 محدود گردد. جهت محاسبه‌ی دررفت سازه توسط ایتبس باید به بندهای زیر از استاندارد ۲۸۰۰ توجه نماییم:

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

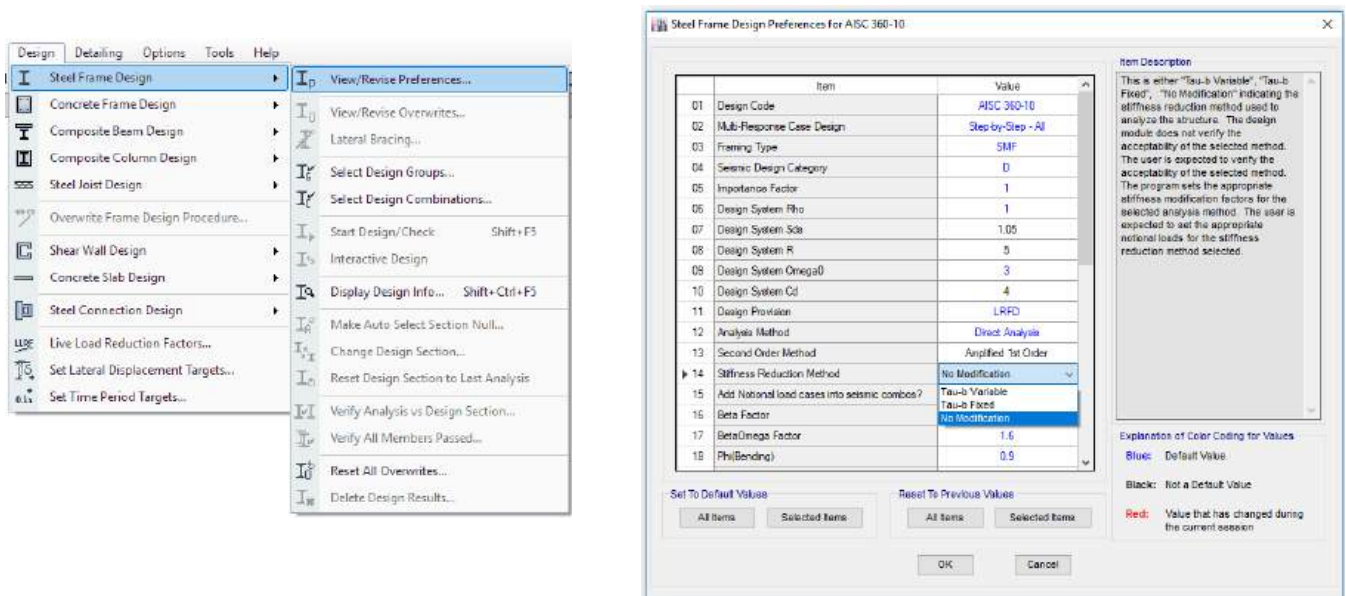
۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

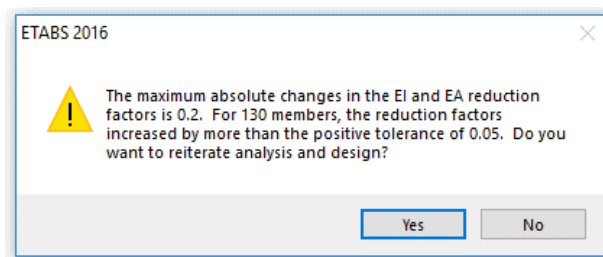
۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت T باید در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۱-۳-۳-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

بنابراین نیازی به در نظر گرفتن محدودیت ۱/۲۵ برابر پریرود تجربی نیست و در صورتی که پریرود تحلیلی از پریرود تجربی بیشتر باشد، می‌توان از پریرود تحلیلی برای محاسبه‌ی نیروی زلزله استفاده کرد. توجه داشته باشیم با توجه به شکل طیف طراحی در محدوده زمان تناوب ساختمان‌های متعارف، با افزایش زمان تناوب، ضریب بازتاب و نیروی زلزله کاهش می‌یابد و ترجیح بر استفاده از پریرود بزرگتر می‌باشد.

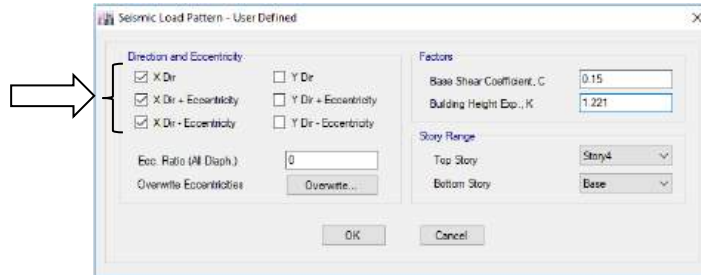
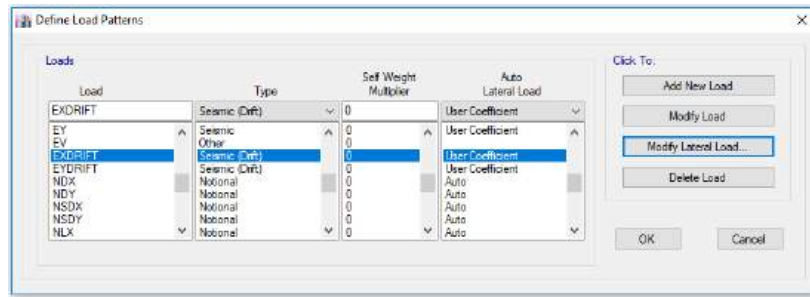
برای محاسبه‌ی پریرود تحلیلی لازم است کاهش سختی اعمال شده در روش تحلیل مستقیم غیر فعال گردد. بنابراین یک فایل جداگانه با نام Drift.edb از مدل سازه ایجاد کنید و در آن برای روش کاهش سختی گزینه‌ی No Modification را انتخاب نمایید.



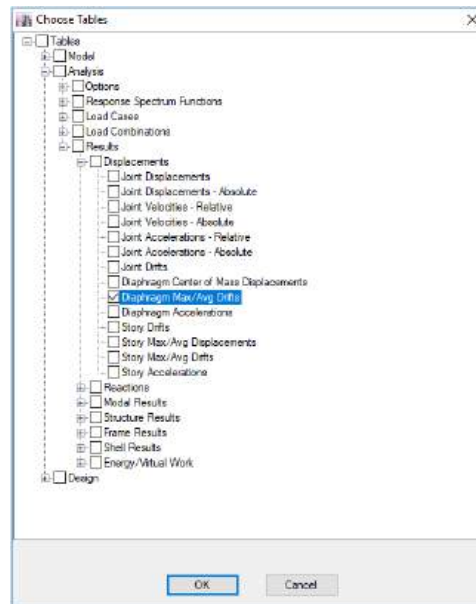
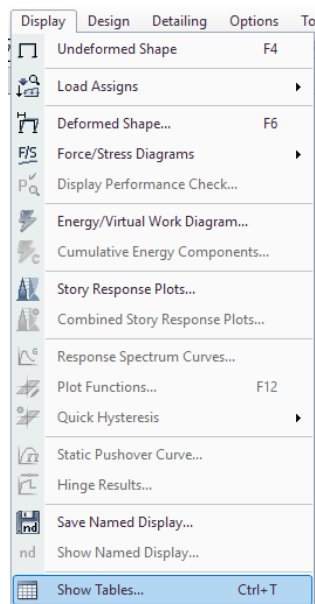
سپس سازه را تحلیل نمایید. پس از انجام تحلیل بایستی مجدداً با تنظیمات جدید طراحی انجام پذیرد تا سختی اعضا تغییر یابد (چون تغییر سختی مربوط به روند طراحی سازه است). با انجام طراحی با توجه به تغییر سختی اعضا سوال زیر ظاهر خواهد شد و با انتخاب گزینه‌ی Yes تحلیل سازه با سختی‌های به روز شده انجام خواهد شد.



حال پریرود تحلیلی سازه را با استفاده از جدول اشاره شده در بخش (۶-۲ دوره تناوب تحلیلی) استخراج نمایید. سپس بر اساس پریرود تحلیلی بدست آمده در دو راستای X و Y، مقدار ضریب زلزله جدید (مختص محاسبه‌ی دریافت) برای هر دو راستا را محاسبه نمایید. برای محاسبه‌ی این ضرایب می‌توانید از شیت ضریب زلزله در فایل DesignAssist.xlsx استفاده نمایید. این ضرایب را به صورت زیر برای تعریف نیروی جانبی EXdrift و EYdrift در فایل Drift.edb به کار برید.



توجه شود در محاسبه‌ی مقدار دریفت، برون‌مرکزی اتفاقی با ضریب تشدید مربوطه (A_i) نیز باید در تعریف نیروی زلزله نظر گرفته شود. پس از تحلیل سازه، به صورت زیر دریفت طبقات قابل کنترل خواهد بود.



با اعمال فیلترهای لازم بر روی ستون Load Case/Combo و همچنین ستون Item می‌توان دریافت متوسط طبقات را مشاهده نمود. توجه شود طبق استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل دریافت لازم است جابجایی نسبی مراکز جرم طبقات بررسی شود، اما به عنوان یک روش جایگزین با دقت مناسب، بررسی دریافت میانگین طبقات به صورت زیر می‌تواند کافی باشد.

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
8TH	Exdrift 1			2	1.112
8TH	Exdrift 2			1	1.995
8TH	Exdrift 3			2	2.077
8TH	Exdrift 1			2	2.061
8TH	Exdrift 2			6	1.306
8TH	Exdrift 3			3	3.89
8TH	Exdrift 1			1	1.047
8TH	Exdrift 2			6	1.22
8TH	Exdrift 3			4	1.054
8TH	Exdrift 1			9	2.554

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
8TH	Exdrift 1	Diaph D1 X			603
8TH	Exdrift 2	Diaph D1 X			603
8TH	Exdrift 3	Diaph D1 X			30
7TH	Exdrift 1	Diaph D1 X			602
7TH	Exdrift 2	Diaph D1 X			1
7TH	Exdrift 3	Diaph D1 X			607
6TH	Exdrift 1	Diaph D1 X			15
6TH	Exdrift 2	Diaph D1 X			15
6TH	Exdrift 3	Diaph D1 X			607
5TH	Exdrift 1	Diaph D1 X			15

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X cm	Max Loc Y cm	Max Loc Z cm
8TH	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.000003	0.000722	1.112	6037	375	948	2235
8TH	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.000032	0.0004	2.077	6037	375	948	2235
8TH	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.001314	0.001006	1.306	38	83.75	740	2235
7TH	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.002298	0.002161	1.063	6079	835	-110	1810
7TH	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.002147	0.002122	1.012	1	-145	1008	1910
7TH	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.002499	0.002201	1.136	6079	835	-110	1910
6TH	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.002952	0.002942	1.003	15	932	1413	1590
6TH	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.003286	0.002968	1.107	15	932	1413	1590
6TH	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.003214	0.002916	1.102	6079	835	-110	1590
5TH	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.003288	0.003045	1.08	15	932	1413	1270
5TH	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.003656	0.003086	1.185	15	932	1413	1270
5TH	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.003089	0.003004	1.028	6079	835	-110	1270
4TH	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.00336	0.003199	1.052	15	932	1413	950
4TH	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.003748	0.003229	1.161	15	932	1413	950
4TH	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.00335	0.003161	1.06	6079	830	-110	950
3RD	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.00316	0.003071	1.029	15	932	1413	630
3RD	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.003523	0.003096	1.138	15	932	1413	630
3RD	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.003295	0.003045	1.082	6079	835	-110	630
2ND	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.002775	0.002764	1.004	6035	932	0	315
2ND	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.003045	0.002765	1.094	6042	255	1333	315
2ND	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.003026	0.002744	1.103	6035	932	0	315
1ST	Exdrift 1	Diaph D1 X	0.001539	0.00149	1.023	6035	932	0	-10
1ST	Exdrift 2	Diaph D1 X	0.001597	0.001497	1.067	6042	255	1333	-10
1ST	Exdrift 3	Diaph D1 X	0.001682	0.001484	1.134	6035	932	0	-10

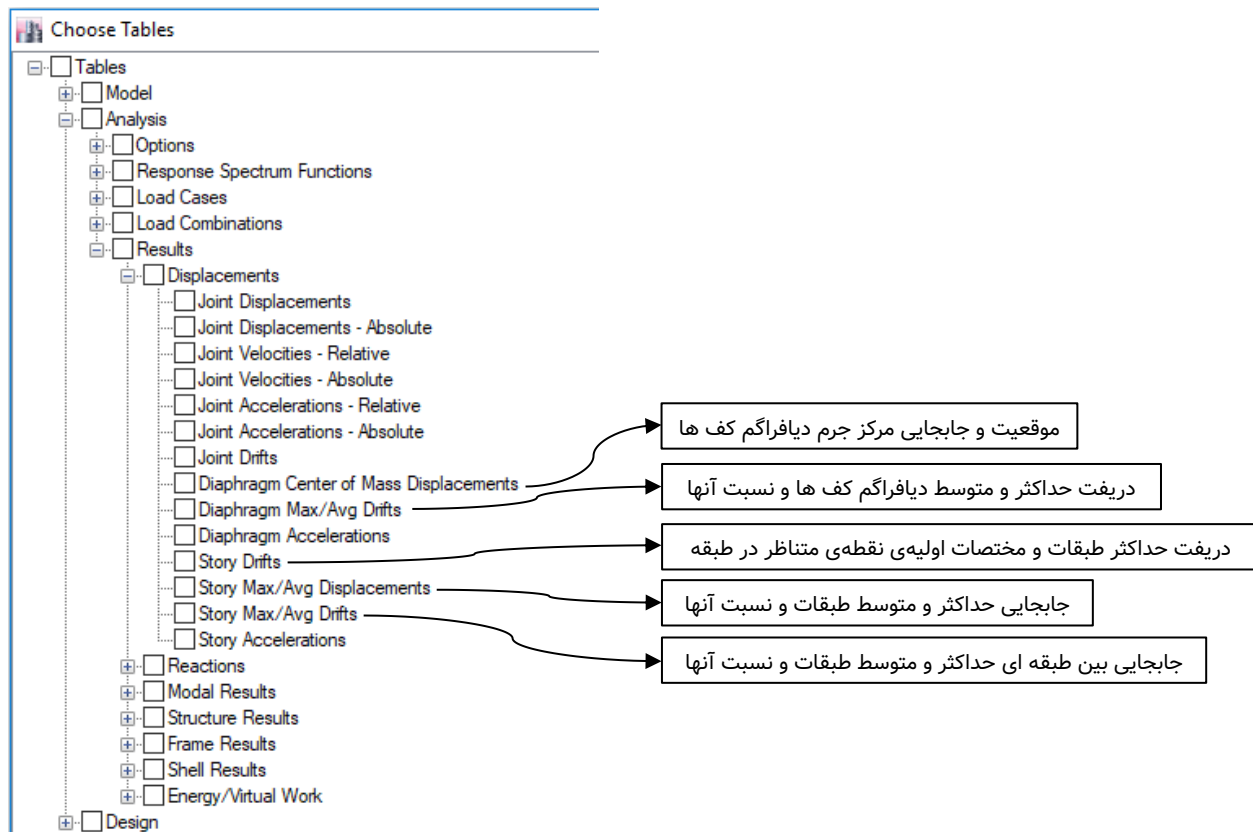
همانطور که ملاحظه می‌شود دریافت سازه‌ی فوق در راستای X قابل قبول است و به همین ترتیب در راستای Y نیز بایستی بررسی گردد. در صورتی که برای افزایش دقت نیاز به بررسی جابجایی نسبی مراکز جرم طبقات باشد بایستی با استفاده از جدول Diaphragm Center of Mass Displacements تغییرمکان مرکز جرم طبقات را بدست آورده و با انتقال آنها به Excel دریافت طبقات را محاسبه نماییم.

توجه شود در ساختمان‌های دارای اهمیت خیلی زیاد باید از نیروی زلزله‌ی مورد استفاده در طراحی سازه برای کنترل دریافت (EXALL و EYALL) استفاده شود.

به عنوان یک جریمه‌ی سنگین برای سازه‌های نامنظم پیچشی، استاندارد ۲۸۰۰ الزام می‌دارد که برای محاسبه‌ی دریافت از تغییرمکان محورهای کناری ساختمان استفاده شود.

۴-۵-۳ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

در چنین سازه‌هایی که مقدار نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ طبق ستون Ratio از جدول فوق در طبقه‌ای بیشتر از 1.2 باشد، لازم است کنترل دریافت طبق ستون Max Drift از جدول فوق انجام یابد.



۱۰-۶- درز انقطاع

برای جلوگیری از خسارت ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر در زمان وقوع زلزله، ساختمان‌ها باید به وسیله درز انقطاع از ساختمان‌های مجاور خود جدا شوند. طبق استاندارد ۲۸۰۰ درز انقطاع به صورت زیر تعیین می‌شود.

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

بنابراین برای ساختمان‌های هشت طبقه و کمتر و با اهمیت متوسط یا کم، فاصله تا مرز زمین مجاور برابر ۰.۰۰۵ ارتفاع طبقه خواهد بود. به عنوان نمونه در صورتی که ارتفاع هر طبقه برابر ۳.۲ متر باشد، به ازای هر طبقه لازم است به اندازه $0.005 \times 320 \text{ cm} = 1.6 \text{ cm}$ درز تعبیه شود.

برای تأمین درز انقطاع ساختمان‌ها معمولاً از کاهش بعد ستون‌ها در طبقات بالاتر استفاده می‌شود.

در ساختمان‌های با تعداد طبقه‌ی بیشتر از ۸ و یا اهمیت زیاد و خیلی زیاد محاسبه‌ی درز انقطاع لازم بر اساس بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰ خواهد بود.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های 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 اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد:

$$\delta_M = C_d \cdot \delta_{eu} \quad \text{و} \quad \text{درز انقطاع} = 0.7 \delta_M$$

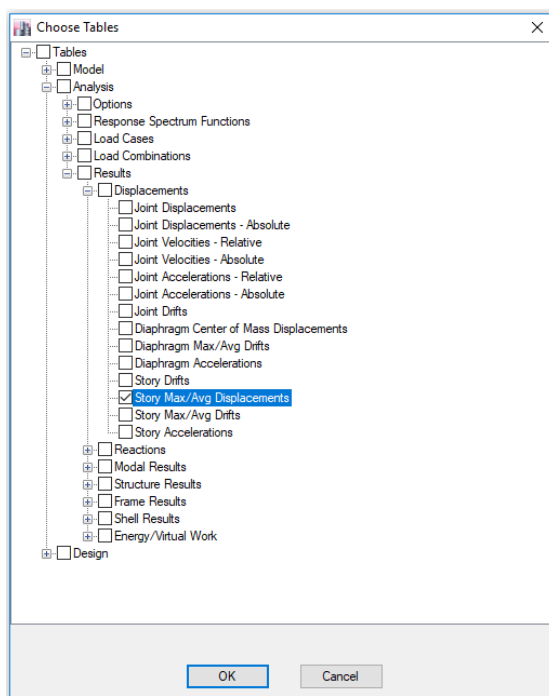
که در رابطه‌ی فوق δ_{eu} جابجایی الاستیک حداکثر طبقه (در لبه‌های ساختمان) تحت زلزله طرح است که از ایتبس به شرح زیر بدست خواهد آمد. توجه شود در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد مقدار δ_{eu} تحت بارهای EXALL و EYALL تعیین می‌شود ولی در سازه‌های بیشتر از ۸ طبقه با اهمیت متوسط یا کم می‌توان از EXdrift و EYdrift استفاده نمود. هرچند در استاندارد ۲۸۰۰ چشم‌پوشی از محدودیت پیروید تجربی برای محاسبه‌ی دریافت ذکر شده است، اما طبق بند زیر از ASCE7-10 این بند شامل محاسبه‌ی تغییرمکان سازه نیز می‌باشد.

12.8.6.2 Period for Computing Drift

For determining compliance with the story drift limits of Section 12.12.1, it is permitted to determine the elastic drifts, ($\delta_{e\epsilon}$), using seismic design forces based on the computed fundamental period of the structure without the upper limit ($C_u T_u$) specified in Section 12.8.2.

$\delta_{e\epsilon}$ = the deflection at the location required by this section determined by an elastic analysis

برای محاسبه‌ی δ_{eu} می‌توان از جدول Story Max/Ave Displacements استفاده کرد.



Story Max/Ave Displacements						
1 of 24		Reload Apply				
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum cm	Average cm	Ratio	
7TH	EXdrift 1	X	5.9946	5.9416	1.009	
7TH	EXdrift 2	X	6.3505	5.8678	1.082	
7TH	EXdrift 3	X	6.392	6.0153	1.063	
6TH	EXdrift 1	X	5.4062	5.284	1.023	
6TH	EXdrift 2	X	5.9699	5.3413	1.118	
6TH	EXdrift 3	X	5.611	5.2267	1.074	
5TH	EXdrift 1	X	4.4619	4.3424	1.028	
5TH	EXdrift 2	X	4.9292	4.3894	1.123	
5TH	EXdrift 3	X	4.5962	4.2954	1.07	
4TH	EXdrift 1	X	3.418	3.3665	1.015	
4TH	EXdrift 2	X	3.7785	3.3983	1.112	
4TH	EXdrift 3	X	3.6117	3.3346	1.083	
3RD	EXdrift 1	X	2.3484	2.3431	1.002	
3RD	EXdrift 2	X	2.5966	2.3619	1.099	
3RD	EXdrift 3	X	2.5484	2.3243	1.096	
2ND	EXdrift 1	X	1.3944	1.3752	1.014	
2ND	EXdrift 2	X	1.5009	1.3839	1.085	
2ND	EXdrift 3	X	1.522	1.3666	1.114	
1ST	EXdrift 1	X	0.4925	0.4768	1.033	
1ST	EXdrift 2	X	0.5111	0.4789	1.067	
1ST	EXdrift 3	X	0.5384	0.4748	1.134	

اما در صورتی که اطلاعات ساختمان مجاور نیز در دسترس باشد از ترکیب برداری جابجایی غیرخطی طبقات دو ساختمان برای محاسبه‌ی درز انقطاع لازم استفاده می‌شود.

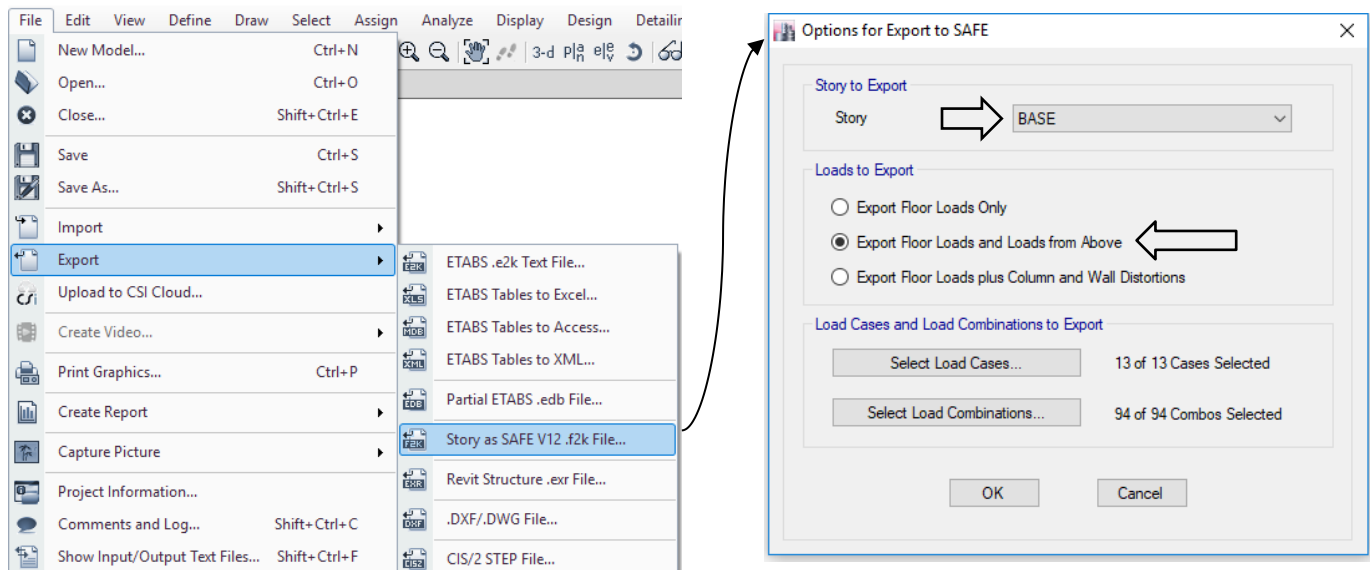
$$\delta_M = C_d \cdot \delta_{eu} \quad \text{و} \quad \text{درز انقطاع} = \sqrt{(\delta_{M_1})^2 + (\delta_{M_2})^2}$$

فصل ۱۱. طراحی پی

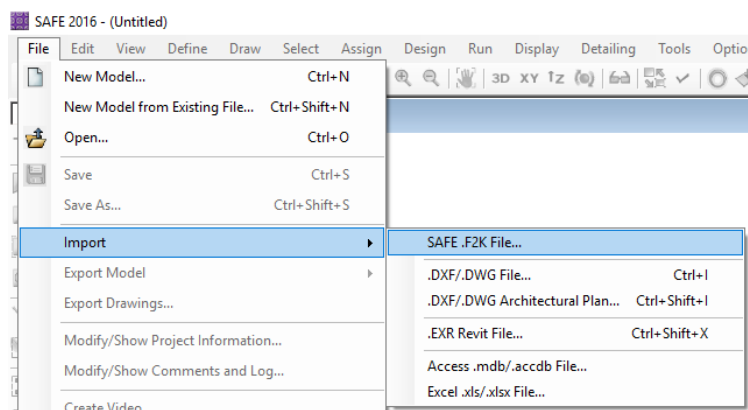
برای طراحی پی‌های سازه‌های فولادی و بتنی از نرم‌افزار SAFE 16.0.2 استفاده گردید. طراحی پی پس از اتمام طراحی روسازه انجام می‌پذیرد و در صورت ایجاد هرگونه تغییر در روسازه، لازم است طراحی پی مجدداً انجام گردد.

۱۱-۱- انتقال بارها

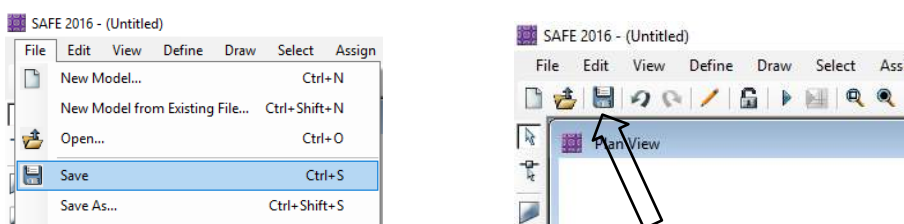
گام اول در طراحی پی، انتقال عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی از نرم‌افزار ایتبس به نرم‌افزار سیف می‌باشد. برای این منظور در نرم‌افزار ایتبس پس از انجام تحلیل سازه، به صورت زیر از گزینه Export استفاده می‌کنیم.



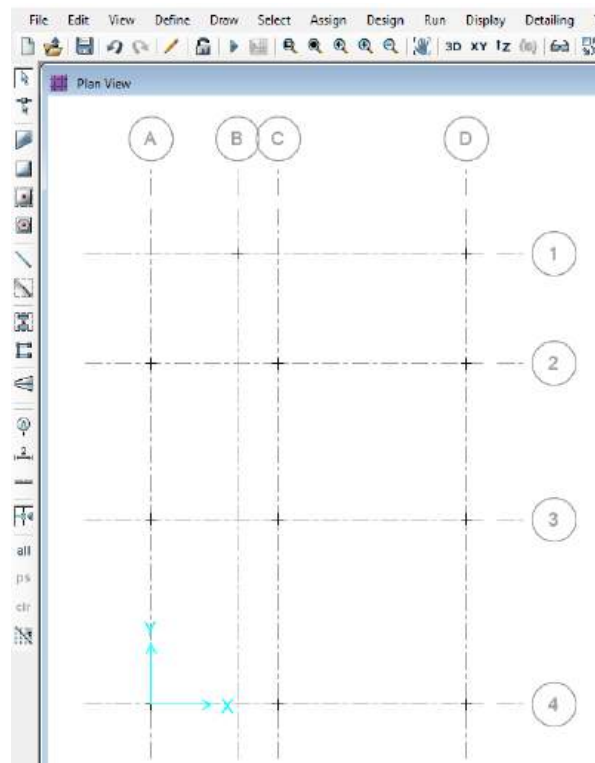
پس از انجام Export، فایل با پسوند *.F2K ایجاد می‌گردد. در این مرحله می‌توان نرم‌افزار ایتبس را بسته و در نرم‌افزار سیف فایل ایجاد شده را به صورت زیر Import نمود.



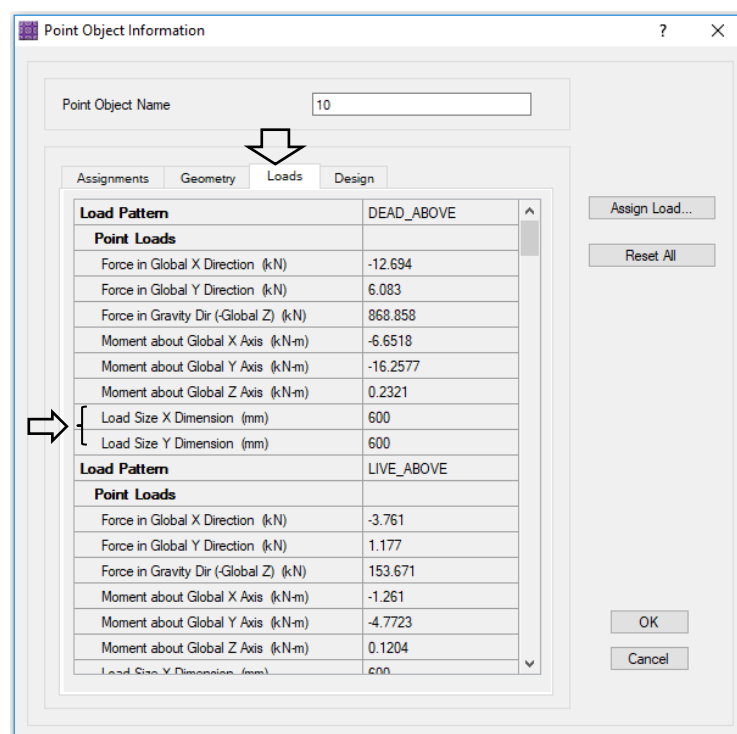
سپس با انتخاب گزینه Save می‌توان مدل ایجاد شده را به صورت فایل سیف با پسوند *.FDB با نام دلخواه ذخیره نمود.



پس از انجام انتقال، محورهای تعریف شده در ایتبس به همراه نقاط تکیه‌گاهی، واکنش‌های تکیه‌گاهی، الگوهای بار و ترکیبات بار در مدل سیف وجود خواهند داشت. برای مشاهده‌ی نقاط تکیه‌گاهی می‌توان به صورت زیر نقاط را از حالت نامرئی (Invisible) خارج کرد (طبق بند ۲-۲-۱۱- تنظیمات گرافیکی).



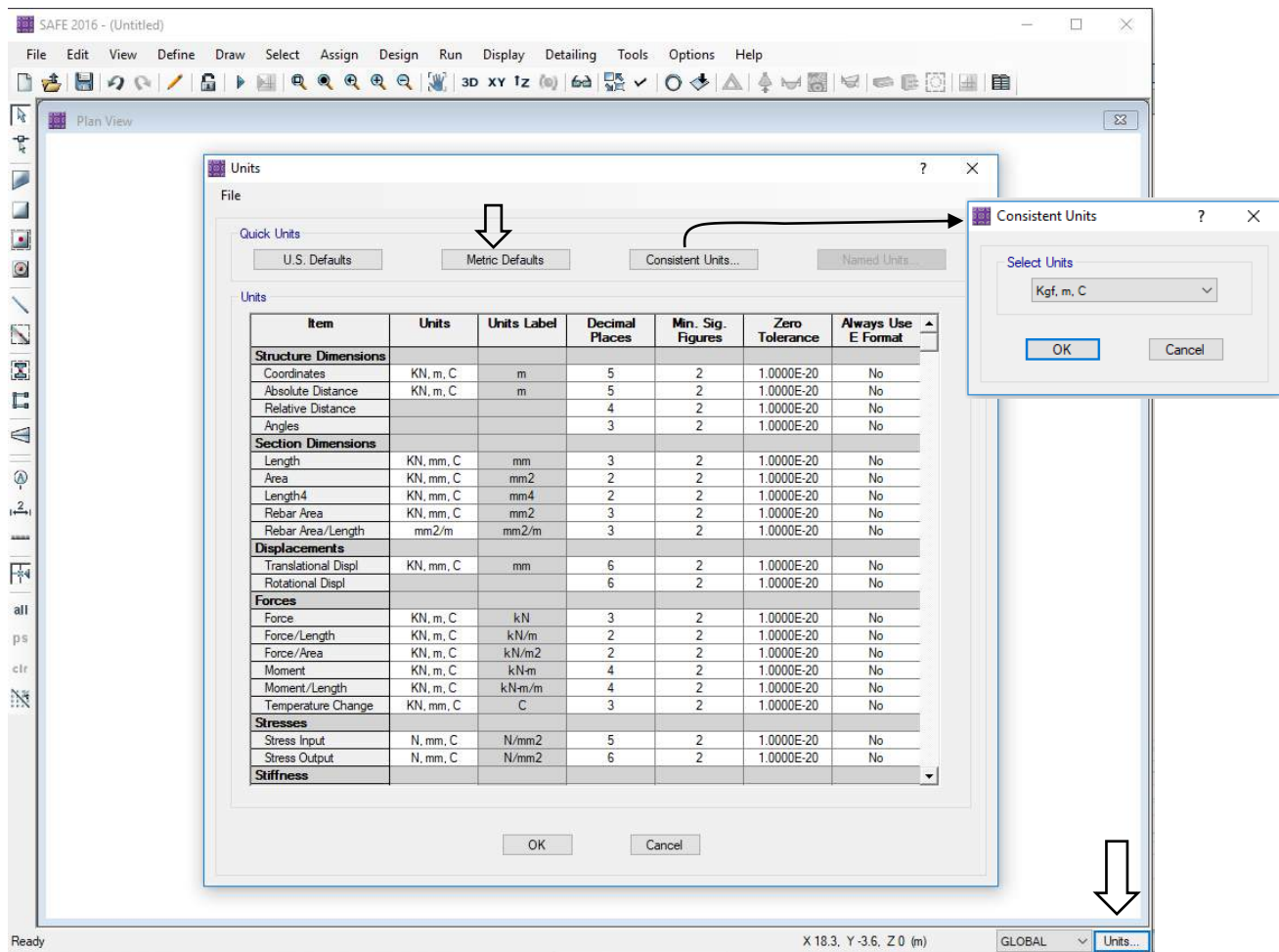
با راست کلیک نمودن بر روی یکی از نقاط تکیه‌گاهی می‌توان بارهای انتقال یافته از ایتبس که در واقع بارهای ناشی از روسازه هستند را مشاهده کرد. این بارها با پسوند ABOVE ظاهر می‌شوند. این پسوند تأثیری در محاسبات ندارد و تنها برای تفکیک این بارها با بارهایی است که مستقیماً توسط کاربر اضافه می‌گردد (مانند بارهای سطحی زنده و مرده روی پی).



۱۱-۲- تنظیمات اولیه

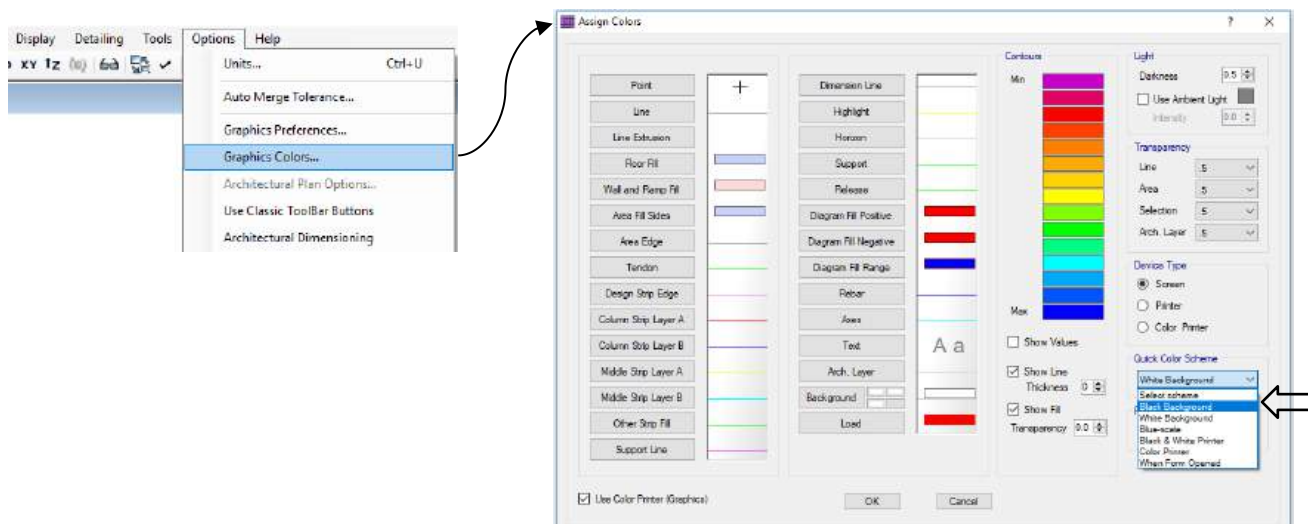
۱۱-۲-۱- تغییر واحدها

تغییر واحدها در نرم افزار سیف مشابه ایتبس بوده و می توان به صورت زیر از واحدهای دلخواه و یا واحدهای استاندارد استفاده کرد.

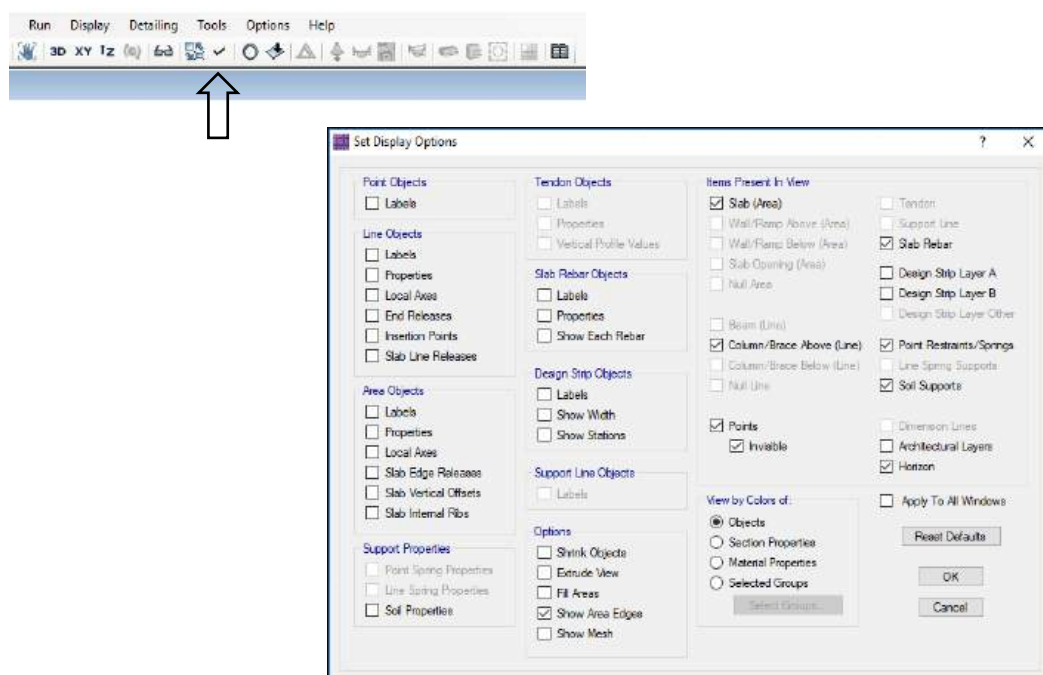


۱۱-۲-۲- تنظیمات گرافیکی

معمولاً برای داشتن تصویری مناسبتر از مدل سازه از پس زمینه‌ی مشکی استفاده می شود.

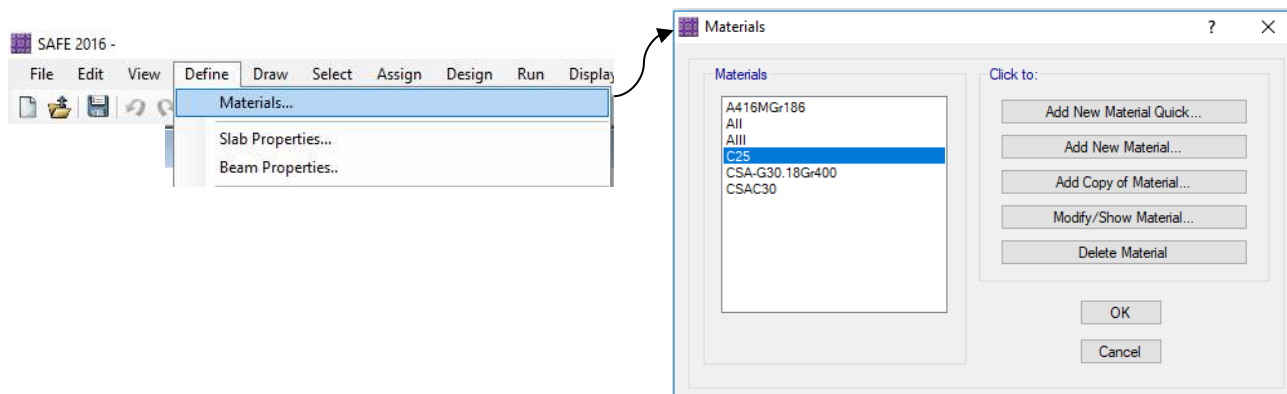


سایر تنظیمات در خصوص اجزای نمایش داده شده از طریق گزینه زیر قابل انجام است.



۱۱-۳- تعریف مصالح

لازم است مشخصات مصالح بتنی و میلگردها به صورت زیر تعریف گردد.



۹-۳-۸ ضریب انبساط حرارتی بتن

۹-۳-۸-۱ در بتن‌های معمولی، ضریب انبساط حرارتی را میتوان با توجه به نوع سنگ دانه‌ها و با تقریب ۲۰ درصد برابر با 10×10^{-6} در هر درجه‌ی سلسیوس منظور نمود.

۹-۳-۸-۲ در بتن‌های سبک، ضریب انبساط حرارتی را باید با توجه به نوع بتن سبک از طریق آزمایش به دست آورد.

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

۹-۳-۶-۲ ضریب الاستیسیته بتن‌های با چگالی بتن W_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب:

$$E_c = 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (۹-۳-۲-الف)$$

۹-۳-۶-۳ رابطه فوق برای بتن‌های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (۹-۳-۲-ب)$$

۹-۳-۷ ضریب پواسون بتن، ν

۹-۳-۷-۱ در بتن معمولی، ضریب پواسون را میتوان یا برابر با ۰/۲ فرض نمود؛ و یا مقدار آن را از طریق آزمایش‌های معتبر به دست آورد.

۹-۳-۷-۲ در بتن‌های سبک، ضریب پواسون باید بر اساس آزمایش تعیین شود.

Material Property Data

General Data

Material Name: C25

Material Type: Concrete

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 2.4517E+01 kN/m³

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 25279 N/mm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1E-05 1/C

Shear Modulus, G: 10532.91667 N/mm²

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 25 N/mm²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

☐ User Specified:

OK Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name: AIII

Material Type: Rebar

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 76.9822 kN/m³

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 200000 N/mm²

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, F_y: 400 N/mm²

Minimum Tensile Stress, F_u: 600 N/mm²

OK Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name: AII

Material Type: Rebar

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 76.9822 kN/m³

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 200000 N/mm²

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, F_y: 300 N/mm²

Minimum Tensile Stress, F_u: 500 N/mm²

OK Cancel

۱۱-۴- تعریف مقطع پی

در مرحله‌ی بعد بایستی مقطع دال بتنی مورد استفاده به عنوان پی به صورت زیر تعریف گردد.

File Edit View Define Draw Select Assign Design Run Display

Materials...

Plan View

Slab Properties...

Beam Properties..

Reinforcing Bar Sizes...

Slab Properties

Slab Property

SLAB70

Click to:

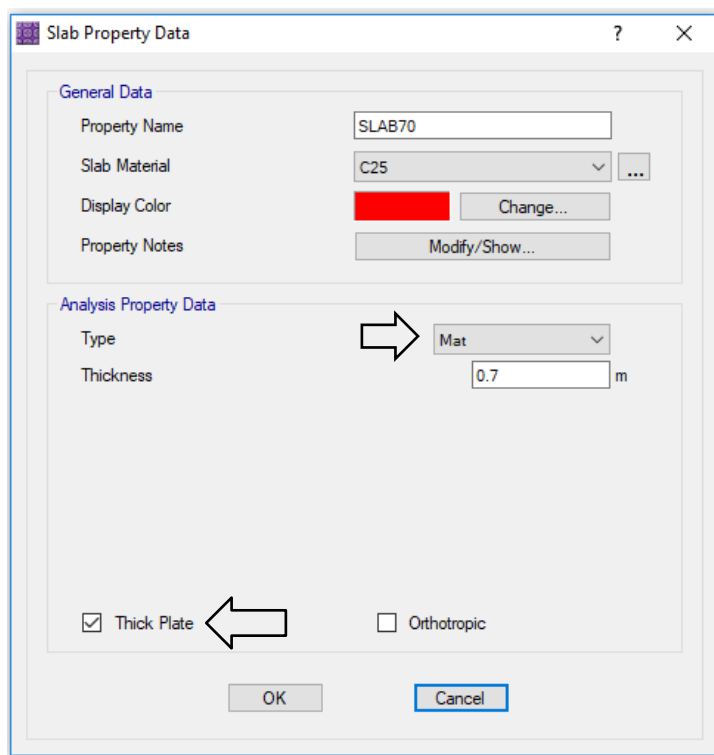
Add New Property...

Add Copy of Property...

Modify/Show Property...

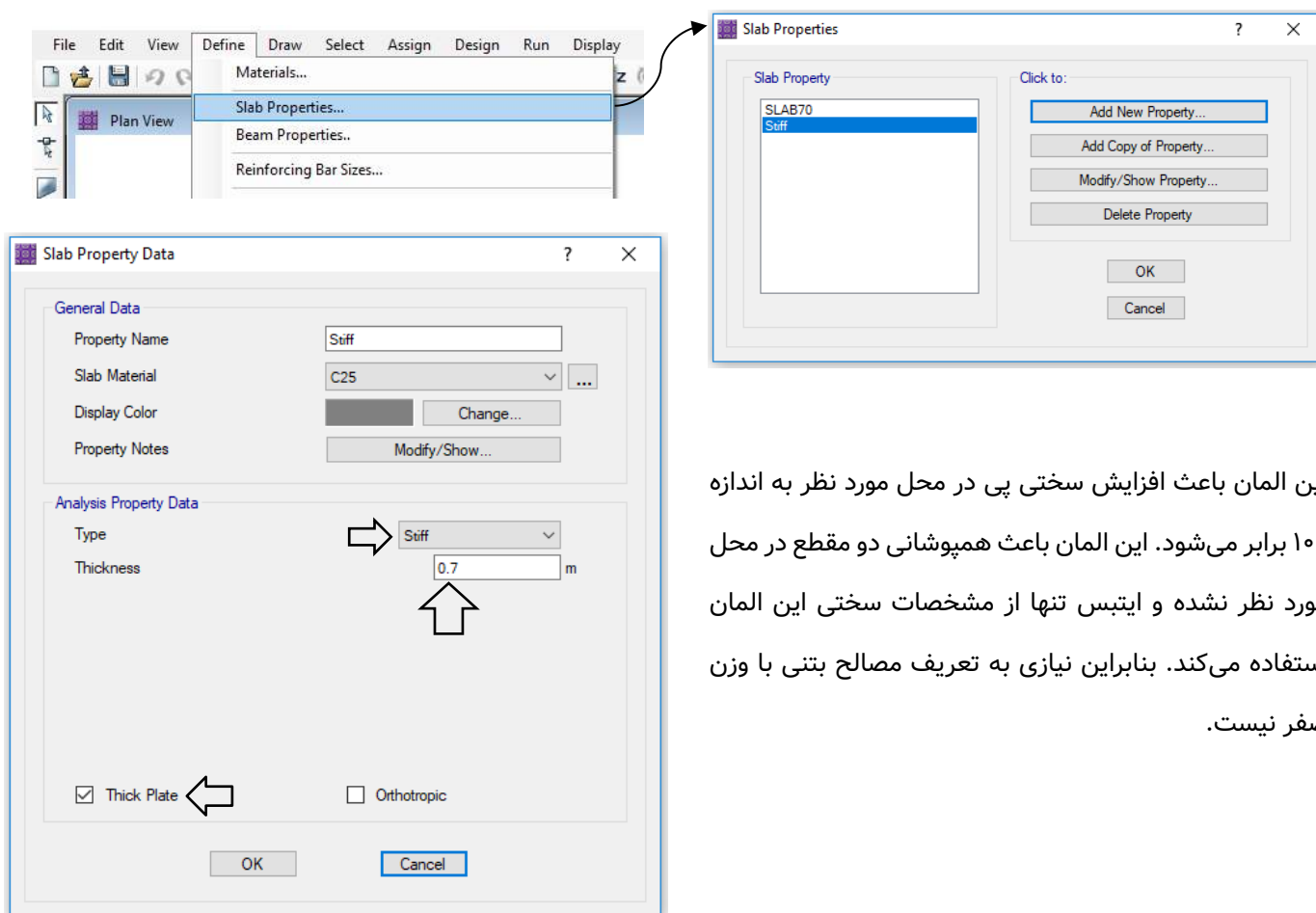
Delete Property

OK Cancel



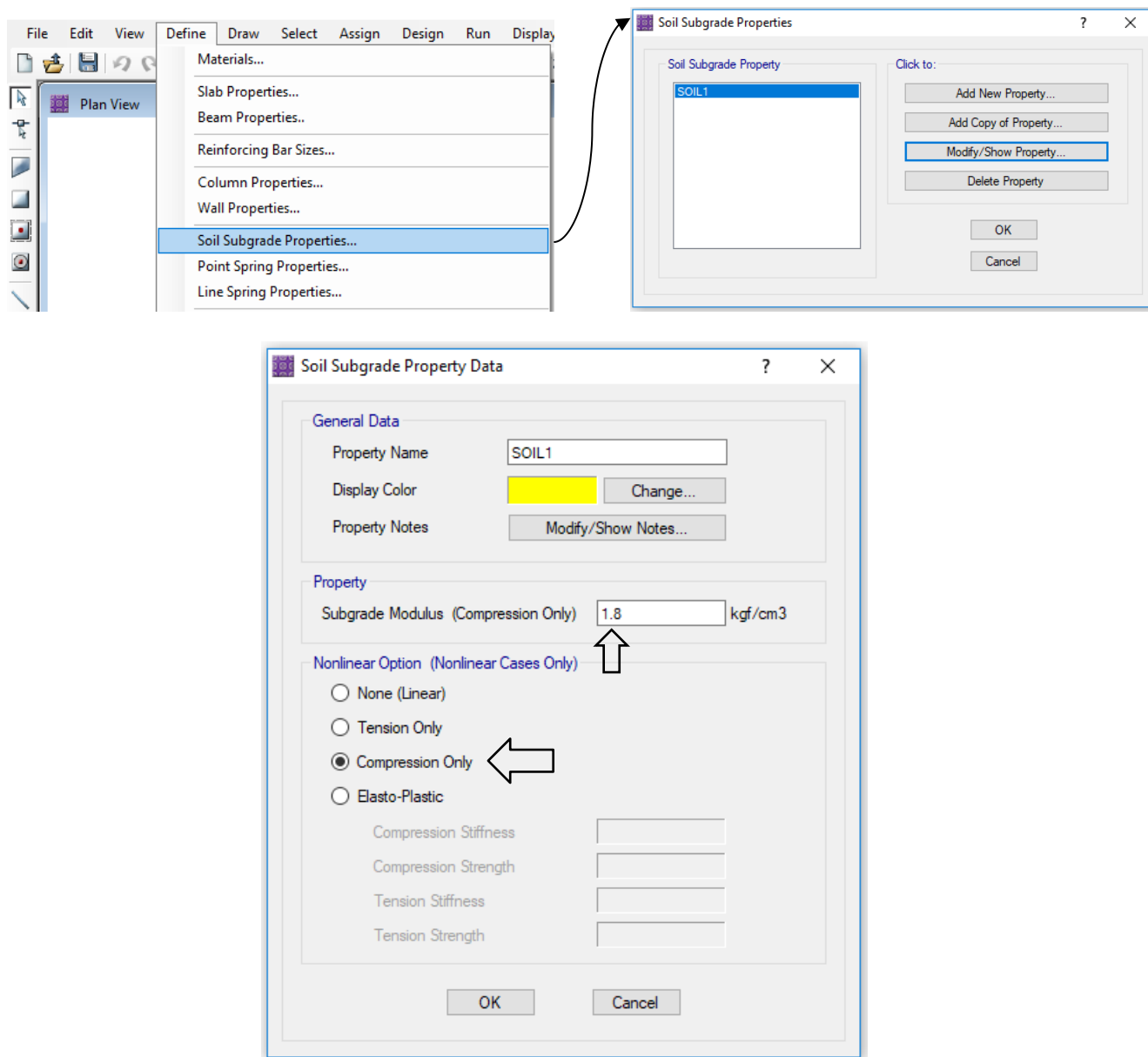
۱۱-۵- تعریف المان سخت

وجود ستون‌ها بر روی پی باعث تغییر سختی پی در محل اتصال آنها می‌گردد. به همین دلیل لازم است اثر این ستون‌ها که باعث افزایش سختی (در واقع افزایش ضخامت پی) در محل اتصال ستون به پی می‌شود، در نظر گرفته شود. برای این منظور مقطعی به صورت زیر با ضخامتی برابر ضخامت پی تعریف گشته و در محل ستون‌ها قرار داده می‌شود.



۱۱-۶- تعریف ضریب ارتجاعی بستر

ضریب ارتجاعی بستر که بر اساس نتایج آزمایش مکانیک خاک تعیین می‌گردد به صورت زیر تعریف می‌شود.



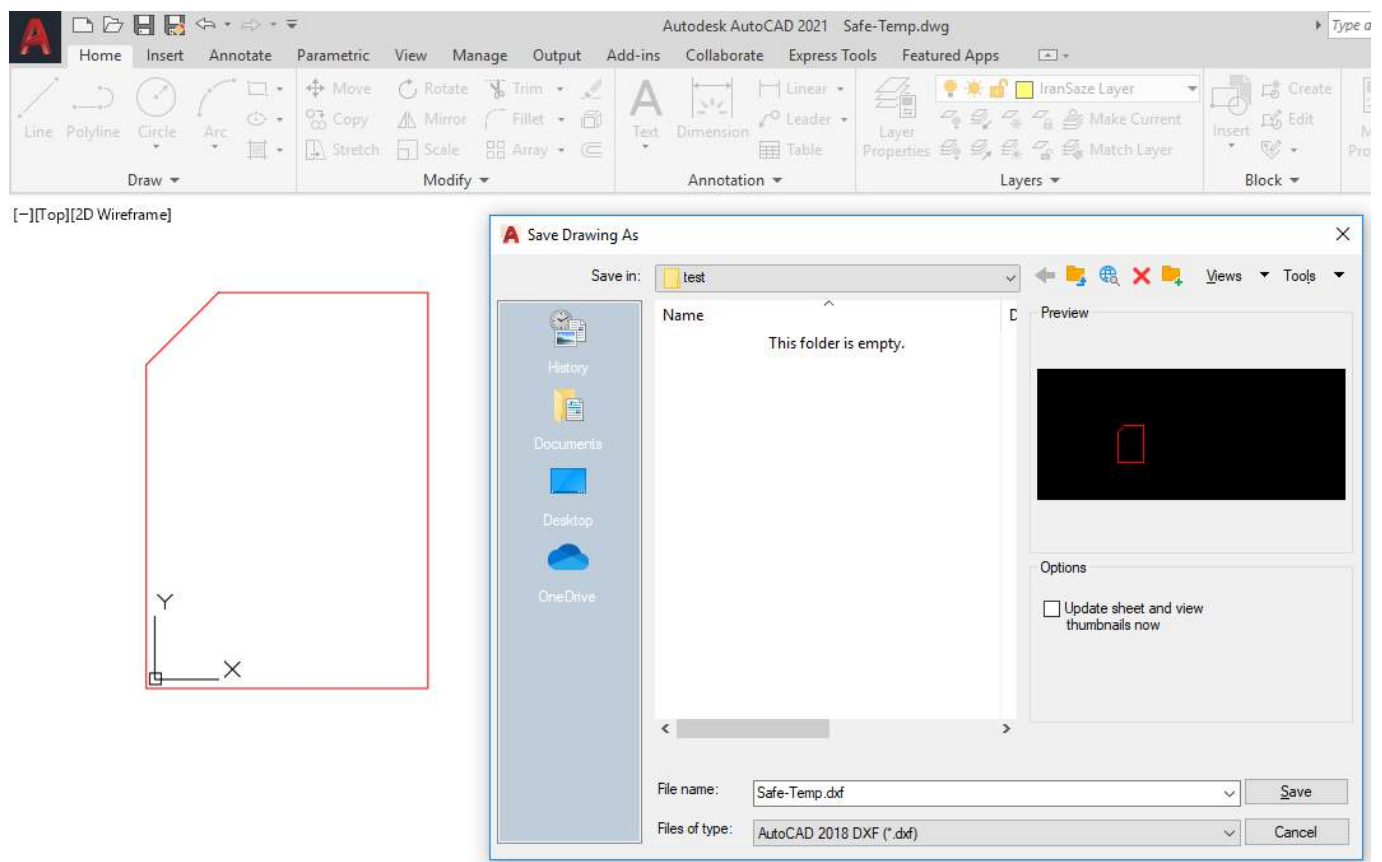
در صورت عدم وجود گزارش ژئوتکنیک، به صورت تقریبی ضریب بستر خاک برای پی‌های گسترده برابر $0.6 \times q_a$ در واحد kg/cm^3 و برای پی‌های نواری برابر $1.2 \times q_a$ در واحد kg/cm^3 در نظر گرفته می‌شود، که در آن q_a مقاومت فشاری مجاز خاک بر اساس معیار نشست بر حسب kg/cm^2 می‌باشد.

۱۱-۷- رسم هندسه پی

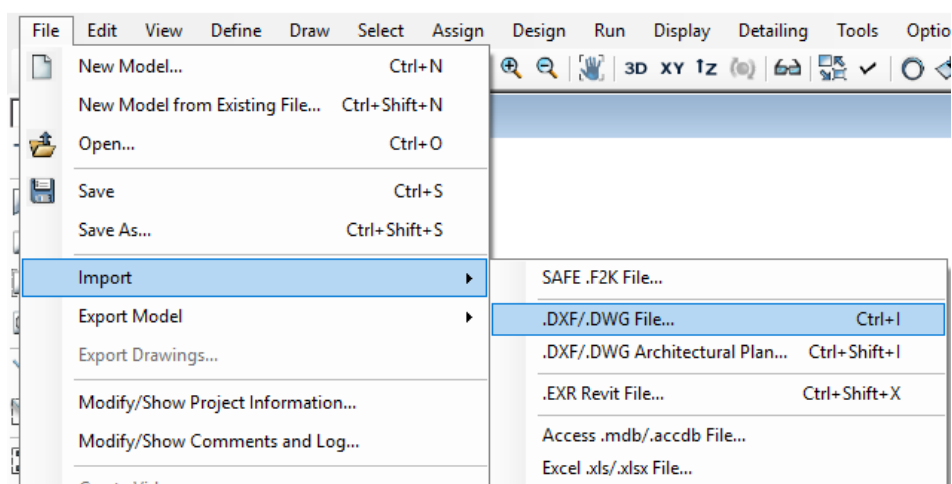
۱۱-۷-۱- رسم پی گسترده

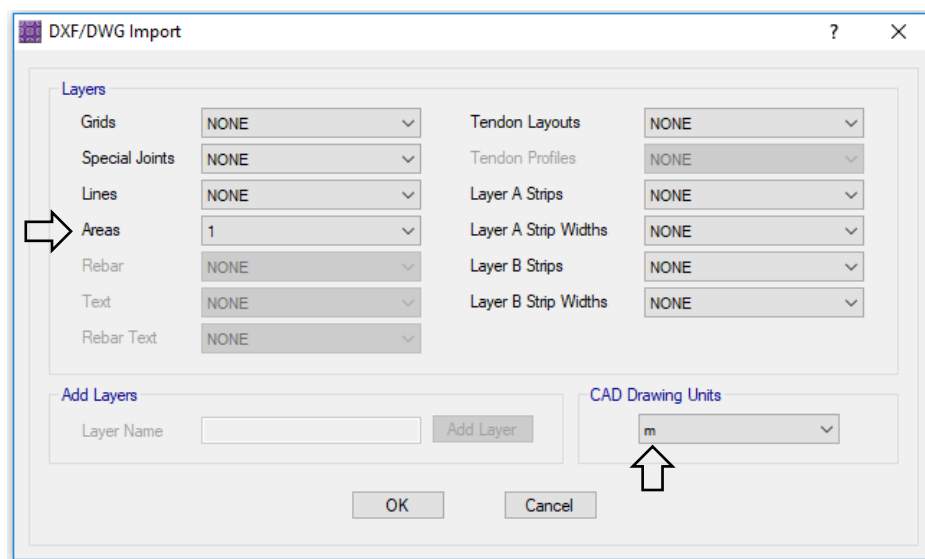
برای رسم پی گسترده می‌توان شکل پی را بر اساس ابعاد زمین که در نقشه‌های معماری ارائه شده است به صورت زیر به نرم‌افزار سیف منتقل کرد.

ابتدا تمام جزئیات موجود در فایل معماری را به غیر از خطوط پیرامونی ابعاد زمین پاک نموده و سپس خطوط پیرامونی را انتخاب و با استفاده از دستور Join به یک چندضلعی بسته تبدیل می‌کنیم. حال موقعیت شکل پی در اتوکد را با توجه به محل قرارگیری مبدأ مختصات در فایل سیف تغییر می‌دهیم تا موقعیت شکل پی در اتوکد و سیف یکسان گردد. سپس فایل اتوکد را در فرمت DXF ذخیره می‌کنیم.

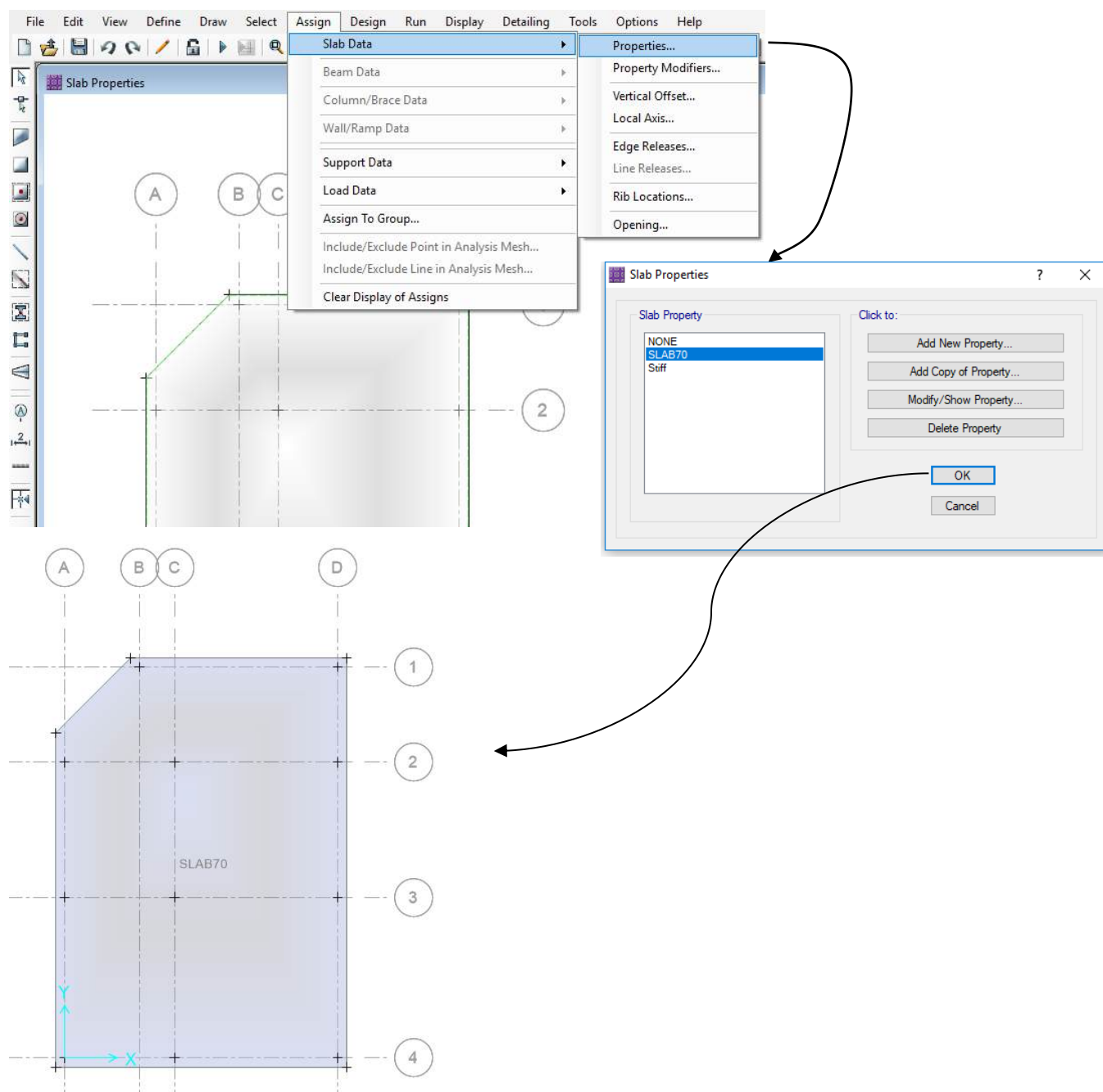


فایل DXF را در نرم‌افزار سیف فراخوانی کرده و تنظیمات زیر را انجام می‌دهیم.

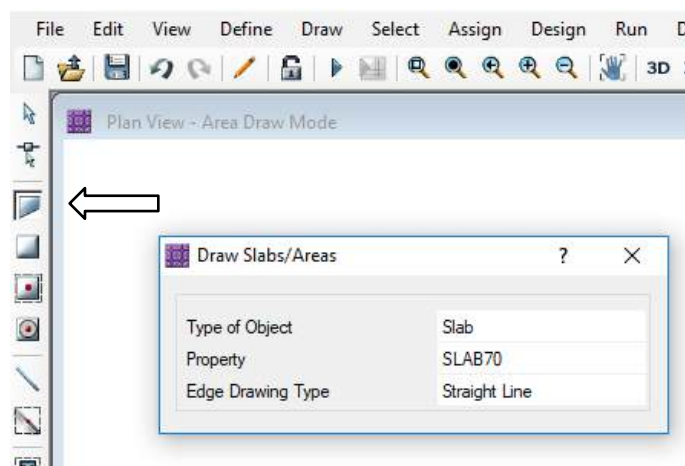




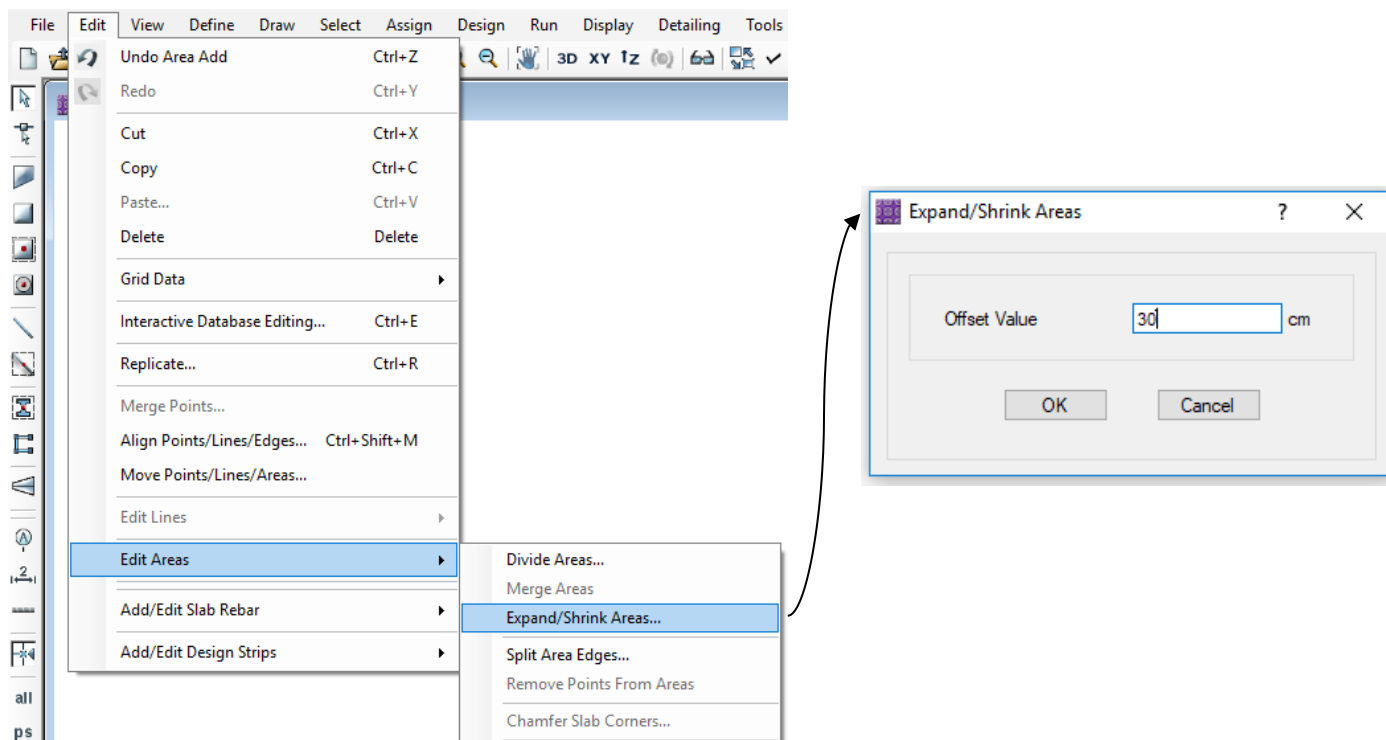
به این ترتیب سطح پی در موقعیت مناسب در سیف نمایش داده می‌شود و می‌توان پس از انتخاب این سطح، مقطع مناسب را به آن اختصاص داد.



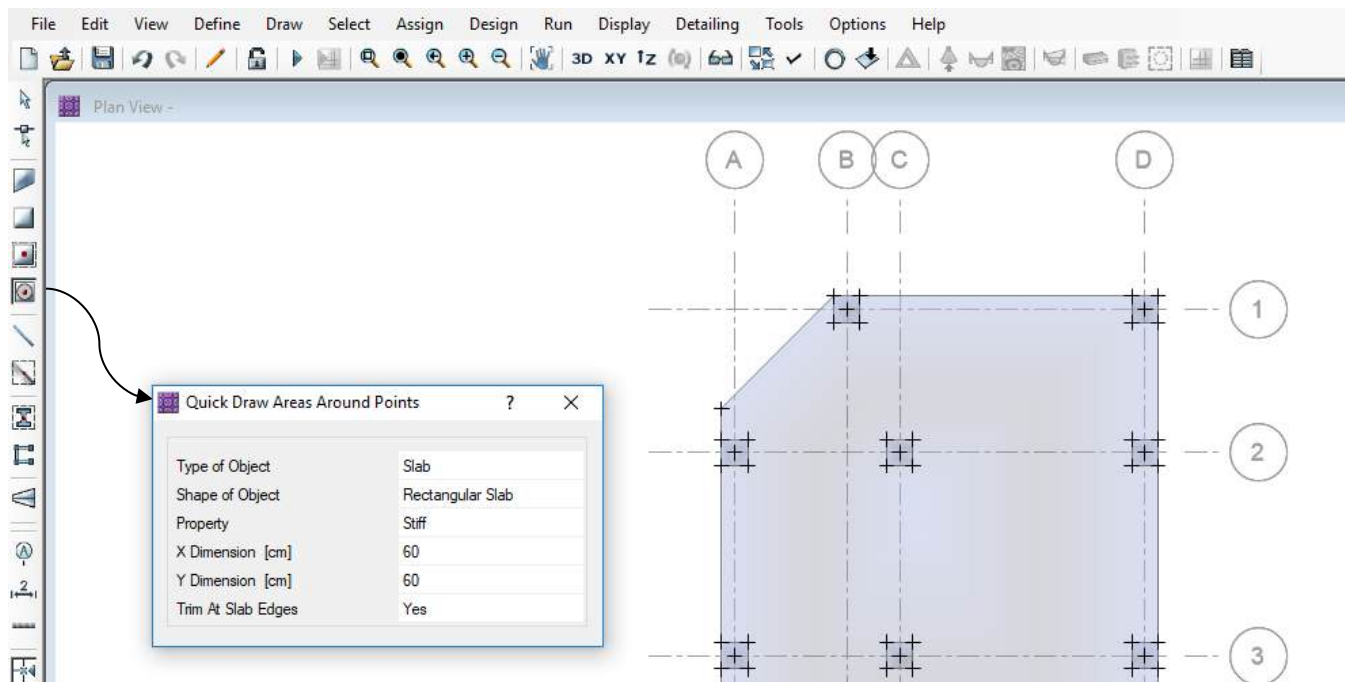
همچنین به عنوان روش جایگزین می‌توان از گزینه‌های رسم سطوح در منوی Draw که مشابه گزینه‌های موجود در ایتبس می‌باشد، استفاده نمود.



در این حالت می‌توان سطح مورد نظر را بر اساس موقعیت ستون‌ها رسم نموده و سپس با استفاده از ابزار ویرایش سطوح، اصلاحات لازم را انجام داد. برای استفاده از ابزار Expand/Shrink Areas لازم است لبه مورد نظر انتخاب و مقدار مورد نیاز وارد شود.

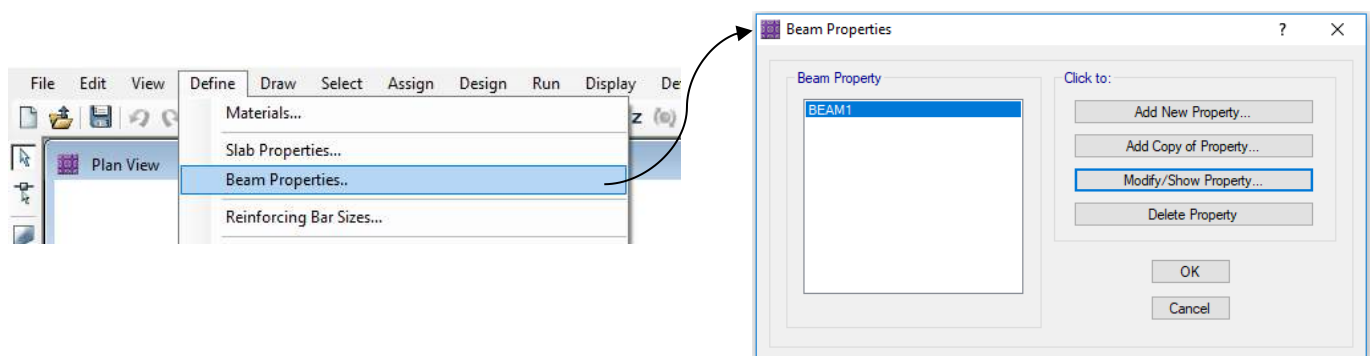


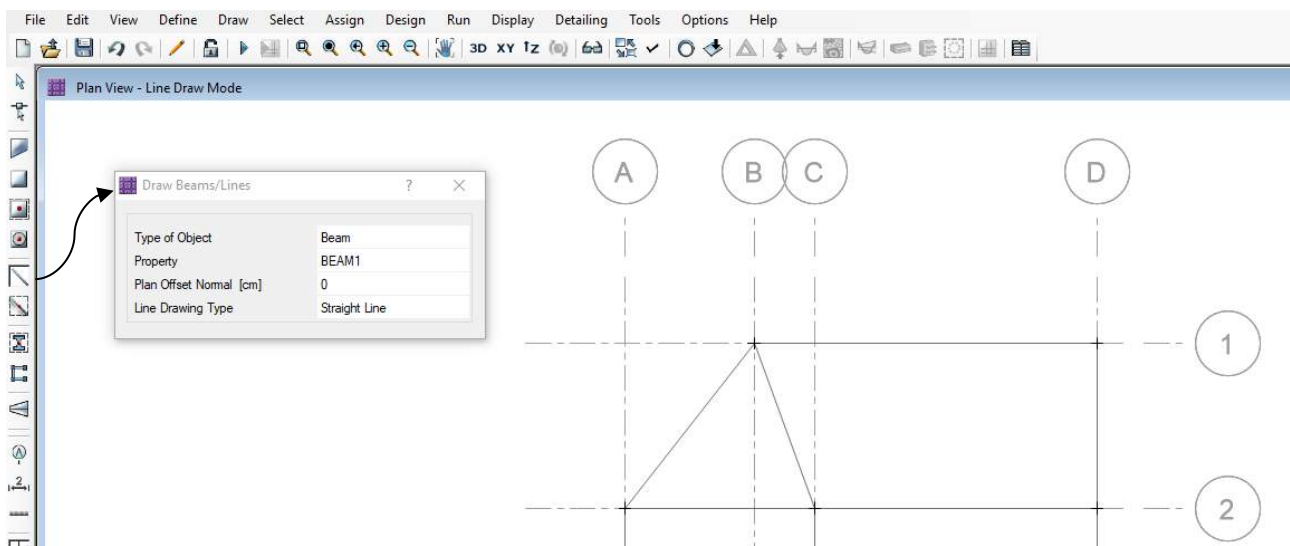
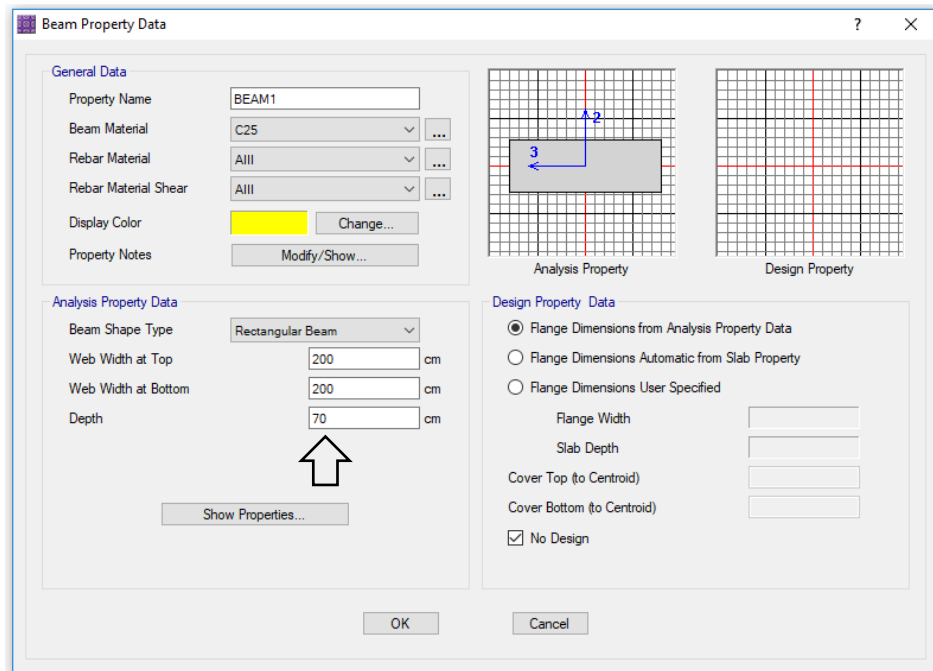
سپس به صورت زیر المان‌های Stiff در محل ستون‌ها رسم می‌گردند.



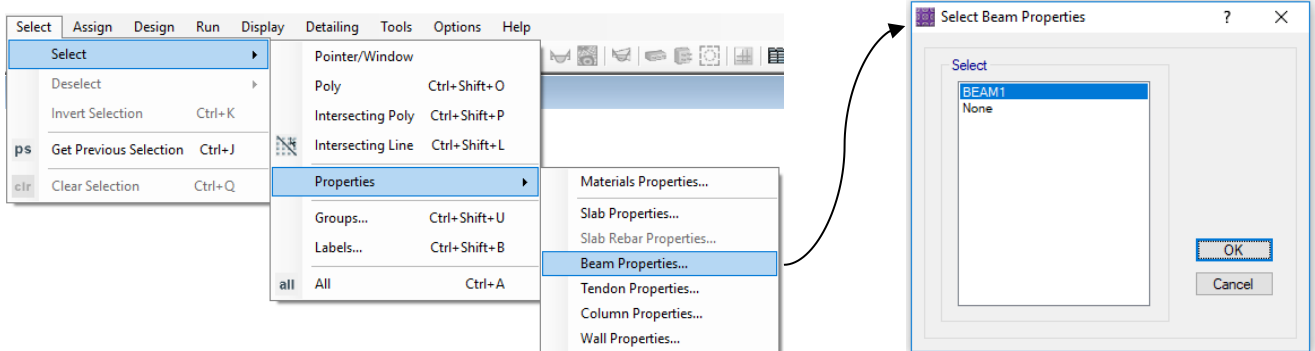
۱۱-۷-۲- رسم پی نواری

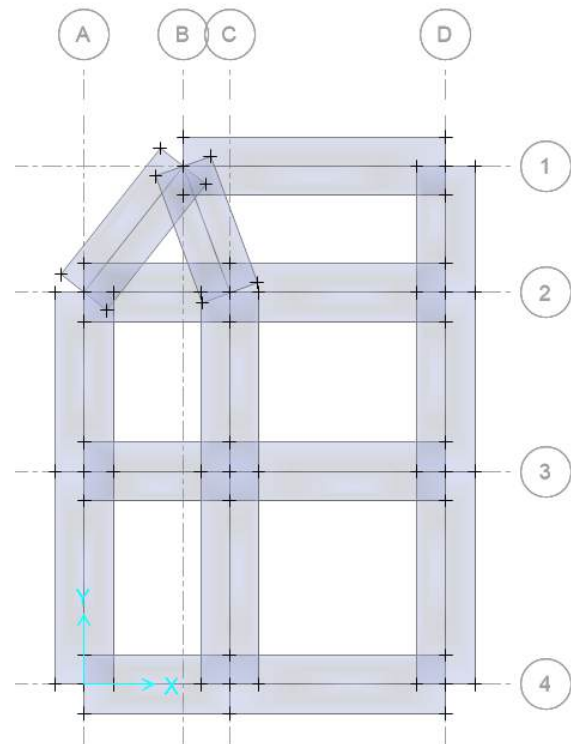
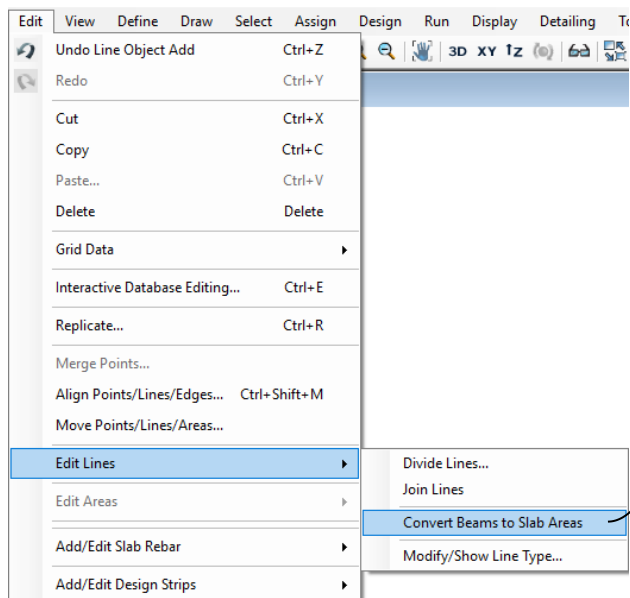
برای رسم پی‌های نواری نیز بهتر است خطوط مرزی نوارها در نرم‌افزار اتوکد با استفاده از دستور mline رسم شده و طبق روشی که در بخش رسم پی گسترده (۱۱-۷-۱) ذکر گردید، شکل پی به مدل سیف انتقال یابد. سپس می‌توان به راحتی سطوح مورد نظر را رسم و مقطع دلخواه را به آنها اختصاص داد. برخی از طراحان از رسم و جابجایی المان‌های تیر با مقطع none در نرم‌افزار سیف برای رسم پی استفاده می‌کنند و در نهایت المان‌های تیر را از مدل حذف می‌کنند. توجه شود استفاده از بازشو (Opening) در رسم پی به دلیل ایجاد اشکال در محاسبه برش پانچ مناسب نمی‌باشد و استفاده از آن توصیه نمی‌شود. به عنوان یک روش دیگر می‌توان از المان تیر استفاده نمود. بدین ترتیب که ابتدا مقطع تیر با ابعاد نوارهای پی به صورت زیر تعریف شده و مابین ستون‌ها رسم می‌شود. سپس این تیرها به المان‌های سطحی تبدیل می‌شوند.



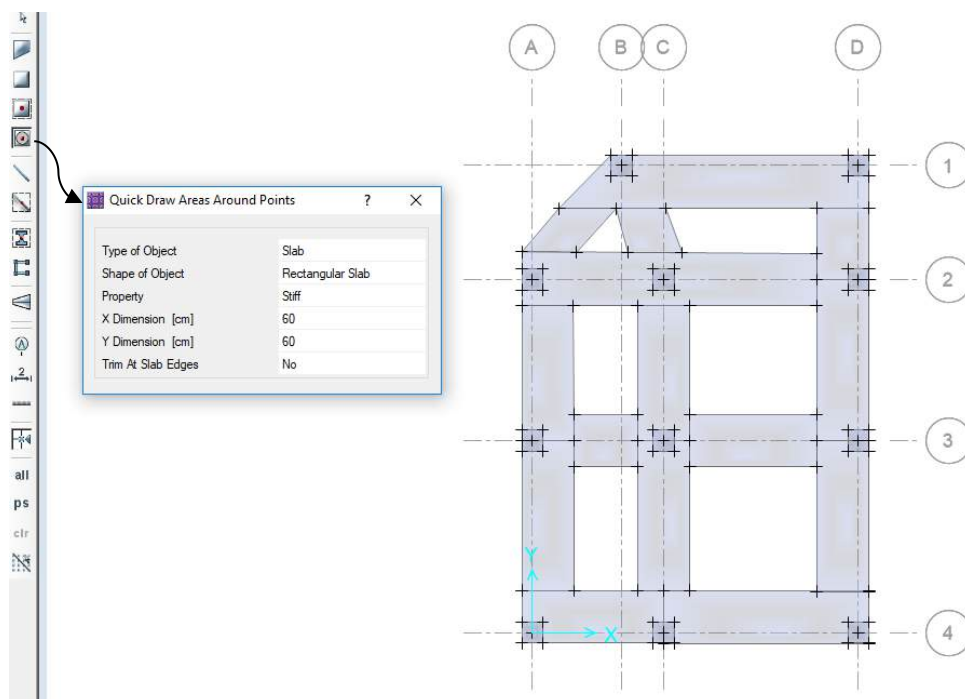


حال پس از انتخاب تیرهای رسم شده از طریق ابزار Select، آنها را به صورت زیر به المانهای سطحی تبدیل می‌کنیم.

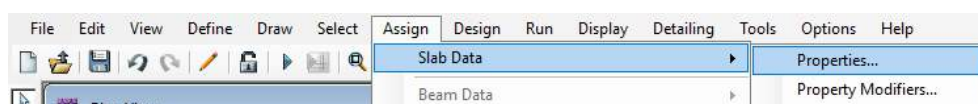




در اینجا نیز بهتر است برای اطمینان از ابعاد پی و جلوگیری از خروج از محدوده زمین، طبق روش ذکر شده در بخش رسم پی گسترده (۱۱-۷-۱)، شکل پی به مدل اضافه شود. بر این اساس می‌توان تغییرات لازم در نوارهای رسم شده را با استفاده از ابزار Reshape اعمال نمود. پس از تبدیل المان‌های تیر به سطح، این تیرها حذف نمی‌شوند و مقطع آنها به None تغییر می‌یابد. بنابراین می‌توان پس از انتخاب المان‌های تیر آنها را از مدل حذف نمود. المان‌های Stiff نیز با استفاده از ابزار زیر در محل ستون‌ها رسم می‌شوند.

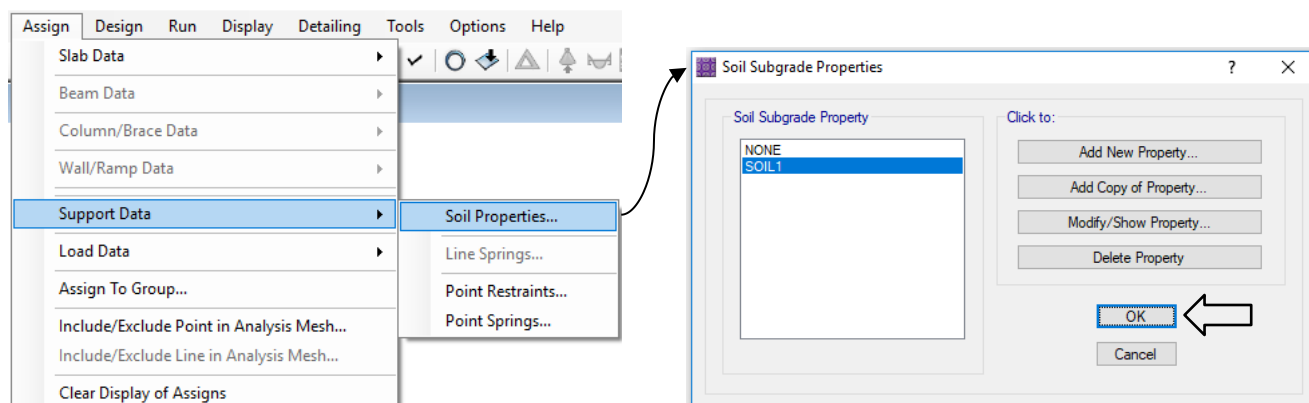


در صورت نیاز می‌توان مقاطع اختصاص داده شده به سطوح ایجاد شده را پس از انتخاب آنها با استفاده از گزینه‌ی زیر تغییر داد.



۸-۱۱- اختصاص مشخصات خاک زیر پی

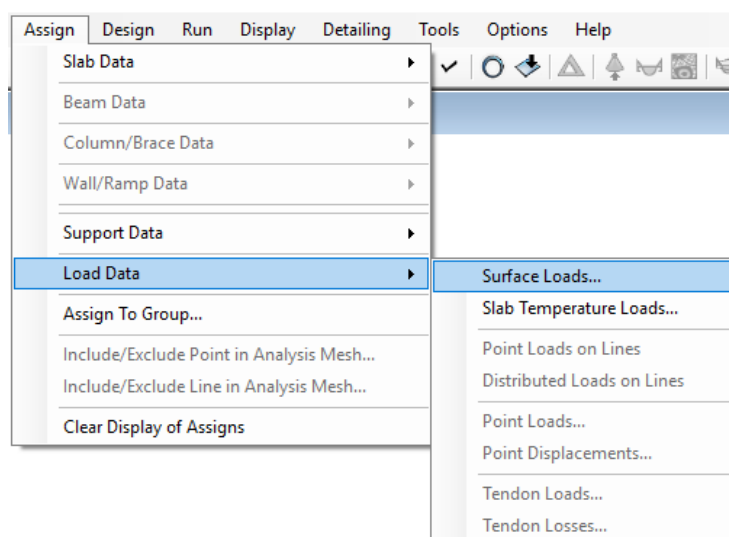
پس از رسم هندسه‌ی پی لازم است خاک زیر پی اختصاص یابد. در ابتدا سطوح مورد نظر را انتخاب نموده و سپس به صورت زیر نوع خاک زیر پی را به این سطوح اختصاص می‌دهیم.

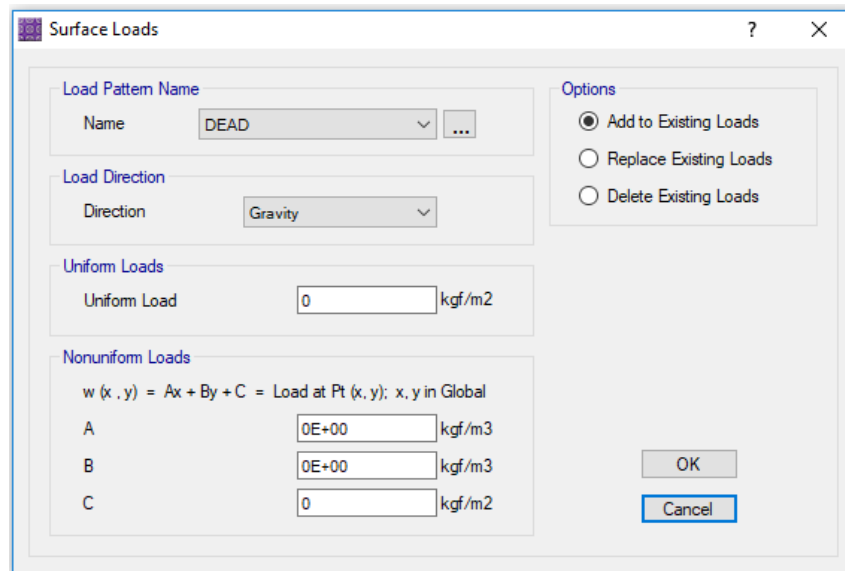


در پنجره فوق کافیت پس انتخاب نوع خاک مورد نظر (در اینجا SOIL1) گزینه OK انتخاب شود. سایر گزینه‌ها مربوط به تعریف خاک زیر پی و ضریب ارتجاعی بستر مشابه گزینه Soil Subgrade Properties در منوی Define هستند که در اینجا تکرار شده‌اند.

۹-۱۱- اختصاص بارهای وارد بر پی

بارهای انتقال یافته از ایتبس بارهای اعمال شده بر پی از جانب ستون‌ها و دیوارهای برشی هستند. لازم است بارهای سطحی که مستقیماً بر روی پی اعمال می‌شوند نیز بصورت جداگانه تعریف شوند. این بارها می‌تواند بار زنده و بار مرده‌ی کف‌سازی روی پی باشد. بدیهی است وزن خود پی توسط نرم‌افزار سیف در نظر گرفته خواهد شد. برای اعمال بارهای ذکر شده، پس از انتخاب سطح مورد نظر به صورت زیر عمل می‌نماییم. معمولاً کف‌سازی بر روی پی ارتفاع بیشتری از سایر طبقات داشته و در حدود ۳۰ تا ۵۰ سانتیمتر می‌تواند باشد. این بار به صورت تقریبی و با وزن مخصوص متوسط مصالح مورد استفاده (در حدود 1700 kg/m^3) می‌تواند محاسبه گردد. همچنین بر اساس کاربری سطح روی پی که عموماً پارکینگ یا انباری است، بار زنده کف نیز قابل تعیین است. در صورت وجود دیوارهایی با وزن قابل توجه بر روی پی مانند دیوارهای پیرامونی سازه، می‌توان این بارها را نیز اعمال نمود. البته اعمال بار گسترده‌ی خطی بر روی سطح پی امکانپذیر نیست و لازم است در محل مورد نظر تیرهایی با مقطع none تعریف نموده و بارهای گسترده‌ی خطی را بر روی این تیرها اعمال نمود.



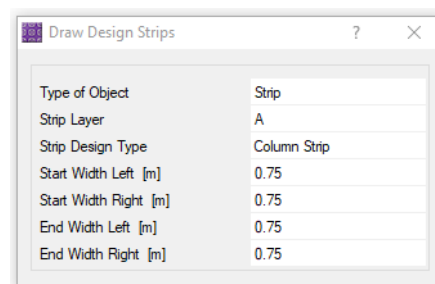
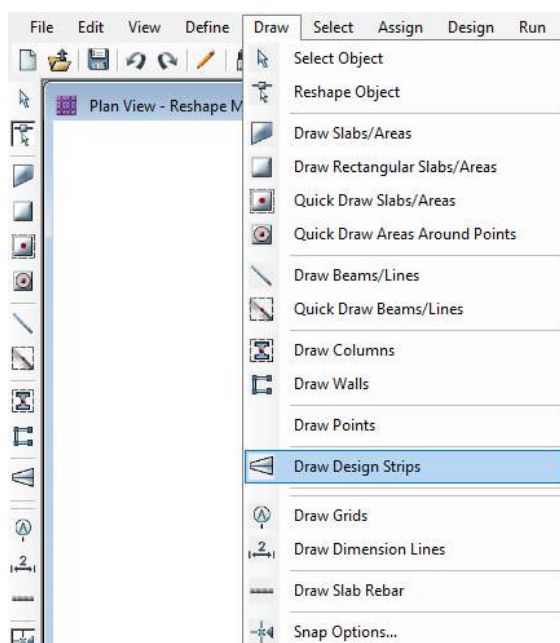


۱۱-۱۰-نوارهای طراحی

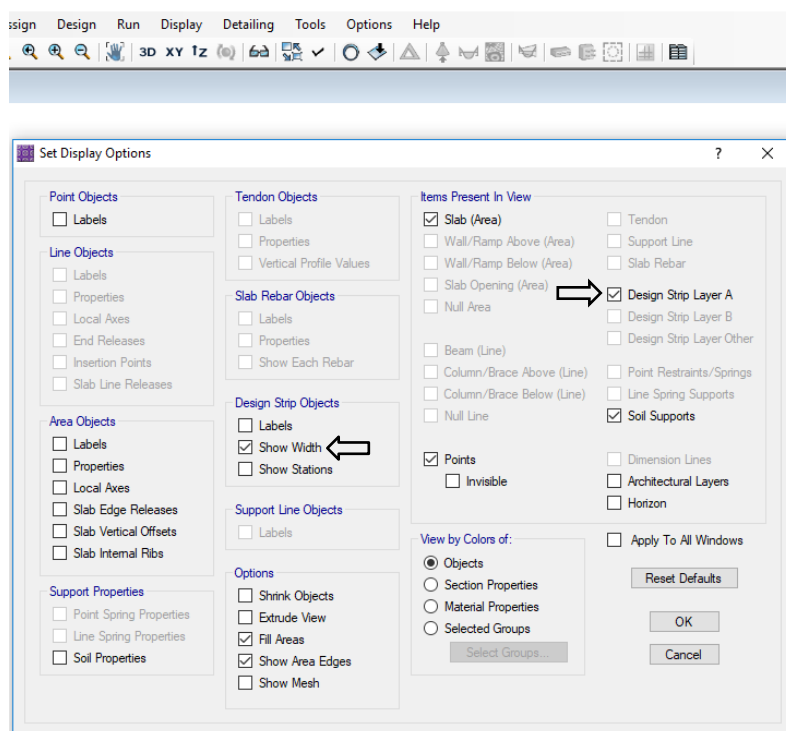
برای طراحی پی تحت خمش لازم است نوارهای طراحی رسم گردند. این نوارها در دو راستای اصلی (معمولاً X و Y) با نام لایه‌های A و B رسم می‌شوند. این نوارها نماینده‌ی نحوه‌ی قرارگیری آرماتورها بوده و محاسبات لنگرهای خمشی و آرماتورهای تقویتی بر اساس این نوارها انجام می‌پذیرد.

۱۱-۱۰-۱-نوارهای طراحی در پی‌های گسترده

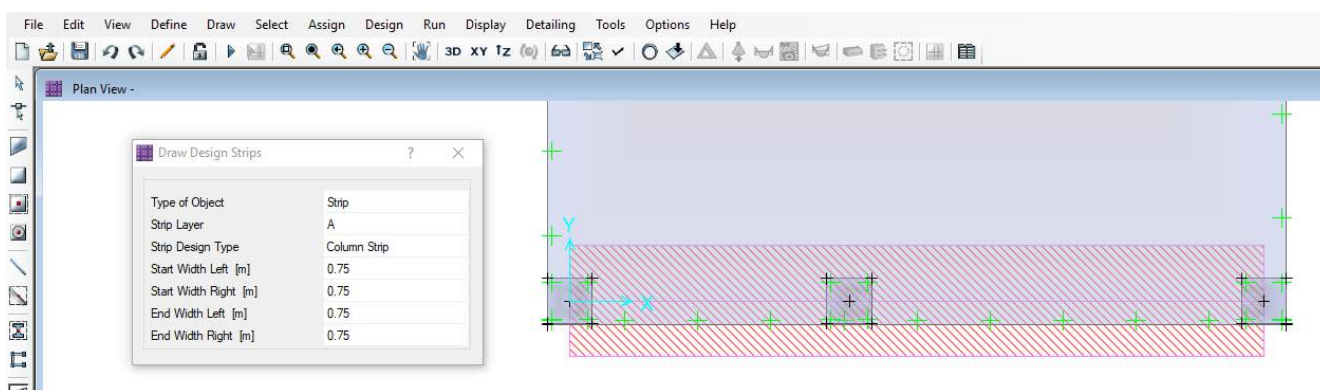
نرم‌افزار سیف امکان رسم نوارهای طراحی به صورت اتوماتیک را دارد، اما معمولاً نوارهای رسم شده توسط نرم‌افزار چندان مناسب نبوده و اغلب به ویرایش زیادی نیاز دارند. بنابراین رسم نوارهای طراحی به صورت دستی گزینه‌ی مناسب‌تر و راحت‌تری خواهد بود. عموماً لازم نیست عرض نوارهای طراحی کمتر از یک متر در نظر گرفته شود. حداکثر عرض نوارهای طراحی نیز یک چهارم طول دهانه‌ی بین ستون‌ها پیشنهاد می‌شود. برای سازه‌های با دهانه‌های متداول عرض نوار ۱/۵ متری معمولاً مناسب است. همچنین با توجه به اینکه در اینجا تفاوتی بین نوارهای ستونی و میانی نیست، تمام نوارها به صورت نوار ستونی تعریف می‌گردد. برای رسم نوارهای طراحی به صورت زیر عمل می‌نماییم.



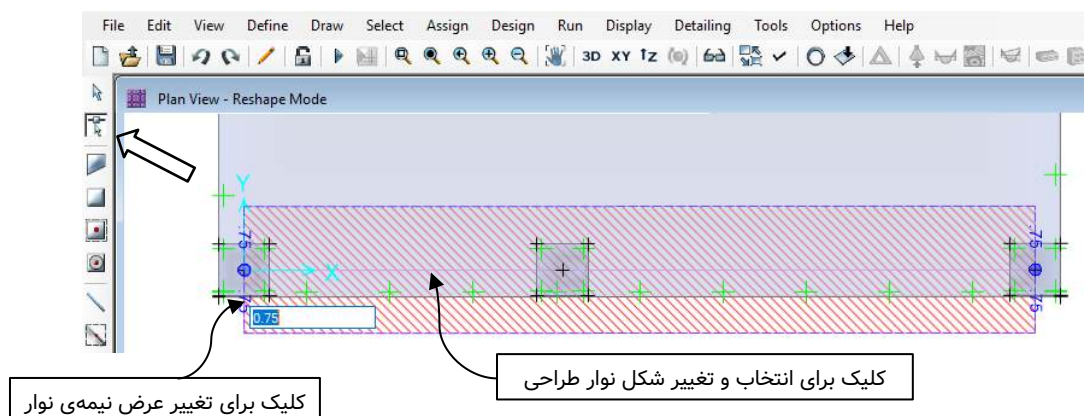
برای مشاهده‌ی نوارهای طراحی و عرض این نوارها لازم است گزینه‌های زیر فعال گردند.



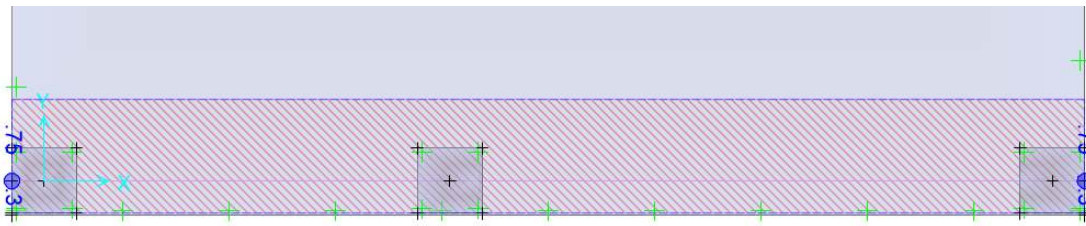
برای رسم اولیه می‌توان از نقاط تکیه‌گاهی برای رسم نوارها استفاده کرد. به این ترتیب نوارهایی که در راستای محور ستون‌ها قرار دارند رسم خواهند شد. سپس با استفاده از ابزار Reshape می‌توان اصلاحات لازم را انجام داد.



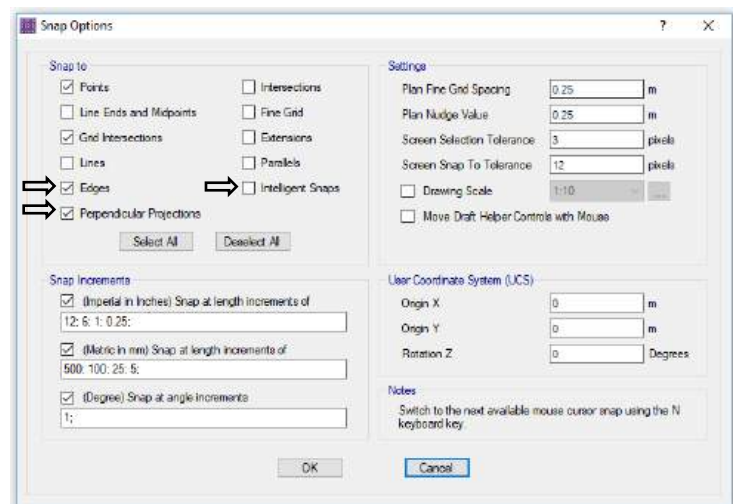
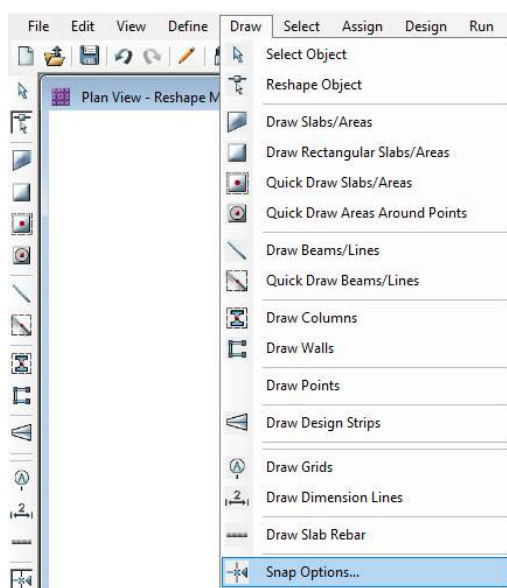
با انتخاب ابزار Reshape و کلیک بر روی محور میانی هر نوار، امکان اعمال تغییر شکل ایجاد خواهد گردید. همچنین با کلیک بر روی ضلع کناری می‌توان عرض نیمه‌ی دلخواه نوار را تغییر داد.



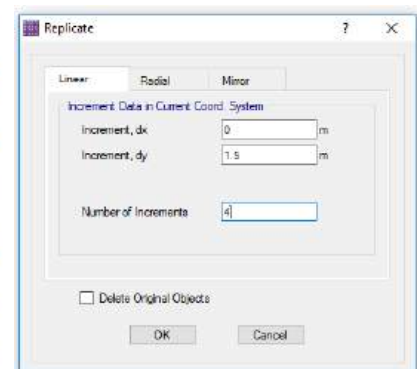
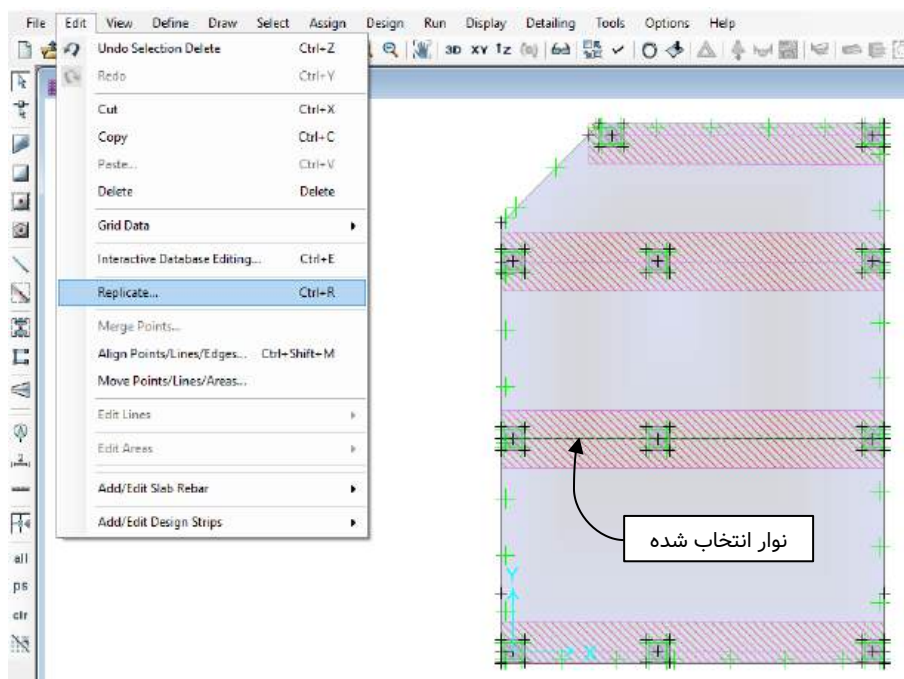
پس از اعمال ویرایش‌های لازم نوار مورد نظر به صورت زیر خواهد بود.



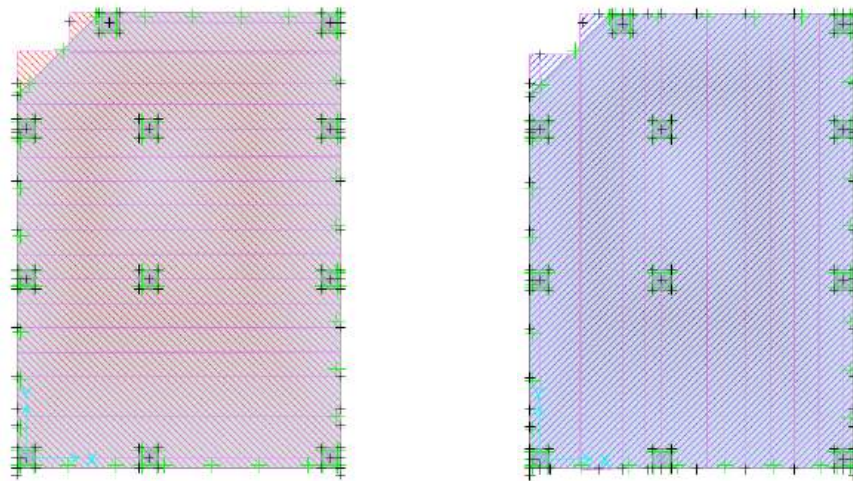
برای رسم سایر نوارها می‌توان مختصات نقطه‌ی میانی در ابتدا و انتهای آنها را بدست آورده و به صورت نقطه (گره) به مدل در مختصات مورد نظر اضافه نمود. از این نقاط می‌توان به عنوان راهنما برای رسم نوارها استفاده نمود. هرچند معمولاً چنین دقتی برای رسم نوارها مورد نیاز نیست و می‌توان با فعال کردن Snap به لبه‌ها و عمود بر خطوط، سایر نوارها را به صورت چشمی رسم نمود و سپس ویرایش‌های لازم را اعمال نمود.



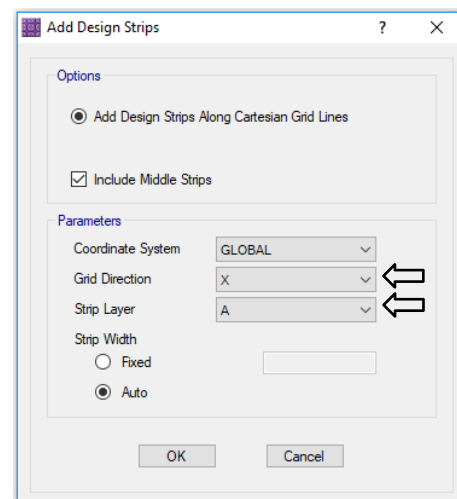
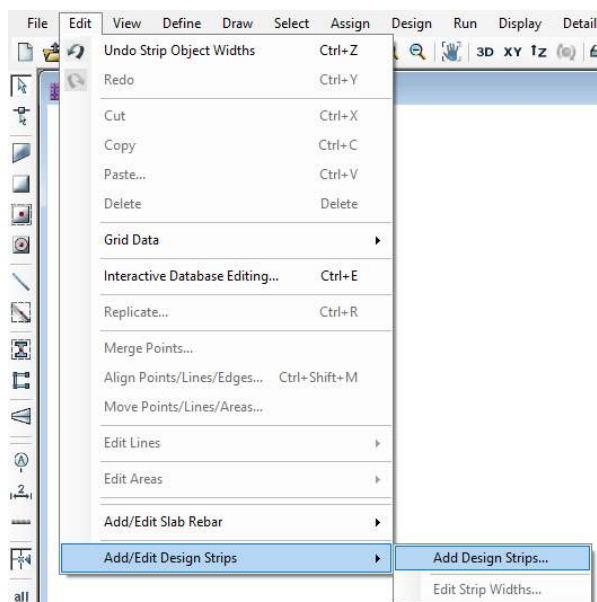
همچنین می‌توان یکی از نوارهای رسم شده را انتخاب کرده و با استفاده از امکان Replicate سایر نوارها را رسم نمود.



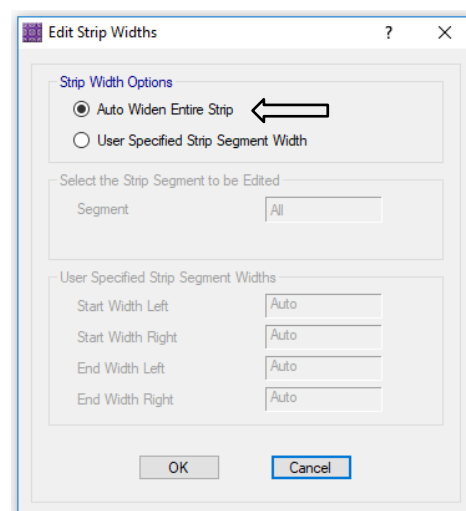
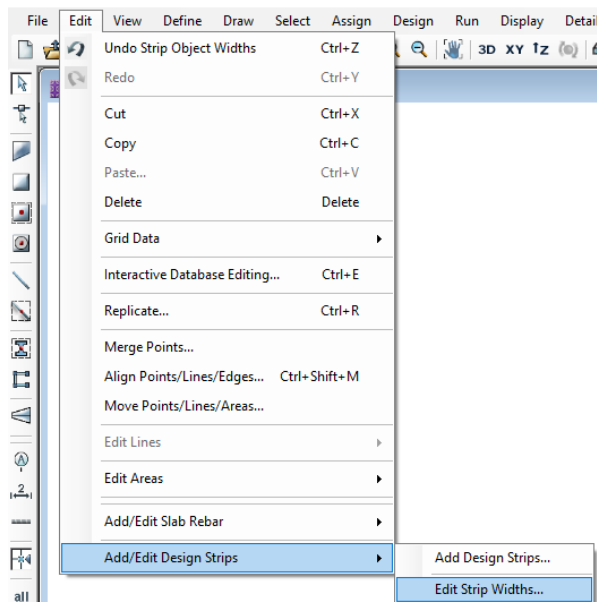
بدین ترتیب نوارهای طراحی در دو راستای X و Y با نام‌های لایه‌های A و B رسم می‌گردند.



برای رسم نوارهای طراحی به صورت اتوماتیک نیز می‌توان به صورت زیر عمل کرد.

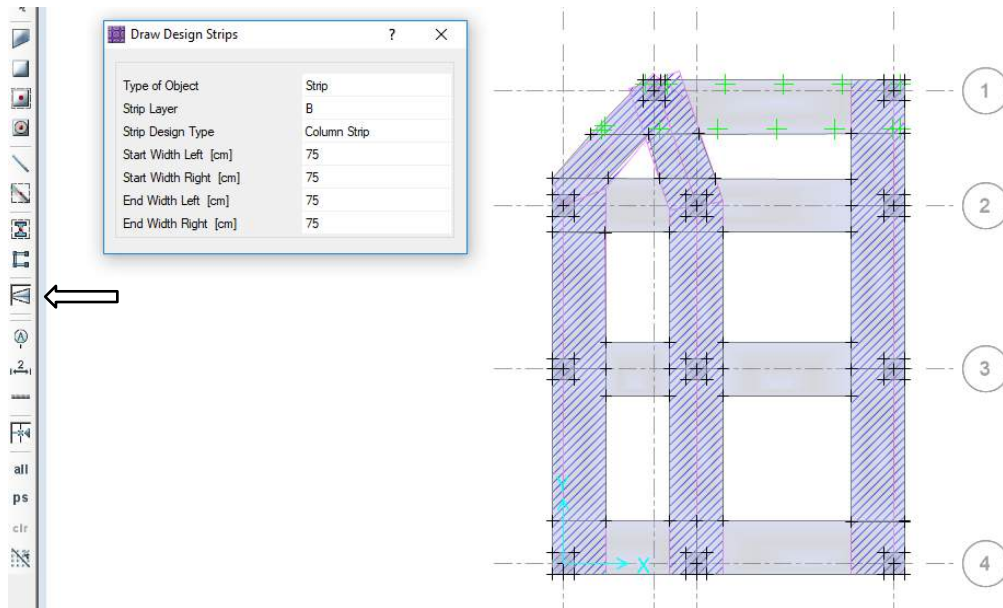


پس از رسم اتوماتیک بایستی عرض این نوارها نیز مجدداً به صورت اتوماتیک تنظیم گردد. بنابراین پس از انتخاب کل مدل به صورت زیر عمل می‌کنیم.



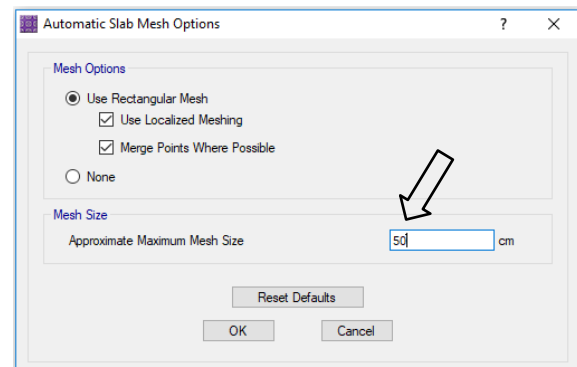
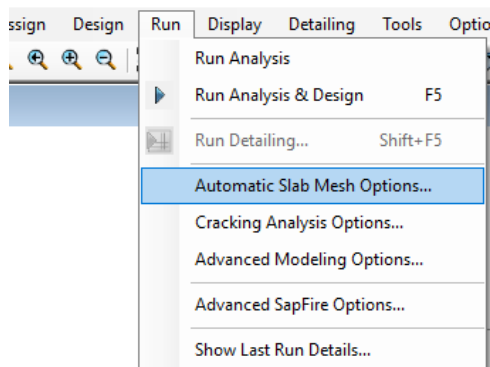
۱۱-۲- نوارهای طراحی در پی‌های نواری

در پی‌های نواری، نوارهای طراحی بایستی به صورت دستی و با عرضی برابر با عرض نوارهای پی رسم شوند. همانگونه که ملاحظه می‌گردد امکان رسم نوارهای مایل نیز وجود دارد. مشابه قبل نوارهای طراحی در هر دو راستای X و Y با نام لایه‌های A و B رسم می‌شوند.

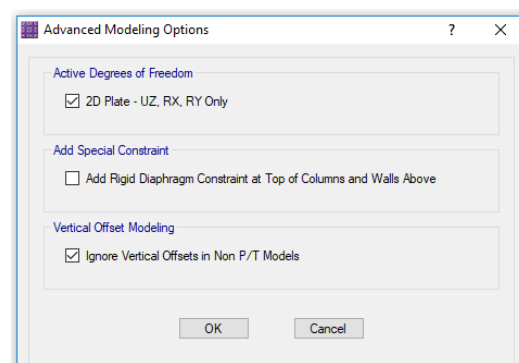
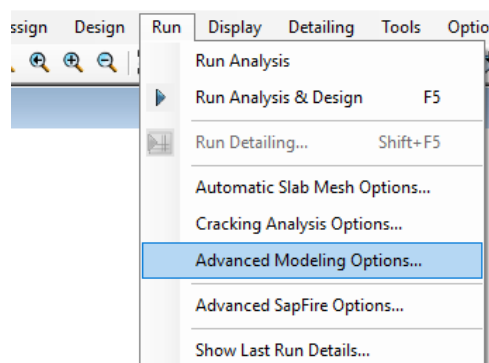


۱۱-۱۱- تنظیمات تحلیل

برای تعیین تنظیمات مربوط به مش‌بندی از گزینه زیر استفاده می‌شود. معمولاً حداکثر اندازه‌ی مش در حدود ۰/۵ تا ۱ متر مناسب خواهد بود. استفاده از اندازه مش کوچک باعث افزایش دقت و همچنین افزایش زمان تحلیل می‌گردد.

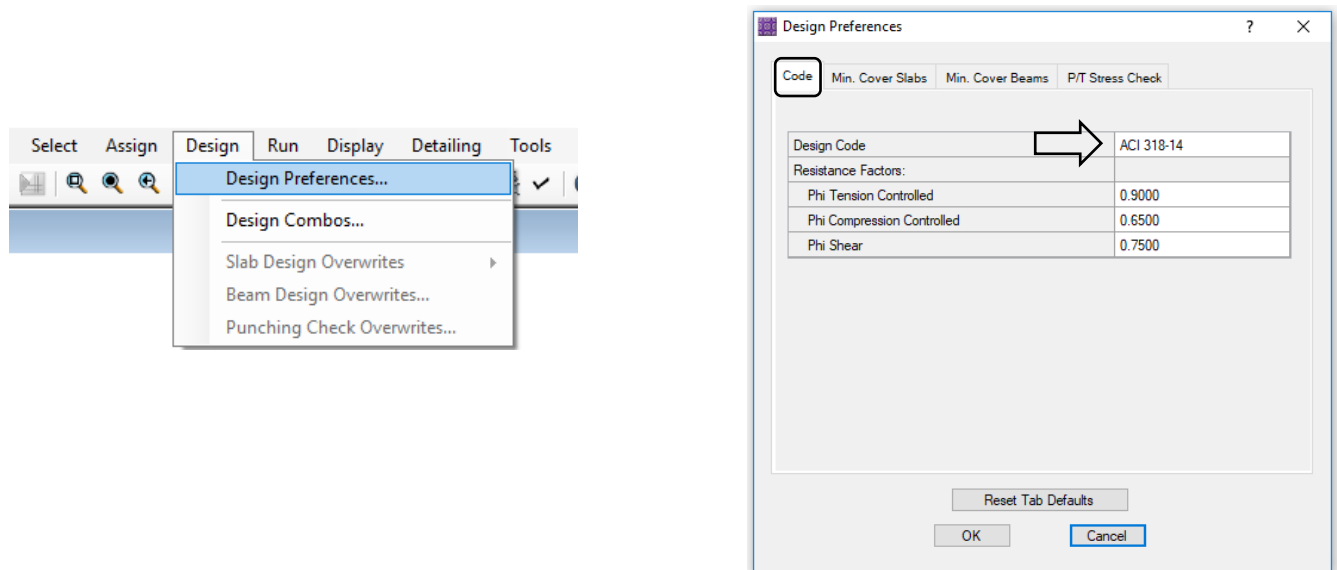


تنظیمات دیگری نیز در بخش تنظیمات پیشرفته وجود دارد. با توجه به اینکه مدل در راستای X و Y قیدی ندارد، لازم است این درجات آزادی از تحلیل حذف گردند. برای این منظور لازم است گزینه‌ی اول در پنجره‌ی زیر انتخاب شود.



۱۱-۱۲- تنظیمات طراحی

برای تنظیمات طراحی از گزینه‌ی Design Preferences استفاده می‌شود. آیین‌نامه‌ی مورد استفاده مشابه طراحی سازه‌های بتنی آیین‌نامه‌ی ACI 318-14 می‌باشد.



همچنین کاور بتنی مورد نیاز در این قسمت تعیین می‌گردد. طبق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ کاور حداقل بتن طبق جدول زیر تعیین می‌شود.

۵-۹-۴-۹ پوشش بتنی روی آرماتورها در شرایط محیطی معمولی (غیر خورنده)

۱-۵-۹-۴-۹ ضخامت پوشش بتنی روی کلیه آرماتورهای طولی و عرضی نباید از مقادیر داده شده در جدول ۶-۴-۹ کمتر باشد.

۲-۵-۹-۴-۹ برای گروه میلگردها، ضخامت پوشش بتنی روی آن‌ها، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر باشد.

الف- قطر معادل گروه میلگردها؛

ب- ۷۵ میلی‌متر برای مواردی که بتن بر روی خاک ریخته شده و با آن در تماس دائمی است؛ و ۵۰ میلی‌متر برای مواردی که بتن در تماس با خاک ریخته نشده است.

جدول ۶-۴-۹ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

شرایط محیطی سازه بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلی‌متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	کلیه‌ی میلگردها	۷۵
	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی‌متر	۵۰
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.			میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر
	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلی‌متر		۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای قطر ۳۴ میلی‌متر و نازک‌تر	۲۰
		آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

بنابراین کاور خالص در شرایط محیطی معمولی برای بتنی که در تماس دائم با خاک است ۷/۵ سانتیمتر و برای بتنی که در تماس غیردائم با خاک است یا بر روی بتن مگر ریخته می‌شود برابر ۵ سانتیمتر خواهد بود. کاور مورد نیاز در شرایط محیطی خورنده در پیوست ۱ مبحث نهم به تفصیل ارائه شده است.

Design Preferences

Code Min. Cover Slabs Min. Cover Beams P/T Stress Check

Non-Prestressed Reinforcement	
Clear Cover Top (cm)	5
Clear Cover Bottom (cm)	5
Preferred Bar Size	22
Inner Slab Rebar Layer	Layer B

Post-Tensioning

CGS of Tendon Top (cm)	2.5
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay (cm)	4
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay (cm)	2.5

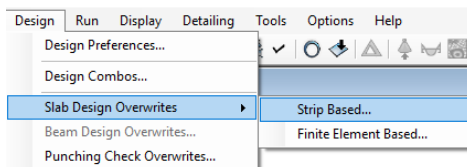
Minimum Reinforcing

Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way
-----------------------------------	---------

Reset Tab Defaults

OK Cancel

برای تعیین نوع میلگرد مصرفی در نوارهای طراحی ابتدا نوارهای A را با استفاده از امکانات منوی Select انتخاب کرده و سپس به صورت زیر عمل می‌نماییم. سپس همین روند را برای لایه‌ی B نیز تکرار می‌کنیم.



Strip Based Slab Design Overwrites

General

Strip Layer A

Strip Design Type Column Strip

☒ Design This Strip

☐ Ignore PT When Designing This Strip

Material

Rebar Material AIII

Cover

☒ From Preferences

☐ Specified to Center of Steel

Top Cover

Bottom Cover

Live Load Reduction

Reduced Live Load Factor 1

OK Cancel

۱۱-۱۳- ترکیب بارهای طراحی پی

همانگونه که ذکر گردید الزامات و ترکیبات بار طراحی پی مشابه طراحی سازه‌های بتنی است. لذا ترکیبات بار مورد استفاده در طراحی پی همان ترکیبات طراحی بتنی انتقال یافته از ایتبس خواهد بود. با این تفاوت که طبق استاندارد ۲۸۰۰ اثر نیروی قائم زلزله در جهت رو به بالا می‌تواند در طراحی پی صرف نظر شود.

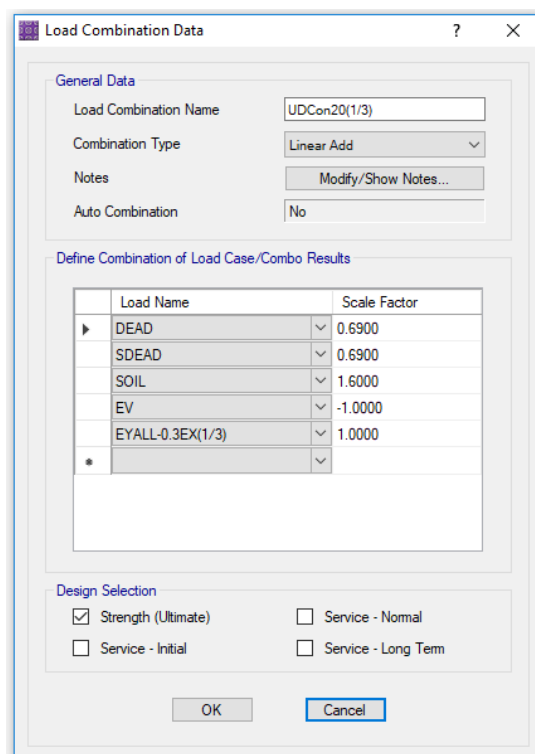
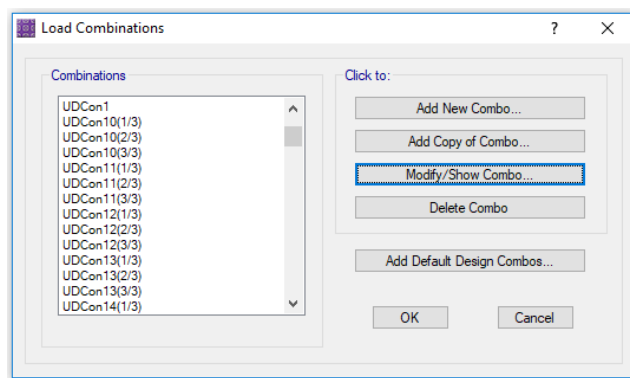
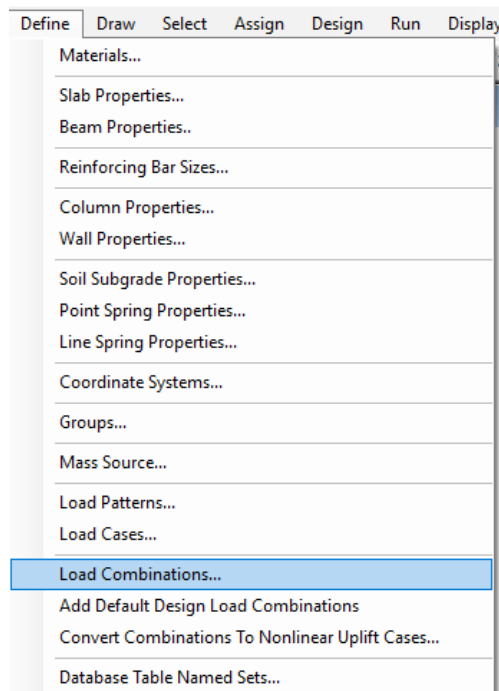
۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V = 0.6 A I W_p \quad (3-10)$$

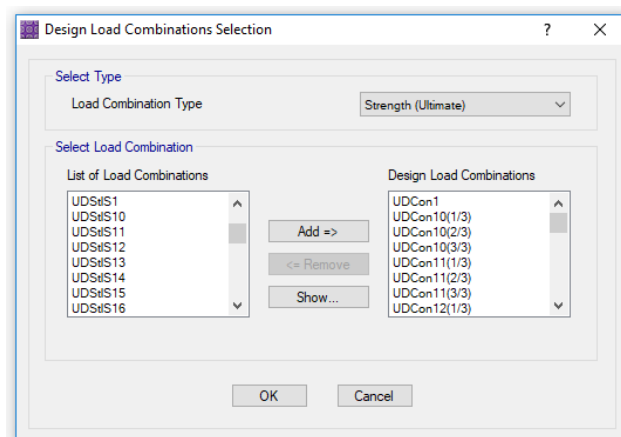
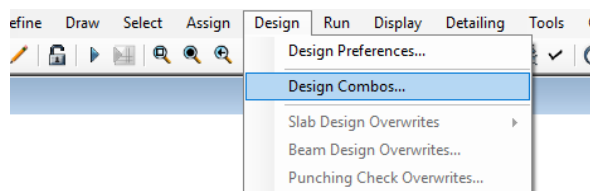
در این رابطه:

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 رو به پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.
 در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

بنابراین ترکیبات UDCON به شکل $0.69 (D+SD) + pE - EV$ و یا $0.9 (D+SD) + pE - EV$ بایستی به $0.9 (D+SD) + pE$ تغییر یابند. برای اعمال تغییرات در ترکیبات بار از بخش Load Combinations استفاده می‌شود.



برای تعیین ترکیبات باری که بایستی در طراحی پی در نظر گرفته شود، به صورت زیر ترکیبات بار بتنی را انتخاب می‌کنیم.



۱۱-۱۴- ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی

طبق مبحث هفت مقررات ملی ساختمان از روش تنش مجاز می‌توان برای کنترل تنش خاک زیر پی استفاده کرد. در این حالت بایستی از ترکیبات بار روش تنش مجاز در مبحث ششم استفاده نمود.

۳-۳-۳-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز

در طراحی به روش‌های تنش مجاز یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضاء سازه‌ای تولید می‌کنند، باید مدنظر قرار گیرد.

- ⇒ ۱) D
- ⇒ ۲) D + L
- ⇒ ۳) D + (L_T یا S یا R)
- ⇒ ۴) D + ۰.۷۵L + ۰.۷۵(L_T یا S یا R)
- ۵) D + W
- ۶) D + ۰.۷۵L + ۰.۷۵W + ۰.۷۵(L_T یا S یا R)
- ⇒ ۷) D + ۰.۷E
- ⇒ ۸) D + ۰.۷۵L + ۰.۷۵(۰.۷E) + ۰.۷۵S
- ۹) ۰.۶D + W
- ⇒ ۱۰) ۰.۶D + ۰.۷E

بر این اساس، ترکیبات بار لرزه‌ای برای کنترل تنش خاک زیر پی به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند:

حروف اختصاری الگوی بارهای مختلف:

DEAD=D	SDEAD=SD	LIVE20=L20	LIVE40=L40	LIVE0.5=L0.5	LRED=LRED	LROOF=Lr
SNOW=S	TEMP=T	SOIL=SOIL	LPARTITION=LP			

SOIL1:	(D+SD)
SOIL2:	(D+SD) + (L20+L40+LRED+L0.5+LP)
SOIL3:	(D+SD) + Lr
SOIL4:	(D+SD) + S
SOIL5:	(D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.75 Lr
SOIL6:	(D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.75 S
SOIL7:	$\alpha (D+SD) + 0.7 \rho (EXALL+0.3EY) + 0.7 EV$
SOIL8:	$\alpha (D+SD) - 0.7 \rho (EXALL+0.3EY) + 0.7 EV$
SOIL9:	$\alpha (D+SD) + 0.7 \rho (EXALL-0.3EY) + 0.7 EV$
SOIL10:	$\alpha (D+SD) - 0.7 \rho (EXALL-0.3EY) + 0.7 EV$
SOIL11:	$\alpha (D+SD) + 0.7 \rho (EYALL+0.3EX) + 0.7 EV$
SOIL12:	$\alpha (D+SD) - 0.7 \rho (EYALL+0.3EX) + 0.7 EV$
SOIL13:	$\alpha (D+SD) + 0.7 \rho (EYALL-0.3EX) + 0.7 EV$
SOIL14:	$\alpha (D+SD) - 0.7 \rho (EYALL-0.3EX) + 0.7 EV$
SOIL15:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.525 \rho (EXALL+0.3EY) + 0.525 EV + 0.75 S$
SOIL16:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) - 0.525 \rho (EXALL+0.3EY) + 0.525 EV + 0.75 S$
SOIL17:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.525 \rho (EXALL-0.3EY) + 0.525 EV + 0.75 S$
SOIL18:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) - 0.525 \rho (EXALL-0.3EY) + 0.525 EV + 0.75 S$

SOIL19:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.525 \rho (EYALL+0.3EX) + 0.525 EV + 0.75 S$
SOIL20:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) - 0.525 \rho (EYALL+0.3EX) + 0.525 EV + 0.75 S$
SOIL21:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.525 \rho (EYALL-0.3EX) + 0.525 EV + 0.75 S$
SOIL22:	$\beta (D+SD) + 0.75 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) - 0.525 \rho (EYALL-0.3EX) + 0.525 EV + 0.75 S$
SOIL23:	$0.6 (D+SD) + 0.7 \rho (EXALL+0.3EY)$
SOIL24:	$0.6 (D+SD) - 0.7 \rho (EXALL+0.3EY)$
SOIL25:	$0.6 (D+SD) + 0.7 \rho (EXALL-0.3EY)$
SOIL26:	$0.6 (D+SD) - 0.7 \rho (EXALL-0.3EY)$
SOIL27:	$0.6 (D+SD) + 0.7 \rho (EYALL+0.3EX)$
SOIL28:	$0.6 (D+SD) - 0.7 \rho (EYALL+0.3EX)$
SOIL29:	$0.6 (D+SD) + 0.7 \rho (EYALL-0.3EX)$
SOIL30:	$0.6 (D+SD) - 0.7 \rho (EYALL-0.3EX)$

* طبق مبحث ششم در ترکیبات بار روش تنش مجاز امکان کاهش ضریب بارهای زنده در ترکیبات خاص وجود ندارد و بنابراین الگوی بار L0.5 با همان ضریب سایر بارهای زنده وارد می‌گردد.

* در ترکیبات ۷ الی ۱۴ ضریب α برای مناطق با $A=0.35$ و اهمیت $I=1$ برابر $1+0.7(0.6AI) = 1+0.7 \times 0.6 \times 0.35 \times 1 = 1.147$ و برای مناطق با $A \leq 0.3$ برابر ۱ می‌باشد.

* در ترکیبات ۱۵ الی ۲۲ ضریب β برای مناطق با $A=0.35$ و اهمیت $I=1$ برابر $1+0.75 \times 0.7(0.6AI) = 1+0.75 \times 0.7 \times 0.6 \times 0.35 \times 1 = 1.11$ و برای مناطق با $A \leq 0.3$ برابر ۱ می‌باشد.

* در ترکیبات ۲۳ تا ۳۰ که به ترکیبات سبک مشهور هستند و برای کنترل بلندشدگی پی به کار می‌روند، زلزله قائم بایستی در جهت رو به بالا استفاده شود. اما طبق آنچه قبلاً گفته شد، آیین‌نامه اجازه می‌دهد از نیروی قائم رو به بالای زلزله در طراحی پی صرف نظر نمود. لذا نیروی قائم زلزله در این ترکیبات در نظر گرفته نمی‌شود.

* همانگونه که مشخص است در ترکیبات فوق زلزله ۱۰۰-۳۰ و همچنین ضریب نامعینی بایستی وارد شوند.

* برای سازه‌هایی که احتمال حاکم شدن نیروی باد وجود دارد ترکیبات مربوط به بار باد بایستی اضافه گردند.

* ترکیبات فوق در فایل ایتبس DefaultFile.edb تعریف شده‌اند و می‌توانند به فایل سیف انتقال داده شوند.

* در صورت وجود نیروی جانبی خاک، این الگو باید طبق توضیحات ذیل بند ۶-۲-۳-۳ از این آیین‌نامه به ترکیبات فوق اضافه شود.

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز

ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H ، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب $1/0$ در ترکیب بارها منظور شود.

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب $0/6$ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف‌نظر گردد.

۱۱-۱۵- کنترل تنش زیر پی

طبق مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، حداکثر تنش خاک زیر پی تحت بارهای وارده بر اساس معیار گسیختگی و نشست بررسی می‌شود. در خصوص معیار گسیختگی بندهای زیر قابل توجه است.

۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۷-۴-۵-۱-۲ در خاک‌های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می‌شود.

۷-۴-۵-۱-۳ در صورتی که بار زلزله یا باد از ۰/۲۵ مجموع بار زنده و مرده کمتر باشد از آن صرف‌نظر می‌شود.

۷-۴-۵-۱-۴ در صورتی که بار زلزله یا باد از ۰/۲۵ مجموع بار زنده و مرده بیشتر باشد باید بار زلزله یا باد در نظر گرفته شود. در این شرایط ظرفیت باربری مجاز خاک افزایش می‌یابد، زیرا ضریب اطمینان در شرایط زلزله کمتر از شرایط استاتیکی انتخاب می‌شود.

۷-۴-۵-۱-۵ ضریب اطمینان با توجه به نوع گسیختگی باید به صورت مناسب تعریف و مقدار آن نباید از مقادیر جدول ۷-۴-۴ کمتر باشد.

جدول ۷-۴-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در **شرایط استاتیکی** (پی منفرد-نواری)

نوع گسیختگی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۲	۱/۵	۴	۱/۵

۷-۴-۵-۳ ملاحظات **لرزه‌ای** در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

همانگونه که ملاحظه می‌شود ظرفیت باربری خاک زیر پی بر اساس معیار گسیختگی در مقابل بارهای ثقلی با ضریب اطمینان ۳ و در مقابل بارهای لرزه‌ای با ضریب اطمینان ۲ تعیین می‌گردد. در گزارش ژئوتکنیک معمولاً ظرفیت باربری بر اساس معیار گسیختگی با ضریب اطمینان ۳ گزارش می‌شود و لازم است تنش خاک زیر پی در ترکیبات بار لرزه‌ای با ۱/۵ برابر این مقدار کنترل شود.

در خصوص معیار نشست نیز بند زیر قابل توجه است. ظرفیت باربری بر اساس معیار نشست در مقابل بارهای ثقلی بررسی می‌شود.

۹-۴-۵-۱ در پی‌های انعطاف پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می‌توان بر اساس تنش متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

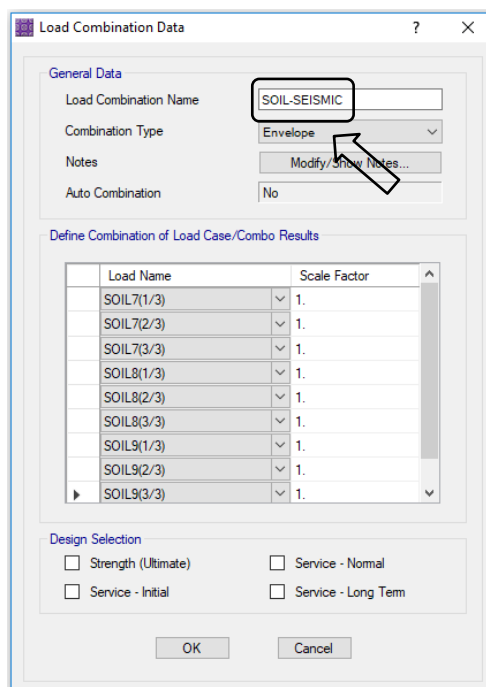
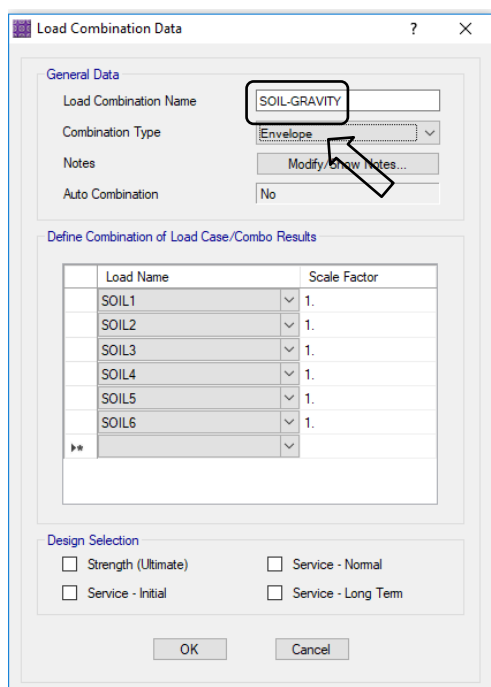
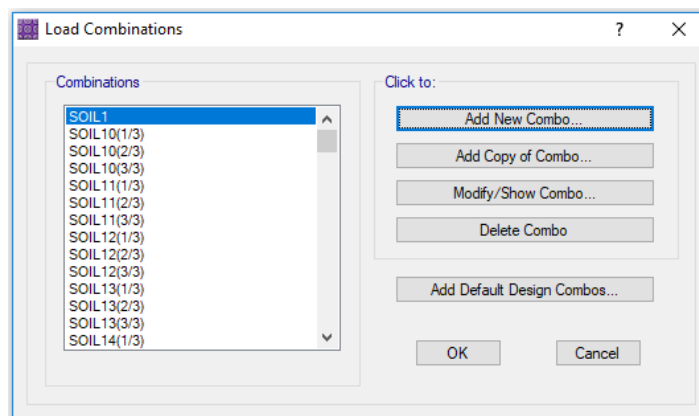
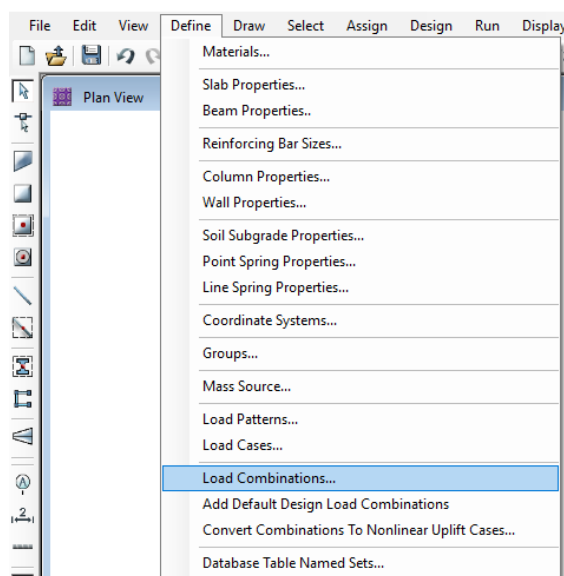
بر اساس موارد فوق، تنش خاک زیر پی باید طبق ۳ حالت مجزای زیر بررسی شود:

تنش حداکثر خاک تحت بارهای ثقلی $\geq$ ظرفیت مجاز با معیار گسیختگی با ضریب اطمینان ۳

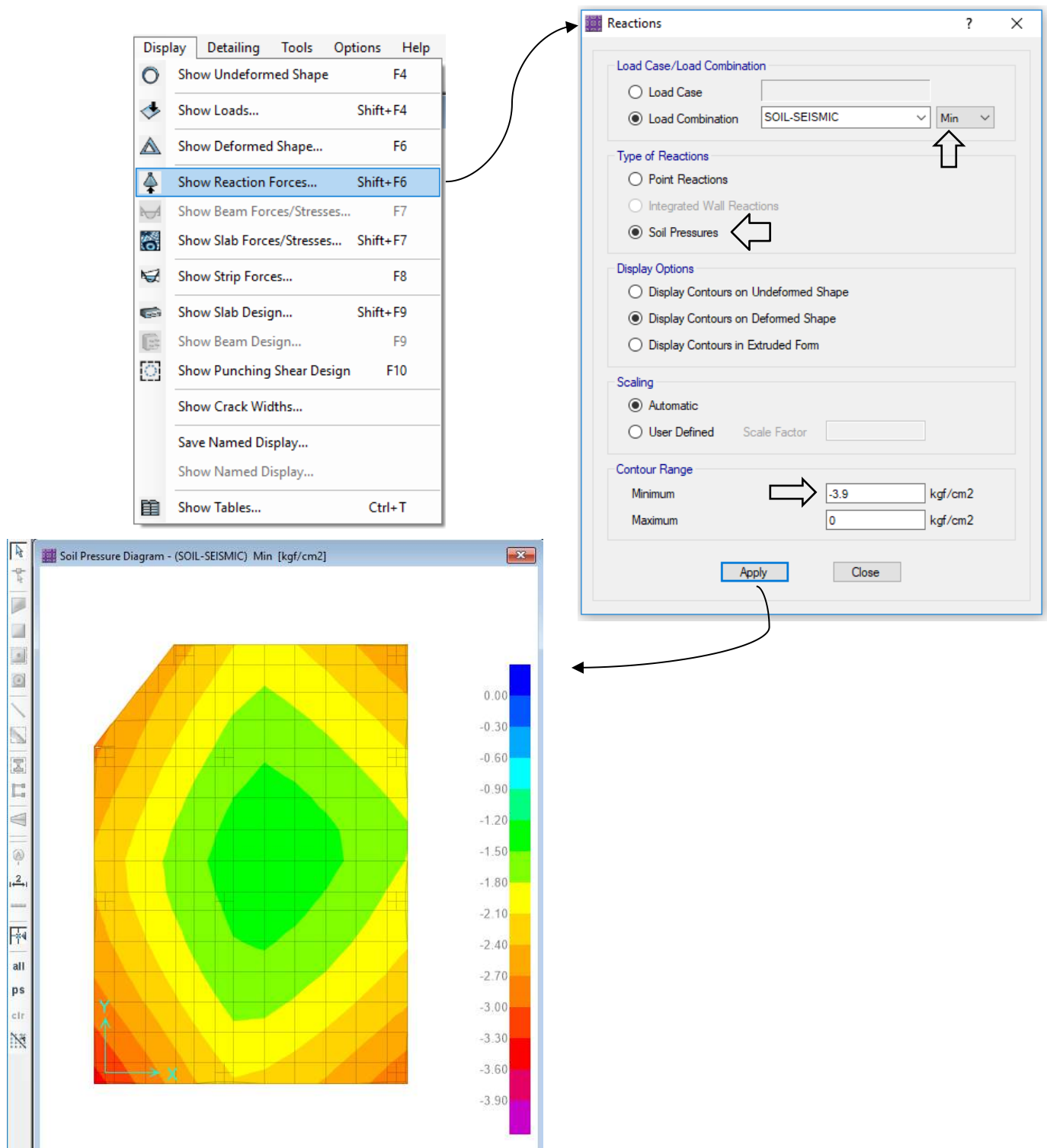
تنش حداکثر خاک تحت بارهای لرزه‌ای $\geq$ ظرفیت مجاز با معیار گسیختگی با ضریب اطمینان ۲

تنش متوسط خاک تحت بارهای ثقلی $\geq$ ظرفیت مجاز با معیار نشست

برای این منظور ترکیب بار پوش ثقلی برای ترکیبات ۱ تا ۶ و پوش لرزه‌ای برای ترکیبات ۷ تا ۳۰ به صورت زیر در نرم افزار SAFE تعریف می‌گردد.



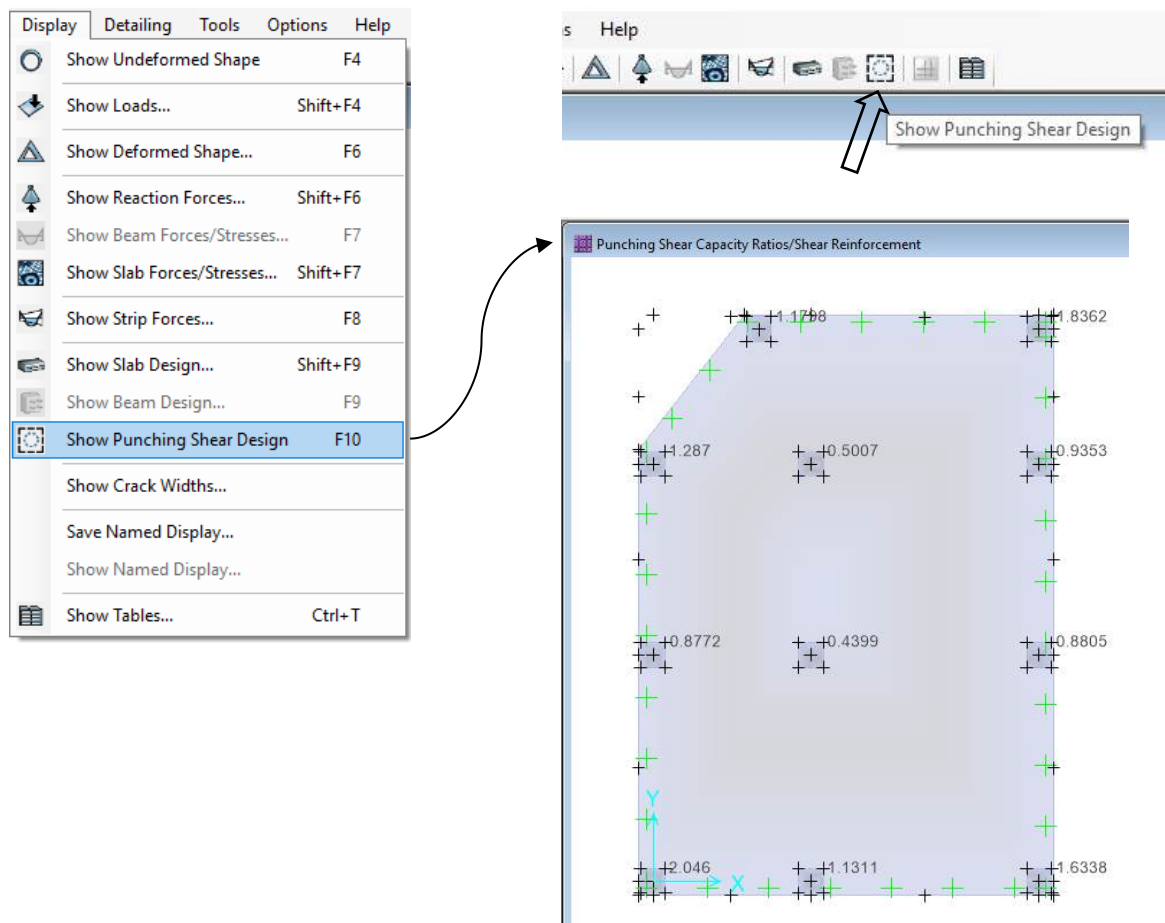
پس از انجام تحلیل، تنش زیر پی به صورت زیر قابل بررسی است. برای مثال در صورتی که تنش مجاز معیار گسیختگی با ضریب اطمینان ۳ برابر 2.6 kg/cm^2 و تنش مجاز معیار نشست برابر 3 kg/cm^2 باشد، حداکثر تنش خاک زیر پی تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای بایستی برای $2.6 \times 1.5 = 3.9 \text{ kg/cm}^2$ کنترل شود. برای این منظور مطابق شکل زیر حد -3.9 kg/cm^2 را در قسمت مینیمم وارد می‌کنیم. علامت - برای تنش فشاری به کار می‌رود.



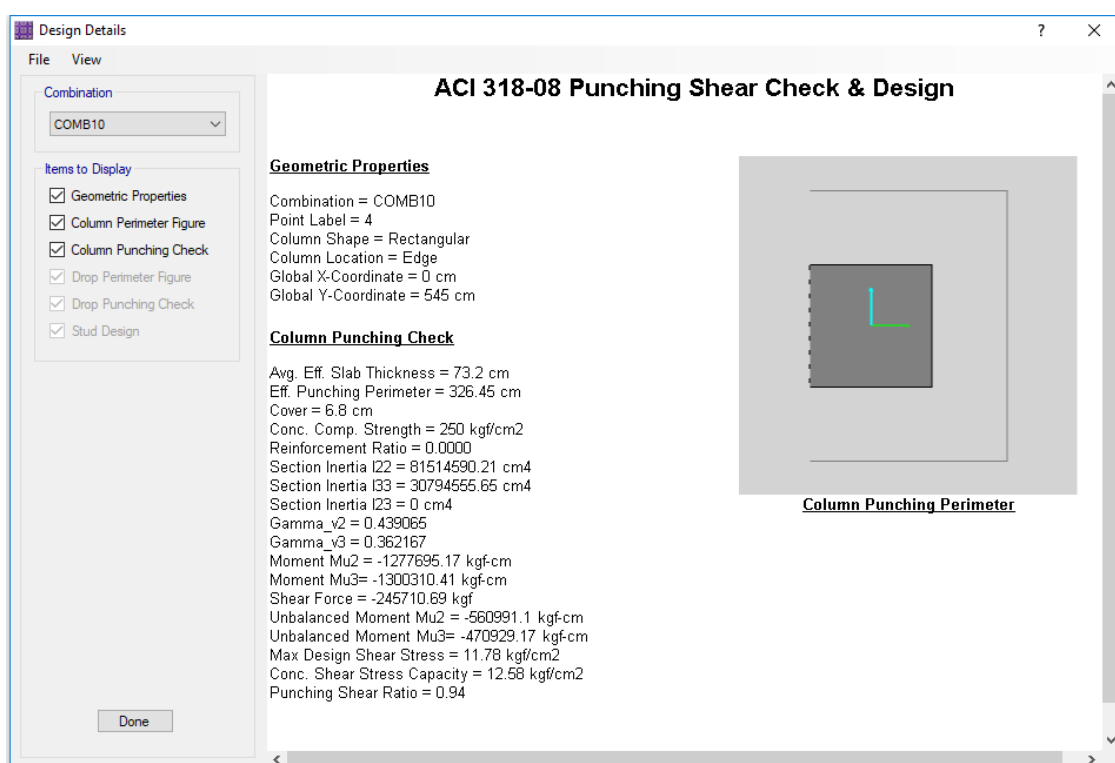
به همین ترتیب حداکثر تنش خاک زیر پی تحت ترکیب بارهای ثقلی بایستی برای 2.6 kg/cm^2 کنترل شود. همچنین متوسط تنش خاک زیر پی تحت ترکیب بارهای ثقلی بایستی برای ظرفیت مجاز بر اساس معیار نشست 3 kg/cm^2 کنترل شود.

۱۱-۱۶- کنترل برش پانچ

در نرم افزار سیف امکان کنترل برش پانچ به صورت اتوماتیک وجود دارد. برای این منظور پس از انجام تحلیل به صورت زیر عمل می کنیم.



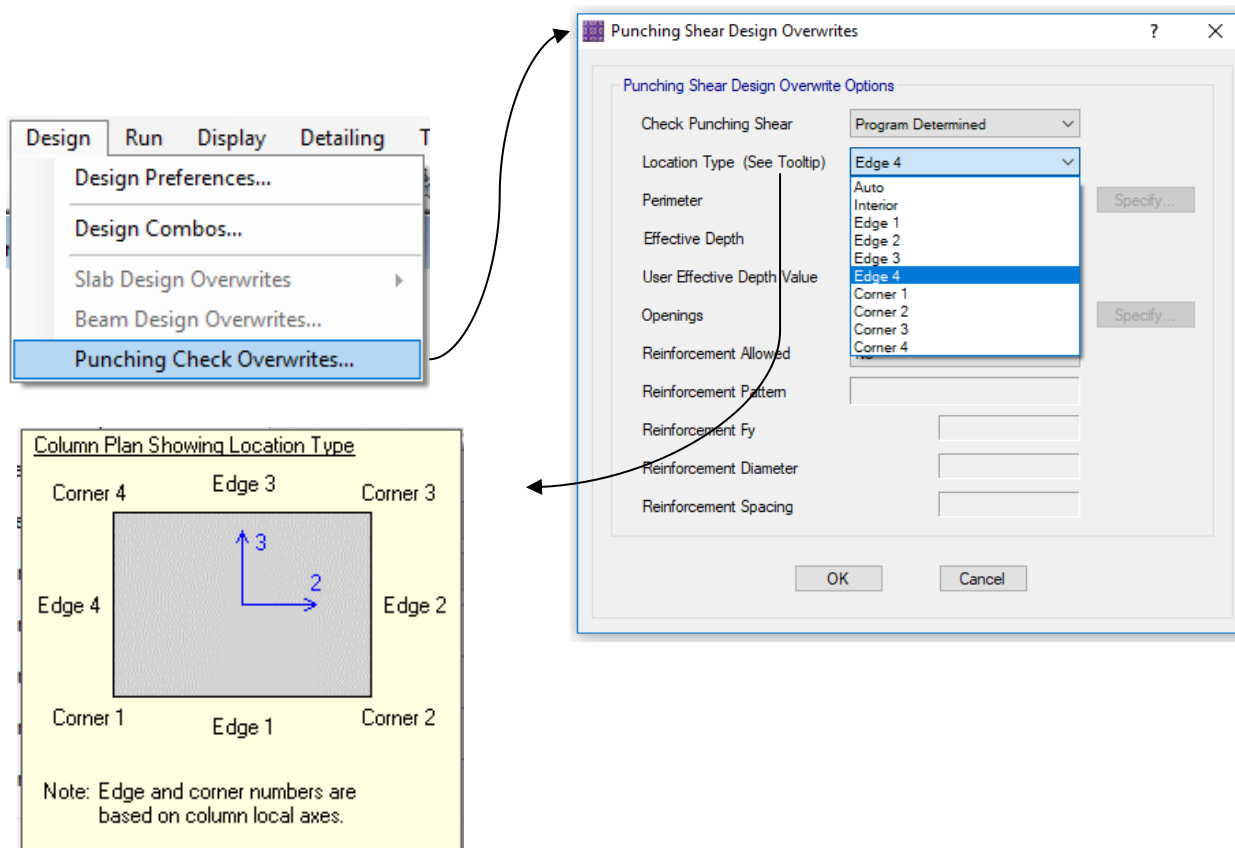
از آنجایی که ممکن است محیط پانچ به درستی محاسبه نشود، لازم است محیط در نظر گرفته شده برای هر ستون بررسی شود. با راست کلیک کردن روی نقاط تکیه گاهی، مشخصات محیط در نظر گرفته شده نمایش داده می شود.



توجه شود محیط مؤثر پانچ در فاصله‌ی $d/2$ از بر ستون بتنی محاسبه می‌شود. برای مثال در تکیه‌گاه شکل فوق که بعد ستون

$$60 \times 60 \text{ cm و عمق پی } 80 \text{ cm است داریم: } 2 \times (60 + 73.2/2) + (60 + 73.2/2 \times 2) = 326.4 \text{ cm}$$

برای تغییر نوع موقعیت ستون نسبت به لبه‌های پی، پس از انتخاب تکیه‌گاه مورد نظر به صورت زیر عمل می‌کنیم.

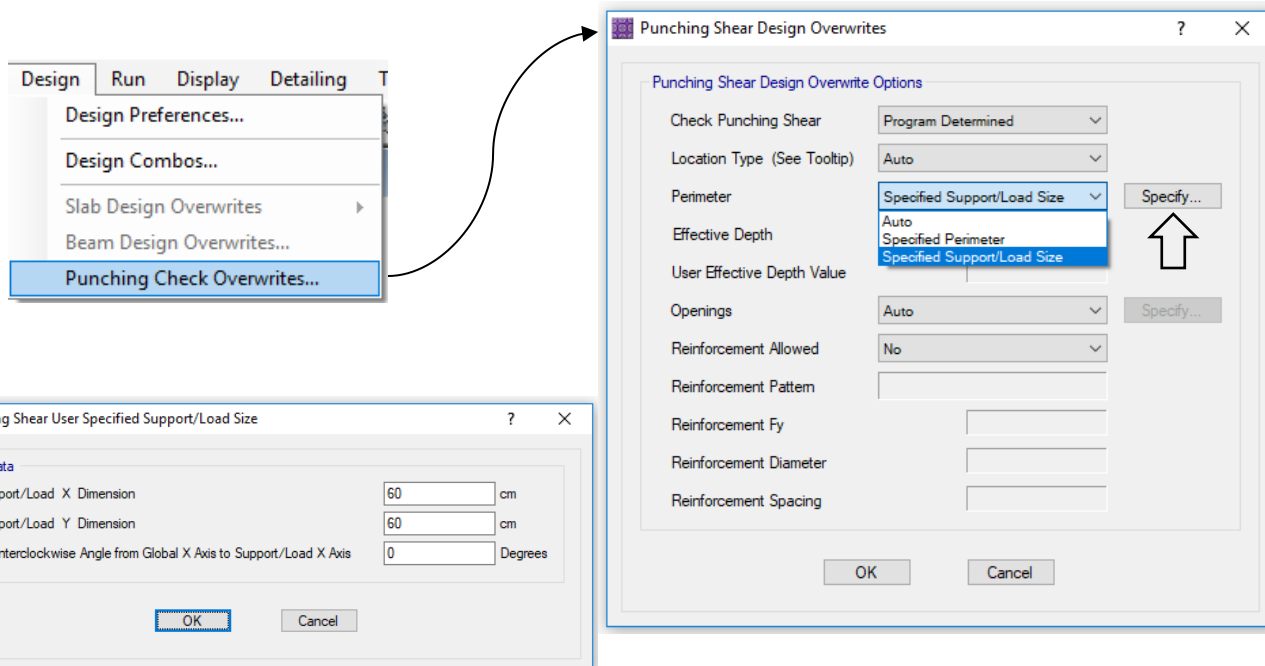


در سازه‌های فولادی ابعاد تکیه‌گاه را می‌توان میانگین ابعاد ستون فولادی و ابعاد صفحه پای ستون در نظر گرفت. در این موارد بعد تکیه‌گاه را پس از انتخاب آن می‌توان به صورت زیر تعیین کرد. در اینصورت محیط مؤثر پانچ در فاصله‌ی $d/2$ از بعد تعیین شده محاسبه خواهد شد.

جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون با ستون پایه	بر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله‌ی بر ستون و لبه‌ی کف ستون فولادی
دیوار بتنی	بر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله‌ی مرکز و بر دیوار بنایی

۹-۱۵-۲-۶-۲ موقعیت مقطع بحرانی را برای برش ضریب‌دار در برش یک طرفه می‌توان به فاصله‌ی d از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بندهای ۹-۴-۲ و ۹-۱۰-۴-۳، و در برش دو طرفه به فاصله‌ی $d/2$ از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بند ۹-۱۰-۴-۴-۱ تعیین نمود.



۱۱-۱۷- میلگرد حداقل در پی

طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۹، مقدار آرماتور حداقل در پی به صورت زیر تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل کرد یک طرفه، و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل کرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی می‌کنند.

۹-۱۵-۳-۱-۸ در تعیین میلگردهای حداقل جمع شدگی و حرارت در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل کرد یک طرفه، و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل کرد دو طرفه، ملاک محاسبه می‌باشند. شالوده‌های حجیم از ضوابط فصل الزامات بهره برداری پیروی می‌کنند.

۹-۱۰-۱ دال‌های دو طرفه

۹-۱۰-۷ آرماتور گذاری در دال‌ها

۹-۱۰-۷-۲-۱ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دو طرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا مطابق آنچه در بند (ب) زیر تعریف شده است، محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.

۹-۹-۱ دال‌های یک طرفه

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۹-۹-۳ حداقل آرماتور حرارتی و جمع شدگی

برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع شدگی بتن، باید حداقل آرماتور لازم مطابق بند ۹-۱۹-۴ در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع شدگی

۹-۱۹-۴-۱ در دال‌های یک طرفه برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع شدگی باید در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی، آرماتورهای اضافی موسوم به "آرماتور حرارتی"، مطابق ضوابط بندهای ۹-۱۹-۳ تا ۹-۱۹-۶ در نظر گرفته شوند.

۹-۱۹-۴-۲ در مواردی که دال در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی مانع حرکت‌های ناشی از تغییرات دما با جمع شدگی می‌شود، باید اثرات آن‌ها طبق بند ۹-۱۹-۳ مورد بررسی قرار گرفته و آرماتور اضافی لازم پیش بینی شود.

۹-۱۹-۴-۳ نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگ‌تر یا مساوی 0.018 در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴-۴ آرماتورهای حرارتی در دال‌های با ضخامت بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر باید در دو لایه نزدیک به سطوح زیر و روی دال قرار داده شوند. در دال‌های با ضخامت کم‌تر می‌توان آن‌ها را در یک لایه قرار داد.

۹-۱۹-۴-۵ فاصله‌ی آرماتورهای حرارتی و جمع شدگی از یک دیگر نباید بیش‌تر از پنج برابر ضخامت دال و یا ۳۵۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴-۶ آرماتورهای مورد استفاده برای مقاومت در مقابل تنش‌های ناشی از افت و حرارت باید قادر باشند که در همه جا تنش تسلیم f_y را در کشش توسعه دهند.

همانگونه که ملاحظه می‌شود در پی‌های گسترده (دال دوطرفه) هر دو شبکه آرماتور عمود بر هم باید ضابطه آرماتور خمشی حداقل را در وجه کششی تأمین نمایند. با توجه به رفتار رفت و برگشتی بار زلزله، هر دو وجه بالا و پایین پی می‌تواند کششی بوده و بنابراین حداقل مساحت آرماتور $0.0018A_g$ در وجه بالا و پایین و در هر دو راستا باید تأمین شود.

در پی‌های نواری (دال یک طرفه) آرماتورهای راستای طولی باید ضابطه‌ی آرماتور خمشی حداقل را در هر دو وجه بالا و پایین پی تأمین نماید ($0.0018A_g$). اما در آرماتورهای راستای عرضی باید ضابطه‌ی آرماتور حرارتی را تأمین کند که در این ضابطه مجموع مساحت آرماتورهای بالا و پایین باید حداقل برابر $0.0018A_g$ باشد.

برای مثال در یک پی گسترده با ضخامت 80 cm، حداقل آرماتور خمشی در هر دو راستای عمود بر هم و هر دو وجه بالا و پایین باید به صورت مقابل محاسبه شود:

$$0.0018A_g = 0.0018 \times 80 \times 100 = 14.4 \text{ cm}^2 = 5\phi 20 = \phi 20 @ 20 \text{ cm}$$

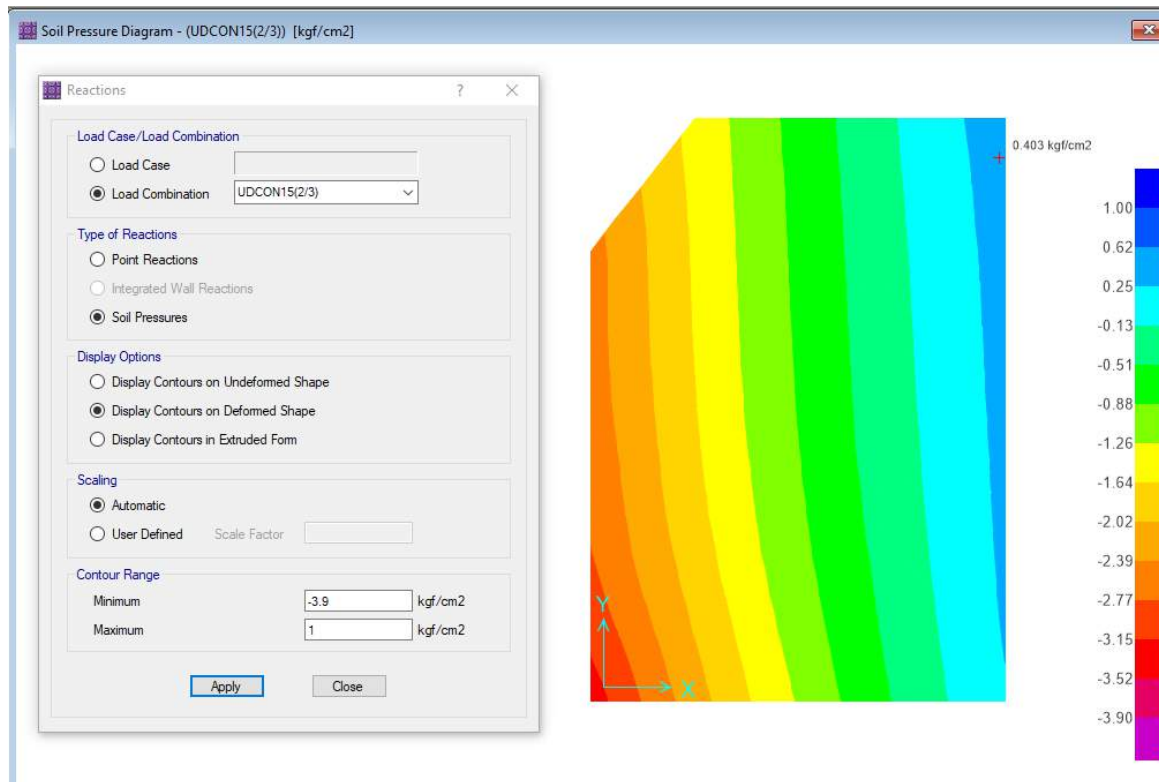
۱۱-۱۸- طراحی خمشی پی

با تعیین میلگردهای حداقل در پی، پس از تحلیل و طراحی پی مقدار آرماتور تقویتی مورد نیاز در وجه بالا و پایین پی به صورت زیر تعیین می‌شود.

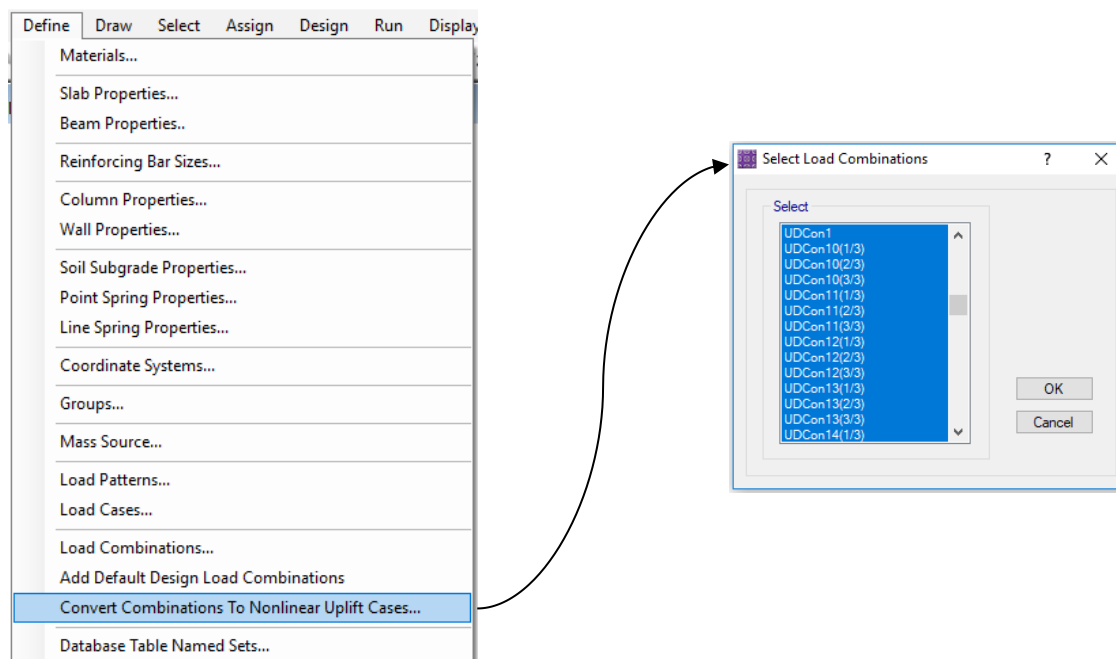
The image shows a software interface for slab design. On the left, a menu is open with 'Show Slab Design...' selected (Shift+F9). An arrow points from this menu item to the 'Slab Design' dialog box. The dialog box has two tabs: 'Design Basis' and 'Display Type'. Under 'Display Type', 'Enveloping Flexural Reinforcement' is selected. The 'Rebar Location Shown' section has 'Show Top Rebar' checked. The 'Reinforcing Display Type' section has 'Show Number of Bars of Size:' selected. The 'Reinforcing Diagram' section has 'Show Reinforcing Envelope Diagram' and 'Show Reinforcing Extent' checked. The 'Typical Uniform Reinforcing' section has 'Define by Bar Size and Bar Spacing' selected. The 'Bar Size' is set to 25 and 'Spacing (cm)' is set to 20. On the right, a reinforcement diagram is shown, displaying the top reinforcement layout for the slab. The diagram includes a grid of reinforcement bars with labels such as 'Top 3-25', 'Bot None', and various bar counts and sizes (e.g., 4-25, 5-25, 6-25, 7-25, 8-25, 9-25).

۱۱-۱۹- بلندشدگی پی

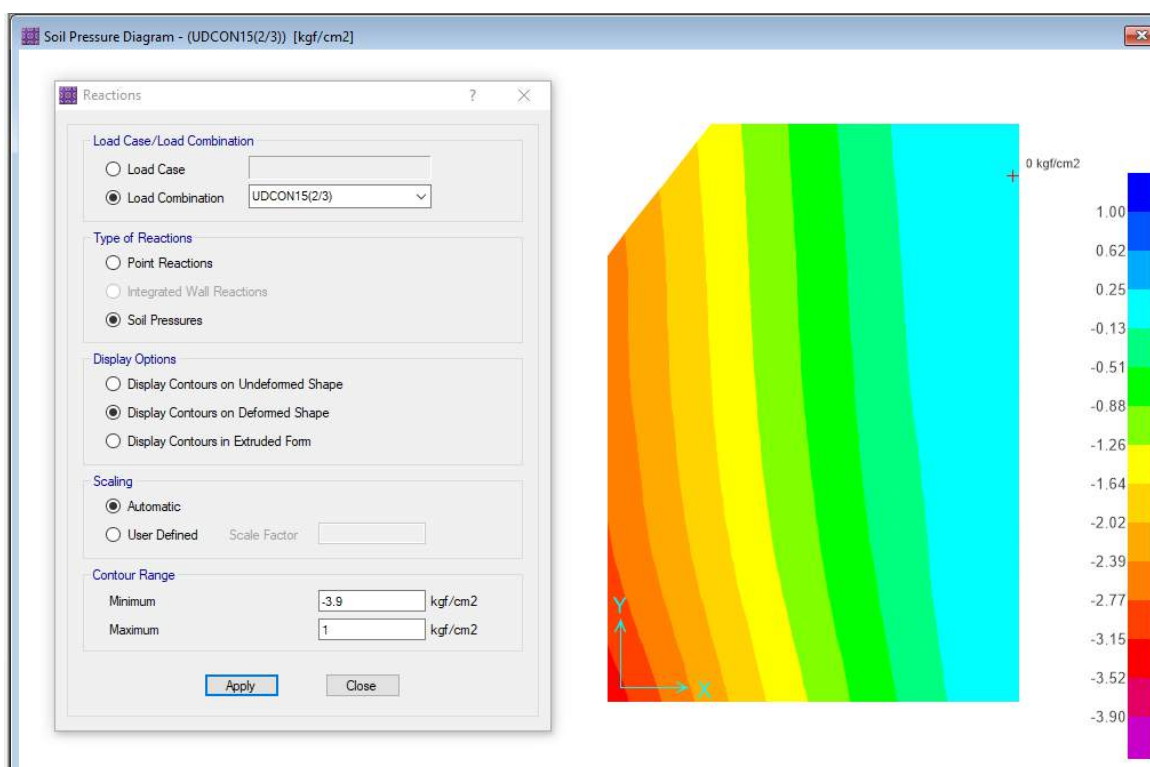
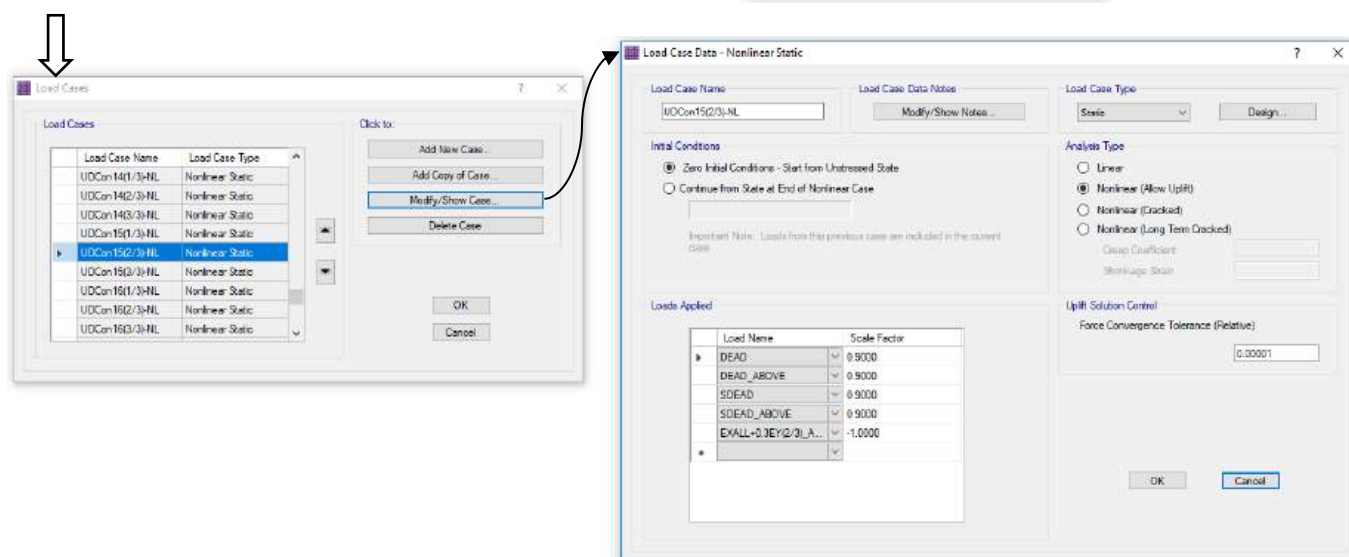
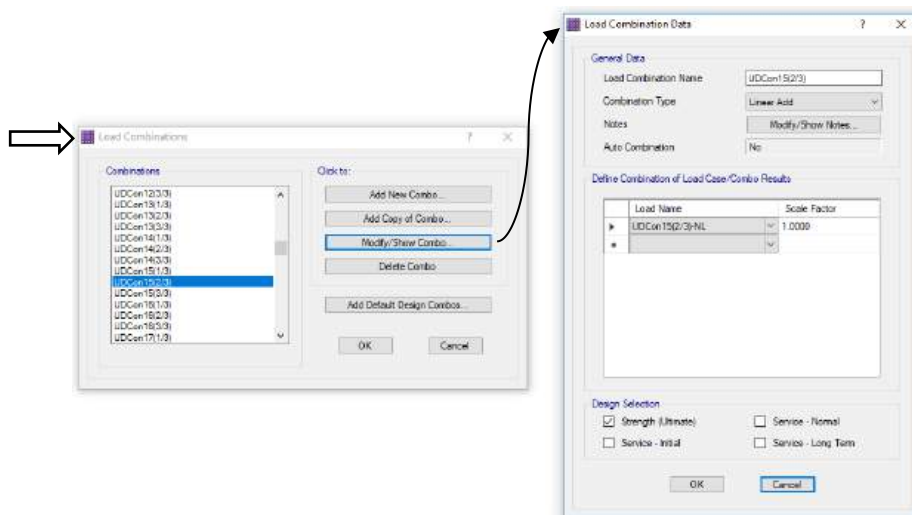
در صورتی که تحت هر یک از ترکیب بارهایی که در بخش های قبلی ذکر گردید پی دچار بلندشدگی گردد، لازم است تمام ترکیب بارهای مورد بررسی به کیس های غیرخطی تبدیل شوند. بلندشدگی در پی با ایجاد تنش مثبت (کششی) در زیر پی مشخص می شود. برای مثال در شکل زیر، سمت راست پی تحت ترکیب بار خطی UDCON14 دچار بلندشدگی شده است.



در چنین شرایطی، تمام ترکیب بارهای مورد استفاده در طراحی و همچنین در کنترل تنش زیر پی باید به صورت زیر به کیس های غیرخطی تبدیل شوند.



بدین ترتیب تمام ترکیب بارهای انتخاب شده به Load Case های غیرخطی تبدیل شده و با انجام تحلیل غیرخطی، تنش در ناحیه ی بلندشدگی به صفر محدود می شود. این تغییر در توزیع تنش در سایر نقاط پی نیز تأثیرگذار خواهد بود.



۱۱-۲۰- جزئیات میلگرد گذاری امتداد ستون در پی

۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۶ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده ادامه داده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلی متر با استفاده از آرماتور عرضی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۲ و ۹-۲۰-۵-۳-۳ محصور گردد.

۹-۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۹ در محل اتصال ستون به شالوده، لازم است آرماتورهای طولی ستون که به داخل شالوده ادامه می‌یابند، در طولی برابر با حداقل ۳۰۰ میلی متر با آرماتور گذاری عرضی ویژه مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۷ محصور شوند.

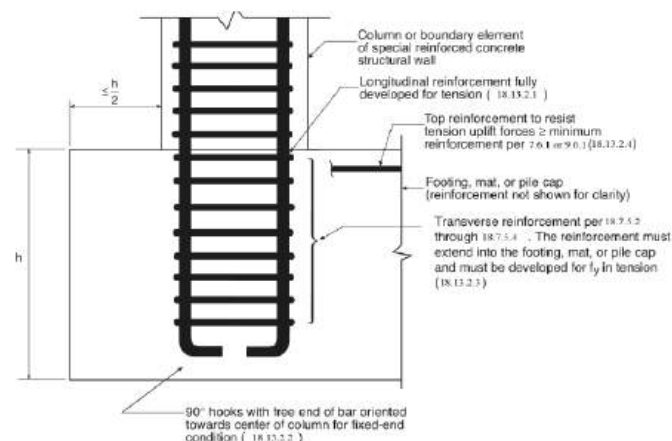
۹-۲۰-۹-۲ شالوده‌های تکی، نواری، سراسری، و سر شمع‌ها

۹-۲۰-۹-۲-۱ ضوابط این قسمت باید در سازه‌های با شکل پذیری متوسط و زیاد رعایت شوند.

۹-۲۰-۹-۲-۲ آرماتورهای طولی ستون‌ها و دیوارهایی که نیروهای ایجاد شده در اثر زلزله را تحمل می‌کنند، باید در داخل شالوده‌های تکی، نواری، سراسری، و یا سر شمع‌ها به گونه‌ای مهار شده باشند که بتوانند در فصل مشترک آن‌ها به تنش کششی حد تسلیم برسند.

۹-۲۰-۹-۲-۳ در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده‌اند، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹-۲ رعایت شوند؛ و در صورت نیاز به مهاری قلابدار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلاب‌های با خم ۹۰ درجه به طرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

۹-۲۰-۹-۲-۴ در ستون‌ها و یا اجزای لبه‌ی دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله‌ی لبه‌ی آن‌ها از لبه‌ی شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر است، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه‌ی طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه‌ی دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.



تعیین عمق حداقل پی یا بیشترین قطر میلگرد قابل استفاده در ستون

فصل ۱۲. تحلیل دینامیکی طیفی

طبق استاندارد ۲۸۰۰، استفاده از تحلیل استاتیکی خطی تنها در شرایط خاصی به شرح زیر قابل استفاده است و در شرایط دیگر بایستی از تحلیل دینامیکی طیفی یا تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی استفاده گردد.

۲-۳ روش‌های تحلیل سازه

۱-۲-۳ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به کار گرفت:

- الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:
 - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
 - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

بنابراین در سازه‌های زیر استفاده از روش تحلیل دینامیکی ضروری است:

- سازه‌های منظم با ارتفاع بیشتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- سازه‌های دارای نامنظمی زیاد و شدید پیچشی با بیشتر از سه طبقه
- سازه‌های دارای نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع با بیشتر از سه طبقه

۴-۳ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

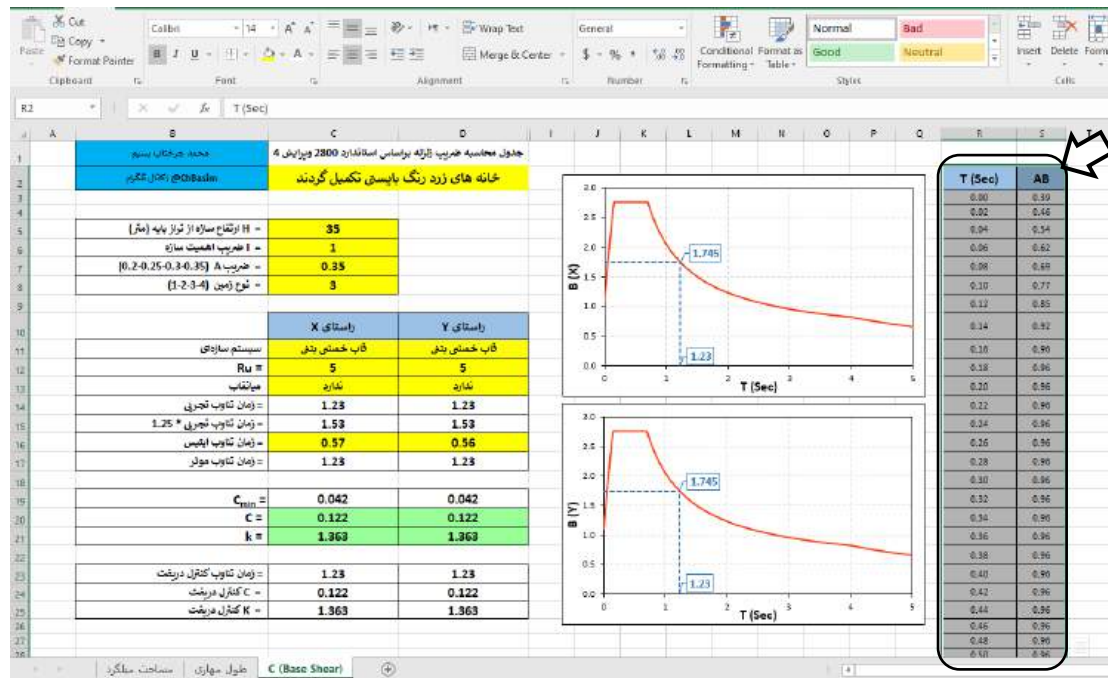
روش‌های تحلیل دینامیکی خطی شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی" اند و در کاربرد آنها باید ضوابط بندهای (۱-۴-۳) و (۲-۴-۳) رعایت شوند. کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره در این روش‌ها همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل اند. در این روش‌ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده است، نیز الزامی است:

- ضریب نامعینی سازه ρ ، موضوع بند (۲-۳-۳)
- محاسبه ساختمان‌ها در برابر واژگونی موضوع بند (۸-۳-۳)
- نیروی قائم زلزله موضوع بند (۹-۳-۳)
- ضریب اضافه مقاومت Ω_0 موضوع بند (۱۰-۳-۳)
- اثرهای اندرکنش خاک و سازه موضوع بند (۱۱-۳-۳)

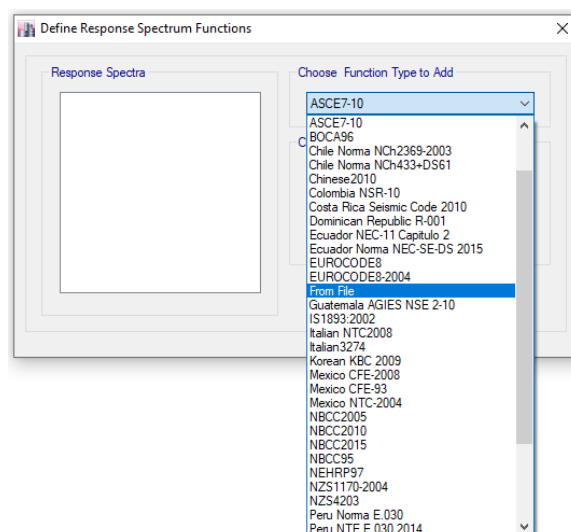
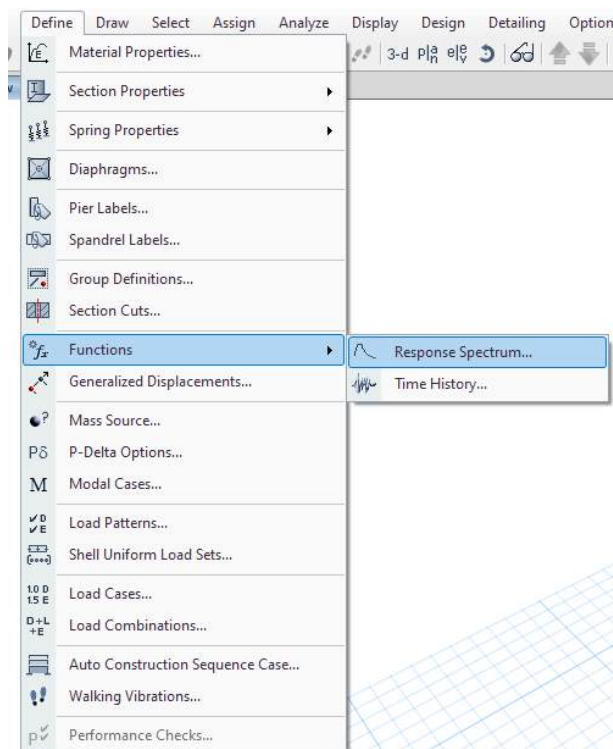
توجه شود نتایج تحلیل دینامیکی برای طراحی پی در مواردی که در پی بلندشدگی وجود داشته باشد قابل استفاده نیست زیرا تحلیل طیفی بر اساس ترکیب خطی نتایج حاصل از مودهای مختلف بوده و برای کیس‌های غیرخطی قابل استفاده نیست. لذا در این موارد می‌توان در ایتبس نیروی طبقات را از طریق تحلیل طیفی بدست آورده و به صورت الگوی بار استاتیکی از نوع User Load تعریف نمود و از نتایج حاصل از آن برای طراحی پی استفاده نمود.

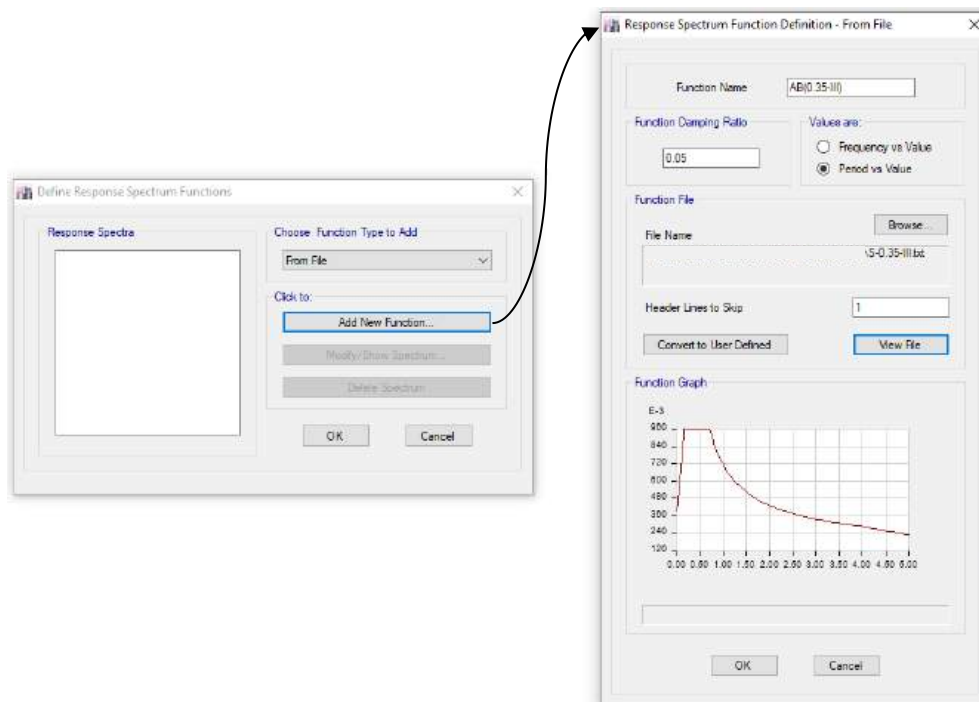
۱-۱۲- طیف طرح

برای انجام تحلیل طیفی در نرم افزار ETABS لازم است طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در نرم افزار تعریف شود. همانگونه که می دانیم طیف طرح استاندارد برابر $\frac{AB}{R_u}$ می باشد، اما با توجه به اینکه ضریب اهمیت در ساختمان های مختلف و ضریب رفتار در ساختمان های مختلف و یا راستاهای مختلف یک ساختمان متغیر است، معمولاً شکل طیف را به صورت AB در نرم افزار تعریف می کنیم. برای تعیین مقادیر B می توان از فایل DesignAssist.xlsx به صورت زیر استفاده کرد.



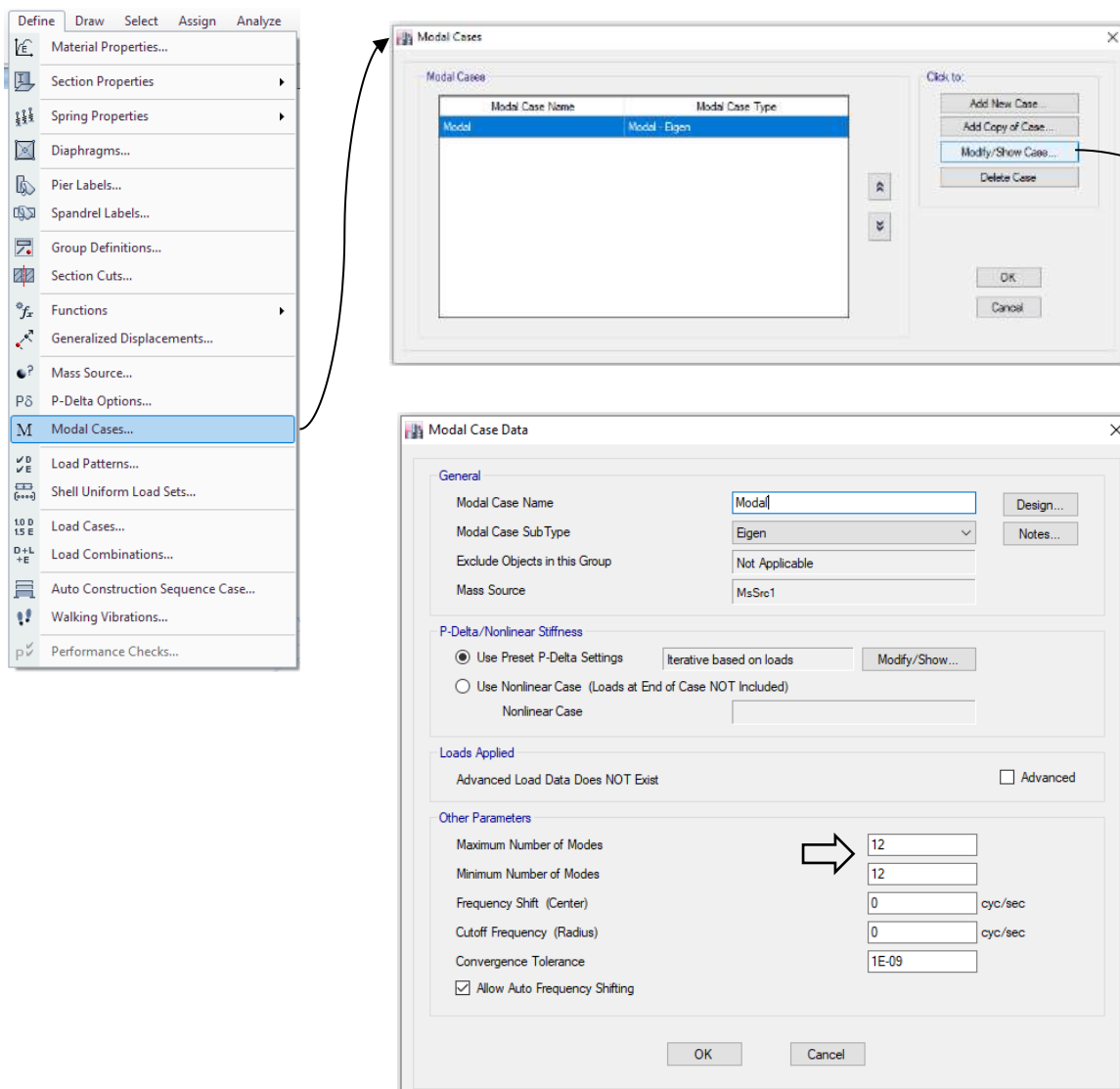
لازم است جدول فوق به صورت فایل متنی txt ذخیره شده و به صورت زیر در ETABS فراخوانی شود.





۱۲-۲- تحلیل مودال

در ادامه لازم است تحلیل مودال انجام گردد. برای انجام تحلیل مودال بایستی case مودال به صورت زیر تعریف شود.

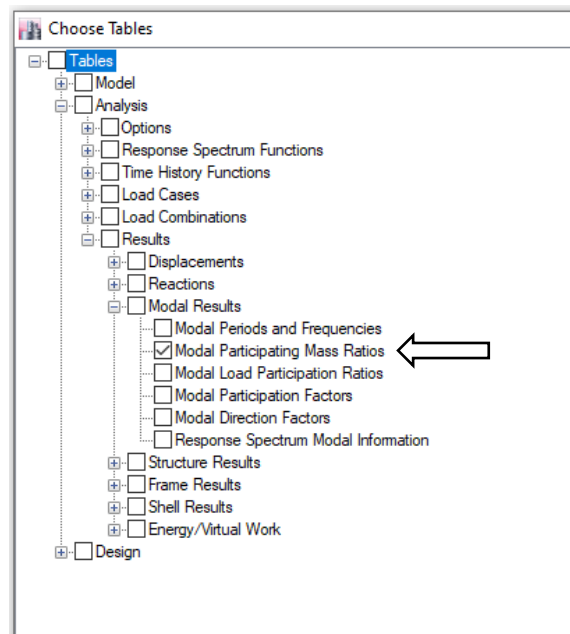
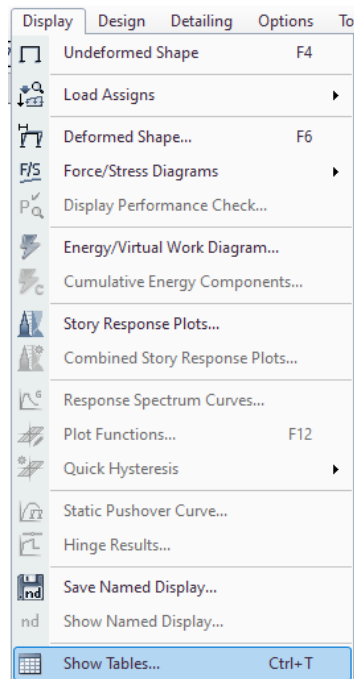


به عنوان یک حدس اولیه تعداد مودها را می‌توان در حدود ۲ برابر تعداد طبقات وارد نمود. لازم است این تعداد بعد از انجام آنالیز مورد بازبینی قرار گیرد.

در این مرحله آنالیز را انجام داده و سپس به شرح زیر کفایت تعداد مودهای انتخاب شده را بررسی می‌کنیم.

۳-۱-۲-۲ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

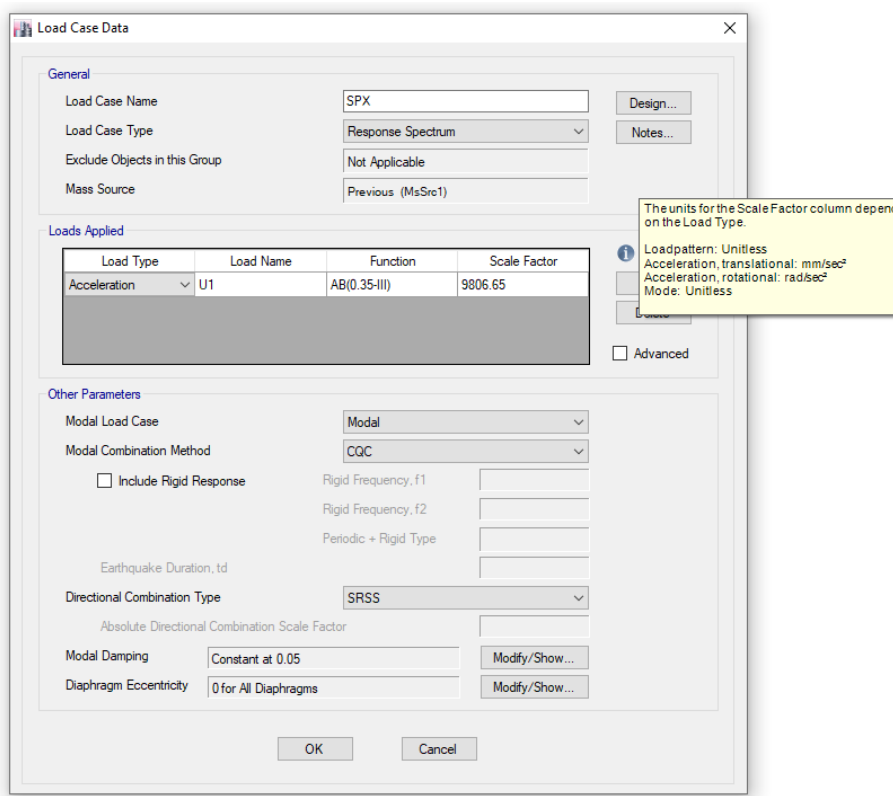
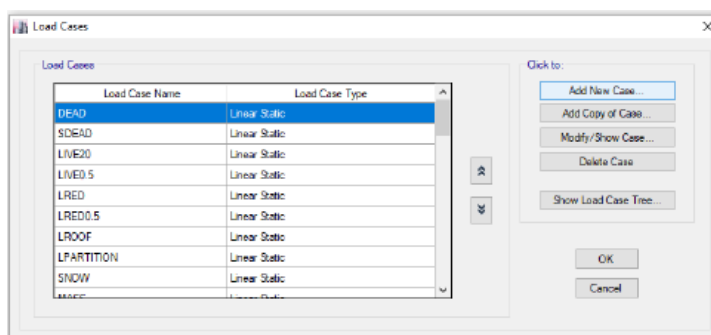
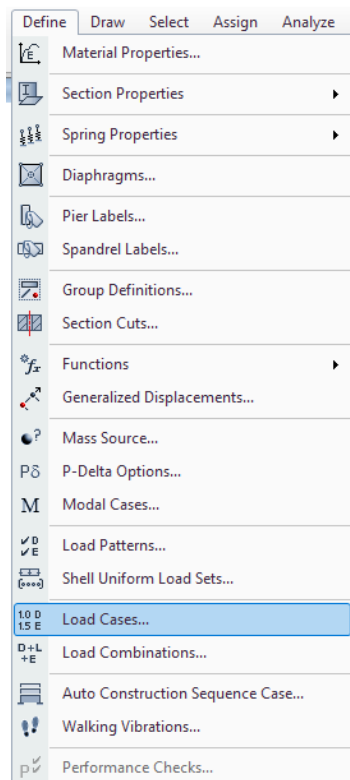


Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	
Modal	1	1.303	0.5055	0.2172	0	0.5055	0.2172	0	0.0844	0.1873	
Modal	2	1.213	0.2393	0.496	0	0.7447	0.7131	0	0.1879	0.0836	
Modal	3	1.042	0.0051	0.0301	0	0.7499	0.7432	0	0.0058	0.0001	
Modal	4	0.466	0.0686	0.0619	0	0.8185	0.8051	0	0.1786	0.2115	
Modal	5	0.443	0.0671	0.0689	0	0.8856	0.874	0	0.2021	0.2082	
Modal	6	0.386	0.0016	0.0071	0	0.8872	0.8812	0	0.024	0.0051	
Modal	7	0.255	0.0075	0.0397	0	0.8947	0.9208	0	0.078	0.0147	
Modal	8	0.245	0.0405	0.0077	0	0.9352	0.9285	0	0.0161	0.0816	
Modal	9	0.221	0.0001	0.0041	0	0.9352	0.9326	0	0.0093	0.0001	
Modal	10	0.169	0.0002	0.0213	0	0.9354	0.9539	0	0.0715	0.0006	
Modal	11	0.165	0.0211	7.884E-07	0	0.9565	0.9539	0	8.539E-07	0.0744	
Modal	12	0.153	0.001	0.0031	0	0.9575	0.957	0	0.0103	0.0038	

همانگونه که ملاحظه می‌شود تعداد ۸ مود برای این تحلیل کافی است، اما با توجه به اینکه چند مود اضافی تأثیر چندانی در سرعت تحلیل نخواهد داشت نیازی به کاهش تعداد مودها نمی‌باشد.

۳-۱۲- تعریف Case های طیفی

Case های طیفی که لازم است تعریف شوند معمولاً به صورت SP نامگذاری می‌شوند. به عنوان یک روش ساده‌تر و متداول‌تر ۴ کیس با نام‌های SPX و SPY بدون خروج از مرکزیت تصادفی و SPXecc و SPYecc با خروج از مرکزیت تصادفی تعریف می‌شود.



با توجه به اینکه طیف تعریف شده برای نرم‌افزار به صورت AB بوده است لازم است ضریب مقیاس در پنجره فوق به صورت $\frac{I}{R_u} g$ محاسبه و وارد گردد. لازم است در محاسبه‌ی مقدار فوق به واحد g توجه شود. واحد مربوطه با نگاه داشتن ماوس روی علامت  نمایش داده می‌شود. در حالت نشان داده شده در شکل مقدار g برابر $9806 \frac{mm}{sec^2}$ خواهد بود. به همین صورت SPY با تغییر راستای بار به U2 و همچنین SPXecc و SPYecc با اعمال 0.05 خروج از مرکزیت تصادفی نیز تعریف می‌گردد. لازم است ضرایب مقیاس اولیه‌ی فوق پس از انجام تحلیل، بر اساس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی تصحیح گردند (همپایه‌سازی).

۱۲-۴- همپایه سازی

همپایه سازی بر اساس بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰ انجام می یابد.

۴-۱-۴-۳ اصلاح مقادیر بازتابها

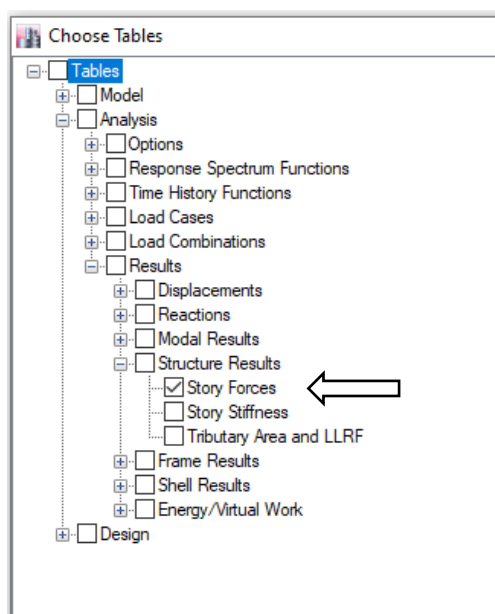
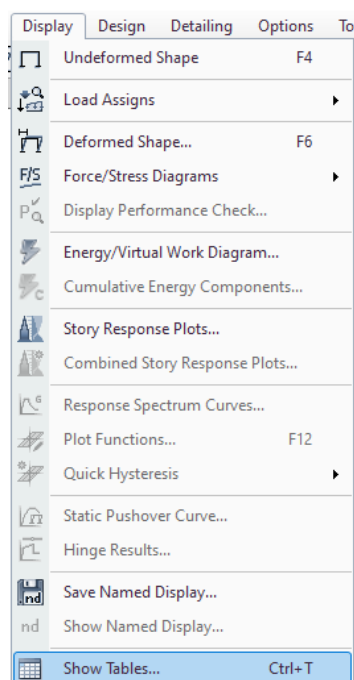
در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۱-۳) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتابهای سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیفهای زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۱-۳) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

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

ب- در سازه های منظم، مقادیر بازتابها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی کمتر در نظر گرفته شود.

همانگونه که مشخص است در صورتی که برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی بیشتر از برش پایه بدست آمده از تحلیل استاتیکی باشد اجازه کاهش برش پایه طیفی را نداریم و همپایه سازی همواره بایستی در راستای افزایش برش پایه ی طیفی باشد. برای انجام همپایه سازی برش پایه ی سازه تحت بار استاتیکی و طیفی را به صورت زیر استخراج می کنیم.



با اعمال فیلترهای مناسب برش پایه تحت نیروی زلزله استاتیکی و طیفی در راستای X قابل مشاهده خواهد بود.

Story Forces									
1 of 3 Reload Apply									
	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
▶	Story1	EX	Top	0	-194.4795	0	1215.2799	-5.1467	-2592.704
	Story1	SPXecc Max	Top	0	182.6432	72.8567	1136.3384	966.6575	2382.4267
	Story1	SPX Max	Top	0	182.6432	72.8567	1136.3384	966.6575	2382.4267

طبق این نتایج با فرض اینکه سازه نامنظم بوده و نامنظمی آن از نوع طبقه خیلی ضعیف یا طبقه خیلی نرم یا پیچشی شدید نیست،

ضریب همپایه‌سازی SPX و SPXecc مقدار $0.9 \times \frac{194.4795}{182.6432} = 0.9583$ بدست می‌آید که با توجه به تبصره فوق مجاز به اعمال ضریب

کوچکتر از ۱ نیستیم. بنابراین ضریب مقیاس وارد شده در تعریف SPX و SPXecc بایستی همان مقدار قبلی $(\frac{I}{R_u} g)$ باقی بماند.

❖ توجه شود همپایه‌سازی بر اساس برآیند نیروهای VX و VY در محاسبه‌ی برش پایه‌ی طیفی مجاز نیست.

۱۲-۵- زلزله در دو راستای متعامد (۱۰۰-۳۰)

با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به طرق زیر می‌توان اثر نیروی زلزله در راستای متعامد را در نظر گرفت.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بarmحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

بنابراین برای در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد متعامد می‌توان از چرخش راستای اعمال زلزله دینامیکی استفاده کرد، اما با توجه به دشواری همپایه‌سازی در این روش معمولاً از روش دوم یعنی قانون ۱۰۰-۳۰ استفاده می‌شود. مشابه حالت استاتیکی این ترکیب در ترکیبات بار اعمال می‌شود.

۱۲-۶- ترکیبات بار

طبق روش ذکر شده برای اعمال اثر زلزله در راستای متعامد (قانون ۳۰-۱۰۰)، ترکیبات بار تا حدود زیادی مشابه حالت استاتیکی خواهد بود. توجه شود زلزله قائم به صورت استاتیکی اعمال می‌گردد. با توجه به اینکه نیروی‌های طیفی با هر دو علامت مثبت و منفی اعمال می‌گردند نیازی به تعریف با علامت منفی در ترکیبات بار نیست.

طبق مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ برای سازه‌های بتنی با $A=0.35$ و ضریب اهمیت $I=1$ ، ترکیبات زیر در نظر گرفته می‌شوند:

حروف اختصاری الگوی بارهای مختلف:

DEAD=D	SDEAD=SD	LIVE20=L20	LIVE40=L40	LIVE0.5=L0.5	LRED=LRED	LROOF=Lr
SNOW=S	TEMP=T	SOIL=SOIL	LPARTITION=LP			

UDCON1:	$1.4 (D+SD) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON2:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5 S + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON3:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5 Lr + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON4:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 1.6 S + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON5:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 1.6 Lr + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON6:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (\text{SPXecc}+0.3\text{SPY}) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON7:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (\text{SPYecc}+0.3\text{SPX}) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON8:	$0.69 (D+SD) + \rho (\text{SPXecc}+0.3\text{SPY}) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDCON9:	$0.69 (D+SD) + \rho (\text{SPYecc}+0.3\text{SPX}) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$

در سازه‌های بتنی با $A \leq 0.3$ به جای ضرایب 1.41 و 0.69 به ترتیب 1.2 و 0.9 قرار می‌گیرد.

همچنین در سازه‌های فولادی با $A=0.35$ و ضریب اهمیت $I=1$ ، ترکیبات زیر در نظر گرفته می‌شوند:

UDStIS1:	$1.4 (D+SD) + 1.4 (NDX+NSDX) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS2:	$1.4 (D+SD) - 1.4 (NDX+NSDX) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS3:	$1.4 (D+SD) + 1.4 (NDY+NSDY) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS4:	$1.4 (D+SD) - 1.4 (NDY+NSDY) + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS5:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S + 1.2 (NDX+NSDX) + 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 0.5NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS6:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S - 1.2 (NDX+NSDX) - 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 0.5NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS7:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S + 1.2 (NDY+NSDY) + 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 0.5NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS8:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5S - 1.2 (NDY+NSDY) - 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 0.5NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS9:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr + 1.2 (NDX+NSDX) + 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 0.5NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS10:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr - 1.2 (NDX+NSDX) - 1.6 (NL20X+NL40X+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 0.5NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS11:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr + 1.2 (NDY+NSDY) + 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 0.5NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS12:	$1.2 (D+SD) + 1.6 (L20+L40+LRED+L0.5+LP) + 0.5Lr - 1.2 (NDY+NSDY) - 1.6 (NL20Y+NL40Y+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 0.5NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS13:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDX+NSDX) + (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 1.6NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS14:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDX+NSDX) - (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 1.6NSX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS15:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDY+NSDY) + (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 1.6NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS16:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDY+NSDY) - (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 1.6NSY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS17:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDX+NSDX) + (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) + 1.6NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS18:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDX+NSDX) - (NLX+NLREDX+NL0.5X+NLPX) - 1.6NLrX + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS19:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S + 1.2 (NDY+NSDY) + (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) + 1.6NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS20:	$1.2 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5L0.5 + 1.6S - 1.2 (NDY+NSDY) - (NLY+NLREDY+NL0.5Y+NLPY) - 1.6NLrY + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS21:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (\text{SPXecc}+0.3\text{SPY}) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS22:	$1.41 (D+SD) + (L20+L40+LRED+LP) + 0.5 L0.5 + 0.2 S + \rho (\text{SPYecc}+0.3\text{SPX}) + EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS23:	$0.69 (D+SD) + \rho (\text{SPXecc}+0.3\text{SPY}) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$
UDStIS24:	$0.69 (D+SD) + \rho (\text{SPYecc}+0.3\text{SPX}) - EV + 1.6 \text{ SOIL}$

در سازه‌های فولادی با $A \leq 0.3$ به جای ضرایب 1.41 و 0.69 به ترتیب 1.2 و 0.9 قرار می‌گیرد.

۱۲-۷- کنترل دررفت

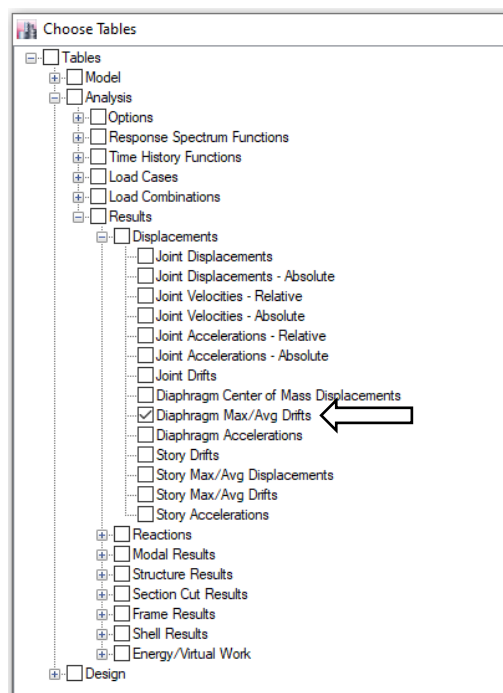
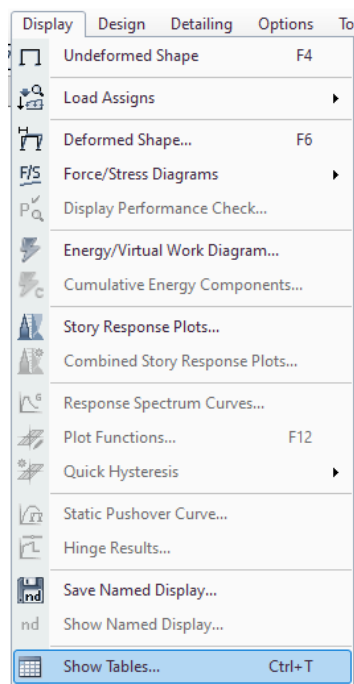
کنترل دررفت با استفاده از تحلیل استاتیکی معمولاً نتایج قابل قبولی ارائه می‌نماید ولی با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰ اجازه می‌دهد در مواردی برش پایه را بر حسب مورد تا ۹۰ یا ۸۵ درصد کاهش داد، کنترل دررفت با تحلیل طیفی ممکن است منجر به طرح اقتصادی‌تری گردد. برای این منظور مراحل زیر بایستی انجام گردد.

- تعریف نیروی زلزله برای کنترل دررفت به صورت الگوی بار EXDRIFT و EYDRIFT طبق روش ارائه شده در ۴-۹- کنترل دررفت در سازه‌های بتنی و یا ۵-۱۰- کنترل دررفت در سازه‌های فولادی.

- تعریف Load Case های طیفی با عنوان SPYdrift و SPXdrift از طریق ایجاد کپی از SPYecc و SPXecc با ضرایب مقیاس اولیه $(\frac{I}{R_u} g)$ مشابه ۳-۱۲- تعریف Case های طیفی.

- همپایه‌سازی SPYdrift و SPXdrift با توجه به برش پایه بدست آمده از نیروهای زلزله استاتیکی EXDRIFT و EYDRIFT بر اساس روش ذکر شده در Error! Reference source not found. Error! Reference source not found. توجه شود مشابه قبل کاهش برش پایه طیفی بدست آمده از SPYdrift و SPXdrift مجاز نیست.

پس از طی مراحل فوق و انجام تحلیل سازه دررفت سازه از طریق جدول زیر انجام می‌گیرد.



Diaphragm Max/Avg Drifts										
1	of 8	Reload	Apply							
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	
Story7	SPXdrift Max	Diaph D1 X	0.002627	0.002419	1.086	57	0	-1.1	19.1	
Story6	SPXdrift Max	Diaph D1 X	0.003938	0.003587	1.098	57	0	-1.1	15.9	
Story5	SPXdrift Max	Diaph D1 X	0.004063	0.003731	1.089	58	8.35	-1.1	12.7	
Story4	SPXdrift Max	Diaph D1 X	0.004124	0.003791	1.088	57	0	-1.1	9.5	
Story3	SPXdrift Max	Diaph D1 X	0.003763	0.003471	1.084	58	8.35	-1.1	6.3	
Story2	SPXdrift Max	Diaph D1 X	0.003292	0.003066	1.074	39	9.32	0	3.15	
Story1	SPXdrift Max	Diaph D1 X	0.001753	0.001619	1.083	38	3.75	0	0	

سایر موارد درخصوص جریمه نامنظمی پیچشی یا برون‌مرکزی اتفاقی با ضریب تشدید مشابه کنترل دررفت با روش استاتیکی می‌باشد.

توجه شود برای کنترل نامنظمی پیچشی بایستی از نتایج تحلیل استاتیکی استفاده نمود زیرا ایتبس در تحلیل دینامیکی طیفی قادر به

محاسبه‌ی درست $\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{ave}}}$ نیست.