بنام خدا

بررسی تغییرات در مباحث مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ و نحوه تنظیم پارامترهای مربوطه در ETABS2015

مسعود حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

www.hoseinzadeh.net
www.hoseinzadeh.com
hoseinzadeh.m@gmail.com
hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

زمستان ۱۳۹۴

فهرست مطالب

۱- مقدمه ۴
۲- تعاریف ۵
۲-۱- در تعریف مصالح فولاد، مقدار Fye چیست؟ ۵
۲-۲- تعریف میلگردها در ETABS2015 ..... ۷
۲-۳- تعریف تیرهای I شکل فولادی در ETABS2015 ..... ۸
۲-۳-۱- تعریف مقاطع آماده (IPE) ۸
۲-۳-۲- تعریف تیرورق ۸
۲-۴- تعریف ستونهای بتنی ۱۰
۳- تعریف بارهای ثقلی ۱۱
۳-۱- بارهای ثقلی پشت بام ۱۱
۳-۲- بارهای ثقلی طبقات ۱۲
۳-۳- اعمال بار مرده و زنده در ETABS 2015 ..... ۱۴
۳-۴- تنظیمات مربوط به کاهش بار زنده ۱۵
۴- نیروی زلزله استاتیکی ۱۶
۴-۱- تعریف خروج از مرکزیت تصادفی در ETABS2015 ..... ۲۲
۵- وزن لرزه ای ۲۴
۶- اثر P-Δ ۲۵
۷- نامنظمی ۲۶
۸- ترکیب بارهای ویژه لرزه ای ۲۷
۸-۱- نحوه وارد کردن ضریب **Ω0** در نرم افزار ۲۸
۹- نیروی قائم زلزله ۲۹
۱۰- نحوه منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد در ETABS2015 ..... ۳۲
۱۱- ضریب نامعینی ρ ۳۴
۱۲- ترکیب بارهای سازه بتنی ۳۷
۱۳- تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه ۳۹
۱۴- کنترل جابجایی نسبی طبقات ۴۰
۱۵- درز انقطاع ۴۵
۱۶- طراحی پی ۴۶
۱۶-۱- انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS ۴۶
۱۶-۲- تنظیمات اولیه ۴۷
۱۶-۳- منوی Define ۴۹
۱۶-۳-۱- تعریف مصالح ۴۹
۱۶-۴- تعریف مقاطع پی و ستون ۵۰
۱۶-۴-۱- تعریف مدول عکس العمل بستر خاک ۵۱
۱۶-۵- بارها ۵۲
۱۶-۶- ترکیب بارهای طراحی ۵۲
۱۶-۷- تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک ۵۲
۱۶-۸- تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی ۵۴

۱۶-۹- ترسیم پی و ستونها ۵۵
۱۶-۱۰- ترسیم نوارهای طراحی ۵۹
۱۶-۱۱- تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی ۶۰
۱۶-۱۲- تحلیل سازه و کنترل نتایج ۶۳
۱۶-۱۳- کنترل تنش زیر خاک ۶۳
۱۶-۱۴- بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی ۶۴
۱۶-۱۵- بررسی برش پانچ ۶۴
۱۶-۱۶- نمایش آرماتورهای خمشی ۶۶
۱۷- طراحی سازه های فولادی ۶۷
۱۷-۱- انتخاب آیین نامه ۶۷
۱۷-۲- تنظیم ضریب اضافه مقاومت در سازه های فولادی (**Ω0**) ۶۸
۱۷-۳- تعیین ضریب نامعینی در سازه های فولادی ۷۰
۱۷-۴- ترکیب بارهای سازه فولادی ۷۰
۱۷-۵- تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD ۷۳
۱۷-۶- تعیین Design analysis method ۷۵
۱۷-۷- تعیین Second Order Method ۷۶
۱۷-۸- تعیین Stiffness Reduction Factor ۷۷
۱۷-۹- تعریف بار Super Dead و Construction در سازه های دارای سقف کامپوزیت ۷۹
۱۷-۱۰- تعریف بار Notional Load برای سازه های فولادی ۷۹
۱۷-۱۱- استفاده از Section Designer برای ساخت مقاطع فولادی ۸۲

۱-مقدمه

با توجه به تغییر مباحث مقررات ملی از جمله مبحث ۶ و استاندارد ۲۸۰۰ روند طراحی سازه ها در نرم افزار ETABS نیاز به تغییر دارد. مباحث جدید عمدتا برگرفته از آیین نامه های به روز دنیا به ویژه آیین نامه های آمریکا و کانادا می باشند.

برای مثال مبحث ۶ عمدتا برگرفته از ASCE7-10 آمریکا می باشد (قسمت بار باد برگرفته از NBCC-10 کانادا می باشد). مبحث دهم و ضوابط لرزه ای آن نیز عمدتا از نشریات AISC سال 2010 آمریکا اقباس شده است.

از طرفی آیین نامه های سال 2010 در ETABS9.7 وجود ندارند. برای مثال آخرین ورژن موجود در ETABS9.7 مربوط به ASCE7-05 می باشد.

در ETABS2013 و نیز ETABS2015 آیین نامه های جدید گنجانده شده اند. از طرفی با امکانات جدیدی که قرار داده شده است، سرعت انجام مدلسازی و بارگذاری بالا رفته است. البته نرم افزار ETABS2013 در اوایل که ارائه شد، دارای مشکلات و ایرادات اساسی بود که به تدریج در ورژنهای بعدی اصلاح شدند. هنوز هم برخی ایرادات در این نرم افزارها وجود دارند که امید می رود برطرف شوند.

شکی نیست که طراحان در آینده ملزم به کار با نسل جدید ایتبس خواهند بود. به همین جهت تصمیم گرفتم، اهم موضوعات مربوط به کار با این نرم افزار را بر اساس مباحث جدید مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ به صورت نوشتاری (و رایگان) منتشر کنم. از طراحان و محققان عزیز تقاضا دارم نظرات و پیشنهادات خود را در رابطه با مطالب منتشر شده در این ایبوک از طریق ایمیل hoseinzadeh.m@gmail.com ارسال فرمایند تا در فرصت مناسب این نوشتار بر اساس نظرات اصلاحی دوستان و همکاران ویرایش شود. تاریخ آخرین ویرایش در گوشه بالا سمت راست قید خواهد شد.

۱۳۹۴/۱/۱۰

مسعود حسین زاده اصل

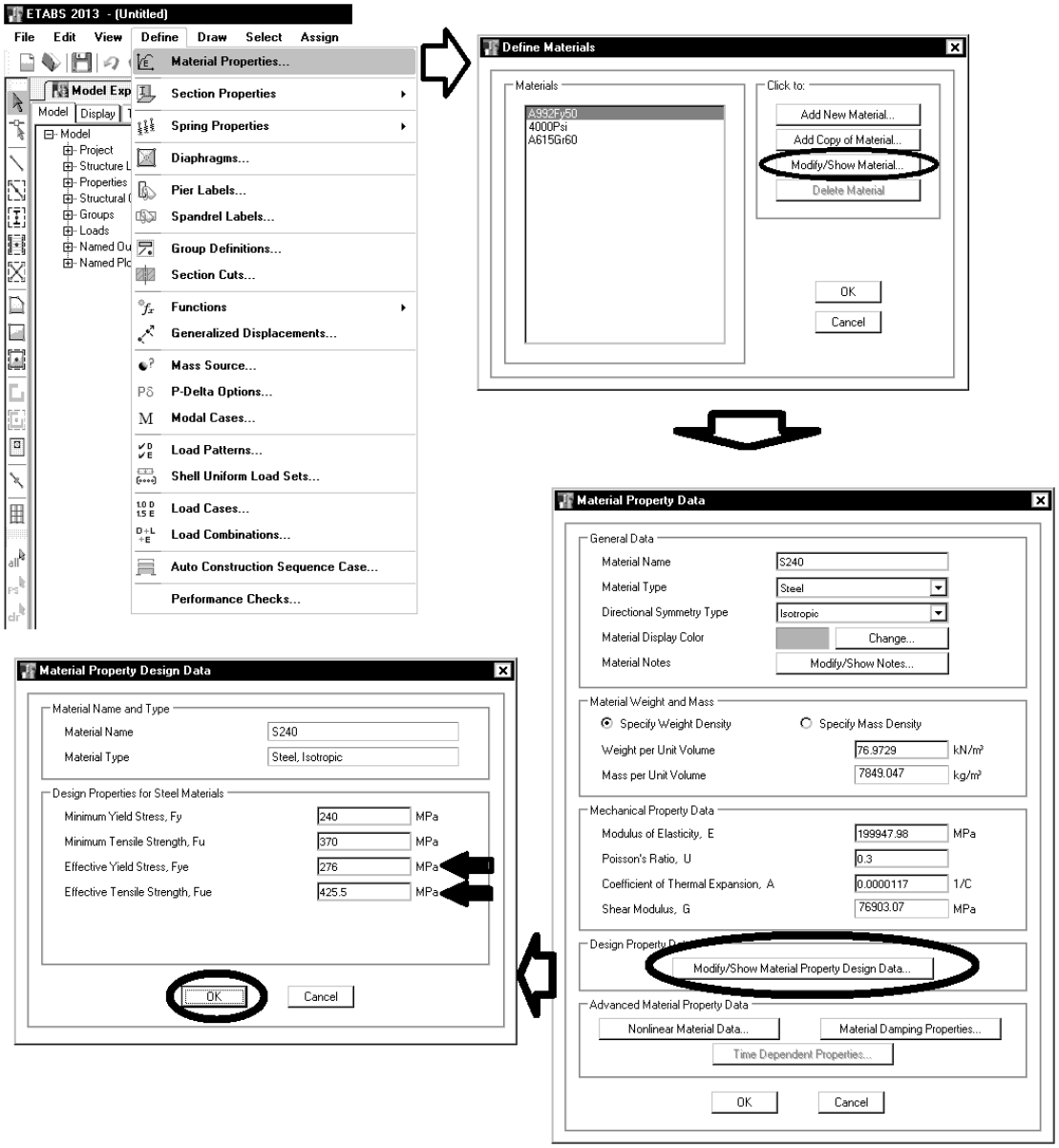
استادیار دانشکده عمران دانشگاه تبریز

۲-تعاریف

۲-۱- در تعریف مصالح فولاد، مقدار Fye چیست؟

در تعریف مصالح فولاد، علاوه بر Fy، مقدار Fye نیز از کاربر خواسته می شود:

در شکل زیر A992Fy50 فولاد رایج در آمریکا می باشد و 4000Psi بتن با مقاومت 28MPa می باشد. A615Gr60 نیز میلگرد طولی سازه های بتنی می باشد. به جای تعریف مواد جدید بهتر است material موجود در لیست را ویرایش کنیم. فولاد ساختمانی رایج در ایران S240 می باشد که مشخصات آن باید به صورت زیر وارد شود:



Fye تنش مورد انتظار فولاد می باشد، که طبق مبحث دهم بر اساس رابطه ۱۰-۳-۲-۱ محاسبه می شود.

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 تعیین‌شده، که به منظور در نظرگرفتن 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 رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \qquad (۱۰-۲-۳-۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شدهٔ 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 ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

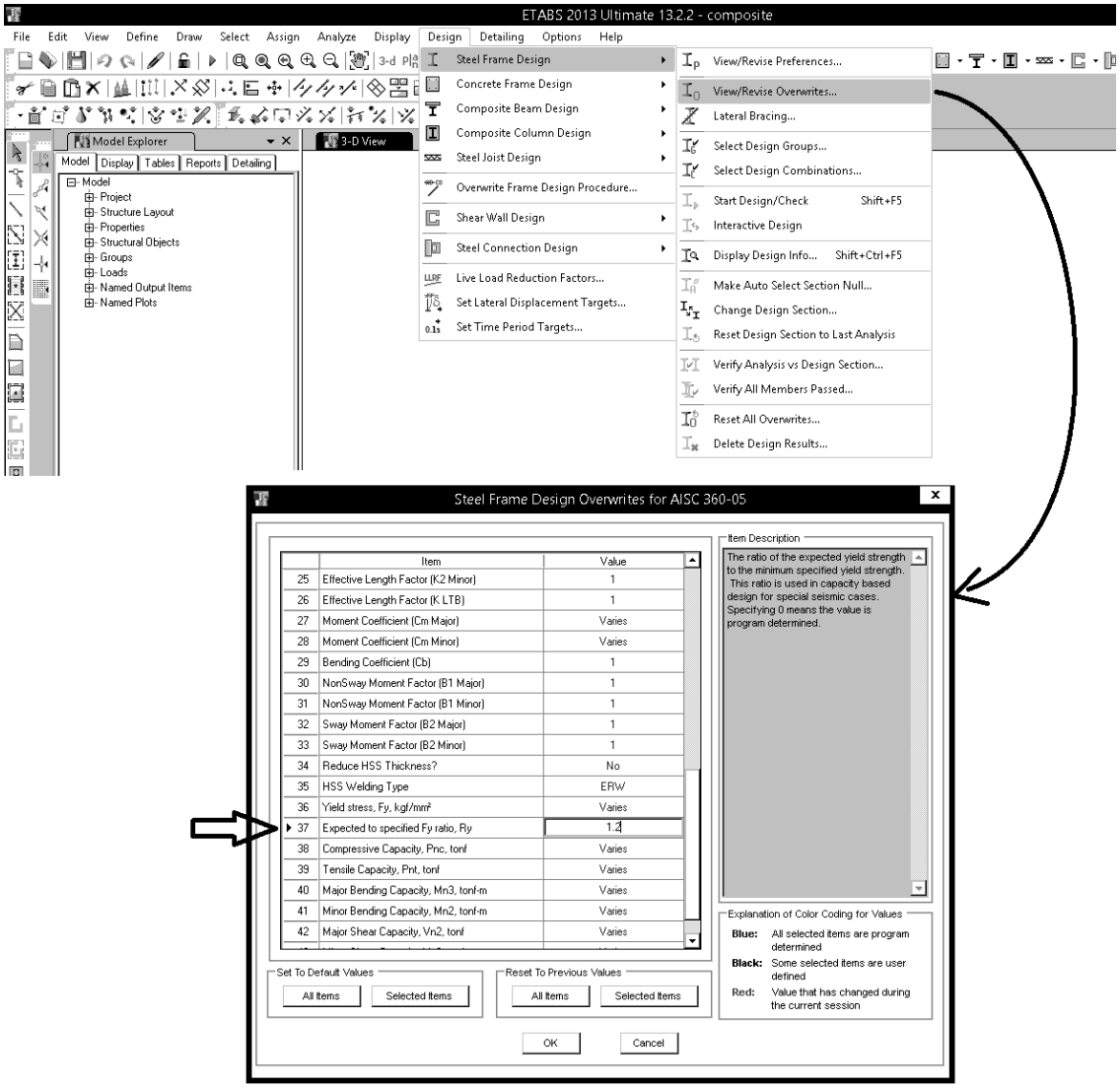
جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	۱/۲۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

برای مقاطع نورد شده: Fye=1.2Fy=288MPa

برای تیرورقها و مقاطع ساخته شده از ورق : Fye=1.15Fy=276MPa

اگر در تعریف مصالح، مقدار Fye برابر 276 وارد شود، باید تمامی IPE ها ، نبشی ها و ناودانی های نورد شده در مدل انتخاب شده و Ry آنها به شرح زیر به جای 1.15 برابر 1.2 وارد شود:



۲-۲- تعریف میلگردها در ETABS2015

در ایتبس 2015 مشخصات میلگردها به صورت مجزا تعریف می شود و در تعریف میلگردها علاوه بر Fy، مقدار Fye نیز خواسته می شود که با توجه به بندهای زیر از ACI و مبحث دهم، مقدار Fye برابر Fye=1.25Fy خواهد بود:

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = ۱/۲۵ f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

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

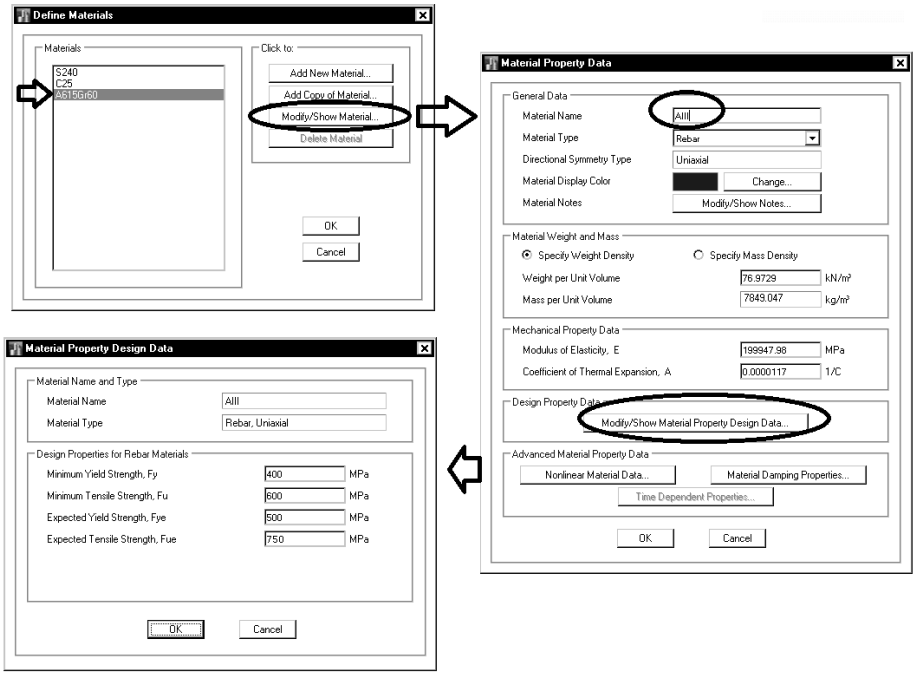
۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

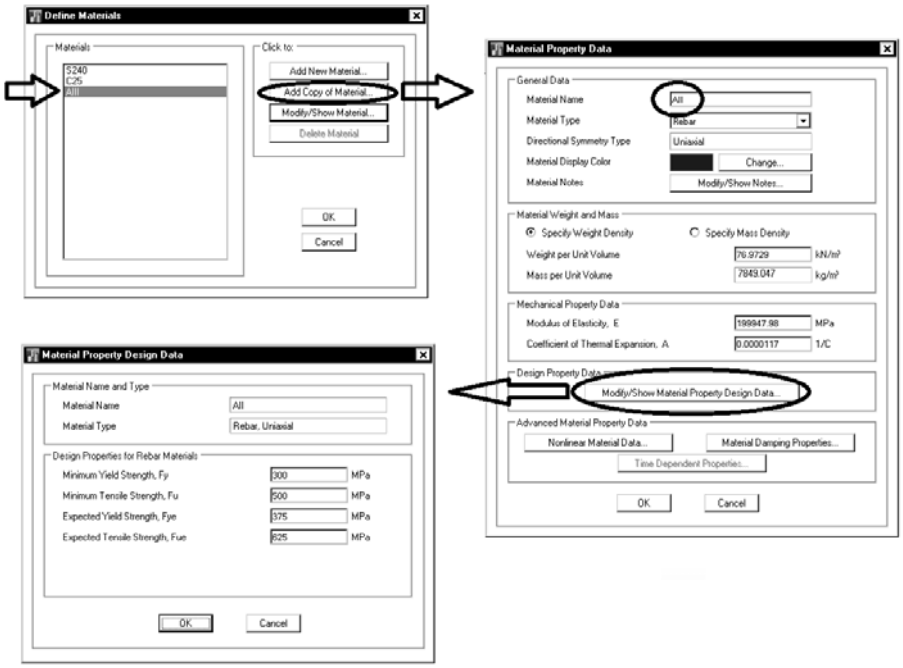
۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کششی برابر $\boxed{۱/۴۷ f_{yd}}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، $\boxed{M_{pr}}$، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

=1.47*0.85 Fy=1.25*Fy

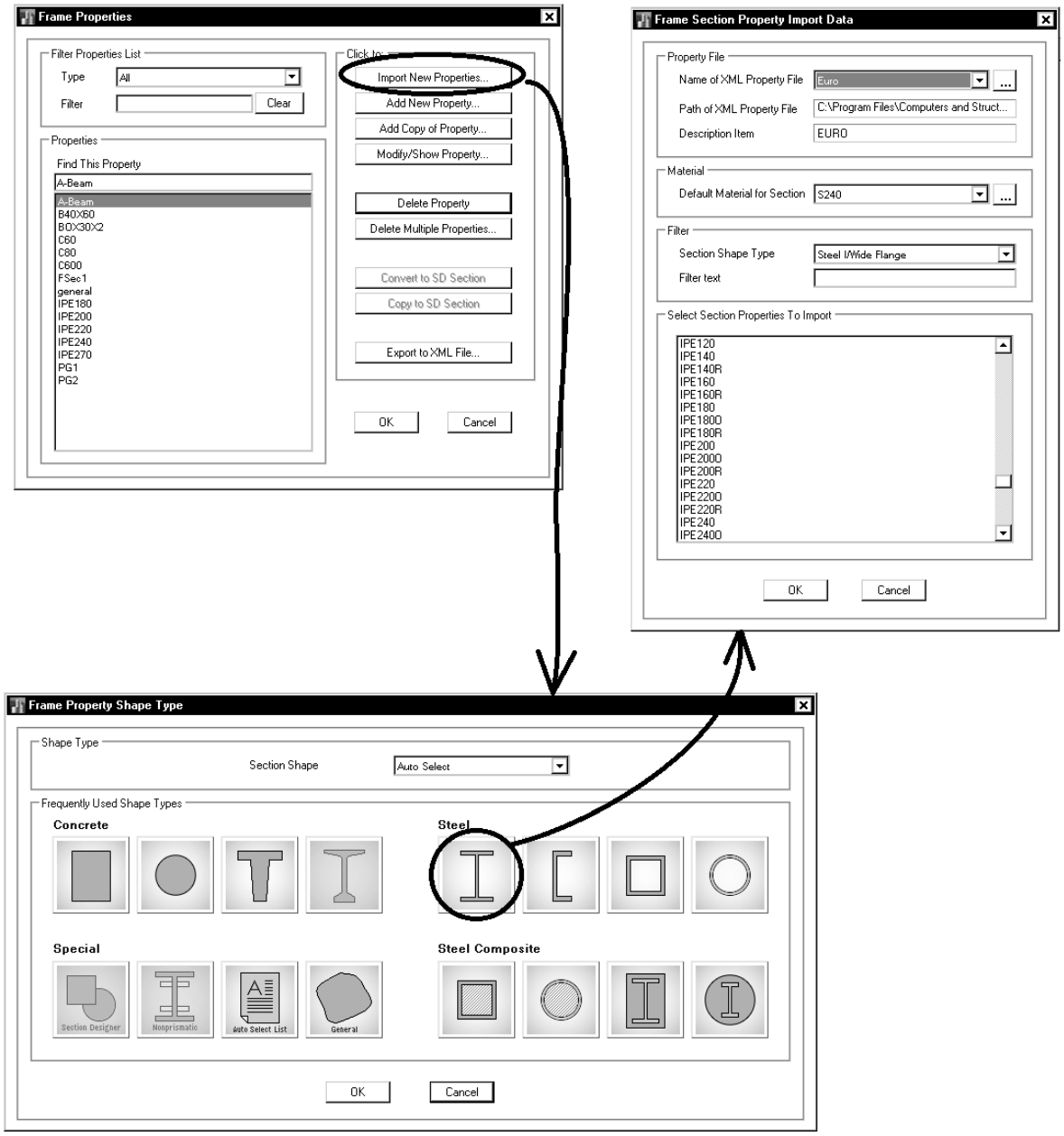
M_{pr} = probable flexural strength of members, with or without axial load, determined using the properties of the member at the joint faces assuming a tensile stress in the longitudinal bars of at least $1.25f_y$ and a strength reduction factor, ϕ, of 1.0, N·mm, Chapter 21



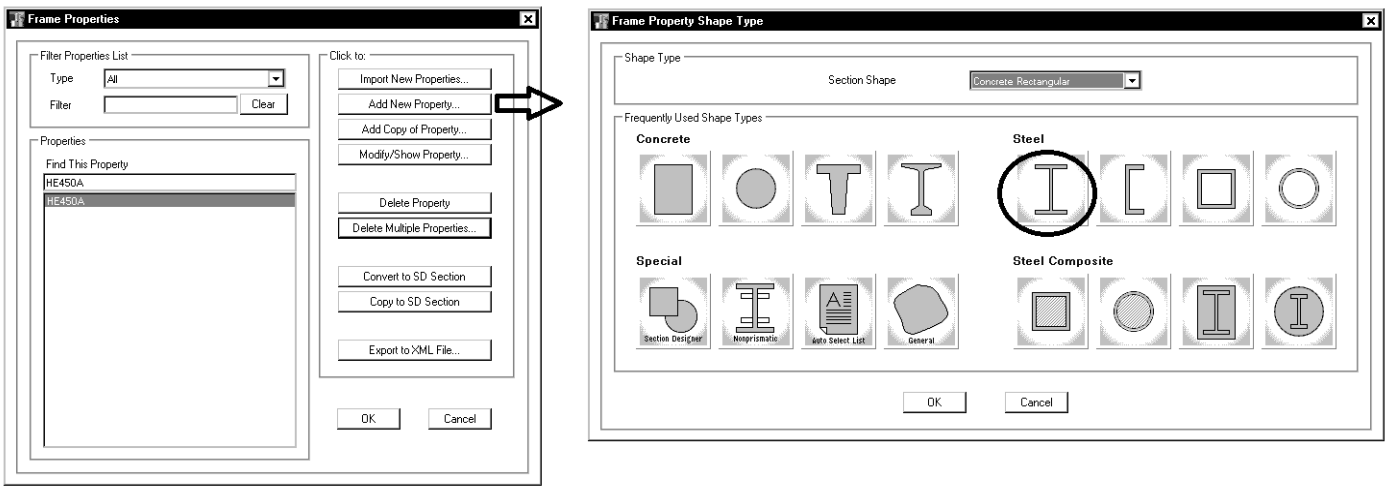


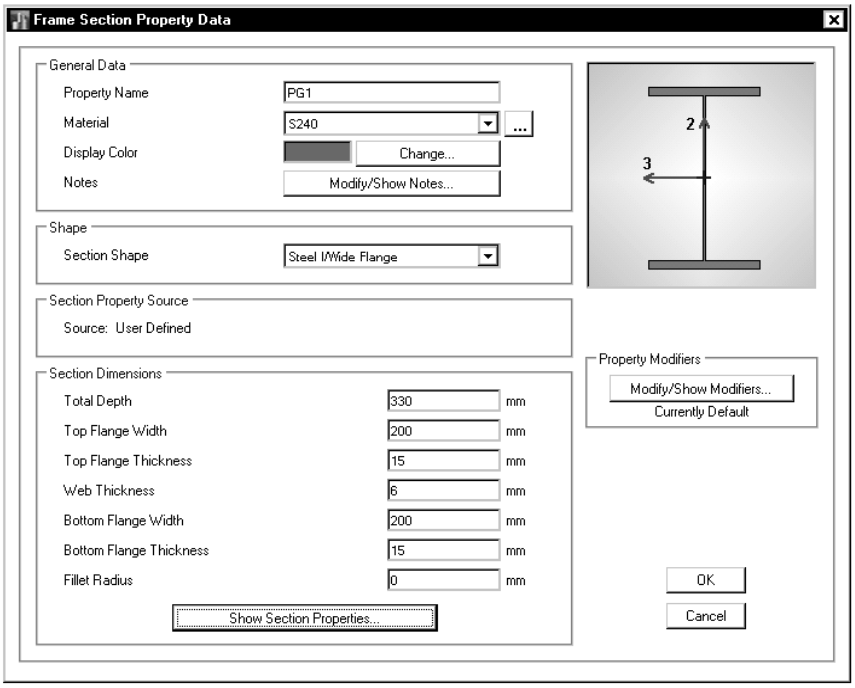
۲-۳- تعریف تیرهای I شکل فولادی در ETABS2015

۲-۳-۱- تعریف مقاطع آماده (IPE)



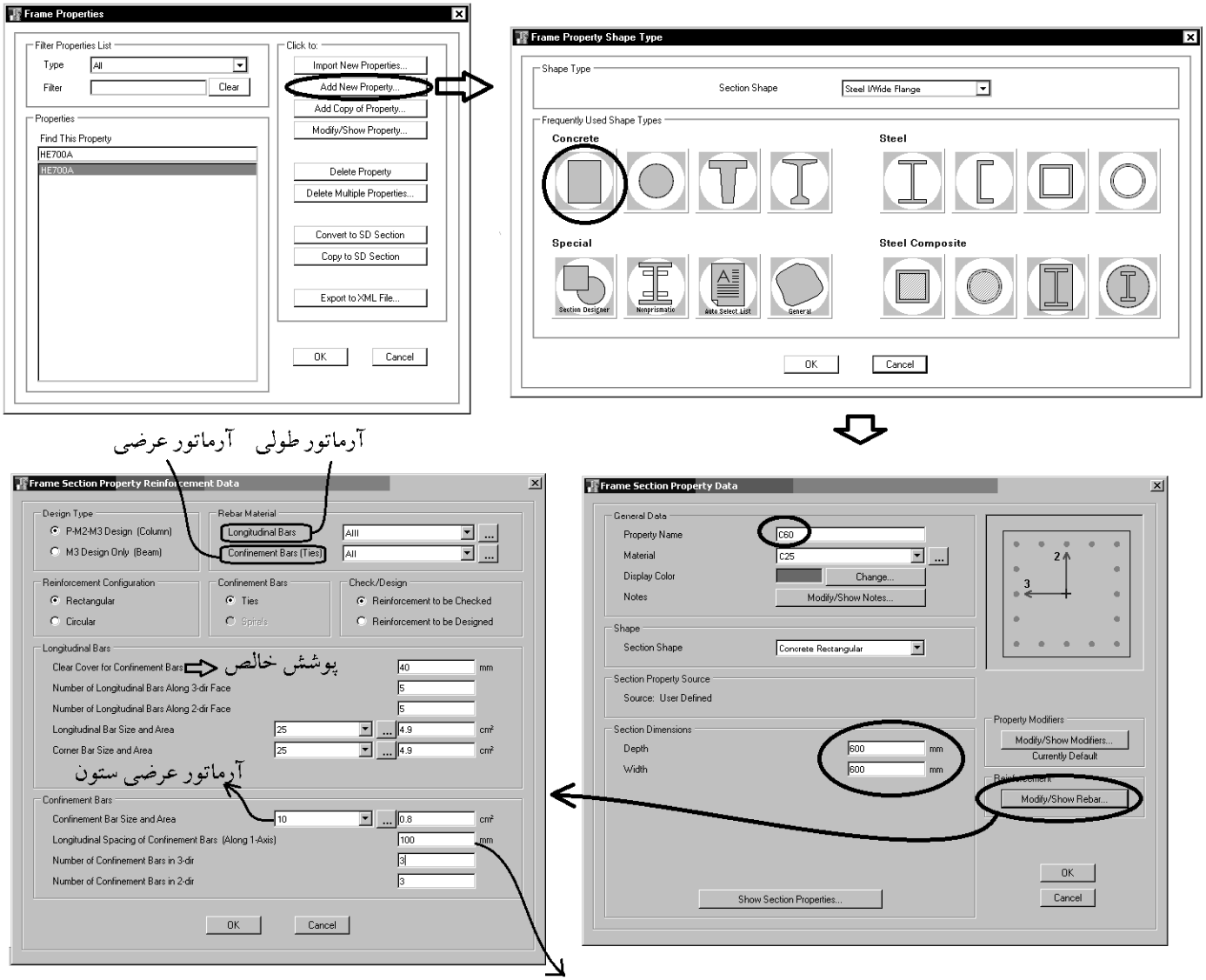
۲-۳-۲- تعریف تیرورق




Frame Section Property Data
General Data
Property Name
PG1
Material
S240
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Steel I/Wide Flange
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth
330
mm
Top Flange Width
200
mm
Top Flange Thickness
15
mm
Web Thickness
6
mm
Bottom Flange Width
200
mm
Bottom Flange Thickness
15
mm
Fillet Radius
0
mm
Show Section Properties...
2
3
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
OK
Cancel

۲-۴- تعریف ستونهای بتنی

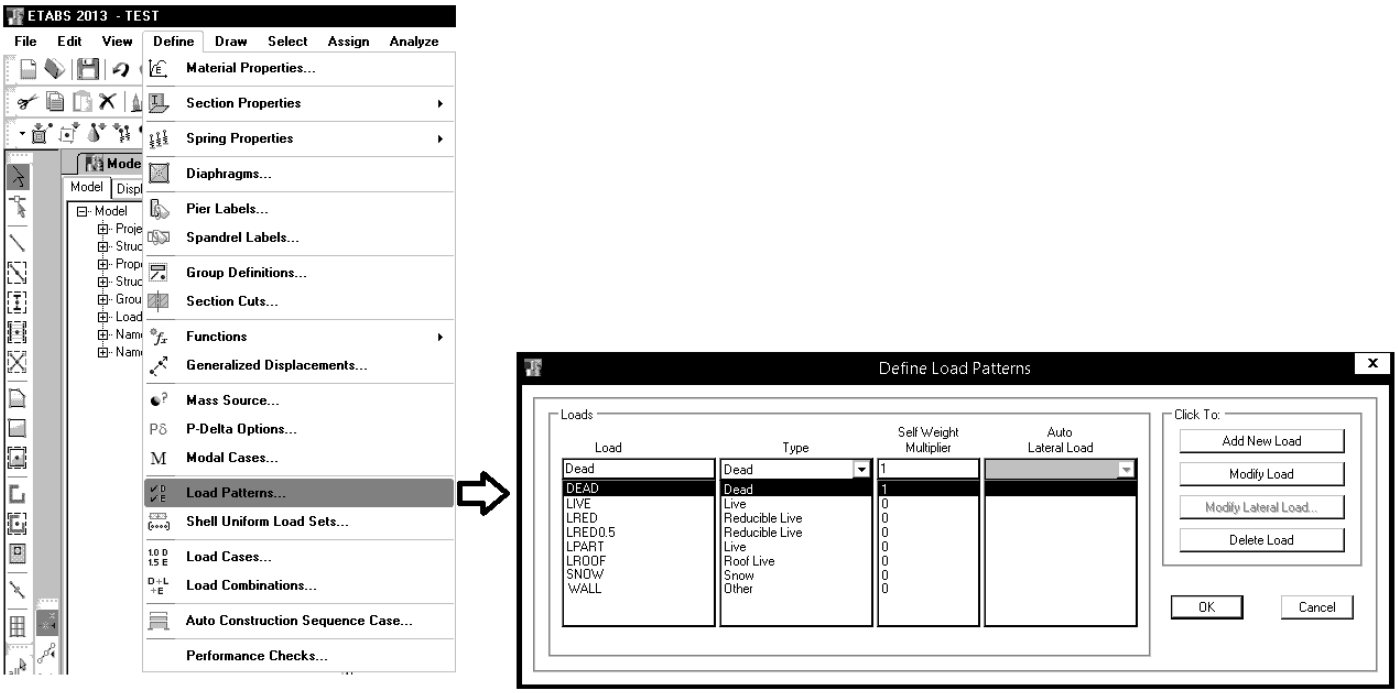
- در شکل زیر نحوه تعریف مقطع ستون نمایش داده شده است که مشابه ETABS 9.7 می باشد.
- فواصل و تعداد تنگها نیز در انتها خواسته می شود (در قسمت Confinement bars). از این اعداد در آنالیز خطی استفاده نمی شود و بنابراین یک عدد دلخواه به عنوان فواصل وارد نمایید. البته سایز میلگرد عرضی باید صحیح وارد شود تا کاور بتن صحیح محاسبه شود.
- در قسمت Clear cover for Confinement Bars باید پوشش خالص بتن وارد شود که طبق ACI برابر 40mm وارد شده است.
- درقسمت Confinement Bar Size and Area با فرض اینکه تنگها φ10 می باشند، 10 وارد شده است.



فواصل آرماتورهای عرضی در تحلیل خطی استفاده نمی شود و مهم نیست

۳-تعریف بارهای ثقلی

شکل زیر نحوه تعریف بارهای ثقلی را نشان می دهد. در ادامه هر کدام از موارد تعریف شده معرفی خواهند شد.



۳-۱- بارهای ثقلی پشت بام

LROOF	بار زنده بام که در مبحث ۶ به صورت Lr نمایش داده شده است.
SNOW	بار برف که در مبحث ۶ به صورت S نمایش داده شده است.
DEAD	بار مرده
WALL	بار WALL برای تنظیم جرم لرزه ای در پشت بام استفاده می شود.

سوال: آیا لازم است همزمان هم بار برف وارد شود و بار زنده بام؟

پاسخ: بله. در مبحث ۶ جدید در برخی ترکیب بارها تنها بار برف وجود دارد. برای نمونه به ترکیب بار شماره ۵ (شکل زیر) توجه نمایید. بنابراین هر دوی LROOF و SNOW باید در قسمت بارها تعریف شده و به بام سازه اعمال شوند.

سوال: تفاوت LROOF و LIVE چیست؟

پاسخ: ترکیب بار شماره ۲ و ۵ را با هم مقایسه نمایید. در ترکیب بار ۲ هم L داریم و هم Lr. در حالیکه در ترکیب شماره ۵ تنها L داریم و Lr وجود ندارد. برای اینکه بتوانیم ترکیب بارها را صحیح وارد نماییم، بار زنده بام باید با نامی متفاوت از بارهای زنده طبقات تعریف شود.

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

۱) ۱٫۴D

۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]

۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S

۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)

۷) ۰٫۹D+۱٫۰E

۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T

۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

۳-۲- بارهای ثقلی طبقات

LIVE	بار زنده غیر قابل کاهش
REDUCIBILE LIVE	بار زنده قابل کاهش
REDUCIBILE LIVE 0.5	بار زنده قابل کاهش که در برخی ترکیب بارها با ضریب 0.5 منظور می شود.
PARTITION LIVE	بار زنده تیغه بندی
DEAD	بار مرده

سوال: کاربرد بار LIVE؟

پاسخ: از این بار برای تعریف بار زنده پارکینگ و انباری می توان استفاده کرد. طبق بند زیر (با نادیده گرفتن استثنا قید شده در آن)، بار زنده پارکینگ قابل کاهش نمی باشد.

۶-۵-۷-۴ محل عبور و یا پارک خودروهای سواری

بارهای زنده محل عبور و یا پارک خودروهای سواری کاهش داده نمی‌شود.

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

سوال: کاربرد بار REDUCIBILE LIVE؟

پاسخ: بارهای زنده ای که قابل کاهش هستند ولی در ترکیب بارهای شماره ۳،۴، و ۵ ضریب آنها برابر یک خواهد بود. برای مثال بار زنده راه پله طبق مبحث ۶ جدید برابر 500 kg/m2=5kPa می باشد. بار زنده راه پله قابل کاهش است ولی با توجه به اینکه مقدار آن برابر 5kPa می باشد، طبق تبصره زیر حق نداریم ضریب آنرا در ترکیب های ۳، ۴، ۵ برابر 0.5 منظور کنیم. از دیگر نمونه ها می توان به اتاقهای محل تجمع در ساختمانهای مسکونی، فروشگاههای کوچک و خرده فروشی در طبقه همکف اشاره کرد.

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

۱) ۱٫۴D

۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]

۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S

۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)

۷) ۰٫۹D+۱٫۰E

۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T

۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰٫۵ منظور نمود.

سوال: کاربرد بار REDUCIBILE LIVE 0.5؟

پاسخ: بارهای زنده ای که قابل کاهش هستند و علاوه بر کاهش، در ترکیب بارهای شماره ۳،۴، و ۵ ضریب آنها برابر 0.5 خواهد بود. برای مثال بار زنده اتاق های خصوصی در سازه های مسکونی (که برابر 200 kg/m2=2kPa می باشد) باید از این نوع تعریف شود.

سوال: کاربرد PARTITION LIVE چیست؟

در مبحث ۶ جدید طبق بند زیر بار تیغه ها باید از نوع بار زنده تعریف شود. دقت شود که دیگر لازم نیست بار تیغه بندی همراه با بار مرده طبقه منظور شود و در محاسبه وزن مرده طبقات بار تیغه بندی لحاظ نمی شود. بنابراین باید به کف ها به صورت مستقل بار PARTITION LIVE وارد شود که معمولا برابر مقدار حداقل آن یعنی 100 kg/m2 بدست می آید.

۶-۵-۲-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

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

در صورتی‌که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به‌عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد.

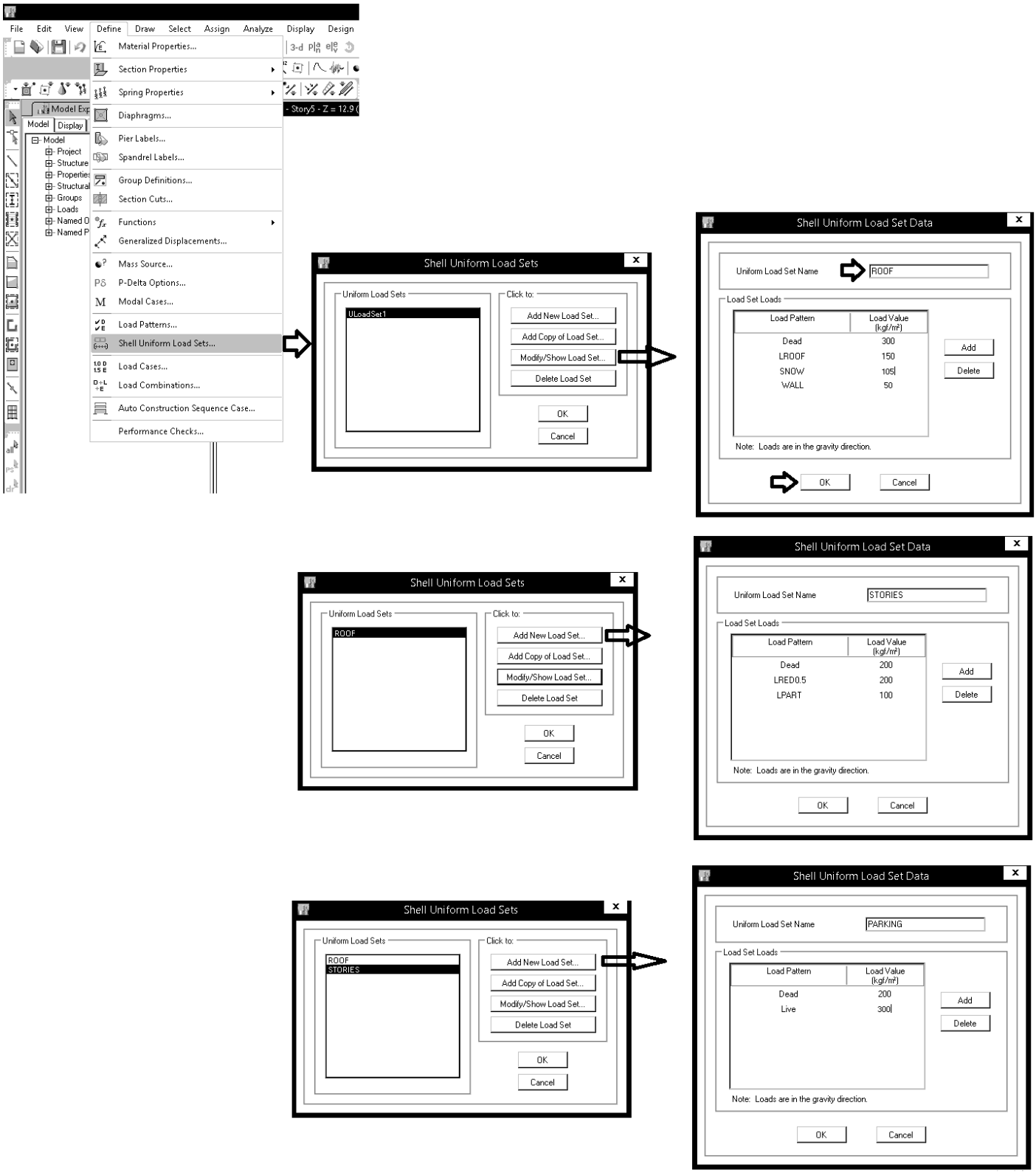
استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم‌کننده نیست.

سوال: آیا می توان به جای اعمال PARTITION LIVE، بار LIVE و یا REDUCIBILE LIVE اعمال کرد؟ مثلا در سازه مسکونی به جای 200 kg/m2، بار زنده را برابر 300 kg/m2 وارد نمود.

پاسخ: خیر. بار تیغه بندی باید با یک نام مجزا وارد شود. علت این است که در معرفی جرم لرزه ای (Mass source) بارهای زنده مشارکت ۲۰ درصدی خواهند داشت در حالیکه مشارکت بار تیغه بندی، بر خلاف بارهای زنده، باید 100% باشد. بنابراین باید مجزا تعریف شود.

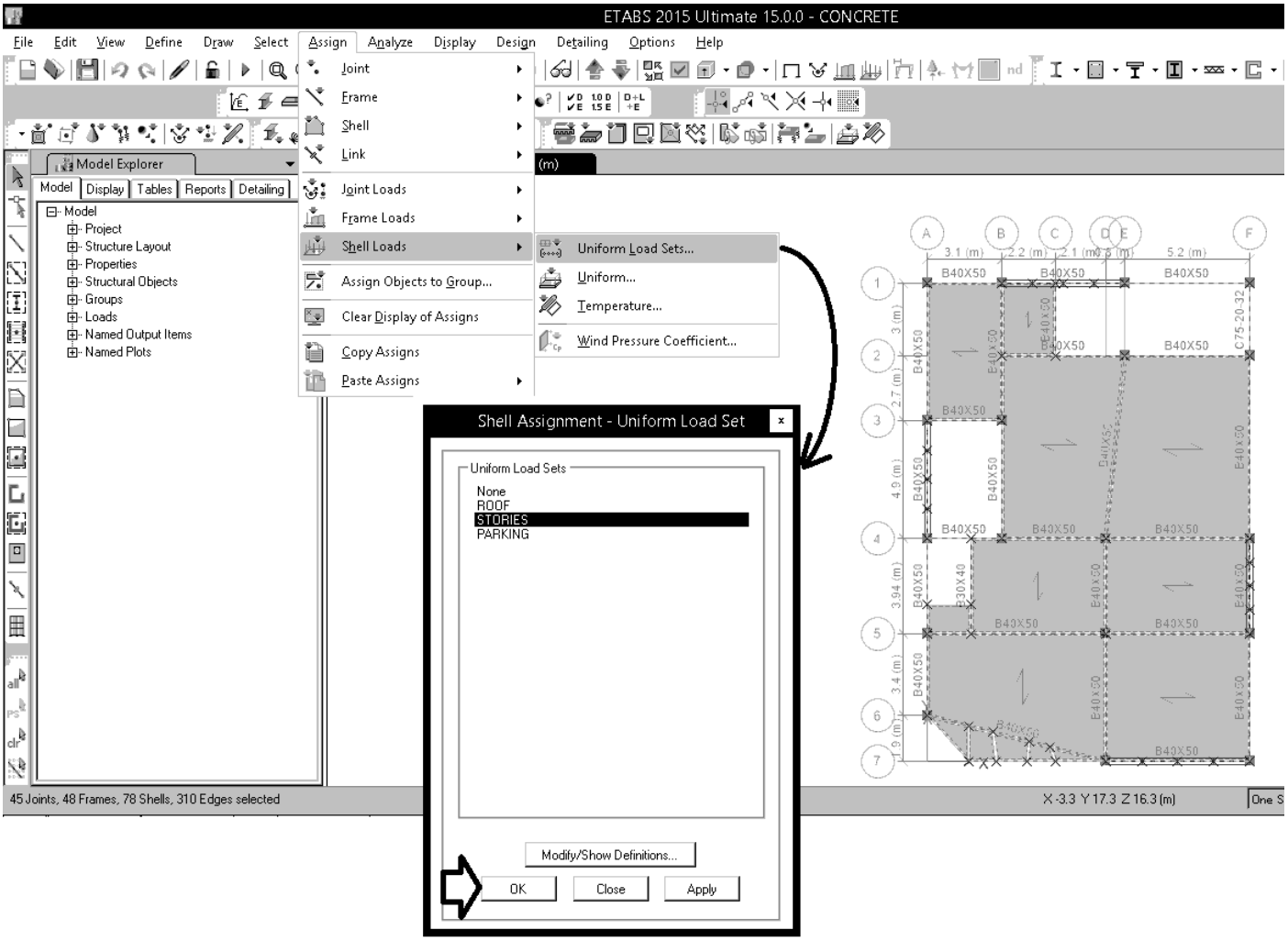
۳-۳- اعمال بار مرده و زنده در ETABS 2015

بهتر است قبل از اعمال بارها، Uniform Load Set تعریف شود. شکل زیر مراحل تعریف آنرا برای یک سازه مسکونی نشان می دهد:



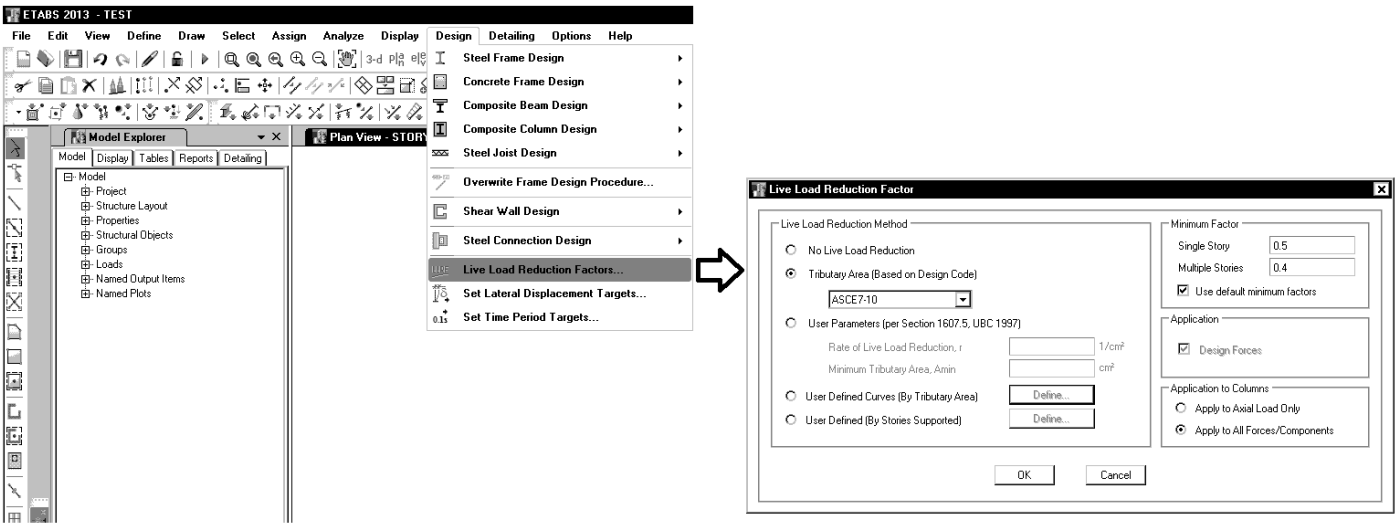
- در مبحث ۶ جدید نحوه محاسبه بار برف تغییر کرده و برای سازه ای واقع در داخل شهر تبریز و یا تهران با فرض نیمه برفگیر بودن آن برابر 105 kg/m2 بدست می آید.
- بار Wall برای منظور کردن اثر تیغه بندی در جرم لرزه ای طبقه بام می باشد.
- بار زنده پارکینگ در مبحث ۶ جدید برای پارکینگهای با خودروی کمتر از 4ton برابر 300 kg/m2 عنوان شده است (قبلا 500 kg/m2 بود).

پس از تعریف Load Set، کف مورد نظر را انتخاب و از طریق منوی Assign مطابق شکل زیر مجموعه بار مورد نظر را اعمال نمایید.



۳-۴- تنظیمات مربوط به کاهش بار زنده

روش کاهش سربار در مبحث ششم ایران برگرفته از ASCE7-10 (آیین نامه بارگذاری آمریکا) می باشد و بنابراین با استفاده از منوی زیر باید ASCE7-10 انتخاب شود.



۴-نیروی زلزله استاتیکی

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

$B = B_1 N$

$R_u = \frac{R}{1.4}$

- برای قاب خمشی متوسط قبلا R=7 بود که طبق ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ باید از Ru=5 استفاده شود.

به جدول زیر (جدول مقادیر Ru) توجه نمایید. نکات زیر از این جدول مهم می باشند:

- برای سازه های بلند تر از 15 متر مجاز به استفاده از بادبند همگرای معمولی نیستیم (به محدودیت ارتفاعی در جدول زیر توجه نمایید).
- ضریب Ru برای سیستم قاب ساختمانی واگرای ویژه برابر ۷ قید شده که نسبتا بالا بوده و طراحان را به استفاده از این سیستم تشویق می کند.
- برای قاب خمشی بتنی متوسط حداکثر ارتفاع مجاز 35 متر میباشد که قبلا تا 50 متر مجاز بود.

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 بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	–
	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 سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه 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 بتن‌آرمه ویژه[۲]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه 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 دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه 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 بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

- سوال: آیا تبدیل R به Ru به معنای افزایش در نیروی زلزله می باشد؟

پاسخ: خیر. اگر چه نیروی زلزله افزایش یافته است، ولی در عوض ترکیب بارها نیز تغییر کرده اند:

ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۳

ACI 318-99 آیین نامه بتن آمریکا سال ۱۹۹۹	**1.05D + 1.275L + 1.4E**
ACI 318 – 11 آیین نامه بتن آمریکا سال ۲۰۱۱ AISC 360 – 10 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش LRFD) مبحث ۱۰ ایران (روش LRFD)	**1.2D + L + 1.4E + 0.2S**
AISC ASD – 89 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش ASD) مبحث ۱۰ قدیم ایران (روش ASD) این روش از آیین نامه ایران حذف شده و منسوخ شده محسوب می شود.	~~**0.75 (D + L + 1E)**~~
ترکیب بار کنترل تنش خاک (بر اساس مبحث ۶ قدیم)	**0.75 (D + L + 1E)**

ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۴

ACI 318-99 آیین نامه بتن آمریکا سال ۱۹۹۹	**1.05D + 1.275L + 1E**
ACI 318 – 14 آیین نامه بتن آمریکا سال ۲۰۱۴ AISC 360 – 10 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۰ (روش LRFD) مبحث ۱۰ ایران (روش LRFD)	**1.2D + L + 1E + 0.2S**
AISC ASD – 89 آیین نامه فولاد آمریکا ۱۹۸۹ (روش ASD) مبحث ۱۰ قدیم ایران (روش ASD) این روش از آیین نامه ایران حذف شده و منسوخ شده محسوب می شود.	~~**0.75 (D + L + 0.7E)**~~
مبحث ۹ ایران (چاپ ۱۳۹۲) **با توجه به اینکه در نرم افزار ETABS از ACI استفاده می شود، باید برای بتن از ترکیب بار بتن آمریکا استفاده شود (سطر دوم این جدول). حق نداریم برای طراحی از ACI استفاده کنیم و ترکیب بارها را از مبحث ۹ انتخاب کنیم.**	**D + 1.2L + 0.84E**
ترکیب بار کنترل تنش خاک (بر اساس بند ۶-۲-۳-۴ مبحث ۶) • برای کنترل تنش خاک بقیه ترکیب بارها نیز باید کنترل شوند.	**D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S**

برای مثال برای قاب خمشی متوسط داریم:

$$1.2D + L + 1.4\left(\frac{ABI}{7}\right) + 0.2S$$

R (ویرایش سوم)

$$1.2D + L + 1\left(\frac{ABI}{5}\right) + 0.2S$$

R_u (ویرایش چهارم)

- نحوه محاسبه B (ضریب بازتاب) تغییر کرده است و ضریب جدیدی به نام N معرفی شده است که در شکل زیر خلاصه روابط محاسبه آن آمده است:

$$B=B_1N \qquad (۱-۲)$$

$$B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0) \qquad 0<T<T_0$$
$$B_1=S+1 \qquad T_0<T<T_s \qquad (۲-۲)$$
$$B_1=(S+1)(T_s/T) \qquad T>T_s$$

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N=1 \qquad T<T_s$$
$$N=\frac{0.7}{4-T_s}(T-T_s)+1 \qquad T_s<T<4\ sec \qquad (۳-۲)$$
$$N=1.7 \qquad T>4\ sec$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$$N=1 \qquad T<T_s$$
$$N=\frac{0.4}{4-T_s}(T-T_s)+1 \qquad T_s<T<4\ sec \qquad (۴-۲)$$
$$N=1.4 \qquad T>4\ sec$$

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

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

در شکل زیر بندهای آیین نامه ای محاسبه دوره تناوب تجربی آمده است که مشابه ویرایش قبلی می باشد.

- دوره تناوب تجربی سازه های بتنی تغییر کرده است.
- دوره تناوب تجربی سازه های با بادبند واگرا تغییر کرده است.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ 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 به‌دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T=0.08H^{0.75} \qquad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T=0.05H^{0.9} \qquad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی 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)

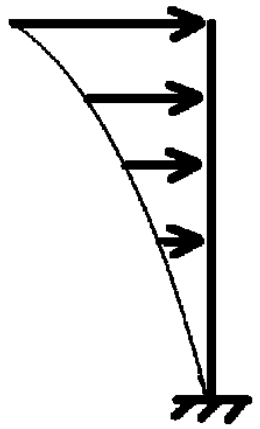
پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T=0.05H^{0.75} \qquad (۵-۳)$$

درروابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی‌که وزن آن بیشتر از ۲۵درصد 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 به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

- نیروی شلاقی حذف شده است و به جای آن توزیع بار در ارتفاع سازه غیر خطی شده است:



ویرایش ۴

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i: وزن طبقه i 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_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

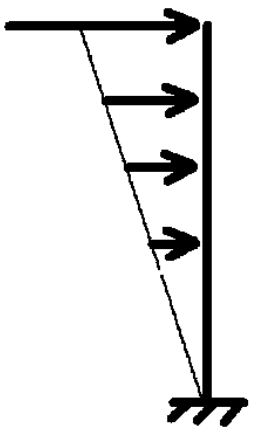
k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5 \ Sec \qquad (۷-۳)$$

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.

- ضریب K بر اساس رابطه ۳-۷ محاسبه می شود که بستگی به دوره تناوب سازه دارد.



ویرایش ۳

۲-۳-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V، که طبق بند ۲-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \qquad (۹-۲)$$

در این رابطه:

F_i: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

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

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t: نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_t = ۰/۰۷\ TV \qquad (۱۰-۲)$$

نیروی F_t نباید بیشتر از V ۰/۲۵ در نظر گرفته شود و چنانچه T برابر یا کوچکتر از ۰/۷ ثانیه باشد، می‌توان آن را برابر با صفر اختیار نمود.

تبصره: در صورتی که ساختمان دارای خرپشته با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیروی F_t در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر این صورت، نیروی F_t در تراز سقف خرپشته اثر داده می‌شود.

مثال:

- سازه ۵ طبقه مسکونی بتنی با شکل پذیری متوسط (ارتفاع سازه از تراز پایه=۱۶متر)
- نوع خاک III
- پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد

۱- محاسبه دوره تناوب سازه (صفحه ۳۱ استاندارد ۲۸۰۰- بند ۳-۳-۱-۱)

$$T_{\text{آیین نامه}} = 0.05 \times H^{0.9} = 0.05 \times 16^{0.9} = 0.606\ Sec$$

با فرض اینکه دوره تناوب نرم افزار زیاد خواهد بود:

$$T_{\text{طراحی}} = 1.25 T_{\text{آیین نامه}} = 1.25 \times 0.606 = 0.76\ Sec$$

۲- محاسبه ضریب شکل طیف B_0 (صفحه ۱۴ و ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰)

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

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

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) \qquad 0 < T < T_0$$
$$B_1 = S + 1 \qquad T_0 < T < T_s \qquad (۲-۲)$$
$$B_1 = (S+1)(T_s/T) \qquad T > T_s$$

$$\left.\begin{array}{r} T_0 = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \\ T_{\text{طراحی}} = 0.76 \end{array}\right\} T_{\text{طراحی}} > T_s \qquad \rightarrow B_1 = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right) = (1.75+1)\left(\frac{0.7}{0.76}\right) = 2.53$$

۳- محاسبه ضریب اصلاح طیف N_0 (صفحه ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰)

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1 \qquad T < T_s$$
$$N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \qquad T_s < T < 4\ sec \qquad (۳-۲)$$
$$N = 1.7 \qquad T > 4\ sec$$

$$T_s < T_{\text{طراحی}} < 4sec \qquad \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s}\left(T_{\text{طراحی}} - T_s\right) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7}(0.76 - 0.7) + 1 = 1.0127$$

۴- محاسبه ضریب بازتاب ساختمان B (صفحه ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰)

۲-۳ 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:

$$B = B_1 N \qquad (۱-۲)$$

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

$$B = B_1 N = 2.53 \times 1.0127 = 2.56$$

۵- محاسبه ضرایب A و I

A=0.35 I=1

۶- محاسبه ضریب رفتار سازه، R_u (صفحه ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰)

ضریب رفتار قاب خمشی متوسط برابر $R_u = 5$ می باشد.

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)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه 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	-

۷- محاسبه ضریب زلزله زلزله (صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰)

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.56 \times 1}{5} = 0.179$$

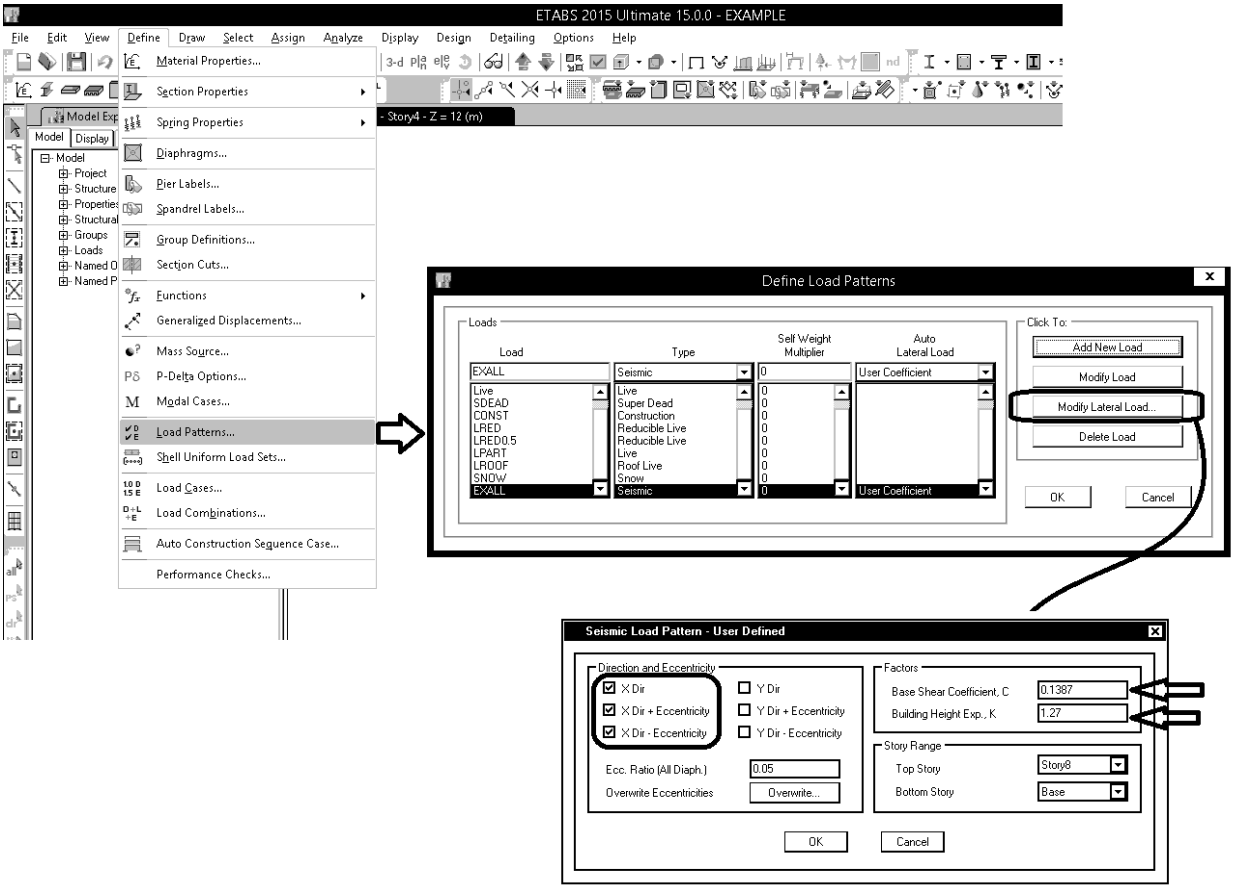
که برای این منظور نوشته ام استفاده نمایید. این نرم افزار را می توانید از آدرس زیر دانلود نمایید:Excelبرای محاسبه نیروی زلزله می توانید از نرم افزار

http://www.hoseinzadeh.net/ebook-software.htm

www.hoseinzadeh.net		
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	50	
درجه اهمیت سازه	I=0.8	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	III	
سیستم سازه	قاب ساده با بادبند همگرا	
Ru=	3.5	جدول ۳-۴
سازه میانقاب دارد؟	خیر	
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.00	
T_0=	0.15	
Ts=	0.7	
S0=	1.1	
S=	1.75	
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.18	
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.10080	
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.63804	
B=B1*N=	1.80315	
C-min=0.12*A*I=	0.0336	
C=A.B.I/R=	0.1443	
*k=0.5*T+0.75=*	1.3376	
C_{DRIFT} =	0.098233333	
K_{DRIFT} =	*1.75*	

۴-۱- تعریف خروج از مرکزیت تصادفی در ETABS2015

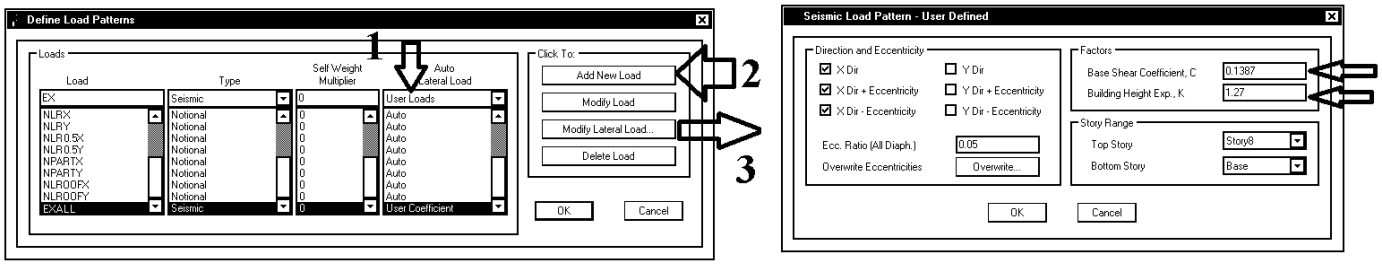
- با توجه به اینکه نیروی شلاقی حذف شده است، دیگر نیازی به استفاده از UBC در تعریف نیروی زلزله نیست و به راحتی می توان با استفاده از user coefficient نیروی زلزله را تعریف کرد. برای این منظور اعداد C و K را که توسط Excel محاسبه شده است را مطابق شکل زیر وارد نمایید.
- در ایتبس ۲۰۱۵ می توان زلزله های EX, EXP, EXN را همزمان تعریف کرد. در شکل زیر یک زلزله در راستای X با نام EXALL تعریف شده است و هنگام تعریف آن هر سه گزینه $\begin{matrix} \text{X Dir} \\ \text{X Dir} + \text{Eccentricity} \\ \text{X Dir} - \text{Eccentricity} \end{matrix}$ فعال شده اند. در واقع ایتبس این زلزله را با سه نام متفاوت به صورت $\begin{matrix} EXALL1 \\ \text{EXALL2} \\ \text{EXALL3} \end{matrix}$ ذخیره می کند و اگر در ترکیب باری از EXALL استفاده شده باشد، آن ترکیب بار شامل سه ترکیب بار خواهد بود.

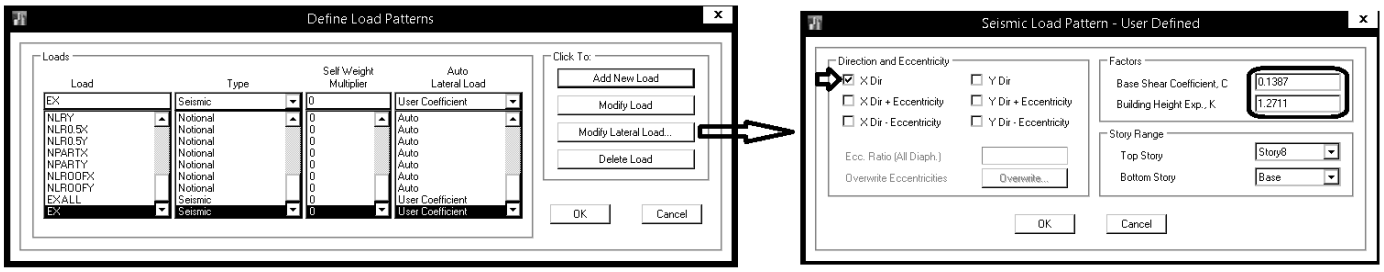


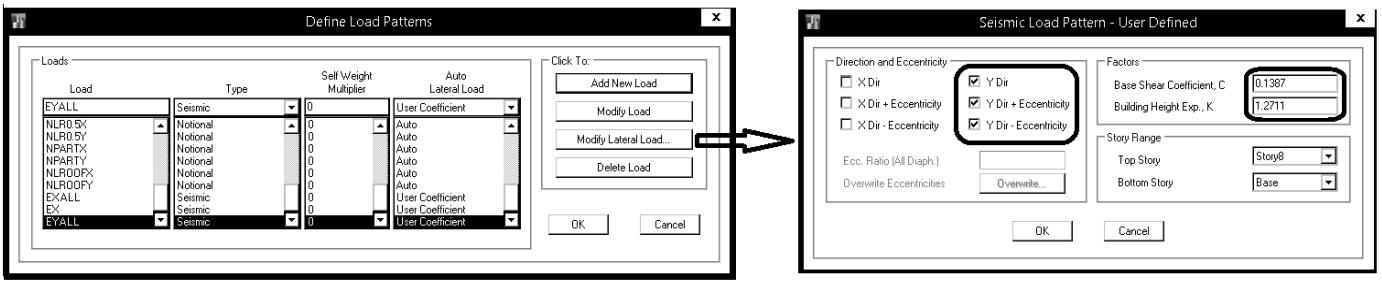
زلزله های EXALL, EYALL و نیز EX و EY به ترتیب زیر تعریف می شوند.

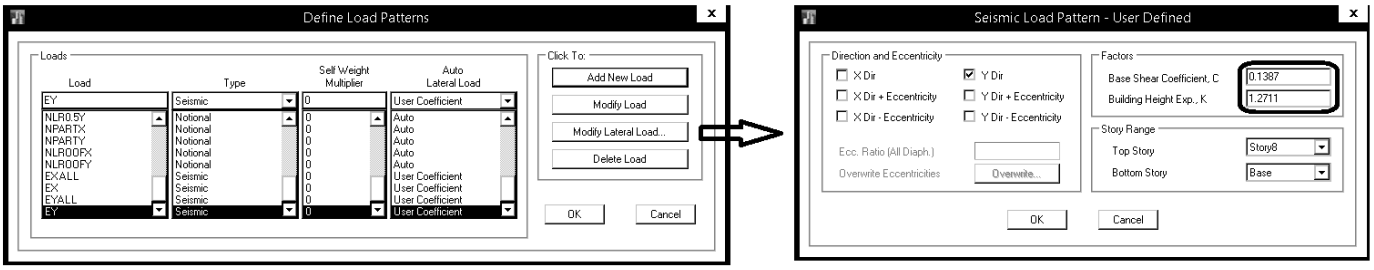
- EXALL اثرات سه زلزله EX, EXP و EXN را همزمان منظور می کند.
- EYALL اثرات سه زلزله EY, EYP و EYN را همزمان منظور می کند.
- در تصاویر زیر فرض شده است که سیستم باربر جانبی و ضرایب زلزله در هر دو جهت x و y یکسان می باشد.

ویرایش چهار	
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	27.2
درجه اهمیت سازه	I=1
ضریب A	A=0.35
نوع زمین	III
نوع اسکلت	بتنی
سیستم سازه	قاب خمشی
Ru=	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T-ETABS)	5.00
To=	0.15
Ts=	0.7
S0=	1.1
S=	1.75
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.04
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.07258
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.84712
B=B1*N=	1.98119
C-min=0.14*A*I=	0.05
*k=0.5*T+0.75=*	1.2711
C=A.B.I/R=	0.1387


Define Load Patterns
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
EX
Seismic
0
User Loads
NLRX
NLRY
NLR0.5X
NLR0.5Y
NPARTX
NPARTY
NLROOFX
NLROOFY
EXALL
Notional
Auto
User Coefficient
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel
1
2
3
Seismic Load Pattern - User Defined
Direction and Eccentricity
X Dir
X Dir + Eccentricity
X Dir - Eccentricity
Y Dir
Y Dir + Eccentricity
Y Dir - Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0.05
Overwrite Eccentricities
Overwrite...
Factors
Base Shear Coefficient, C
0.1387
Building Height Exp., K
1.27
Story Range
Top Story
Story8
Bottom Story
Base


Define Load Patterns
EX
Seismic
User Coefficient
Seismic Load Pattern - User Defined
X Dir
Base Shear Coefficient, C
0.1387
Building Height Exp., K
1.2711


Define Load Patterns
EYALL
Seismic
User Coefficient
Seismic Load Pattern - User Defined
Y Dir
Y Dir + Eccentricity
Y Dir - Eccentricity
Base Shear Coefficient, C
0.1387
Building Height Exp., K
1.2711


Define Load Patterns
EY
Seismic
User Coefficient
Seismic Load Pattern - User Defined
Y Dir
Base Shear Coefficient, C
0.1387
Building Height Exp., K
1.2711

۵-وزن لرزه ای

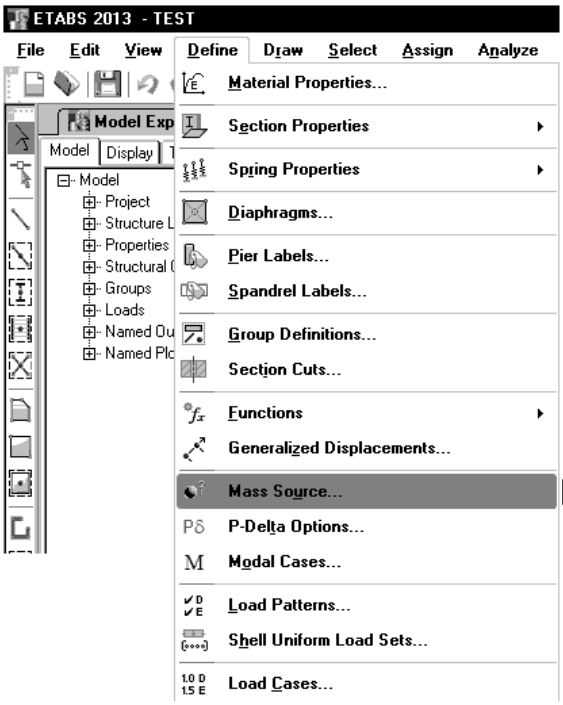
تعریف وزن لرزه ای در ویرایش جدید استاندارد ۲۸۰۰ تغییر کرده است.

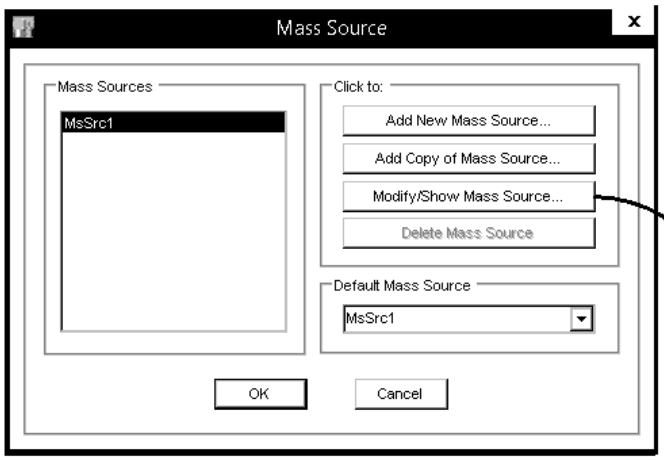
- بار تیغه بندی (دیوار های تقسیم کننده) باید به صورت کامل و ۱۰۰٪ در وزن موثر لرزه ای منظور شود.
- از قسمت پشت بام تنها باید 100%DEAD + 20%SNOW به عنوان وزن لرزه ای مشارکت کند و بار LROOF مشارکتی ندارد.
- مشارکت بار زنده بیمارستان ها، مدارس و ... که قبلا ۴۰ درصد بود، به ۲۰ درصد کاهش یافته است.

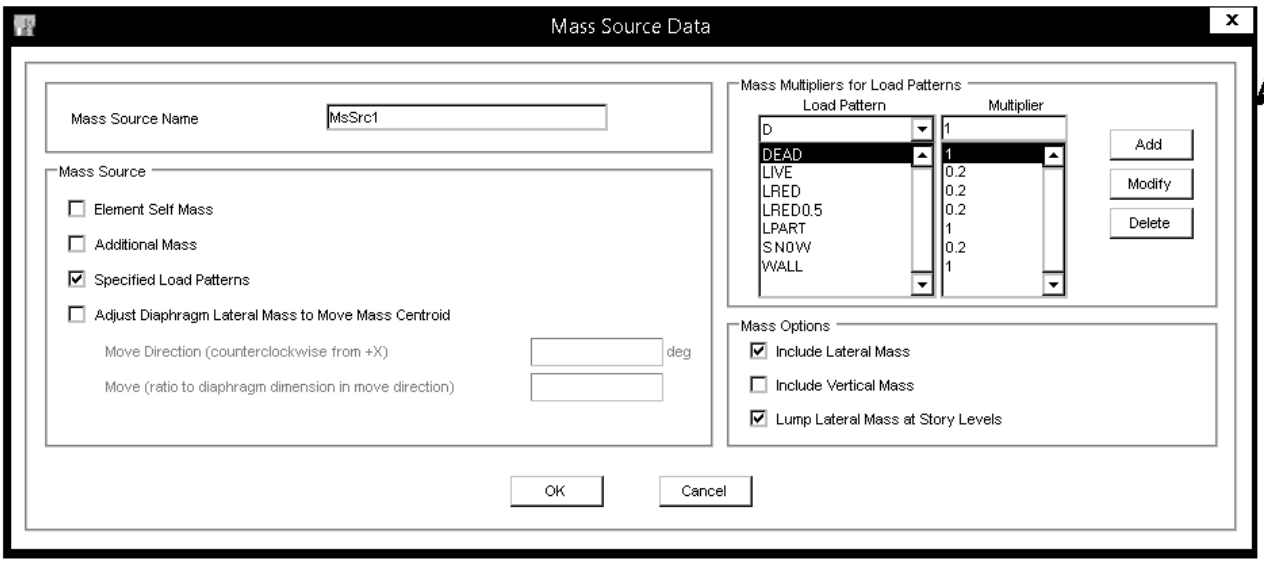
W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

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	۳۰
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)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

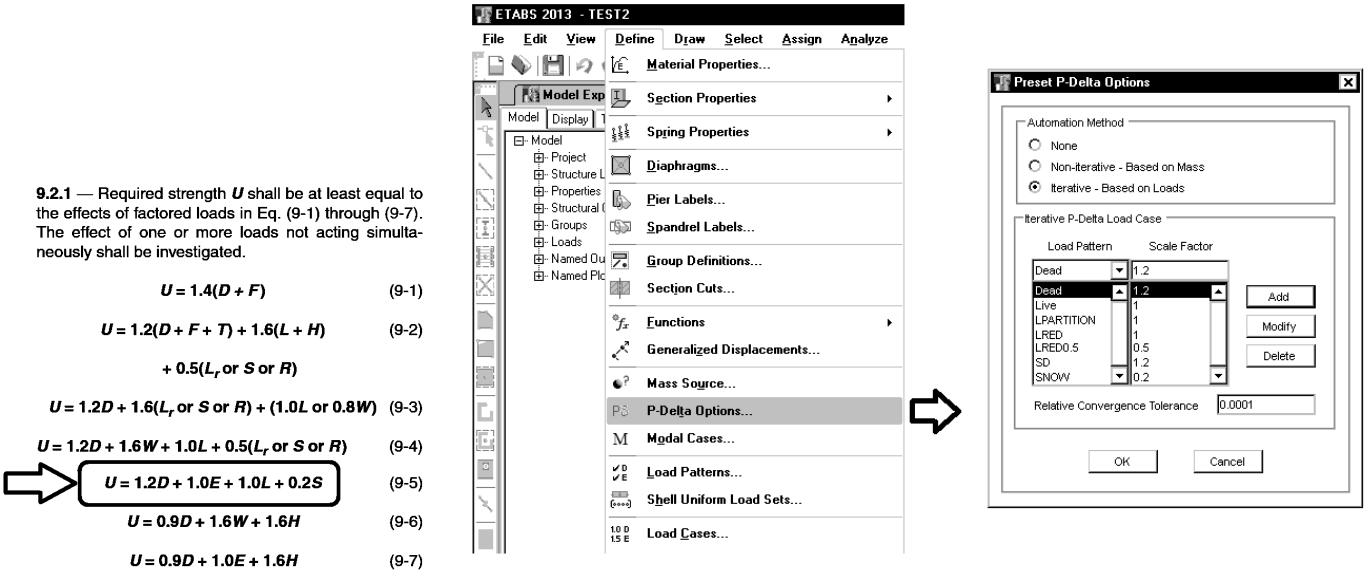






۶-اثر P-Δ

ترکیب بار اثرP-deltaبرای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. با توجه به اینکه در سازه ها معمولا ترکیب بار لرزه ای حاکم است، ترکیب بار P-delta باید به صورت 1.2DEAD+1.2SDEAD+Live+LPART+LRED+LRED0.5+0.2SNOW وارد شود. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده بام (LROOF) وجود ندارد.



متن زیر مربوط به راهنمای نرم افزار ETABS می باشد که نحوه انتخاب ترکیب بار برای اثر P-delta را تشریح می کند:

P-Delta Load Combination: This area is active if you select the Iterative -- Based on Load Cases option in the Method area of the form. Specify the single load combination to be used for the initial P-Delta analysis of the structure. As an example, suppose that the building code requires the following load combinations to be considered for design:

(1) 1.4 dead load
(2) 1.2 dead load + 1.6 live load
(3) 1.2 dead load + 0.5 live load + 1.3 wind load
(4) 1.2 dead load + 0.5 live load - 1.3 wind load
(5) 0.9 dead load + 1.3 wind load
(6) 0.9 dead load - 1.3 wind load

For this case, the P-Delta effect associated with the overall sway of the structure can usually be accounted for, conservatively, by specifying the P-Delta load combination to be 1.2 times dead load plus 0.5 times live load. This will accurately account for this effect in load combinations 3 and 4 above, and will conservatively account for this effect in load combinations 5 and 6. This P-Delta effect is not generally important in load combinations 1 and 2 because there is no lateral load.

- در ASCE7 برای محاسبه شاخص پایداری (stability coefficient در بند 12.8.7 ASCE7-10) عنوان شده است که بار ثقلی باید بر اساس بارهای بدون ضریب محاسبه شود که در این صورت به جای ترکیب

1.2DEAD+1.2SDEAD+Live+LPART+LRED+LRED0.5+0.2SNOW

باید از ترکیب

DEAD+SDEAD+Live+LPART+LRED+LRED0.5+SNOW

استفاده کرد. از آنجا که اثر P-Δ بر اساس اندیس پایداری قابل محاسبه می باشد، برخی طراحان ترجیح می دهند که برای اثر P-Δ از بارهای بدون ضریب استفاده نمایند. البته برای سازه هایی که شاخص پایداری آنها پایین است، دو ترکیب فوق شاید تفاوت قابل توجهی با یکدیگر نداشته باشند ولی استفاده از ترکیب اول محافظه کارانه می باشد. با توجه به توصیه CSI، بنده ترکیب اول را پیشنهاد می کنم.

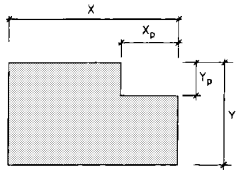
۷-نامنظمی

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 این‌صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۷-۱-۱ نامنظمی در پلان

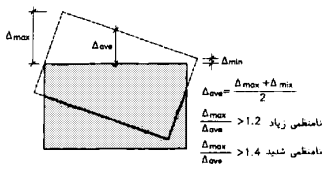
الف-نامنظمی هندسی: در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰درصد طول پلان در آن جهت باشد.



$\frac{X_p}{X}>0.15$ & $\frac{Y_p}{Y}>0.15$

الف – نامنظمی هندسی

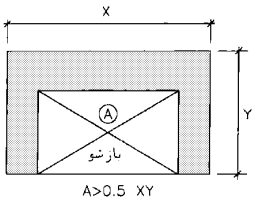
ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی"زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی"شدید" پیچشی توصیف می‌شود.



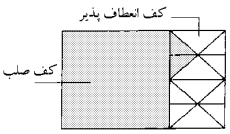
ب- نامنظمی پیچشی

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

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

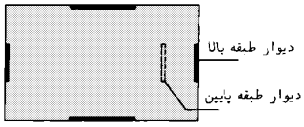


پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)



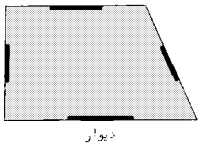
پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)

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



ت – نامنظمی خارج از صفحه

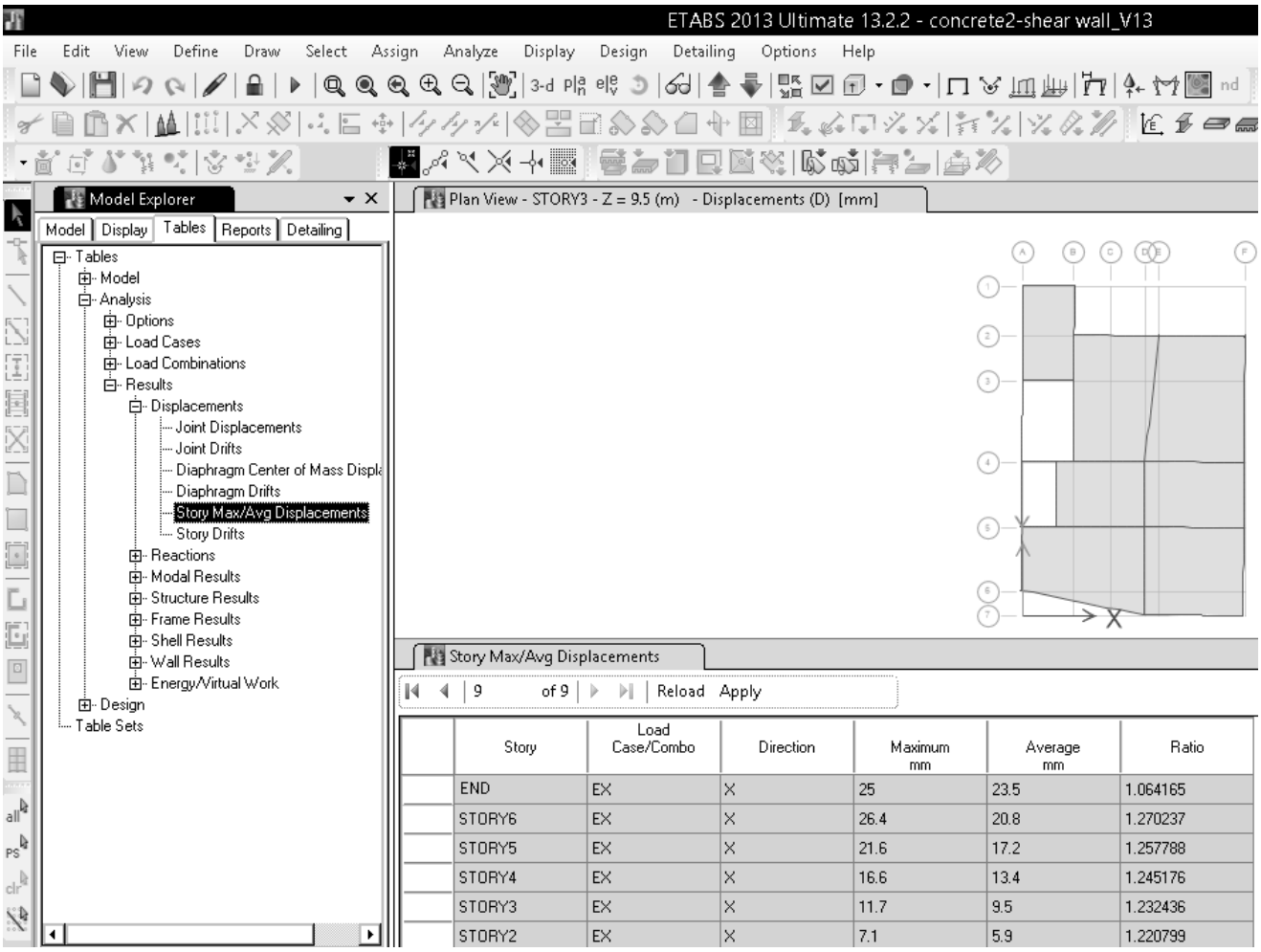
ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



ث – نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ از تعریف نامنظمی پیچشی در موارد متعدد استفاده شده است.

- برای تعیین نامنظمی پیچشی می توان از نتایج حاصل از تحلیل مطابق شکل زیر استفاده کرد.
- دقت شود که نتایج زیر "تغییر مکان مطلق" را نشان می دهد و "تغییر مکان نسبی" باید بر اساس آنها محاسبه شود.



Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
END	EX	X	25	23.5	1.064165
STORY6	EX	X	26.4	20.8	1.270237
STORY5	EX	X	21.6	17.2	1.257788
STORY4	EX	X	16.6	13.4	1.245176
STORY3	EX	X	11.7	9.5	1.232436
STORY2	EX	X	7.1	5.9	1.220799

۸-ترکیب بارهای ویژه لرزه ای

ترکیب بار عادی	1.2D + L + E + 0.2S
ترکیب بار ویژه لرزه ای	1.2D + L + Ω_0E +0.2S

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده بادبندی شده برابر 2 و برای سیستم دوگانه برابر 2.5 می باشد.

این ضریب طبق ACI 318-11 و نیز ACI 318-14 برای سازه های بتنی برابر 3 می باشد.

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت ، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به‌کار برده می‌شود. در این اعضاء اثرهای ناشی از بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه‌های با سیستم‌های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هرحال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می‌توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود.

در این موارد تغییرات لازم در تنش‌های مجاز و یا ضرایب بار نهایی در ترکیبات مختلف بارگذاری باید براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی صورت گیرد.

مبحث دهم:

۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته

ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدیدیافته (Ω_0E) 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 تعیین‌شدهٔ 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 ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

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

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

ACI-318-11 :

21.3.3 — Shear strength

21.3.3.1 — ϕV_n of beams resisting earthquake effect, E, shall not be less than the smaller of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of M_n of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity loads;

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with E assumed to be twice that prescribed by the legally adopted general building code for earthquake-resistant design.

21.3.3.2 — ϕV_n of columns resisting earthquake effect, E, shall not be less than the smaller of (a) and (b):

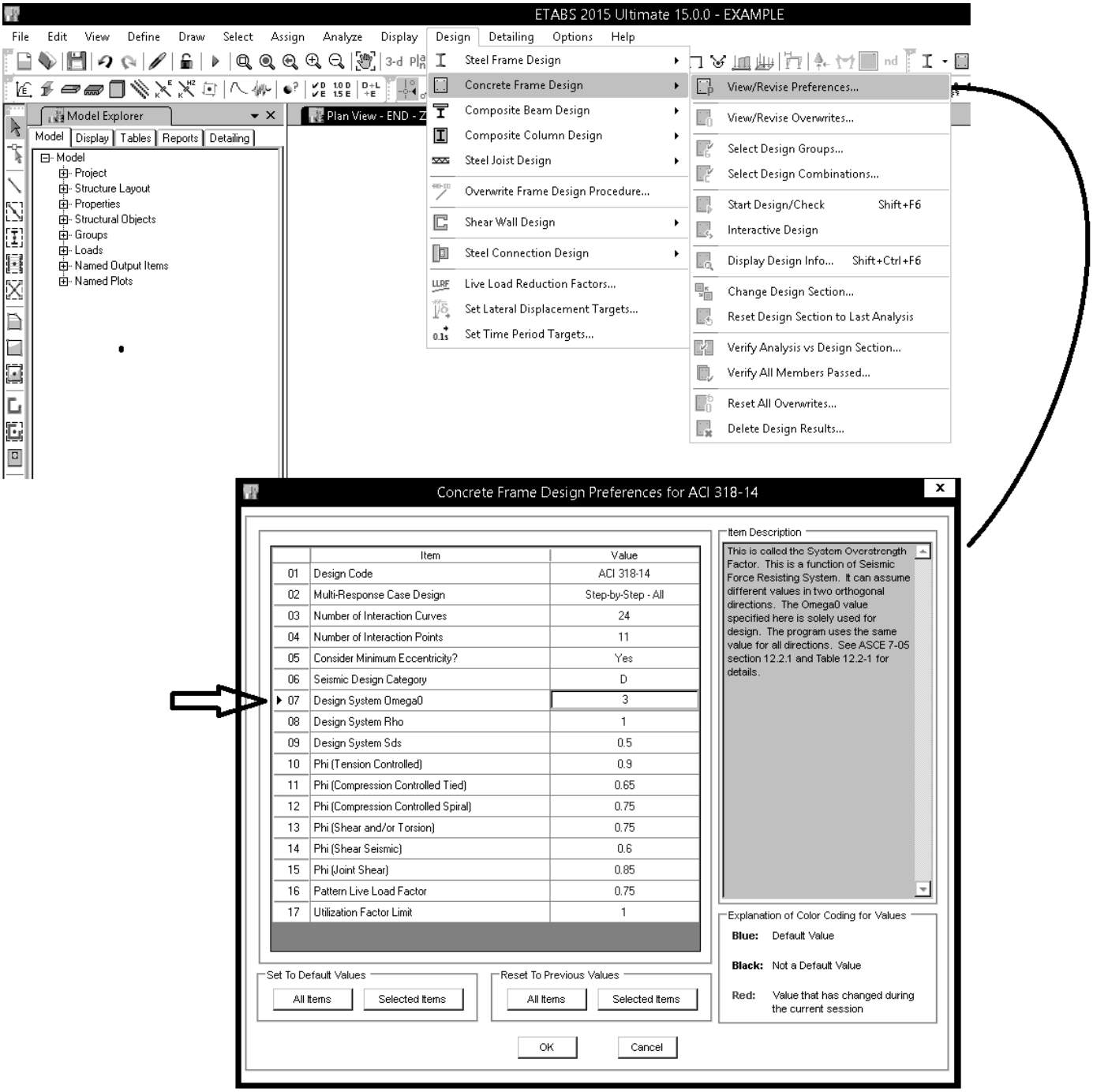
(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength;

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with E increased by Ω_o.

Option 21.3.3.2(b) for columns is similar to that for beams except it bases V_u on load combinations including the earthquake effect, E, with E increased by the overstrength factor Ω_o, rather than the factor 2.0. In ASCE 7-10,[21.1] $\Omega_o = 3.0$ for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failure in columns.

۸-۱- نحوه وارد کردن ضریب Ω_0 در نرم افزار

در سازه های بتنی اگر طراحی بر اساس ACI318-11 و یا ACI318-14 انجام شود، مقدار ضریب Ω_0 مطابق شکل زیر باید به نرم افزار معرفی شود. در ورژن های قبلی ACI318 نیازی به تعریف این ضریب نبود. قبلا برای تیرها و ستونها این ضریب برابر 2 بود (برای طراحی برش انتهای تیرها و ستونها نیروی زلزله دو برابر منظور می شد).



۹-نیروی قائم زلزله

در سازه های واقع در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35) بار قائم زلزله در دو حالت متفاوت باید منظور شود:

۱- اعمال نیروی زلزله قائم به "کل سازه" که برابر است با $0.6 \times A \times I \times (DEAD)$

۲- اعمال نیروی زلزله قائم به بالکنها، تیرهای بالای ۱۵ متر و تیرهای با بار متمرکز قابل توجه که برابر است با $0.6 \times A \times I \times (DEAD + LIVE)$

در سازه های واقع در دیگر پهنه ها (A<0.35) تنها حالت ۲ منظور می شود.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

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

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

$$F_V = 0.6\, A I W_P \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

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

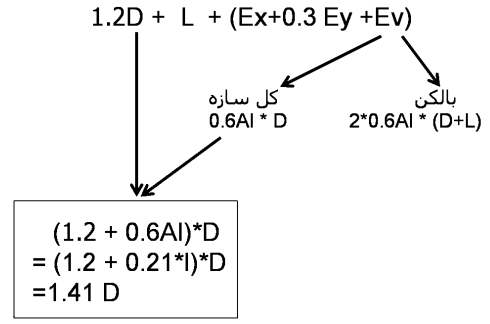
W_P: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

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

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

نحوه منظور کردن زلزله قائم برای کل سازه (مورد اول)

EV مانند بارهای مرده و زنده در راستای قائم می باشد. بنابراین به جای اعمال مستقیم بار EV به کل سازه می توان در ترکیب بارها ضریب بار مرده را افزایش داد. در شکل زیر نحوه منظور کردن زلزله قائم در کل سازه نمایش داده شده است.



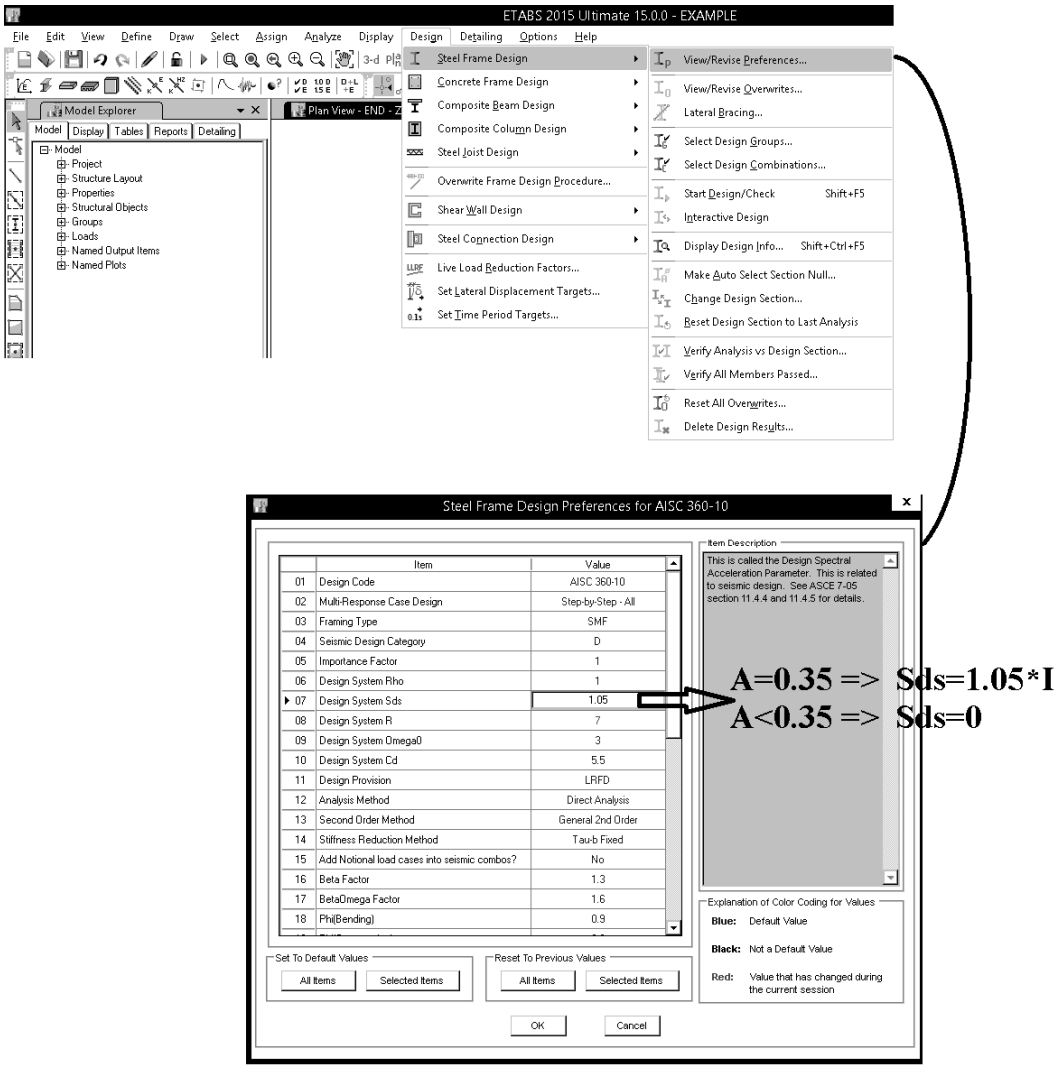
1.2 D + L + E
0.9 D + E ⇨ 1.41 D + L + E
0.69 D + E

$0.6AI = 0.2\, S_{DS}$ ⇨ $S_{DS} = 1.05*I$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$$
$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H$$

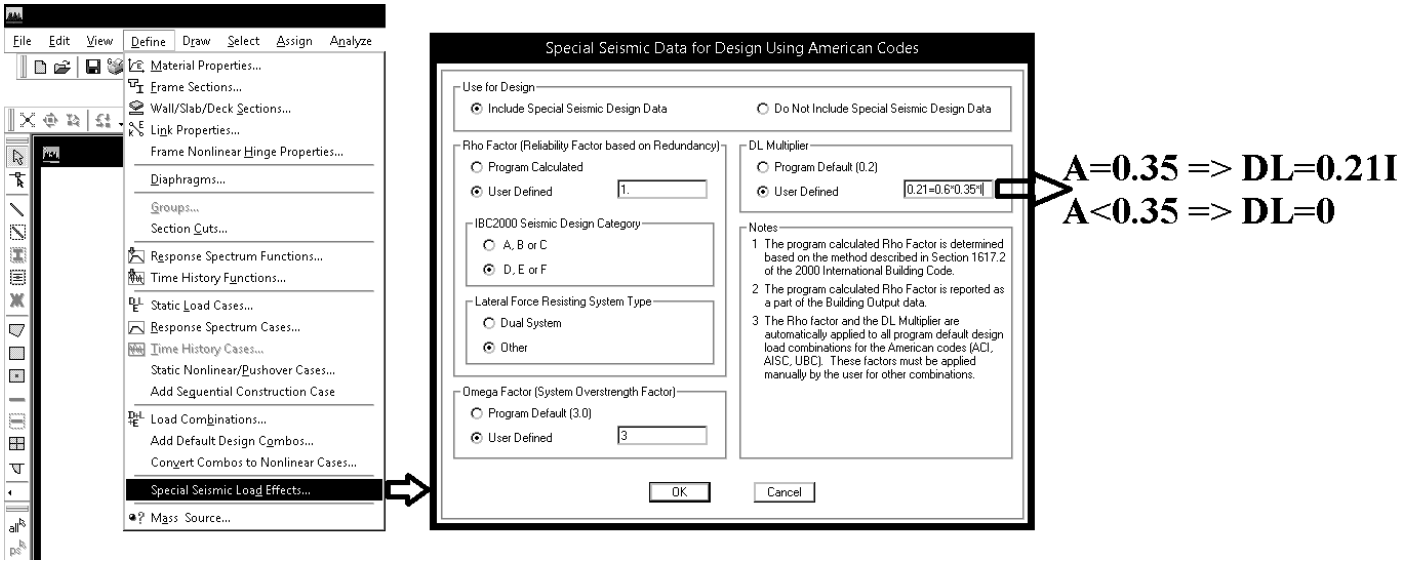
سوال: آیا در مناطق با A=0.35 تمامی ترکیب بارها به صورت دستی اصلاح شوند؟

پاسخ: خیر. با تغییر پارامتر Sds می توان ترکیب بارها را به صورت اتوماتیک اصلاح نمود:



پس از تغییر پارامتر Sds مطابق شکل فوق، اگر ترکیب بارهای پیش فرض اضافه نمایید، ضریب بار مرده به جای 1.2D برابر 1.41D ایجاد می شود.

- در ETABS 9.7 نیز می توان به شرح زیر عمل کرد:



سوال: با توجه به اینکه در مناطق با A=0.35 زلزله قائم به کل سازه وارد می شود، آیا لازم است افزون بر آن به بالکنها نیز به صورت دستی بار قائم زلزله اعمال شود؟

پاسخ: بله. در مناطق با A=0.35 عملا به بالکنها دو بار بار قائم زلزله اعمال می شود. یک بار در اثر افزایش ضریب بار مرده و علاوه بر آن یک بار اضافی از نوع EV به آنها اعمال می شود.

البته باید توجه داشت که در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ بار قائم بالکنها بر اساس رابطه 2*0.7*A*I*W محاسبه می شد. در حالیکه در ویرایش ۴ بر اساس 0.6*A*I*W محاسبه می شود که به کمتر از نصف کاهش یافته است.

سوال: بار قائم EV که به صورت مستقیم به بالکن ها وارد می شود، چگونه در ترکیب بارها ظاهر می شود؟

پاسخ: نحوه ترکیب EV با دیگر بارهای لرزه ای در ویرایش ۴ تغییر کرده است:

ویرایش چهارم

$$1.41D + L + 0.2S \pm EX \pm 0.3\,EY \pm EV$$
$$1.41D + L + 0.2S \pm EY \pm 0.3\,EX \pm EV$$

ویرایش سوم

$$1.2D + L + 0.2S \pm EX \pm 0.3\,EY \pm 0.3EV$$
$$1.2D + L + 0.2S \pm EY \pm 0.3\,EX \pm 0.3EV$$
$$1.2D + L + 0.2S \pm EV \pm 0.3\,EX \pm 0.3EY$$

سوال: EV بهتر است از چه نوعی تعریف شود؟

پاسخ: بهتر است EV از نوع Other تعریف شود.

علت: طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ ضریب امگا تنها باید به زلزله های افقی اعمال شود و لازم نیست زلزله قائم با ضریب امگا افزایش یابد.

در دو سطر زیر ترکیب بارهای شامل زلزله تشدید یافته نمایش داده شده اند.

دقت شود که این ترکیب بارها (ترکیب های شامل امگا) به صورت اتوماتیک توسط ایتبس ایجاد می شوند و کاربر اجازه ویرایش آنها را ندارد.

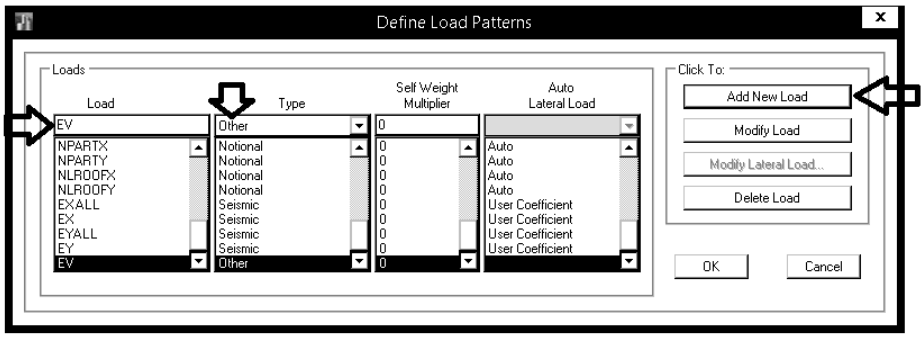
ایتبس هر نوع باری که از نوع زلزله تعریف شود، به صورت اتوماتیک در ساخت ترکیب های ویژه لرزه ای آن را امگا برابر می کند.

بنابراین اگر EV از نوع Seismic تعریف شود، به صورت امگا برابر منظور می شود.

برای اینکه این اتفاق نیفتد، بهتر است EV از نوع Other تعریف شود تا توسط ایتبس شناسایی نشود!

$$1.41D + L + 0.2S + \Omega_0\,(\pm EX \pm 0.3EY) \pm EV$$

$$0.69D + \Omega_0\,(\pm EX \pm 0.3EY) \pm EV$$



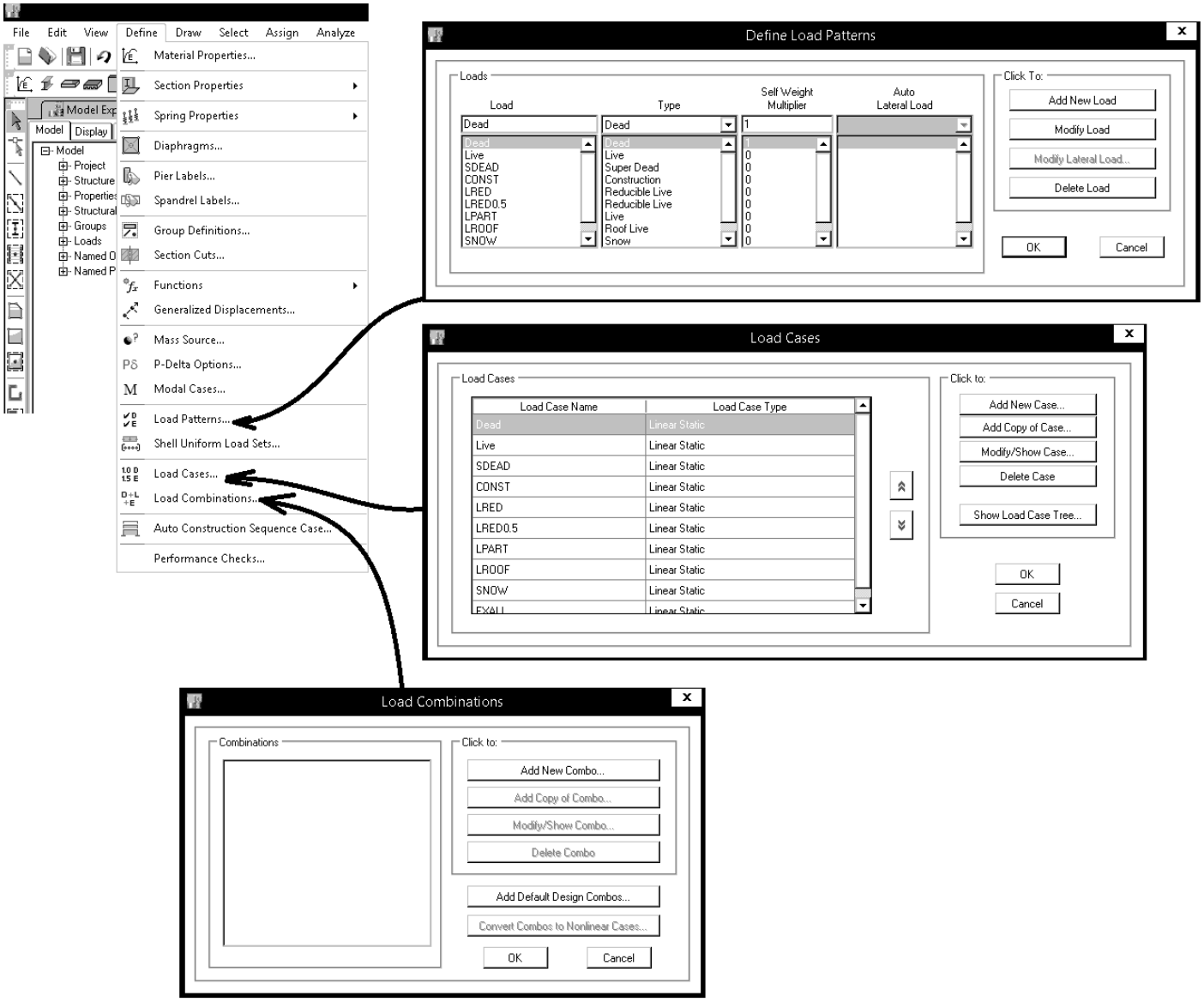
۱۰-نحوه منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد در ETABS2015

در ایتبس 9.7 ترکیب بارهای شامل زلزله های ۳۰ درصد متعامد باید به صورت دستی به ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار افزوده می شدند.

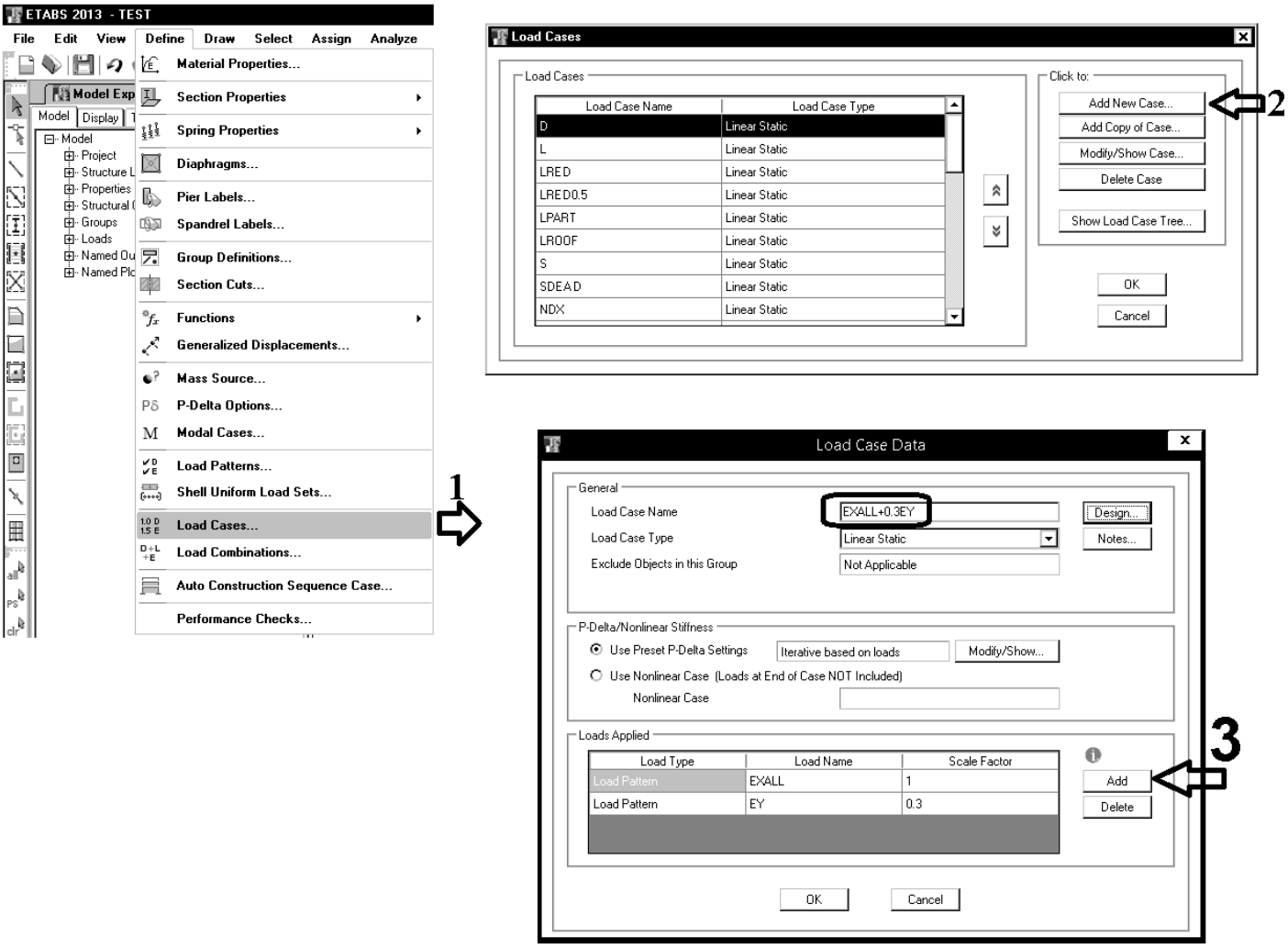
در ایتبس 2015 این امکان وجود دارد که این ترکیب بارها به صورت اتوماتیک توسط خود نرم افزار ساخته شوند.

در ایتبس جدید همانطور که در شکل زیر مشاهده می شود، قسمت جدیدی به نام ...Load Cases وجود دارد که در حقیقت رابطی مابین Load Pattern و Load Combinations می باشد.

ترکیب بارهای پیش فرض برنامه بر اساس بارهای تعریف شده در Load Cases ساخته می شوند.



حال می خواهیم در قسمت Load Cases زلزله ترکیبی EXALL+0.3EY تعریف کنیم تا هنگام ساخت ترکیب بارهای پیش فرض از آن استفاده شود:



به همین ترتیب باید حالات بار زیر ایجاد شوند:

EXALL+EY30
EXALL-EY30
EYALL+EX30
EYALL-EX30

سوال: آیا نیازی به تعریف EXALL+EY30– و یا EXALL-EY30– نیست؟

پاسخ: خیر. در ساخت ترکیب بارهای پیش فرض این بارها به صورت مثبت و منفی ظاهر می شوند.

سوال: چرا حالت بار EXALL+0.3EY+EV و بارهای مشابهی که شامل EV باشند تعریف نشده است؟

پاسخ: همانطور که قبلا نیز گفته شد، بار EV از نوع Other تعریف شده است و نباید به عنوان یک بار لرزه ای توسط ایتبس شناسایی شود. بار EV باید پس از ساخت ترکیب بارهای پیش فرض، به صورت دستی به ترکیب بارها افزوده شود.

۱۱-ضریب نامعینی ρ

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، ضریب نامعینی سازه معرفی شده است. هرچه در یک سازه تعداد سیستم های باربرجانبی آن بیشتر باشد، درجه نامعینی آن بالاتر بوده و مطلوب آیین نامه خواهد بود.

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد 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 به‌دست 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.

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابربا ۱/۰ منظور شود:

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

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

جدول ۳-۲ محدودیت‌های مربوط به ρ -1.0

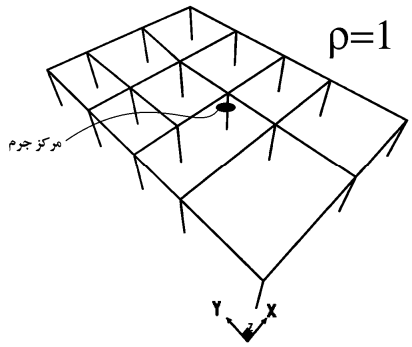
نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی‌شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

سازه زیر یک قاب خمشی را نشان می دهد.

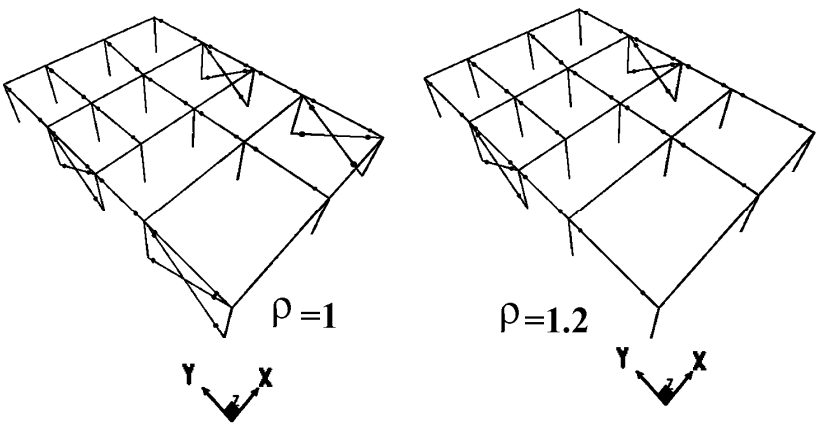
بررسی نامعینی سیستم باربر جانبی در راستای X: در سمت راست مرکز جرم ۴ دهانه قاب خمشی و در سمت چپ مرکز جرم ۹ دهانه قاب خمشی داریم.

بررسی نامعینی سیستم باربر جانبی در راستای Y: در سمت راست مرکز جرم ۸ دهانه قاب خمشی و در سمت چپ مرکز جرم ۶ دهانه قاب خمشی داریم.

بنابراین این سازه در هر دو راستا دارای درجه نامعینی بالا بوده و ضریب ρ برابر یک می باشد.



در سازه سمت راست در شکل زیر در هر طرف مرکز جرم سازه (در راستای Y) تنها یک دهانه سیستم مقاوم جانبی داریم و ضریب نامعینی آن برابر 1.2 می باشد.

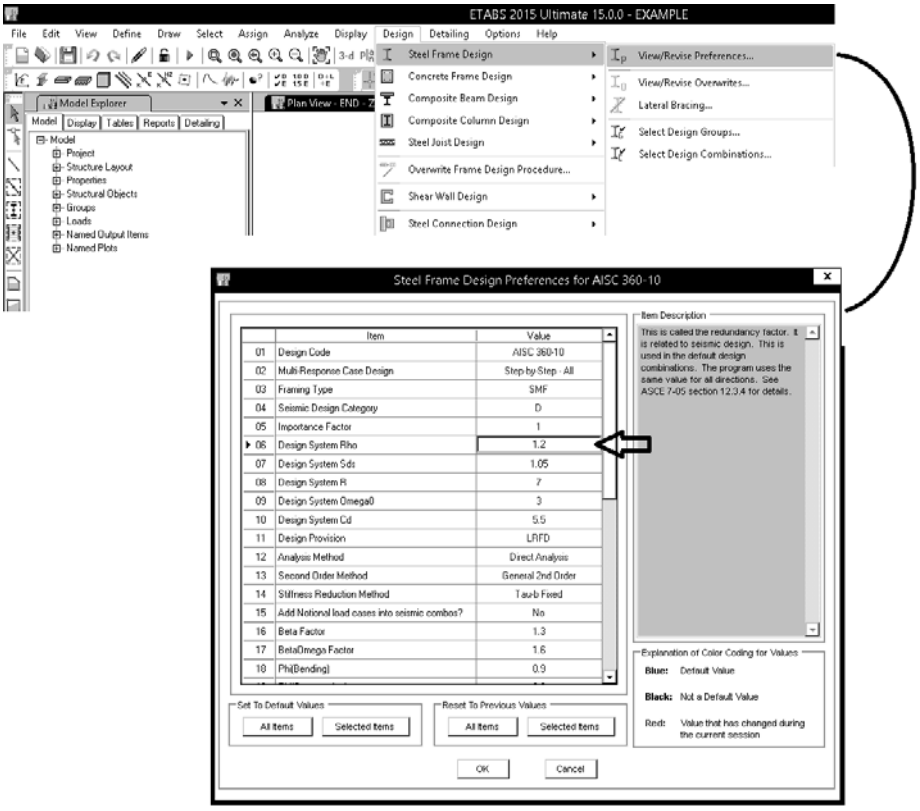


اگر سازه ای درجه نامعینی پایین داشته باشد، ضریب نامعینی برابر 1.2 منظور خواهد شد. اگر این ضریب برابر 1.2 باشد، ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله به جای E باید با 1.2E معرفی شوند:

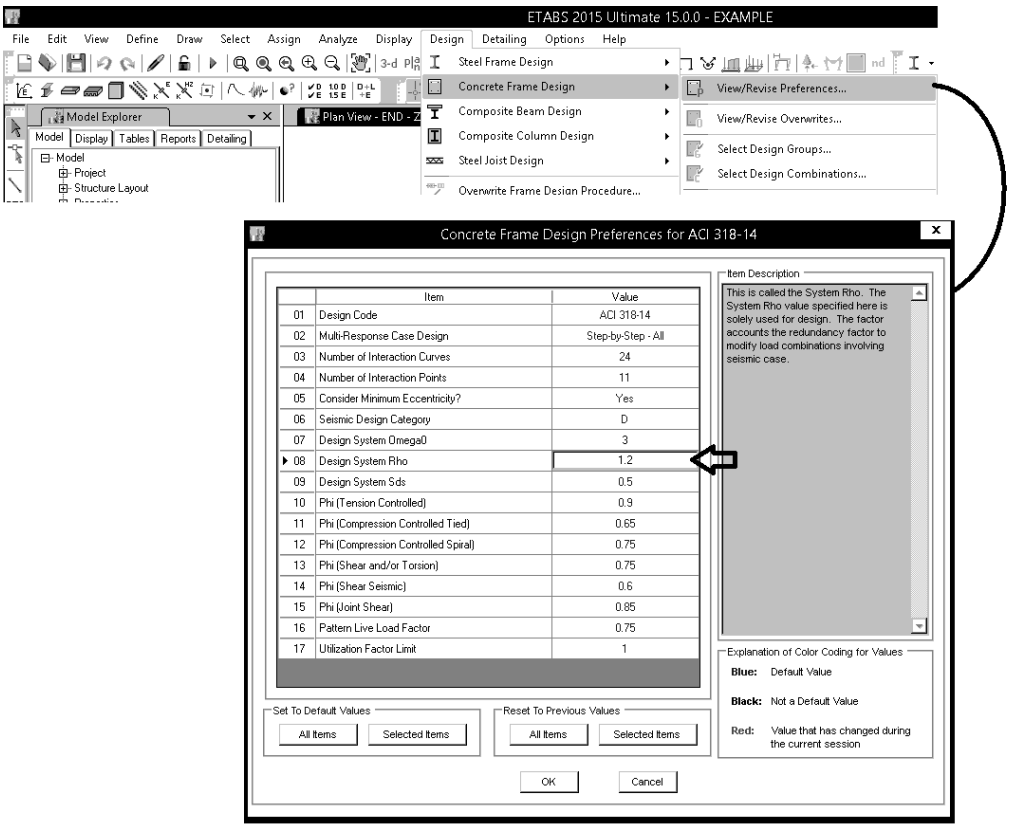
(1.2 or 1.41) D + L + EXALL + 0.3EY + EV +0.2S	اگر ضریب نامعینی سازه 1 باشد
(1.2 or 1.41) D + L + 1.2EXALL + 0.3*1.2*EY + EV +0.2S	اگر ضریب نامعینی سازه 1.2 باشد

سوال: اگر درجه نامعینی سازه برابر 1.2 بود، ترکیب بارها باید به صورت دستی اصلاح شوند؟

پاسخ: یا باید تک به تک به صورت دستی اصلاح شوند (تمامی زلزله های افقی با به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابند) و یا اینکه قبل از ایجاد ترکیب بارهای پیش فرض، باید مطابق شکل زیر ضریب ρ به نرم افزار معرفی شود:

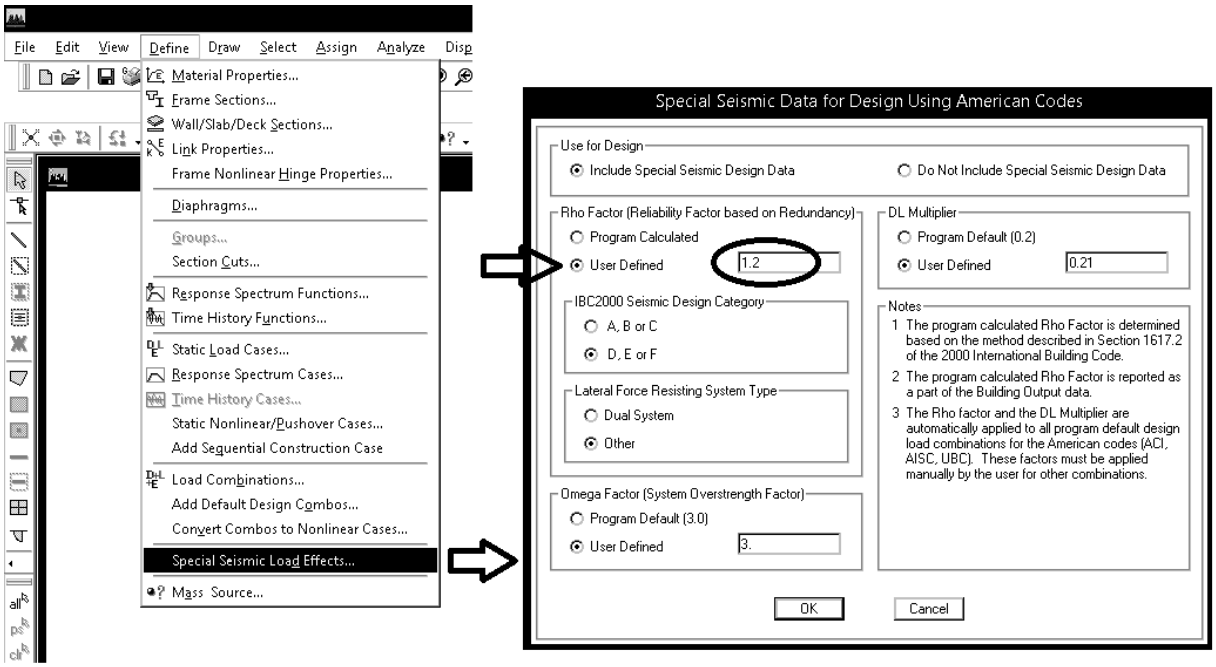


در سازه های بتنی:



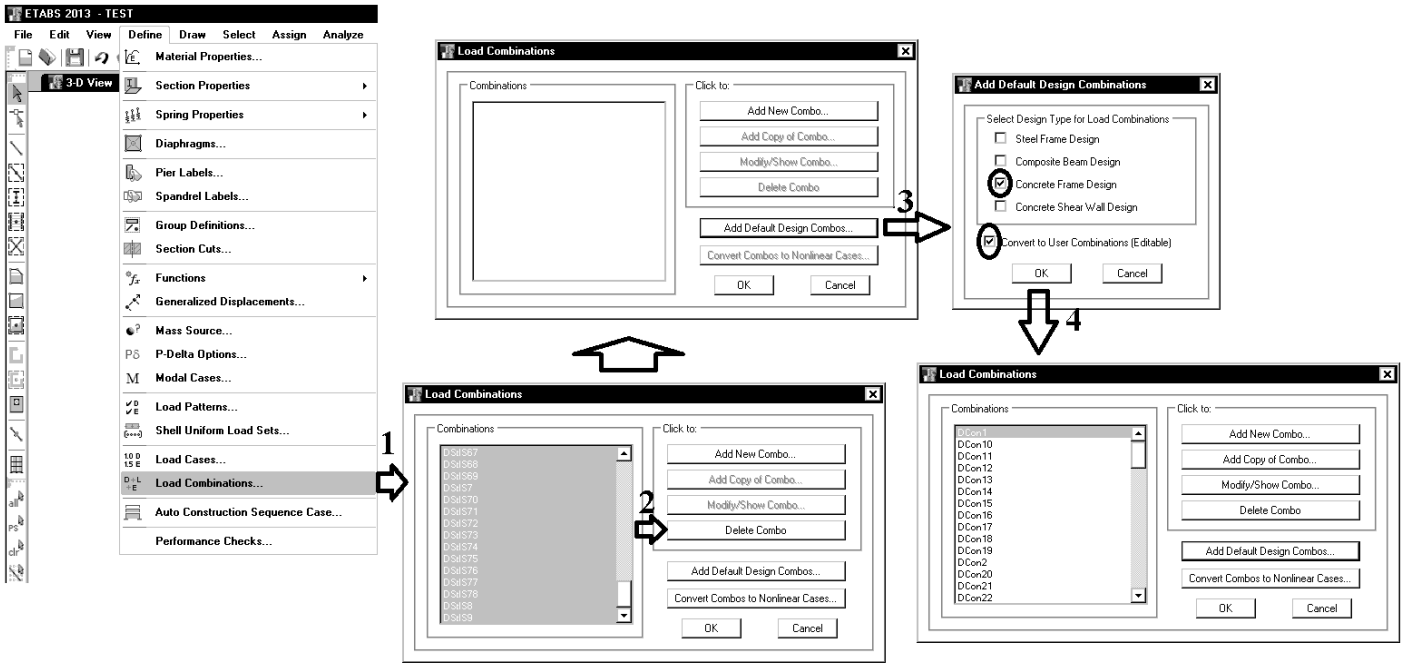
در ایتبس 9.7 نیز به شرح زیر می توان این ضریب را معرفی کرد:

در سازه های بتنی:



- در رابطه با تعیین ضریب نامعینی می توانید به نوشتار اینجانب در لینک زیر مراجعه نمایید:
http://www.hoseinzadeh.net/rho.pdf

۱۲-ترکیب بارهای سازه بتنی



- با توجه به اینکه زلزله ۳۰ درصد متعامد قبلا در قسمت load case افزوده شده است، این ترکیب بارها به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار ایجاد خواهند شد.

پس از افزودن ترکیب بارهای پیش فرض باید آنها را اصلاح نمایید:

۱- در تمامی ترکیب بارهای لرزه ای، بار EV باید افزوده شود

۲- ضریب بار LRED0.5 در ترکیب بارهای لرزه ای باید به 0.5 تغییر یابد.

۳- ترکیب بارهای فشار خاک (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

۴- ترکیب بارهای حرارت (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

۵- ترکیب بارهای باد (در صورت وجود) باید ۴۰٪ افزایش یابند.

در صورتی که بخواهید ترکیب بارها را بر اساس ACI-2014 به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:

- در ترکیب بارها فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم.
- در ترکیب بارهای زیر فرض شده است که ضریب نامعینی ρ برابر یک می باشد.
- در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام شامل سه زلزله متفاوت است. برای مثال در ترکیب بار زیر داریم:

$$0.69\mathrm{D} + \mathrm{EXALL} - \mathrm{EV} = \begin{cases} 0.69\mathrm{D} + \mathrm{EX} - \mathrm{EV} \\ 0.69\mathrm{D} + \mathrm{EX}P - \mathrm{EV} \\ 0.69\mathrm{D} + \mathrm{EXN} - \mathrm{EV} \end{cases}$$

- طبق ویرایش چهارم، بار EV با ضریب یک با دیگر بارهای لرزه ای ترکیب می شود.
- این ترکیب بارها مربوط به سازه هایی می باشد که در مناطق با لرزه خیزی بالا (A=0.35) قرار گرفته اند. و ضریب بار مرده به جای 1.2 برابر 1.41 ونیز به جای 0.9 به صورت 0.69 منظور شده است. این تغییرات در ضریب بار مرده جهت منظور کردن زلزله قائم (ویرایش چهارم) می باشند. در صورتی که ضریب A کمتر از 0.35 باشد تمامی ضرایب 1.41 به 1.2 و تمامی ضرایب 0.69 به 0.9 تغییر می یابد. همچنین اگر ضریب اهمیت سازه I=1 نباشد، باید به جای ضریب 1.41 باید از ضریب 1.2+0.21*I و به جای ضریب 0.69 از ضریب 0.9-0.21*I استفاده شود.

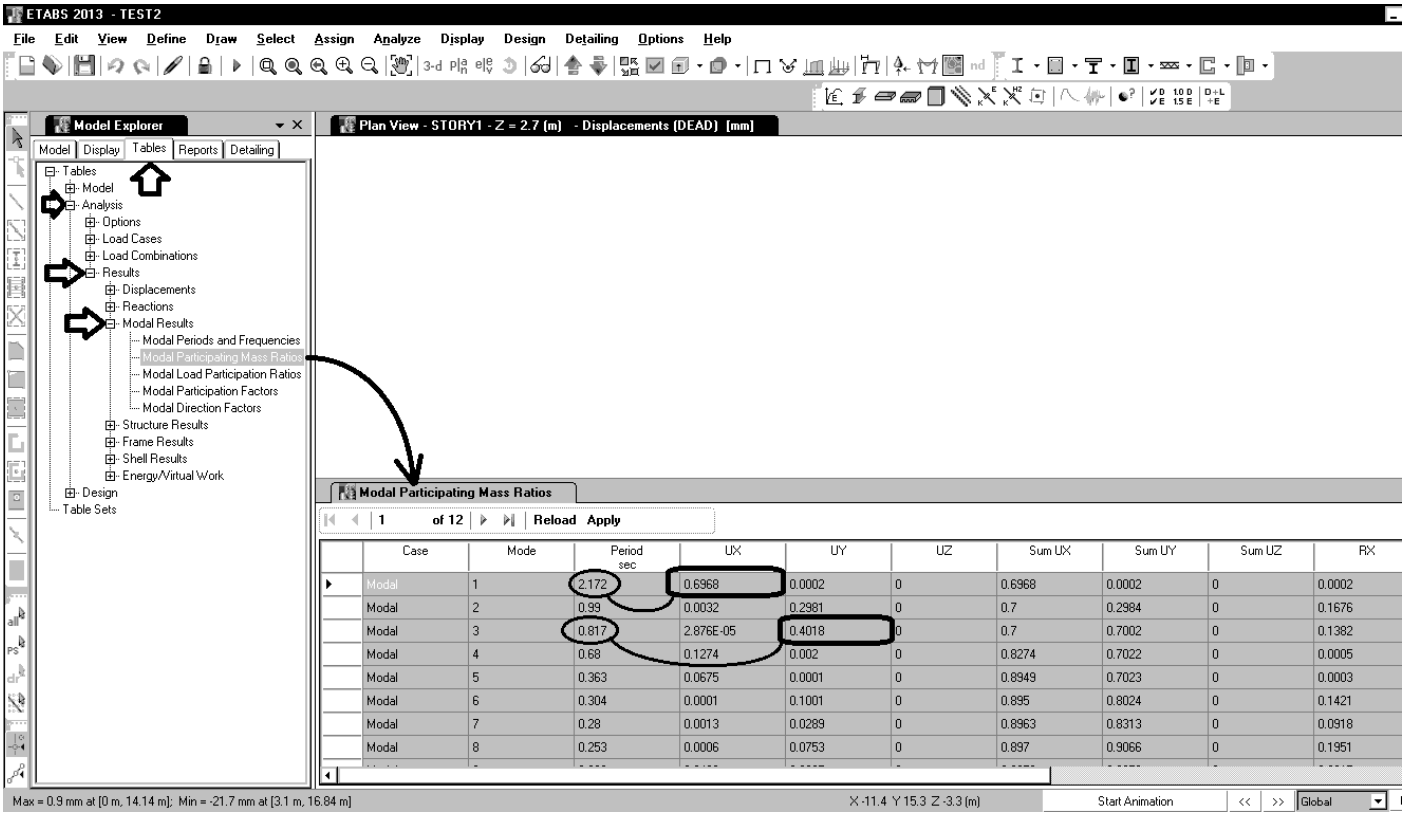
UDCON1	1.4D
UDCON2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON4	1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON5	1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV
UDCON7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV
UDCON8	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV
UDCON9	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV
UDCON10	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV
UDCON11	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV
UDCON12	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV
UDCON13	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV
UDCON14	0.69D +(EXALL+0.3EY)-EV
UDCON15	0.69D -(EXALL+0.3EY)-EV
UDCON16	0.69D +(EXALL-0.3EY)-EV
UDCON17	0.69D -(EXALL-0.3EY)-EV
UDCON18	0.69D +(EYALL+0.3EX)-EV
UDCON19	0.69D -(EYALL+0.3EX)-EV
UDCON20	0.69D +(EYALL-0.3EX)-EV
UDCON21	0.69D -(EYALL-0.3EX)-EV

۱۳-تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه

۱- یک فایل جدید (تحت عنوان Period) ایجاد کنید. در صورتی که سازه بتنی می باشد، سختی خمشی اعضای سازه های بتنی را تغییر دهید (تیرها:0.5Ig و ستونها: Ig و دیوارها: Ig):

تبصره۳: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، بمنظور در نظر گرفتن سختی موثر در اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها Ig ۰/۵ و برای ستون‌ها و دیوارها Ig منظور شود. Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۶-۵ برای مقاطع ترک خورده است.

۲- پس از انجام آنالیز مدل جدید (فایل Period):



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	2.172	0.6968	0.0002	0	0.6968	0.0002	0	0.0002
Modal	2	0.99	0.0032	0.2981	0	0.7	0.2984	0	0.1676
Modal	3	0.817	2.876E-05	0.4018	0	0.7	0.7002	0	0.1382
Modal	4	0.68	0.1274	0.002	0	0.8274	0.7022	0	0.0005
Modal	5	0.363	0.0675	0.0001	0	0.8949	0.7023	0	0.0003
Modal	6	0.304	0.0001	0.1001	0	0.895	0.8024	0	0.1421
Modal	7	0.28	0.0013	0.0289	0	0.8963	0.8313	0	0.0918
Modal	8	0.253	0.0006	0.0753	0	0.897	0.9066	0	0.1951

دوره تناوب حاصل از تحلیل در راستای x برابر $(T_{ETABS})_x = 2.172sec$ و در راستای y برابر $(T_{ETABS})_y = 0.817sec$ می باشد.

۱۴-کنترل جابجایی نسبی طبقات

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:

$$\Delta_M = c_d . \Delta_{ex} \qquad (۱۱-۳)$$

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_{ex} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ex}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) 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 آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ex}، 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.

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 ۰/۳۵ Ig، برای ستون‌ها ۰/۷ Ig، و برای دیوارها ۰/۳۵ Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P- Δ نیزصرف‌نظر کرد.

برای کنترل جابجایی نسبی به شرح زیر عمل می کنیم:

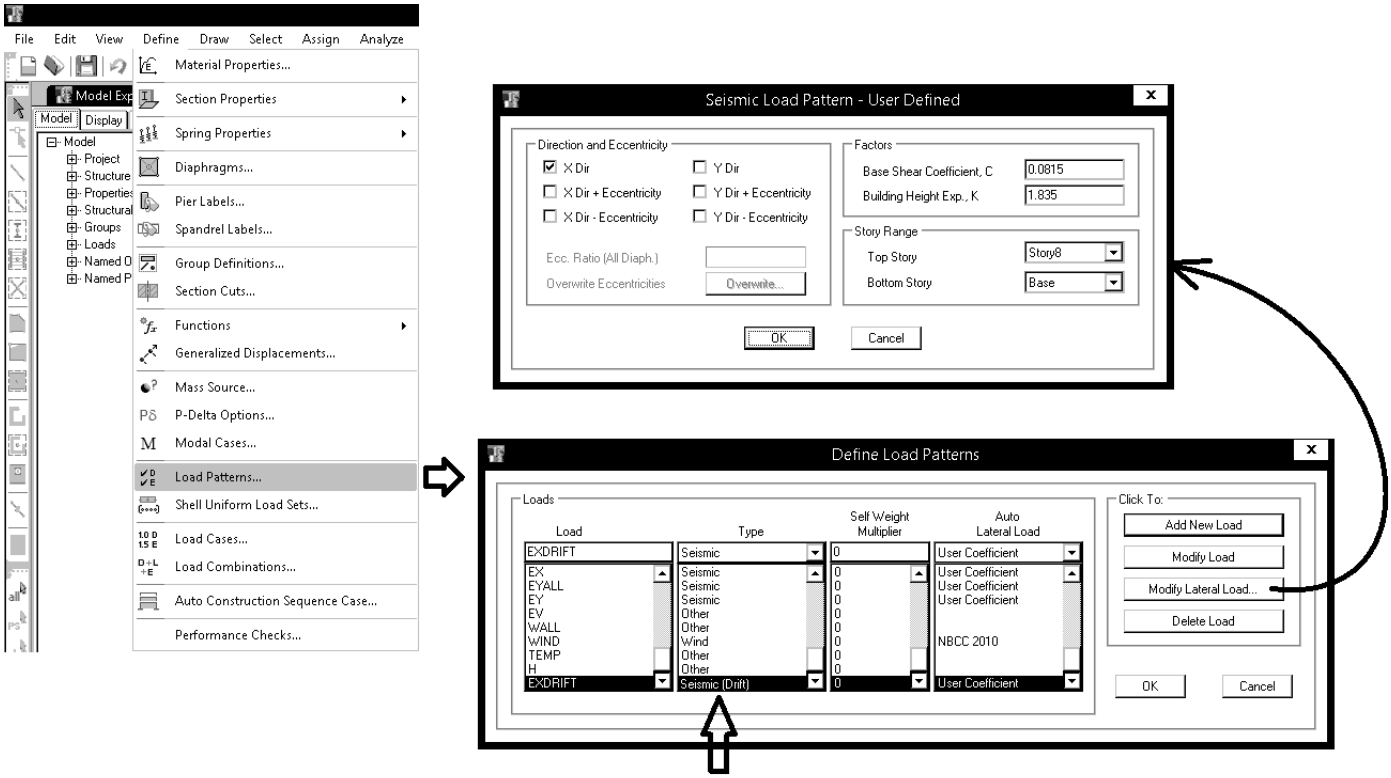
۱- ابتدا مطابق بند قبل دوره تناوب سازه از نرم افزار $(T_{ETABS})_x$ و نیز $(T_{ETABS})_y$ بدست می آید.

۲- در سازه اصلی با استفاده از فایل Excel زیر نیروهای EXdrift و EYdrift بر اساس دوره تناوب حاصل از بند قبلی تعریف می شوند.

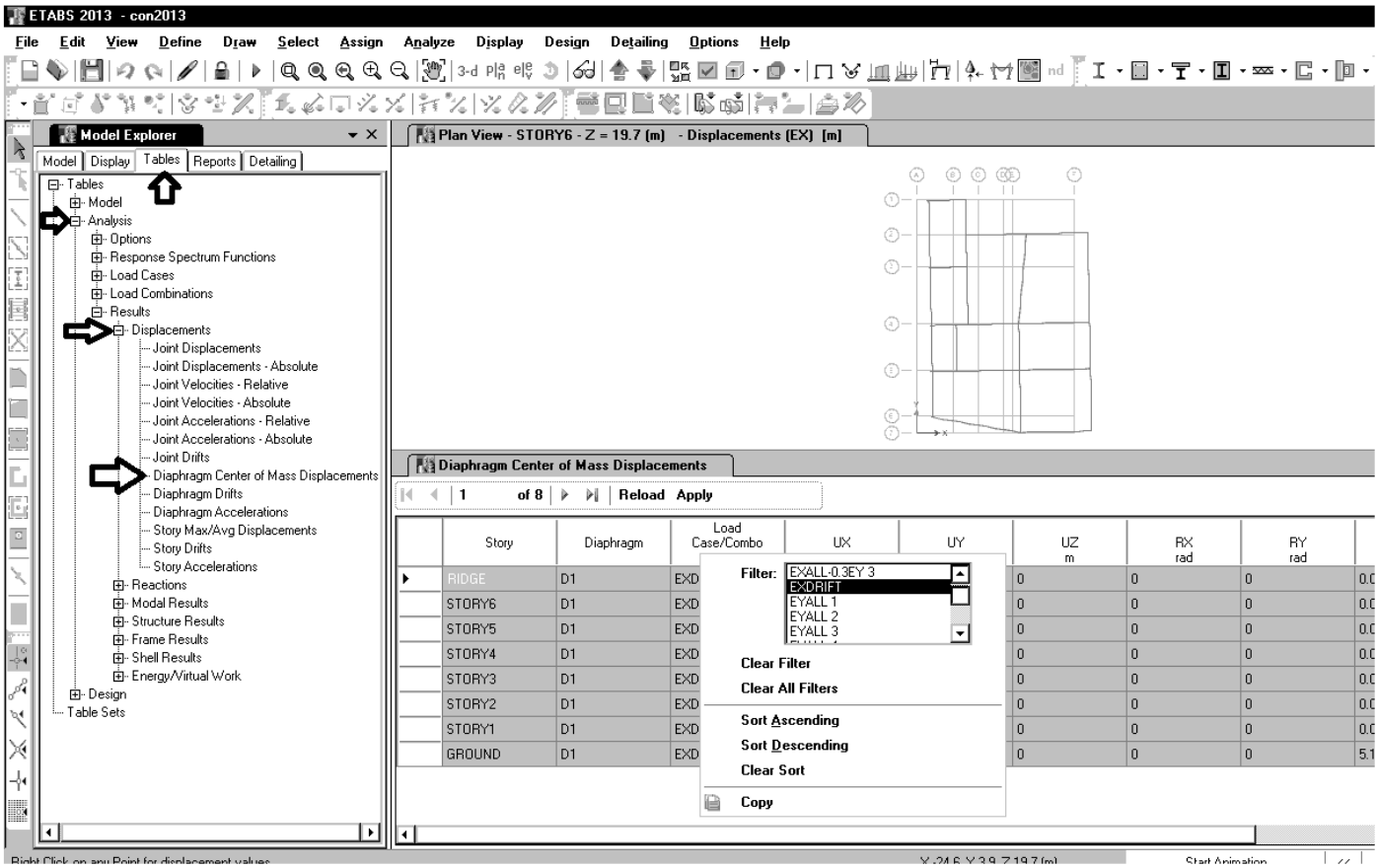
ویرایش چهار	
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	27.2
درجه اهمیت سازه	I=1
ضریب A	A=0.35
نوع زمین	III
نوع اسکلت	بتنی
سیستم سازه	قاب خمشی
Ru=	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.17
T_0=	0.15
Ts=	0.7
S0=	1.1
S=	1.75
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.04
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.07258
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.84712
B=B1*N=	1.98119
C-min=0.14*A*I=	0.05
*k=0.5*T+0.75=*	1.2711
C=A.B.I/R=	0.1387
K_{DRIFT}=	*1.835*
C_{DRIFT}=	0.081459677

- برای تعریف زلزله EXDRIFT و نیز EYDRIFT باید از Seismic drift استفاده شود.

علت: در صورت استفاده از Seismic drift به جای Seismic، نیروهای تعریف شده در ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار ظاهر نمی شوند و ایتبس در طراحی اعضا از آنها استفاده نمی کند.



۳- پس از تحلیل سازه جابجایی نسبی طبقات (drift) از قسمت زیر استخراج شود:



سوال: به چه علت از Diaphragm Drift و یا Story Drift برای محاسبه دریفت استفاده نمی شود؟

پاسخ: با توجه به بند ۳-۵-۴، اگر سازه نامنظمی پیچشی نداشته باشیم، برای محاسبه دریفت می توان تغییرمکان مرکز جرم طبقات را محاسبه کرد. در شکل فوق فرض شده است که سازه نامنظمی پیچشی ندارد.

دقت شود که اگر از Diaphragm Drift و یا Story Drift استفاده شود، حداکثر دریفت طبقه محاسبه می شود (لبه های طبقه) که بیشتر از دریفت مرکز جرم طبقه خواهد بود.

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:

$$\Delta_M = c_d . \Delta_{ex} \qquad (۳-۱۱)$$

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_{ex} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

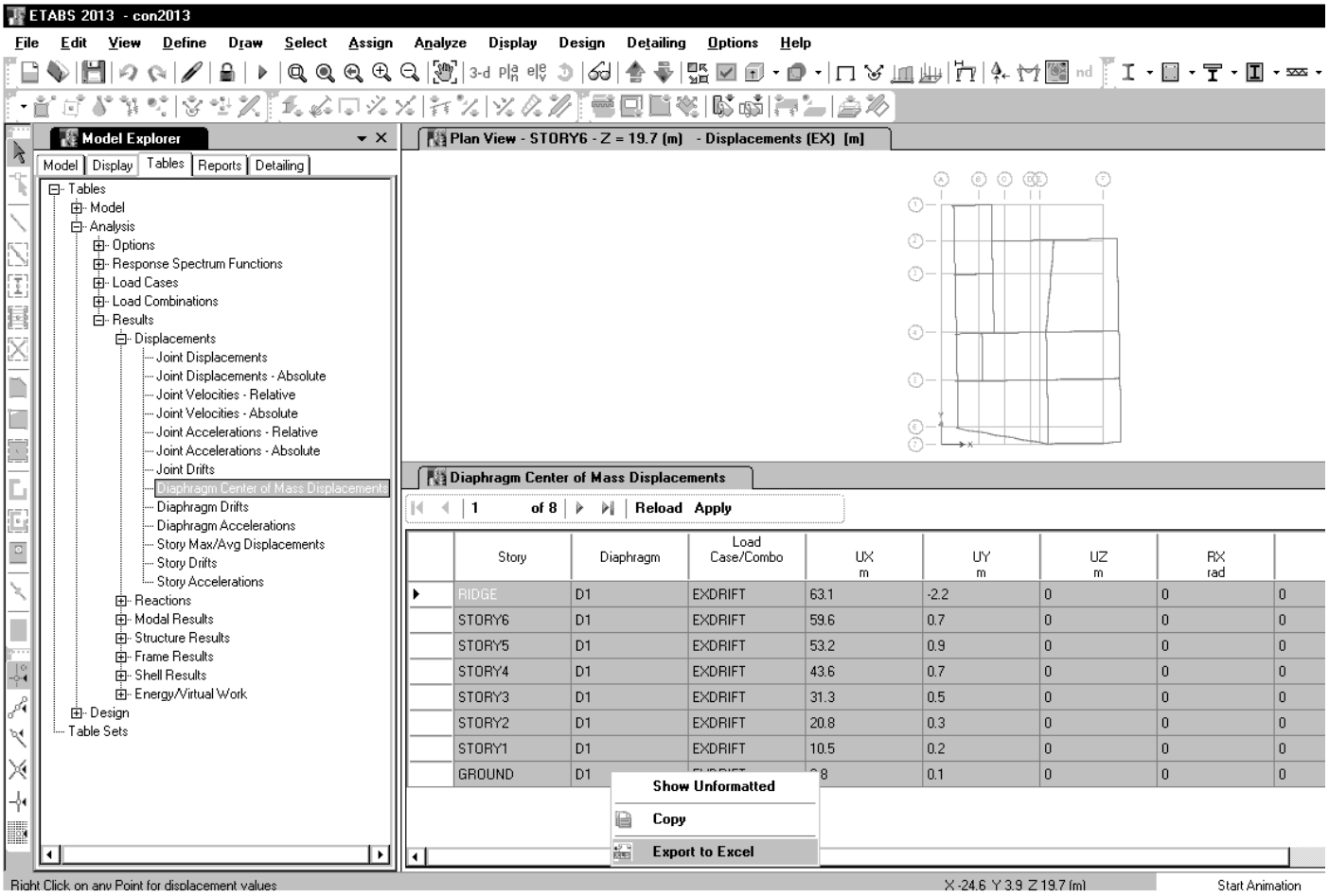
در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ex}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) 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 آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۴) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

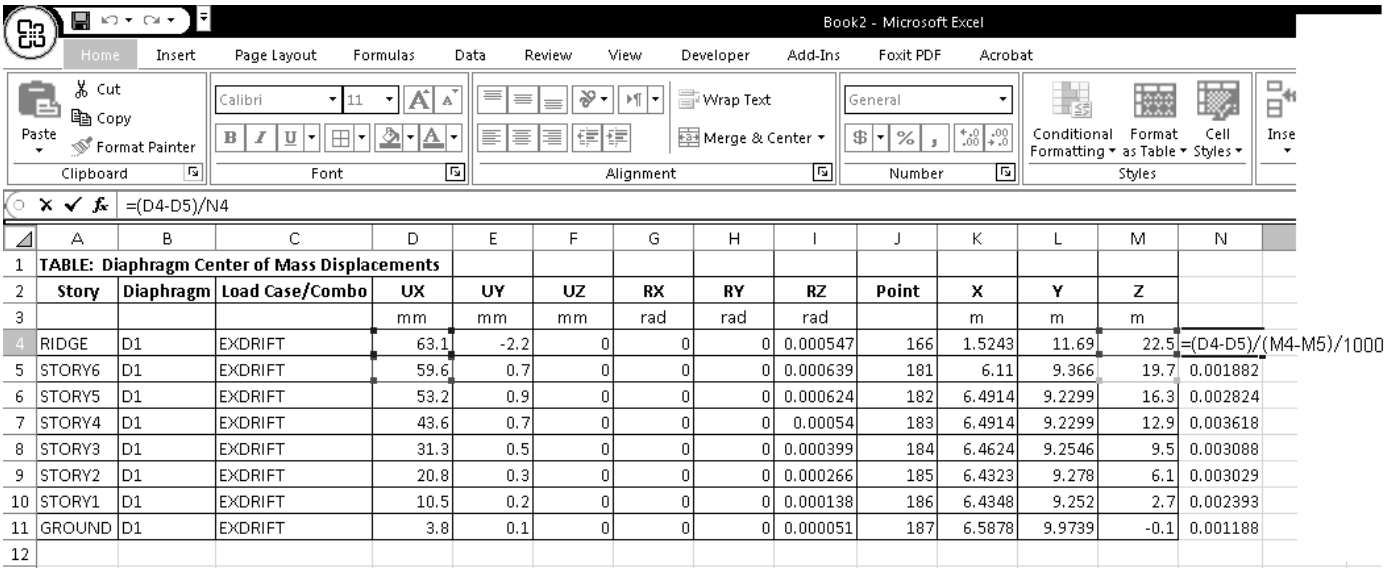
۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ex}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

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 Ig ۰/۳۵، برای ستون‌ها Ig ۰/۷، و برای دیوارها Ig ۰/۳۵ یا Ig ۰/۷ نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P-Δ نیزصرف‌نظر کرد.

برای محاسبه دریفت بهتر است مطابق شکل زیر اطلاعات به Excel منتقل شود:



پس از انتقال اطلاعات به Excel تغییر مکان نسبی طبقات مطابق شکل زیر محاسبه می شود:



0.0036 جابجایی نسبی طبقه چهارم در راستای x می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از ۵ طبقه می باشد) باید رابطه زیر ارضا شود:

$$C_d \times 0.0036 < 0.02$$

مقدار Cd بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تعیین می شود:

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 بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	–
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهاربندی 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 سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه 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 بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه 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 دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه 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 بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

۱۵-درز انقطاع

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 وکمتر، 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 بطوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

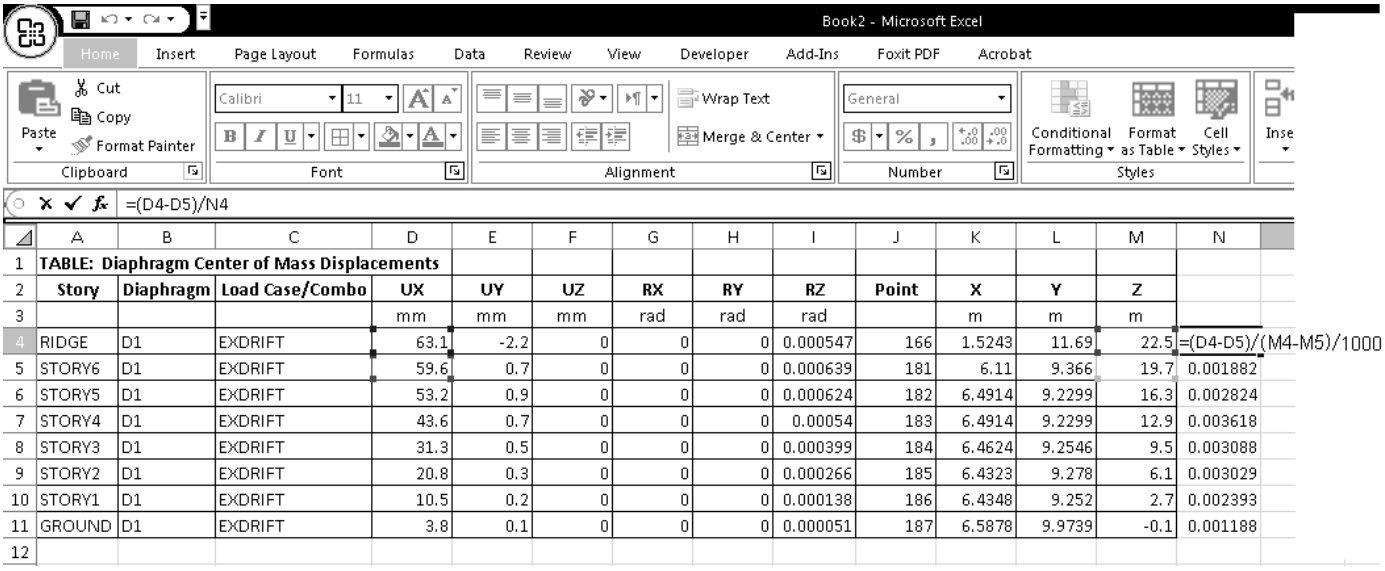
۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو 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 درنظر گرفته شود.

همانطور که در بند ۳-۵-۶ مشاهده می شود، در سازه های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد و نیز در ساختمانهای بیش از ۸ طبقه، عرض درز انقطاع که هر سازه باید رعایت کند از رابطه زیر بدست می آید:

$$0.7 \times C_d \times \Delta_{etabs}$$

برای مثال در سازه ای که مشخصات جابجایی ایتبس آن به صورت زیر می باشد، با فرض اینکه سازه دارای قاب خمشی متوسط باشد، درز انقطاع سازه برابر خواهد بود با

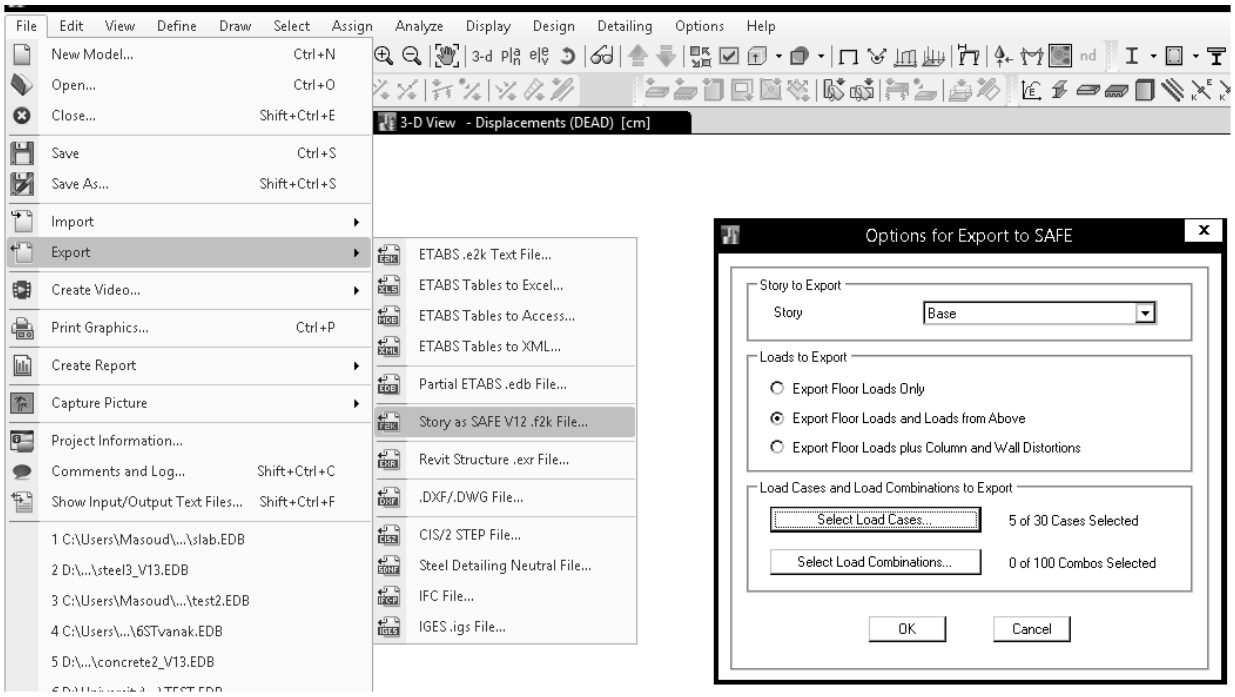
$$0.7 \times 4.5 \times 59.6 = 187.74\ mm = 18.8\ cm$$



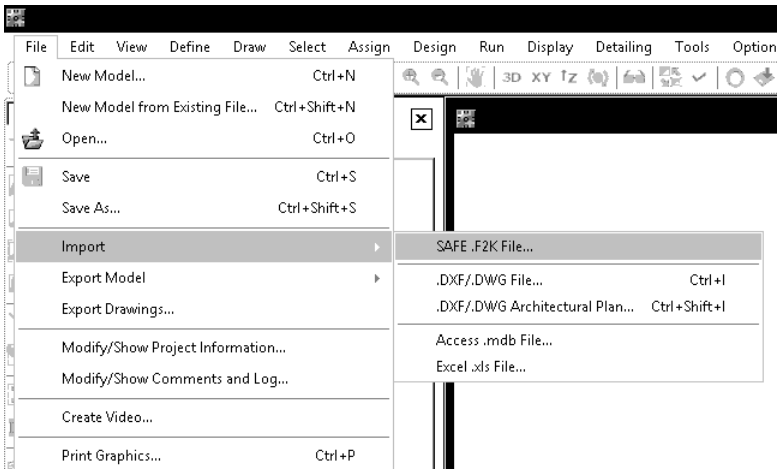
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements													
2	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z	
3				mm	mm	mm	rad	rad	rad		m	m	m	
4	RIDGE	D1	EXDRIFT	63.1	-2.2	0	0	0	0.000547	166	1.5243	11.69	22.5	=(D4-D5)/(M4-M5)/1000
5	STORY6	D1	EXDRIFT	59.6	0.7	0	0	0	0.000639	181	6.11	9.366	19.7	0.001882
6	STORY5	D1	EXDRIFT	53.2	0.9	0	0	0	0.000624	182	6.4914	9.2299	16.3	0.002824
7	STORY4	D1	EXDRIFT	43.6	0.7	0	0	0	0.00054	183	6.4914	9.2299	12.9	0.003618
8	STORY3	D1	EXDRIFT	31.3	0.5	0	0	0	0.000399	184	6.4624	9.2546	9.5	0.003088
9	STORY2	D1	EXDRIFT	20.8	0.3	0	0	0	0.000266	185	6.4323	9.278	6.1	0.003029
10	STORY1	D1	EXDRIFT	10.5	0.2	0	0	0	0.000138	186	6.4348	9.252	2.7	0.002393
11	GROUND	D1	EXDRIFT	3.8	0.1	0	0	0	0.000051	187	6.5878	9.9739	-0.1	0.001188
12														

۱۶-طراحی پی

۱۶-۱- انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS

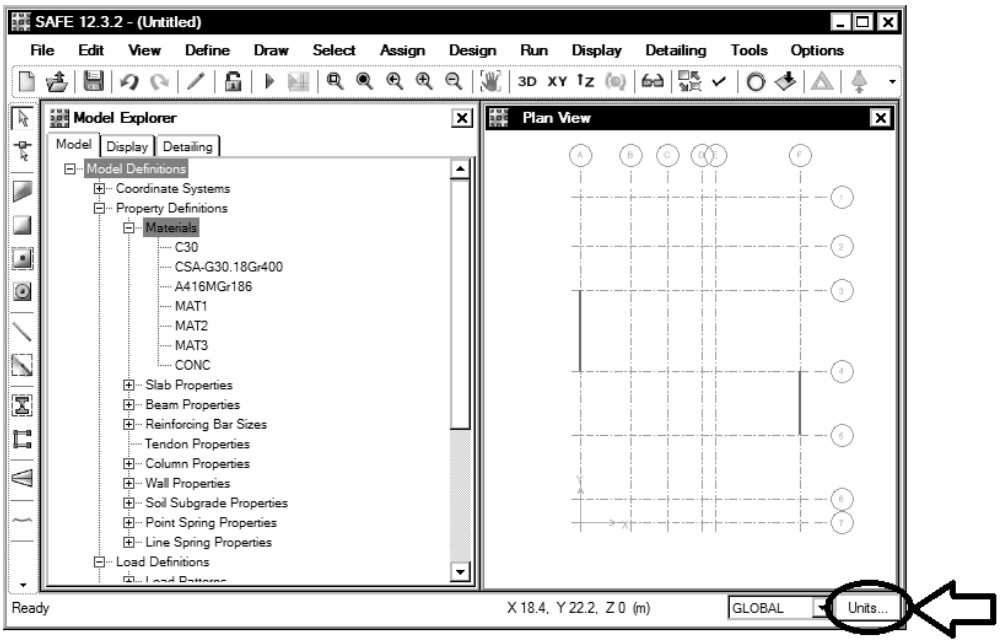


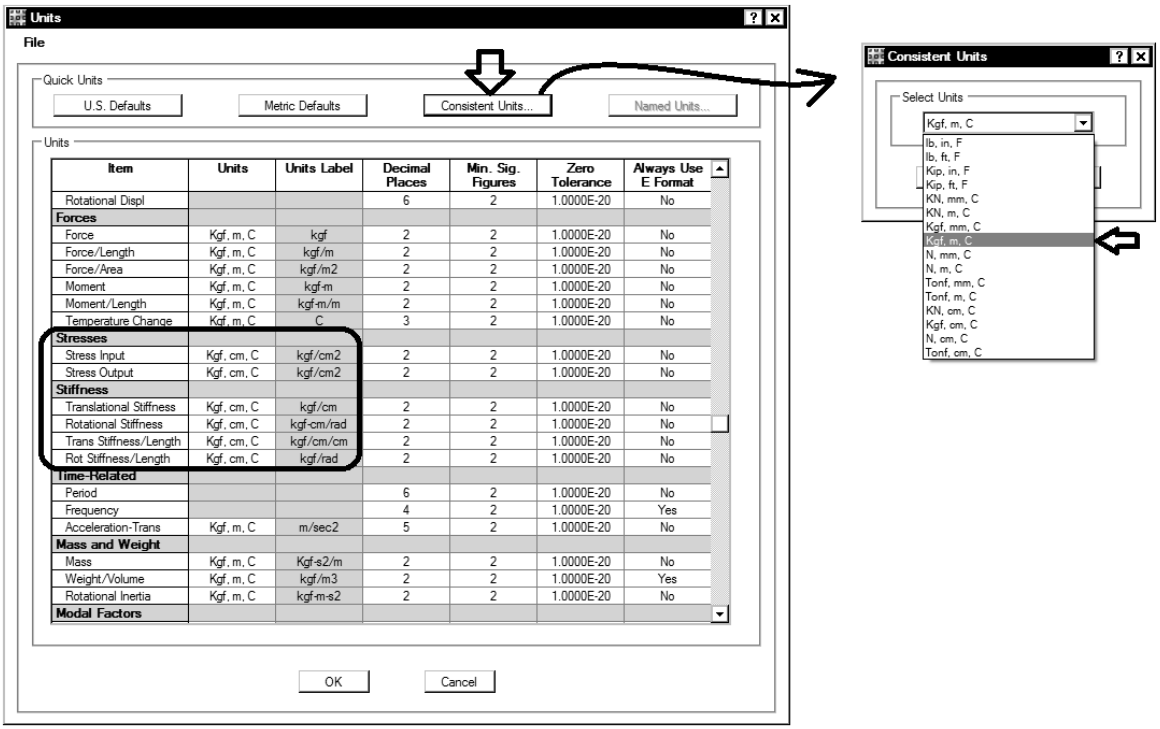
پس از export کردن عکس العملهای تکیه گاهی، در نرم افزار SAFE باید فایل ایجاد شده از طریق منوی زیر فراخوانی شود:



۱۶-۲- تنظیمات اولیه

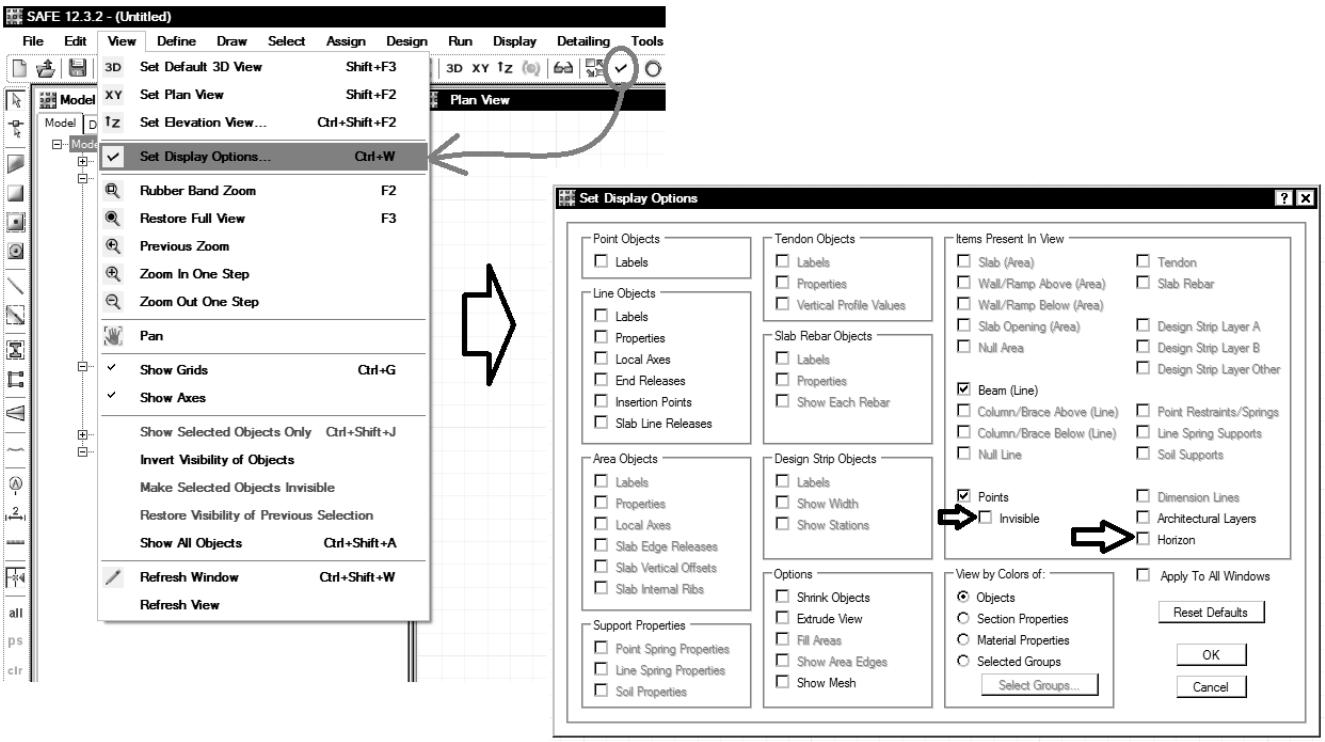
برای تغییر واحد های محاسباتی به طریق زیر عمل می شود:



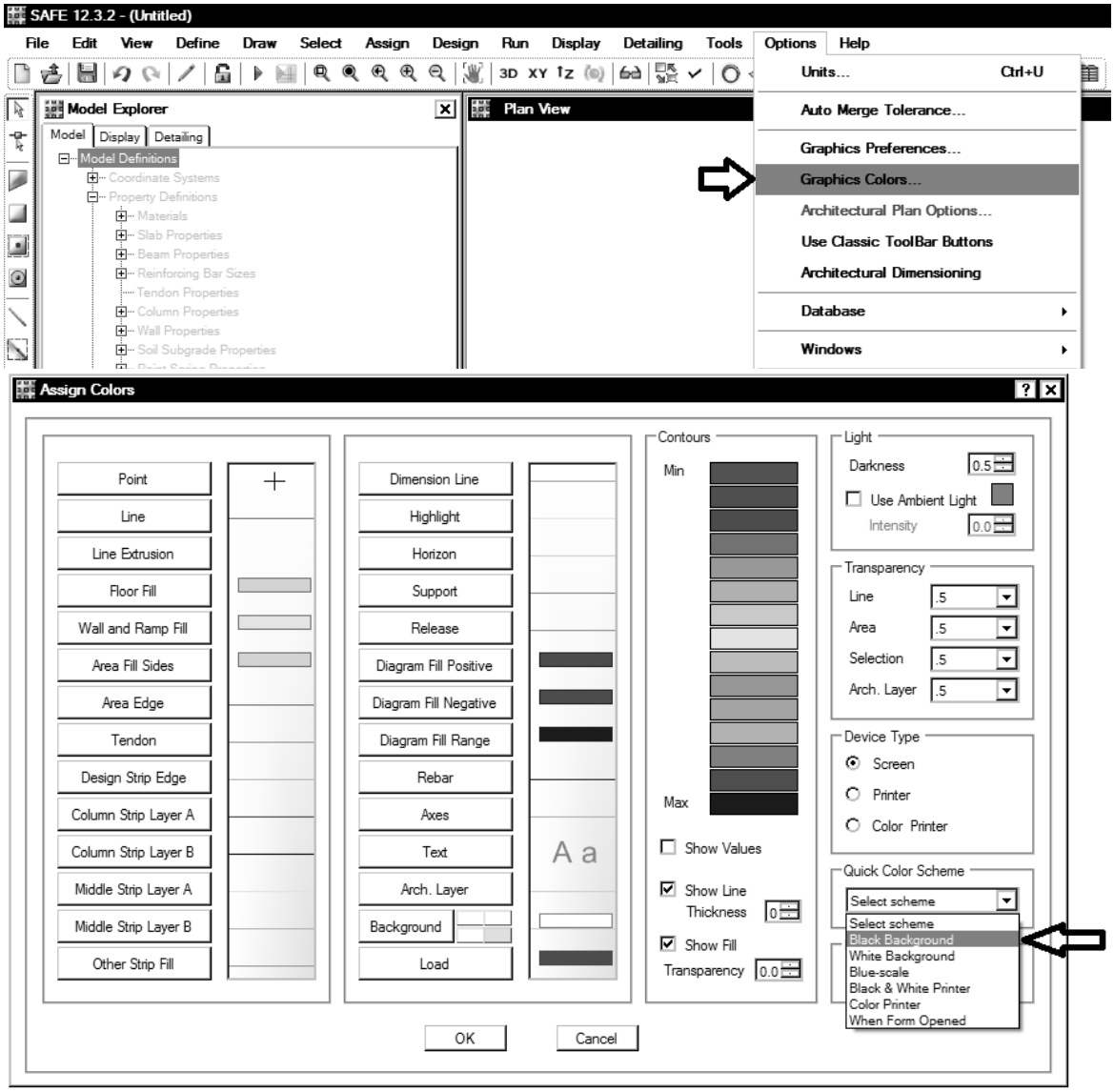


Item	Units	Units Label	Decimal Places	Min. Sig. Figures	Zero Tolerance	Always Use E Format
Rotational Displ			6	2	1.0000E-20	No
Forces						
Force	Kgf, m, C	kgf	2	2	1.0000E-20	No
Force/Length	Kgf, m, C	kgf/m	2	2	1.0000E-20	No
Force/Area	Kgf, m, C	kgf/m2	2	2	1.0000E-20	No
Moment	Kgf, m, C	kgf-m	2	2	1.0000E-20	No
Moment/Length	Kgf, m, C	kgf-m/m	2	2	1.0000E-20	No
Temperature Change	Kgf, m, C	C	3	2	1.0000E-20	No
Stresses						
Stress Input	Kgf, cm, C	kgf/cm2	2	2	1.0000E-20	No
Stress Output	Kgf, cm, C	kgf/cm2	2	2	1.0000E-20	No
Stiffness						
Translational Stiffness	Kgf, cm, C	kgf/cm	2	2	1.0000E-20	No
Rotational Stiffness	Kgf, cm, C	kgf-cm/rad	2	2	1.0000E-20	No
Trans Stiffness/Length	Kgf, cm, C	kgf/cm/cm	2	2	1.0000E-20	No
Rot Stiffness/Length	Kgf, cm, C	kgf/rad	2	2	1.0000E-20	No
Time-Related						
Period			6	2	1.0000E-20	No
Frequency			4	2	1.0000E-20	Yes
Acceleration-Trans	Kgf, m, C	m/sec2	5	2	1.0000E-20	No
Mass and Weight						
Mass	Kgf, m, C	Kgf-s2/m	2	2	1.0000E-20	No
Weight/Volume	Kgf, m, C	kgf/m3	2	2	1.0000E-20	Yes
Rotational Inertia	Kgf, m, C	kgf-m-s2	2	2	1.0000E-20	No
Modal Factors						

برای نمایش بهتر می توان خطوط مشبک صفحه را به طریق زیر حذف کرده و نقاط را از حالت پنهان خارج نمود:

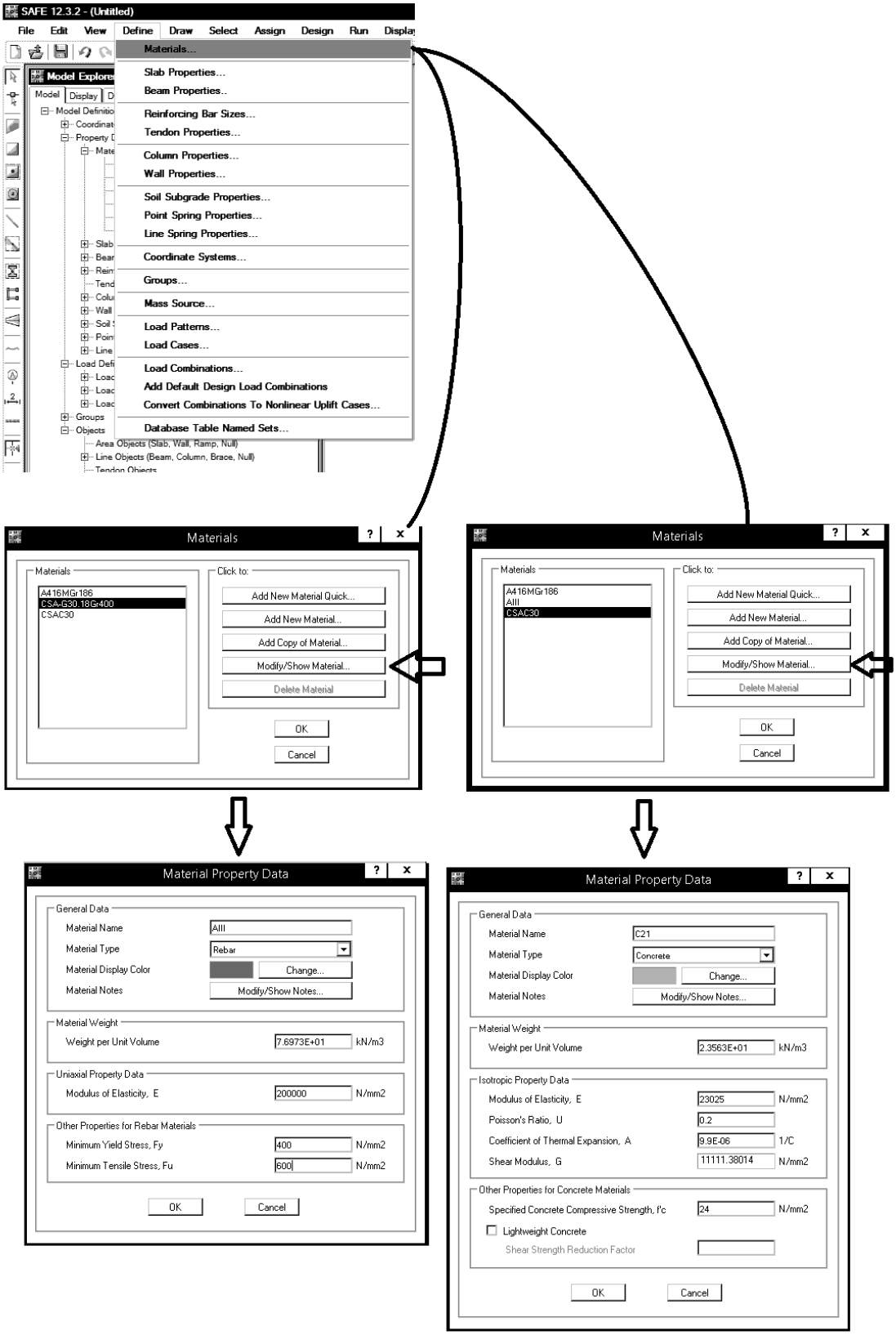


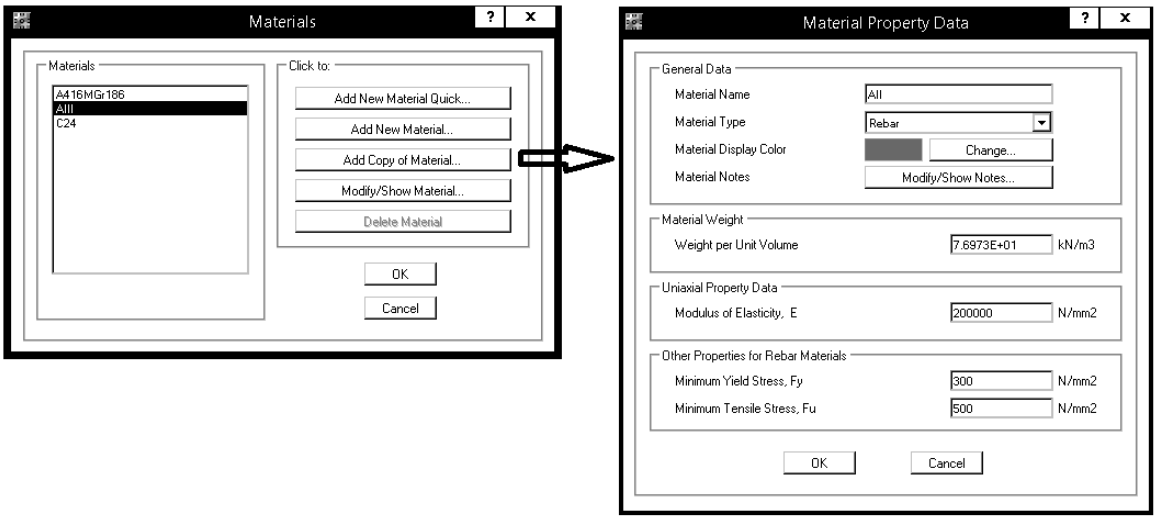
رنگ زمینه را نیز به طریق زیر به رنگ مشکی تغییر داد:



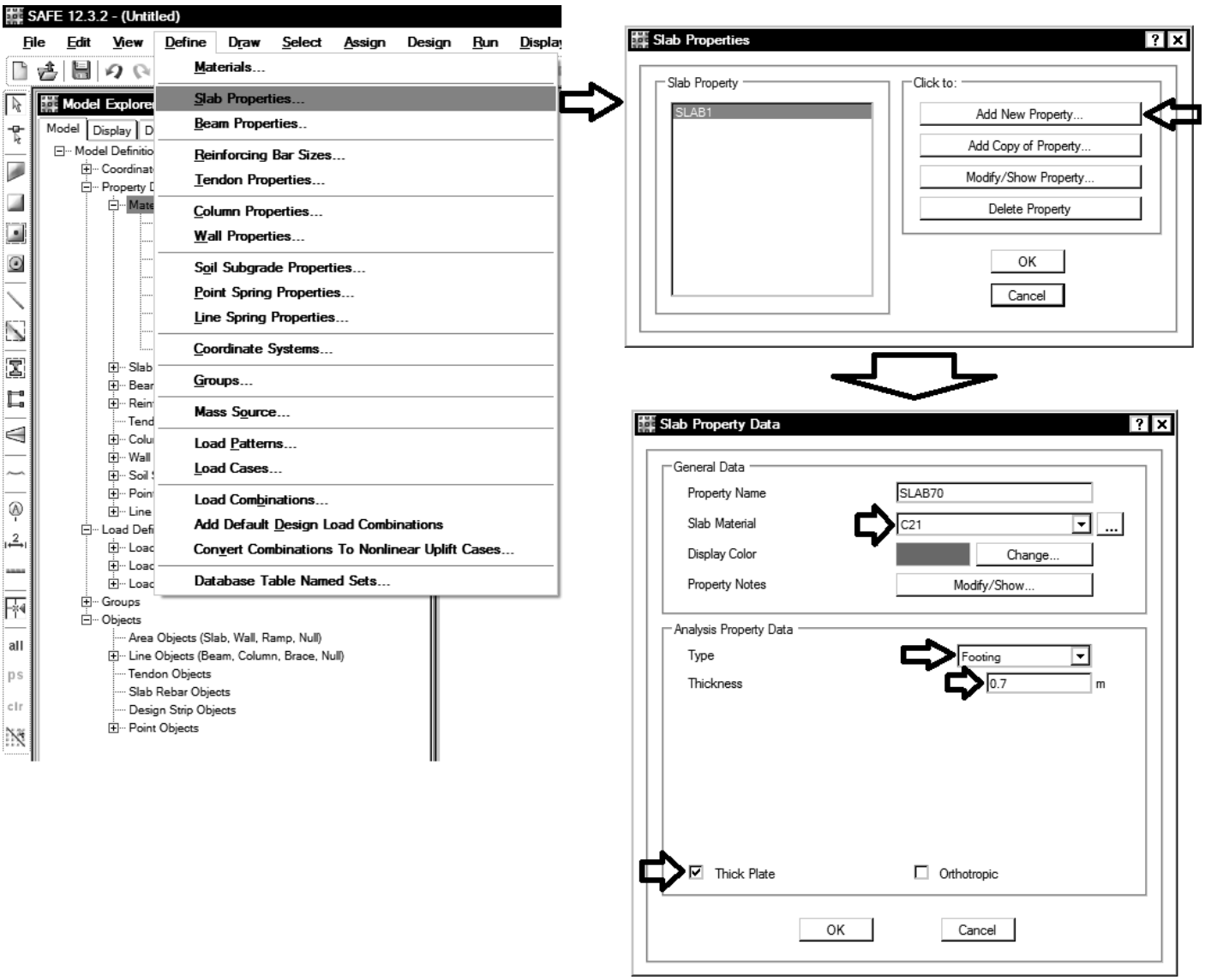
۱۶-۳- منوی Define

۱۶-۳-۱- تعریف مصالح

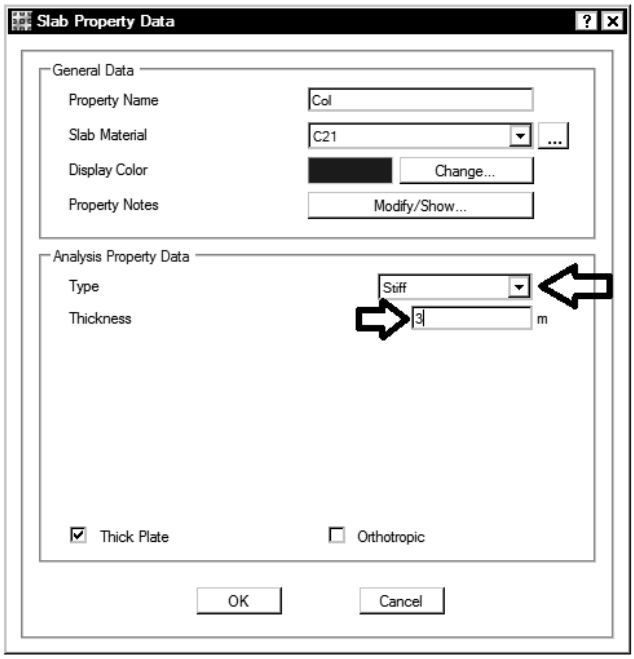




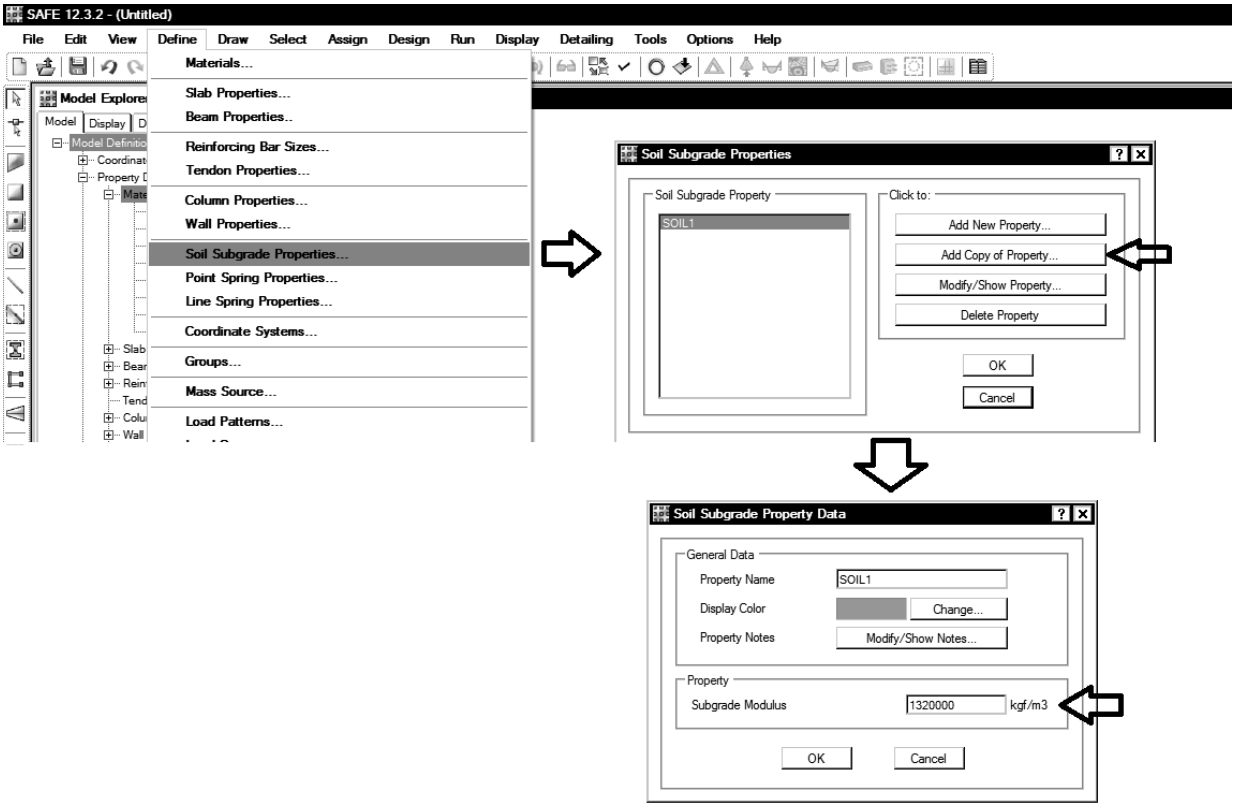
۱۶-۴- تعریف مقاطع پی و ستون



در نقاطی از پی که روی آن ستون قرار گرفته به جهت سختی زیاد ستون، تغییر شکلهای خمشی و برشی پی به حداقل می رسد. در حقیقت ضخامت پی در محل ستون افزایش می یابد. برای محاسبه دقیق تغییر شکلها، بهتر است ستونها بر روی پی مدل شوند و بنابراین مقطع ستونها را نیز تعریف می کنیم:



۱۶-۴-۱- تعریف مدول عکس العمل بستر خاک



۱۶-۵- بارها

برخی از بارهای تعریف و تولید شده (در ETABS) را می توان در نرم افزار SAFE حذف نمود. برای مثال در طراحی پی بارهای مربوط به جرم لرزه ای دیوارها (WALL)، بارهای Notional (که در سازه فلزی به روش LRFD تعریف می شوند) را می توان حذف کرد.

۱۶-۶- ترکیب بارهای طراحی

آیا نیازی به تعریف ترکیب بارهای طراحی جدید در SAFE هست؟ در چه مواردی باید ترکیب بار مجددا در SAFE تعریف شود؟

در طراحی سازه های بتنی می توان از همان ترکیب بارهایی که از ایتبس import شده است، استفاده نمود و نیازی به تعریف مجدد ترکیب بارها نیست. این ترکیب بارها برای محاسبه میلگردهای خمشی و برشی پی استفاده خواهد شد.

در صورتی که سازه فولادی باشد و از روش LRFD استفاده شده باشد، می توان از همان ترکیب بارهای ETABS استفاده نمود و نیازی به تعریف ترکیب بار نمی باشد.

۱۶-۷- تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک

برای کنترل تنش زیر خاک باید از ترکیب بارهای سرویس استفاده شود:

۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

این مقررات دو روش طراحی شامل روش تنش مجاز و روش حالات حدی را برای طراحی پیشنهاد می‌کند. طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

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 ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۶-۲-۳-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

در طراحی به روش تنش مجاز و 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 اعضای سازه‌ای تولید می‌کنند، می‌بایست مد نظر قرار گیرد. اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.

۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰/۶(۱/۴W) یا ۰/۷E]
۶) D+۰/۷۵L+۰/۷۵[۰/۶(۱/۴W)]+ ۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(۰/۷E)+ ۰/۷۵S
۸) ۰/۶D+۰/۶(۱/۴W)
۹) ۰/۶D+۰/۷E
۱۰) ۱/۰D+۱/۰T
۱۱) ۱/۰D+۰/۷۵[L+(L_r یا S)+T]

مطابق شکل فوق باید ترکیب بارهای زیر تعریف شوند:

- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به زلزله متعامد) باید جایگزین شود.
- در ترکیب بارهای زیر اثرات بار باد، حرارت و فشار خاک منظور نشده است.
- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A<0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: D ± 0.7E +0.7Ev
- SOIL7: D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7E + 0.7Ev

- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A=0.35 می باشد:

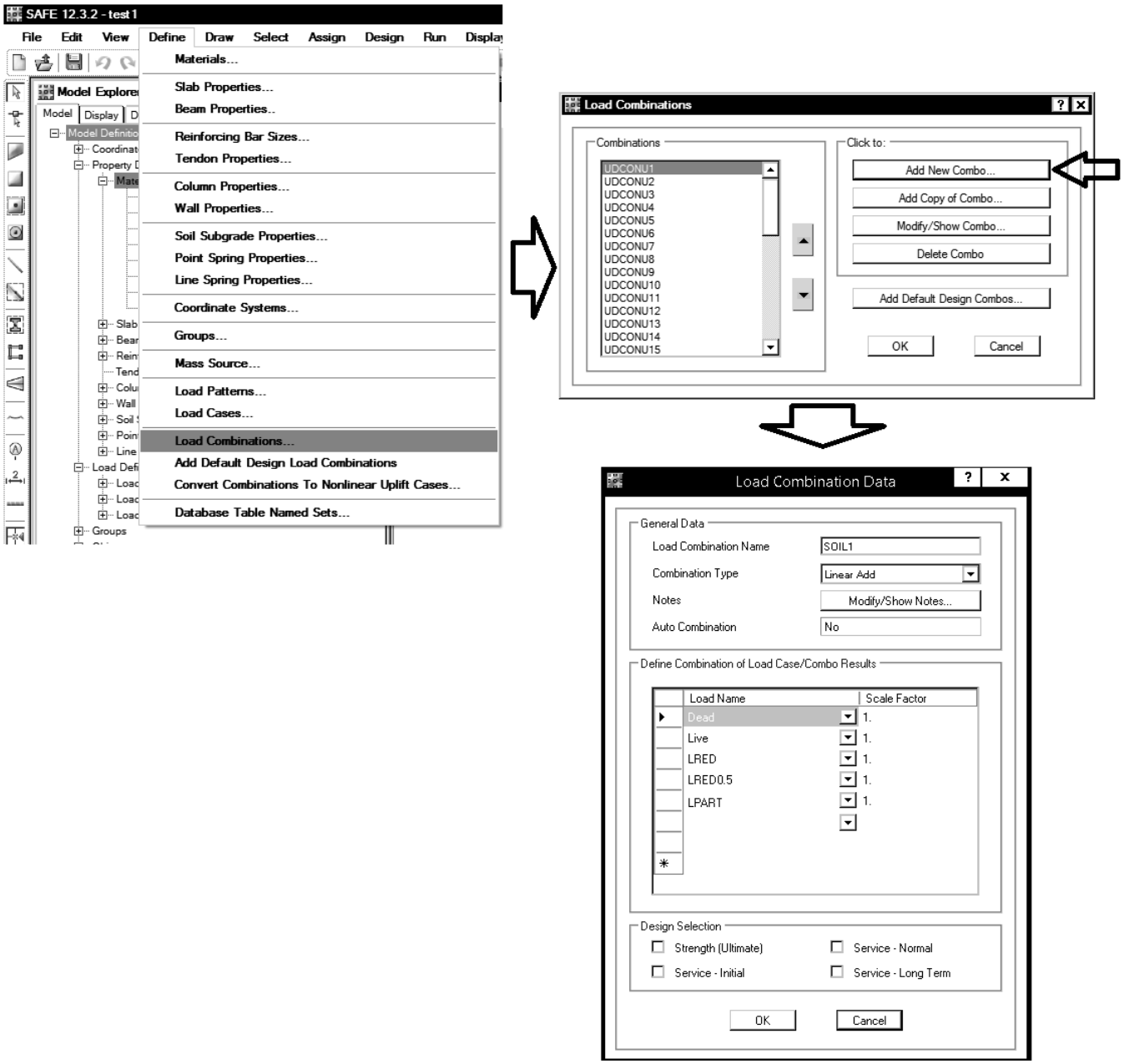
- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: (1+0.147I)D ± 0.7E +0.7Ev
- SOIL7: (1+0.1575I)D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7E + 0.7Ev

در روابط فوق، I ضریب اهمیت سازه می باشد و ضریب 0.1575 و 0.147 به صورت زیر بدست آمده است:

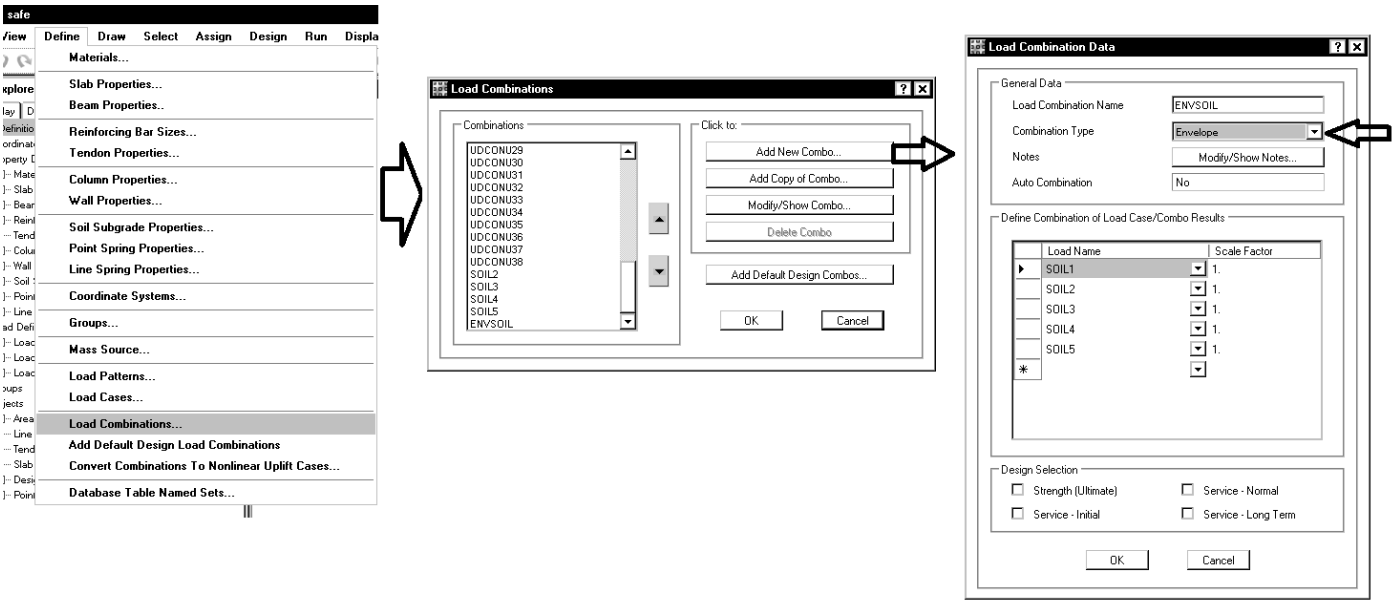
$$0.75(0.6AID) = 0.1575ID \qquad 0.7(0.6AID) = 0.147ID$$

- طبق بند ۳-۳-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله رو به بالا در طراحی پی ضروری نیست.

برای اینکه در هر پروژه ترکیب بارهای فوق تعریف نشوند، بهتر است آنها را در ETABS تعریف نمایید و از ETABS به SAFE وارد نمایید. در صورتی عدم تعریف ترکیب بارها در ETABS باید ترکیب بارهای کنترل خاک به صورت زیر تعریف شوند.

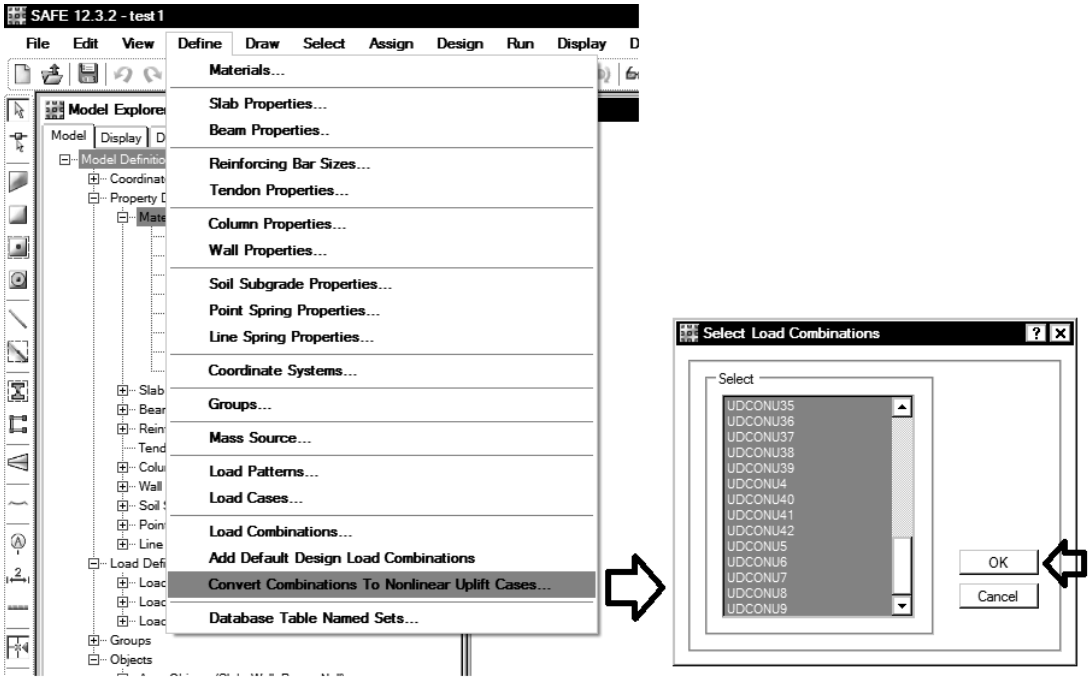


جهت کنترل تنش زیر خاک می توان یک ترکیب بار پوش تعریف کرد. به طوریکه حداکثر و حداکثر مقدار تنش زیر خاک تحت اثر تمامی بارهای فوق را بتوان به صورت یکجا مشاهده نمود:

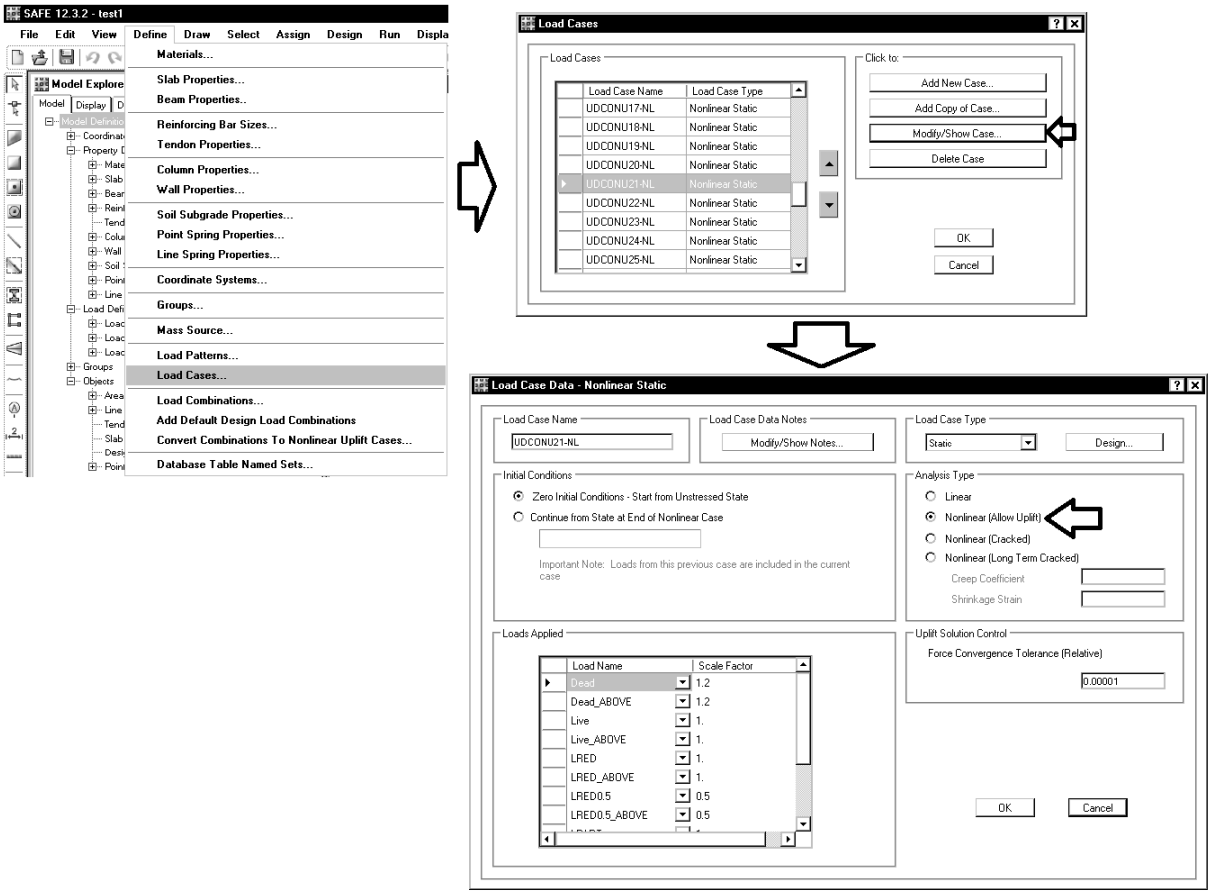


۱۶-۸- تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی

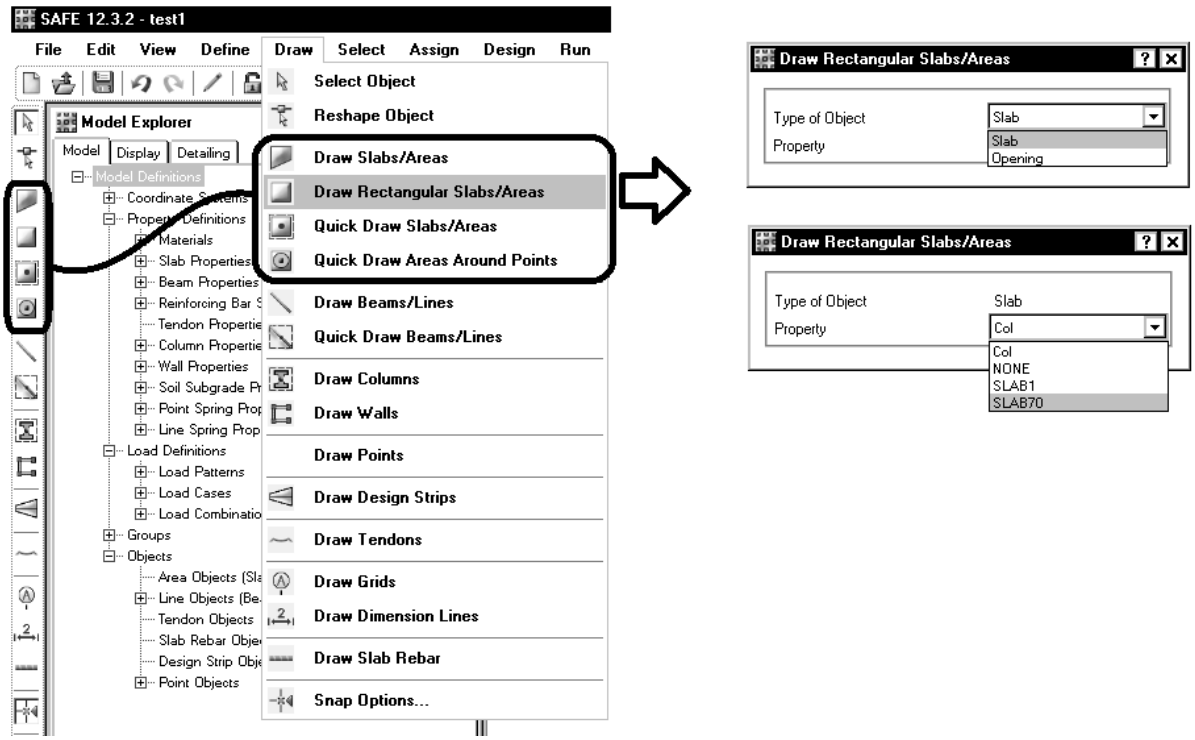
پس از ایجاد ترکیب بارهای طراحی، باید آنها را به ترکیب بارهای غیرخطی تبدیل نمایید. به خصوص در مواردی که احتمال uplift در پی وجود دارد این کار الزامی می باشد. از طریق منوی زیر تمامی ترکیب بارها را انتخاب نمایید:

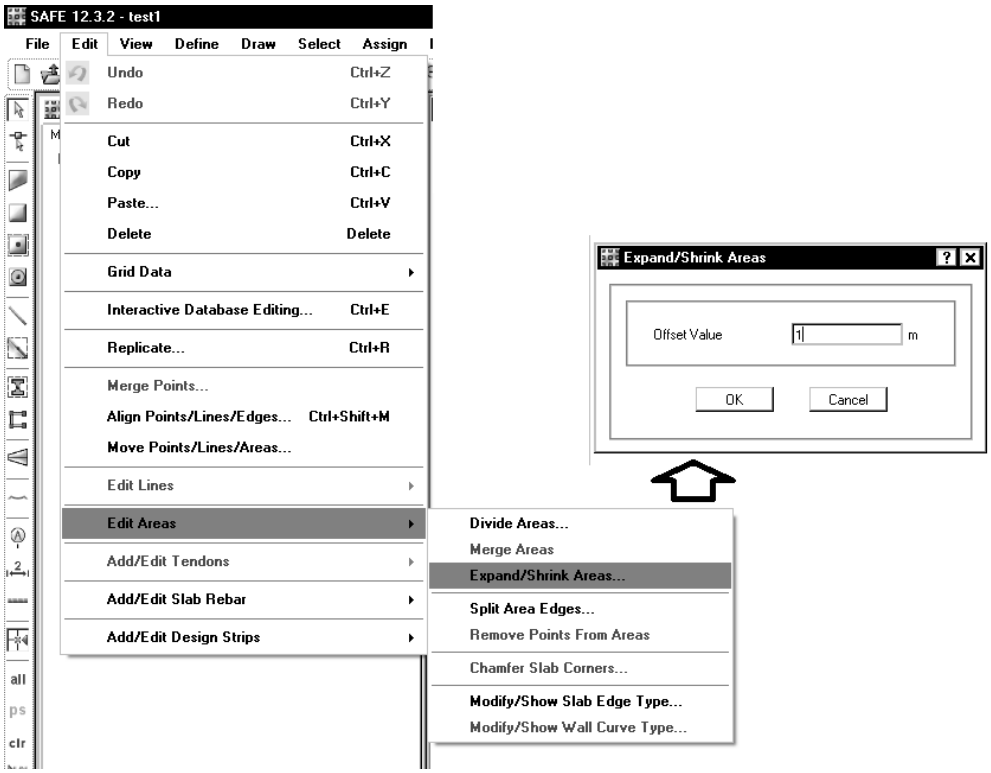


بارهای غیر خطی ایجاد شده را می توانید به طریق زیر مشاهده نمایید:



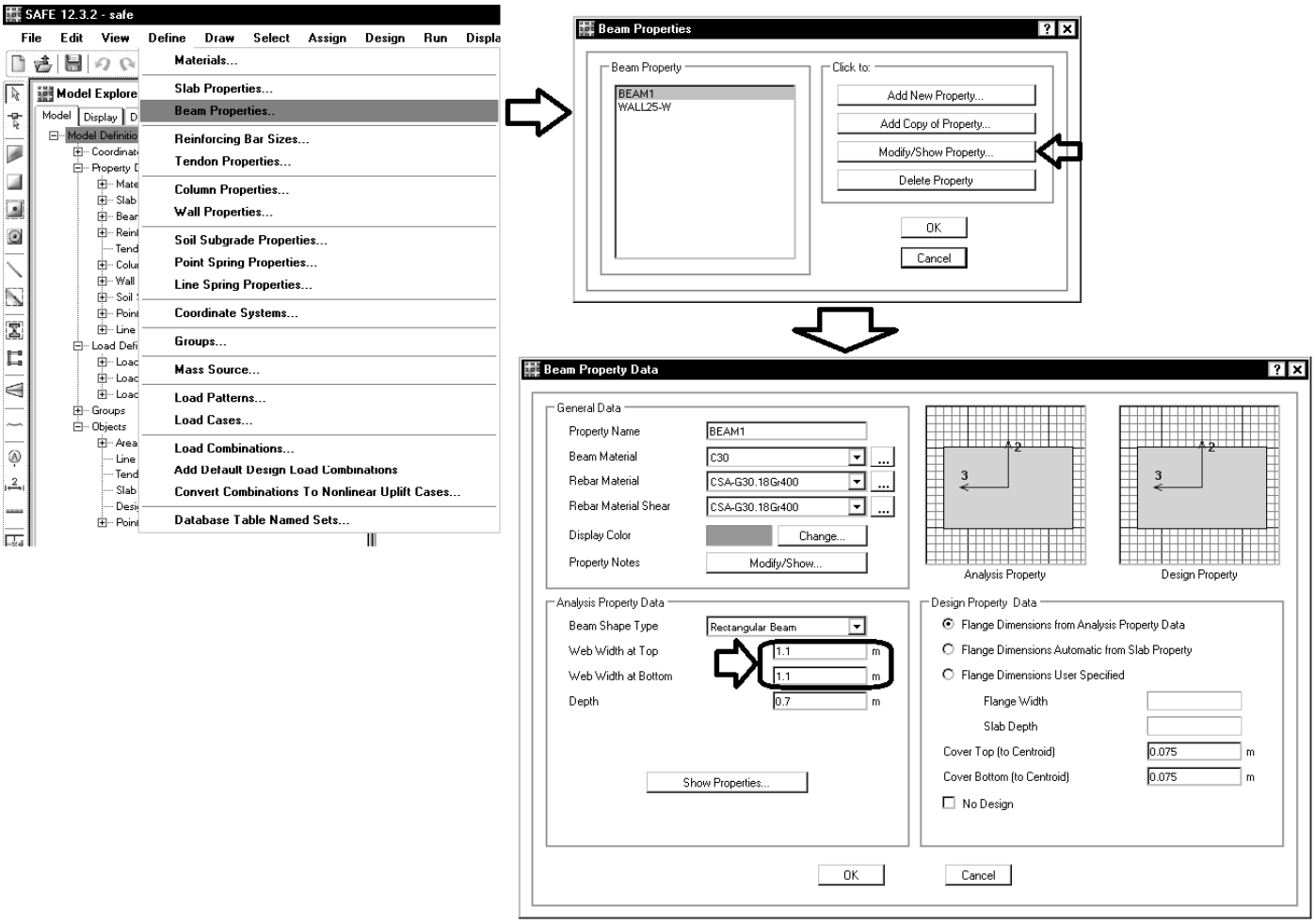
۱۶-۹- ترسیم پی و ستونها



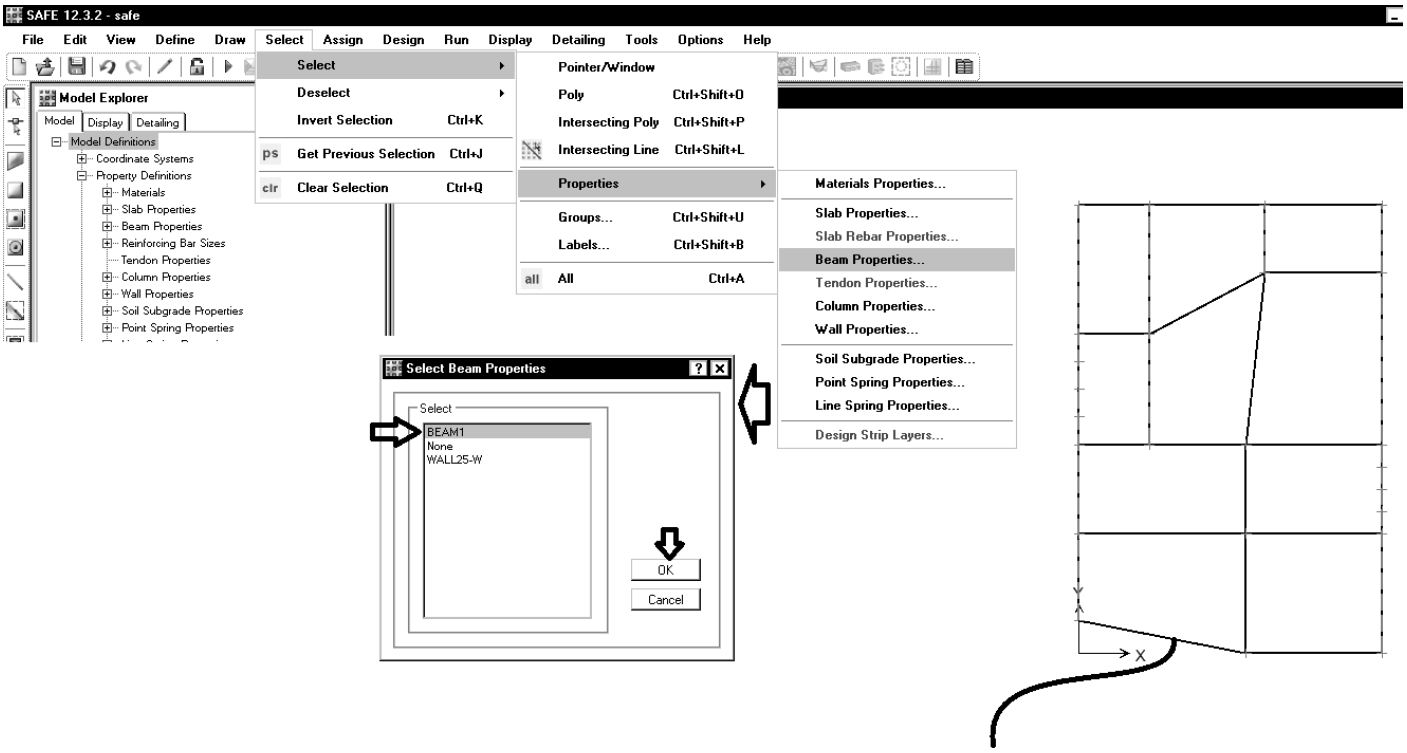


در پی های نواری می توان برای رسم پی های نواری به شرح زیر عمل کرد

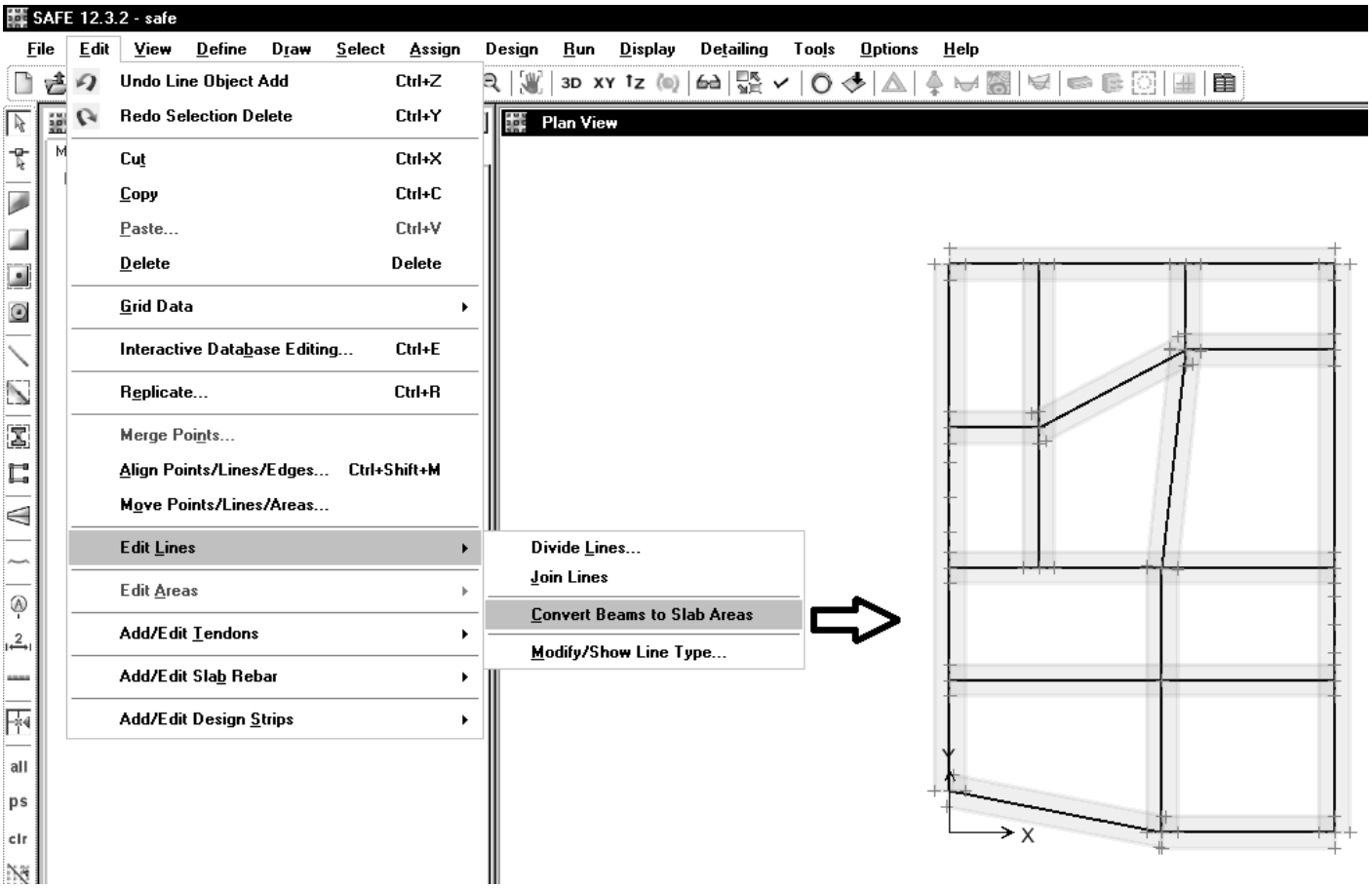
یک تیر به عرضی برابر با عرض پی تعریف نمایید:



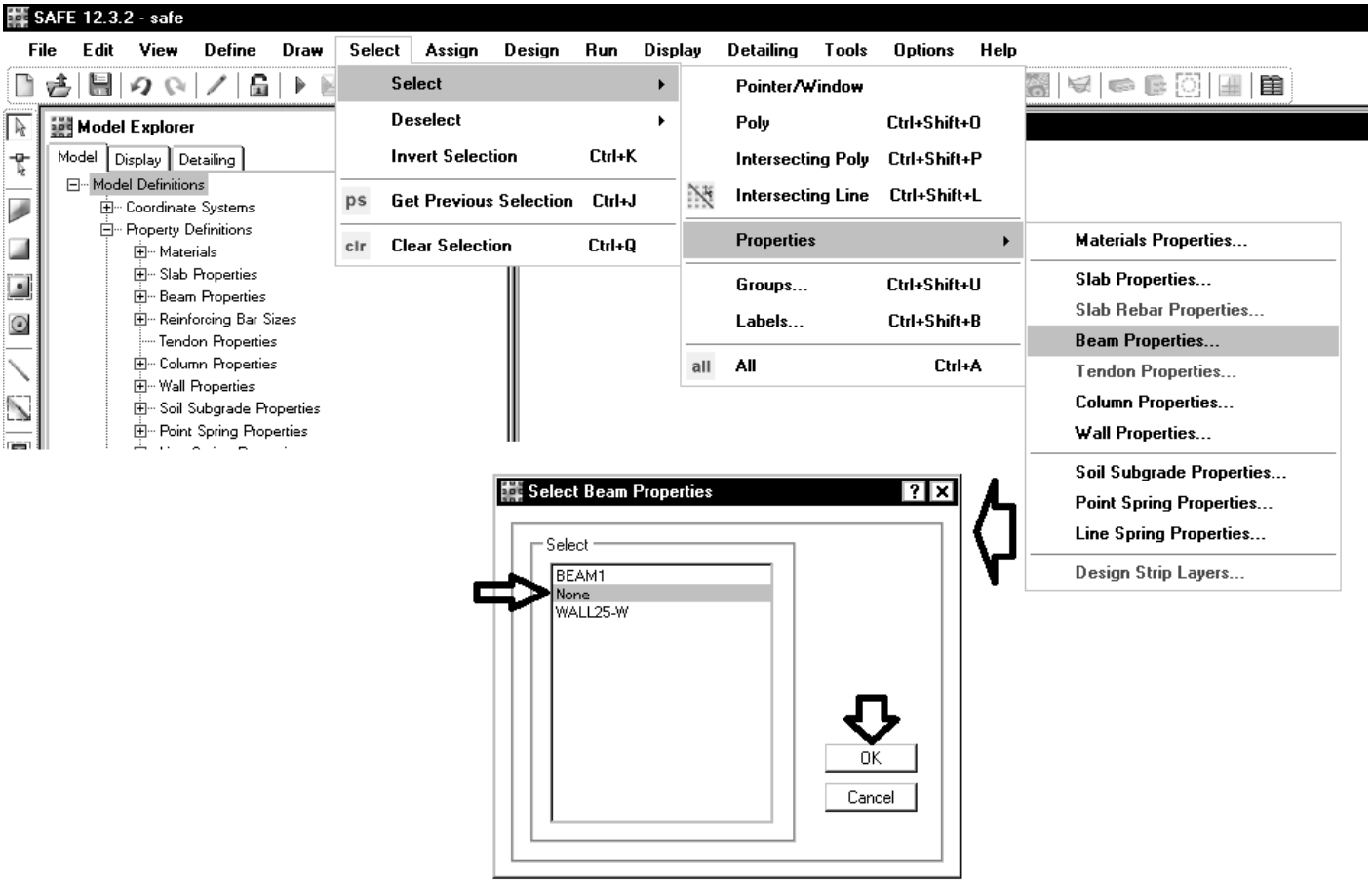
سپس بین ستونها تیر رسم کرده و تما می آنها را انتخاب نمایید:



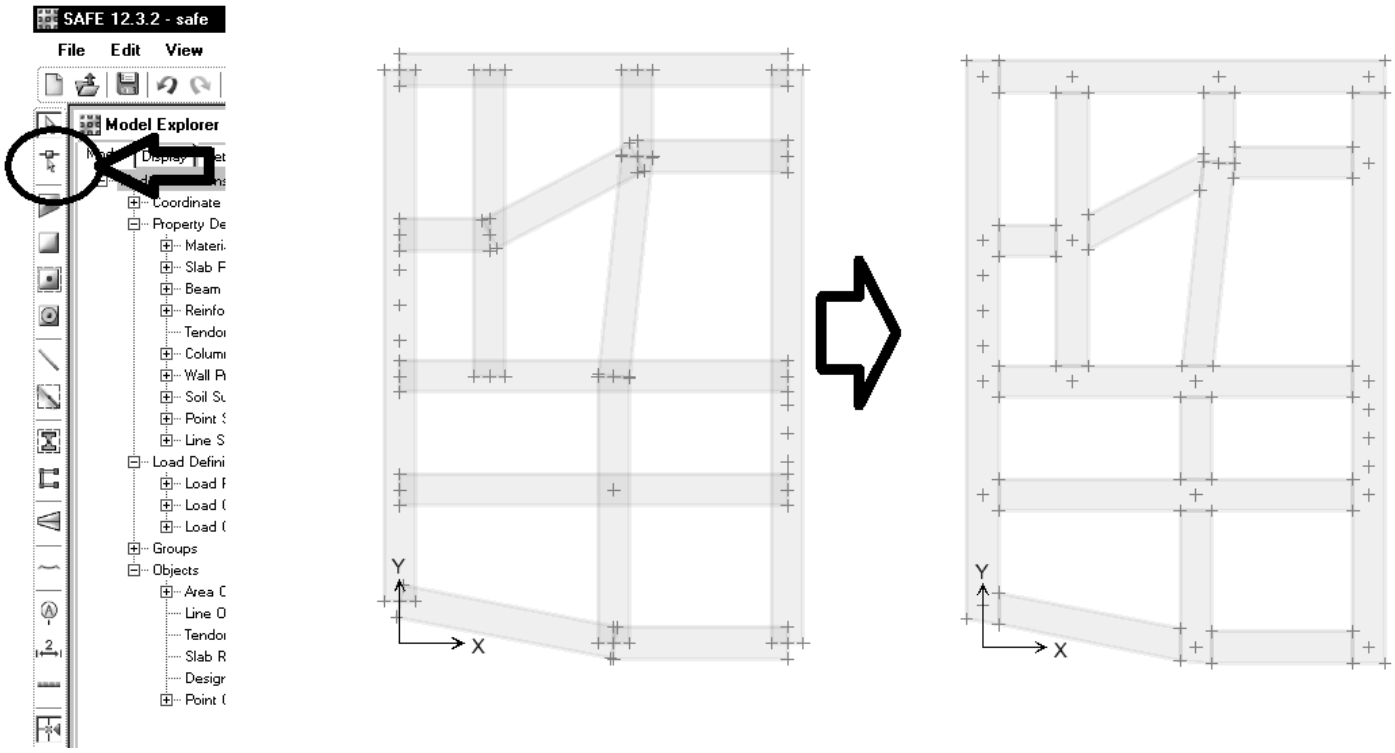
بین ستونها تیر رسم شده است



پس از تبدیل تیرها به المانهای سطحی، می توان تیرهای رسم شده را انتخاب و delete کنید.

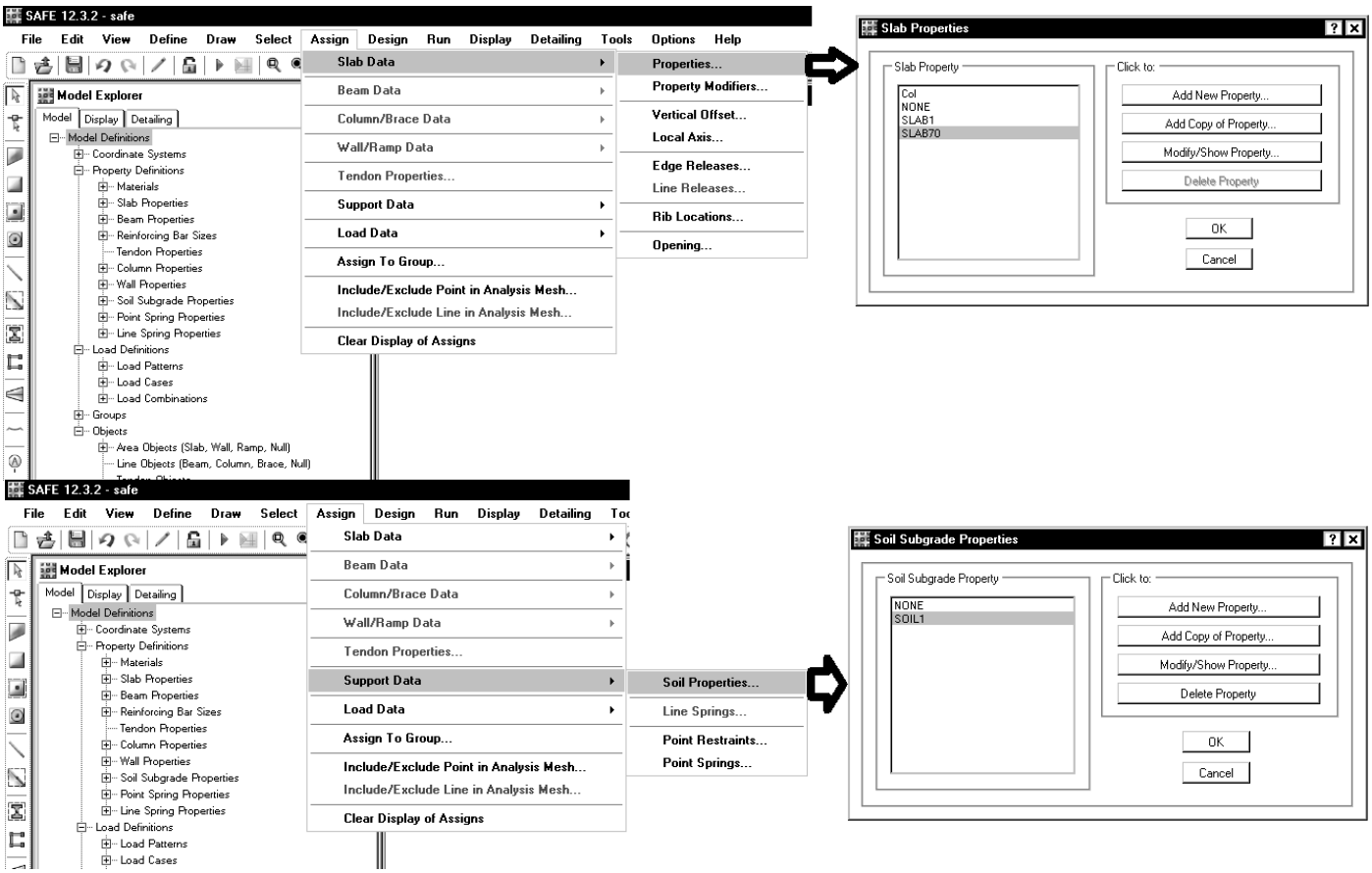


المانهای سطحی رسم شده را با استفاده از ابزار Reshape اصلاح نمایید:

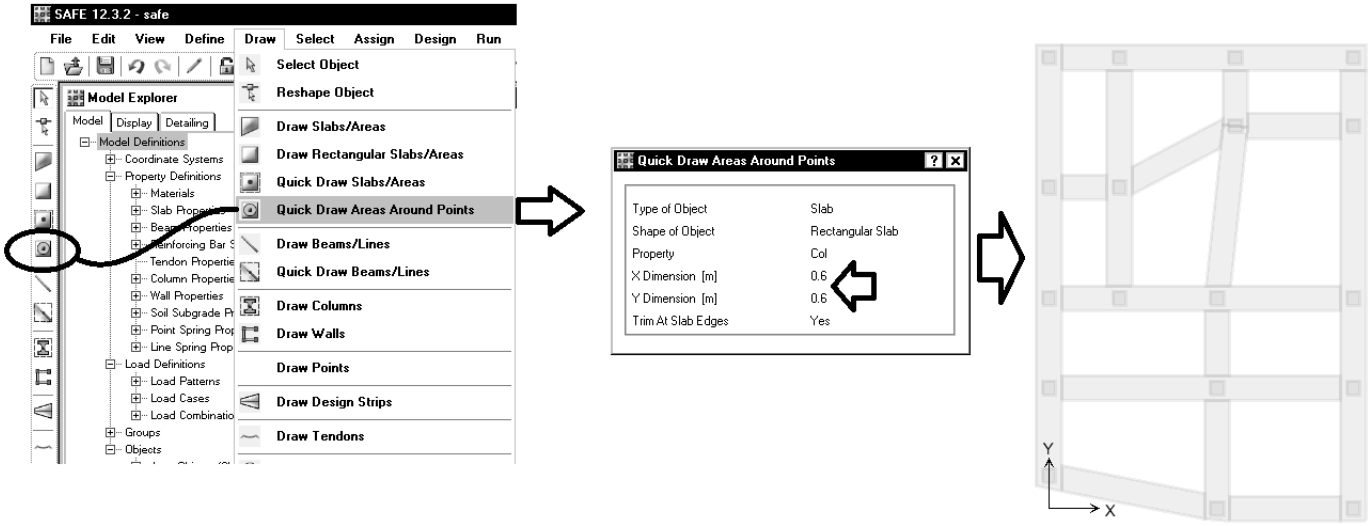


برای رسم پی بهتر است از opening استفاده نشود. استفاده از opening محاسبات مربوط به برش پانچ را تغییر خواهد داد.

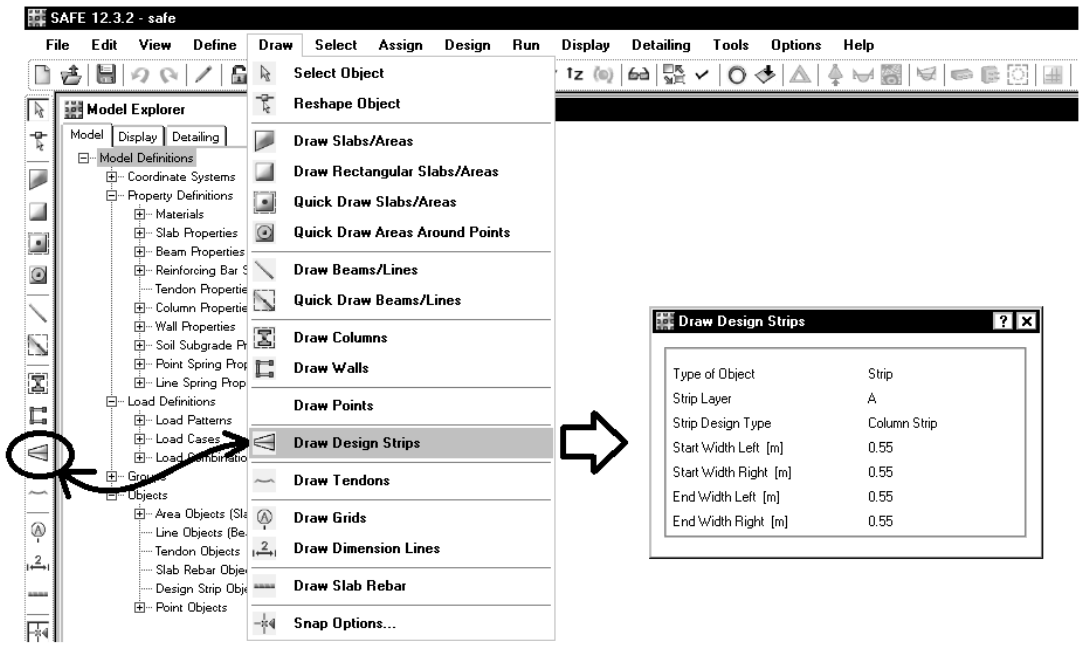
پس از ترسیم پی، تمامی سطوح رسم شده را انتخاب کرده و مقطع آنها و نیز ضریب بستر آنها را مشخص کنید:

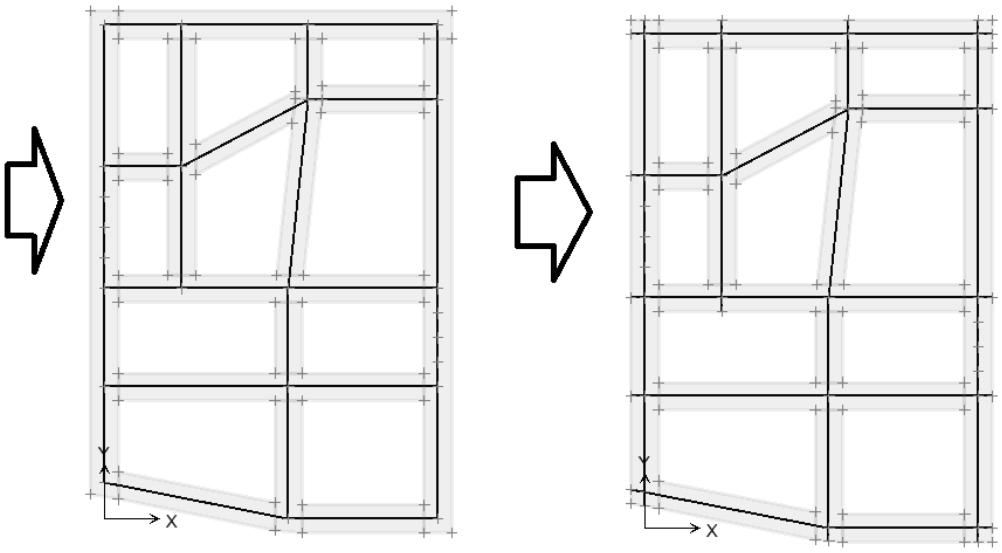


برای ترسیم ستونها (جهت در نظر گرفتن سختی آنها در محاسبه نیروها و تغییرشکلها) با استفاده از ابزار زیر بر روی نقاط اتصال ستونها کلیک نمایید:

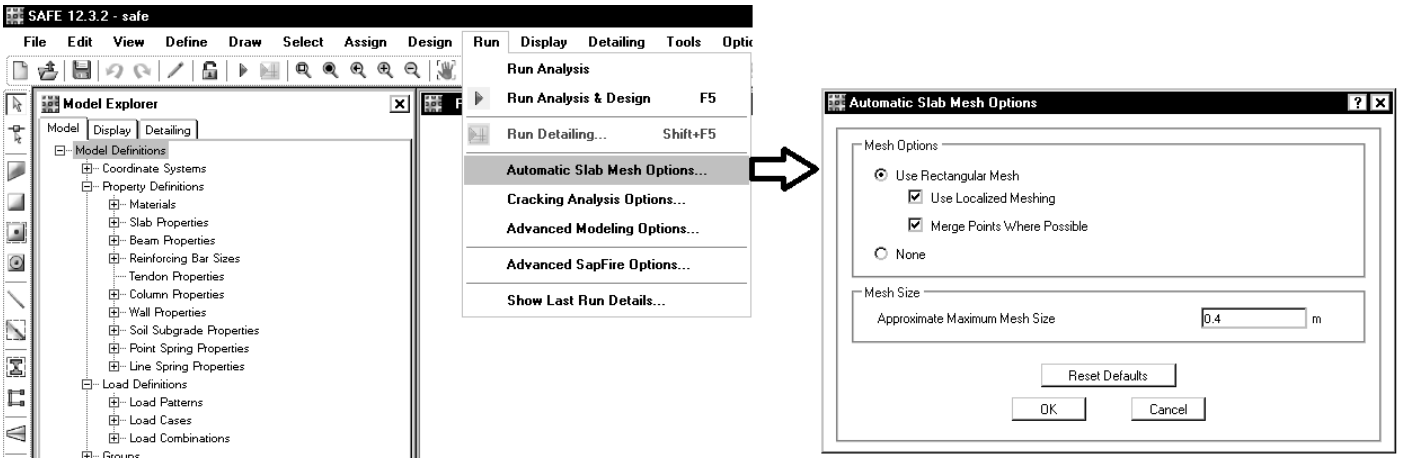


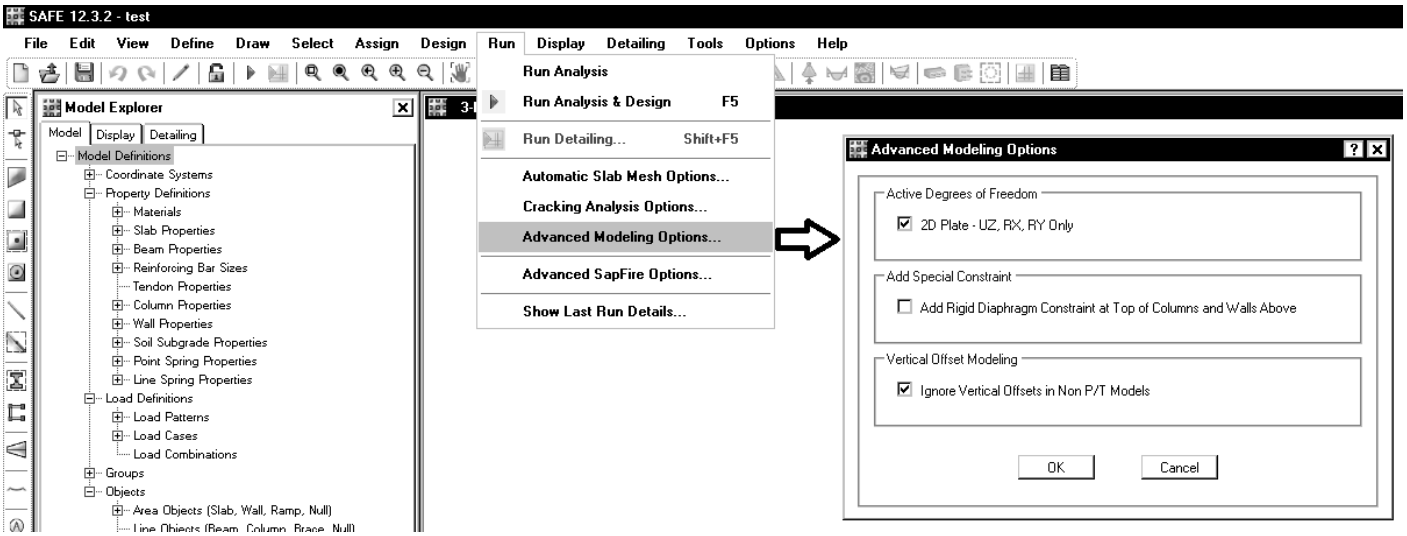
۱۶-۱۰- ترسیم نوارهای طراحی





۱۶-۱۱- تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی





جدول ۹ – ۶ – ۵ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلی‌متر)*

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی				
	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۳۵	۴۵	۵۰	۶۵	۷۵
دال‌ها، دیوارها و تیرچه‌ها	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰
پوسته‌ها و صفحات پلیسه‌ای	۲۰	۲۵	۳۰	۴۵	۵۵
شالوده‌ها	۴۰	۵۰	۶۰	۷۵	۹۰

الف) شرایط محیطی ملایم: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن هیچ نوع عامل مهاجم از قبیل رطوبت، تعریق، تَر و خشک شدن متناوب، یخ‌زدن و ذوب شدن، سرد و گرم شدن متناوب، تماس با خاک مهاجم یا غیرمهاجم، مواد خورنده، فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه یا ضربه موجود نباشد، یا قطعه در مقابل این‌گونه عوامل مهاجم به‌نحوی مطلوب محافظت شده باشد.

ب) شرایط محیطی متوسط: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی، در معرض رطوبت و گاهی تعریق قرار می‌گیرند.
قطعاتی که به‌طور دایم با خاک‌های غیرمهاجم یا آب تماس دارند یا زیر آب با pH بزرگتر از ۵ قرار می‌گیرند، دارای شرایط محیطی متوسط تلقی می‌شوند.

پ) شرایط محیطی شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض رطوبت یا تعریق شدید یا تر و خشک شدن متناوب یا یخ زدن و آب شدن و سرد و گرم شدن متناوب نه‌چندان شدید قرار می‌گیرند.
قطعاتی که در معرض پاشش آب دریا باشند یا در آب غوطه‌ور شوند، طوری‌که یک‌وجه آنها در تماس با هوا قرار گیرد، قطعات واقع در هوای دارای یون کلر و نیز قطعاتی که سطح آنها در معرض خوردگی ناشی از مصرف مواد یخ‌زدا قرار می‌گیرد دارای شرایط محیطی شدید محسوب می‌شوند.

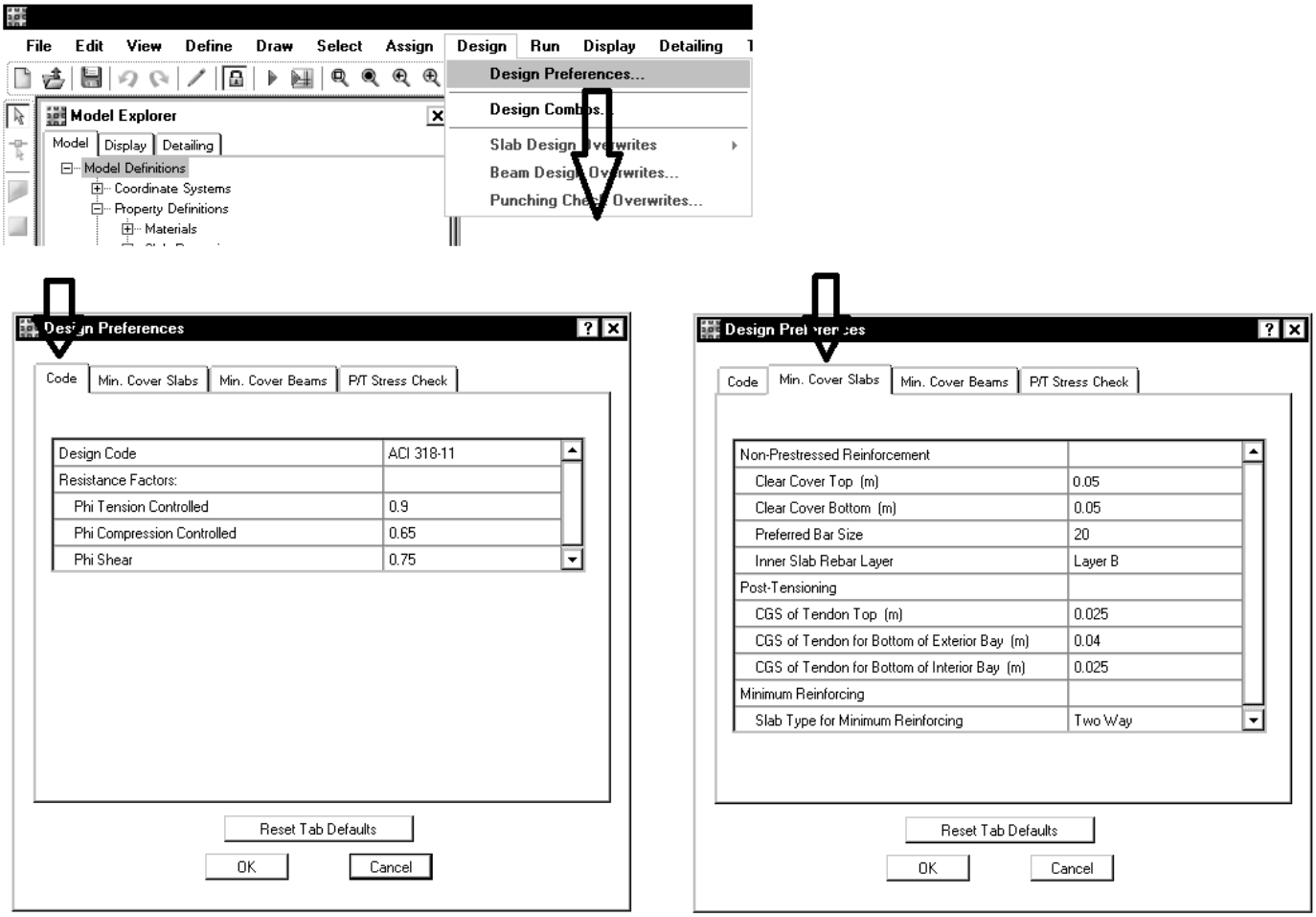
ت) شرایط محیطی بسیار شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض گازها، آب و فاضلاب ساکن با pH حداکثر ۵ ، مواد خورنده، یا رطوبت همراه با یخ زدن و آب شدن شدید قرار می‌گیرند، از قبیل نمونه‌های ذکرشده در مورد شرایط محیطی شدید، در صورتی‌که عوامل مذکور حادتر باشند.

ث) شرایط محیطی فوق‌العاده شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه، یا آب و فاضلاب جاری با pH حداکثر ۵ قرار می‌گیرند. رویه بتن محافظت‌نشده پارکینگ‌ها و قطعات موجود در آبی که اجسام صلبی را با خود جابه‌جا می‌کند، دارای شرایط محیطی فوق‌العاده شدید تلقی می‌شوند. شرایط محیط جزایر و حاشیه خلیج‌فارس و دریای عمان به‌طور عمده جزو این شرایط محیطی قرار می‌گیرند.

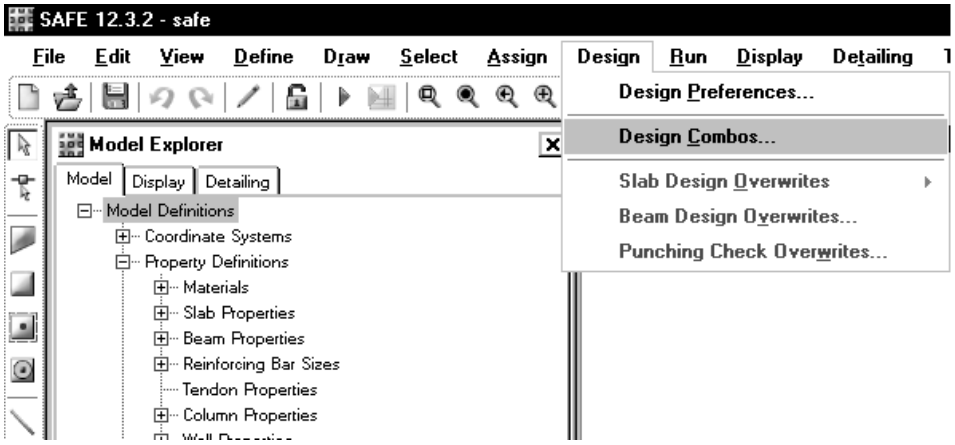
7.7.1 — Cast-in-place concrete (nonprestressed)

The following minimum concrete cover shall be provided for reinforcement, but shall not be less than required by 7.7.5 and 7.7.7:

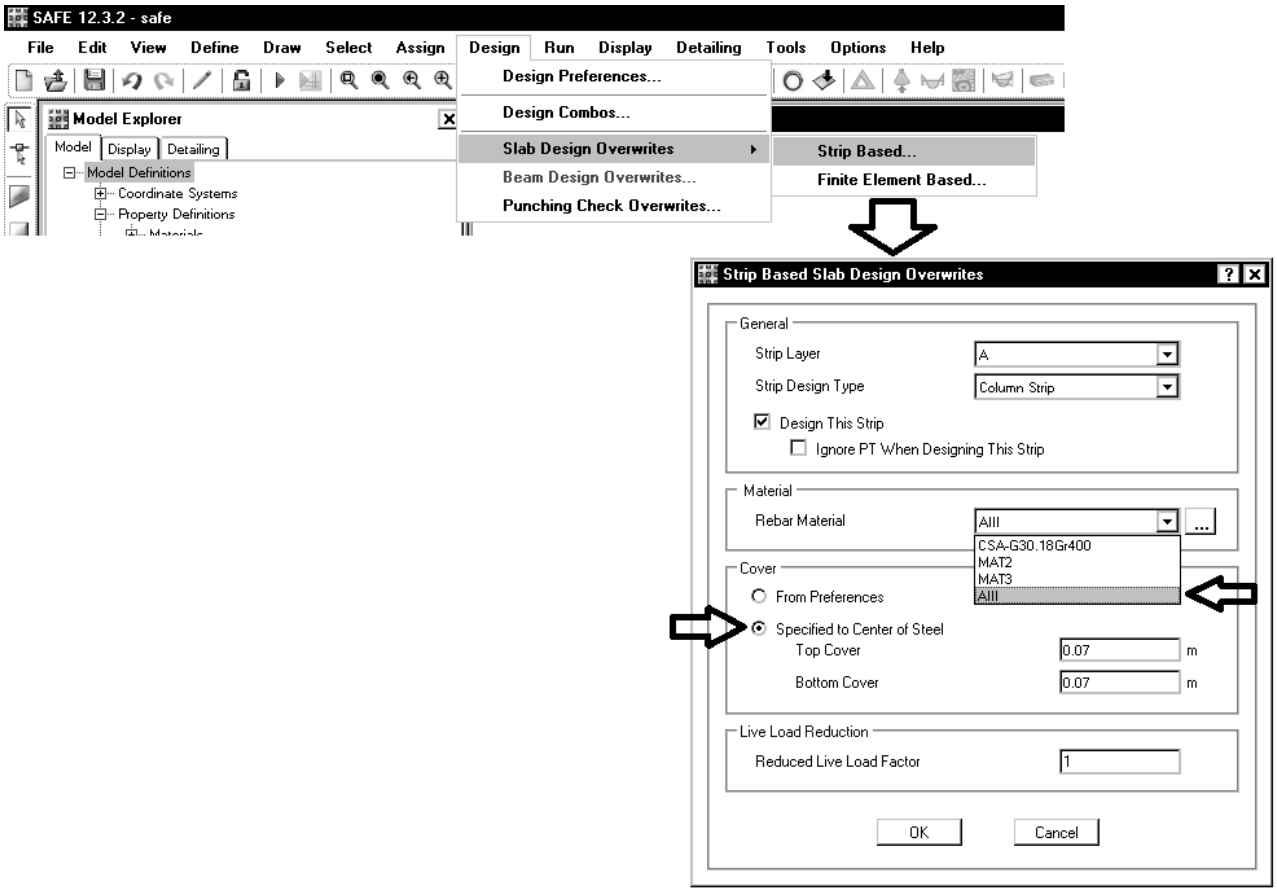
	Minimum cover, mm
(a) Concrete cast against and permanently exposed to earth	75
(b) Concrete exposed to earth or weather:	
No. 19 through No. 57 bars	50
No. 16 bar, MW 200 or MD 200 wire, and smaller	40
(c) Concrete not exposed to weather or in contact with ground:	
Slabs, walls, joists:	
No. 43 and No. 57 bars	40
No. 36 bar and smaller	20
Beams, columns:	
Primary reinforcement, ties, stirrups, spirals	40
Shells, folded plate members:	
No. 19 bar and larger	20
No. 16 bar, MW 200 or MD 200 wire, and smaller	13



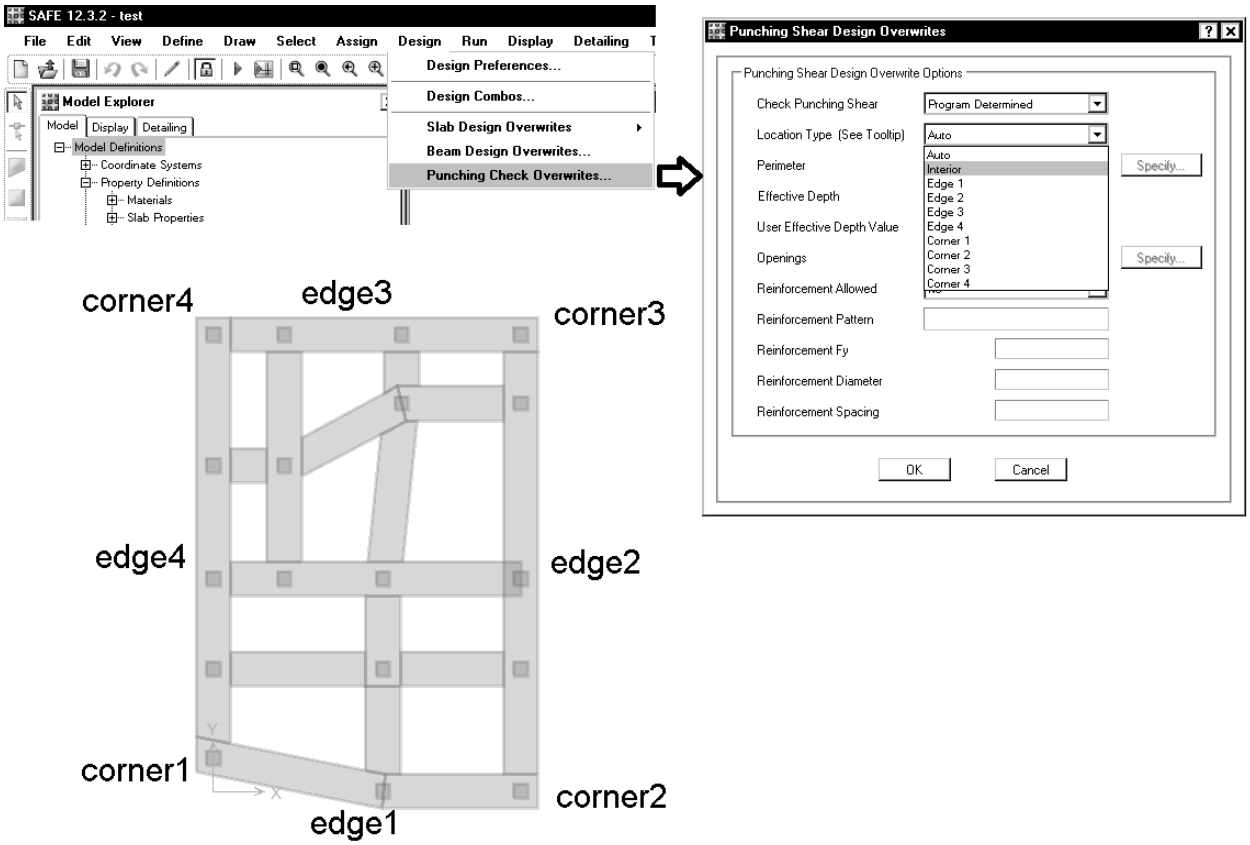
با توجه به اینکه از ترکیب بارهای پیش فرض خود برنامه استفاده شده است، نیازی به تغییر خاصی نمی باشد. ترکیب بارها را می توان از طریق زیر مشاهده نمود:



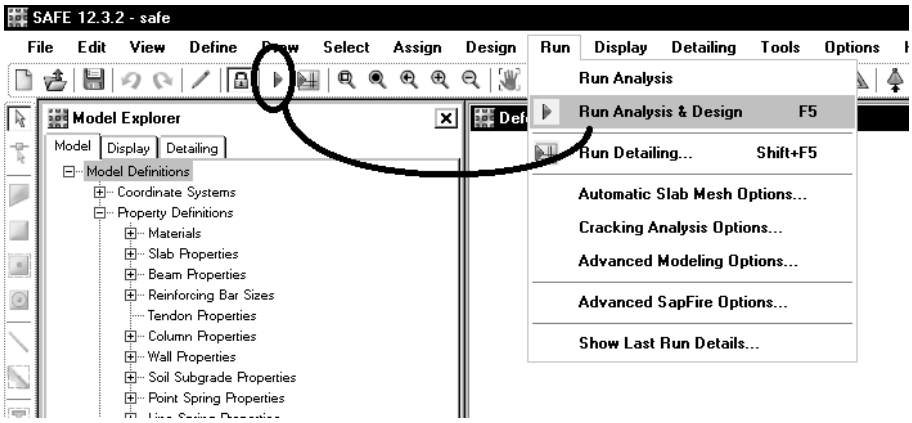
برای تنظیم مشخصات نوارهای طراحی از منوی زیر استفاده می شود. با فرض اینکه قطر میلگردها ۲۰ باشد، و با فرض شرایط محیطی معمولی (پوشش ۵ سانتیمتر) پوشش بتن تا مرکز آرماتور لایه اول برابر 6cm و پوشش بتن تا مرکز لایه دوم برابر 8cm خواهد بود که به صورت میانگین می توان 7cm وارد کرد:



تعیین موقعیت ستونها برای کنترل برش پانچ:

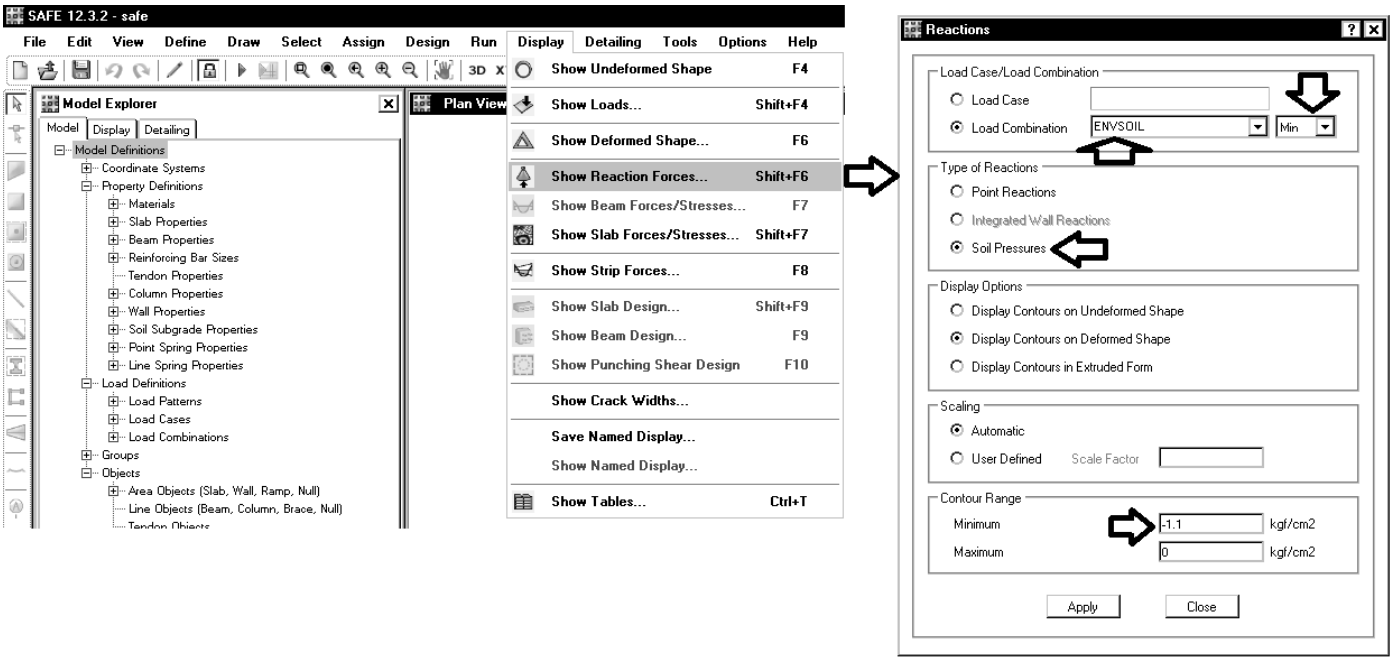


۱۶-۱۲- تحلیل سازه و کنترل نتایج

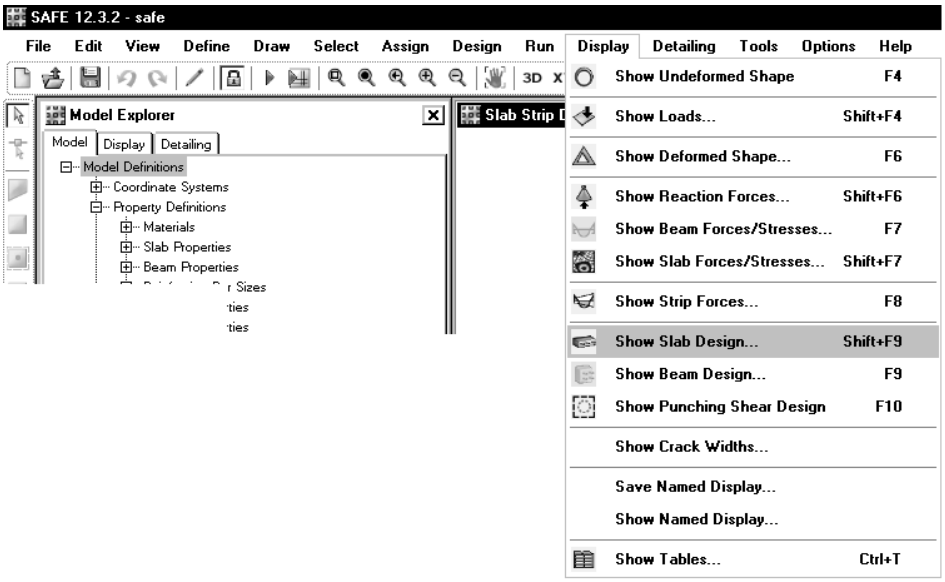


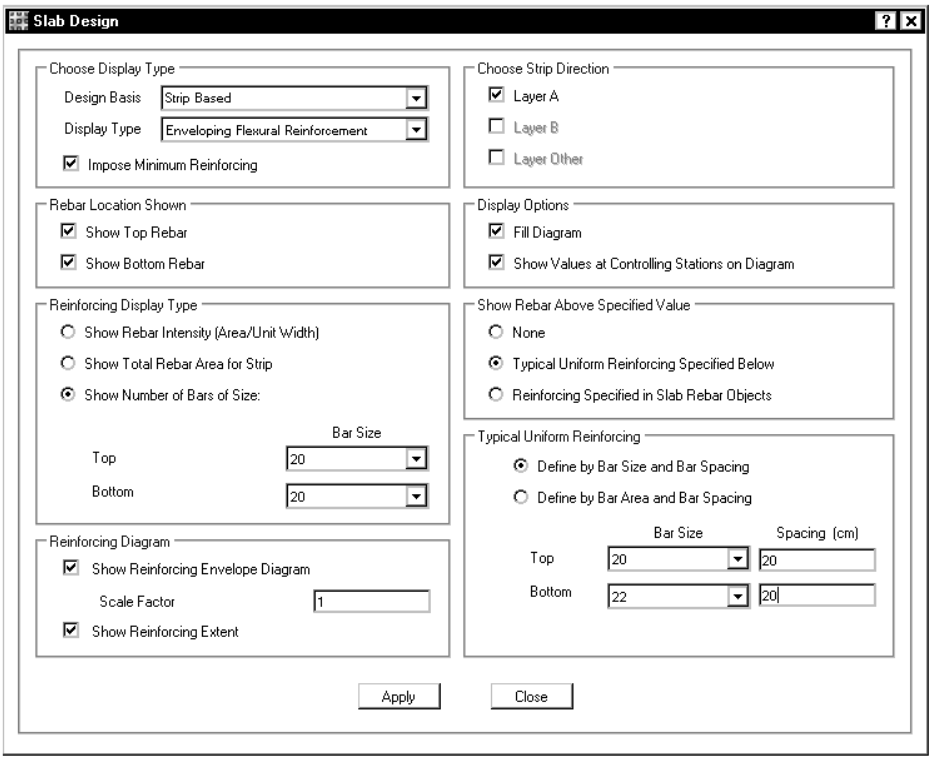
۱۶-۱۳- کنترل تنش زیر خاک

تنش زیر خاک تحت اثر ترکیب بارهای تعریف شده در بند ۱۶-۷- باید کمتر از تنش مجاز خاک باشد. اگر برای مثال تنش مجاز خاک برابر 1.1 kg/cm^2 باشد برای مشاهده تنش خاک به صورت زیر عمل کنید:

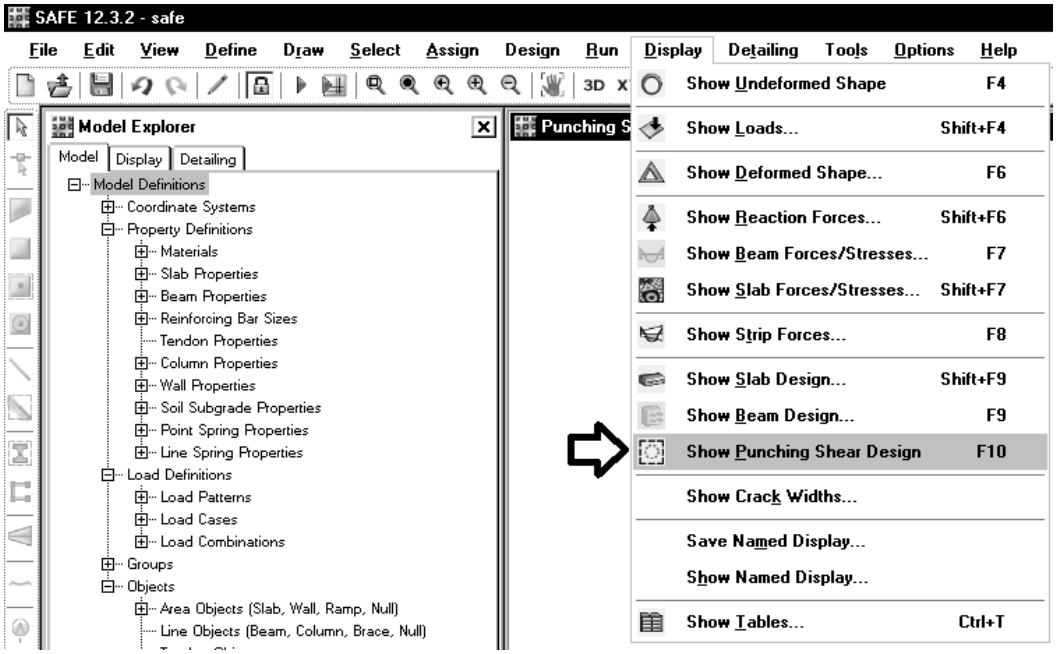


۱۶-۱۴- بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی





۱۶-۱۵- بررسی برش پانچ



Design Details

File View

Combination

UDCONU13

Items to Display

- Geometric Properties
- Column Perimeter Figure
- Column Punching Check
- Drop Perimeter Figure
- Drop Punching Check
- Stud Design

Done

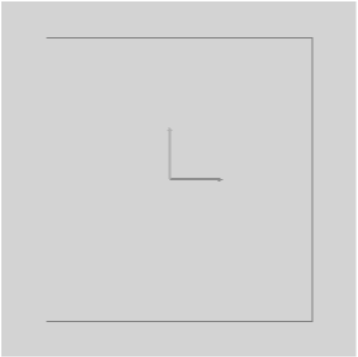
ACI 318-08 Punching Shear Check & Design

Geometric Properties

Combination = UDCONU13
Point Label = 10
Column Shape = Rectangular
Column Location = Edge
Global X-Coordinate = 0 m
Global Y-Coordinate = 14.14 m

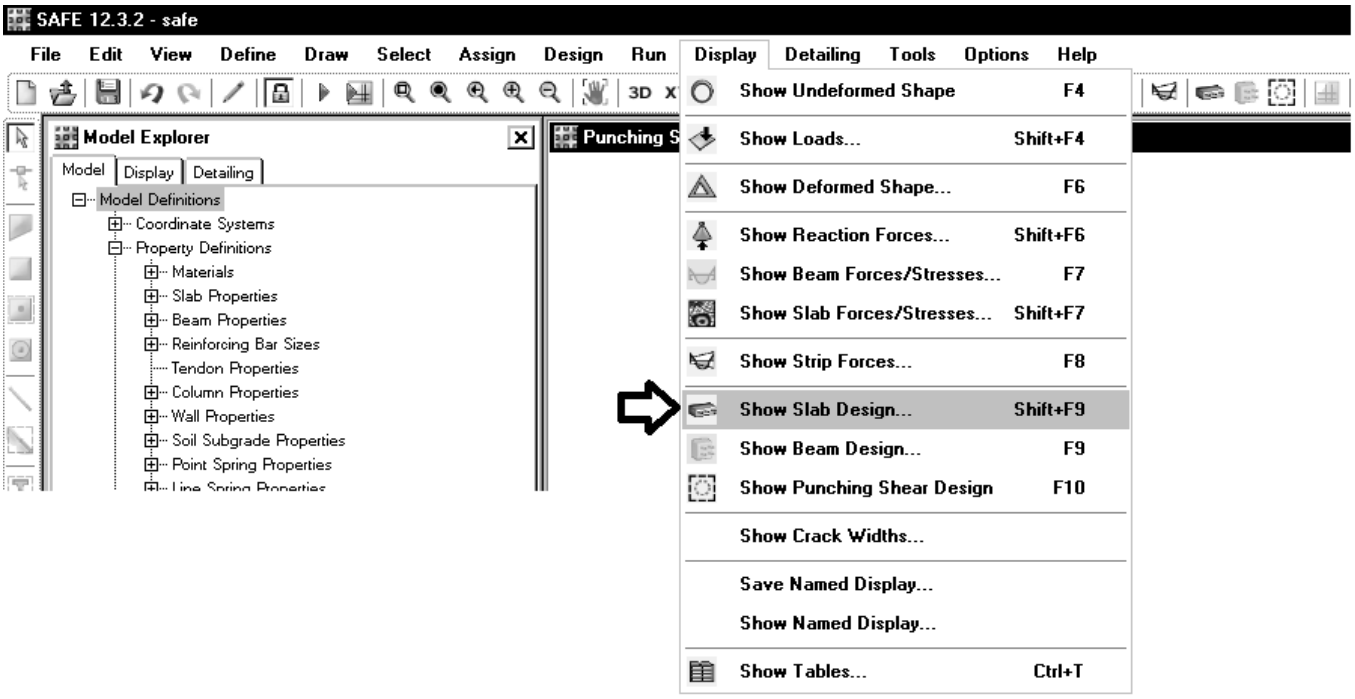
Load Punching Check

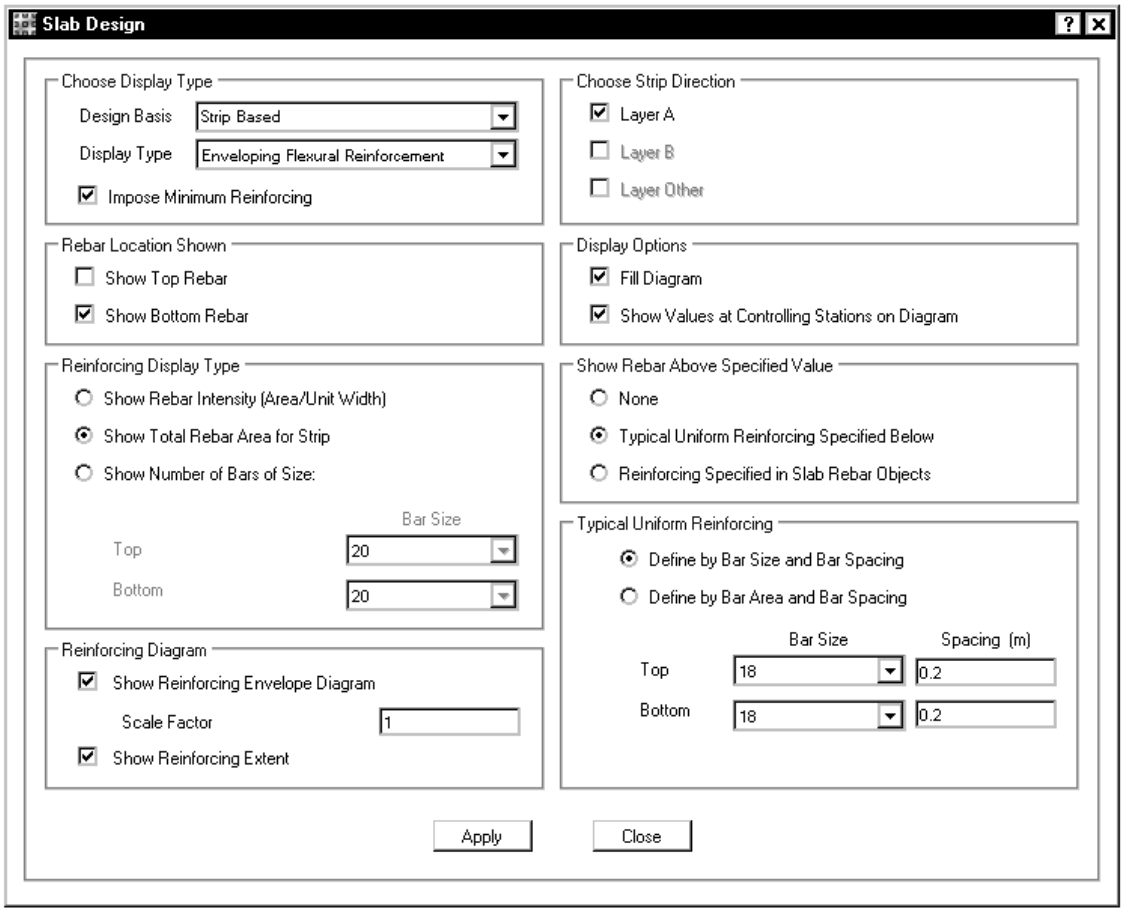
Avg. Eff. Slab Thickness = 1.13 m
Eff. Punching Perimeter = 4.9602 m
Cover = 0.07 m
Conc. Comp. Strength = 3059.15 Tonf/m2
Reinforcement Ratio = 0.0000
Section Inertia I22 = 3.426702 m4
Section Inertia I33 = 2.012085 m4
Section Inertia I23 = -6.384E-15 m4
Shear Force = -654.066 Tonf
Moment Mu2 = -6.68768 Tonf-m
Moment Mu3= -89.21586 Tonf-m
Max Design Shear Stress = 166.68 Tonf/m2
Conc. Shear Stress Capacity = 139.13 Tonf/m2
Punching Shear Ratio = 1.20



Column Punching Perimeter

۱۶-۱۶- نمایش آرماتورهای خمشی



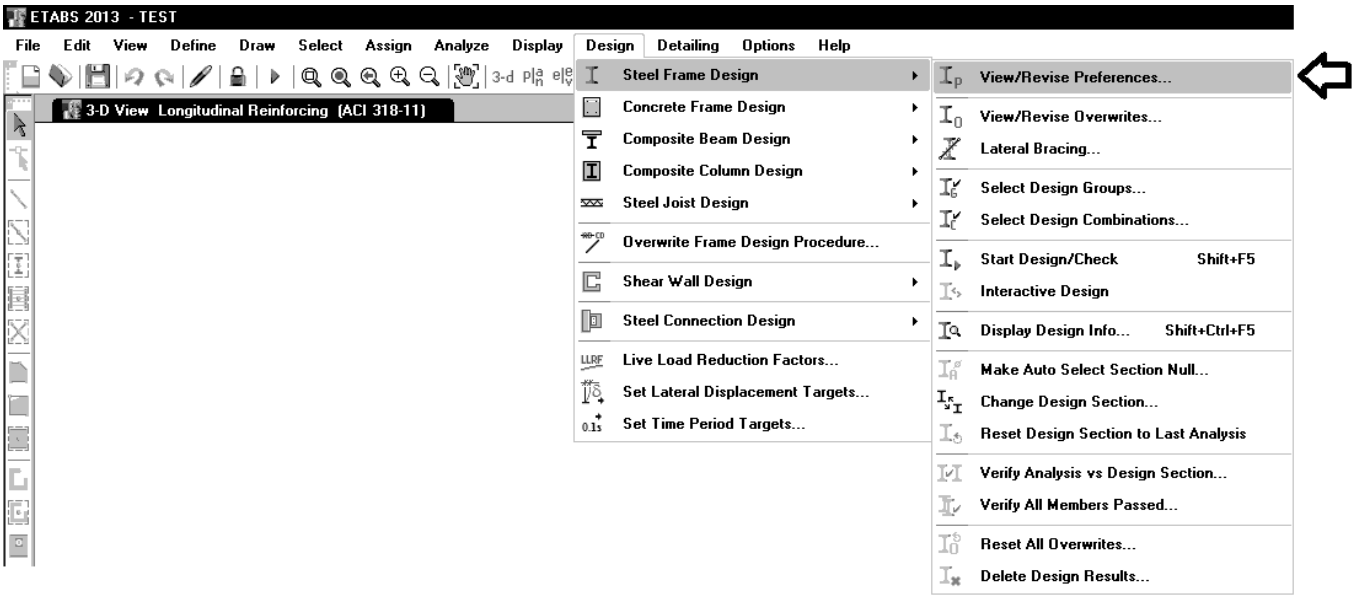


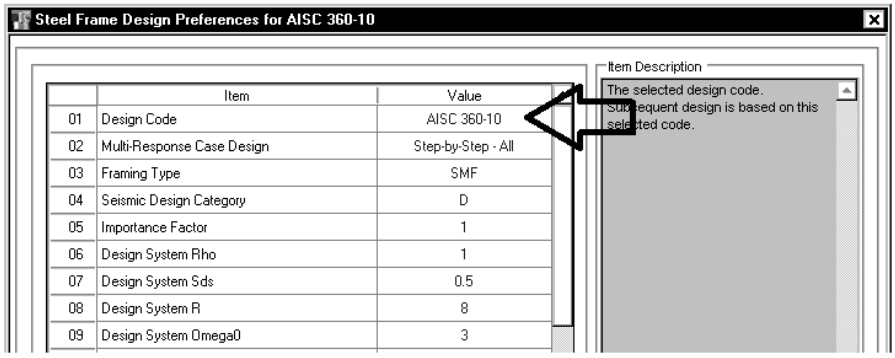
۱۷-طراحی سازه های فولادی

۱۷-۱- انتخاب آیین نامه

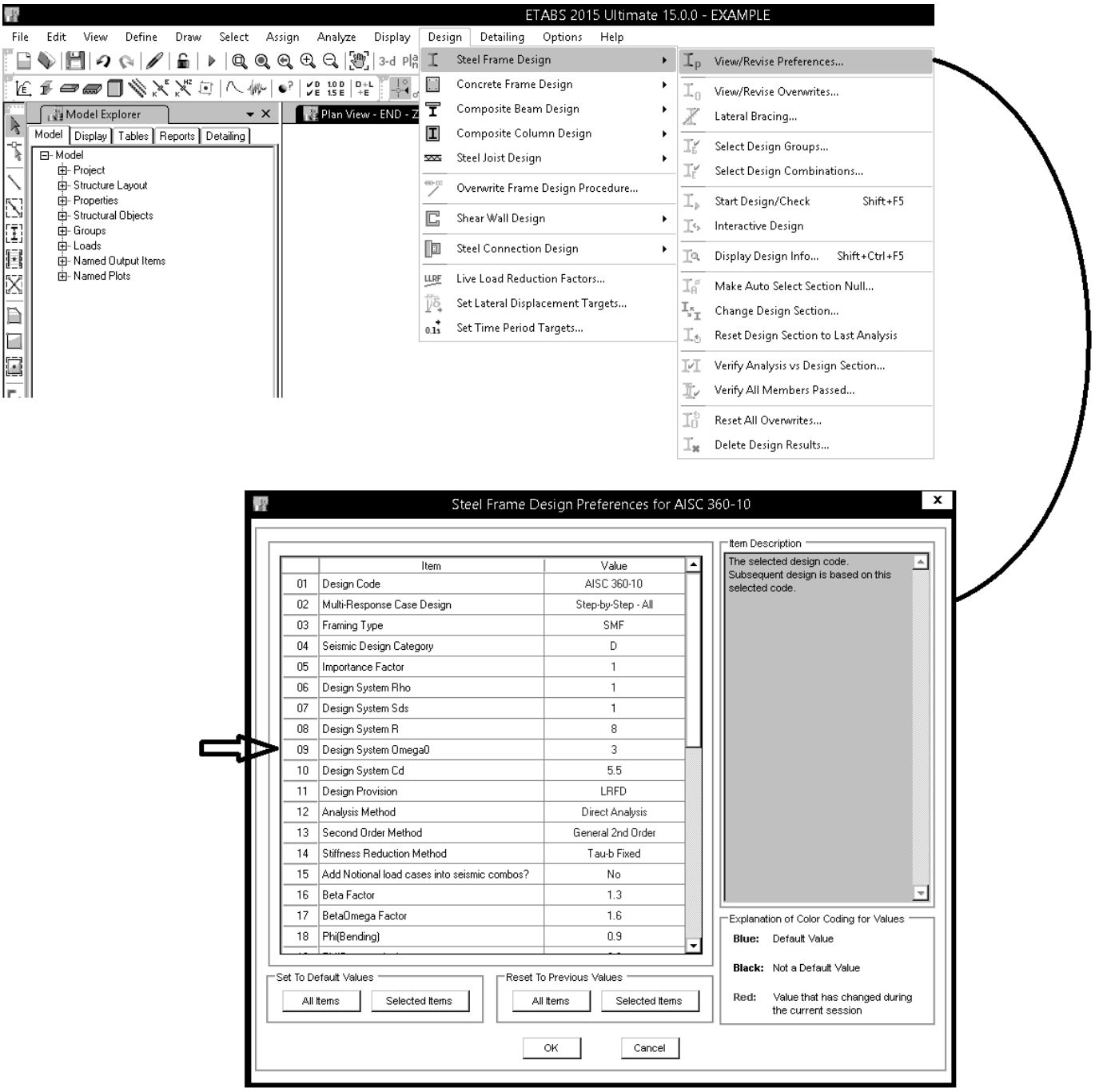
ضوابط مربوط به طراحی به روش حالت حدی (LRFD) در مبحث دهم ایران تشابه زیادی با روش حالت حدی AISC-LRFD-2010 دارد (قسمت عمده آن ترجمه همین آیین نامه می باشد).

با توجه به اینکه در ویرایش ۹۲ مبحث دهم روش ASD حذف شده است، تنها گزینه ممکن استفاده از AISC2010 می باشد.



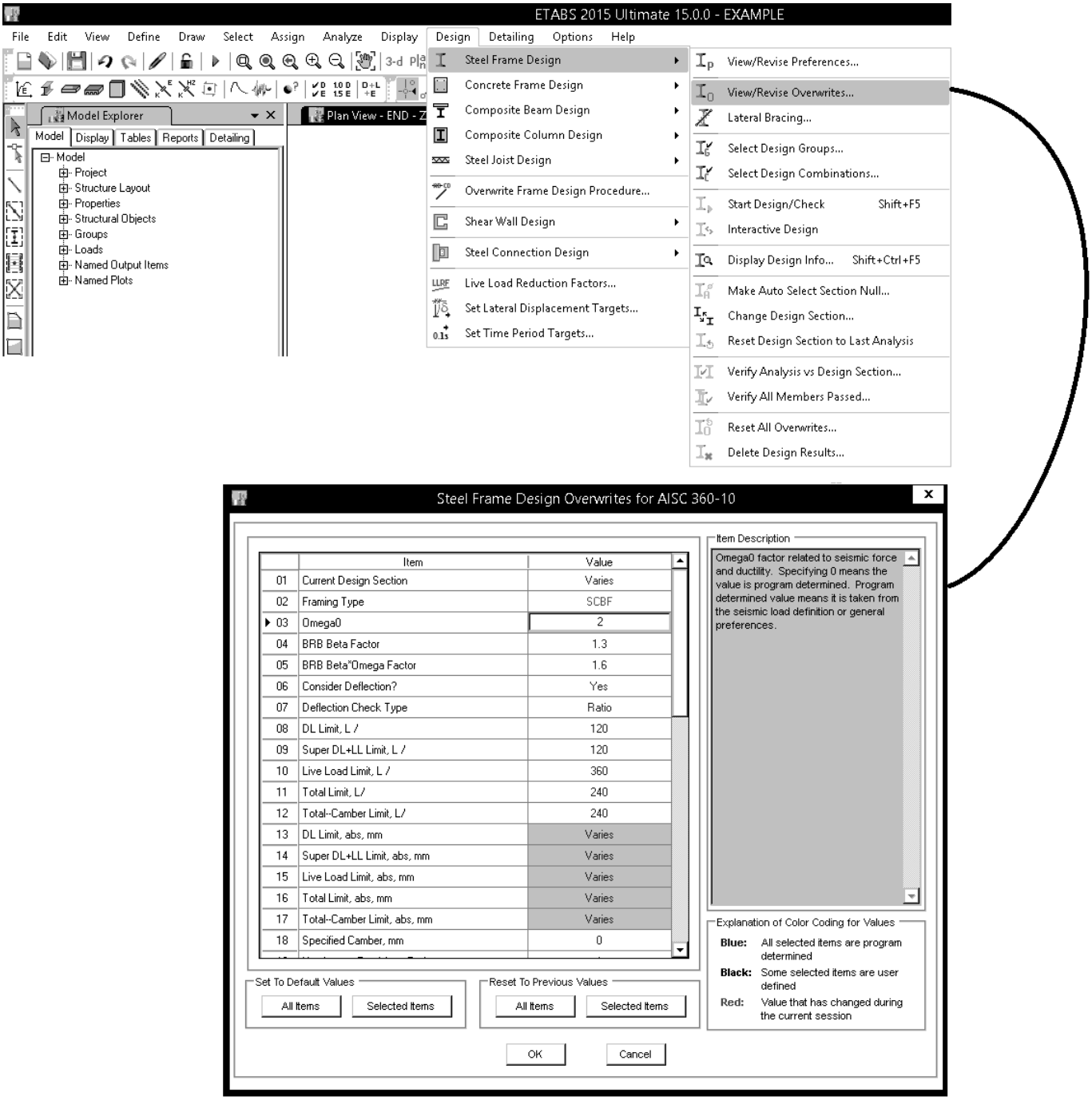


۱۷-۲- تنظیم ضریب اضافه مقاومت در سازه های فولادی (Ω_0)



سوال: اگر یک سازه فولادی در راستای X قاب ساده بادبندی شده ($\Omega_0 = 2$) باشد و در راستای Y دارای قاب خمشی ($\Omega_0 = 3$) باشد چه باید کرد؟

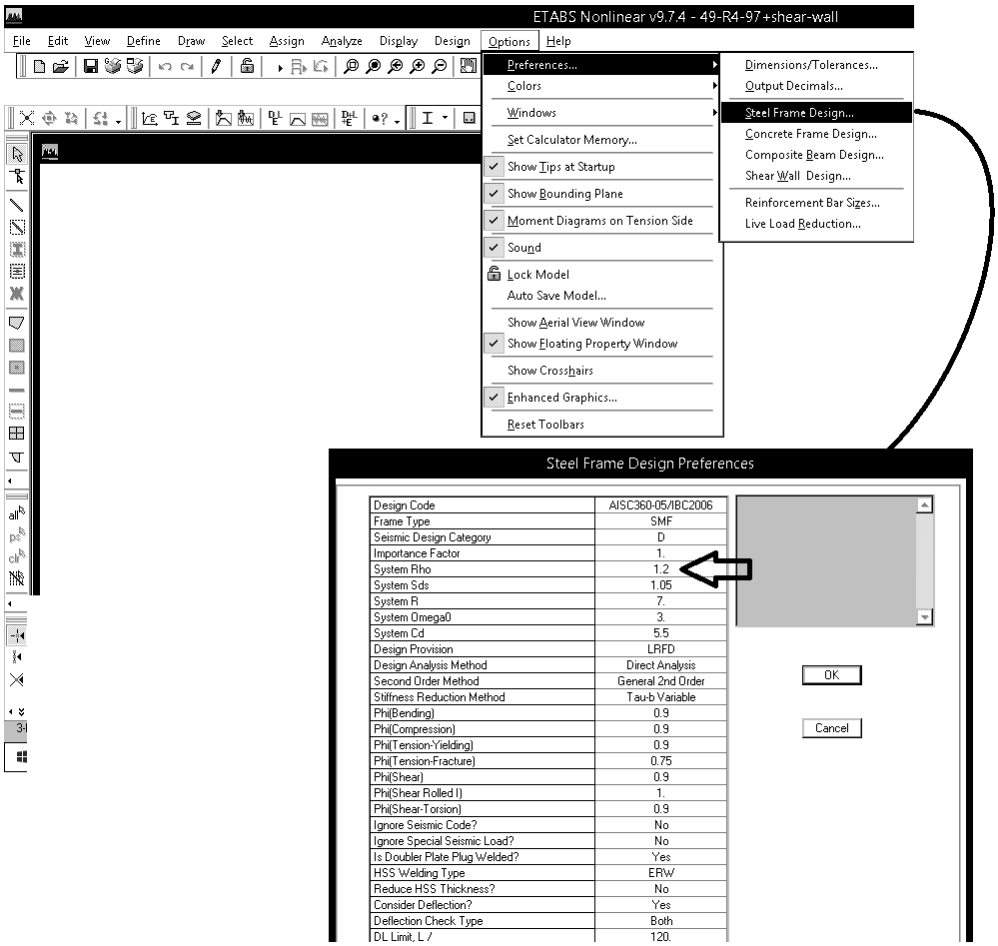
پاسخ: اگر یک طرف قاب خمشی و طرف دیگر بادبند باشد، می توانید در قسمت preferences (مطابق شکل فوق) که مربوط به تنظیمات کل اعضا می باشد، ضریب امگا را برابر ۳ وارد نمایید و سپس بادبند ها را انتخاب کرده و از طریق overwrites (مطابق شکل زیر) مقدار امگای بادبندهای انتخاب شده را برابر ۲ وارد نمایید.



ایراد کار: در روش فوق ستونهایی که متصل به بادبند هستند دارای امگای دوگانه هستند یعنی زلزله مربوط به جهت بادبندی شده باید با امگای ۲ و زلزله مربوط به راستای قاب خمشی باید با امگای ۳ محاسبه شود. اگر امگای این ستون را به صورت محافظه کارانه ۳ وارد نمایید، با توجه به بالا بودن زلزله راستای بادبند، امکان دارد خیلی دست بالا طراحی شوند.

برای این ستونها امکان تعریف امگا به صورت هوشمند وجود ندارد و اگر نخواهید دست بالا طراحی شوند، می توانید زلزله های EX و EY را از ابتدا به صورت افزایش یافته تعریف نمایید و امگا را کلا ۱ وارد نمایید. مثلا اگر در راستای x بادبند همگرای ویژه دارید و در راستای y قاب خمشی می باشد، می توانید هنگام تعریف زلزله EX را به صورت $2 \times EX$ تعریف کرده و EY را نیز به صورت $3 \times EY$ تعریف نمایید و مقدار امگا را کلا ۱ وارد نمایید. البته در این حالت باید در تمامی ترکیب بارهای عادی ضرایب زلزله ها را کاهش دهید.

۱۷-۳- تعیین ضریب نامعینی در سازه های فولادی



۱۷-۴- ترکیب بارهای سازه فولادی

خوشبختانه ترکیب بارهای طراحی سازه های فولادی در ویرایش سال ۹۲ مبحث ششم مطابق با ترکیب بارهای ASCE7-10 می باشد و بنابراین به راحتی می توان از ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار استفاده کرد. تنها تفاوت در ضریب بار باد می باشد که در ساختمانها معمولا بار باد حاکم نمی باشد. در صورتی که بار باد حاکم باشد (مانند سوله ها) می توان در قسمت load case ضریب بار باد را به جای 1 برابر 1.4 تعریف کرد.

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

۱) ۱٫۴D

۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]

۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S

۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)

۷) ۰٫۹D+۱٫۰E

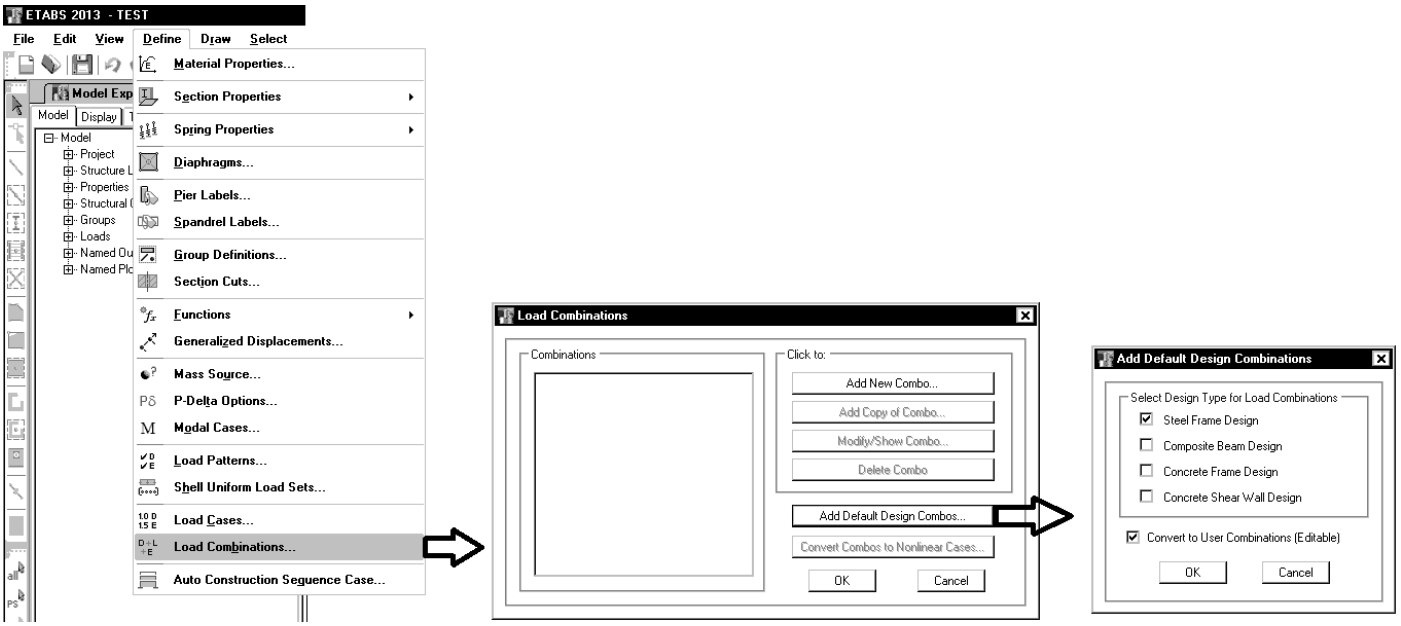
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T

۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

2.3.2 Basic Combinations

Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations:

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. $0.9D + 1.0E$



پس از افزودن ترکیب بارهای پیش فرض باید آنها را اصلاح نمایید:

۱- در تمامی ترکیب بارهای لرزه ای، بار EV باید افزوده شود

۲- ضریب بار LRED0.5 در ترکیب بارهای لرزه ای باید به 0.5 تغییر یابد.

۳- ترکیب بارهای فشار خاک (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

۴- ترکیب بارهای حرارت (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

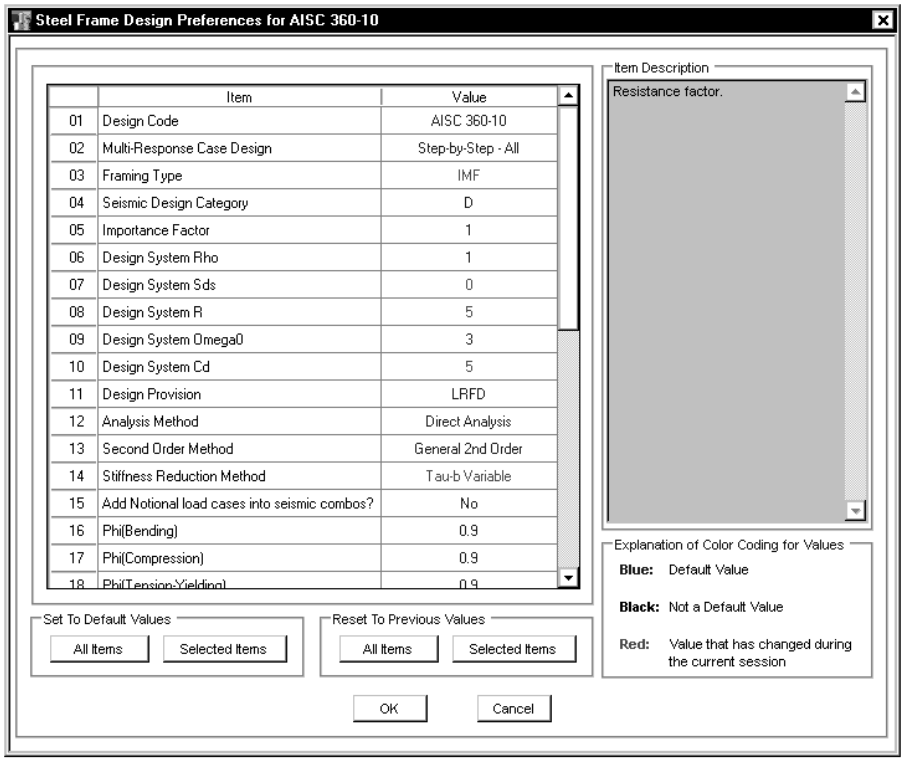
جدول زیر ترکیب بارها را پس از اصلاح آنها نشان می دهد.

- در ترکیب بارهای زیر فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم و ضریب نامعینی ρ برابر یک می باشد.

در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام به تنهایی شامل سه زلزله هستند.

UDStlS1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NSX
UDStlS6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NSX
UDStlS7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+1.6NPARTY+0.5NSY
UDStlS8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-1.6NPARTY-0.5NSY
UDStlS9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NLROOFX
UDStlS10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NLROOFX
UDStlS11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+1.6NPARTY+0.5NLROOFY
UDStlS12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-1.6NPARTY-0.5NLROOFY
UDStlS13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDStlS21	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV
UDStlS22	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV
UDStlS23	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV
UDStlS24	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV
UDStlS25	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV
UDStlS26	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV
UDStlS27	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV
UDStlS28	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV
UDStlS29	0.69D+0.69SD +(EXALL+0.3EY)-EV
UDStlS30	0.69D+0.69SD -(EXALL+0.3EY)-EV
UDStlS31	0.69D+0.69SD +(EXALL-0.3EY)-EV
UDStlS32	0.69D+0.69SD -(EXALL-0.3EY)-EV
UDStlS33	0.69D+0.69SD +(EYALL+0.3EX)-EV
UDStlS34	0.69D+0.69SD -(EYALL+0.3EX)-EV
UDStlS35	0.69D+0.69SD +(EYALL-0.3EX)-EV
UDStlS36	0.69D+0.69SD -(EYALL-0.3EX)-EV

۱۷-۵- تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD

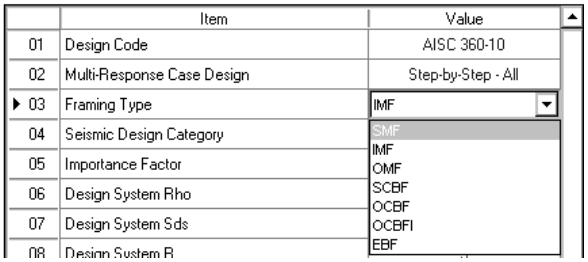


	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Phi(Bending)	0.9
17	Phi(Compression)	0.9
18	Phi(Tension-Yielding)	0.9

:Frame Type

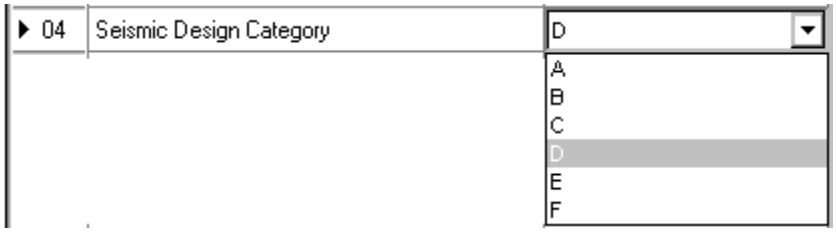
سوال: در صورتی که سازه در یک جهت بادبندی شده باشد و در جهت دیگر قاب خمشی کدام مورد باید انتخاب شود؟

پاسخ: می توان در این قسمت IMF و یا SMF را (بر حسب مورد) انتخاب کرد. سپس بادبندها را در مدل انتخاب نموده و با استفاده از Design\Steel Frame Design\View-Revise Overwrites نوع آنها را تغییر داد.



:Seismic category

اگر یکی از سه مورد D, E, F انتخاب شود، نشان دهنده لرزه خیز بودن منطقه بوده و ایتبس ضوابط لرزه ای را در مورد آن اعمال می کند. پیش فرض خود برنامه D می باشد که با توجه لرزه خیز بودن تمام مناطق ایران بهتر است آنرا تغییر ندهید.



:Importance factor

ضریب اهمیت سازه می باشد که بر اساس بندهای زیر باید انتخاب شود. برای سازهای اداری و مسکونی برابر یک می باشد.

۶-۱-۵ گروه‌بندی ساختمان‌ها و سایر سیستم‌های سازه‌ای

۶-۱-۵-۱ گروه‌بندی خطرپذیری

ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها باید بنا بر میزان خطرپذیری جانی، سلامت و رفاهی که بر اساس میزان آسیب یا خرابی و با توجه به کاربری آنها مطابق جدول ۶-۱-۱ تعیین می‌شود، برای اعمال بار سیل، باد، برف، زلزله و یخ دسته‌بندی گردند. به هر ساختمان یا سیستم سازه‌ای بایستی بالاترین گروه خطرپذیری ممکن اختصاص یابد. حداقل نیروهای طراحی برای سازه‌ها باید براساس ضرایب اهمیت ارائه شده در جدول ۶-۱-۲ که از آن در سایر فصول این مبحث استفاده شده، تعیین گردد. اختصاص گروه‌های خطرپذیری مختلف به یک ساختمان یا سیستم سازه‌ای برای انواع مختلف شرایط بارگذاری (برای نمونه، باد یا زلزله) امکان‌پذیر است.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

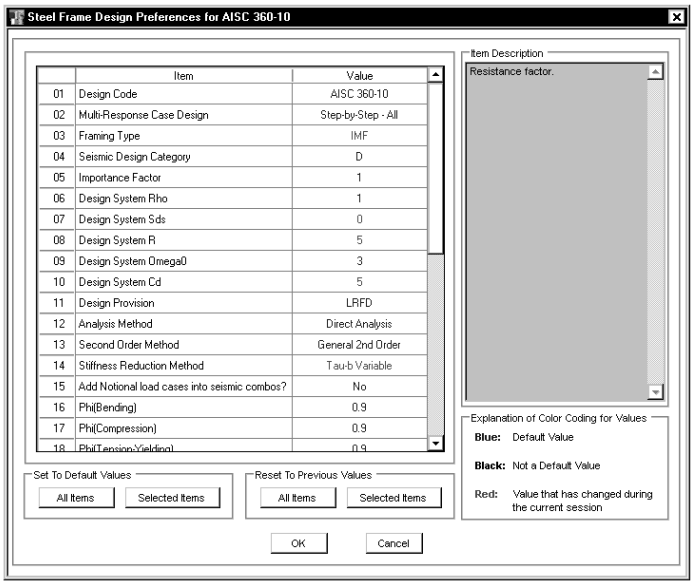
گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

جدول ۶-۱-۱ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بار سیل، باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها
۱	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که به عنوان تاسیسات ضروری طراحی می‌گردند و وقفه در بهره‌برداری از آن‌ها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در امداد و نجات موثر باشد. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آن‌ها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه‌مدت یا دراز مدت خواهد گردید. هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده، پردازنده، فروشنده یا ترتیب دهنده مقادیری از مواد شیمیایی یا زباله‌های بسیار خطرناک با توجه به ضوابط قانونی موجود باشند که انتشار این مواد منجر به خطری برای عموم شود، مشمول این گروه خطرپذیری می‌باشد. سایر ساختمان‌ها و سیستم‌های سازه‌ای که برای حفظ عملکرد ساختمان‌های گروه خطرپذیری ۱ موردنیاز می‌باشند.
۲	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد. ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لکن خرابی آن‌ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می‌شود. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تاسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لیکن خرابی آن‌ها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، مراکز گازرسانی، انبارهای سوخت و یا هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده، پردازنده، فروشنده یا ترتیب‌دهنده مقادیری از موادی مانند سوخت‌های خطرناک، موادشیمیایی خطرناک، زباله‌های خطرناک و یا مواد منفجره باشند که با توجه به ضوابط قانونی موجود، انتشار گسترده این مواد سمی و مضر منجر به خطری برای عموم نمی‌شود (مطابق بند۶-۱-۵-۳).
۳	کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های مشمول این مبحث که جزو ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند مانند ساختمان‌های مسکونی، اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.
۴	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی و خسارات مالی نسبتاً کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغداری. ساختمان‌ها و سایر سازه‌های موقتی که مدت بهره برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.

:Design system Cd

ضریب بزرگنمایی جابجایی ناشی از زلزله طرح می باشد که بر اساس جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ تعیین می شود.

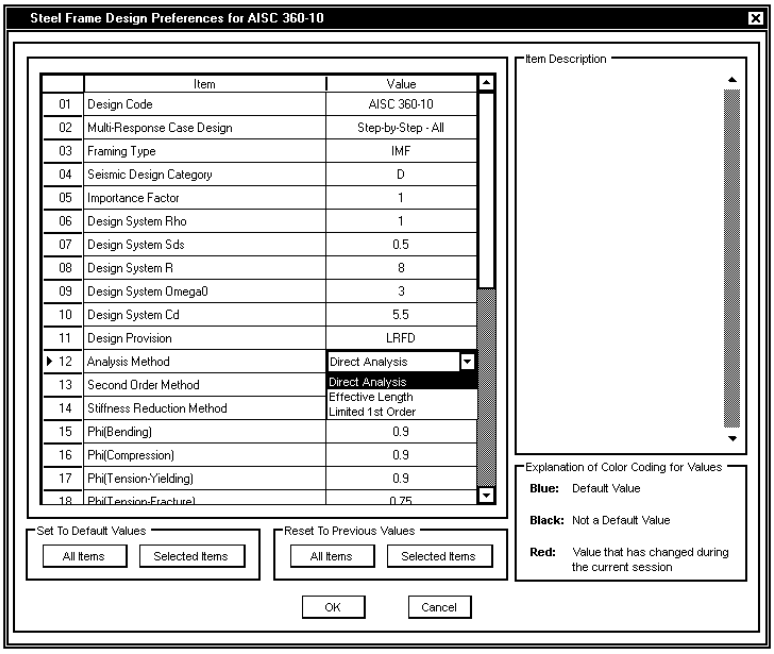


۱۷-۶- تعیین Design analysis method

روش Direct Analysis (روش تحلیل مستقیم) یک روش جدید برای تحلیل و طراحی سازه های فولادی می باشد که دقیق تر و کارامد تر از روش طول موثر می باشد. در این روش ضرایب K (ضریب طول موثر) برابر یک منظور می شود و عملا نیازی به محاسبه ضریب K نیست.

به خصوص در موارد خاصی که ایتبس قادر به محاسبه دقیق مقدار K ستونها نیست، این روش مفید خواهد بود.

توصیه می شود برای دقت بیشتر مطابق شکل زیر Direct Analysis انتخاب شود.



Effective Length Method

For structures exhibiting small second-order effects, the effective length method may be suitable. The effective length approach relies on two main assumptions, namely, that the structural response is elastic and that all columns buckle simultaneously. The effective length method also relies on a calibrated approach to account for the differences between the actual member response and the 2nd-order elastic analysis results. The calibration is necessary because the 2nd-order elastic analysis does not account for the effects of distributed yielding and geometric imperfections. Since the interaction equations used in the effective length approach rely on the calibration corresponding to a 2nd-order elastic analysis of an idealized structure, the results are not likely representative of the actual behavior of the structure. However, the results are generally conservative. In the AISC 360-05/IBC 2006 code, the effective length method is allowed provided the member demands are determined using a second-order analysis (either explicit or by amplified first-order analysis) and notional loads are included in all gravity load combinations. *K*-factors must be calculated to account for buckling (except for braced frames, or where $\Delta 2/\Delta 1 < 1.0$, $K = 1.0$)

Direct Analysis Method

The Direct Analysis Method is expected to more accurately determine the internal forces of the structure, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC 2.2, App. 7.3(3). Additionally, the Direct Analysis Method does not use an effective length factor other than $k = 1.0$. The rational behind the use of $k = 1.0$ is that proper consideration of the second-order effects (P-Δ and P-δ), geometric imperfections (using notional loads) and inelastic effects (applying stiffness reductions) better accounts for the stability effects of a structure than the earlier Effective Length methods.

۱۰-۲-۱-۵ الزامات تحلیل و طراحی

به طور کلی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن، به‌کار 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 اعضاء 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 ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

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

(۴) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شدهٔ ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی (K=۱) تعیین شود.

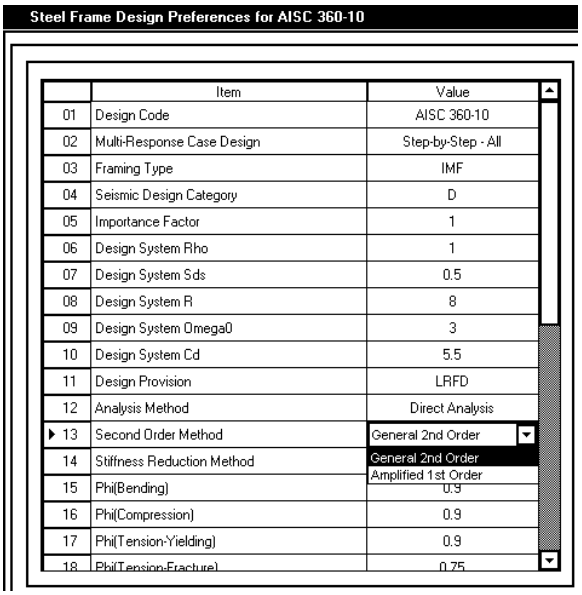
۱۷-۷- تعیین Second Order Method

برای تعیین آثار مرتبه دوم یکی از دو روش آنالیز مرتبه دوم (General 2nd Order) و یا تشدید مرتبه اول (Amplified 1st Order) انتخاب شود.

روش General 2nd Order دقیق تر از روش تشدید می باشد.

با توجه به متن زیر (که از manual ایتبس گرفته شده است) اگر روش تشدید لنگر انتخاب شود، مقدار ضریب B2 باید توسط کاربر کنترل شود. در حالیکه در روش General 2nd Order نیازی به ضرایب B1 و B2 نمی باشد.

بنابراین بهتر است روش General 2nd Order انتخاب شود.



Within each of the categories, the user can choose the method to calculate the second-order effects, namely, by a *General Second Order Analysis* or an *Amplified First Order Analysis*. When the **amplified first-order** analysis is used, the force amplification factors, B_1 and B_2 (AISC C2.1b), 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 C.

۱۷-۸- تعیین Stiffness Reduction Factor

در بند زیر از مبحث دهم ایران نحوه محاسبه Tau-b تشریح شده است:

۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ تنظیمات سختی اعضاء

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 کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضاء (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش ۰/۸ یک ضریب کاهش اضافی τ_β نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = ۰/۸\tau_b EI \qquad (۱۰-۲-۱-۴)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۱۰-۲-۱-۶

$$\tau_b = \begin{cases} ۱/۰ & \frac{P_u}{P_y} \le ۰/۵ \\ ۴\frac{P_u}{P_y}\left(۱ - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > ۰/۵ \end{cases} \qquad (۱۰-۲-۱-۶)$$

در رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۶ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

(۳) به جای استفاده از τ_β متغیر در رابطه ۱۰-۲-۱-۶ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضاء، می‌توان مقدار τ_β را برای کلیهٔ نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر $۰/۰۰۱Y_i$ به کلیهٔ طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ 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 اعضاء 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 اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضاء و کف‌ها و

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.5
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Phi(Bending)	Tau-b Variable
16	Phi(Compression)	Tau-b Fixed
17	Phi(Tension-Yielding)	No Modification
18	Phi(Tension-Fracture)	0.9
		0.75

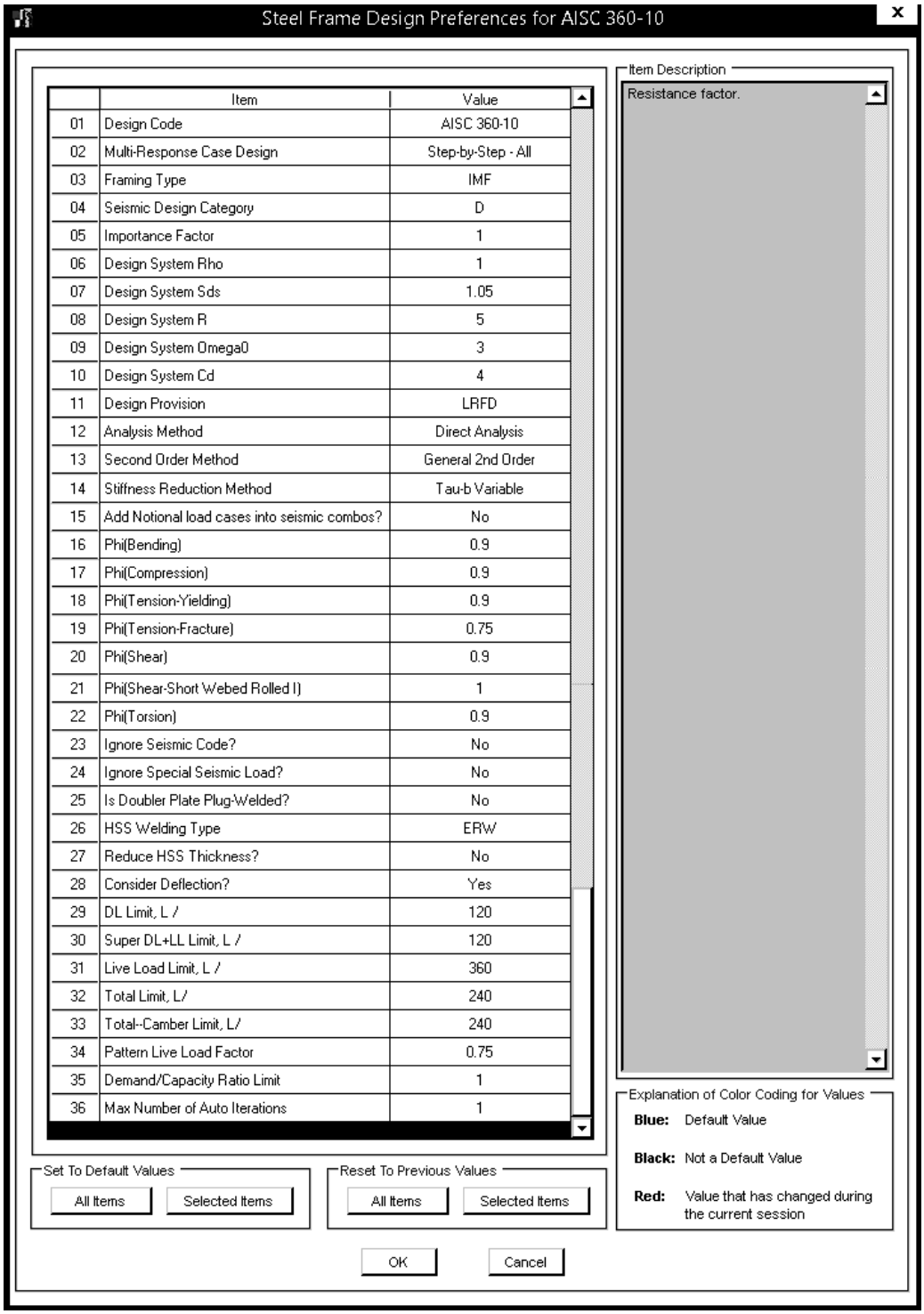
با توجه به بند فوق در صورت استفاده از Tau-b Fixed باید ضریب بارهای فرضی جانبی (Notional load) به جای 0.002 برابر 0.003 وارد شود.

برای اینکه بار جانبی فرضی نیاز به تغییر نداشته باشد، بهتر است که Tau-b Variable را انتخاب کنیم.

Option1: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Variable
Option2: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Fixed
Option3: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Variable
Option4: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Fixed

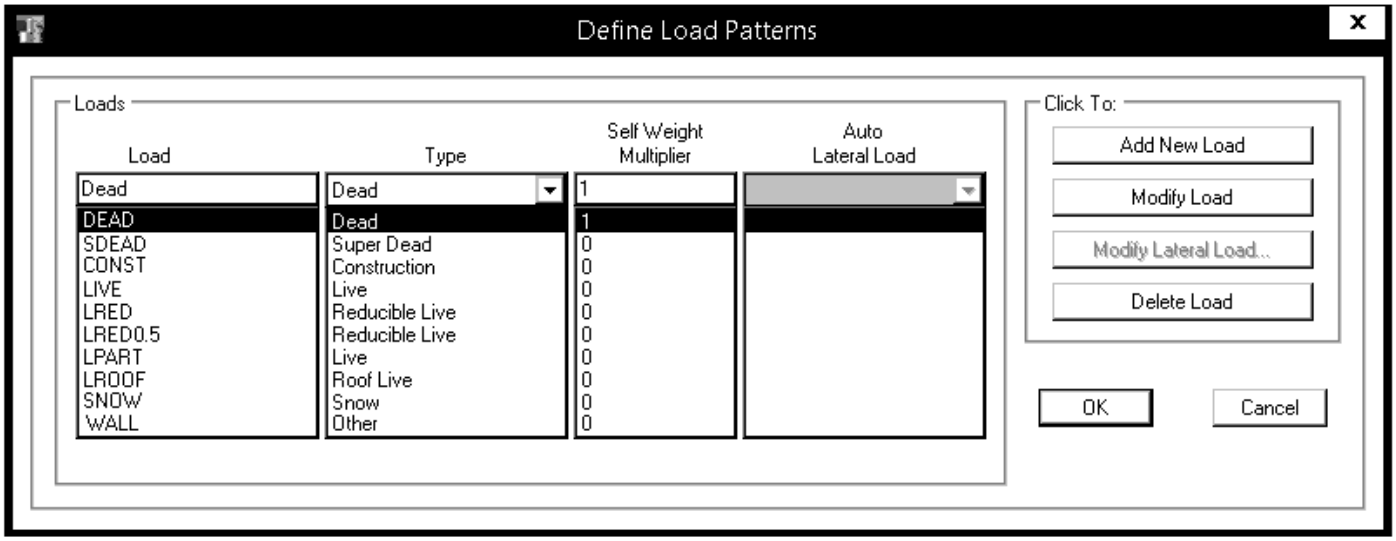
When the user selects one of the options available under the Direct Analysis Method, the user must further choose how the stiffness reduction factors for *EI* and *AE* are to be considered. For options 1 and 3, Table 2-1, the stiffness reduction factors (Tau-b) are variable because they are functions of the axial force in the members, while for methods 2 and 4, the stiffness reduction factors are fixed (0.8), and not a function of axial force. If the user desires, the stiffness reduction factors (Tau-b) can be overwritten. **When options 2 and 4 are used, a higher notional load coefficient (0.003) must be used compared to methods 1 and 3 for which the notional load coefficient is 0.002**. Also, all the direct analysis methods (methods 1 through 4) allow use of *K*-factors for sway condition (K_2) to be equal to 1, which is a drastic simplification over the other effective length method.

شکل زیر نمونه تکمیل شده را نشان میدهد. فرض شده است سیستم باربر جانبی سازه قاب خمشی متوسط فولادی (IMF) بوده و در یک شهر با A=0.35 واقع شده است و ضریب اهمیت آن برابر یک است.



	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.05
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	4
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Phi(Bending)	0.9
17	Phi(Compression)	0.9
18	Phi(Tension-Yielding)	0.9
19	Phi(Tension-Fracture)	0.75
20	Phi(Shear)	0.9
21	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
22	Phi(Torsion)	0.9
23	Ignore Seismic Code?	No
24	Ignore Special Seismic Load?	No
25	Is Doubler Plate Plug-Welded?	No
26	HSS Welding Type	ERW
27	Reduce HSS Thickness?	No
28	Consider Deflection?	Yes
29	DL Limit, L /	120
30	Super DL+LL Limit, L /	120
31	Live Load Limit, L /	360
32	Total Limit, L/	240
33	Total--Camber Limit, L/	240
34	Pattern Live Load Factor	0.75
35	Demand/Capacity Ratio Limit	1
36	Max Number of Auto Iterations	1

۱۷-۹- تعریف بار Super Dead و Construction در سازه های دارای سقف کامپوزیت



سوال: SUPPER DEAD و CONSTRUCTION LOAD در چه مواقعی لازم است تعریف شوند؟

پاسخ: تنها زمانی که سقف کامپوزیت داشته باشیم، برای طراحی تیرچه های سقف کامپوزیت باید بار مرده کف سازی از نوع SUPPER DEAD تعریف شود. همچنین علاوه بر بارهای مرده عادی، بار مرده مربوط به قالب بندی و وزن کارگران به عنوان بار مرده حین ساخت از نوع CONSTRUCTION وارد شود. در سازه هایی که سقف کامپوزیت نداریم، نیازی به تعریف super dead نخواهد بود.

۱۷-۱۰- تعریف بار Notional Load برای سازه های فولادی

طبق مبحث دهم ویرایش سال ۹۲، باید در سازه های فولادی، یک بار جانبی اضافی طبق بند زیر اضافه شود.

علت: اگر ستونی شاقول اجرا نشود، نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی موجب ایجاد لنگر مضاعف در ستون می شوند. برای منظور کردن این لنگر مضاعف، یک بار جانبی در تراز طبقه باید اعمال 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 مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_i=بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

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

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

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

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

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

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

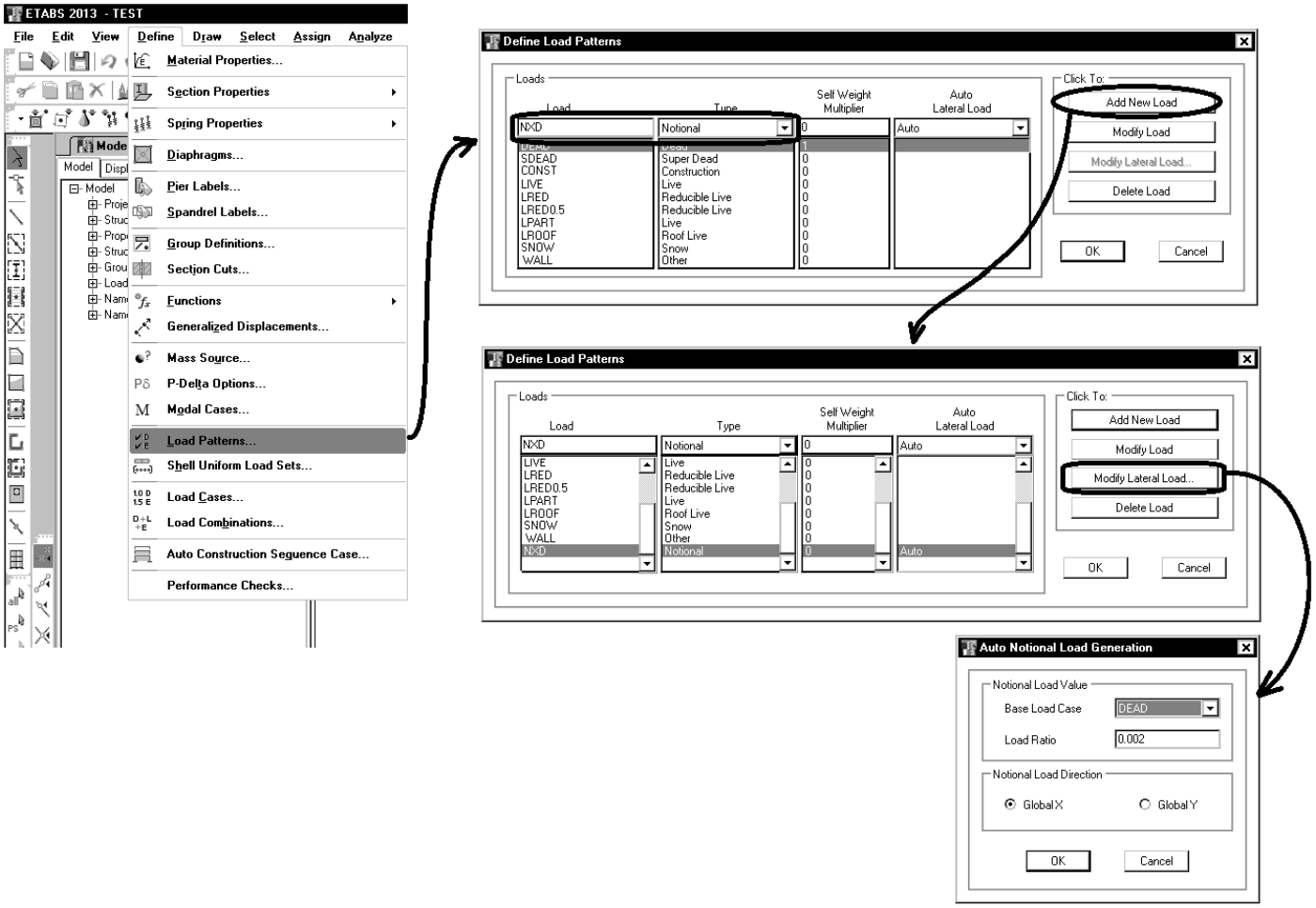
تبصره: کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغیی مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

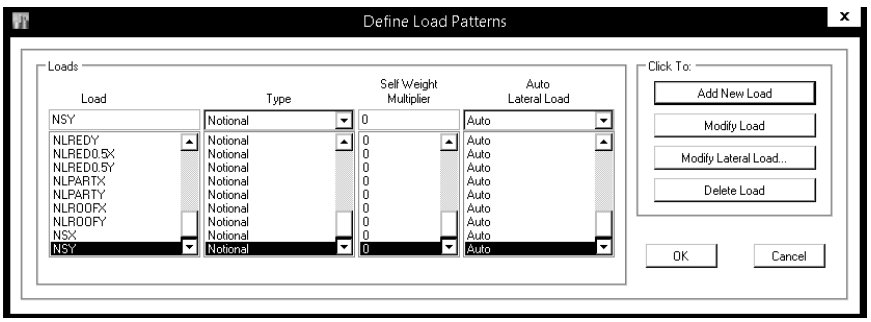
برای هر یک از بارهای ثقلی (DEAD, SDEAD, LIVE, LRED, LRED0.5, LPART, LROOF, SNOW) دو بار از نوع Notional باید تعریف شود: یک بار در راستای x و یک بار دیگر در راستای y.

نکته مهم: تعریف بار Notional تنها زمانی لازم است که سازه فلزی باشد.

لیست بارهای جانبی فرضی به شرح زیر خواهد بود:

NDX
NDY
NSDX
NSDY
NLX
NLY
NLREDX
NLREDY
NLRED0.5X
NLRED0.5Y
NLPARTX
NLPARTY
NLROOFX
NLROOFY
NSX
NSY





۱۷-۱۱- استفاده از Section Designer برای ساخت مقاطع فولادی

- در سازه های فولادی (بر خلاف سازه های بتنی) ضخامت بال و جان تیرها و ستونها نباید بیش از حد مجاز نازک باشد. در غیر این صورت به علت نازکی بیش از حد دچار کمانش موضعی می شوند.
- نرم افزار ایتبس ضخامت اجزای فولادی را چک می کند (قبلا در صورت کار به روش ASD این مورد توسط ایتبس چک نمی شد و کاربر خود وظیفه کنترل ضخامت اجزای تیر و ستون را به عهده داشت).

سوال: آیا برای تعریف مقاطع فولادی قادر به استفاده از SD هستیم؟

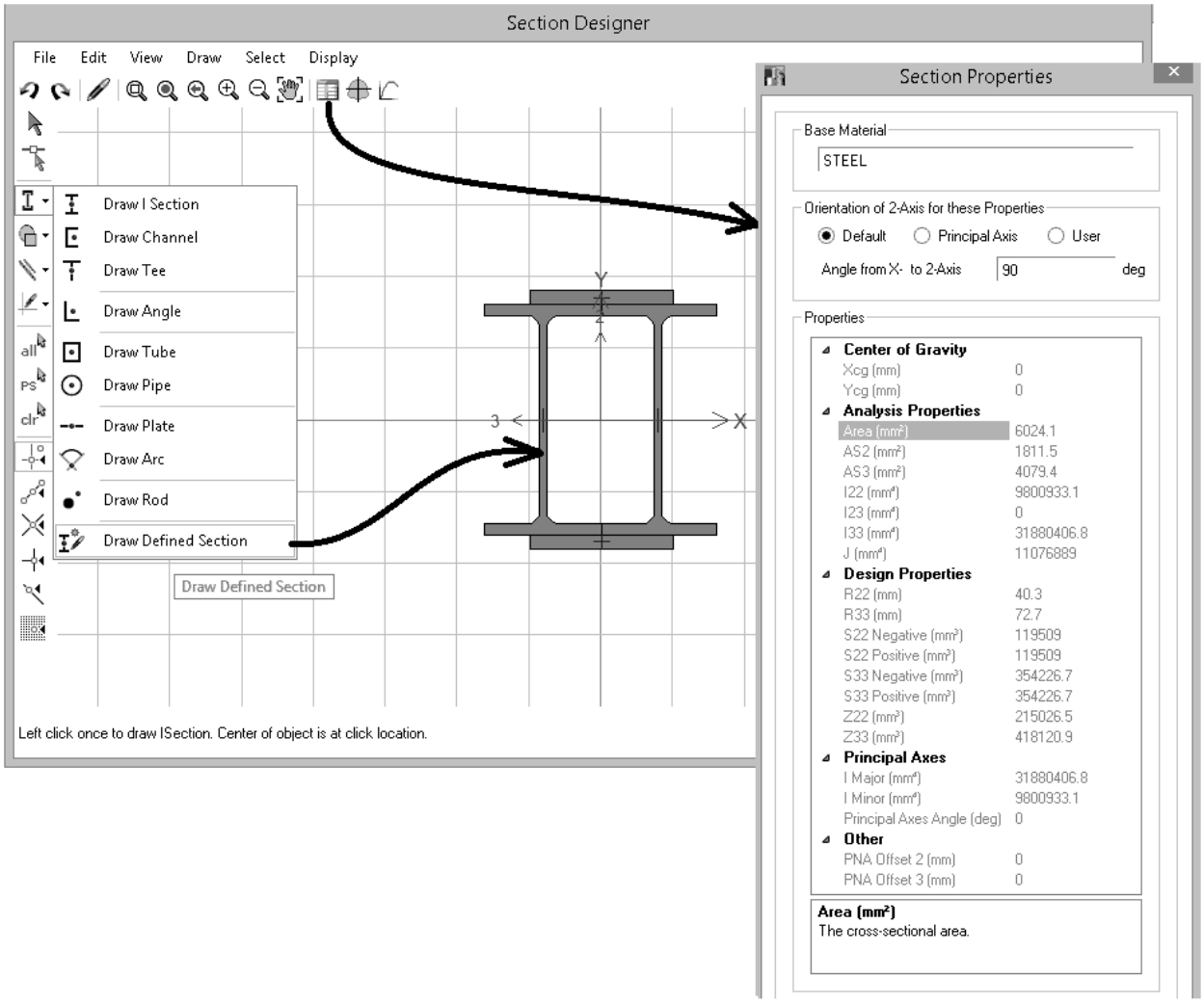
پاسخ: اگر مقطعی در SD تعریف شود، ایتبس قادر به کنترل ضخامت اجزای تشکیل دهنده مقطع (بال و یا جان) نخواهد بود و آنرا از نظر لرزه ای غیر فشرده خواهد شناخت. بنابراین برای اینکه مقاطع فولادی از نظر طراحی قابل قبول باشند، بهتر است در SD تعریف نشوند.

برای اینکه ایتبس به فشردگی مقاطع SD ایراد وارد نکند، مقاطع فولادی را مطابق مراحل زیر تعریف نمایید.

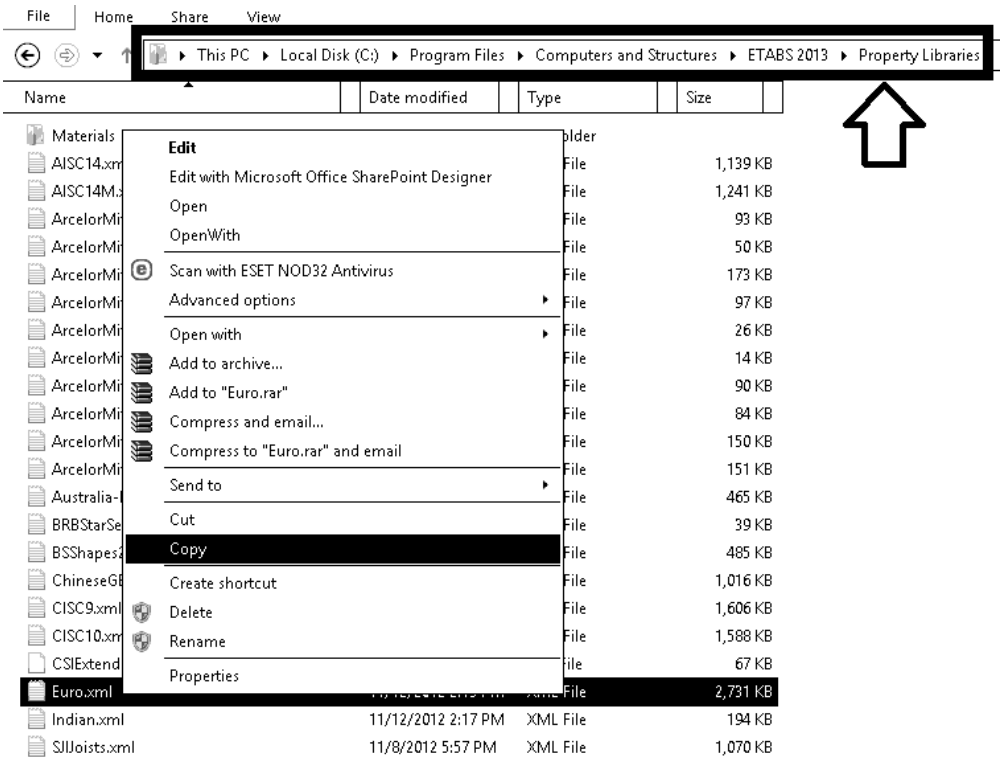
در این مراحل ابتدا مقطع مورد نظر در SD تعریف می شود و سپس مشخصات مقطع تعریف شده (مساحت، ممان اینرسی، ...) در جدول اشتایل ایتبس وارد می شود و پس از تعریف آن در جدول اشتایل، همان مقطع از طریق ایتبس import می شود:

۱- ابتدا باید مقطع در section designer تعریف شود و سپس مشخصات مقطع تعریف شده در SD مطابق شکل خوانده شود.

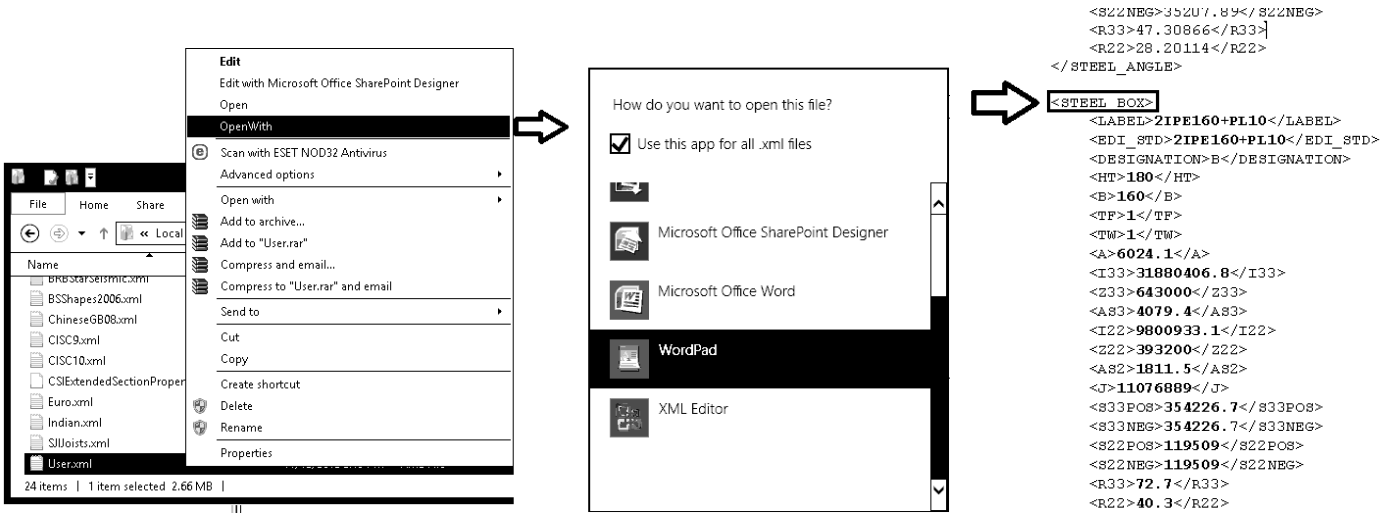
- در ویرایشهای فعلی STABS2013 و ETABS2015.0.0 متاسفانه SD پارامترهای مربوط به مشخصات مقطع را صحیح محاسبه نمی کند که امید می رود در ورژنهای بعدی اصلاح شود.

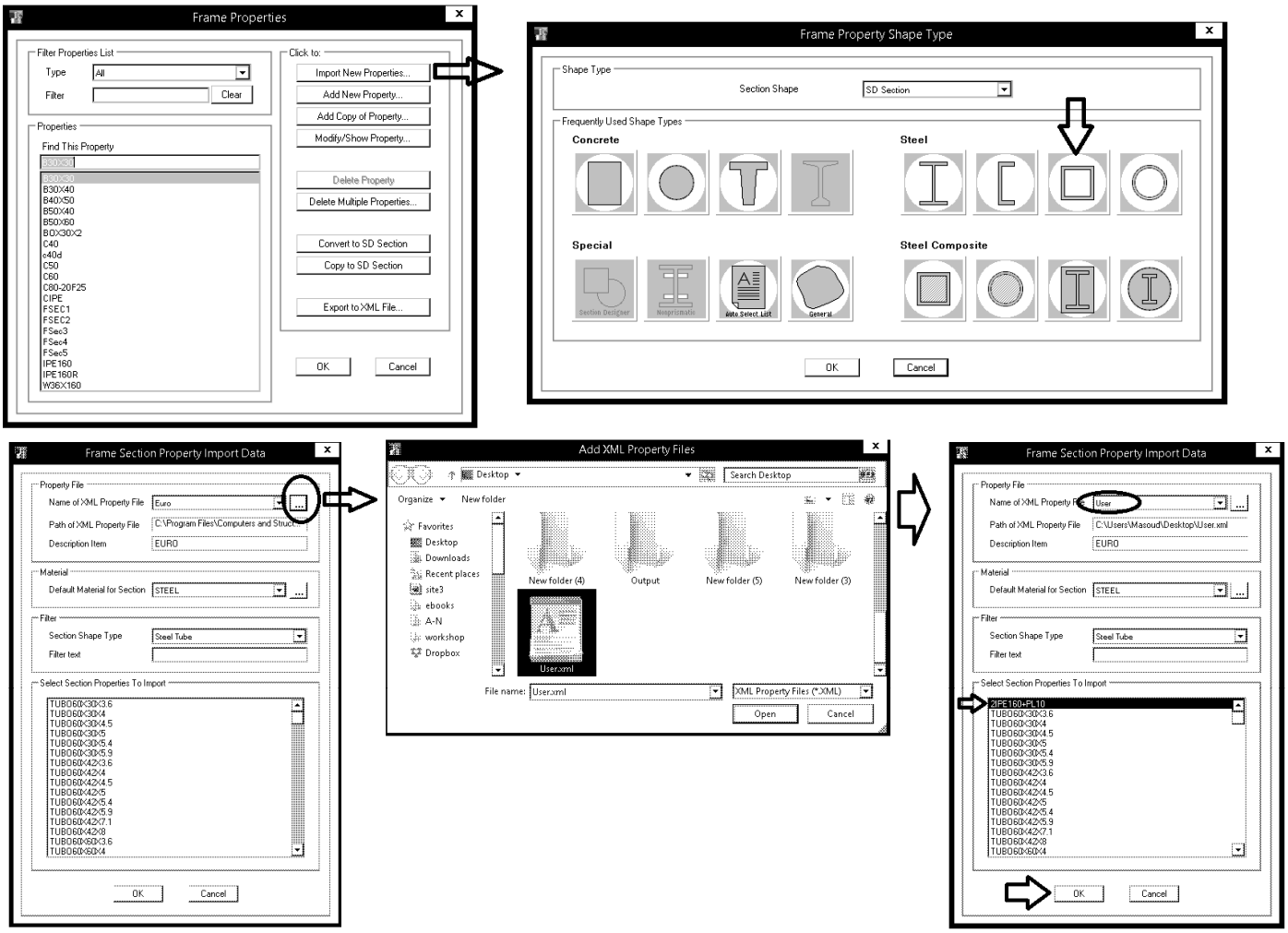


۲- حال باید مشخصات مربوط به مقطع فوق در جدول اشتایل ایتبس وارد شود. از فایل Euro.xml در مسیر زیر یک کپی با نام دیگر مانند User.xml ایجاد کنید:



۳- فایل ایجاد شده را با یک نرم افزار ویرایشی باز نمایید. سپس مشخصات مقطع تعریف شده در Section Designer را در فایل باز شده (User.xmal) وارد نمایید:



در شکل فوق از مقطع باکس برای معرفی مقطع مورد نظر استفاده شده است. ایتبس فشردگی مقطع را بر اساس پارامترهای <HT> ، <B> ، <TF> و <TW> انجام می دهد. مقادیر وارد شده برای این پارامترها تنها برای کنترل فشردگی استفاده می شوند و در محاسبه مشخصات هندسی مقطع مانند مساحت و ... از مقادیر وارد شده استفاده می شود.

۴- پس از اصلاح و save کردن فایل User.xml، مقطع تعریف شده را با استفاده از قسمت import در ETABS بازخوانی نمایید: