www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ارائه کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

بهترین و برترین مقالات روز عمران

انجمن های تخصصی مهندسی عمران

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران

@icivilir

icivil.ir

فیلم های آموزشی طراحی و محاسبات ساختمان

Etabs - Safe

تدریس اختصاصی مهندس سلطان آبادی
(مولف کتابهای مرجع آموزش نرم افزار های Etabs)

بیش از ۴۴ ساعت فیلم آموزشی

- طراحی سازه های فولادی به روش LRFD با نرم افزارهای Etabs و Safe
- طراحی سازه های بتنی با نرم افزارهای Etabs و Safe
- طراحی و محاسبات سقف ها (دال ساده -یوبوت -کوبیاکس و...) با Safe
- مطابق با آخرین تغییرات آیین نامه ها
- تشریح کامل نکات آیین نامه ای حین آموزش

مشاهده سرفصل ها و دانلود نمونه های رایگان ...

طراحی سازه های فولادی و بتنی با نرم افزار های

Etabs 2015 & Safe 2014

یحیی سلمانی

کارشناس ارشد مهندسی عمران-زلزله

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

فهرست مطالب

1-تفسیر نقشه های معماری.....1
2-مدلسازی پروژه.....7
2-1-تعاریف اولیه مدلسازی.....7
2-2-سیستم های باربر جانبی.....25
2-3-انواع سقف های رایج.....27
2-4-دیوار برشی و دیوار حائل.....36
2-5-دیافراگم.....41
2-6-ترسیم اعضای خطی و سطحی.....42
2-7-مدلسازی راه پله.....57
2-8-تکیه گاه.....59
2-9-اختصاص دیافراگم.....60
2-10-انتقال تیر در تراز.....62
2-11-اختصاص نواحی صلب.....63
2-12-تعداد ایستگاه های طراحی اعضا.....65
2-13-ضرایب ترک خوردگی.....66
2-14-تغییر شرایط انتهایی اعضا.....68
2-15-تنظیمات نمایشی.....69

3-بارگذاری ثقلی و جانبی 71

3-1-بارگذاری ثقلی..... 71

-بارگذاری مرده طبقات

-بارگذاری زنده طبقات

-کاهش سربار زنده

-بار Wall

-بار برف

-بارگذاری راه پله

-بارگذاری آسانسور

-بارگذاری فشار خاک و بارگذاری حراراتی

3-2-روش های تحلیل سازه..... 96

-بررسی منظم و نامنظم بودن سازه

-محاسبه ضریب برش پایه استاتیکی

-نیروی جانبی زلزله

4-معرفی الگوهای بار و ترکیب بار طراحی..... 102

-نیروی قائم زلزله

-معرفی انواع الگوهای بار

-اثر متعامد زلزله 30-100

-ترکیب بار عادی و تشدید یافته ی طراحی

5-تنظیمات قبل از تحلیل سازه..... 119

-جرم لرزه ای (Mass Source)

-اثر P-Δ و صرف نظر از آن در سازه های بتنی

-تنظیم پارامترهای آنالیز مودال

-تنظیمات آنالیز سازه

6-نمایش نتایج حاصل از تحلیل سازه.....127

7-تنظیمات طراحی سازه های فولادی.....130

-تنظیمات طراحی سازه های فولادی

-تنظیمات طراحی تیرها

-تنظیمات طراحی ستون ها

-تنظیمات طراحی مهاربندها

-ترکیب بار طراحی

-بررسی نتایج طراحی سازه های فولادی و تیپ بندی مقاطع

8-تنظیمات طراحی سازه های بتنی.....152

-تنظیمات طراحی سازه های بتنی

-ترکیب بار طراحی

-بررسی نتایج طراحی سازه های بتنی و تیپ بندی مقاطع

9-کنترل نهایی سازه.....166

1-9-کنترل تغییر مکان جانبی سازه.....166

2-9-کنترل نامنظمی پیچشی در پلان.....170

3-9-کنترل واژگونی.....172

1-10-مدلسازی پی در Safe.....174

-تعریف مصالح و مشخصات مدل

- دیوار برشی و شمع بتنی

-تکیه گاه خاک

2-10-تعریف الگوهای بار و ترکیب بار.....180

3-10-ترسیم پی نواری و گسترده.....185

4-10-اختصاص پارامترها و تنظیمات طراحی.....188

-بارگذاری

-نوار طراحی

-تکیه گاه خاک

-تنظیمات طراحی

5-10-بررسی تحلیل و طراحی پی.....196

-کنترل فشار خاک

-برش پانچ

-میلگردهای طراحی

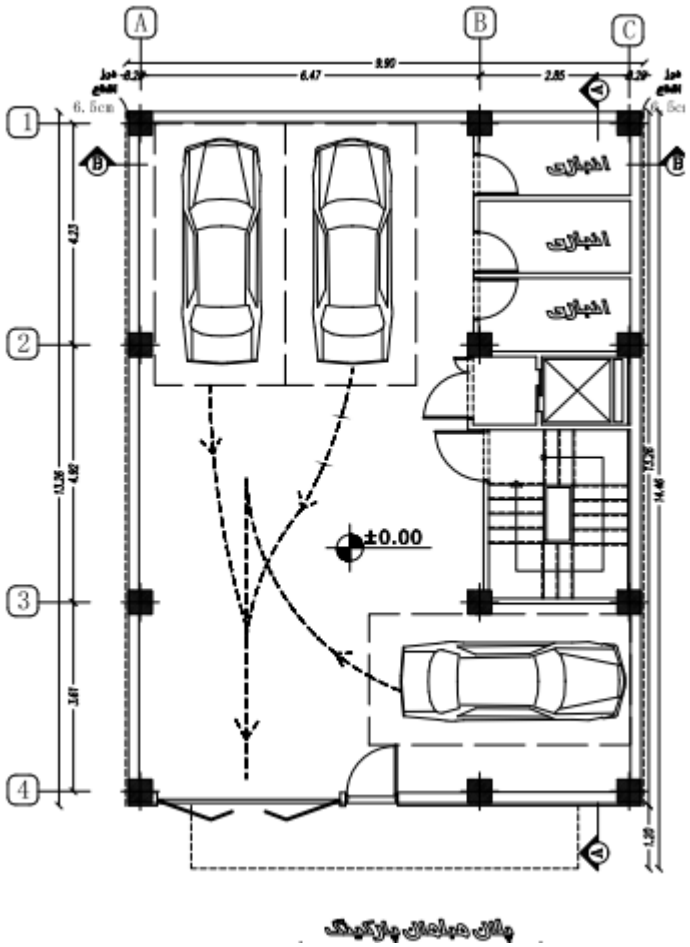
مهندسین و دانشجویان عزیز هرگونه انتقاد یا پیشنهاد در راستای بهبود مطالب جزوه دارند به ایمیل زیر ارسال نمایید تا مطالب ویرایش یا اضافه شود.

Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

eysalmani@gmail.com

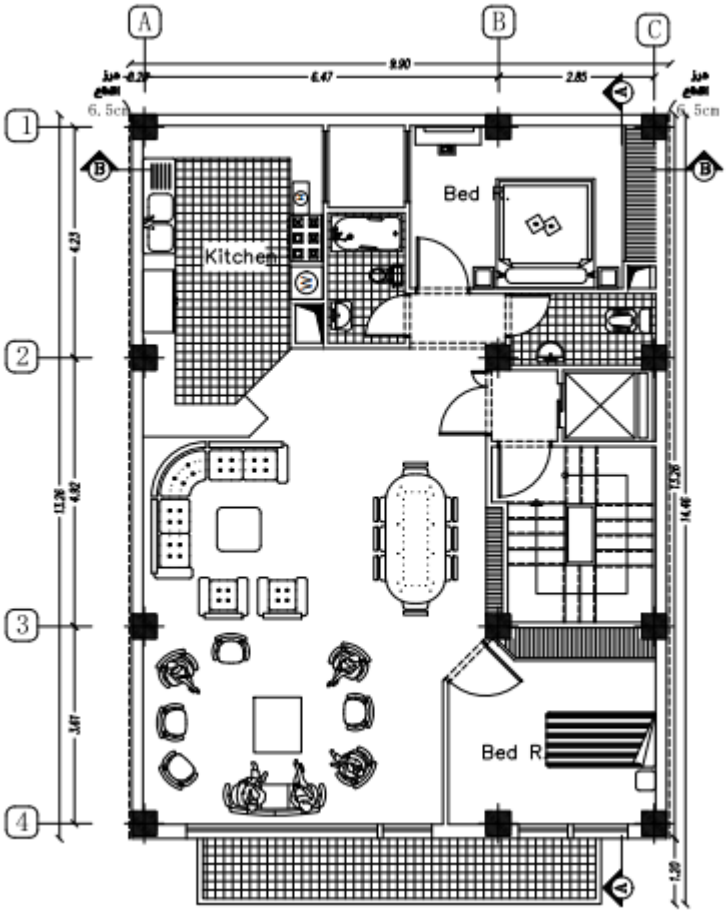
مشخصات کلی پروژه:

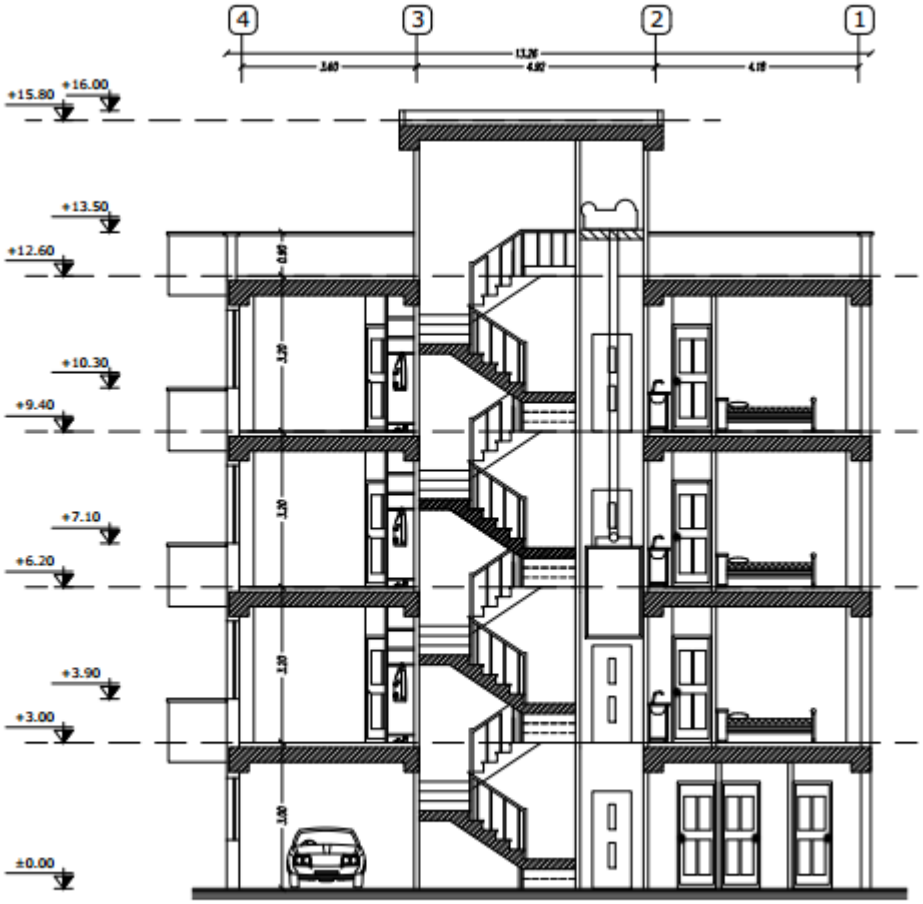
تفسیر نقشه های معماری پروژه:



پلان معماری پارکینگ

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir




4
3
2
1
+16.00
+15.80
+13.50
+12.60
+10.30
+9.40
+7.10
+6.20
+3.90
+3.00
±0.00
A–A برش
Sc.
1:100

تراز پایه:

۳-۳-۱-۲ ترازپایه

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

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

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

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.

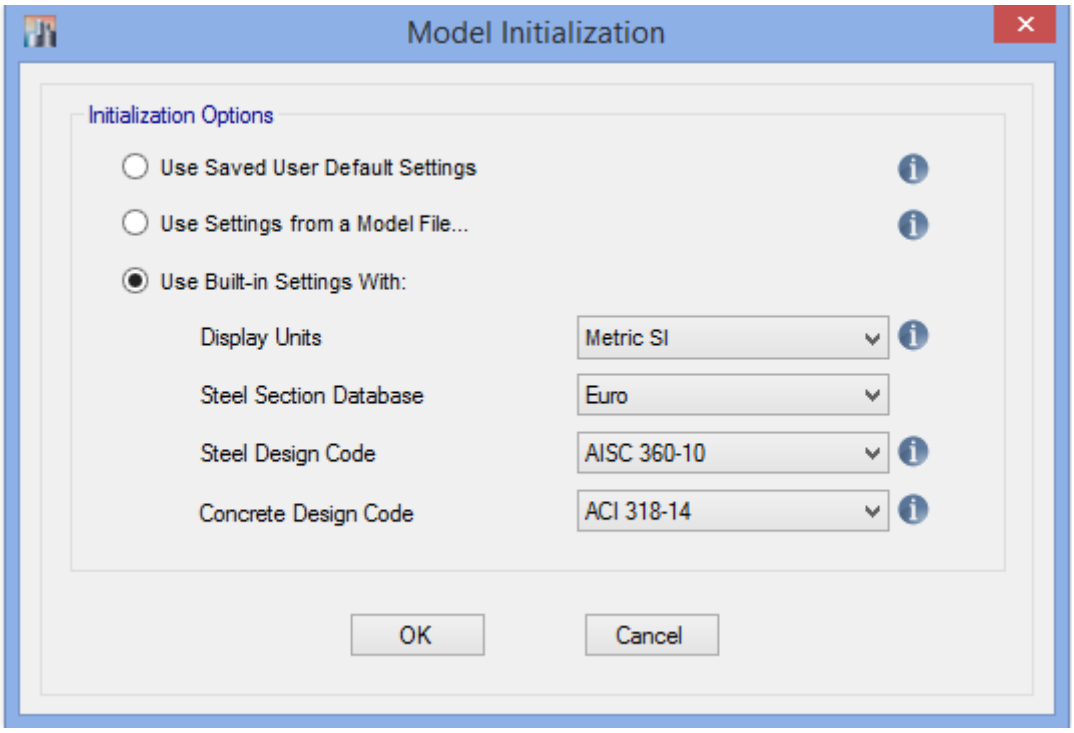
فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

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.

مدل سازی پروژه:

ایجاد مدل جدید:

در پنجره اولیه ETABS روی آیکون NEW MODEL کلیک می کنیم:



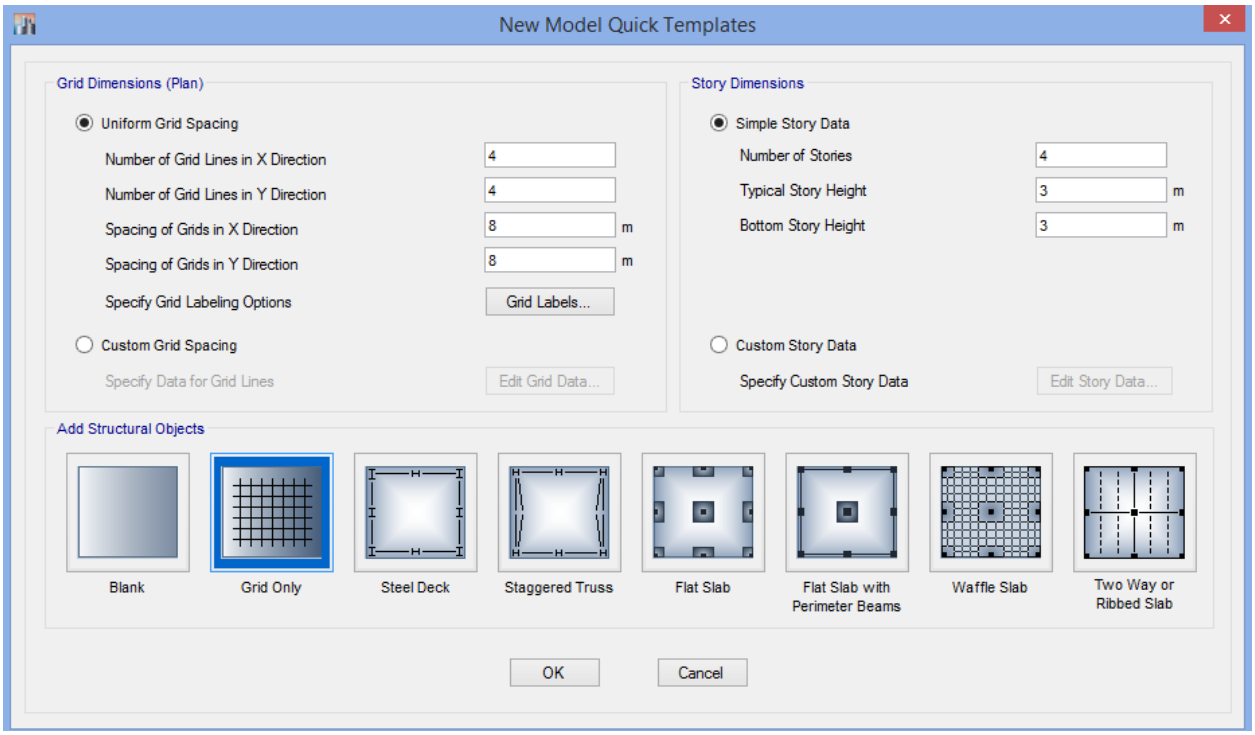
Use saved User Default Settings : تنظیماتی که قبلا برای نرم افزار تعریف کرده ایم

Use Settings From a Model File : از اطلاعات موجود در یک پروژه دیگر که قبلا انجام داده ایم استفاده می کنیم

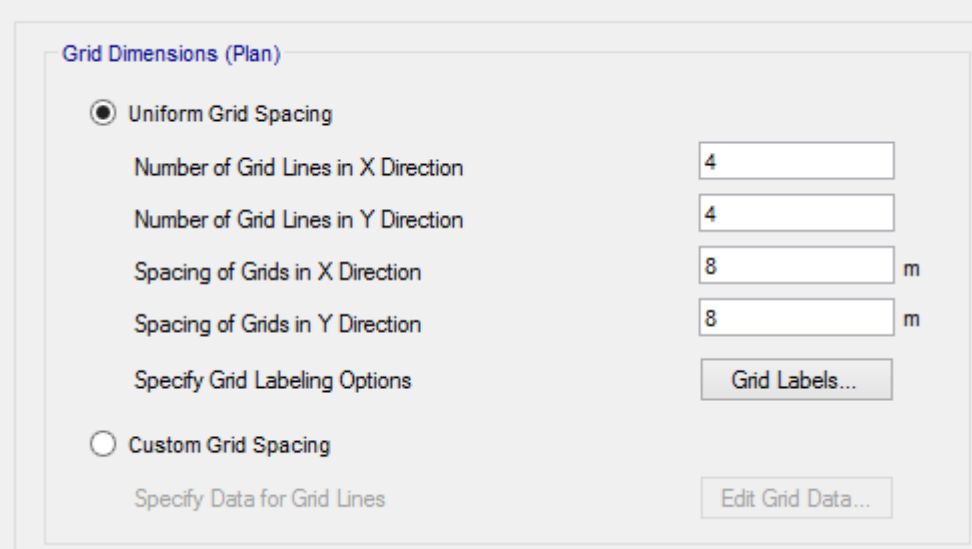
Use Built-in Settings With : از پیشفرض های برنامه برای ساخت مدل استفاده می کنیم.

ایجاد خطوط راهنمای سازه در پلان:

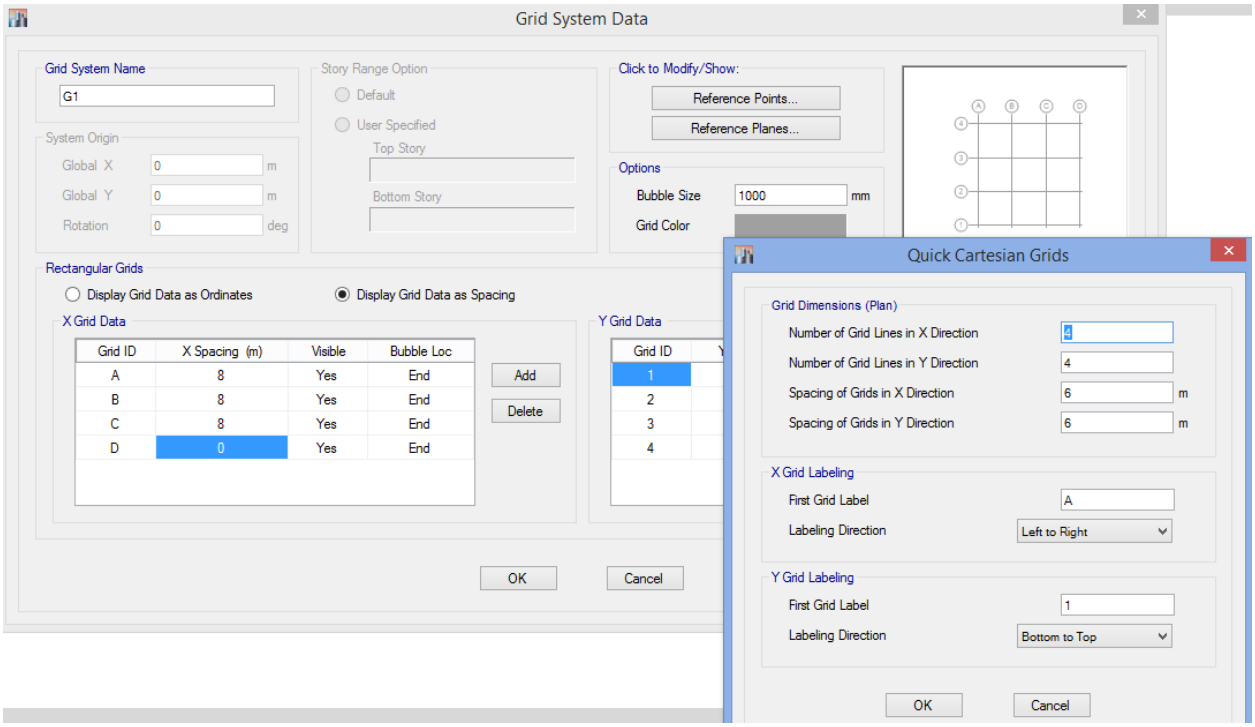
این خطوط مشخصات محورهای ساختمان در پلان و مشخصات ساختمان در ارتفاع می باشد



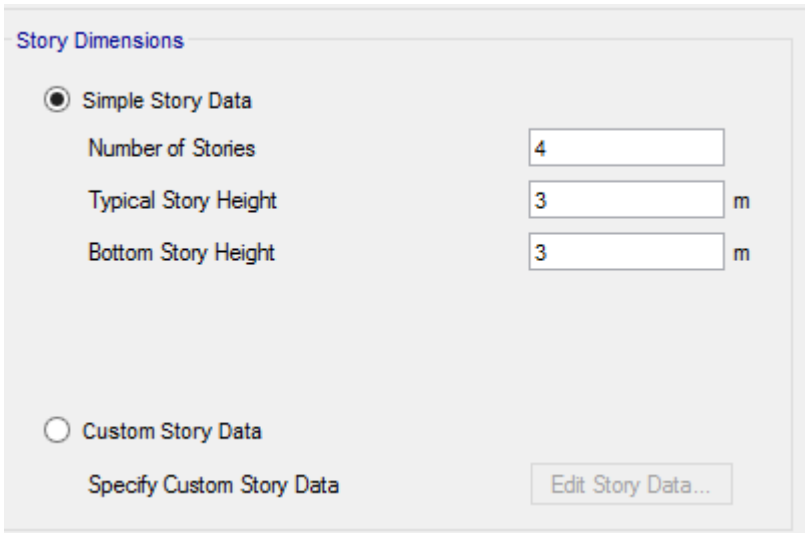
ایجاد خطوط راهنمای سازه پلان:



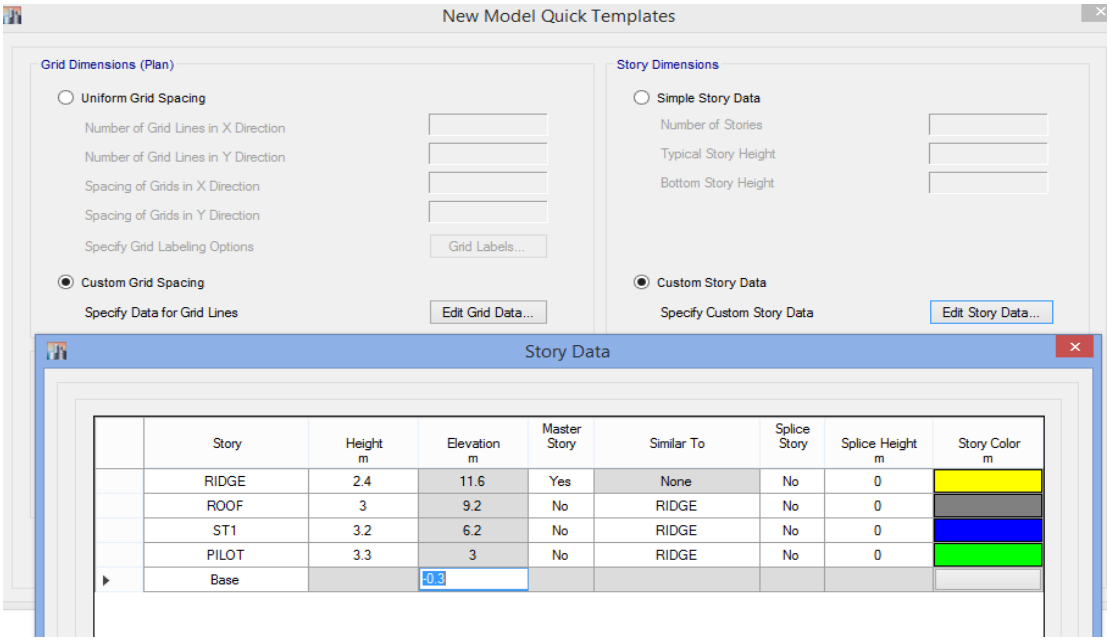
در پروژه ها آکس های معماری فواصل متغییری دارند، برای همین از گزینه Custom Grid Spacing استفاده می کنیم:



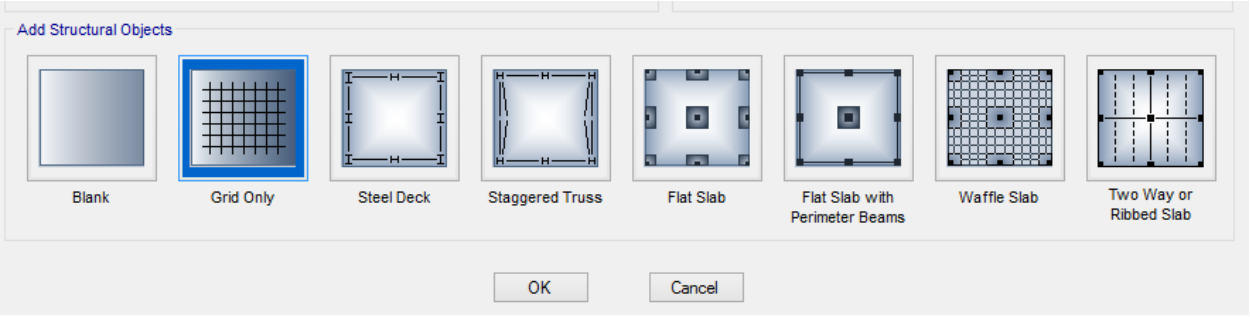
خطوط راهنما سازه در ارتفاع:

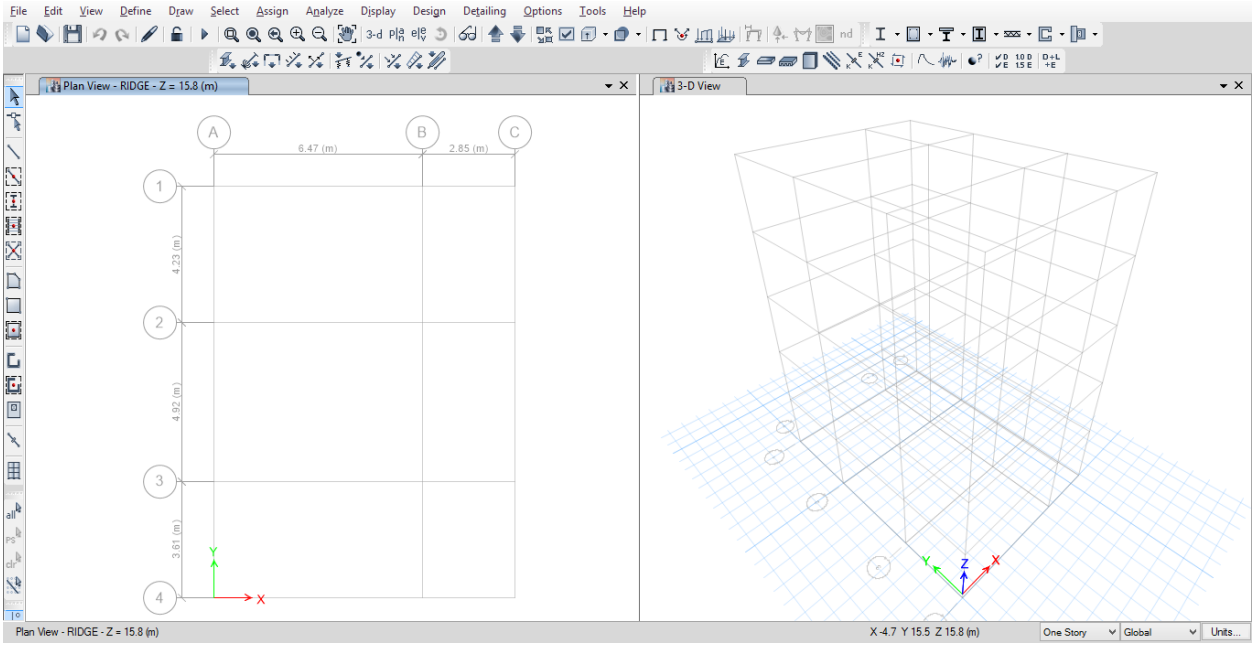


با توجه به اینکه امکان تغییر ارتفاع در طبقات می باشد و از طرفی برای تغییر نام طبقات بایستی از گزینه Custom Story Data استفاده کنیم.

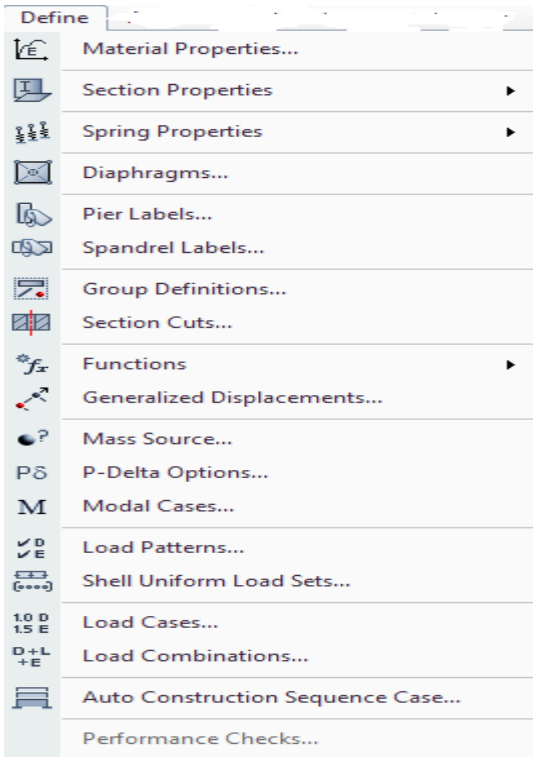


بعد از وارد کردن مشخصات ساختمان(پلان و ارتفاع) در قسمت پایین روی گزینه Grid Only کلیک می کنیم:



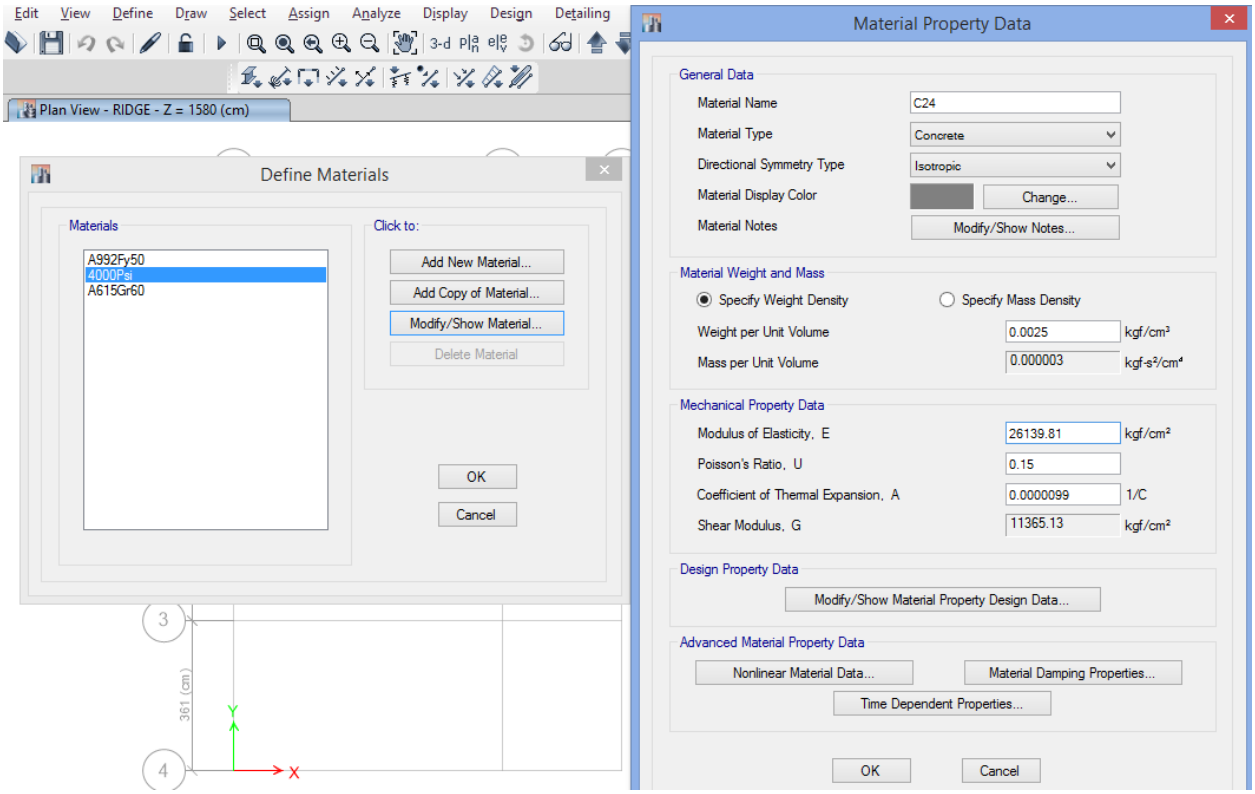


تعریف مشخصات مصالح:



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

مشخصات مصالح بتنی:



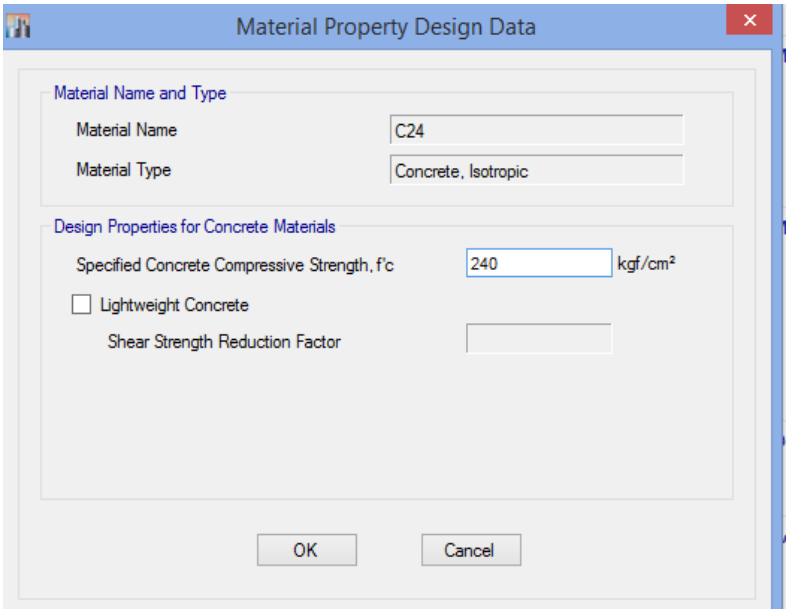
مشخصات وزنی بتن مسلح با شن و ماسه معمولی بر اساس جداول پیوست(6-1) مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برابر است با 2500 کیلو گرم بر متر مکعب.

مدول الاستیسیته برایر است با:

مبحث نهم: $$E=(3300\sqrt{f'_c}+6900)\times(\frac{\gamma}{23})^{1.5}$$

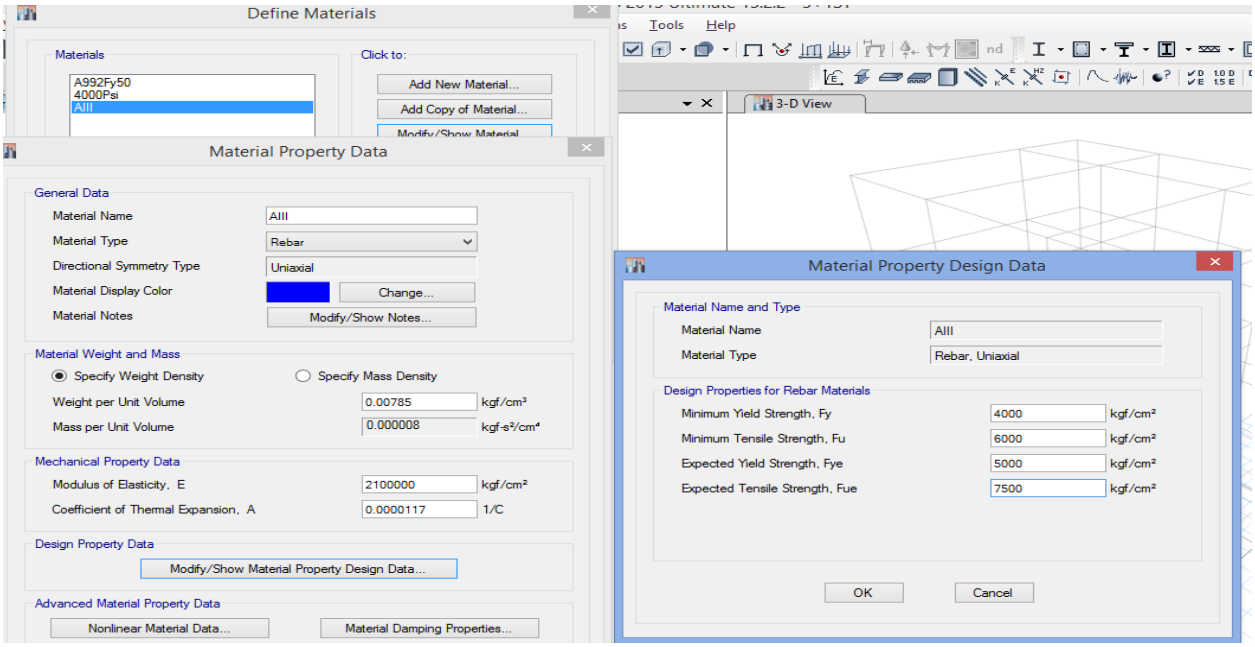
نسبت پواسون طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان 0.15 در نظر گرفته می شود.

حال با کلیک روی گزینه Modify/Show Material Property Design Data مقاومت مشخصه بتن مصرفی را وارد می کنیم.

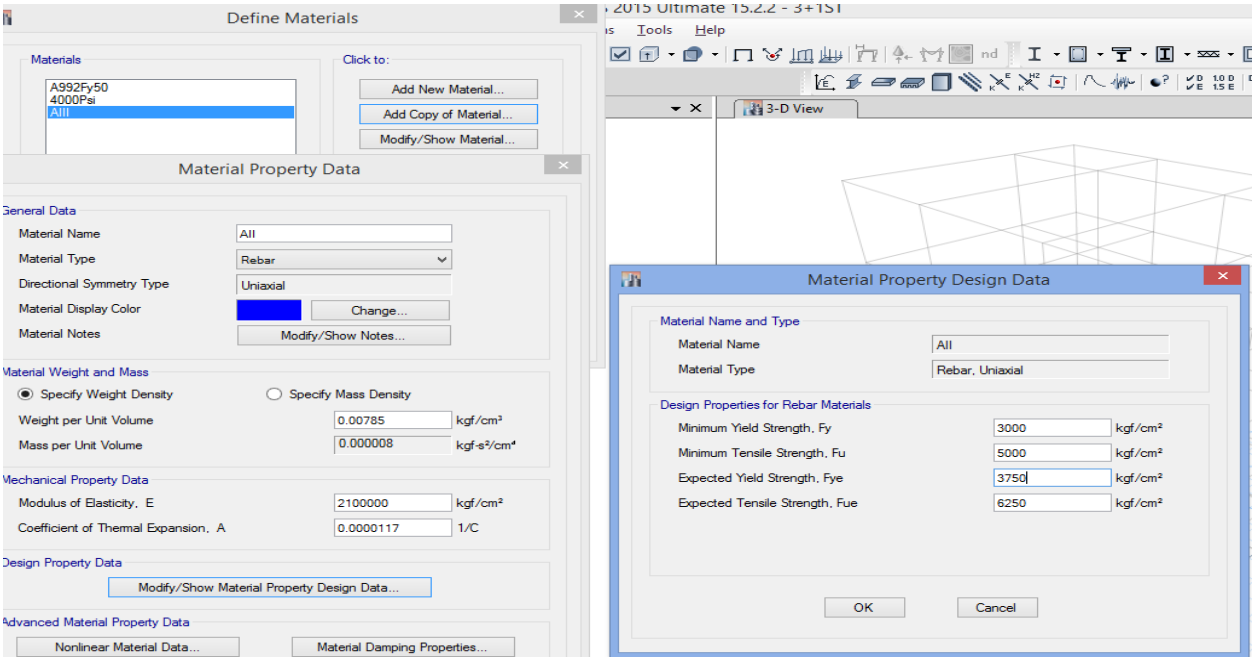


تعریف مشخصات میلگرد ها:

میلگرد های رایج در ایران ، میلگرد نوع AIII و AII می باشد که دارای مشخصات زیر می باشند:



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir



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.

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

که در آن:

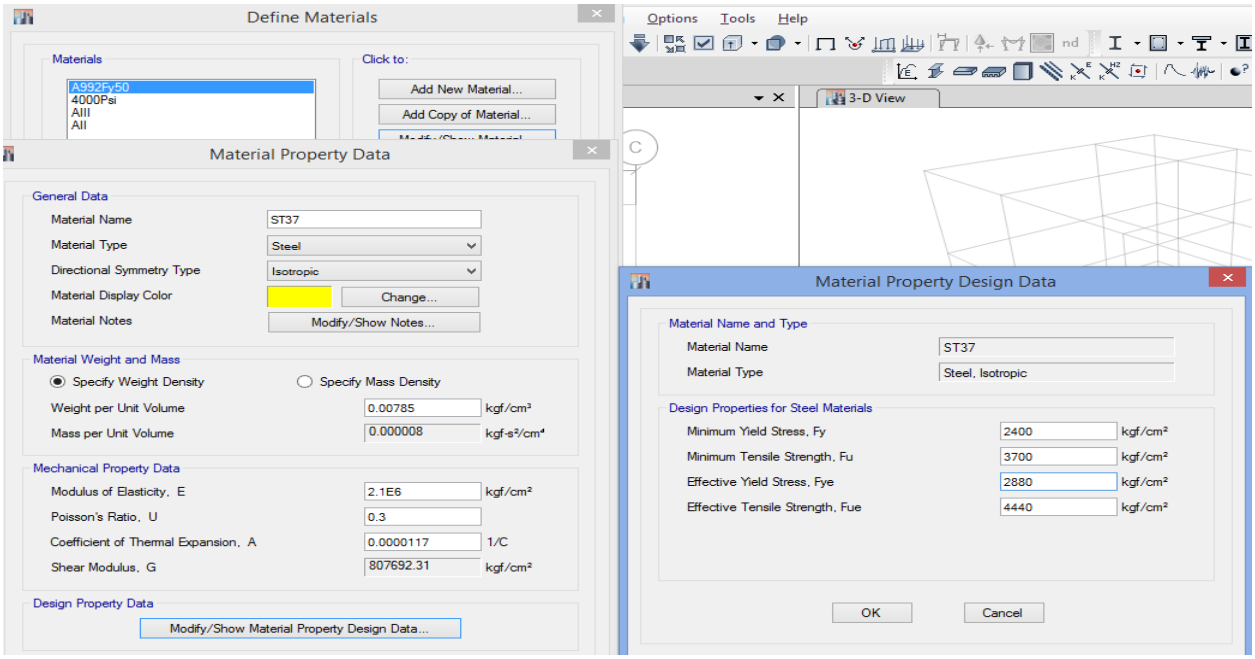
F_y = تنش تسلیم تعیین شدهٔ فولاد F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

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.

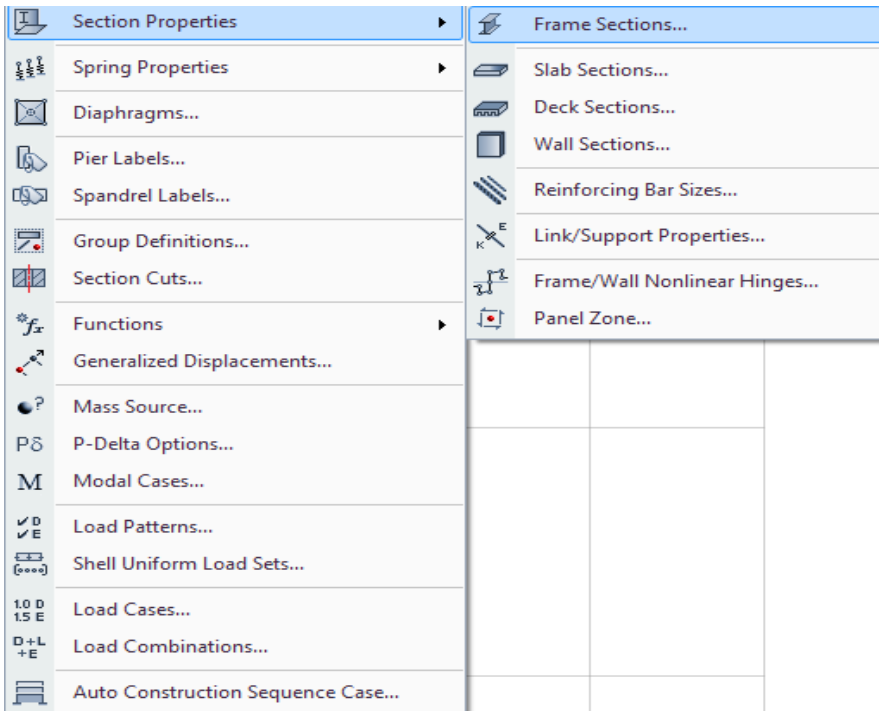
جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

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

مشخصات فولاد مصرفی:

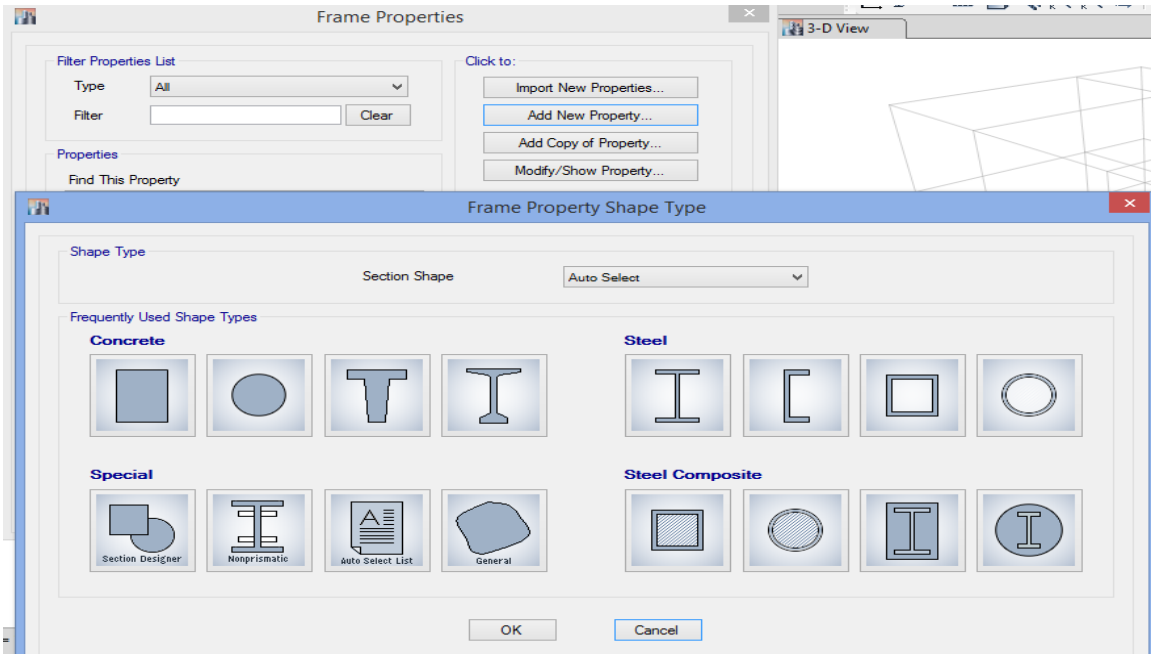


تعریف مقاطع تیر و ستون بتنی:



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

تعریف تیر بتنی:



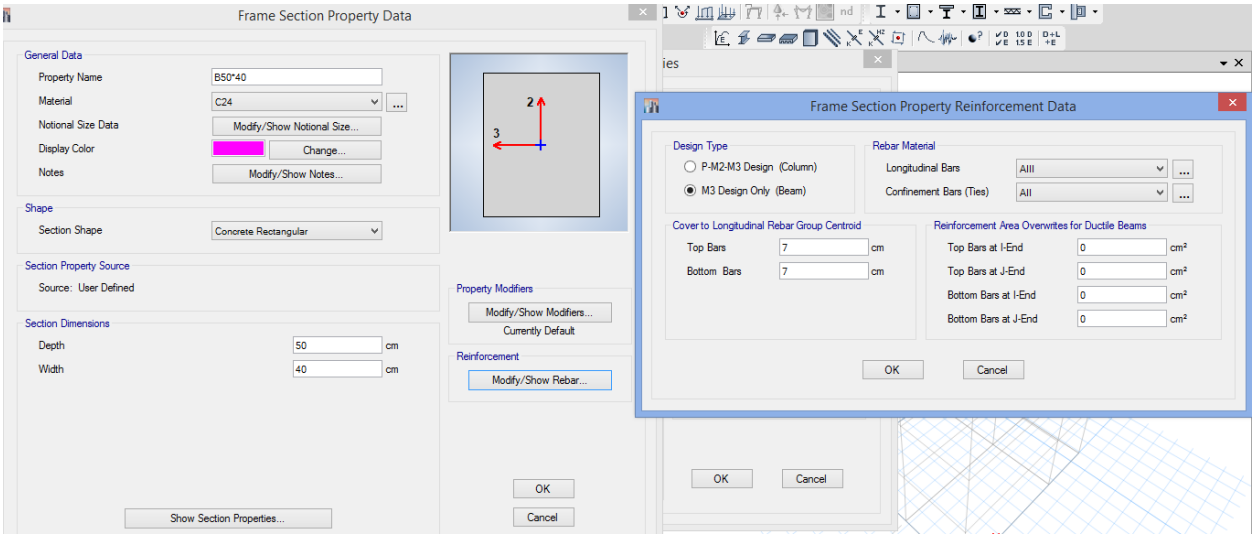
۹ – ۶ – ۳ – ۳ – ۹ – ۴ درصورتی‌که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و به‌طور دایم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلی‌متر اختیار گردد.

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

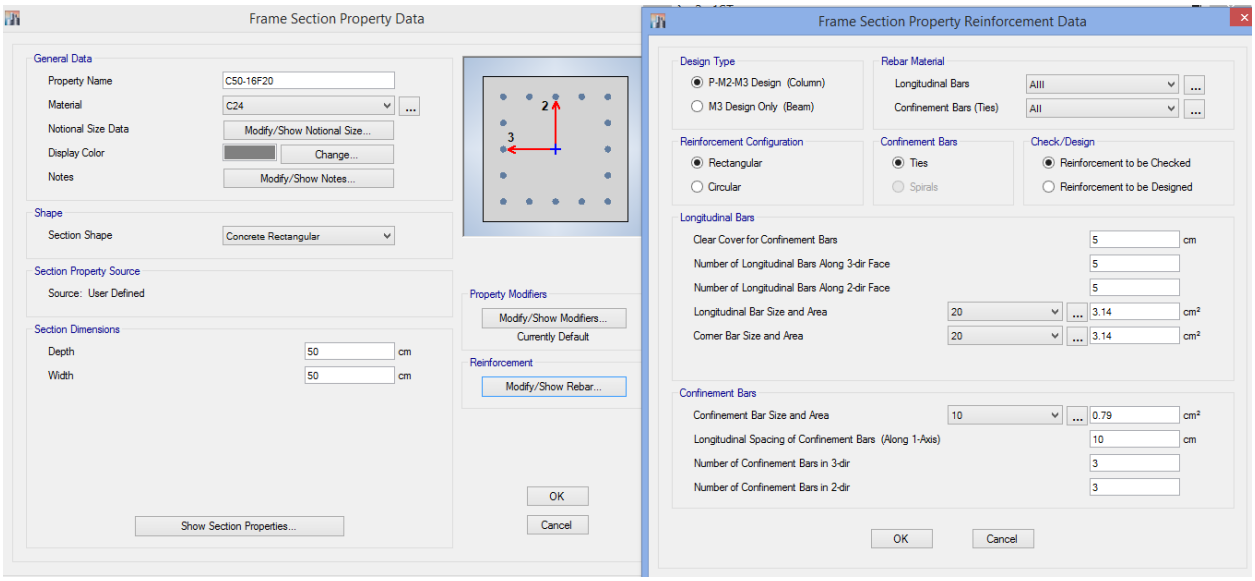
* مقادیر داده‌شده در جدول را می‌توان به‌استثنای شرایط محیطی بسیار شدید و فوق‌العاده شدید به‌اندازه ۵ میلی‌متر برای بتن‌های رده C۳۵ و C۴۰ یا ۱۰ میلی‌متر برای بتن‌های رده بالاتر کاهش داد، مشروط بر آن که ضخامت پوشش به‌هر حال از ۲۰ میلی‌متر کمتر نشود.
این مقادیر را باید برای میلگردهای با قطر بیشتر از ۳۶ میلی‌متر به‌اندازه ۱۰ میلی‌متر افزایش‌داد.

در قسمت Concrete نوع شکل تیر را انتخاب کرده و روی آن کلیک می کنیم .(می توان در قسمت Section Shape نیز شکل مورد نظر را انتخاب کرد)

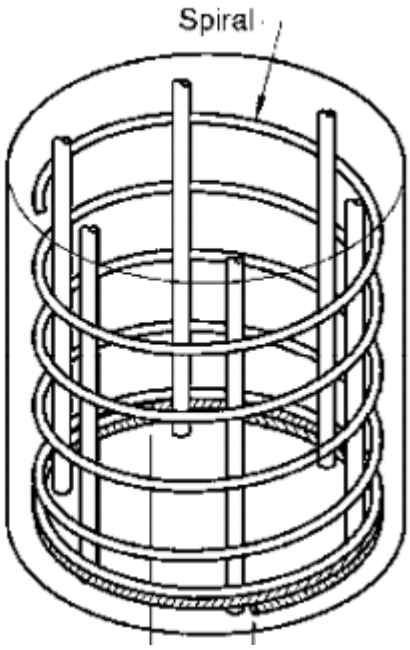


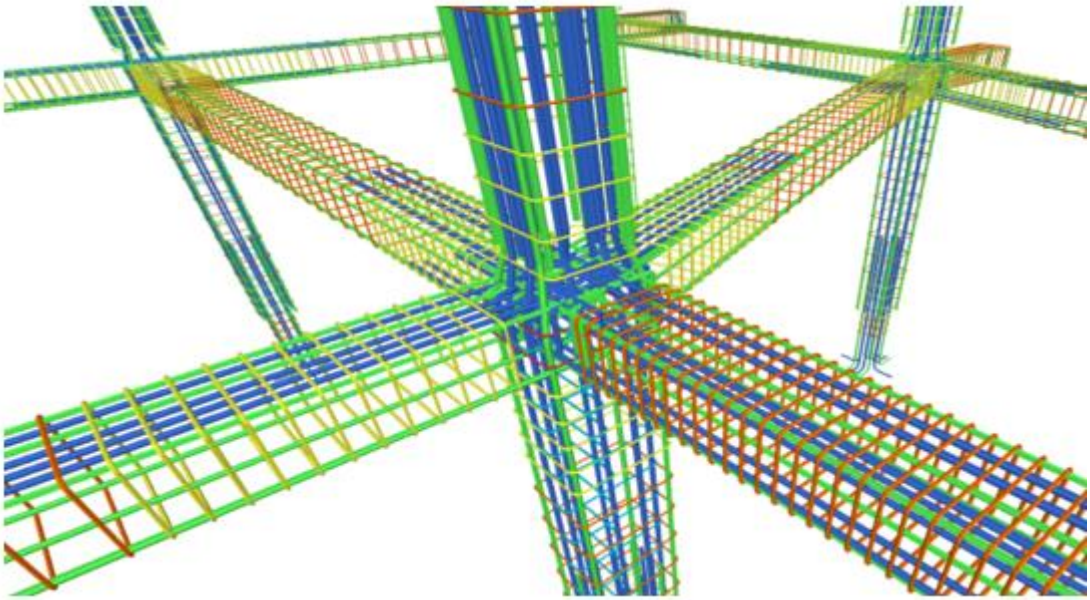
تعریف ستون بتنی:

در قسمت Concrete نوع شکل ستون را انتخاب کرده و روی آن کلیک می کنیم .(می توان در قسمت Section Shape نیز شکل مورد نظر را انتخاب کرد)



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

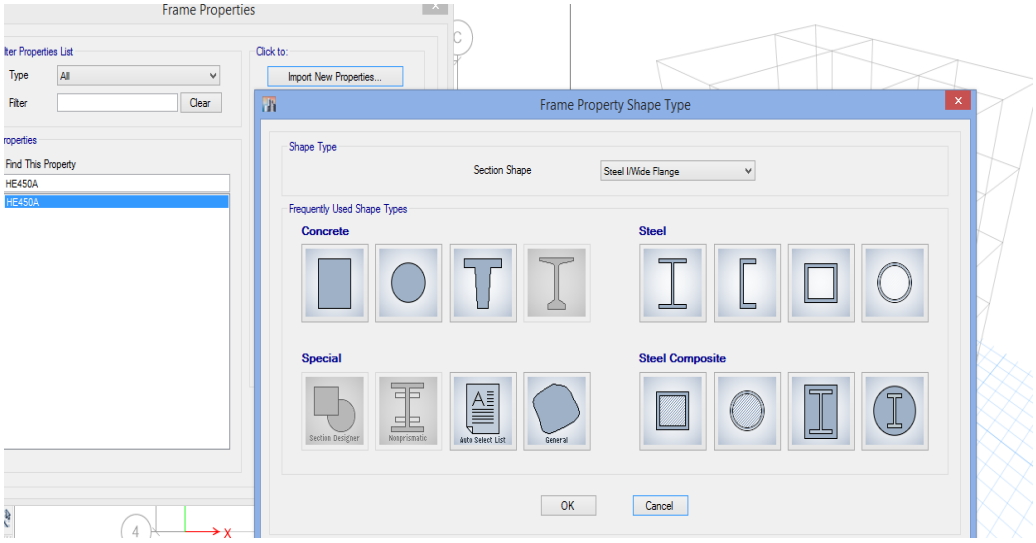


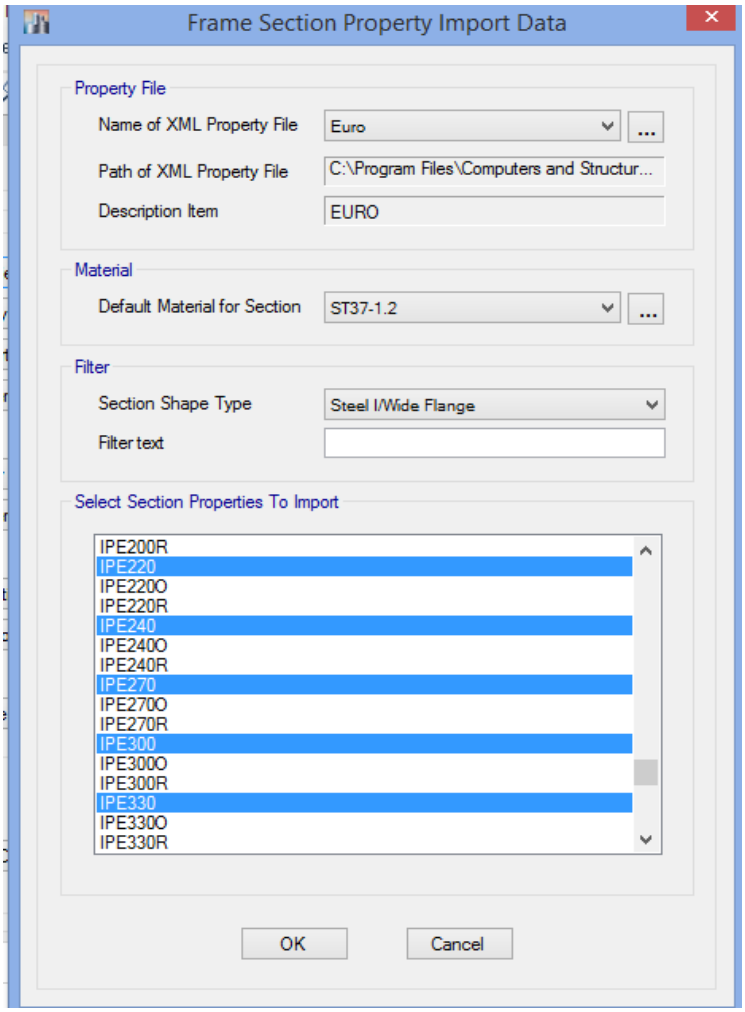


تعریف مقاطع فولادی

مقاطع I شکل نورد شده:

مقاطع I شکل نورد شده مثل IPE ها دارای شرایط فشردگی می باشند.

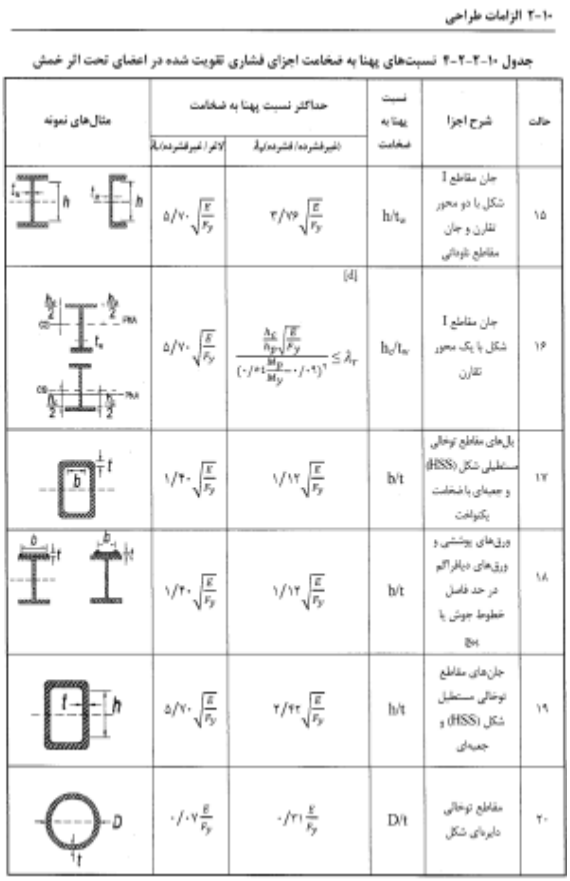




طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

مقاطع تیر ورق:

تیر ورق ها باید شرایط فشردگی را طبق جدول زیر ارضا کنند:



۲-۱۰ الزامات طراحی

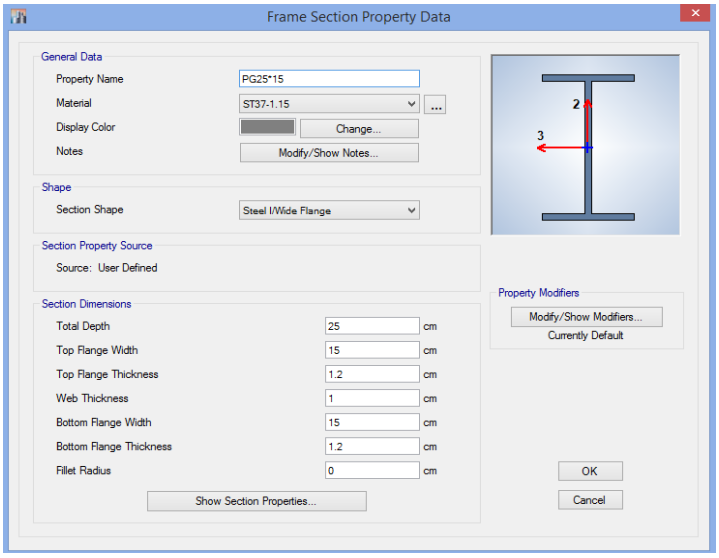
جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

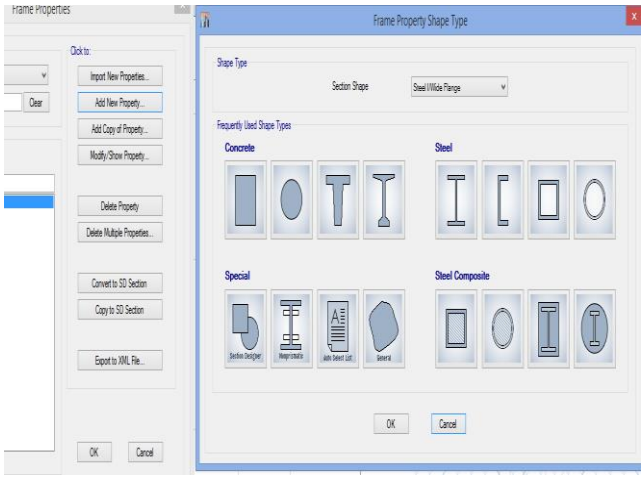
حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (غیرفشرده/فشرده) λ_r	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (کاتر/غیرفشرده) λ_r	مثال‌های نمونه
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	h_c/t_w	$\frac{\lambda_r\sqrt{E/F_y}}{(0.425\frac{M_p}{M_y}-0.075)^3} \le \lambda_r$ [d]	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
۱۷	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.20\sqrt{E/F_y}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.20\sqrt{E/F_y}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جعبه‌ای	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$0.31\frac{E}{F_y}$	$0.07\frac{E}{F_y}$	

مبحث دهم

جدول ۱۰-۲-۲-۳ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (غیرفشرده/فشرده) λ_r	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (کاتر/غیرفشرده) λ_r	مثال‌های نمونه
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [b], [c]	
۱۲	سپری‌های نیمرخ‌های تک	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	
۱۳	بال‌های کلیه مقاطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
۱۴	تیغه (جان) مقاطع سپری	d/t	$0.84\sqrt{E/F_y}$	$1.03\sqrt{E/F_y}$	





۳-۱۰ الزامات طراحی لرزه‌ای

اجزای با دو لبه متکی	۴	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته‌شده از ورق ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی‌شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌روند	b/t b/t d/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]
	۵	جان مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌روند.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	۶	جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند. ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند.	h/t_w b/t h/t	برای $C_a \le 0.125$: $\frac{0.77}{C_a}\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a)$ برای $C_a > 0.125$: $1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_a}{\phi_c P_y}$	برای $C_a \le 0.125$: $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 0.93C_a)$ برای $C_a > 0.125$: $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_a}{\phi_c P_y}$

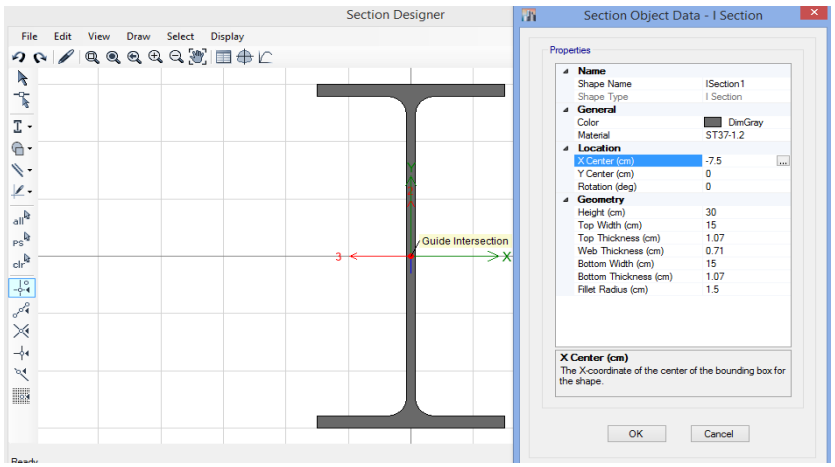
مبحث دهم

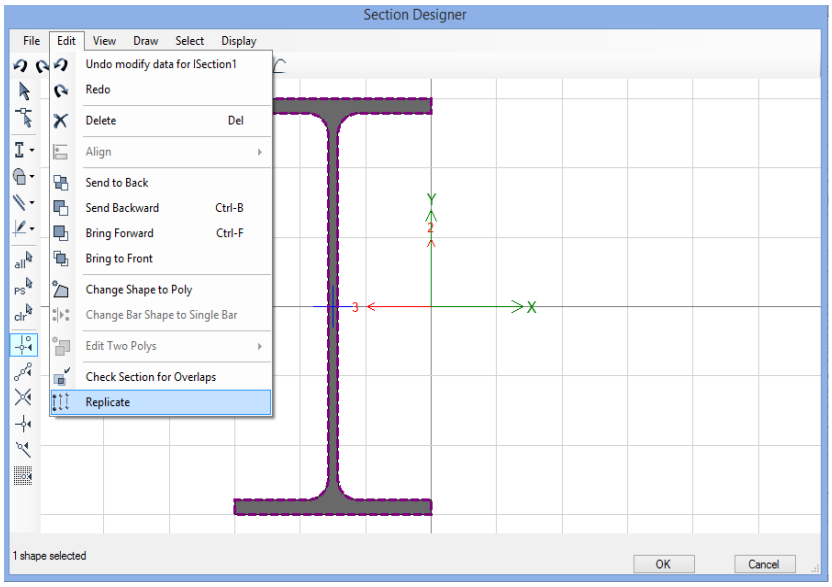
جدول ۱۰-۳-۴-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

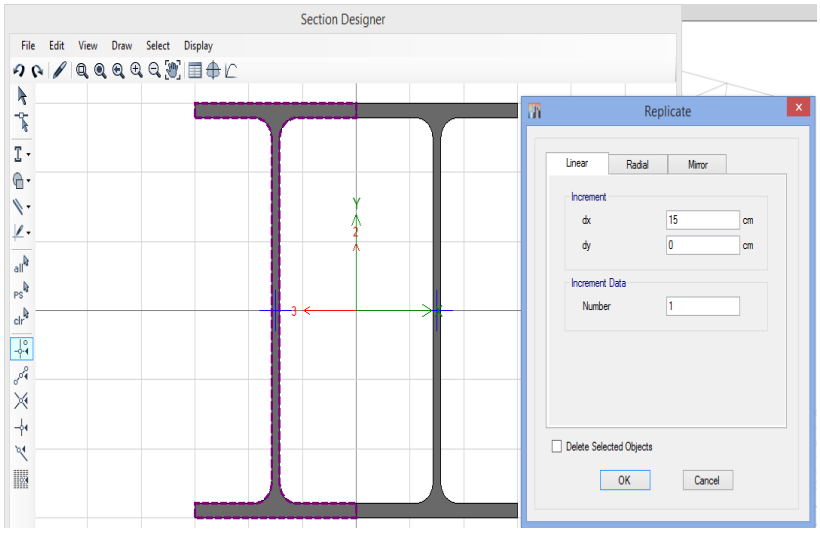
	حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با یک لبه متکی	۱	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق، ناودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	کاربرد ندارد	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۳	تیغه (جان) مقاطع سپری	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۱]	

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

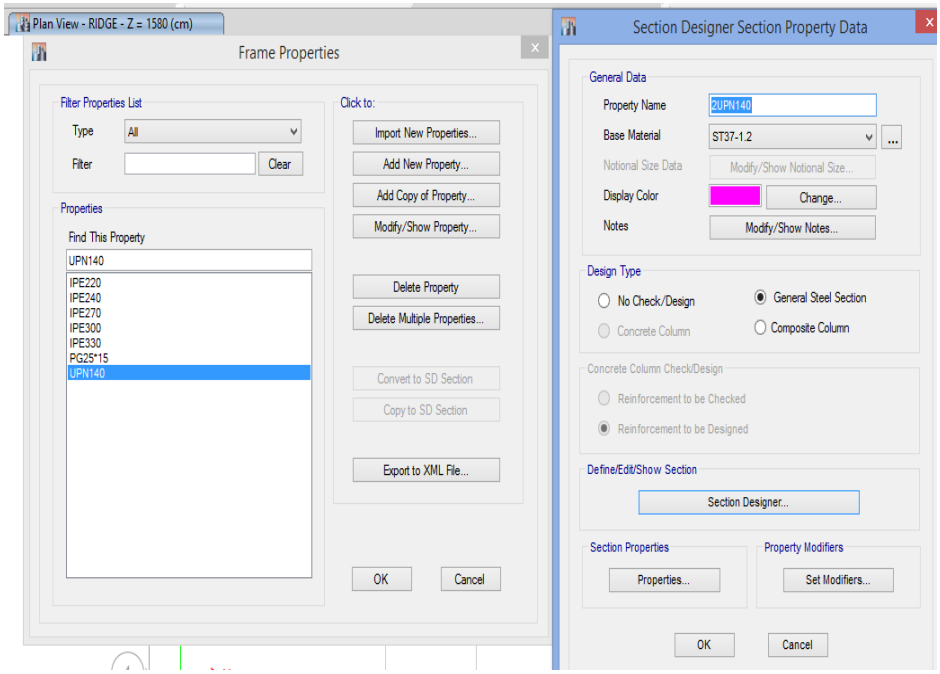
جفت مقطع I شکل:

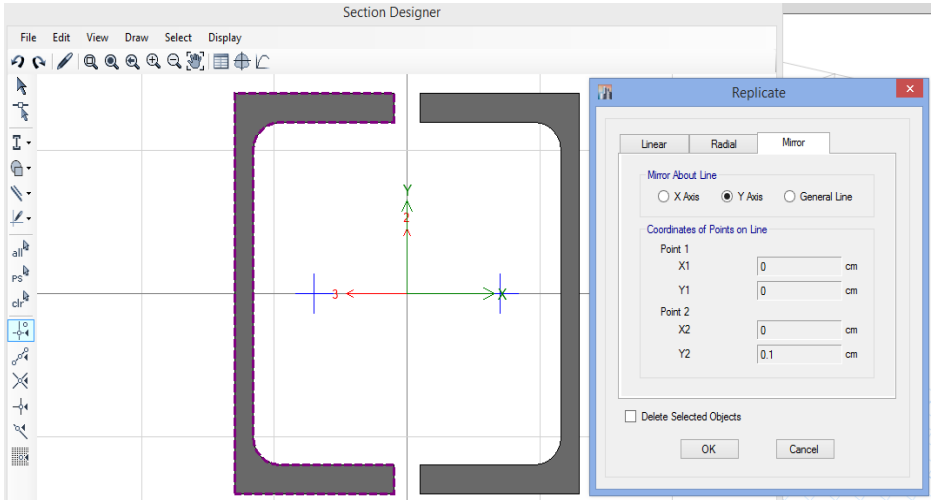






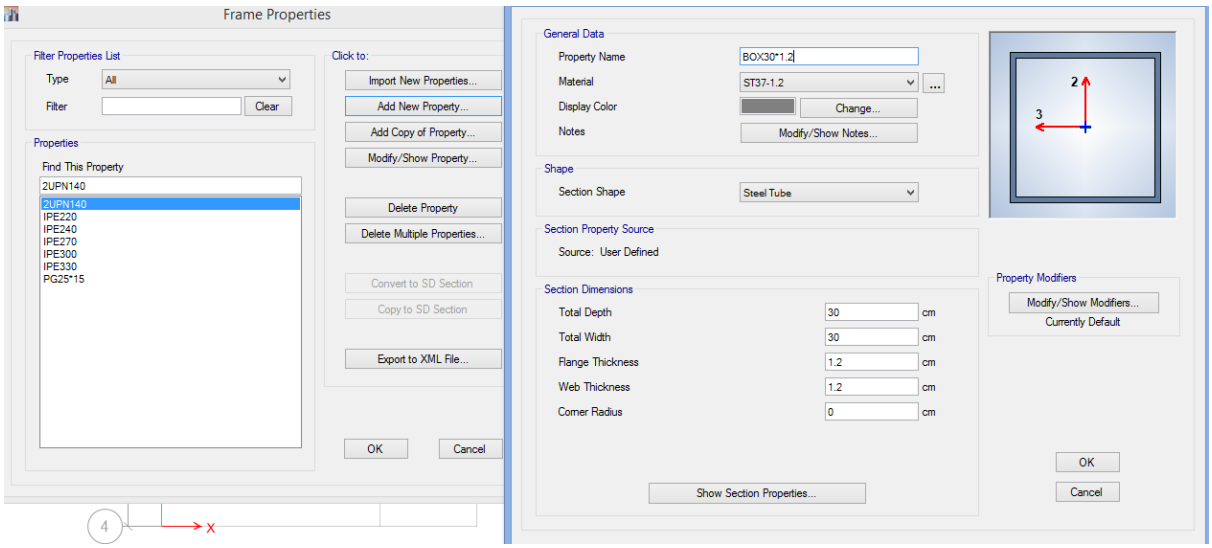
جفت مقطع ناودانی:





طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

مقاطع باکس:



گروه بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای به شش گروه طبقه بندی می‌شوند.

سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسطدیوار های باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت عمل می‌کنند، تأمین میشود. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهار شده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

سیستم قاب ساختمانی

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

سیستم قاب خمشی

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

سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

1-بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

2-مقاومت در برابر بارهای جانبی تو سط مجموعه‌ای از دیوارهای بر شی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود .سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌شود.

3-قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی درتراز پایه و دیوارهای بر شی یا قاب‌های مهاربندی شده باید م ستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ در صد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

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

در مواردی که قاب‌های خم شی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سی ستم دوگانه جزء سی ستم قاب ساختمانی محسوب می شود، و در مواردی که دیوارهای بر شی یا قاب‌های مهاربند ی شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سی ستم قاب خم شی با شکلپذیری متناظر در نظر گرفته شود.

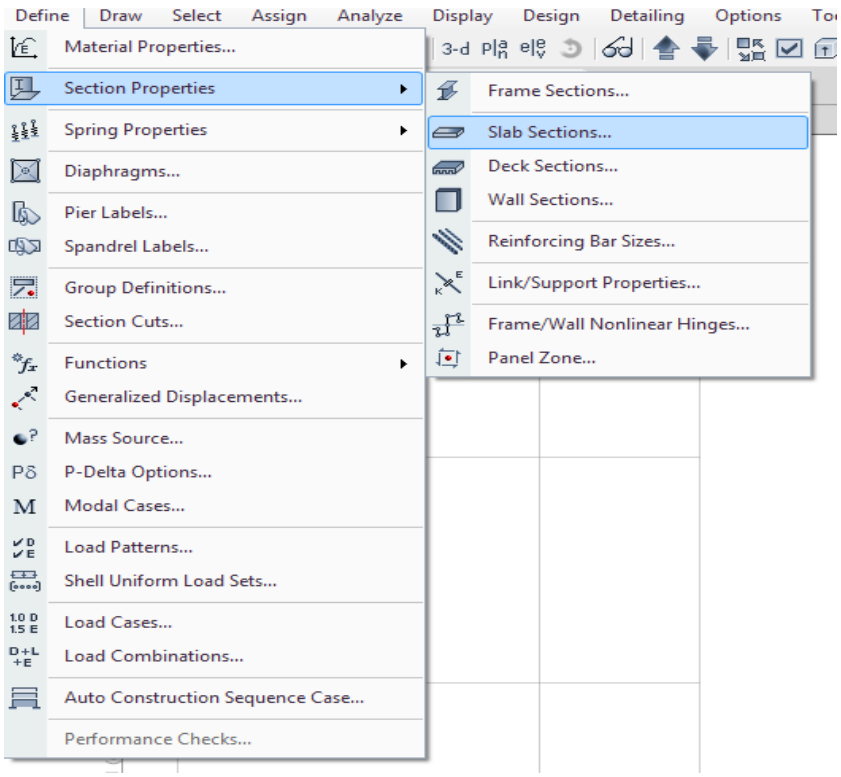
سیستم ستون کنسولی

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

سایر سیستم‌های سازه‌ای

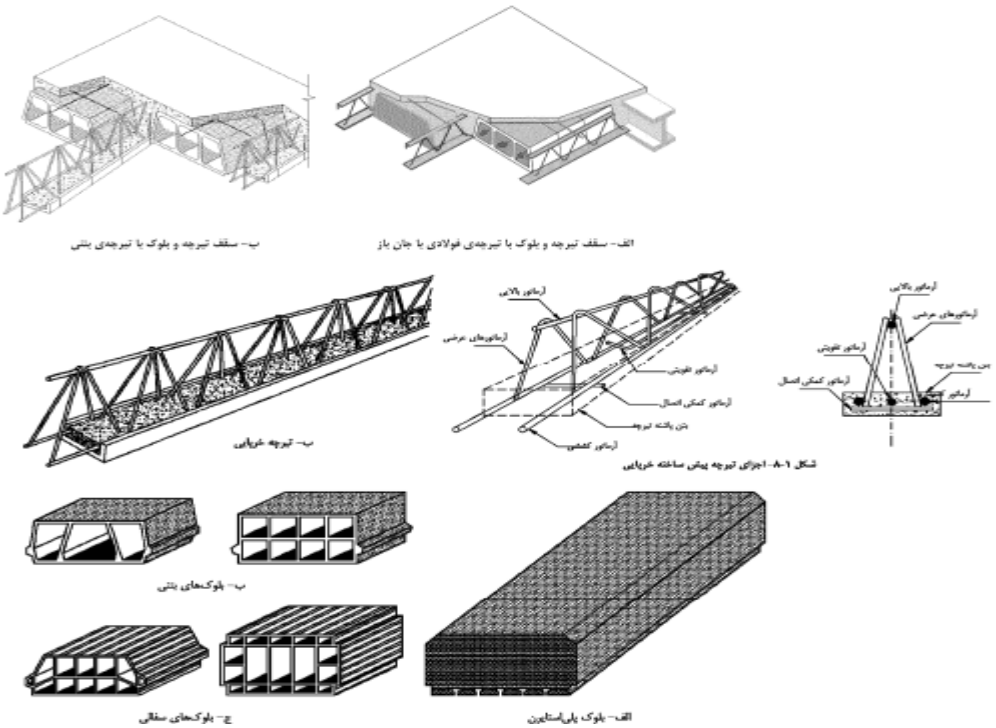
استفاده از سیستم‌های سازه‌ای، غیر از آنچه در بالا عنوان شده، به شرطی مجاز است که ویژگی‌های آنها در ارتباط با بارهای قائم و زلزله توسط یکی از آیین نامه‌های معتبر جهانی، به تأیید کمیته اجرایی این آیین نامه رسیده باشد.

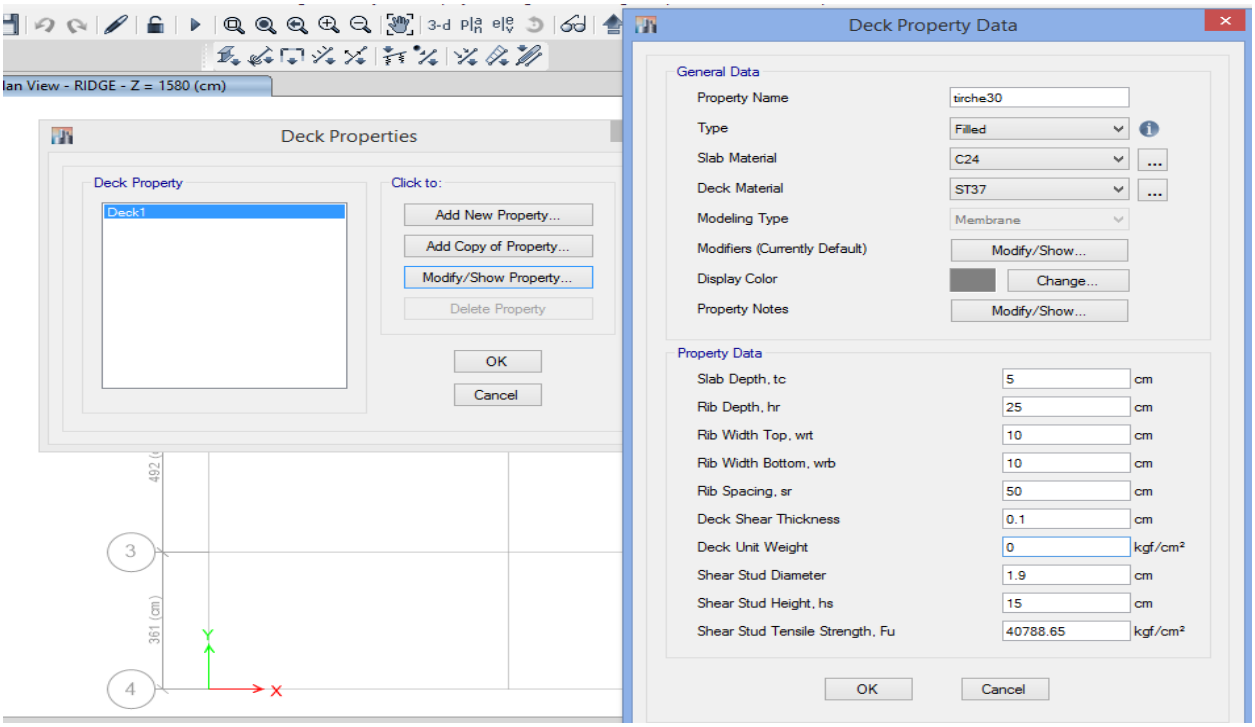
انواع سقف های رایج در ساختمان:



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

سقف تیرچه بلوک:

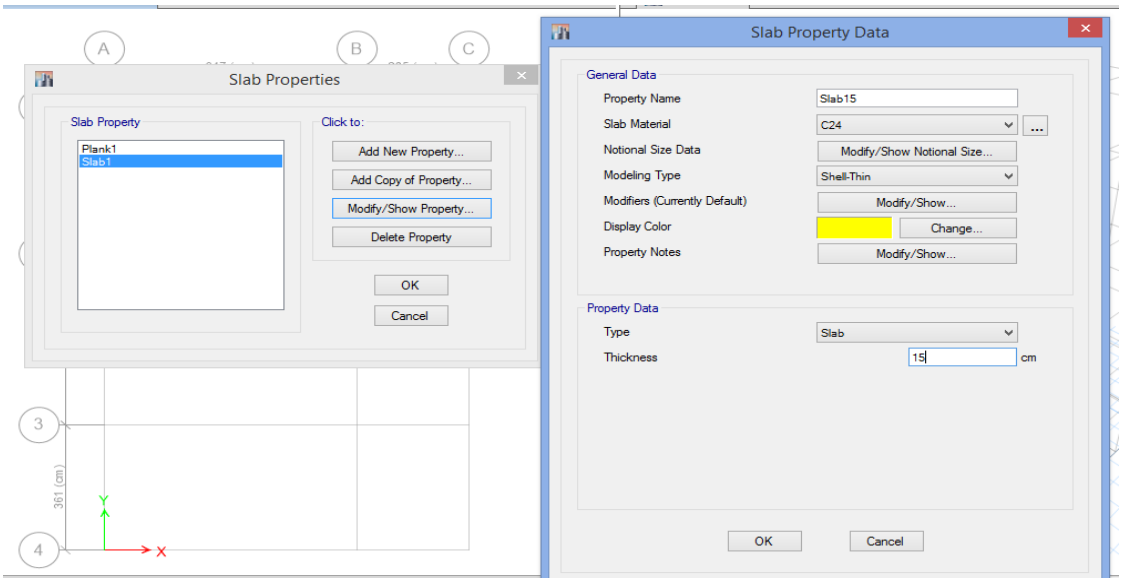




04 04 2014

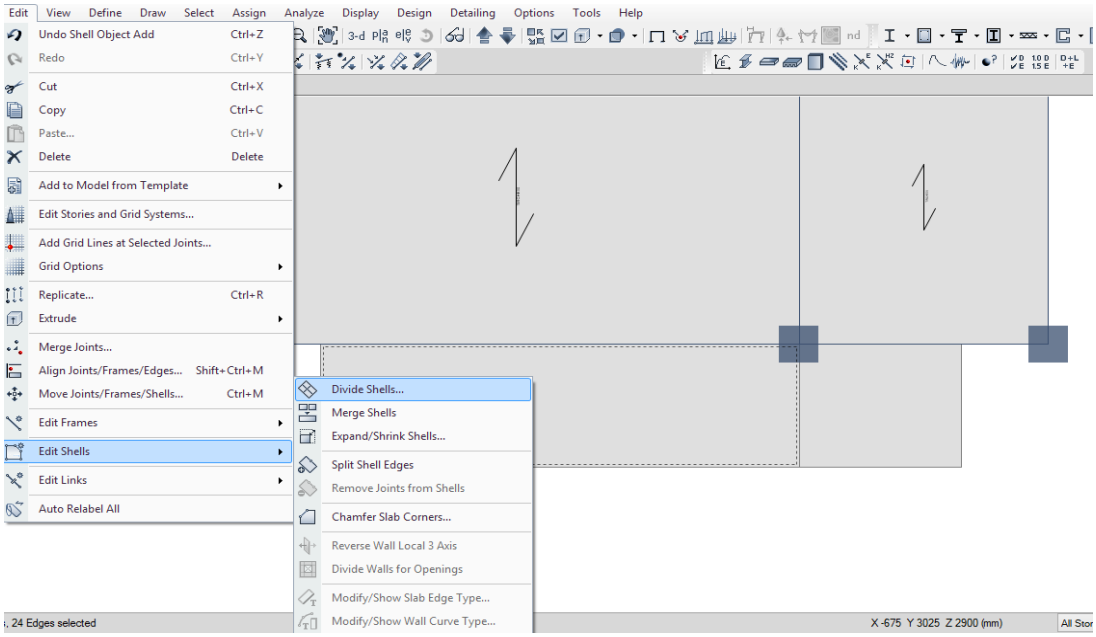
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

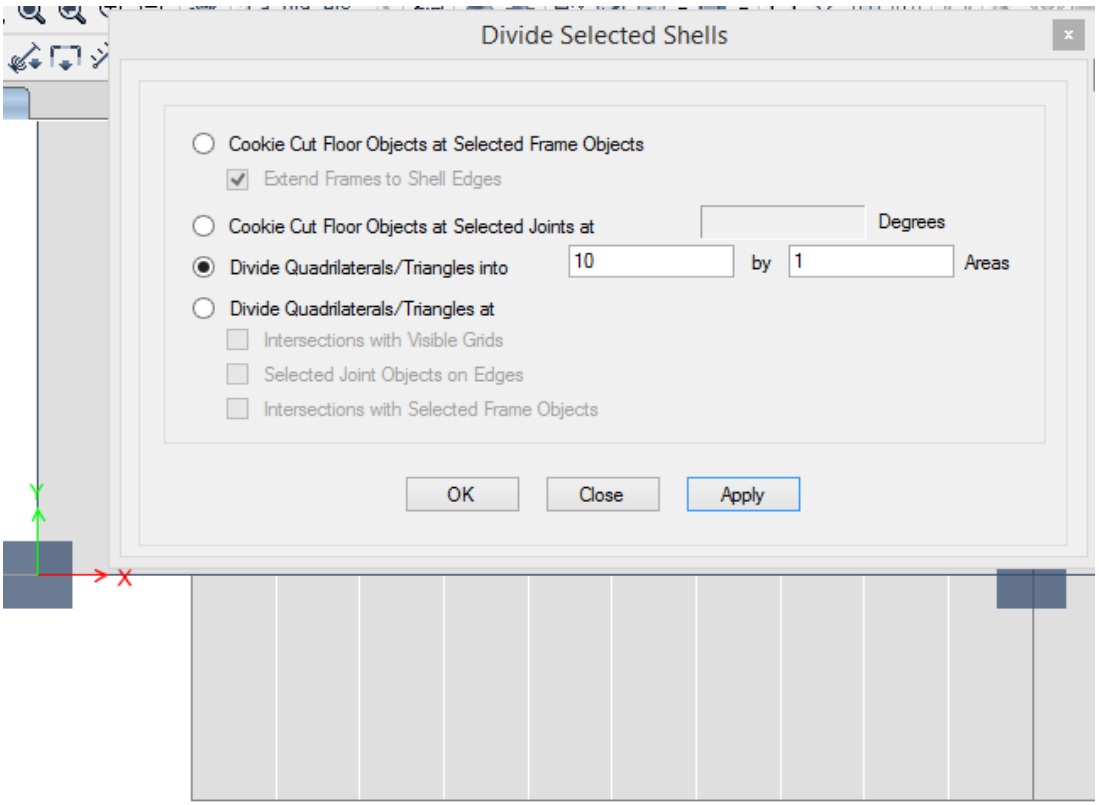
سقف دال بتنی:



مش بندی دال بتنی:

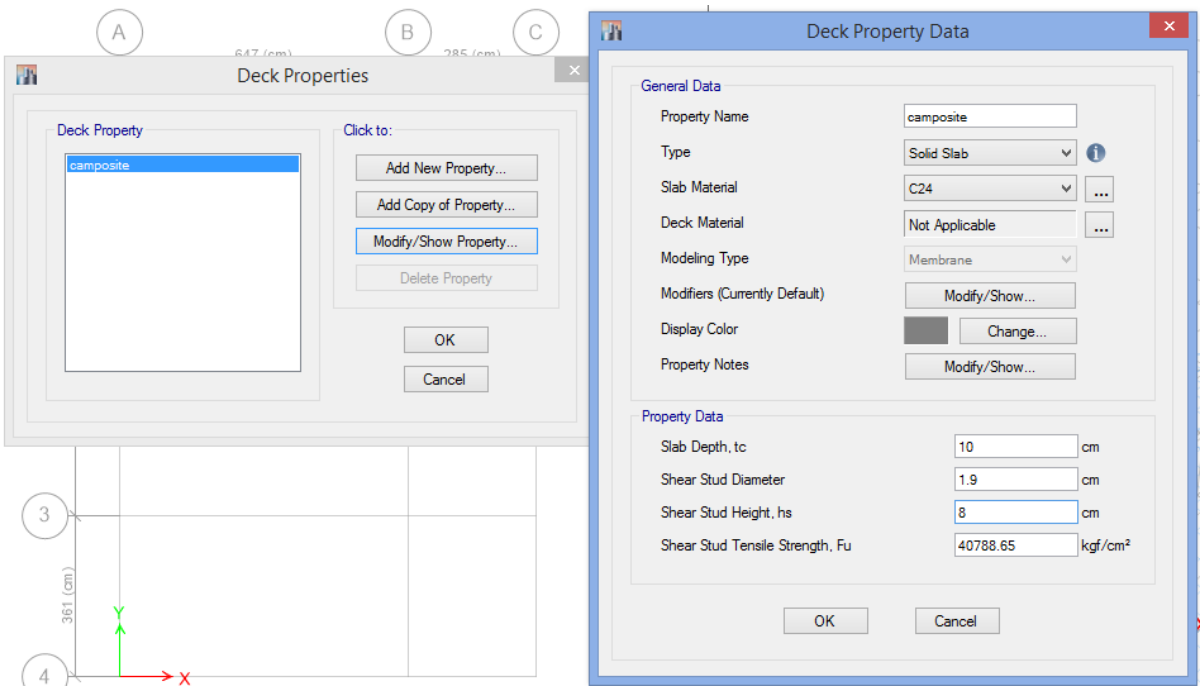
سطح مورد نظر را انتخاب کرده، سپس Edit→ Edit Shells →Divide Shells رفته و بر روی گزینه Divide Quadrilaterals /Triangles into کلیک می کنیم سپس در هر یک از سلول ها تعداد تقسیم بندی در جهت افقی و قائم را وارد می کنیم.

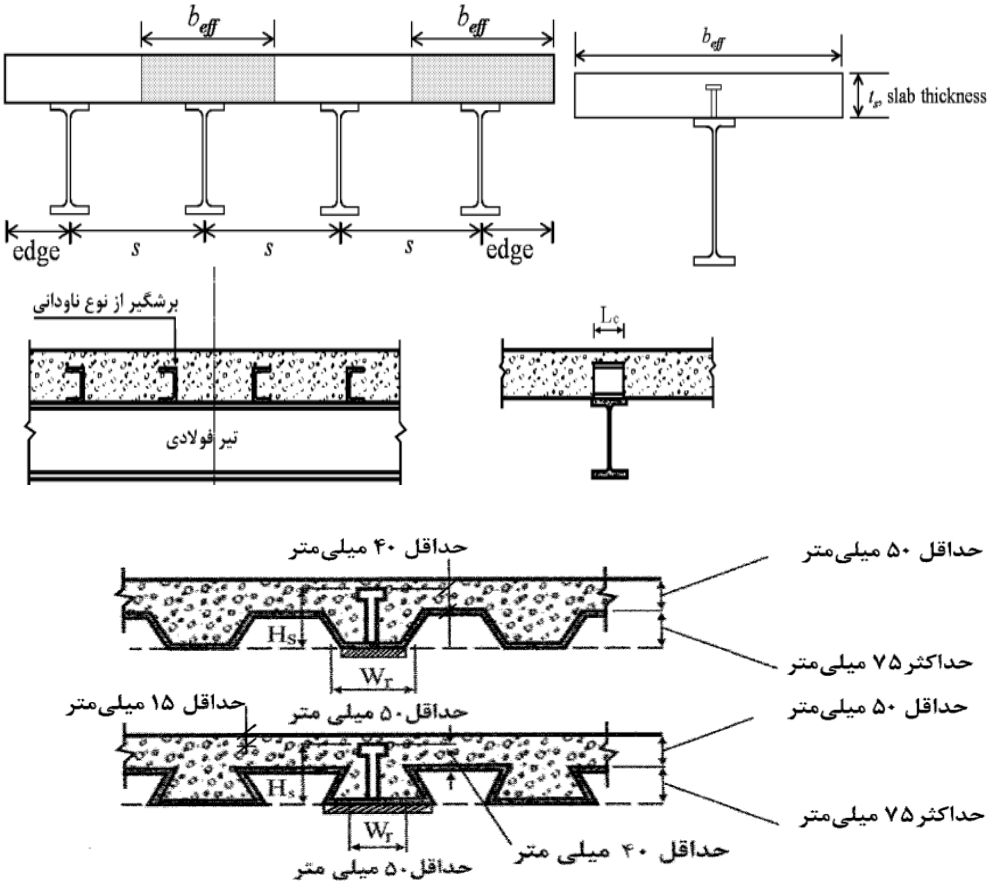




طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

سقف کامپوزیت:

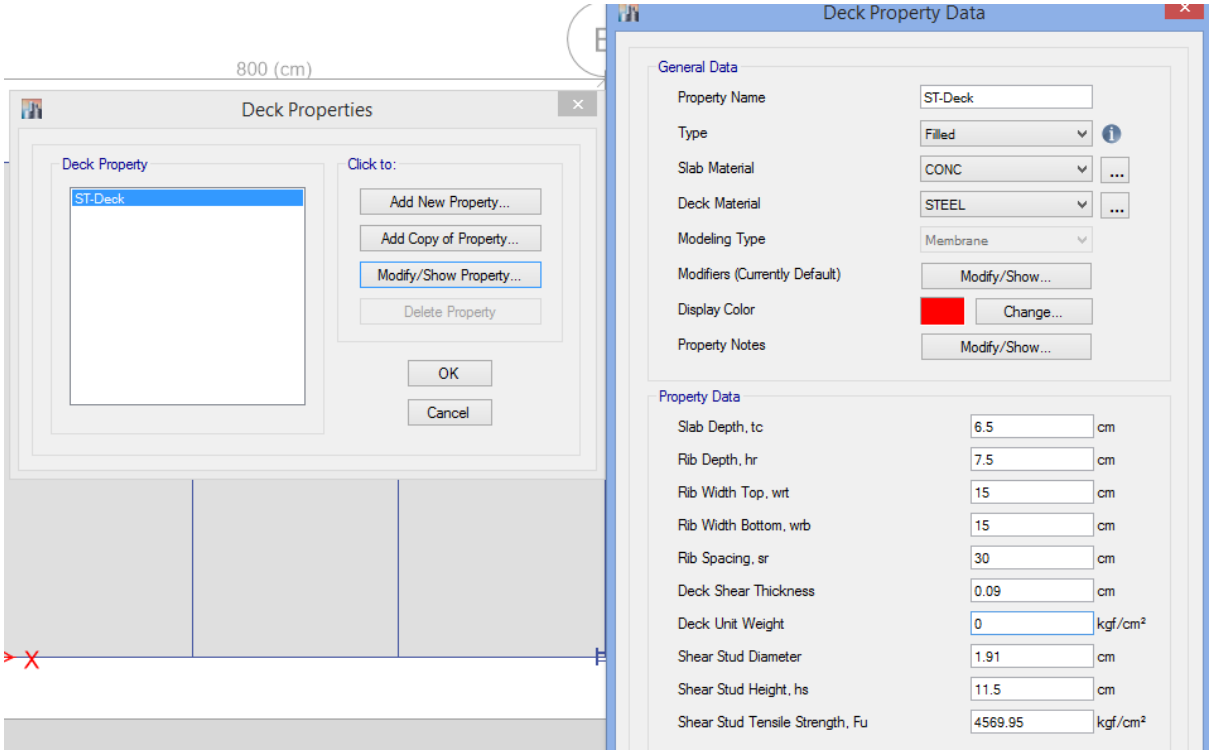


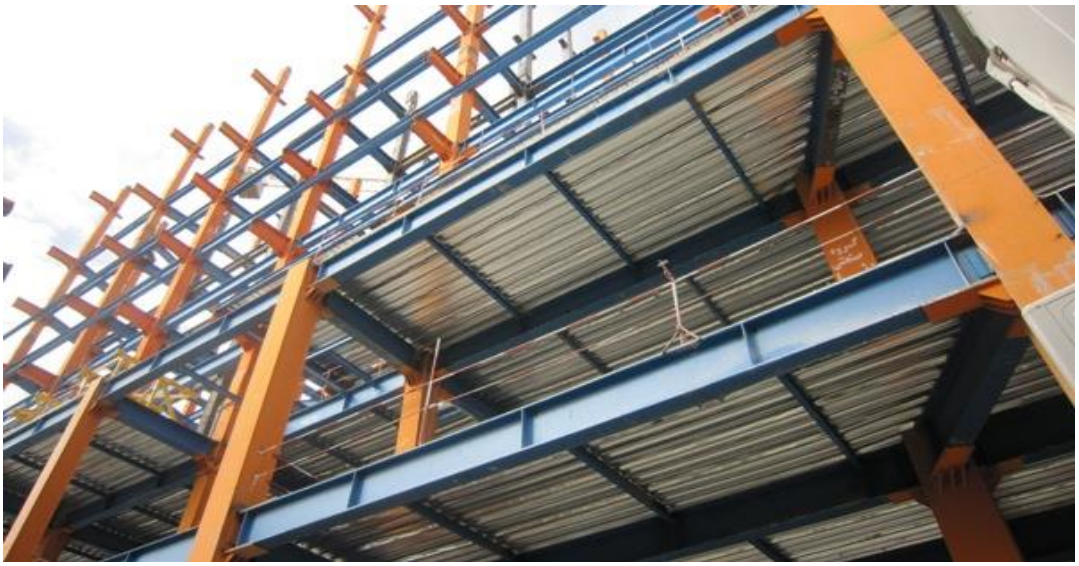


شکل ۱۰-۲-۸-۴ ملاحظات و محدودیت‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده

سقف عرشه فولادی:

در این نوع سقف یکپارچگی مناسبی بین اجزای سازهای برقرار هست. در نتیجه این سیستم از صلبیت کافی در مقابل نیروی جانبی برخوردار است. همچنین به علت کاهش نسبی وزن سقف در هر مترمربع سازه، در اثر جذب کمتر نیروی زلزله، عملکرد سازه در برابر زلزله بهتر خواهد بود.





طراحی و تولید عرشه ها به اشکال مختلف و در ضخامتهای 0.8 الی 1.2 میلیمتر می باشد؛
حداکثر و حداقل گام ارتفاعی عرشه های فولادی به ترتیب 75 و 50 میلی متر می باشد.گام های معمول در صنعت ساختمان برابر 60، 70 و 75 میلی متر است که معمول ترین گام مورد استفاده 60 میلی متری می باشد.

هرچقدر ارتفاع گام بیشتر باشد، ظرفیت باربری طولی افزایش می یابد.

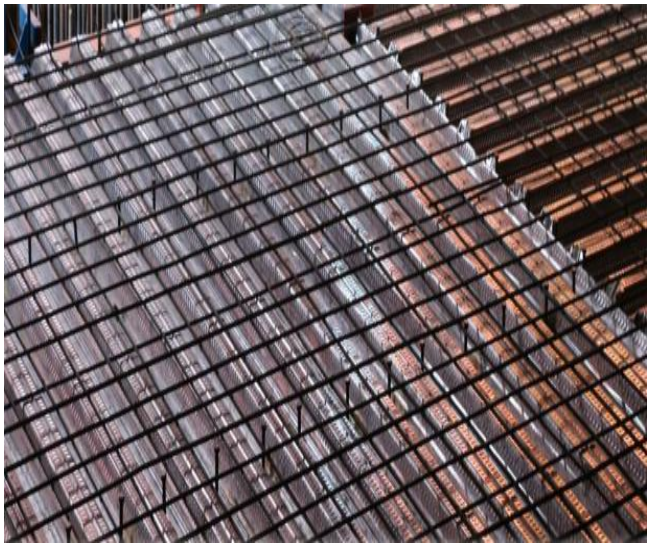
حداقل و حداکثر مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در دال مطابق AISC 360-10 برابر 21 و 70 مگاپاسگال است.

قطر گلمیخ های برشگیر نباید بیشتر از 20 میلی باشد و حداقل ارتفاع آنها بعد از نصب که از بالای ورق ذوزنقه ای اندازه گیری می شود نباید کمتر از 40 میلی متر باشد.

ضخامت دال بتن آرمه در بالای کنگره ورق ذوزنقه ای شکل نباید از 50 میلی متر کمتر باشد.

حداقل ضخامت دال بتنی بالای گلمیخ ها نباید از 15 میلی متر کمتر باشد.

فواصل گلمیخ های برشگیر در امتداد تیر تکیه گاهی نباید از 900 میلیمتر تجاوز نماید.

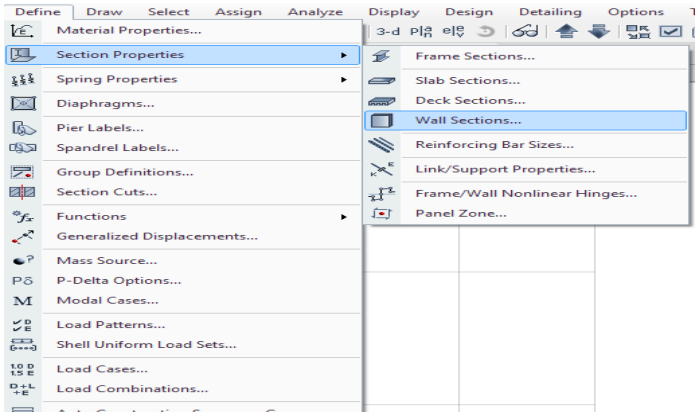


طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

جدول حداکثر فاصله تیرهای فرعی برای مطقع PG-D60 (متر)

حالت تکیه گاهی		ارتفاع سقف (mm)	حجم بتن (m3/m2)	بار مرده سقف (kg/m2)	ضخامت ورق ۰/۸۰ (mm)		ضخامت ورق ۰/۹۰ (mm)		ضخامت ورق ۱ (mm)	
					مجموع بارهای مرده اضافه و زنده Sup.Dead+ Live Loads (kg/m2)		مجموع بارهای مرده اضافه و زنده Sup.Dead+ Live Loads (kg/m2)		مجموع بارهای مرده اضافه و زنده Sup.Dead+ Live Loads (kg/m2)	
					۵۵۰	۷۵۰	۵۵۰	۷۵۰	۵۵۰	۷۵۰
					مسکونی	پارکینگ	مسکونی	پارکینگ	مسکونی	پارکینگ
بدون شمع گذاری	ساده	۱۱۰	۰/۰۸	۲۰۰	۲/۶۰	۲/۴۵	۲/۸۰	۲/۵۵	۲/۹۵	۲/۷۰
		۱۲۰	۰/۰۹	۲۲۳	۲/۵۰	۲/۴۵	۲/۷۰	۲/۵۵	۲/۸۵	۲/۷۰
		۱۳۰	۰/۱۰	۲۴۸	۲/۴۰	۲/۴۵	۲/۶۰	۲/۵۵	۲/۷۵	۲/۷۰
		۱۴۰	۰/۱۱	۲۷۲	۲/۳۰	۲/۳۵	۲/۵۰	۲/۴۵	۲/۶۵	۲/۶۰
		۱۵۰	۰/۱۲	۲۹۶	۲/۲۰	۲/۲۵	۲/۴۰	۲/۳۰	۲/۵۵	۲/۵۵
	پیوسته	۱۱۰	۰/۰۸	۲۰۰	۳/۰۰	۲/۷۵	۳/۲۰	۲/۹۰	۳/۴۰	۳/۰۰
		۱۲۰	۰/۰۹	۲۲۳	۲/۹۰	۲/۷۵	۳/۱۰	۲/۹۰	۳/۳۰	۳/۰۰
		۱۳۰	۰/۱۰	۲۴۸	۲/۸۰	۲/۷۵	۳/۰۰	۲/۹۰	۳/۲۰	۳/۰۰
		۱۴۰	۰/۱۱	۲۷۲	۲/۷۰	۲/۷۰	۲/۹۰	۲/۹۰	۳/۱۰	۳/۰۰
		۱۵۰	۰/۱۲	۲۹۶	۲/۶۰	۲/۶۰	۲/۸۰	۲/۸۰	۳/۰۰	۳/۰۰
با یک ردیف شمع	پیوسته	۱۱۰	۰/۰۸	۲۰۰	۳/۱۰	۲/۸۰	۳/۳۰	۲/۹۰	۳/۴۵	۳/۰۰
		۱۲۰	۰/۰۹	۲۲۳	۳/۳۰	۲/۹۰	۳/۵۰	۳/۱۰	۳/۶۵	۳/۲۵
		۱۳۰	۰/۱۰	۲۴۸	۳/۴۵	۳/۱۰	۳/۶۵	۳/۲۵	۳/۸۵	۳/۳۰
		۱۴۰	۰/۱۱	۲۷۲	۳/۶۰	۳/۲۰	۳/۸۰	۳/۴۰	۴/۰۰	۳/۵۵
		۱۵۰	۰/۱۲	۲۹۶	۳/۷۵	۳/۳۵	۳/۹۵	۳/۵۰	۴/۱۵	۳/۷۰

مدل سازی دیوار برشی و دیوار حائل:



دیوار برشی:

یکی از سیستم‌های مناسب برای مقابله با نیروهای جانبی مؤثر بر یک سازه (اثر باد یا زلزله) استفاده از دیوار سازه‌ای برشی است.

مزایای دیوار برشی

کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان(Drift)

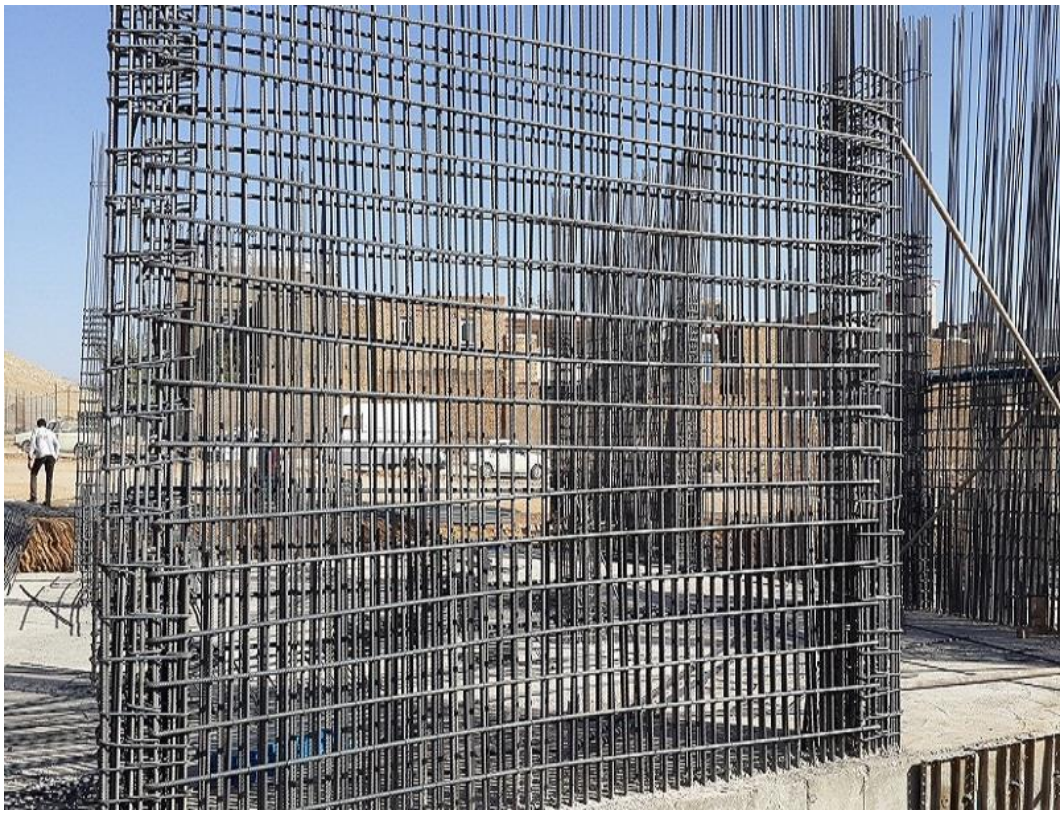
تغییر مکان جانبی ساختمان‌های دارای دیوار برشی در مقایسه با سازه‌های دارای بادبند کمتر است.

برای سازه‌های بلند استفاده از قاب خمشی به تنهایی کافی نیست. و استفاده از دیوارهای برشی اجتناب ناپذیر است.

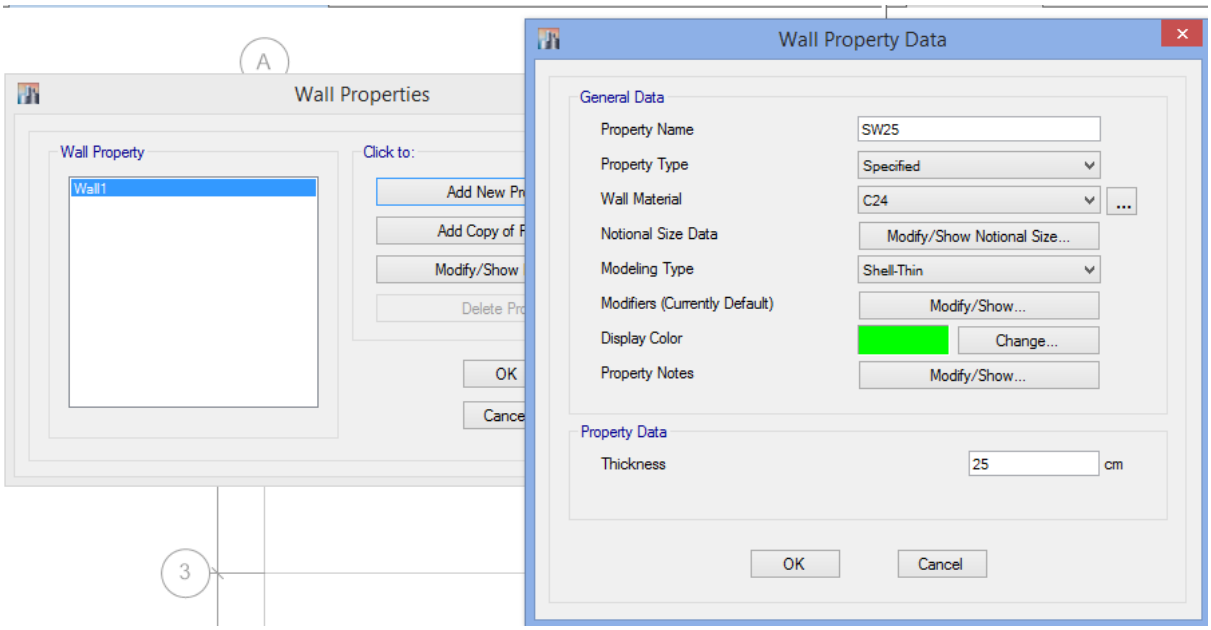
افزایش سختی ساختمان و افزایش ضریب ایمنی در مقابل شکست و ریزش و کاهش خسارت به اعضای غیر سازه‌ای.

معایب دیوار برشی

امکان شکست برشی در صورت عدم طراحی مناسب، ایجاد نیروی بالا، رانش در صورت عدم تخمین صحیح تعداد دیوارها و قرارگیری نامناسب آنها.



تعریف دیوار برشی در ایتبس:

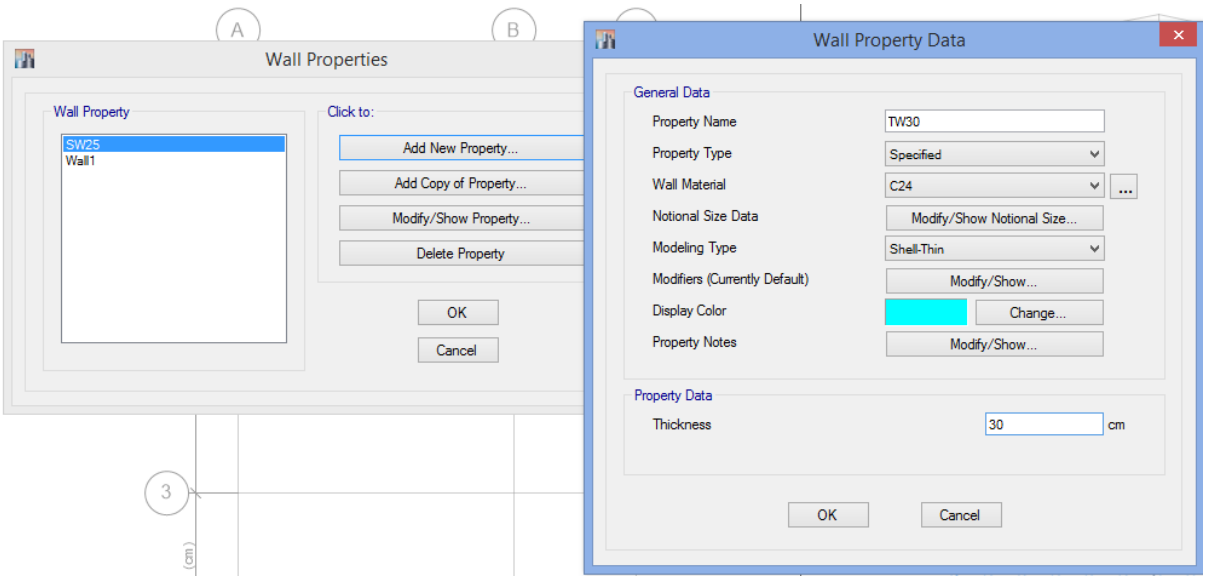


تفاوت shell با membrane:

دیوار حائل:

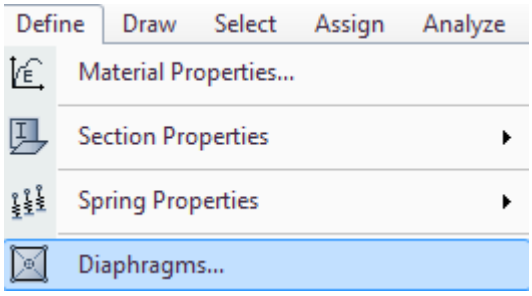
وظیفه دیوار حائل جلوگیری از ریزش، و مهار خاک‌های تپه‌ها یا دیگر عوارض طبیعی می باشد.

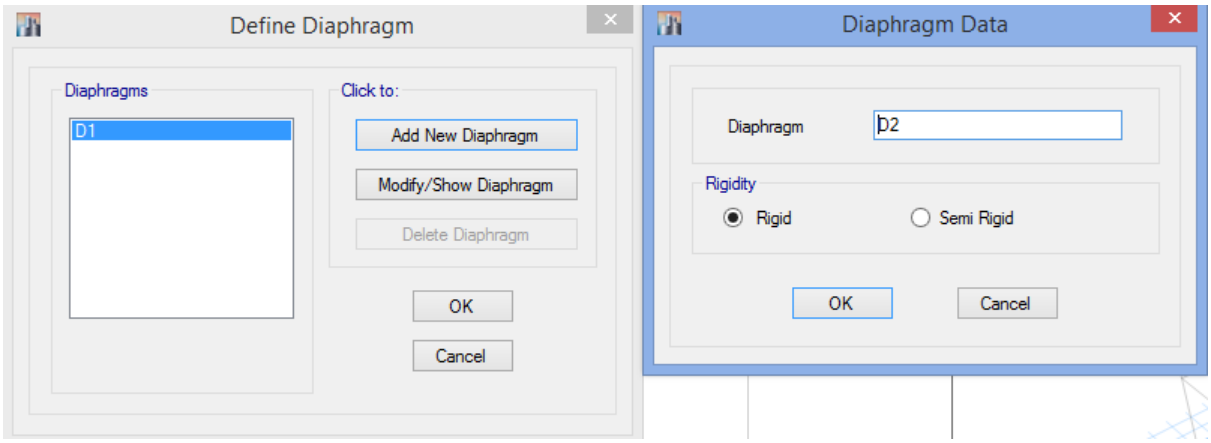
در ساختمان وظیفه تحمل فشار خاک را بر عهده دارد .



تعریف دیافراکم:

وظیفه دیافراگم توزیع نیروی زلزله بین عناصر باربر جانبی مانند تیر ، ستون و دیوار برشی و ...





دیافراکم صلب :

دیافراگم نیمه صلب:

مواقعی که باید از دیافراگم نیمه صلب استفاده کنیم:

الف-طراحی تیرهای سقف زیرزمین تحت نیروی جانبی فشار خاک

ب-کنترل تنش درتیرهای تحت بارهای حرارتی

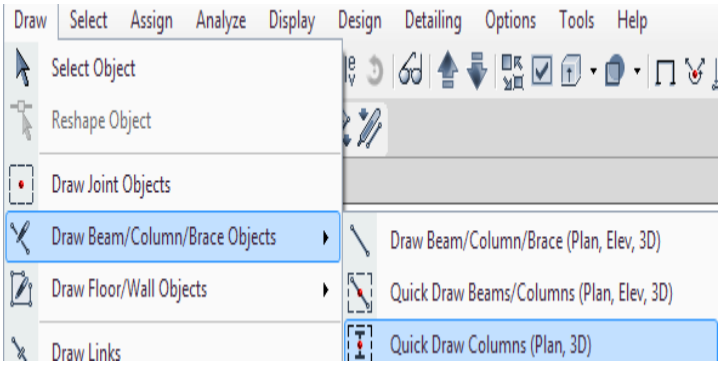
ج- طراحیتیر پیوند در مهاربند همگرا (برای این مورد می‌توان سقف را صلب مدل کرده و صرفاً تیر پیوند را از اتصال به دیافراگم صلب آزاد نمود.)

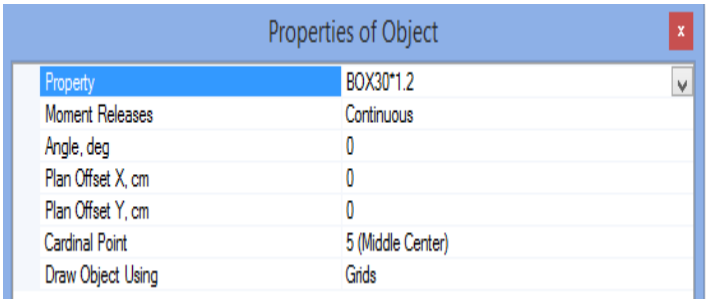
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

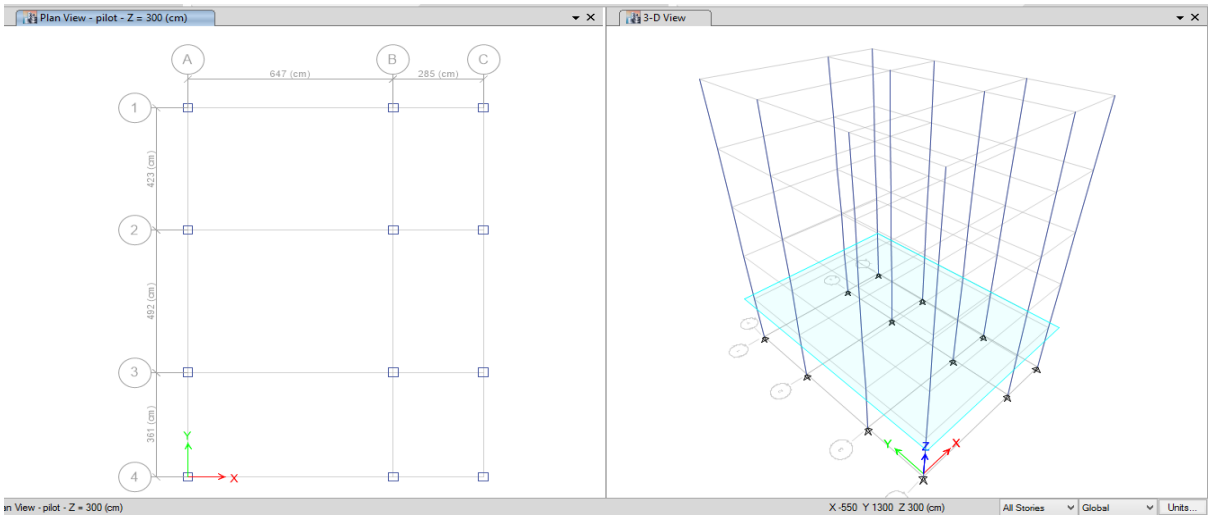
مدلسازی پروژه:

ترسیم ستون :

برای ترسیم ستون Draw→ draw beam/column/brace object →Quick draw column کلیک کرده و سپس تنظیمات زیر را انجام می دهیم:







برای ترسیم ستون بر روی گزینه سربرگ پلان در نوار ابزار بالایی ایتبس کلیک می کنیم

3-d : نمایش دید سه بعدی

Plan : نمایش دید پلان

Ele : نمایش دید نما

فیلم های آموزشی طراحی و محاسبات ساختمان

Etabs - Safe

تدریس اختصاصی مهندس سلطان آبادی
(مولف کتابهای مرجع آموزش نرم افزار های Etabs)

بیش از ۴۴ ساعت فیلم آموزشی

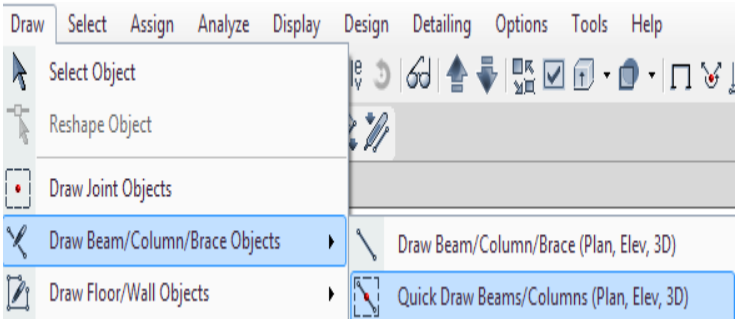
- طراحی سازه های فولادی به روش LRFD با نرم افزارهای Etabs و Safe
- طراحی سازه های بتنی با نرم افزارهای Etabs و Safe
- طراحی و محاسبات سقف ها (دال ساده -یوبوت -کوبیاکس و...) با Safe
- مطابق با آخرین تغییرات آیین نامه ها
- تشریح کامل نکات آیین نامه ای حین آموزش

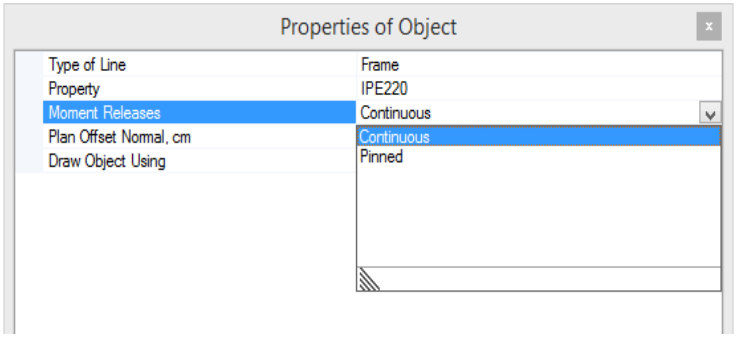
مشاهده سرفصل ها و دانلود نمونه های رایگان ...

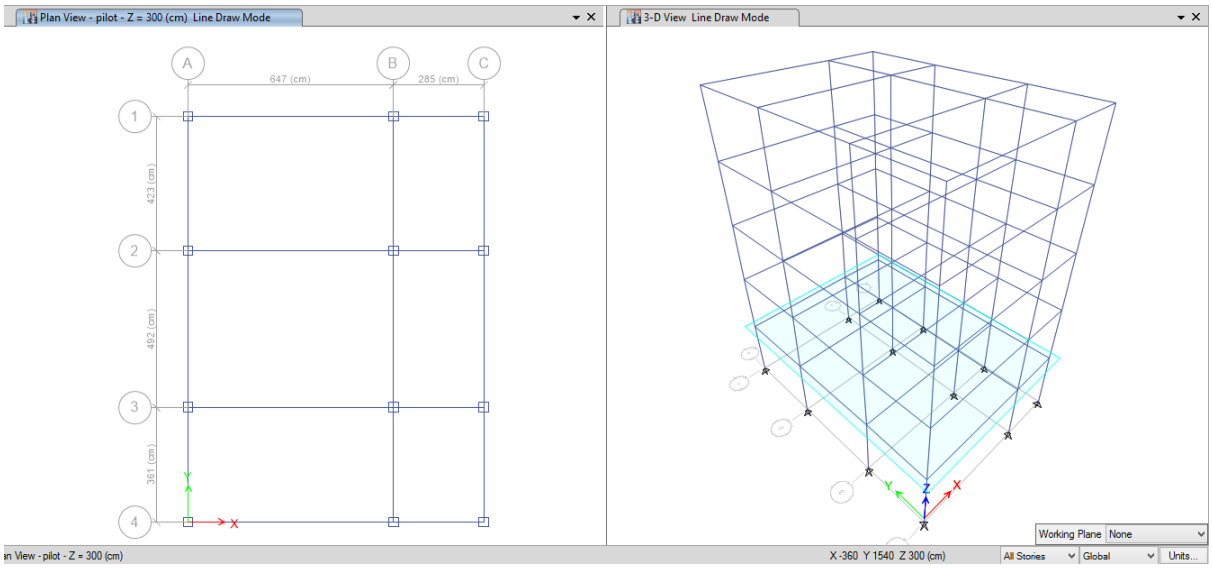
ترسیم تیر :

برای ترسیم تیر Quick draw beams →draw beam/column/brace object →Draw کلیک کرده و سپس تنظیمات زیر را انجام می دهیم:

برای ترسیم تیر بر روی گزینه سربرگ پلان در نوار ابزار بالایی ایتبس کلیک می کنیم







از نوار پایینی ایتبس با انتخاب

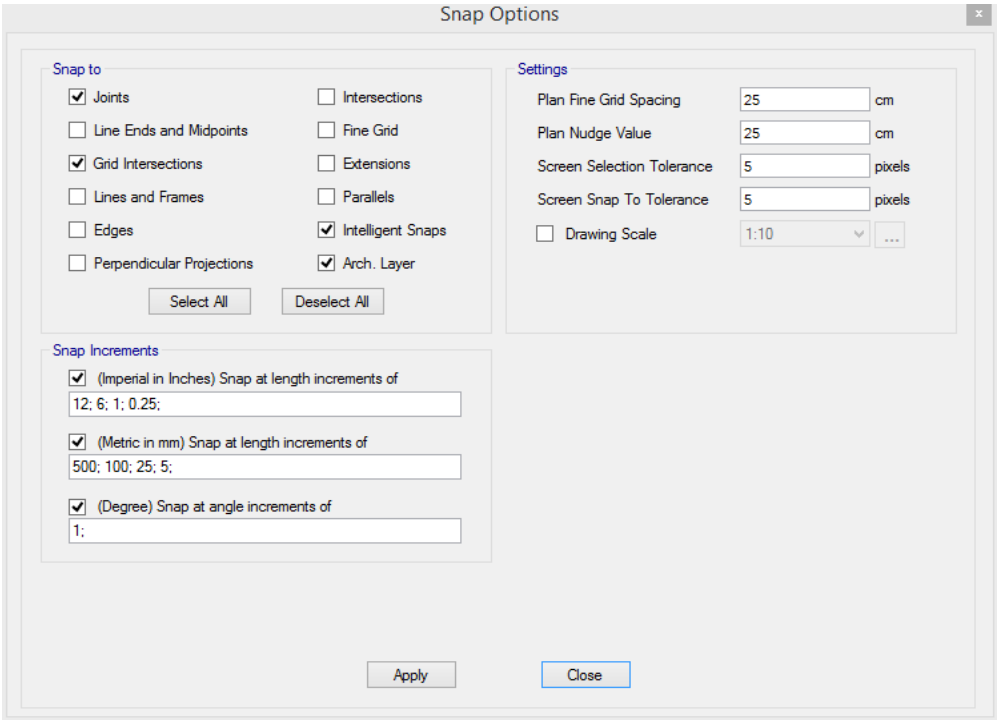
حالت similar stories در پلان یک طبقه از سازه، تیر در طبقات مشابه با آن نیز رسم می شود.

برای ترسیم تیر بین دو نقطه ی دلخواه ، آیکن را انتخاب کرده و تیر را رسم می کنیم.

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

تنظیمات snap در ایتبس:

Draw→Snap options



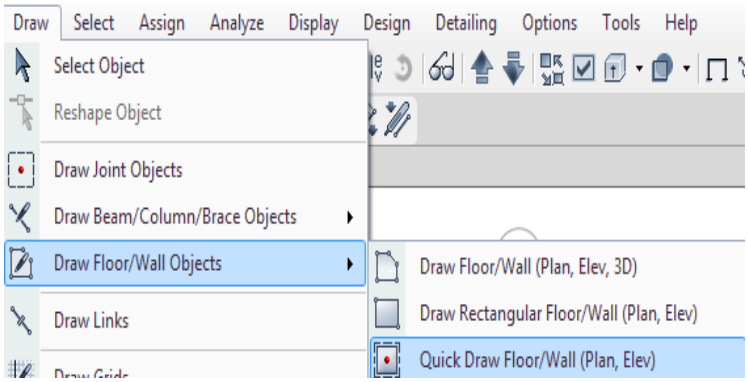
موضوع	مفهوم
Joints	گره های انتهایی المان های سازه مثل تیر و ستون
Line Ends and Midpoints	نقاط انتهایی و میانی مربوط به اعضای خطی و یا لبه های اعضای سطحی
Grid Intersections	نقاط تقاطع گرید های سازه
Lines and Frames	خطوط و اعضای تشکیل دهنده قاب(حرکت نشانگر موس روی اعضای خطی)
Edges	لبه های المان های سطحی نظیر لبه های کف های سازه
Perpendicular Projections	راستای عمود به یک المان سازه(ترسیم تیر فرعی بر تیر اصلی)
Intersections	محل برخورد دو عضو سازه ای
Fine Grid	نقاط تقاطع گرید های ریز
Extensions	نقاطی که در خارج یک تیر ولی در امتداد طول آن قرار دارد
Parallels	نقاطی به موازات امتداد یک المان
Intelligent Snaps	یک سری انتخابات هوشمند و دلخواه ایتبس
Arch.Layer	المان هایی که در لایه ی معماری در ایتبس در نظر گرفته شده باشند.

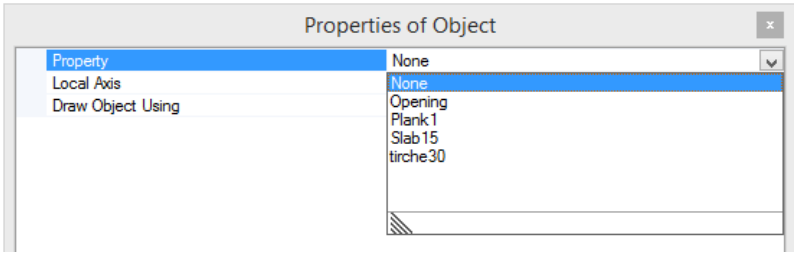
ترسیم سقف :

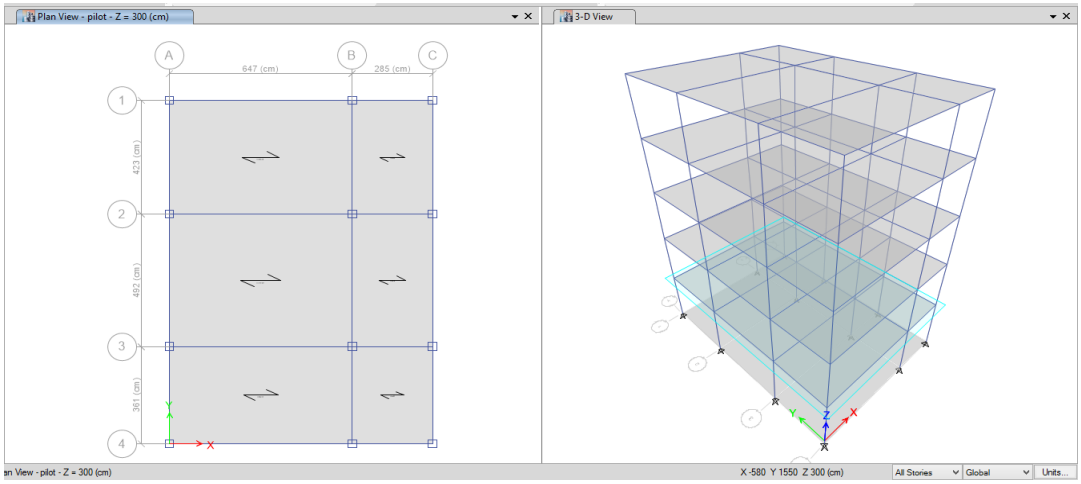
برای ترسیم سقف Quick draw Floor /Wall →Draw Floor/Wall objects →Draw کلیک کرده و سپس تنظیمات زیر را انجام می دهیم:

برای ترسیم سقف از نوار پایینی ایتبس با انتخاب

حالت similar stories در پلان یک طبقه از سازه، سقف در طبقات مشابه با آن نیز رسم می شود.

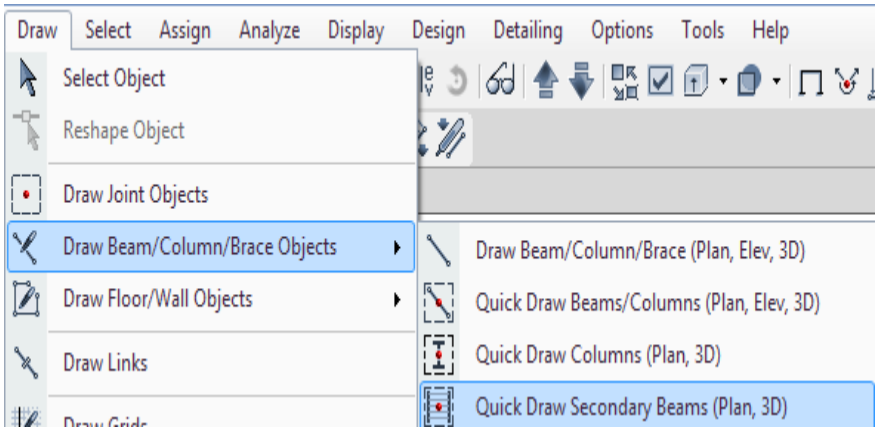


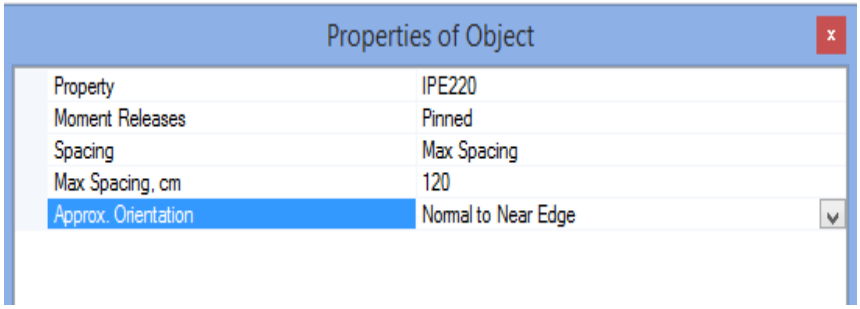




ترسیم تیرهای سقف کامپوزیت:

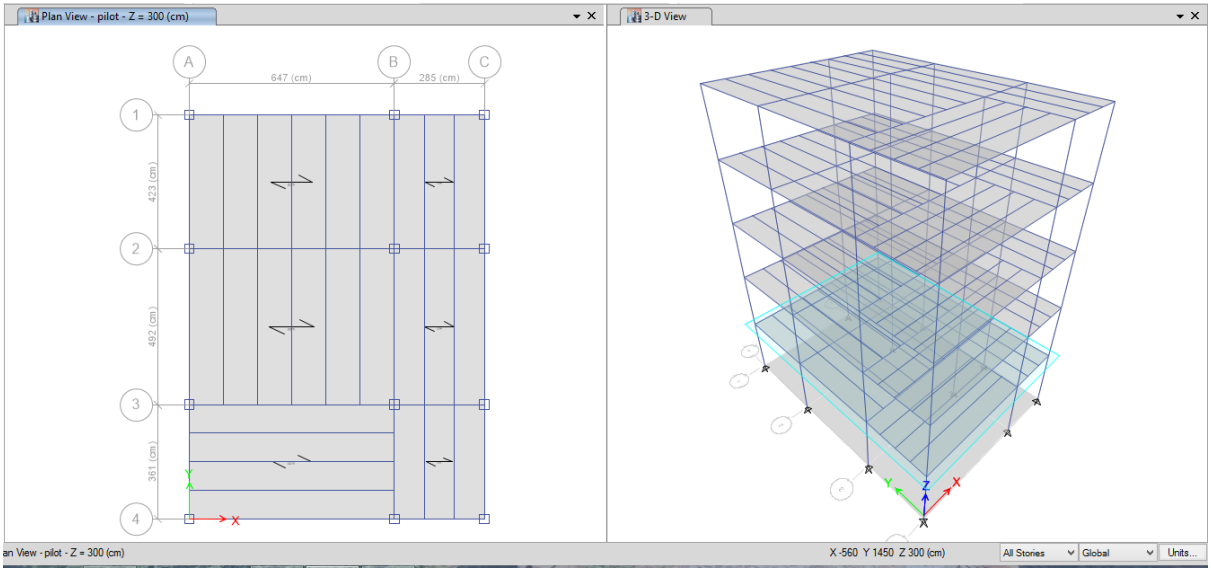
برای ترسیم تیرهای سقف کامپوزیت Draw→ draw beam/column/brace object
Quick draw Secondary beams→ کلیک کرده و سپس تنظیمات زیر را انجام می دهیم:





اتصالات این نوع تیر ها از نوع مفصلی می باشد (تیر فرعی)

در سقف های کامپوزیت حداکثر فاصله بین تیر های کامپوزیت 120 سانتی متر و در سقف عرشه فولادی حداکثر بین 2-3 است که فواصل تیرهای فرعی عرشه فولادی در قسمت سقف عرشه فولادی بصورت جدولی قابل مشهود است.



بعد از ترسیم تیرهای سقف کامپوزیت، سپس سقف کامپوزیت را بر روی پلان پیاده می کنیم.

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

مهاربند:

استفاده از مهاربند باعث افزایش چشمگیری در سختی سازه می شود.

مهاربند های همگرا:

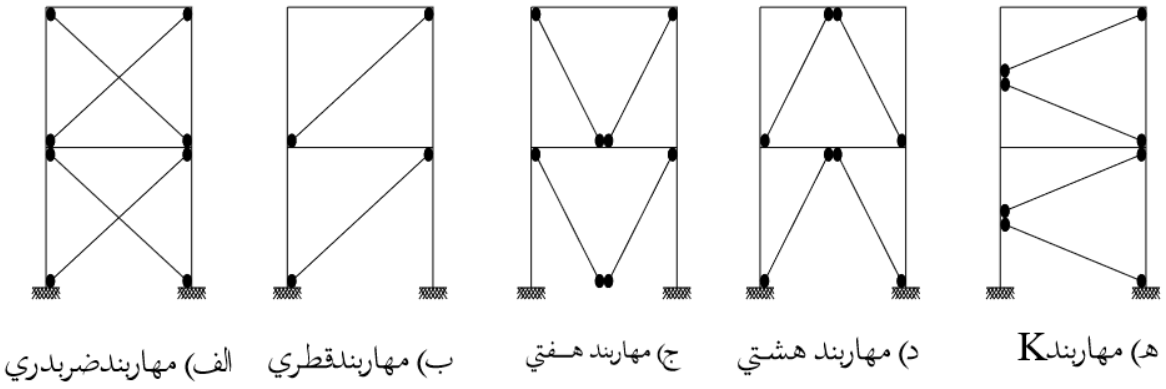
1-مهاربند ضربدری(X Brace)

2- مهاربند شورون(هفت یا هشت)

3-مهاربند قطری

4-مهاربند K شکل

انواع مهاربندهای همگرا



مهاربند های واگر:

مقدار قابل ملاحظه ای برون محوری در اتصال مهاربند ها وجود دارد که این برون از محوریت در محاسبات غیر قابل صرف نظر کردن است.

تیر پیوند:

طبق بند 10-3-12 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به ناحیه ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر یا بین نقطه تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، **تیر پیوند** یا رابط گفته می شود.این قسمت از تیر در انتقال نیروهای ایجاد شده در مهاربند نقش اساسی دارد.

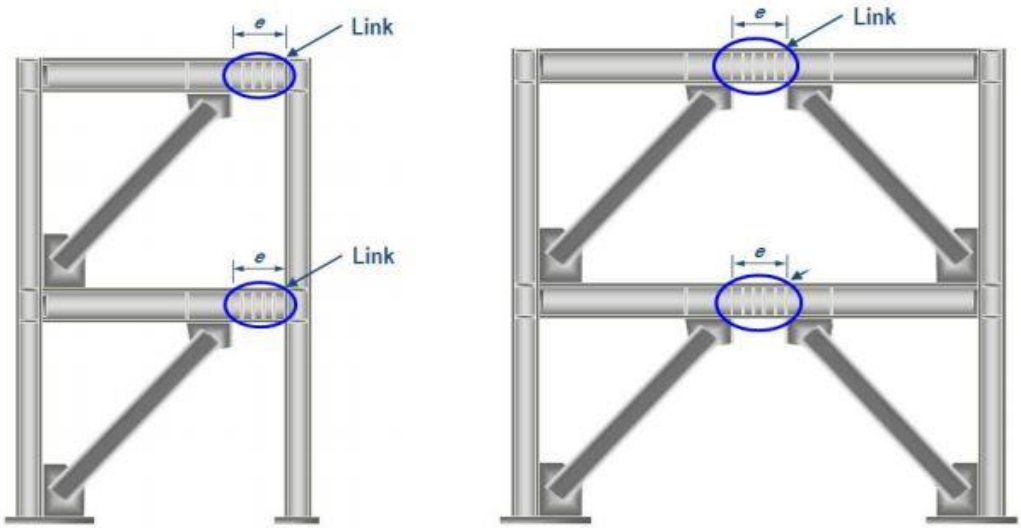
رفتار تیر پیوند به طول آن e بستگی دارد. برای طول کوتاه e رفتار از نوع برشی، طول های متوسط e رفتار آن برشی – خمشی و طول های بلند e رفتار خمشی را برای تیر پیوند به همراه خواهد داشت. در قاب های مهاربندی شده واگرا جزئیات بندی تیر پیوند و تناسب بندی سایر اعضا باید به گونه ای انجام شود تا شکل پذیری مناسب آن تأمین گردد.

نقش مهم *تیر پیوند* این است که عمل تسلیم در برابر بارهای جانبی را در خود متمرکز ساخته و مهاربند را از ناپایداری ناشی از کمانش حفظ کند .با طراحی صحیح تیر پیوند می توان شکست را به صورت کنترل شده و مطلوب درآورد و در نتیجه شکل پذیری سازه را در برابر بارهای جانبی بالا برد. در حالت کلی تیر پیوند دارای دو حالت شکست خمشی و شکست برشی می باشد.

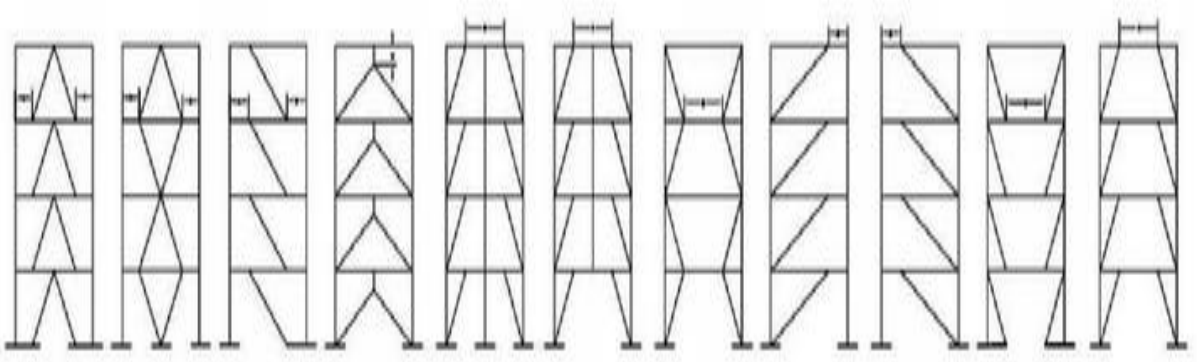
در سیستم های مهاربندی شده واگرا این انتظار می رود که تغییر شکل های غیر ارتجاعی (پلاستیک) زیادی در ناحیه تیر پیوند آن ها ایجاد گردد. برای حصول شرایط شکل پذیر در نظر گرفته شده برای این ناحیه، لازم است ضمن رعایت الزامات ویژه برای تیر پیوند، قسمت هایی از تیر دهانه مهاربندی که در خارج از ناحیه پیوند قرار دارند و نیز ستون های طرفین دهانه مهاربندی، مهاربندها و کلیه اتصالات طوری طراحی شوند که عموماً در محدوده الاستیک باقی بمانند. با توجه به این موضوع تیر ناحیه پیوند تحت اثر بارهای لرزه ای شدید می تواند مانند یک فیوز سازه ای در نظر گرفته شود که با تغییر شکل پلاستیک کنترل شده در آن باعث جذب انرژی می شود.

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

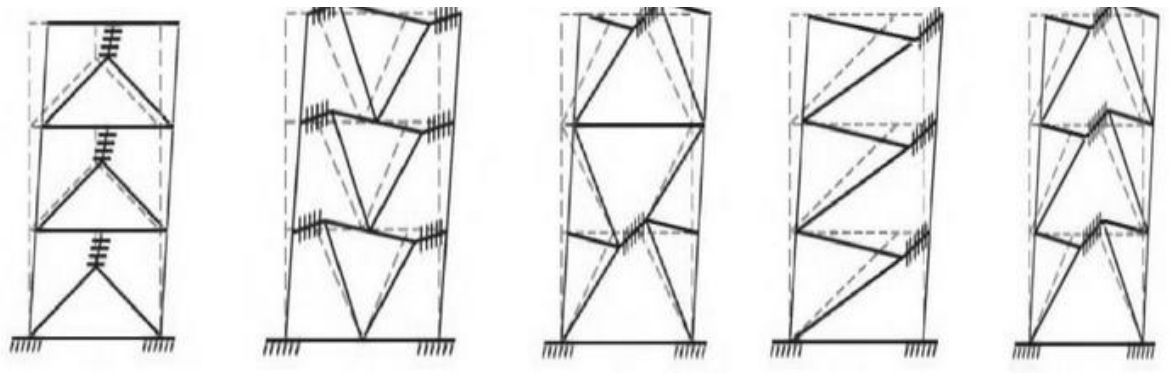
آرایش های متفاوت مهاربند های واگرا در قاب ساختمانی:



شکل ۲- قابهای مهاربندی شده واگرا



در صورت طرح واجرای صحیح، در زلزله های خفیف تا متوسط رفتاری همانند قاب هایی با مهاربند های همگرا دارد ولی در زلزله های شدید تیر پیوند جاری شده و به ناحیه ی غیر ارتجاعی وارد می شود و انرژی ناشی از زلزله را جذب می کند در حالی که اجزای دیگر قاب در حالت خطی می مانند.



بنا به توصیه های مراجع فولادی، اتصال تیر دهانه ی مهاربندی شده به ستون های اطراف خود در قاب های مهاربندی شده ی واگرا از نوع صلب طرح و اجرا شود چون عملکرد مطلوب تری در هنگام زلزله دارد.

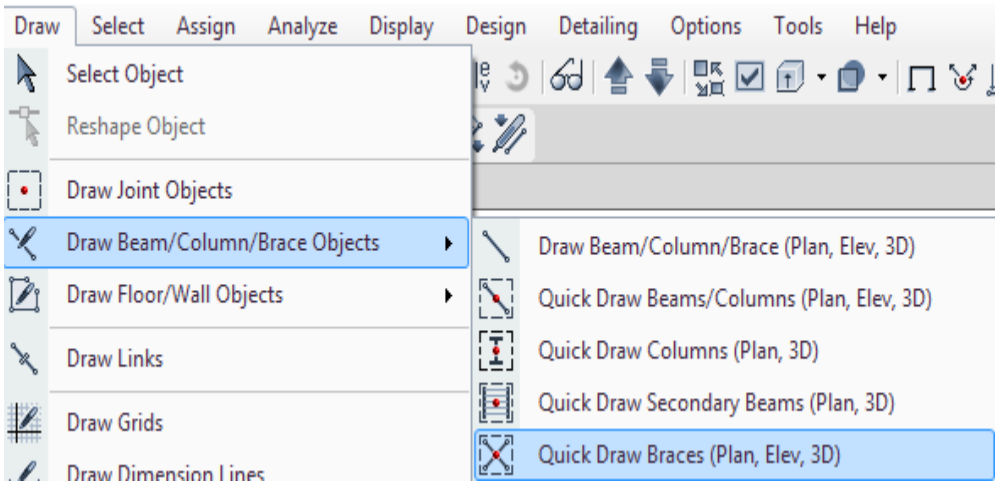
جمع بندی:

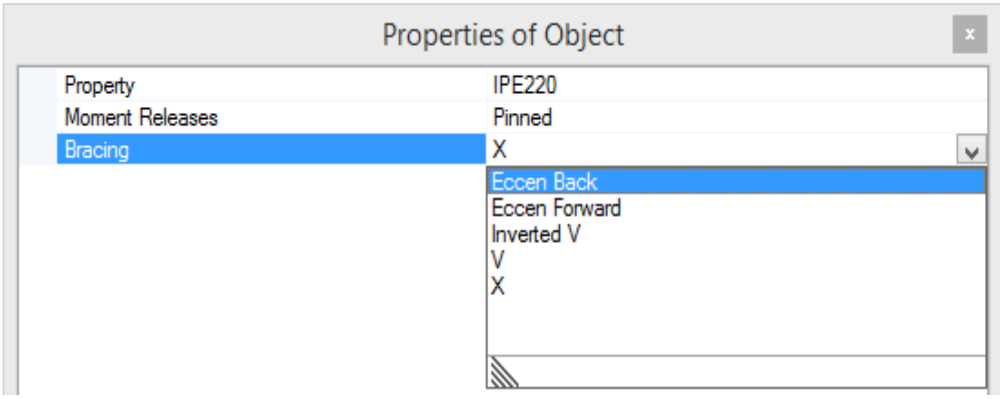
1- استفاده از مهاربند ها باعث افزایش چشمگیری در سختی سازه می شود.
2- قاب های مهاربندی همگرا(ضربدری و شورون) بیشترین سختی را در بین قاب های مهاربندی شده دارا می باشند.
3- در قاب های مهاربندی واگرا سختی ارتباط زیادی با تیر پیوند دارد.

ترسیم مهاربند:

برای ترسیم مهاربند ها در نمای جانبی سازه، باید مراحل زیر را انجام دهیم:

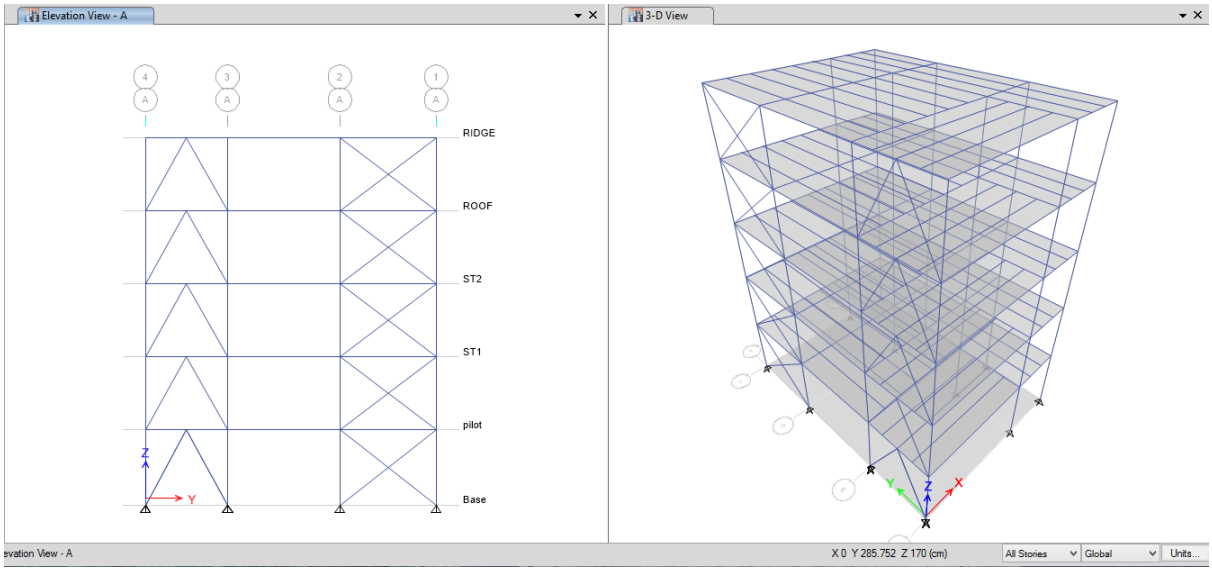
برای ترسیم مهاربند Draw→ draw beam/column/brace object →Quick draw braces کلیک کرده و سپس تنظیمات زیر را انجام می دهیم:



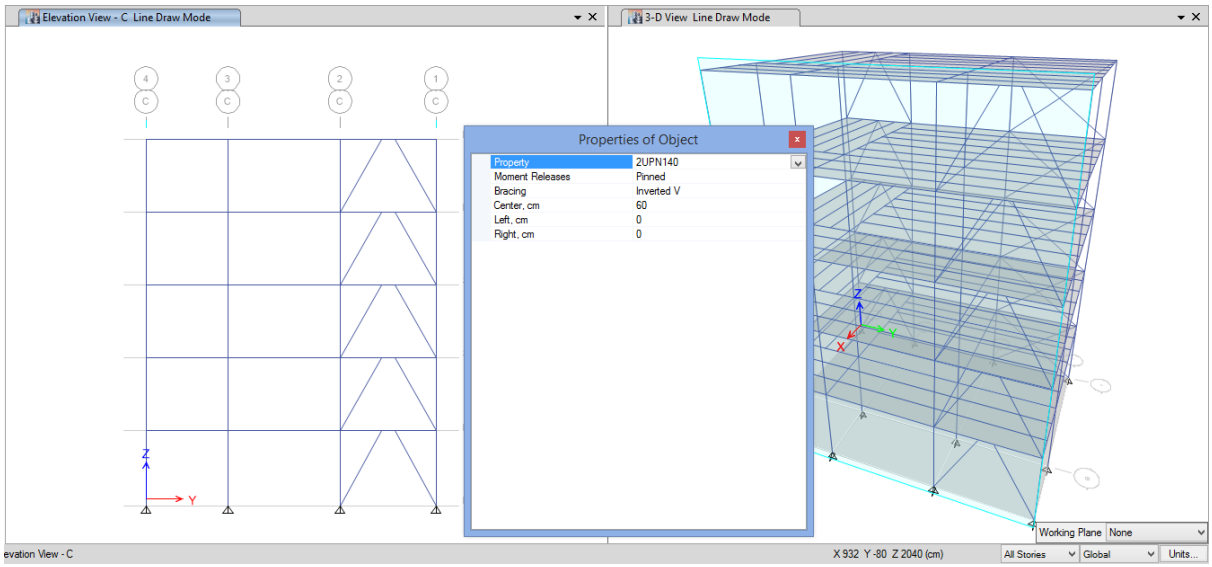


اتصالات مهاربند ها از نوع مفصلی است.

در قسمت bracing می توان نوع مهاربند را که از نوع همگرا(ضرب دری ، شورون یا معکوس شورون) یا واگرا تعیین کرد.



مهاربند واگرا:

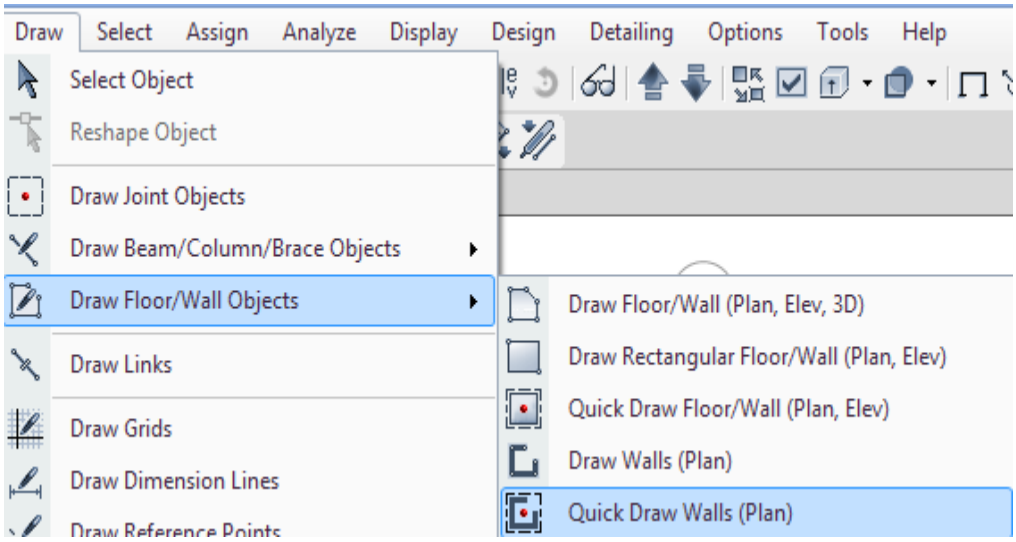


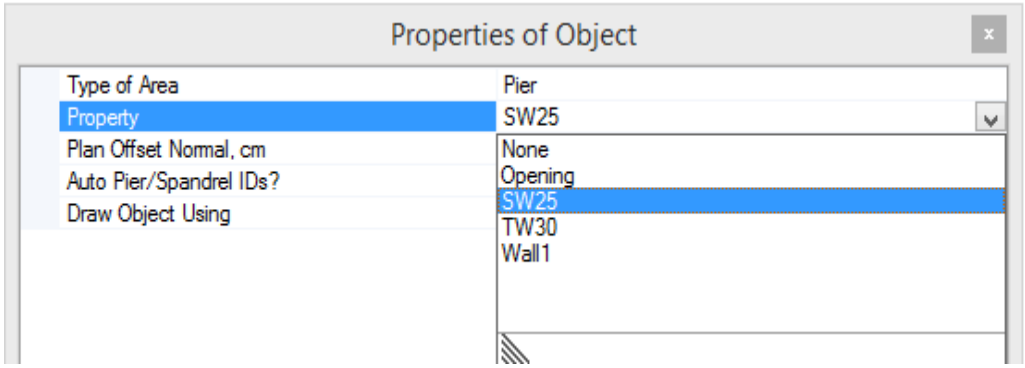
ترسیم دیوار :

برای ترسیم دیوار از نوار پایینی ایتبس با

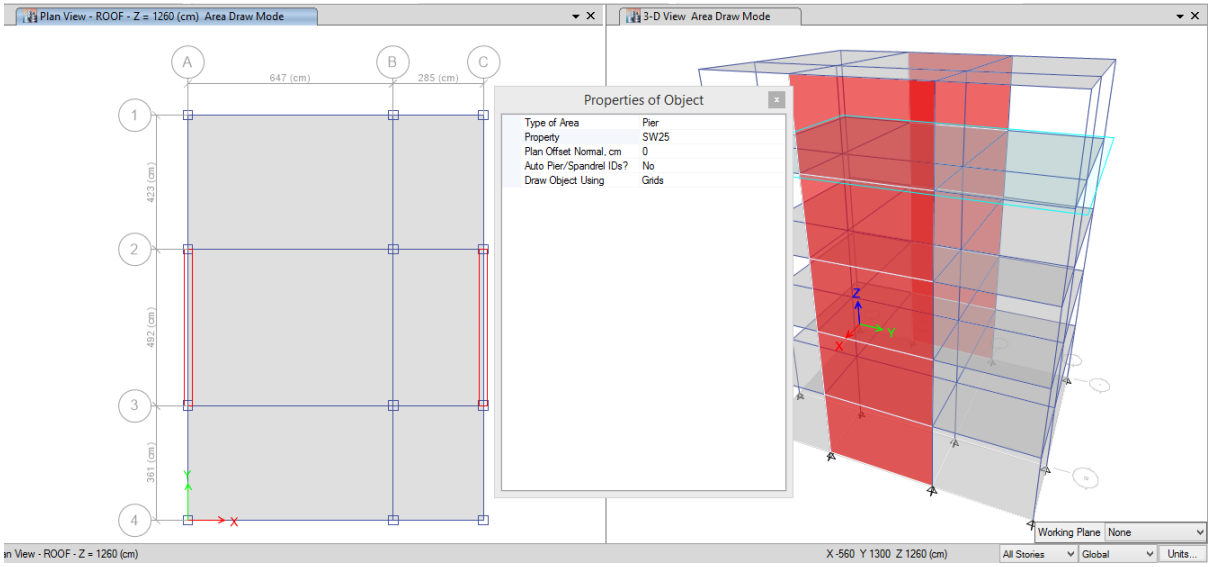
انتخاب حالت similar stories در پلان یک طبقه از سازه، دیوار در طبقات مشابه با آن نیز رسم می شود.

برای ترسیم دیوار Quick draw Walls →Draw Floor/Wall objects →Draw کلیک کرده و سپس تنظیمات زیر را انجام می دهیم:





طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir



نحوه ترسیم دیوار حائل همانند دیوار برشی است.

تغییر زاویه تیرچه ریزی:

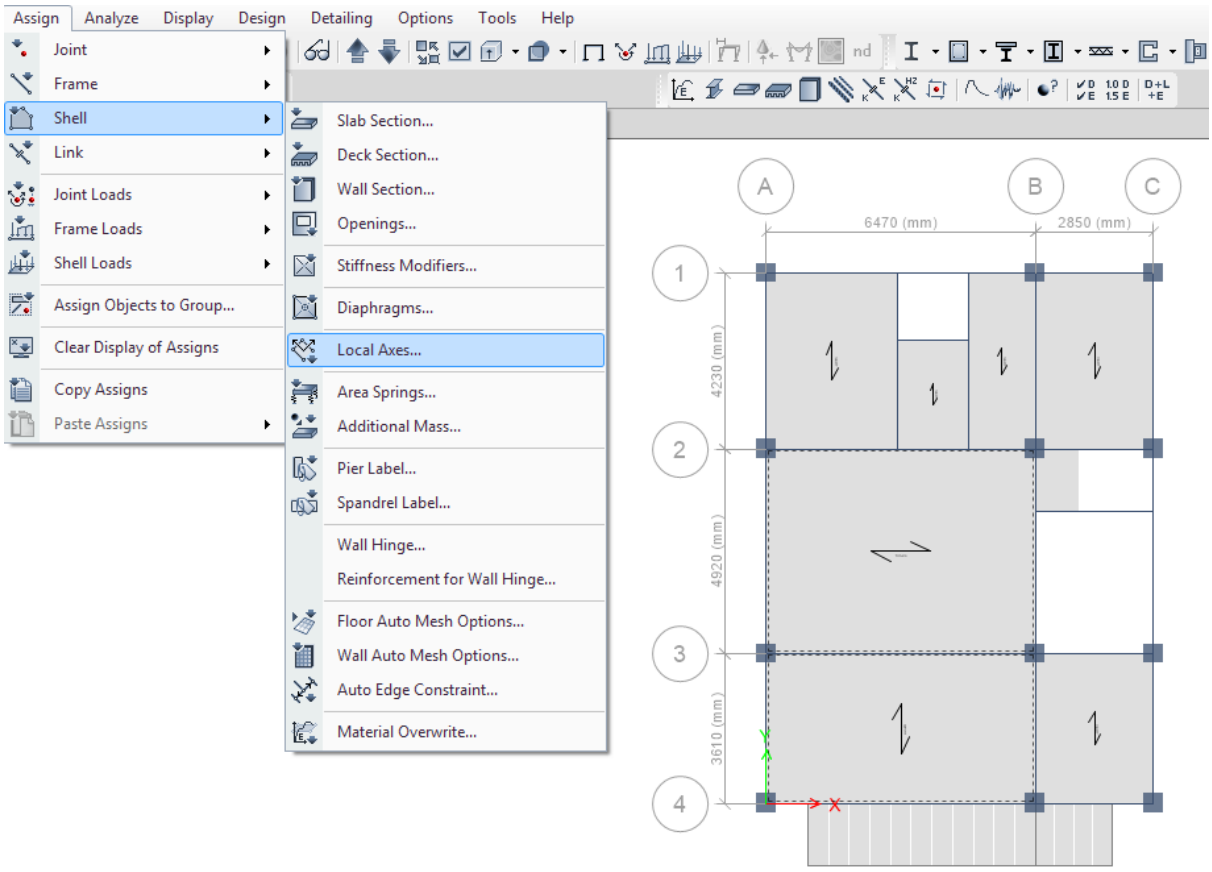
جهت تیرچه بایستی در جهت طویل دهانه باشد

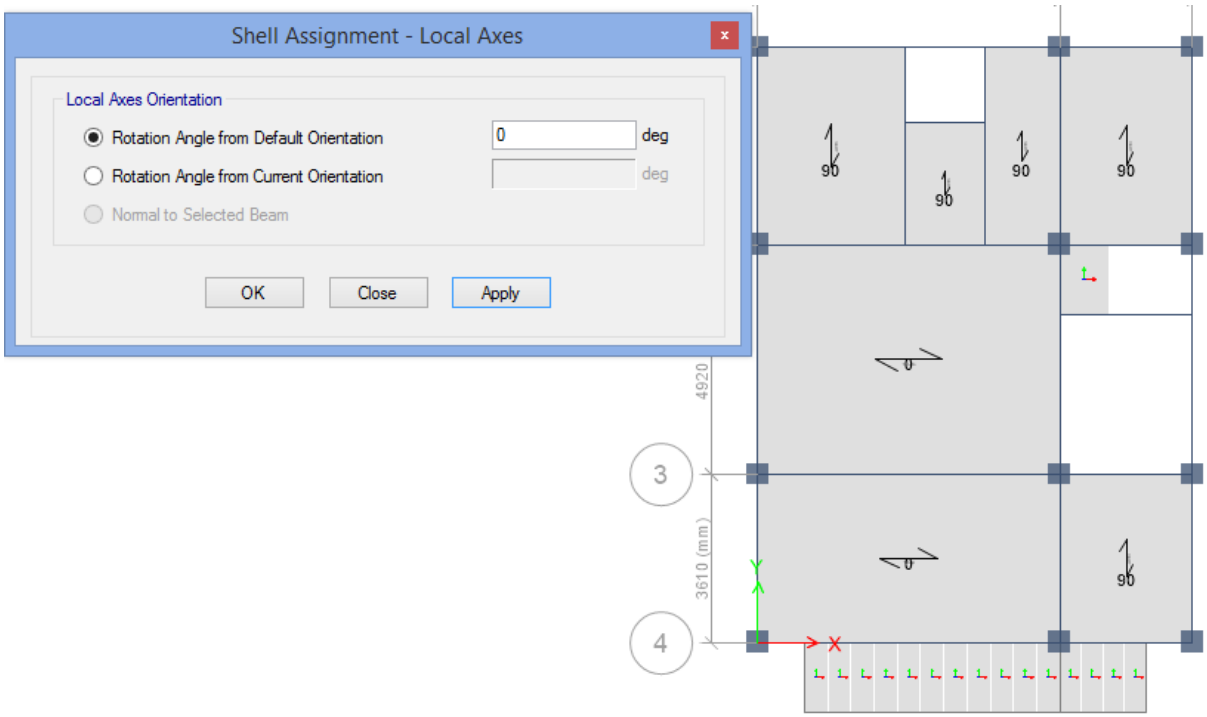
اگر سیستم باربر جانبی در هر دو جهت قاب ساختمانی یکسان باشد جهت تیرچه ها به صورت شطرنجی باشد تا انتقال بار بین همه ی اعضا صورت گیرد.

اگر یک جهت قاب ساختمانی خمشی و جهت دیگر قاب خمشی + دیوار برشی باشد جهت تیرچه ها بایستی عمود بر قاب خمشی باشد.

تغییر زاویه تیرچه ریزی در Etabs:

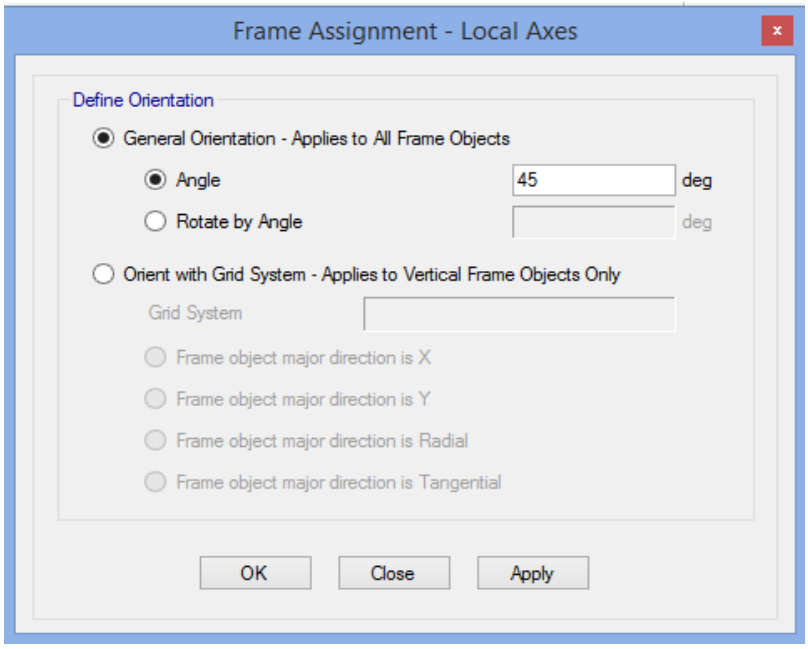
برای تغییر زاویه جهت تیرچه ریزی در ایتبس ، سقف رو انتخاب کرده و مراحل زیر را انجام می دهیم:
Assign→Shell→Local Axis





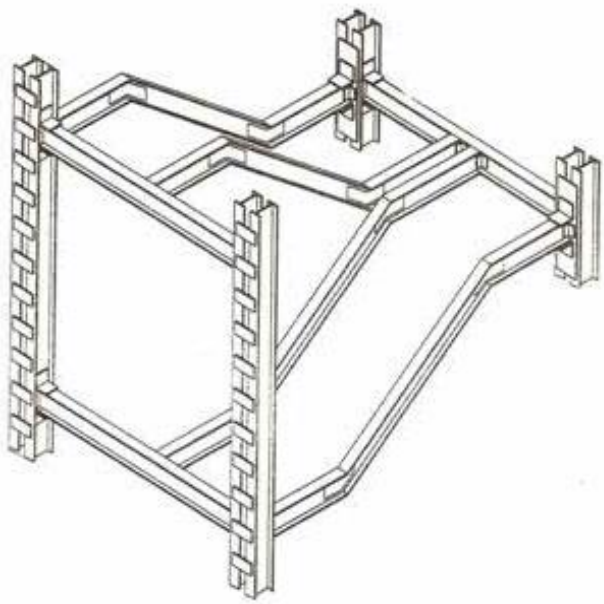
تغییر زاویه ستون:

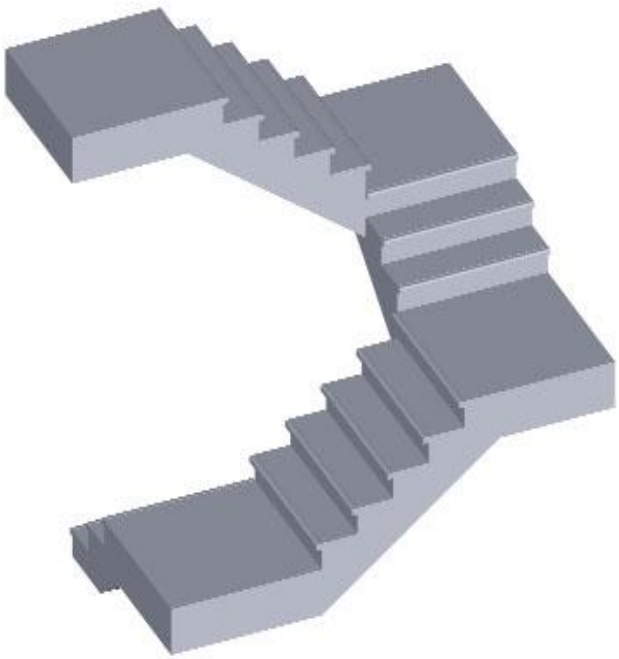
برای تغییر زاویه ستون در ایتبس ، ستون رو انتخاب کرده سپس Assign→Frame→Local Axis کلیک می کنیم و زاویه دوران ستون را می دهیم.



مدل سازی راه پله:

تیر پاگرد نیم طبقه به ارتفاع 60 سانتیمتر

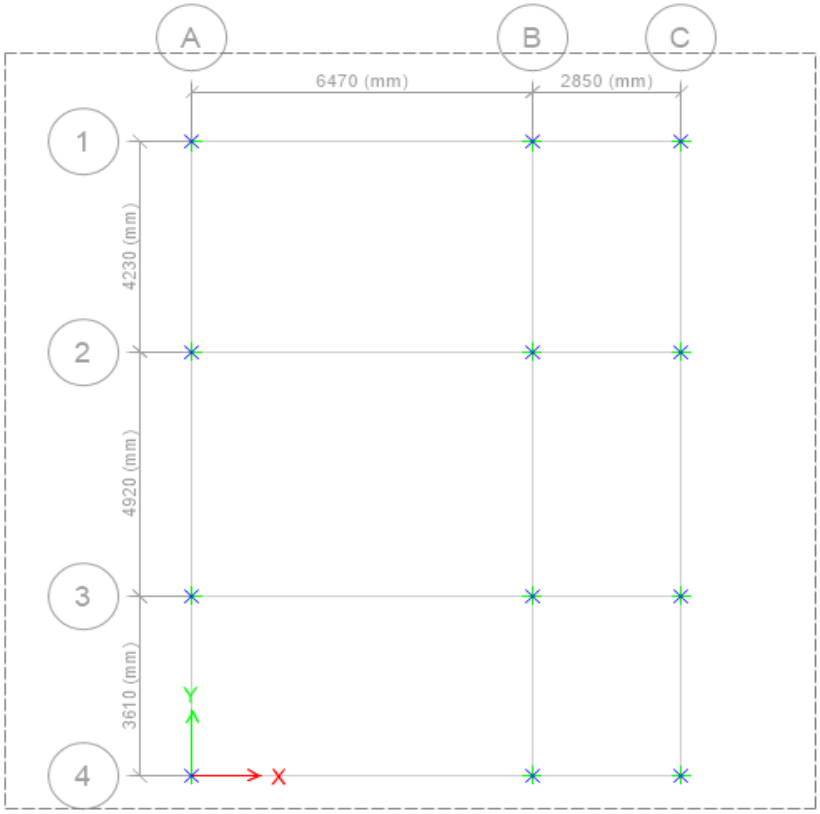


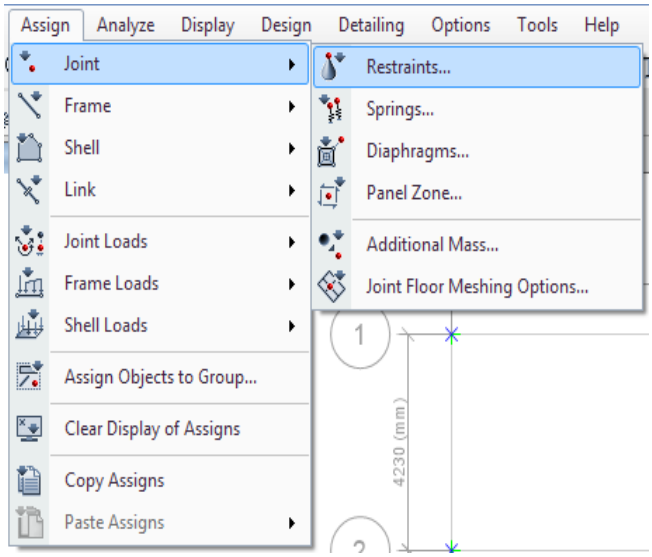


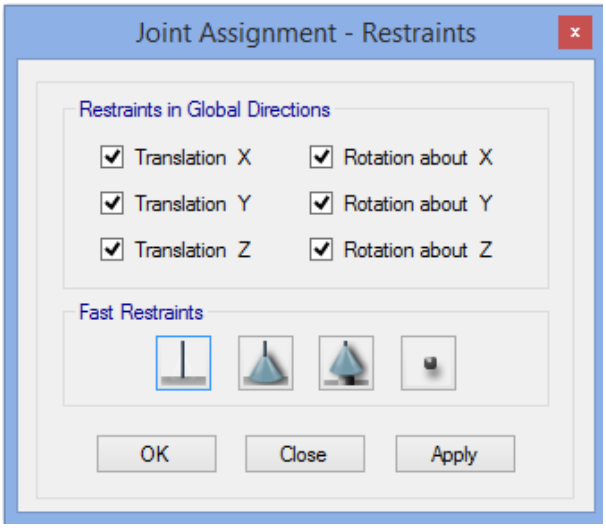
معرفی تکیه گاه:

ابتدا به پلان تراز پایه رفته و تمام گره های کف را ترسیم کادر دور آنها انتخاب می کنیم سپس مراحل زیر را انجام می دهیم:

Assign → Joint→Restrains







طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

اختصاص دیافراگم:

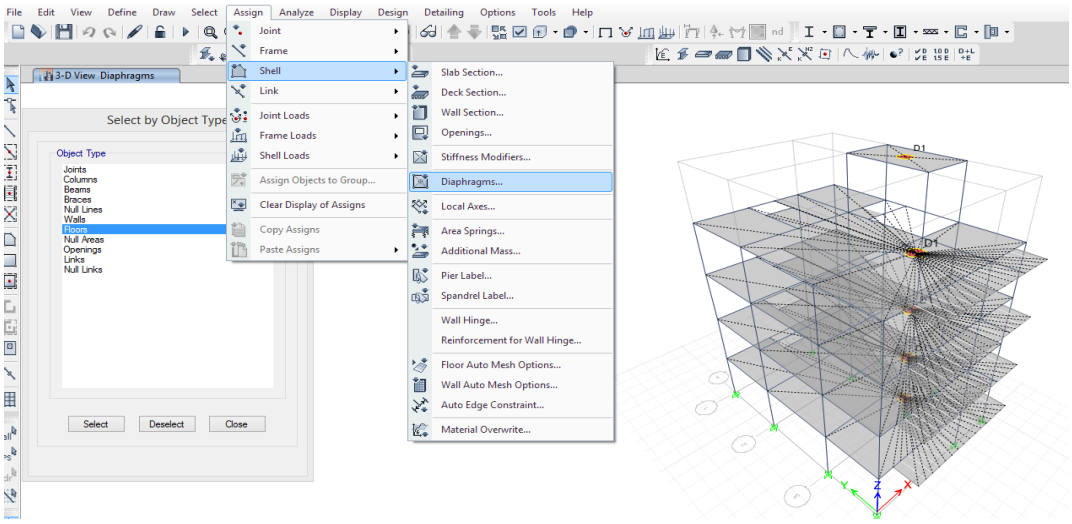
برای اختصاص دیافراگم پلان طبقه را انتخاب کرده سپس با کشیدن یک کادر کلیه گره های طبقه را انتخاب می کنیم سپس دستور Assign→Joint→Diaphragms اجرا می کنیم و نوع دیافراگم صلب یا نیمه صلب را انتخاب کرده و اختصاص می دهیم.

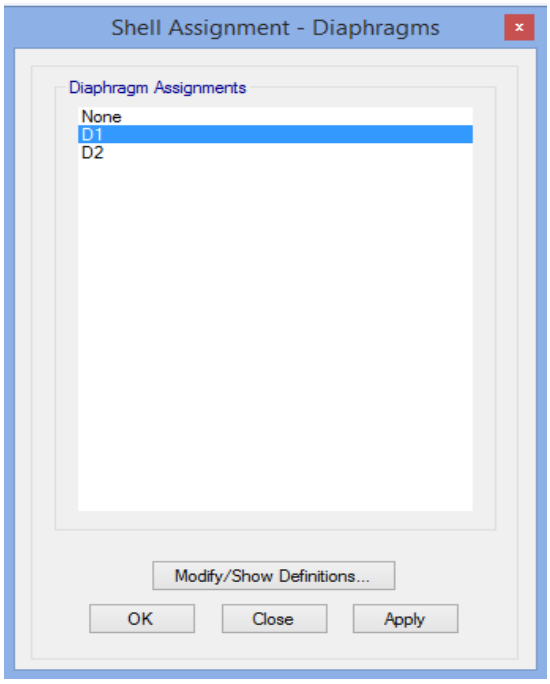
معرفی وابستگی گرهی دیافراگم برای لحاظ کردن سختی قابل توجه سقف های بتنی به کار می رود.تعریف دیافراگم صلب درجات آزادی سازه را به طور قابل توجه کاهش می دهد. در صورت اختصاص دیافراگم صلب درجات آزادی هر طبقه تنها سه درجه آزادی جانبی خواهند داشت.

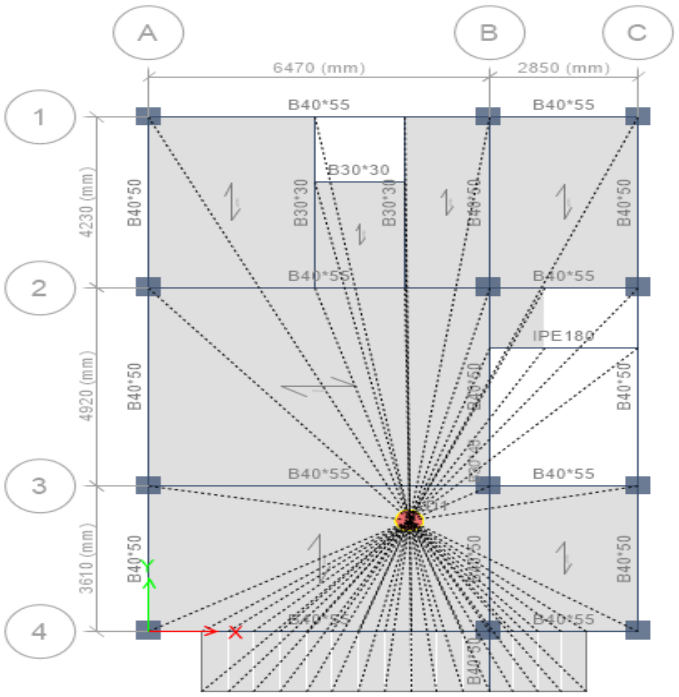
می توان به صورت زیر نیز دیافراگم را تخصیص داد:

Select →Select→Object Type→Floors

Assign →Shell→Diaphragm




Shell Assignment - Diaphragms
Diaphragm Assignments
None
D1
D2
Modify/Show Definitions...
OK
Close
Apply


A
B
C
1
2
3
4
6470 (mm)
2850 (mm)
4230 (mm)
4920 (mm)
3610 (mm)
B40*55
B40*50
B30*30
IPE180

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

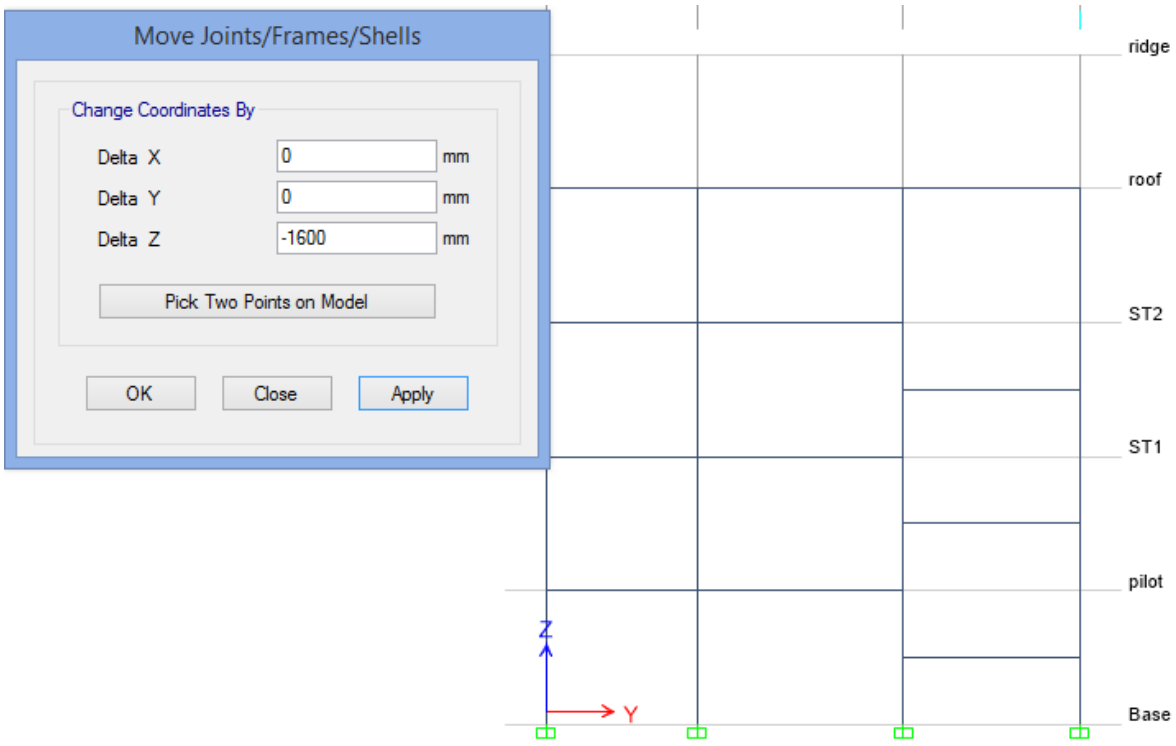
انتقال تیر به تراز بالا یا پایین:

انتقال تیر راه پله به نیم طبقه:

در نمای جانبی مورد نظر از آیکن ele کلیک کرده و سپس تیر مورد نظر را انتخاب می کنیم.

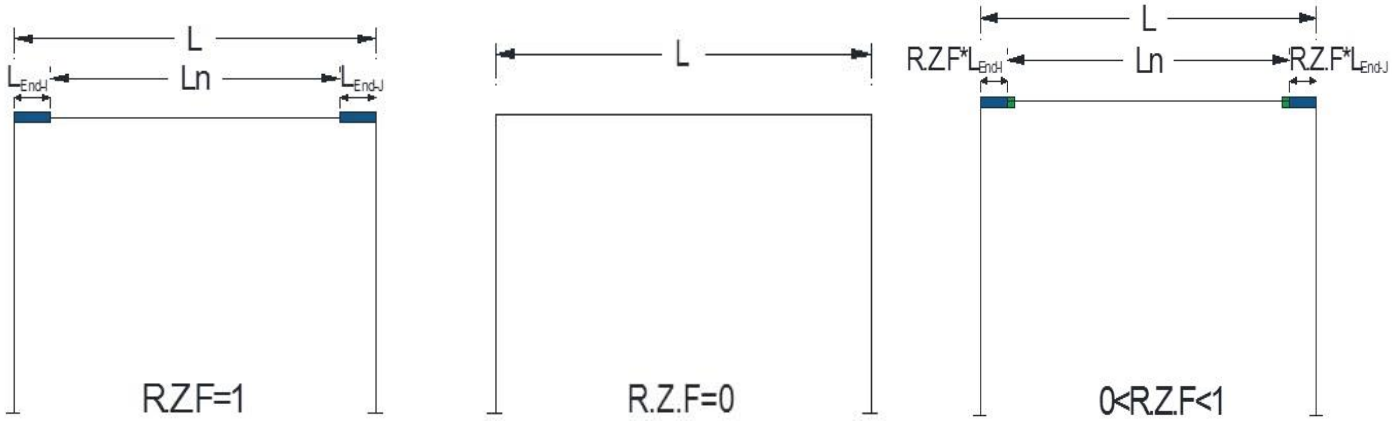
Edit→Move

در قسمت باز شده مقدار تراز delta Z را وارد کرده و ok می زنیم حال تیر در تراز مورد نظر قرار خواهد گرفت.



اختصاص نواحی صلب انتهایی:

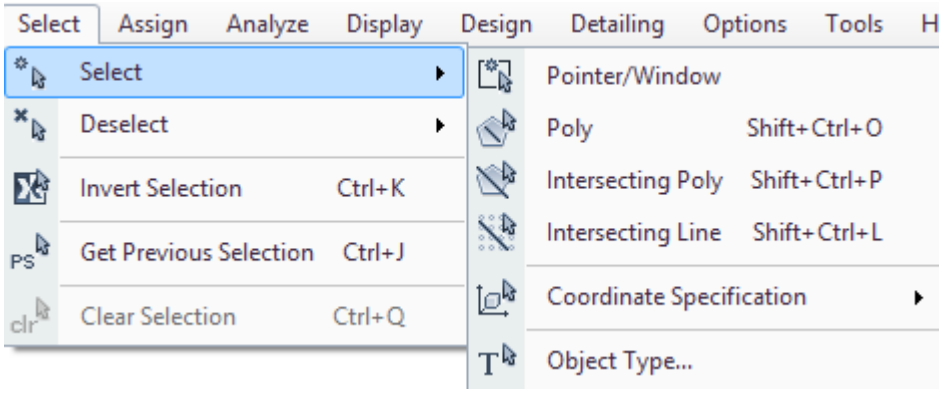
فصل مشترک اتصال تیر به ستون به عنوان یک ناحیه سخت تلقی می شود و باعث کاهش طول انعطاف پذیری تیرها و ستون ها می شود.در این مرحله ناحیه صلب را از کل طول انعطاف پذیر عضو کم می کنیم.



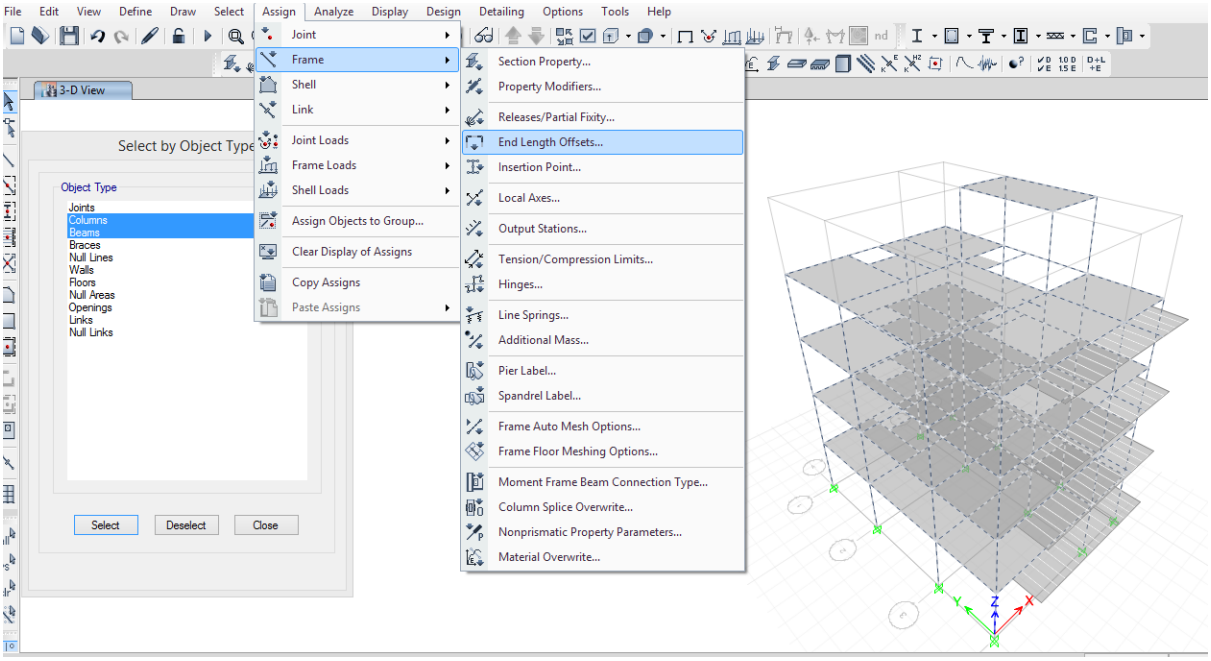
برای اختصاص نواحی صلب تمام تیر و ستون ها را انتخاب کرده و مراحل زیر را انجام می دهیم:

Select →Select→Object Type→ Beams & Columns

Assign→ Frame→ End Length Offset

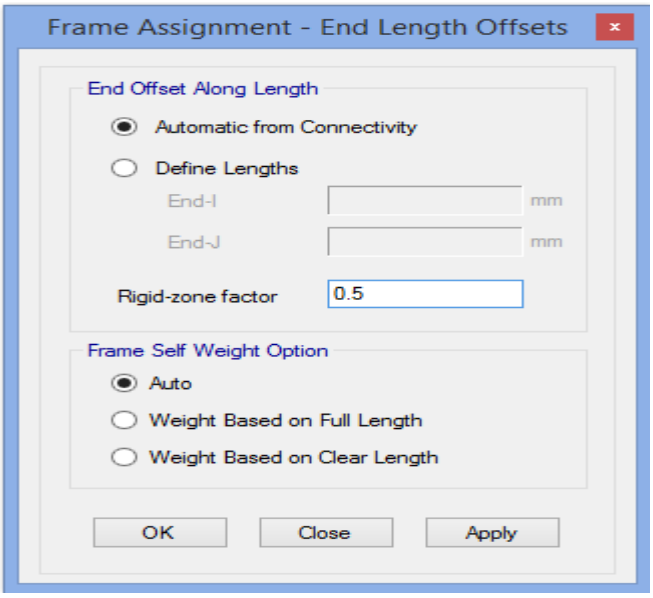


طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir



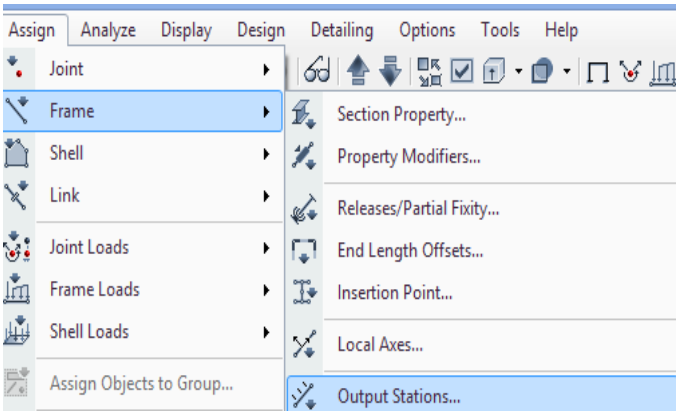
در این قسمت گزینه Automatic from connectivity را فعال می کنیم تا به صورت خودکار برنامه طول نواحی صلب اعضا را محاسبه کند.

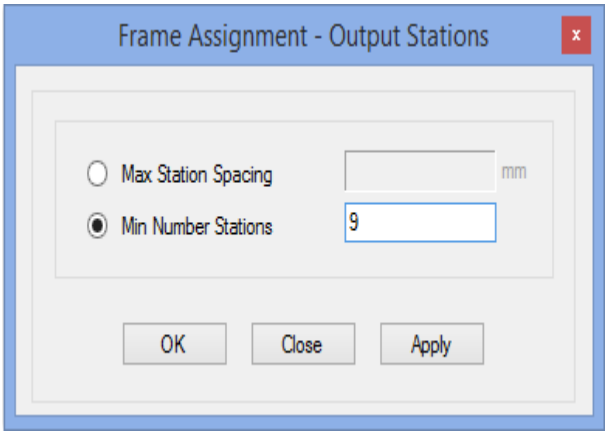
در جعبه ی Rigid-Zone Factor عدد 0.5 را وارد کنید تا تنها نصف ناحیه صلب در محاسبات لحاظ شود.



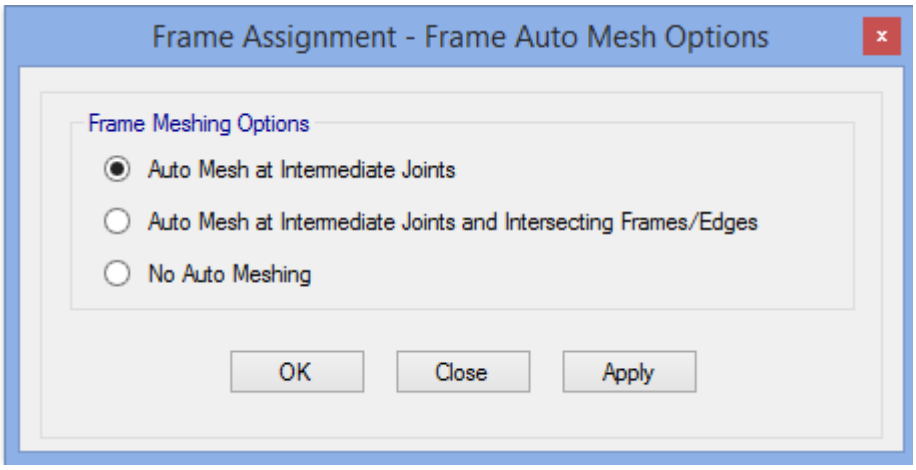
تعداد ایستگاه های طراحی المان ها:

ایستگاه های ارائه خروجی برای موقعیت های طراحی اعضا ، محل های معلوم جهت رسم دیاگرام نیرو و لنگر و محل چاپ خروجی متنی (نیرو و لنگر) به کار می روند.





تقسیم بندی خودکار اعضا:



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

ضرایب ترک خوردگی:

۹-۱۳-۸-۴ اثر ترک‌خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک‌خوردگی باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک‌خوردگی می‌توان:

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

۹-۱۶-۳ طبقات مهارشده جانبی

۹-۱۶-۳-۱ طبقه مهارشده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییرمکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه، که از رابطه (۹-۱۶-۱) به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً «مهار شده» نامیده می‌شود.

$$Q=\frac{\sum N_u\delta_u}{H_u h_s} \qquad (۹-۱۶-۱)$$

محاسبه δ_u با توجه به ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۱ انجام می‌گیرد.

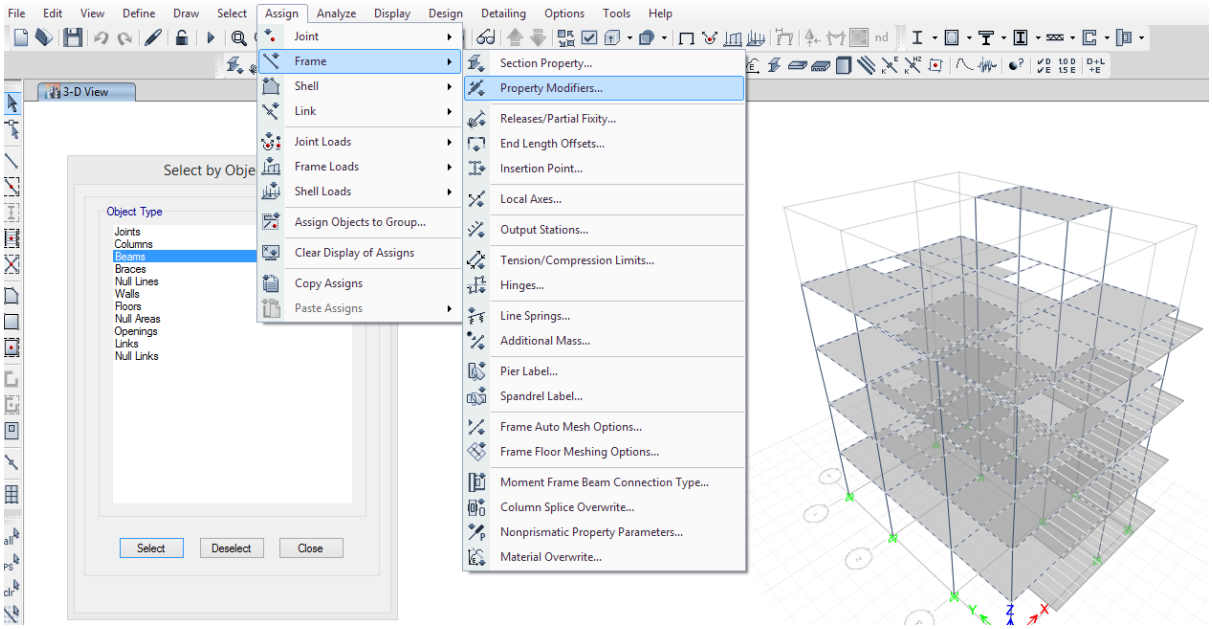
h_s = ارتفاع طبقه، میلی‌متر
H_u = بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، نیوتن
N_u = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن
δ_u = تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین به ازای هر ترکیب بار مشخص

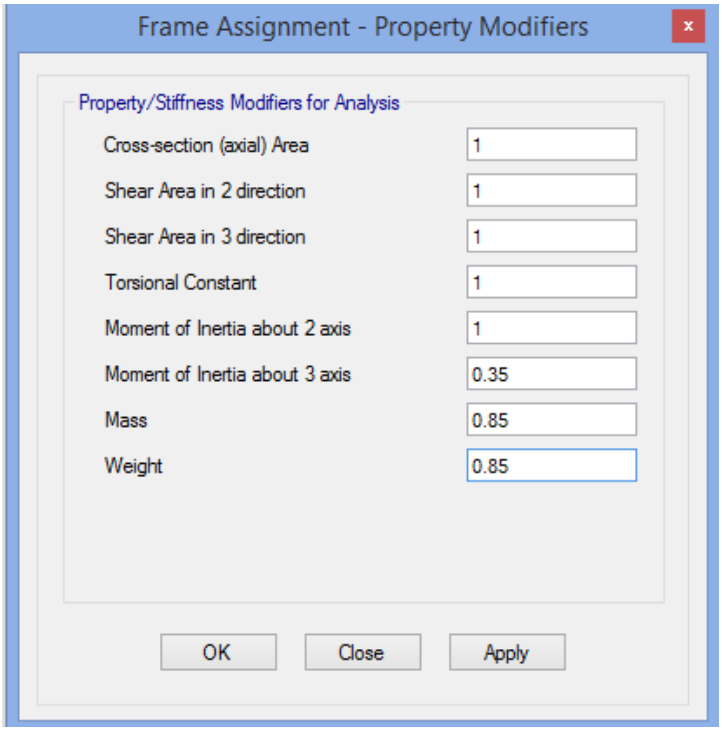
درخصوص مهارشده یا مهارنشده درنظر گرفتن قاب ها پیشنهاد می شود در جهت محافظه کاری بیشتر، قاب ها را مهارنشده درنظر بگیریم.

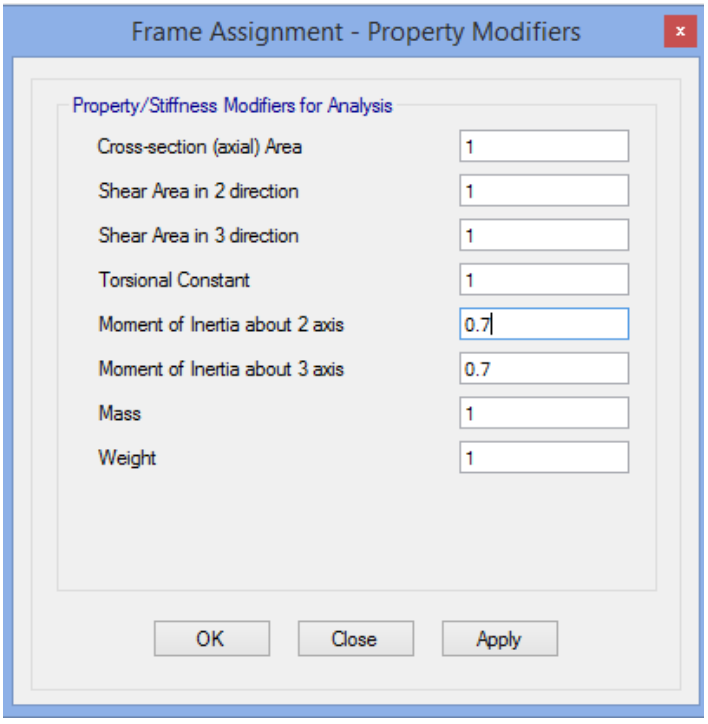
برای اعمال ضرایب ترک خوردگی تمام تیر و ستون ها را انتخاب می کنیم سپس مراحل زیر را انجام می دهیم:

Select →Select→Object Type→ Beams & Columns

Assign →Frame→Property Modifiers







طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

برای اعمال ضرایب ترک خوردگی دیوارها نیز، دیوارها را انتخاب کرده و مراحل بالا را طی می کنیم:

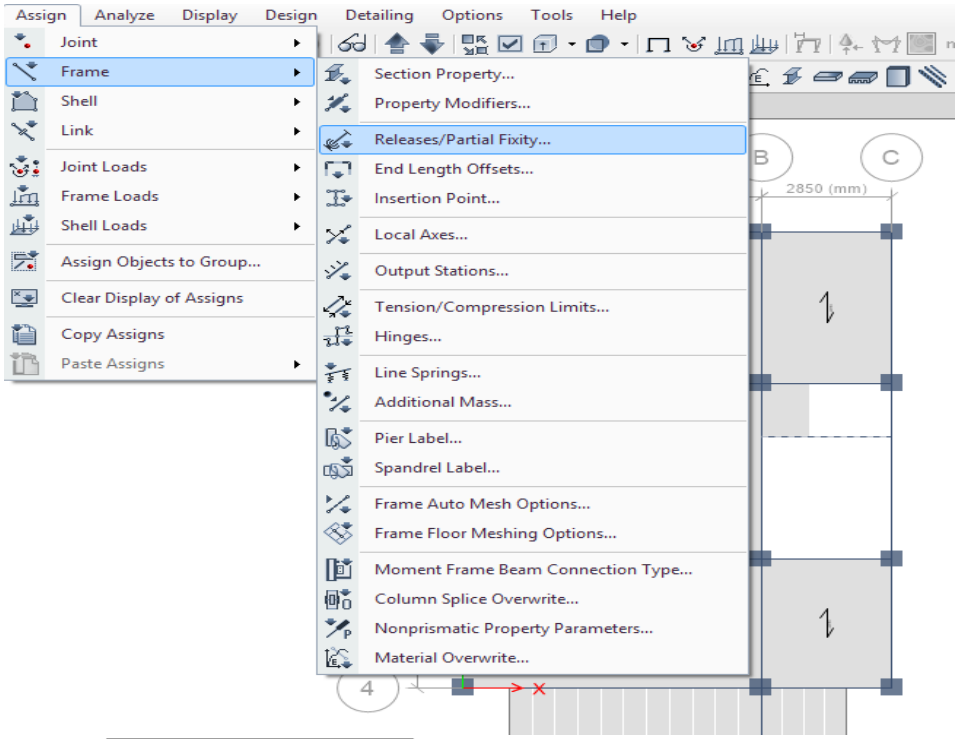
Select →Select→Object Type→Walls

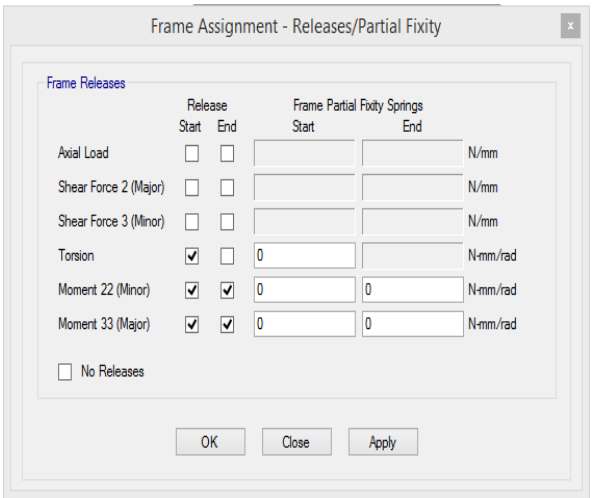
Assign →Shell→Property Modifiers

تغییر در شرایط انتهایی اعضاء:

برای اصلاح وضعیت اتصالات در تیرهای فرعی ، تیرهای نیم طبقه و وال پست ها و... و مفصلی کردن اعضا در etabs مراحل زیر را انجام می دهیم:

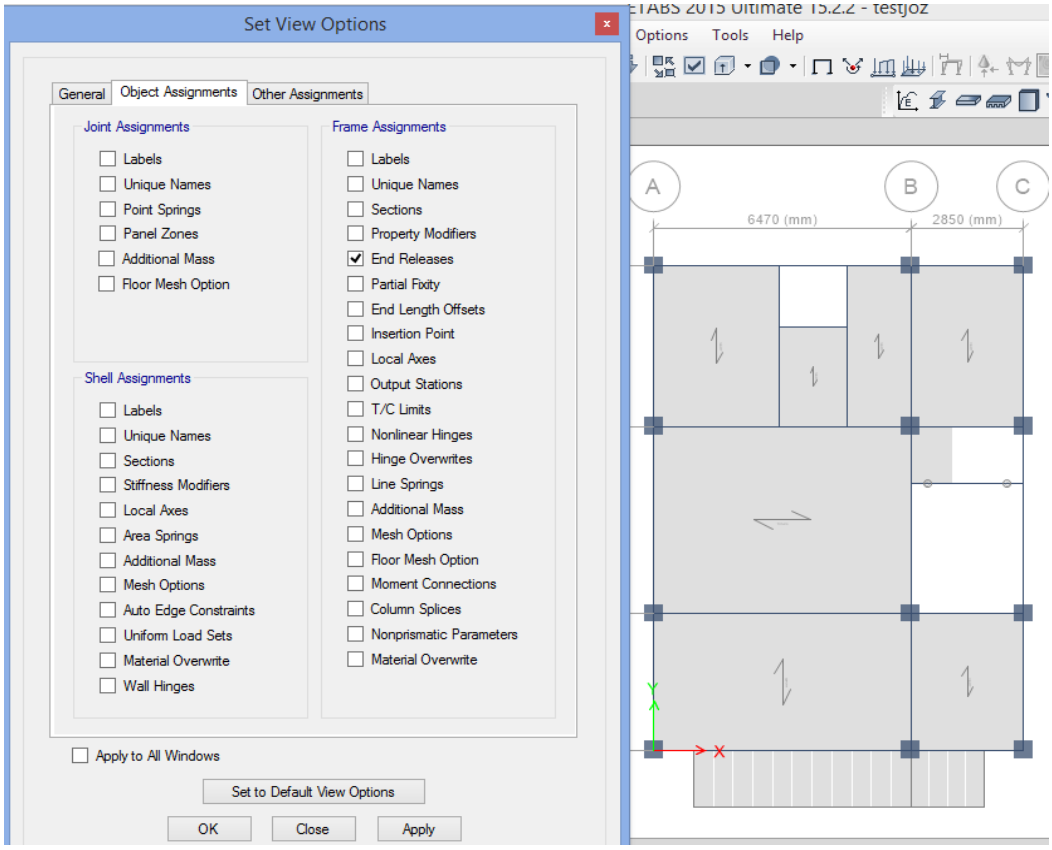
Assign→Frame→Releases/Partial Fixity



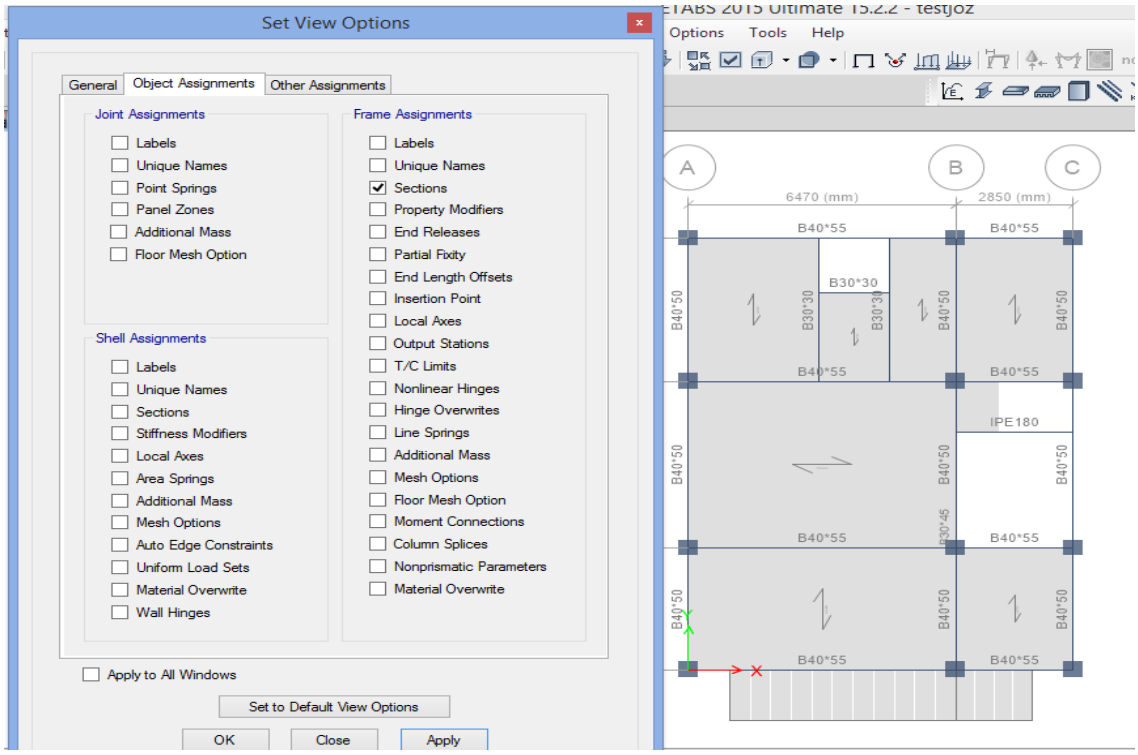


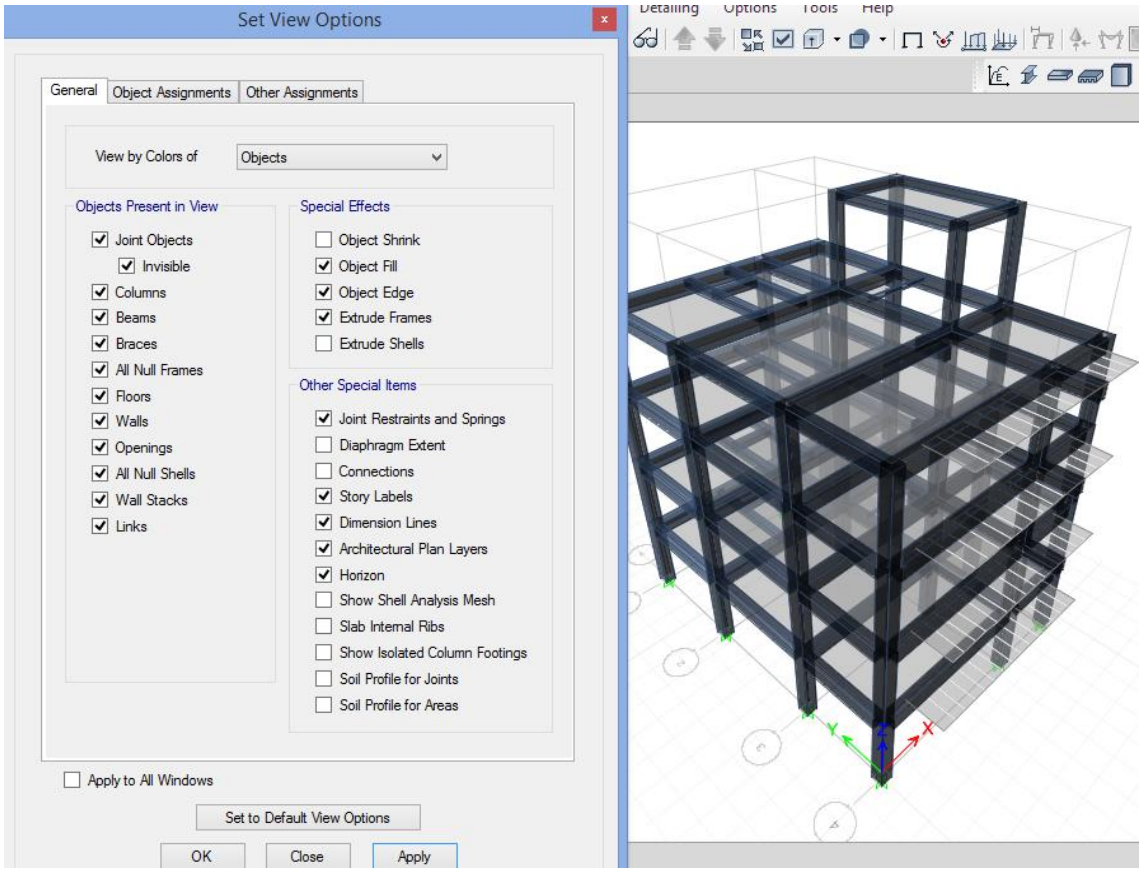
تنظیمات نمایشی در Etabs :

با کلیک روی آیکن یا مسیر View→Set Display Options انتخاب کنید:



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir





بارگذاری ثقلی و جانبی:

بارگذاری ثقلی :

-**بار مرده:** بارهای ثابتی هستند که ناشی از اجزای ساختمان می باشند و در طول عمر سازه، مقدار و محل اثر آنها ثابت است.این بار ها شامل وزن تیرها، ستون ها، دیوارها،کف ها، راه پله و وزن تاسیسات و تجهیزات درون ساختمان می باشد که به صورت بار گسترده سطحی، گسترده ی خطی و بار متمرکز وارد می شود.

محاسبات بار مرده:

نمونه جزئیات سقف طبقات(بار مرده اضافی)

مصالح	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن یک متر مربع
کاشی سرامیکی کف	2100	0.01	**21**
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	**63**
بتن پوکه	1300	0.08	**104**
وزن یونولیت	-	-	**7**
سقف کاذب با گچ	-	-	**50**
جمع			$245 kg/m^2$

نمونه جزئیات بام ساختمان(بار مرده ی اضافی)

مصالح	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن یک متر مربع
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	**63**
بتن پوکه	1300	0.1	**130**
ایزولاسیون سقف	-	-	**20**
بلوک			**7**
سقف کاذب با گچ	-	-	**50**
جمع			$270 kg/m^2$

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

وزن دال بتنی و تیرچه

شدت بار $(\frac{kgf}{m^2})$	تعداد در واحد سطح	ضخامت (cm)	مخصوص وزن $(\frac{kgf}{m^3})$	وزن بتن تیرچه ها
100	$2 * 10cm$	20	2500	تیرچه ها
125	1	5	2500	دال بتنی

جزئیات سقف دال(بار مرده اضافی)

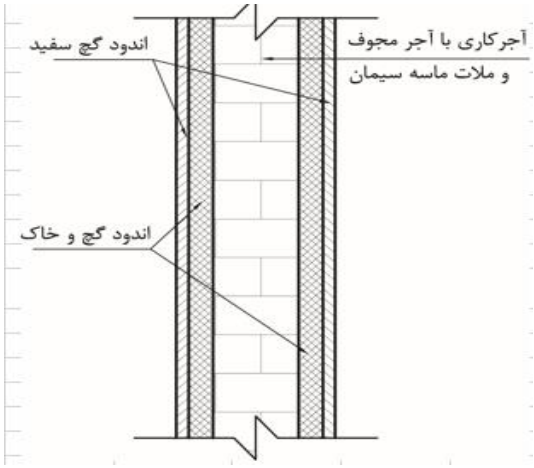
مصالح	وزن مخصوص $(\frac{kg}{m^3})$	ضخامت(m)	وزن یک متر مربع
سرامیک	2100	0.01	**21**
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	**63**
بتن سبک با پوکه معدنی	1300	0.05	**65**
سقف کاذب با گچ	-	-	**50**
جمع			$190 \frac{kg}{m^2}$

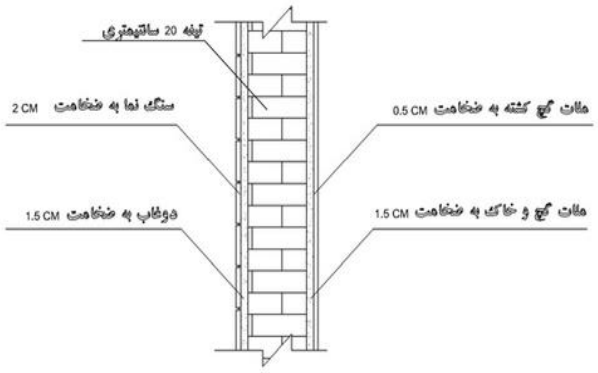
جزئیات دیوار بدون نما

مصالح	وزن مخصوص $(\frac{kg}{m^3})$	ضخامت(m)	وزن یک متر متر مربع $(\frac{kg}{m^2})$
اندود گچ	1300	0.01	**13**
گچ و خاک	1600	0.02	**32**
آجر مجوف	850	0.15	**127.5**
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	**63**
جمع			$235 \frac{kg}{m^2}$

جزئیات دیوار نمادار

مصالح	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن یک متر مربع (kg/m^2)
گچ	1300	0.01	**13**
گچ و خاک	1600	0.02	**32**
آجر مجوف	850	0.15	**127.5**
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	**63**
سنگ نما (تراورتن)	2400	0.03	**72**
جمع			$308 kg/m^2$





جزئیات دیوار داخلی

مصالح	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن یک متر مربع (kg/m^2)
اندود گچ	1300	0.02	**26**
گچ و خاک	1600	0.04	**54**
آجر مجوف	850	0.1	**85**
جمع			$175 kg/m^2$

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

وزن دیوار ها :

دیوار نمادار: $(3.2\text{-}.3) \times 308 = 893\ {}^{kg}/_{m}$

دیوار فاقد نما : $(3.2\text{-}0.3) \times 235 = 682\ {}^{kg}/_{m}$

ضرایب اصلاحی:

به خاطر وجود بازشو ها 30% دیوار های نمادار را باز شو فرض می کنند و به همین دلیل وزن دیوار را به 0.7 ضرب می کنند

دیوار نمادار با ضریب اصلاح: : $(3.2\text{-}0.3) \times 308 \times\ 0.7= 625\ {}^{kg}/_{m}$

بار دیوارهای جدا کننده(تیغه بندی):

بار دیوارهای تیغه بندی برابر با نسبت مجموع وزن دیوار های جدا کننده بر مساحت سازه است . وزن دیوار های داخلی از حداقل آیین نامه(مبحث ششم مقررات ملی ساختمان) یعنی 100 کیلو گرم بر متر مربع باید بیشتر باشد.

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان اگر وزن دیوار های جدا کننده کمتر از 200 کیلو گرم بر متر مربع باشد بصورت بار زنده بدون کاهش یافته در نظر گرفته می شود.

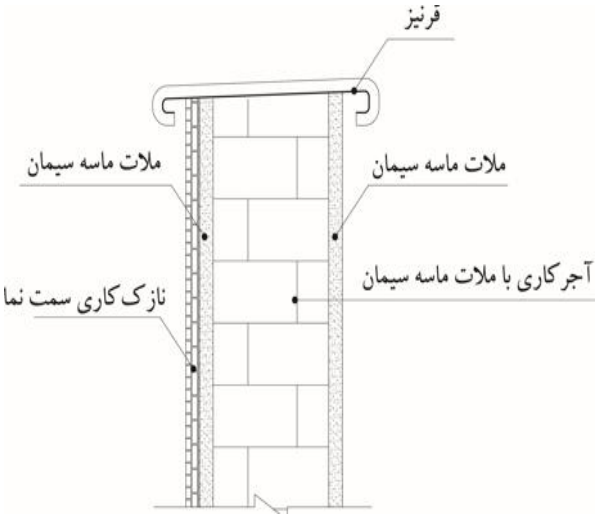
مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در صورتی که وزن بار زنده بیشتر از 400 کیلو گرم بر متر مربع باشد از اعمال بار تیغه بندی صرف نظر می شود.

وزن هر متر مربع تیغه	175
طول کل تیغه‌ها در طبقه	27
ارتفاع تیغه در طبقه	2.9
سطح کل طبقه	131.5

$$\frac{175 \times 26 \times 2.9}{131.5} = 100 \geq 100$$

وزن دیوار جانپناه:

جزئیات اجرایی جان‌پناه روی پشت‌بام به ارتفاع 0.8 متر مطابق شکل زیر می‌باشد:



$W= 0.8 \times 308 +10=260 \ {}^{kg}/_{m}$

بار wall :

جهت اصلاح وزن لرزه ای دیوارها و تیغه ها، یک نوع بار خاص با نام wall تعریف می کنیم:

قسمت نمادار

$$Wall=\frac{625}{2}$$

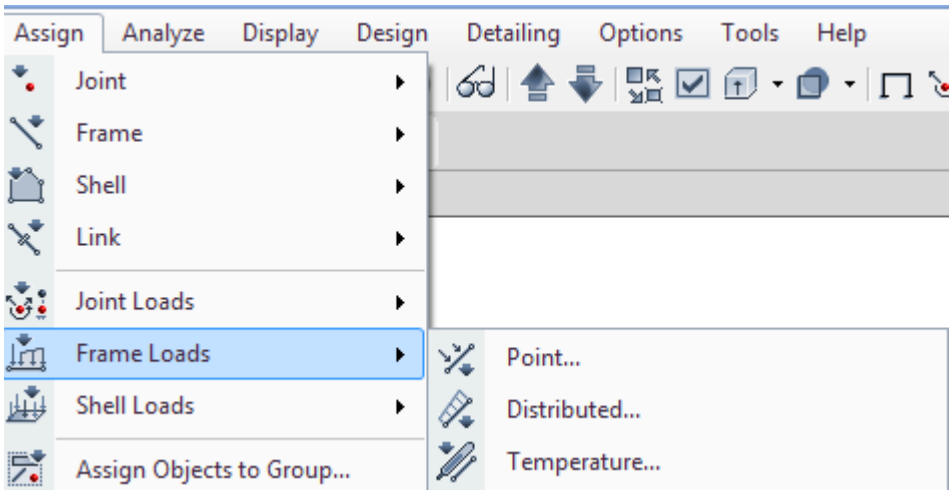
بدون نما:

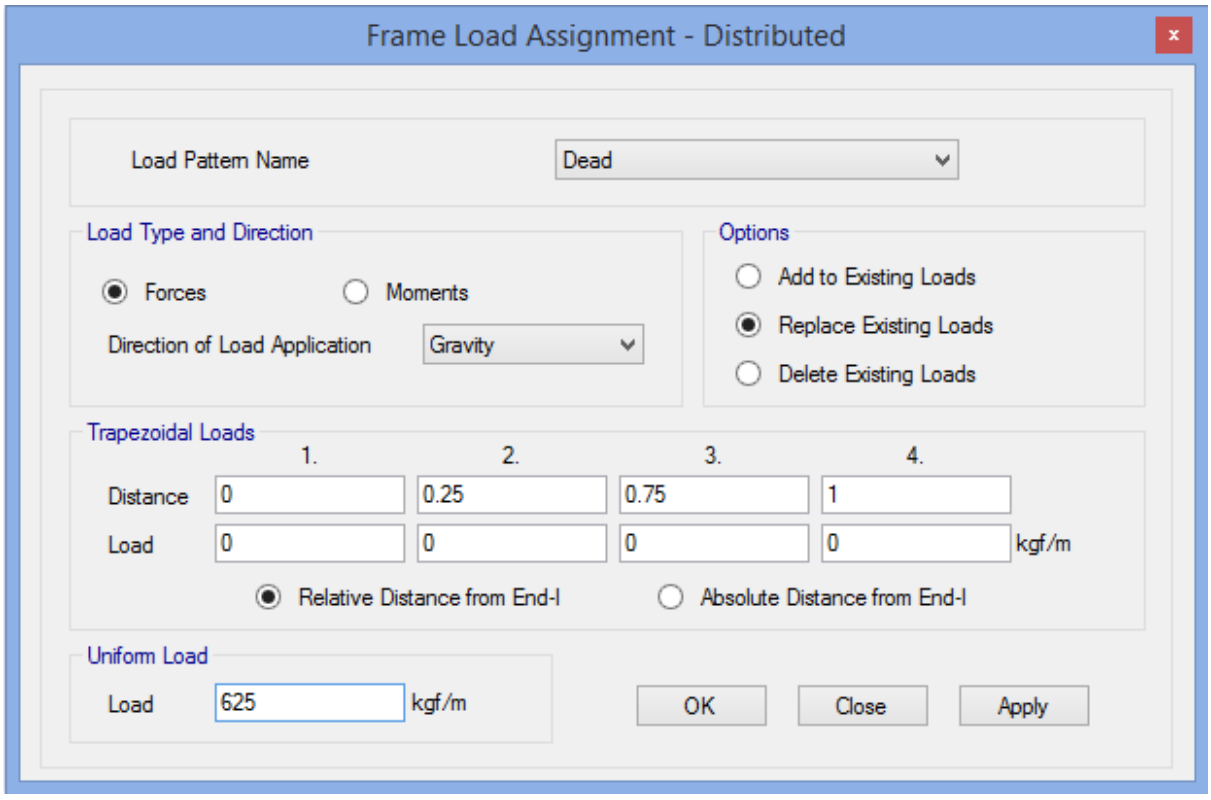
$$Wall=\frac{682}{2}$$

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

بارگذاری خطی در Etabs:

بعد از انتخاب تیرهای پیرامونی مراحل زیر را انجام می دهیم:





-بار زنده:

عبارتند از بارهای غیر دائمی که در حین بهره برداری وا ستفاده از ساختمان به آن وارد می شود .این بارها شامل بار نا شی از برف ،باد یا زلزله نمی شوند، بارهای زنده با توجه به نوع کاربری ساختمان ویا هر بخش از آن ،ومقداری که احتمال دارد در طول مدت عمر ســاختمان به آن وارد گردد،تعریف می شــوند.بارهای زنده نباید کمتر از مقادیر ذکر شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظرگرفته شوند.

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	۱٫۵[۱]	۱٫۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۱	بام‌های دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۴-۱	بام‌هایی با پوشش پارچه‌ای یا سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱٫۳
۵-۱	بام‌هایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۶-۱	قاب‌های نگهدارنده یک فضابند	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش، فقط به اعضای قاب‌ها وارد می‌شود)	۱
۲	سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام		
۱-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	۳[۲]	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵[۲]	—
۳-۲	سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها	۵[۲]	—
۴-۲	سینماها و تئاترها	۵[۲]	—
۵-۲	صحنه سینماها و تئاترها	۷٫۵[۲]	—
۶-۲	سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷٫۵[۲]	—
۷-۲	شبستان مساجد و تکایا	۶[۲]	—
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	۵[۲]	—
۹-۲	پایانه‌های مسافربری	۶[۲]	
۳	راهروها، راه پله‌ها[۴] و بالکن‌ها		
۱-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—
۲-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—
۳-۳	راه‌پله و راهپهای منتهی به درب‌های خروجی	۵[۱۲] و [۱]	۱٫۳
۴-۳	راه پله اضطراری	۵	۱٫۳
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تأسیسات	۲	۱٫۳
۶-۳	بالکن‌ها	۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.	—

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

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

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۰	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق‌های بیمار	۲	۴٫۵
۲-۱۰	اتاق‌های عمل، آزمایشگاه‌ها	۳	۴٫۵
۳-۱۰	راهروهای طبقه اول	۵	۴٫۵
۴-۱۰	راهروهای سایر طبقات	۴	۴٫۵
۱۱	محل عبور و پارک خودروها		
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۳[۲] [۳] [۴] [۸]	۲۰
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۶	۳۰
۳-۱۱	معابر و بخش‌هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	۱۲[۹]	۳۶[۱۵]
۱۲	سایر موارد		
۱-۱۲	سردخانه‌ها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید، حداقل ۱۵	—
۲-۱۲	آشپزخانه‌های صنعتی و رختشوی‌خانه‌ها	۵	—
۳-۱۲	تعبیه انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱	—
۴-۱۲	انباری‌های سبک	۶[۳]	—
۵-۱۲	انباری‌های سنگین	۱۲[۳] و [۱۰]	—
۶-۱۲	موتورخانه‌ها	۷٫۵	—
۷-۱۲	اتاق‌های هواساز- پمپ و نظایر آن	۴	—
۸-۱۲	محل فرود بالگرد	۳[۱۱] یا [۱۲] و [۱۳]	—
۹-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۲٫۵	۹
۱۰-۱۲	کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر	۵	۹
۱۱-۱۲	اتاق آسانسور	۳٫۶	۱٫۳ (برروی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود)
۱۲-۱۲	هرگونه ساختمان دیگر	۱	

۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۶-۵-۷-۳ الی ۶-۵-۷-۶، اعضایی که برای آن‌ها مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، را می‌توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_o\left[۰٫۲۵ + \frac{۴٫۵۷}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right] \qquad (۱-۵-۶)$$

که در آن:

L: بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو

L_o: بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۶-۵-۱)

K_{LL}: ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۶-۵-۲)

A_T: سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $۰٫۵L_o$، برای اعضایی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند، نباید از $۰٫۴L_o$ کمتر باشد.

۶-۵-۷-۳ بارهای زنده سنگین

بارهای زنده بیش از ۵ کیلونیوتن بر متر مربع کاهش نمی‌یابند.

استثناء: بارهای زنده برای اعضایی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند را می‌توان به میزان ۲۰٪ کاهش داد.

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.

۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

۶-۵-۷-۶ محدودیت‌های مربوط به دال‌های یک‌طرفه

سطح بارگیر A_T برای دالهای یک‌طرفه از حاصلضرب دهانه دال در عرضی برابر با ۱٫۵ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) بیشتر نخواهد بود.

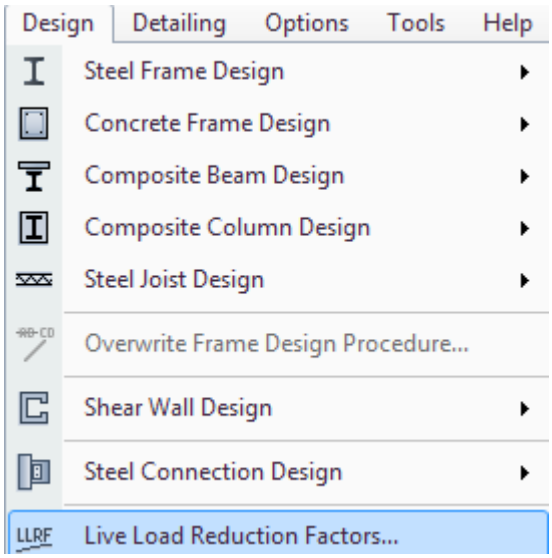
۶-۵-۸ کاهش در بارهای زنده بام

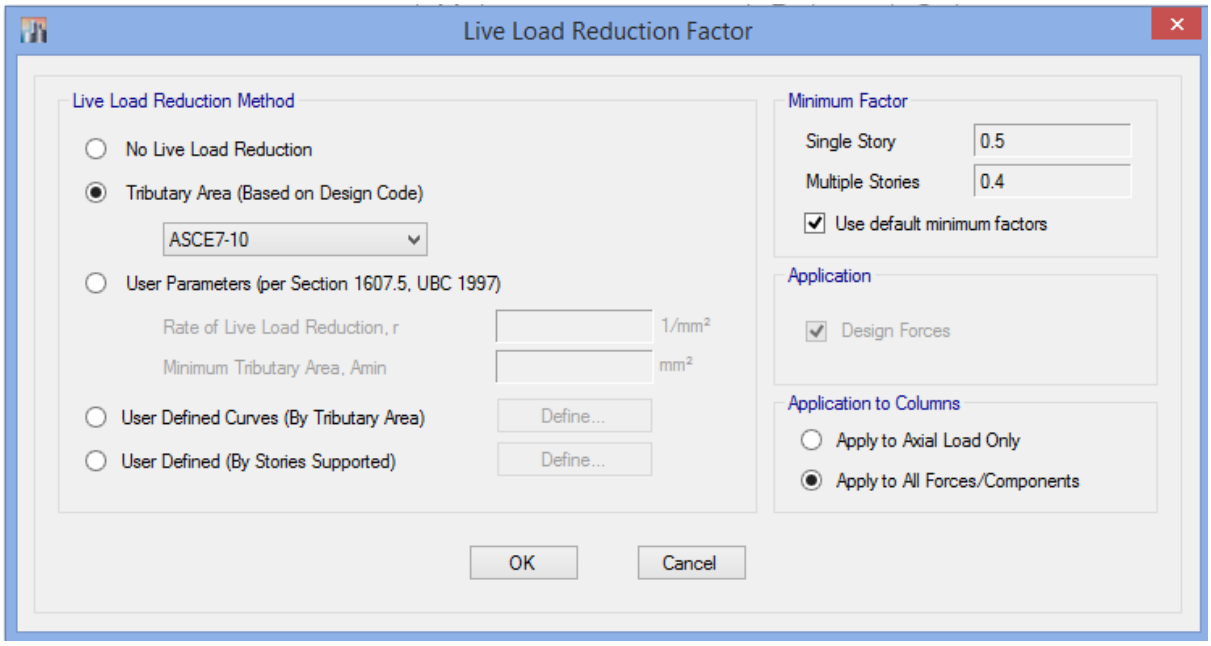
۶-۵-۸-۱ کلیات

بار زنده توزیع شده یکنواخت حداقل بام، L_o، داده شده در جدول ۶-۵-۱ را می‌توان طبق ضوابط بندهای ۶-۵-۸-۲ و ۶-۵-۸-۳ کاهش داد.

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

تنظیمات کاهش سربار زنده به صورت خودکار در Etabs:





-بار برف:

۶-۷-۱ بار برف زمین

بار برف زمین، P_g ، وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که، بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال تجاوز از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

بار برف زمین در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص شده در جدول ۶-۷-۱ و یا شکل ۶-۷-۱، حداقل برابر با مقادیر زیر درنظر گرفت:

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰٫۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۲- برف کم	۰٫۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۴ – برف زیاد	۱٫۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۵ – برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر متر مربع

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = ۰٫۷ C_s C_t C_e I_s P_g \qquad (۱-۷-۶)$$

که در آن:

I_s = ضریب اهمیت طبق بخش ۶-۷-۳

C_e = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_t= ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

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

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

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

۶-۷-۲-۱ بار برف حداقل برای بام‌های با شیب کم

برای بام‌های شیب‌دار با شیب کمتر از پانزده درجه و برای بام‌های قوسی با زاویه قائم بین تاج و پای قوس کمتر از ده درجه باید بار حداقل، P_m ، طبق رابطه ۶-۷-۲، نیز بطور جداگانه درنظر گرفته شود.

$$P_m = I_s P_g \qquad P_g \le ۱ \text{ kN/m}^۲ \qquad \text{برای (۶-۷-۲-الف)}$$

$$P_m = I_s \qquad P_g > ۱ \text{ kN/m}^۲ \qquad \text{برای (۶-۷-۲-ب)}$$

بار برف حداقل، یک امکان بار برف یکنواخت جداگانه محسوب می‌شود. در تعیین و ترکیب با حالت‌های بار برف متوازن، برف جزیی، برف نامتوازن، برف انباشتگی و برف لغزنده، بار برف حداقل درنظر گرفته نمی‌شود.

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

تمام ساختمان‌های به‌جز موارد زیر	۱٫۰
سازه‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.	۱٫۱
سازه‌های با زیر بام باز و سازه‌های بدون گرمایش	۱٫۲
سازه‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می‌شود	۱٫۳

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان به کمک ضریب برف‌گیری، C_e ، حاصل از جدول ۶-۷-۲، درنظر گرفته می‌شود.

در حالت برف‌ریز، بام بالاتر از محیط اطراف می‌باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر بر روی بام، واحدهای تأسیساتی بزرگ مستقر بوده و یا ارتفاع دست‌انداز بام و سایر برجستگی‌ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن، $h_b = P_f / \gamma$، باشد آن بام نمی‌تواند در گروه برف‌ریز قرار گیرد. موانع اطراف ساختمان تا فاصله ده برابر h_s می‌توانند برای برف بام آن ساختمان محافظت ایجاد کرده و در آن صورت بام را نمی‌توان برف‌ریز دانست. h_s، فاصله قائم از روی مانع بالاتر تا روی بام می‌باشد. وزن مخصوص برف، γ، را می‌توان از رابطه ۶-۷-۳ محاسبه کرد.

$$\gamma = ۰٫۴۳ P_g + ۲٫۲ \quad \text{کیلونیوتن بر متر مکعب} \qquad (۶-۷-۳)$$

مقدار γ لازم نیست بیشتر از ۴٫۷ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر گرفته شود. بام برف‌گیر از تمام جوانب پایین‌تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف می‌باشد. بام‌های غیر برف‌گیر و غیر برف‌ریز بام‌های نیمه برف‌گیر محسوب می‌شوند. گروه ناهمواری محیط طبق بند ۶-۷-۴-۱ تعیین می‌شود. گروه ناهمواری محیط و ضریب برف‌گیری باید بیانگر شرایط پیش‌بینی شده در دوره عمر مفید ساختمان مورد نظر باشند.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۲
متوسط	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
کم	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

۶-۷-۴-۱ گروه ناهمواری محیط

برای هر جهت باد، گروه ناهمواری محیط بر اساس مشخصات هریک از دو قطاع ۴۵ درجه در دو طرف جهت مورد نظر باد تعیین و هرکدام که بیشترین اثر را دارد انتخاب می‌شود. سه گروه ناهمواری محیط به صورت زیر تعریف می‌شوند:

- گروه ناهمواری زیاد - محیط شهری و حومه شهری، محیط باغ، جنگل و سایر محیط‌های شامل ناهمواری و موانع متعدد و متراکم با ارتفاع ۹ متر یا بیشتر
- گروه ناهمواری متوسط- محیط با موانع پراکنده با ارتفاع عموماً کمتر از ۹ متر
- گروه ناهمواری کم - محیط مستوی بدون موانع از قبیل دریا و دریاچه، باتلاق و نمکزار

در نظر گرفتن چهار جهت باد متفاوت منطبق بر دو امتداد متعامد کافی می‌باشد.

۶-۷-۶ ضریب شیب

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$C_s = 1/0$ $\quad \alpha \le \alpha_0$ (۶-۷-۴-الف)،

$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0}$ $\quad \alpha_0 < \alpha < 70^\circ$ (۶-۷-۴- ب)،

$C_s = 0$ $\quad \alpha \ge 70^\circ$ (۶-۷-۴- پ)،

زاویه α_0، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای $C_t=1$ برابر پنج درجه، برای $C_t=1/1$ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف دانست. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده و مانع‌دار بودن بام، مقدار α_0 برای $C_t=1$ برابر 30° و برای C_t های بیشتر برابر 45° می‌باشد.

طبق تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف شهرتبریز جزو مناطق با برف زیاد است.

بار برف زمین (P_g) در شهر تبریزکه جزو منطقه‌ی 4 است: 150 kg/m^2

ضریب اهمیت بار برف (I_s) برای ساختمان مسکونی که در گروه خطر پذیری 3 است: 1

ضریب برف‌گیری (C_e) برای سازه‌ای در شهر و حومه‌ی شهر (ناهمواری زیاد) و بام نیمه برف‌گیر: 1

ضریب شرایط دمایی (C_t) برای ساختمان با شرایط معمولی: 1

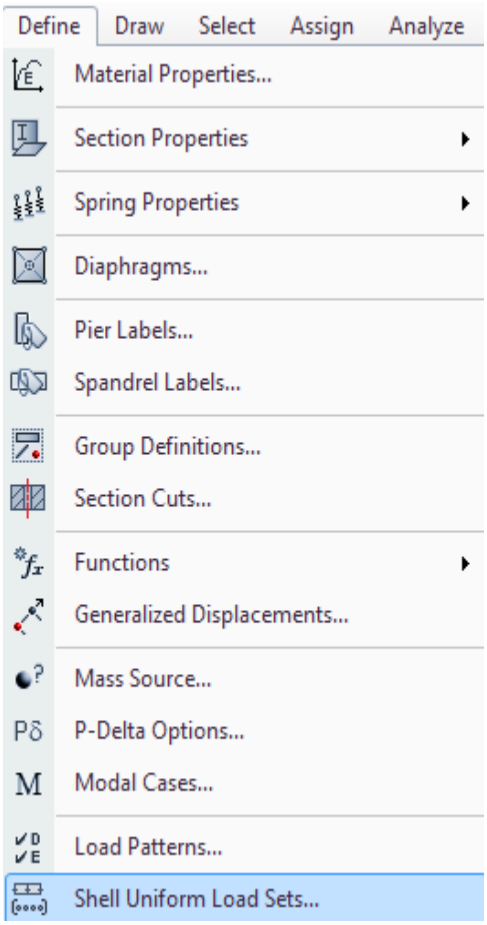
ضریب شیب (C_s) برای بام تخت: 1

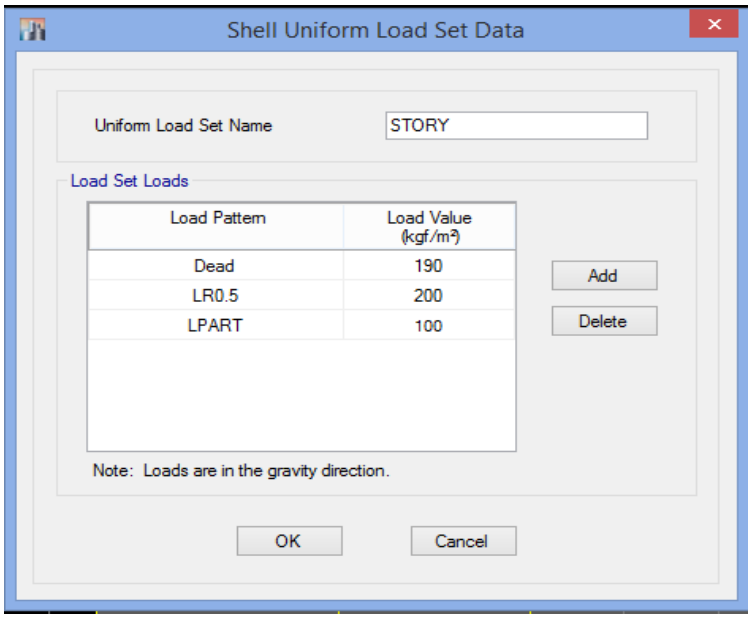
$Pr=0.7 Cs\ Ct\ Ce\ Is\ Pg$

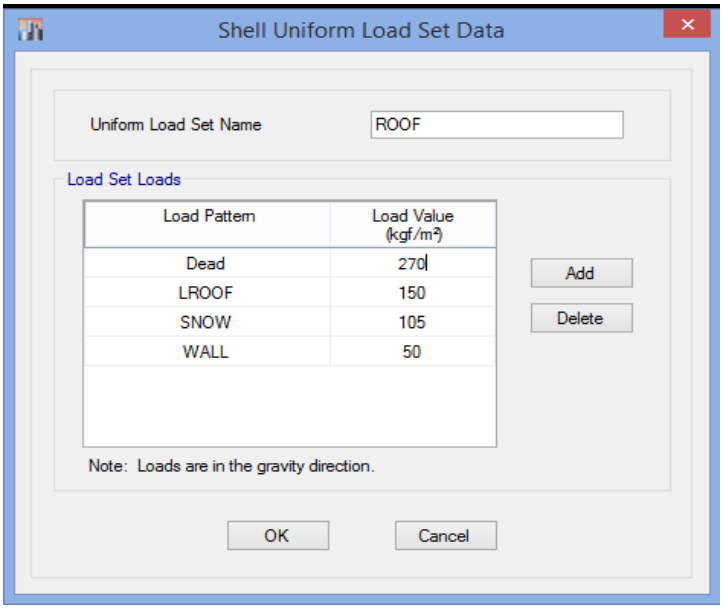
$Pg=150 kg/m^2$, $Cs=1$, $Ct=1$, $Is=1$, $Ce=1$

$Pr= 105 kg/m^2$

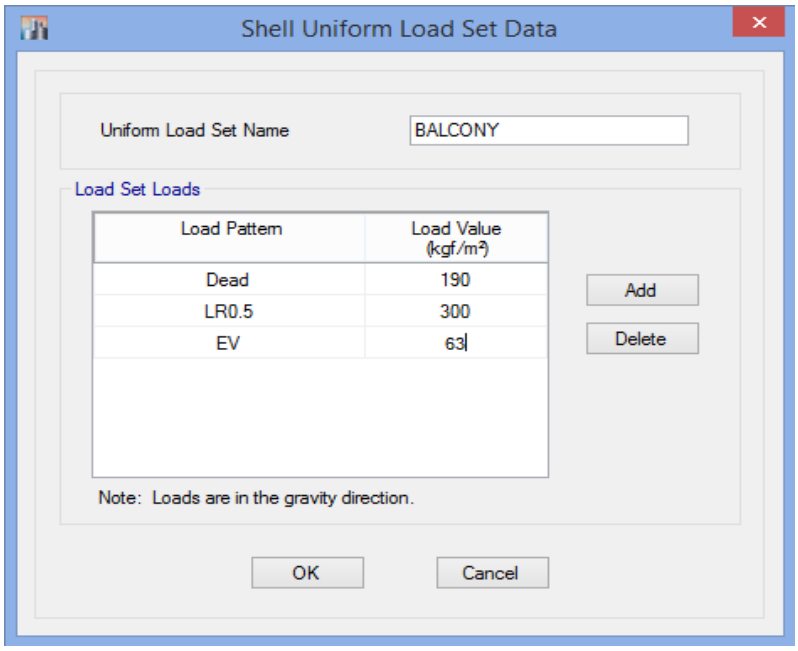
تعریف بارگذاری سطحی در Etabs :



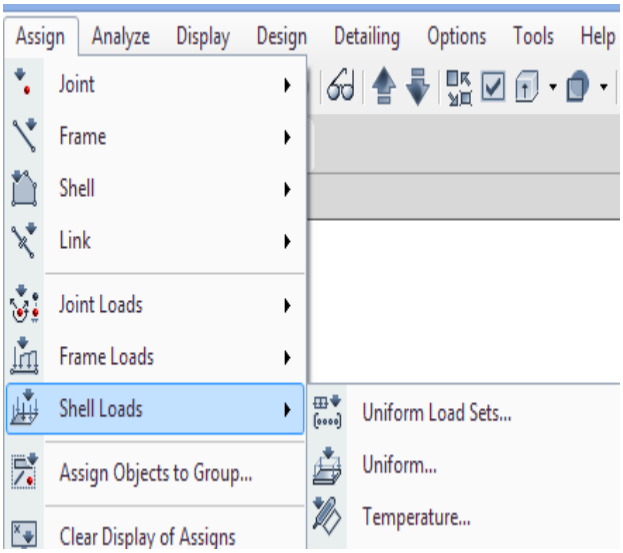


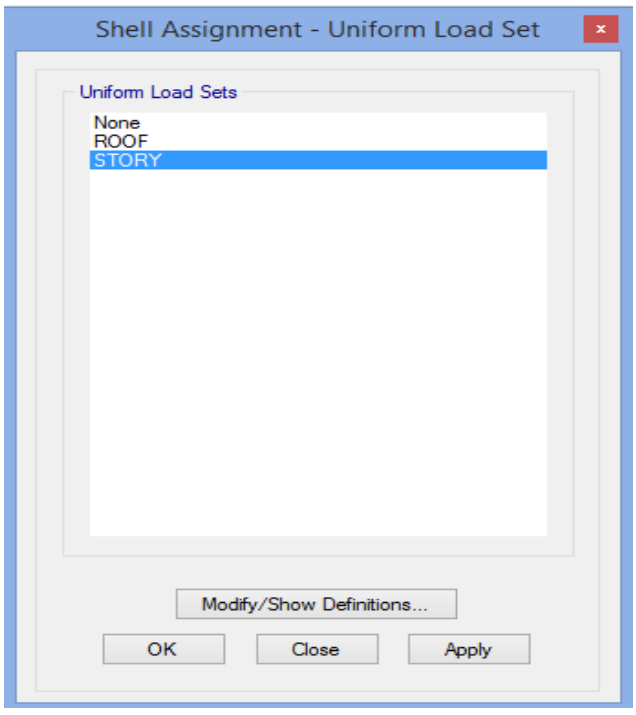


طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir



بعد از تعریف بارهای سطحی در Define سقف طبقات را انتخاب و مراحل زیر را انجام می دهیم:





به همین ترتیب سقف تمام طبقات و بالکن را بارگذاری می کنیم.

بار آسانسور:

بر اساس بند (6-5-5-4) مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای ئر نظر گرفتن اثرات ناشی از ضربه اجزای آسانسور ، وزن اتاقک، ماشین آلات و وزنه تعادل بار زنده ناشی از مسافران و وسایل باید در ضریب 2 ضرب شوند.

حداقل بار زنده وارد بر کف آسانسور 360 کیلو گرم بر متر مربع می باشد.

بار زنده گسترده 200 کیلو گرم بر متر مربع برای تردد افراد در موتور خانه در نظر گرفته می شود.

ضخامت سکوی بتنی بسته به ابعاد اتاق اسانسور 15-20 سانتی متر است.با توجه به اینکه در این پروژه ظرفیت آسانسور 6 نفر فرض شده است بار زنده وارد بر کف 450 کیلو گرم بر متر مربع و ضخامت 20 سانتی متر را در نظر می گیریم.

بار زنده آسانسور:

$450\times2=900\ kgf$

$200\times1.6\times\ 2\ =\ 640\ kgf$

بار زنده وارد بر کف آسانسور:

$900+640=1540>(360\times\ 2\ \times\ 1.6)\ =\ 1152$

ملاحظه می شود که بار زنده آسانسور از حداقل بار زنده آیین نامه بیشتر می باشد.

بار زنده وارد به هر تکیه گاه در طرفین سکوی آسانسور:

$$\frac{1540}{4}=385\ kgf$$

بار مرده آسانسور:

بار مرده سکوی بتنی:

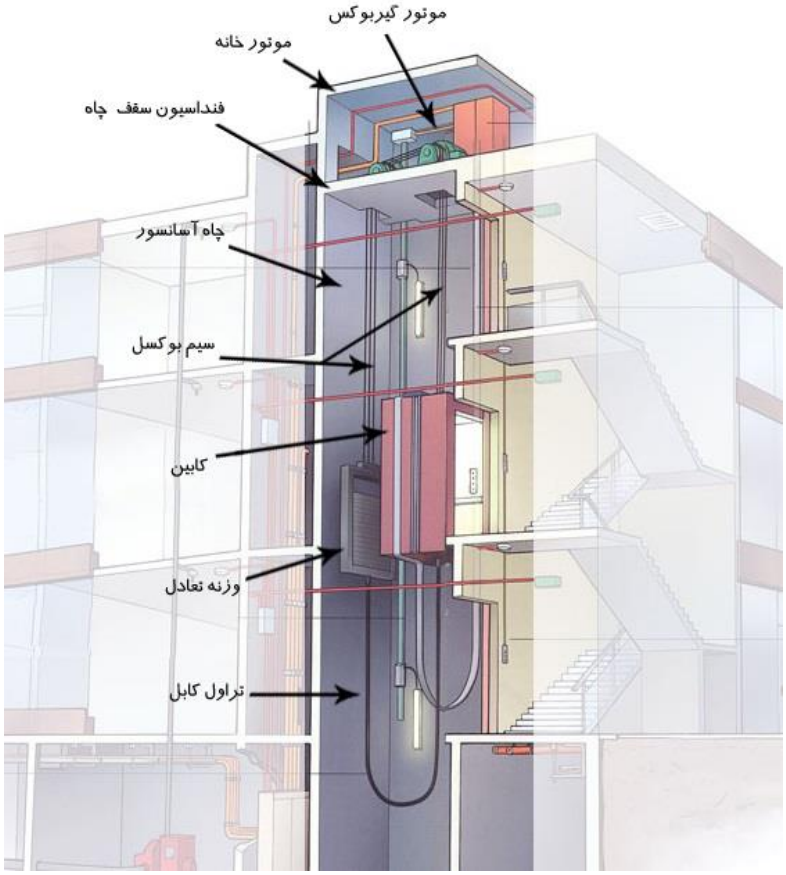
$$2500\times\ 0.2\ \times\ 2\ \times\ 1.6\ =\ 1600\ kgf$$

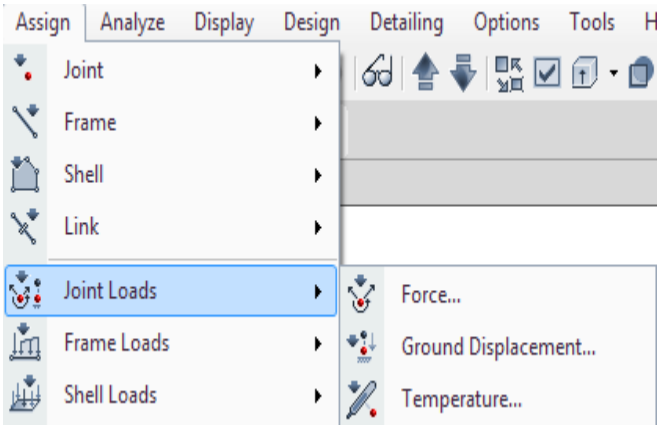
بار مرده تجهیزات آسانسور:

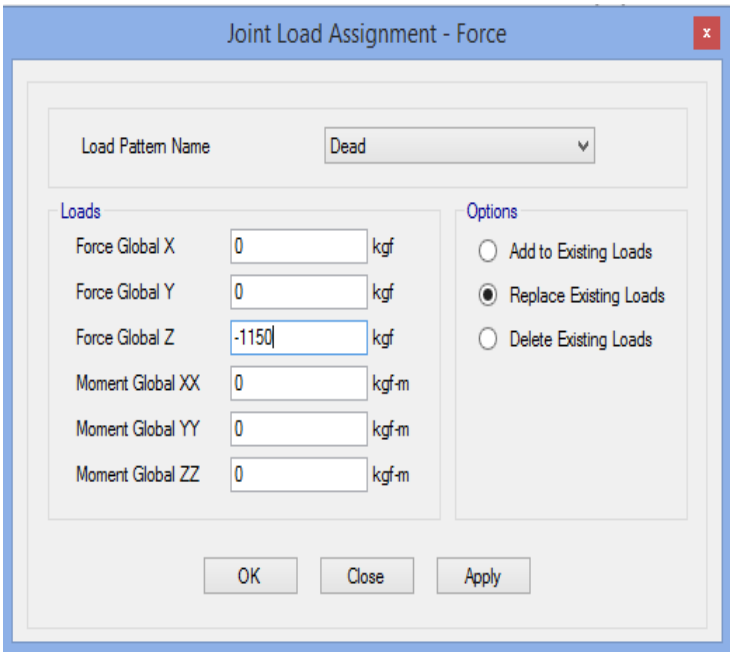
$$1500\times\ 2\ =\ 3000\ kgf$$

بار وارده به هر تکیه گاه:

$$\frac{3000\ +\ 1600}{4}=1150\ kgf$$


موتور گیربوکس
موتور خانه
فنداسیون سقف چاه
چاه آسانسور
سیم بوکسل
کابین
وزنه تعادل
تراول کابل

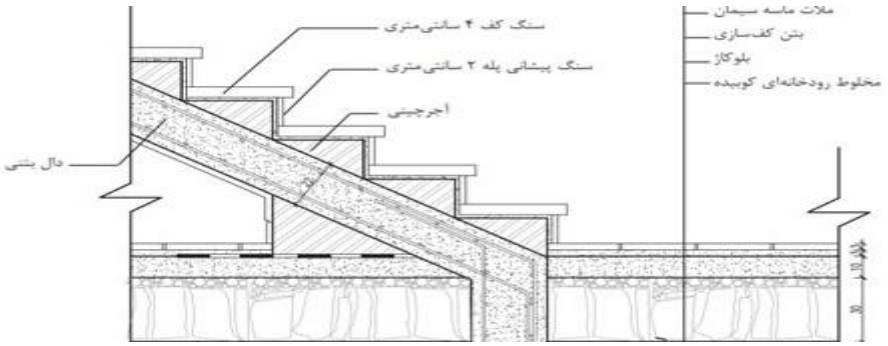

Assign
Analyze
Display
Design
Detailing
Options
Tools
Joint
Frame
Shell
Link
Joint Loads
Frame Loads
Shell Loads
Force...
Ground Displacement...
Temperature...


Joint Load Assignment - Force
Load Pattern Name
Dead
Loads
Force Global X
0
kgf
Force Global Y
0
kgf
Force Global Z
-1150
kgf
Moment Global XX
0
kgf-m
Moment Global YY
0
kgf-m
Moment Global ZZ
0
kgf-m
Options
Add to Existing Loads
Replace Existing Loads
Delete Existing Loads
OK
Close
Apply

بارگذاری پله:

طبق بارگذاری زنده مبحث ششم،بار زنده راپله برابر $LR=500\frac{kg}{m^2}$می باشد Rنشان دهنده ی کاهش سربار زنده می باشد که در قسمت کاهش سربار زنده اعمال می شود.

بار مرده راپله:



وزن واحد سطح قسمت پله ها	ضخامت	وزن مخصوص	تعداد	شدت بارkgf/m^2
سنگ مرمر کف پله	0.03	2700	1	81
سنگ تراورتن پیشانی	0.003=0.15*0.02	2400	1/0.3	24
بتن با خرده آجر	0.0225	1700	1/0.3	127.5
بتن رمپ	0.125	2500	1/cos30	353.5
اندود گچ و خاک	0.02	1600	1/cos30	37.33
اندود گچ رویه	0.01	1300	1/cos30	15.16
جمع				650

نحوه ی اعمال بار مرده به این صورت است که مقدار بار مرده و زنده پله محاسبه شده و در مساحت اشغال شده توسط پله ضرب می گردد. سپس این مقدار به تعداد رمپ (هر رمپ تکیه گاه مجزا دارد) و طول تکیه گاه رمپ تقسیم می شود.

$$\frac{A \times (D, L)}{NO.ramp \times L} = \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

روش های تحلیل سازه

فرم کنترل منظم بودن ساختمان:

گروه بندی ساختمانها برحسب شکل

ساختمانها بر حسب شکل به دو گروه منظم و نا منظم به شرح زیر تقسیم می شوند:

ساختمانهای منظم:

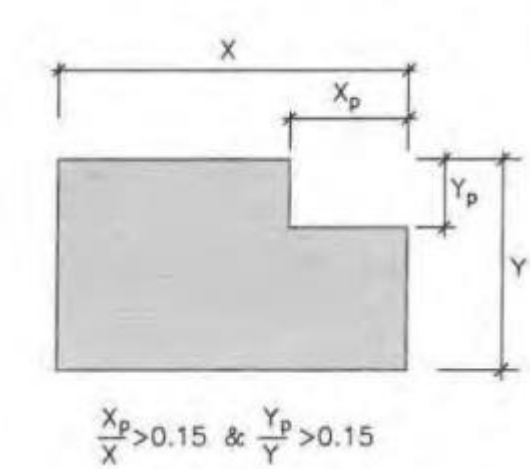
ساختمانهای منظم، به گروهی از ساختمانها اطلاق می شود که دارای کلیه ویژگی های زیر باشند

نامنظم بودن در پلان:

ساختمان هایی که به لحاظ کالبدی در پلان دارای یکی از مشخصات زیر باشد اصطلاحا نا منظم در پلان گفته شده و در غیر اینصورت منظم در پلان گفته می شود.

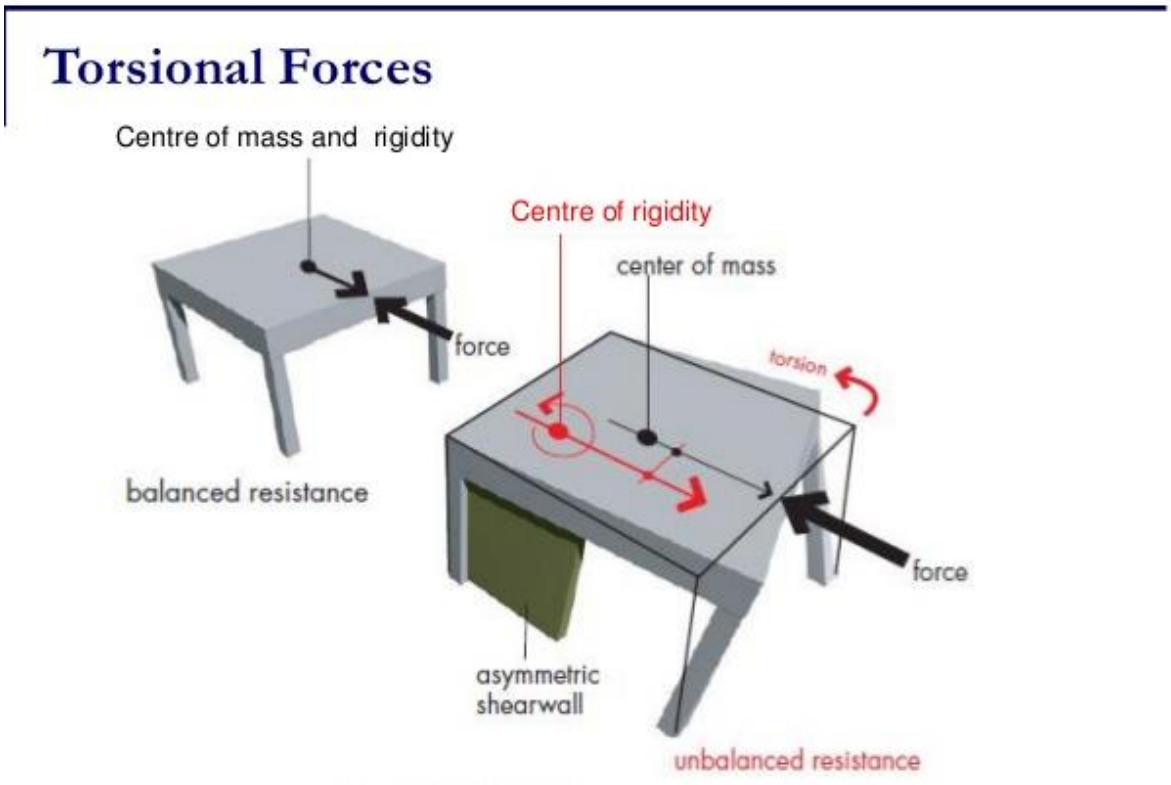
نامنظمی هندسی:

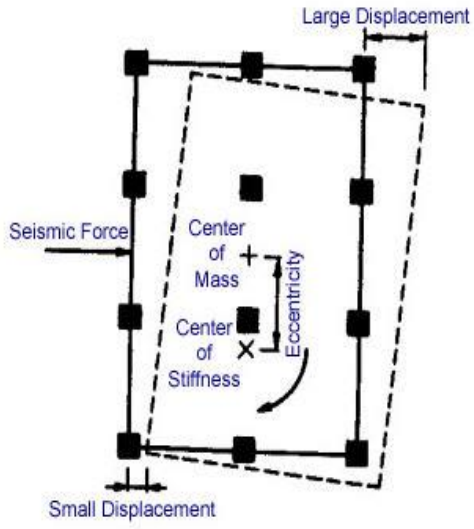
در مواردی که پس رفتگی هم زمان در دو جهت در یکی از گوشه های ساختمان بیش تر از 20 درصد طول پلان در آن جهت باشد .



نامنظمی پیچشی:

در مواردی که حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن Aj=1 بیشتر از 20 درصد متوسط تغییر مکان جانبی نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این صورت نامنظمی از نوع زیاد پیچشی بوده و در مواردی که این اختلاف بیشتر از 40 درصد باشد، نا منظمی شدید پیچشی توصیف می شود.





کنترل نظم پیچشی :

$$\begin{cases} \dfrac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \le 1.2 \Rightarrow \text{منظم پیچشی در پلان} \\ 1.2 < \dfrac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \le 1.4 \Rightarrow \text{نامنظم زیاد پیچشی در پلان} \\ \dfrac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.4 \Rightarrow \text{نامنظم شدید پیچشی در پلان} \end{cases}$$

فیلم های آموزشی طراحی و محاسبات ساختمان

Etabs - Safe

تدریس اختصاصی مهندس سلطان آبادی
(مولف کتابهای مرجع آموزش نرم افزار های Etabs)

بیش از ۴۴ ساعت فیلم آموزشی

- طراحی سازه های فولادی به روش LRFD با نرم افزارهای Etabs و Safe
- طراحی سازه های بتنی با نرم افزارهای Etabs و Safe
- طراحی و محاسبات سقف ها (دال ساده -یوبوت -کوبیاکس و...) با Safe
- مطابق با آخرین تغییرات آیین نامه ها
- تشریح کامل نکات آیین نامه ای حین آموزش

مشاهده سرفصل ها و دانلود نمونه های رایگان ...

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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

۳-۳-۷-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۳-۳-۷-۲)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجادشده در کف‌ها نیز منظور شود.

۳-۳-۷-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

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

در این رابطه:

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

e_{aj}: برون‌مرکزی اتفاقی طبقه j، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

F_{uj}: نیروی جانبی درتراز طبقه j

۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

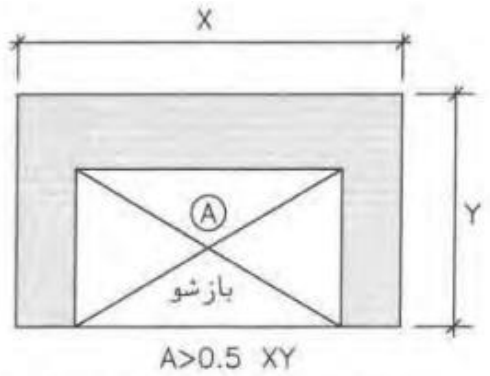
Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

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

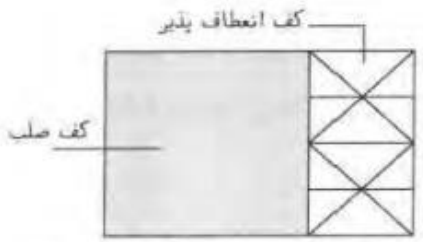
۳-۳-۷-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به درنظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

نامنظمی در دیافراگم:

در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از 50 درصد سطح طبقه و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم،به میزان بیشتر از 50 درصد سختی طبقات مجاور،وجود داشته باشد.



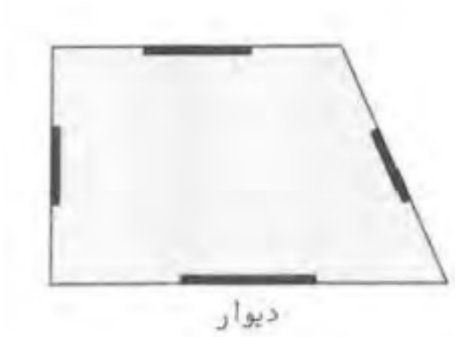
پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)



پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)

نامنظمی سیستم های غیر موازی:

در مواردی که بعضی از اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.

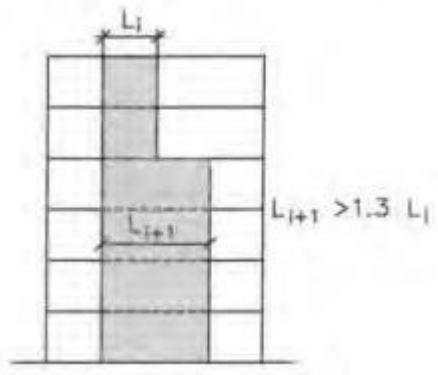


نامنظمی در ارتفاع:

ساختمان هایی که به لحاظ کالبدی در پلان دارای یکی از مشخصات زیر باشد اصطلاحا نا منظم در ارتفاع گفته شده و در غیر اینصورت منظم در ارتفاع گفته می شود:

نامنظمی هندسی:

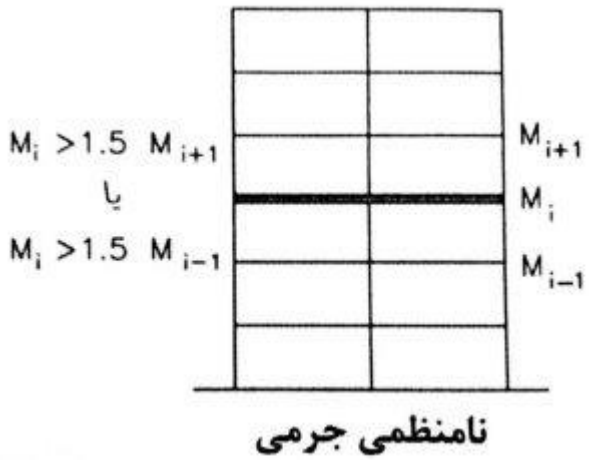
در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از 130 درصد آن در طبقات مجاور نباشد.



نامنظمی جرمی:

در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از 50 درصد با جرم های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

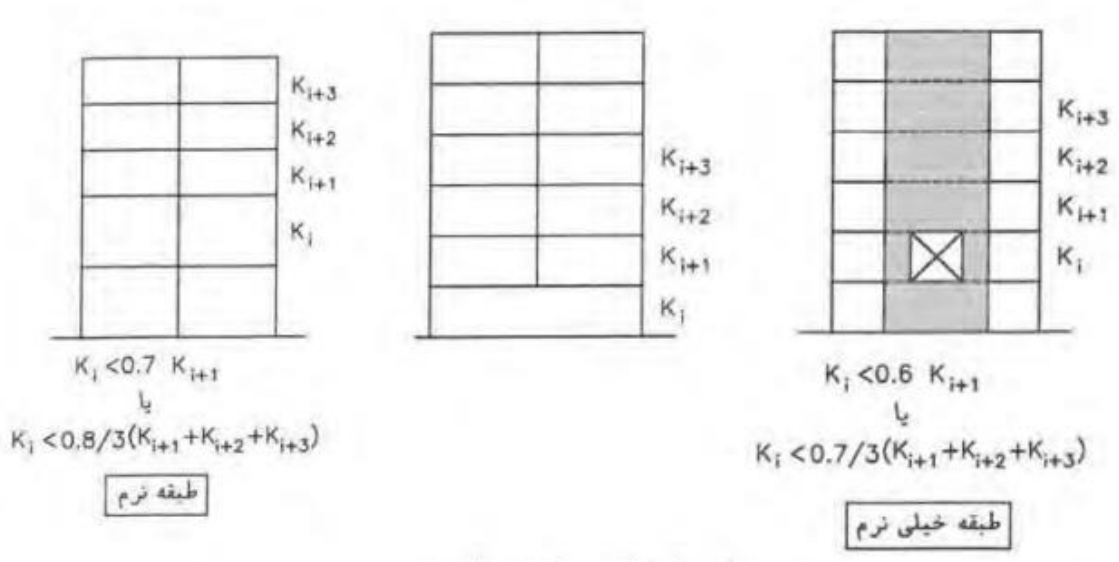
طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.



نامنظمی جرمی

نامنظمی سختی جانبی:

در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از 70 درصد سختی جانبی طبقه ی روی خود و 80 درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد.چنین طبقه ای اصطلاحا طبقه ی نرم نامیده میشود.در مواردی که این مقادیر به ترتیب به 60 درصد و 70 درصد کاهش پیدا کند،طبقه ی اصطلاحا خیلی نرم توصیف می شود.



۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

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

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

روش های تحلیل سازه:

نیروی جانبی زلزله موثر بر سازه ساختمان را می توان با استفاده از روش استاتیکی معادل ویا روش های تحلیل دینامیکی محاسبه کرد.روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کار برد تنها،روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های 3 طبقه و کوتاهتر از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار برد:

الف-ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه

ب-ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه که دارای:

-نامنظمی زیاد و خیلی زیاد در پلان نباشد.

-نامنظمی جرمی،نرم و یا خیلی نرم در ارتفاع نباشد.

محاسبه ضریب برش پایه استاتیکی معادل:

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

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

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

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

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میـزان خطـر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. منـاطق چهارگانـه عنـوان‌شـده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

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

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

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطـابق جـدول (۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه۱	۱/۴
گروه۲	۱/۲
گروه۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

پارامتر های لرزه ای

تیپ خاک	میزان خطر پذیری	نسبت مبنای شتاب طرح	اهمیت ساختمان	ضریب اهمیت زلزله	تراز پایه
تیپ II	خیلی زیاد	0.35	متوسط	1.0	12.90

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N \qquad (۱-۲)$$

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

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

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

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

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

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۳-۴)$$

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:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۳-۵)$$

زمان تناوب اصلی ساختمان(T)

عنوان	راستای X	راستای Y
سیستم سازه ای	قاب خمشی بتنی مسلح متوسط	قاب خمشی بتنی مسلح متوسط
زمان تناوب تجربی(T_{ex})	$0.05h^{0.9}$=0.492	$0.05h^{0.9}$=0.492
زمان تناوب تحلیلی(T_n)	0.623	0.663
زمان تناوب محاسباتی	T_x=min(1.25T_{ex}, T_n)=0.62	T_y=min(1.25T_{ex}, T_n)=0.62

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

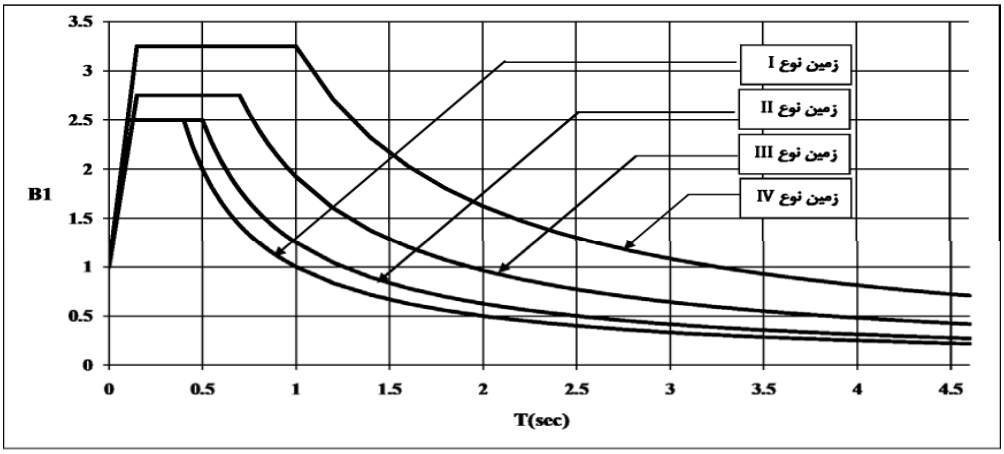
ضریب بازتاب ساختمان

پارامتر های خاک

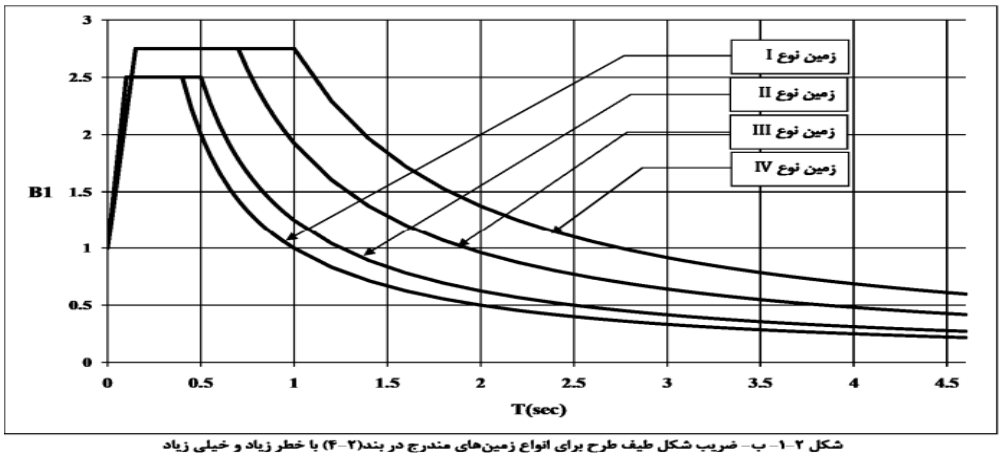
S_0	S	T_s	T_0	تیپ خاک
1.0	**1.5**	**0.5**	**0.1**	II

محاسبات ضریب بازتاب

راستای Y	راستای X
$N_y = 1.02$	$\boldsymbol{N_x = 1.02}$
$B_{1y} = 2.00$	$\boldsymbol{B_{1x} = 2.00}$
$B_y = 2.052$	$\boldsymbol{B_x = 2.052}$



شکل ۲-۱- الف- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۲-۱- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۳-۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده خصوصیاتی مانند شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل‌پذیرکردن آن به‌کاربرده شده است، با رعایت محدودیت‌های بندهای (۳-۳-۵-۲) تا (۳-۳-۵-۷)، از جدول (۳-۴) تعیین می‌گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به‌دست می‌دهد.

H_m: حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان‌شده ساخته می‌شود.این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

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

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

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

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

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.

ضریب توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع(K)

راستای X	راستای Y
$K_x = 1.0622$	$K_y = 1.0622$

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

نیروی برشی پایه (V_u)

راستا	A	B	I_e	R_u	$\mathcal{P}$
X	0.35	2.052	1.0	5	1.0
Y	0.35	2.052	1.0	5	1.0

راستای X	راستای Y
$\boldsymbol{C_x = 0.1436}$	$C_y = 0.1436$
$\boldsymbol{W_x = 501\ \text{ton}}$	$W_y = 501\ \text{ton}$
$\boldsymbol{V_{U-MIN} = 0.12 * 0.35 * 1 * 501 = 21\ \text{tonf}}$	$V_{u-MIN} = 0.12 * 0.35 * 1 * 501 = 21\ \text{tonf}$
$\boldsymbol{V_u = 71.94\ \text{tonf}}$	$V_u = 71.94\ \text{tonf}$

توزیع نیروی زلزله در تراز طبقات:

معرفی انواع الگوهای بار:

Dead : بارهای پیش از گیرش بتن که شامل بار تیر، ستون و بتن سقف می باشد.

Super Dead : بارهای بعد از گیرش بتن شامل کف سازی و نازک کاری سقف .(بعد از سخت شدن بتن سقف به سازه اعمال می شود)

در صورتنی که سقف در Etabs طراحی نشود بارهای مرده از نوع Dead خواهد بود.

Live : بار زنده غیر قابل کاهش

بار زنده ی بیش از $500\ {}^{kgf}/_{m^2}$ ، بار زنده ی پارکینگ، انباری، بار زنده ی محل اجتماع و ازدحام)

LR : بار زنده ی قابل کاهش

بار زنده ی $500\ {}^{kgf}/_{m^2}$ مانند راه پله ، اتاق ها یا محل تجمع در ساختمان

LR0.5 : بار زنده ی قابل کاهش

بار زنده ی کمتر از $500\ {}^{kgf}/_{m^2}$ مانند اتاق ها در ساختمان مسکونی ، کلاس آموزشی و اتاق اداری

طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ضرایب بار در ترکیب بارهای 4,3و5 برای کاربری هایی که بار زنده ی آنها کمتر از $500\ {}^{kgf}/_{m^2}$ است می توان برابر با 0.5 منظور کرد.

LPart: بار زنده ی تیغه بندی

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان اگر وزن دیوار های جدا کننده کمتر از 200 کیلو گرم بر متر مربع باشد بصورت بار زنده بدون کاهش یافته در نظر گرفته می شود.

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در صورتی که وزن بار زنده بیشتر از 400 کیلو گرم بر متر مربع باشد از اعمال بار تیغه بندی صرف نظر می شود.

LRoof : بار زنده ی بام

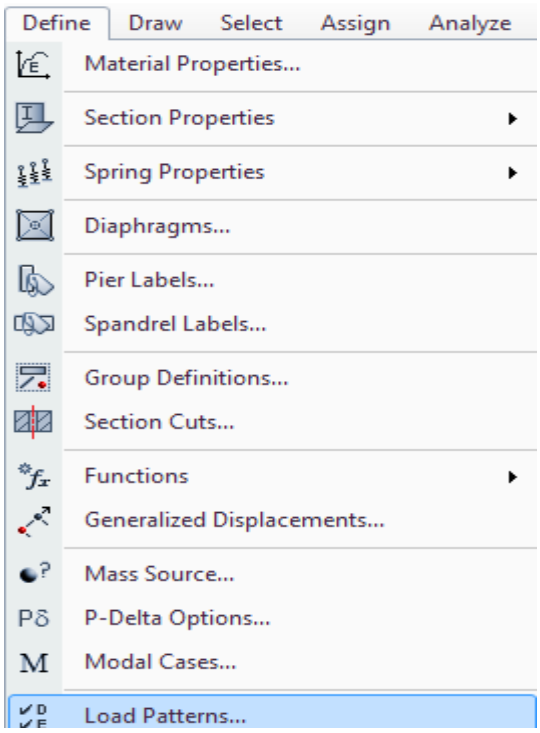
Wall : بار اصلاح جرم لرزه ای

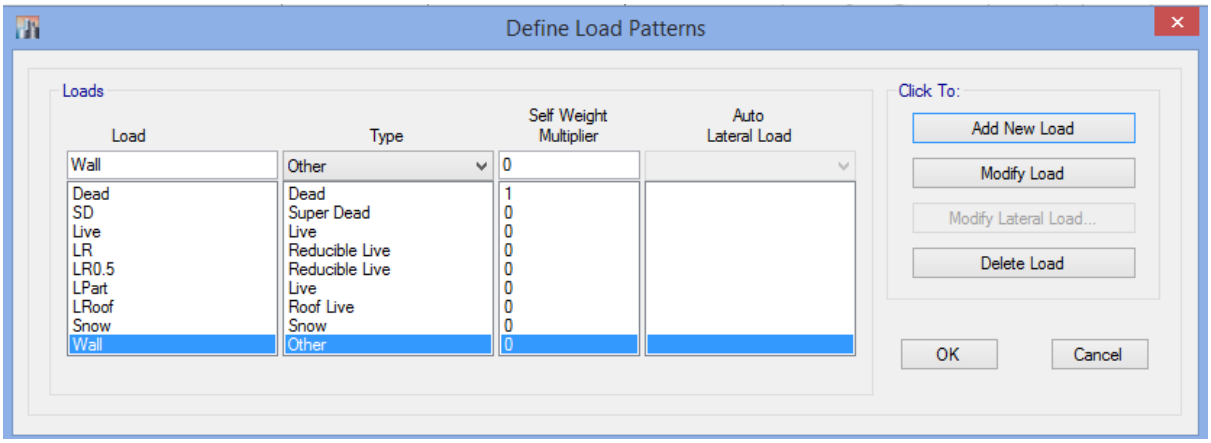
Snow : بار برف

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

نام	نوع	وزن در سهم سازه٪
dead	Dead	100
SD	Super Dead	0
live	Live	0
LR	Reducible Live	0
LR0.5	Reducible Live	0
Lpart	Live	0
Lroof	Roof live	0
Snow	Snow	0
Wall	Other	0

تعریف بارهای فوق در Etabs :





EXALL : بار زلزله در جهت X (بار زلزله با خروج از مرکزیت و بدون خروج از مرکزیت)

EYALL : بار زلزله در جهت Y (بار زلزله با خروج از مرکزیت و بدون خروج از مرکزیت)

EX : بار زلزله در جهت X بدون خروج از مرکزیت

EY : بار زلزله در جهت Yبدون خروج از مرکزیت

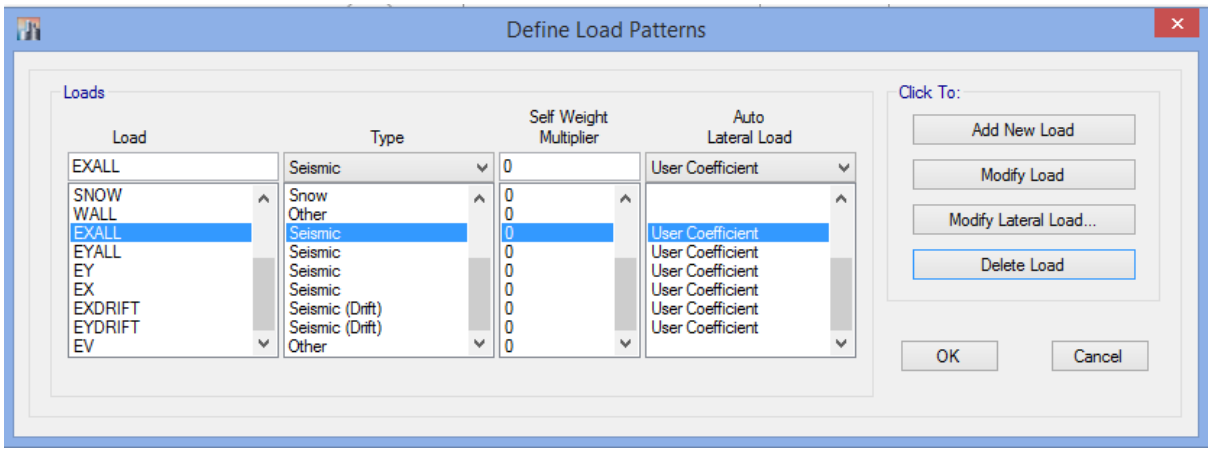
EXdrift: کنترل دریفت

EYdrift: کنترل دریفت

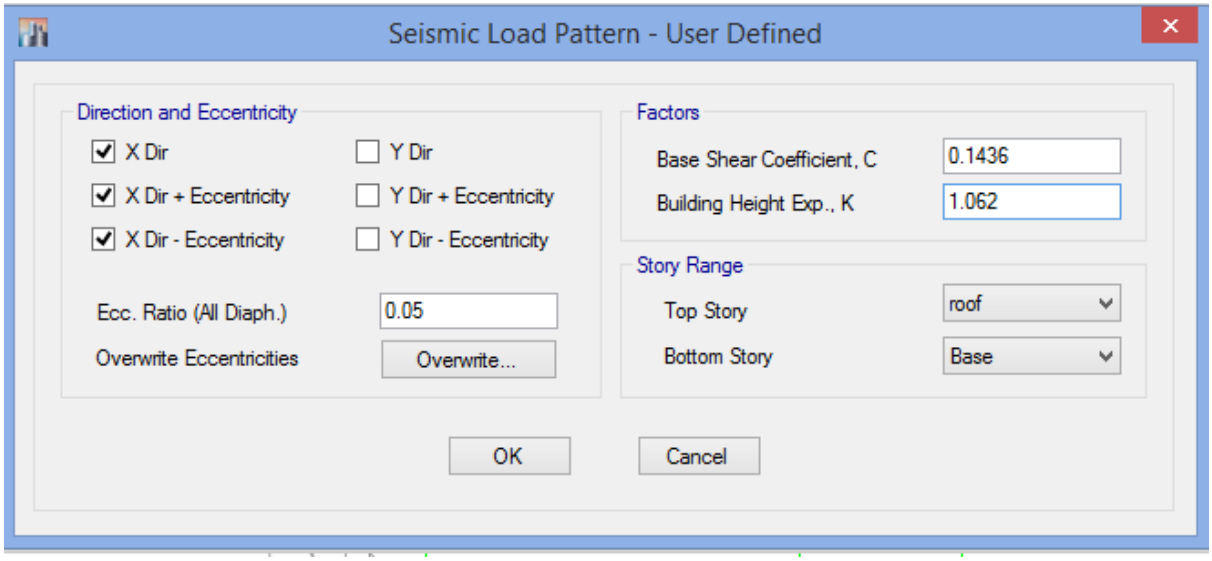
EV : بار قائم زلزله

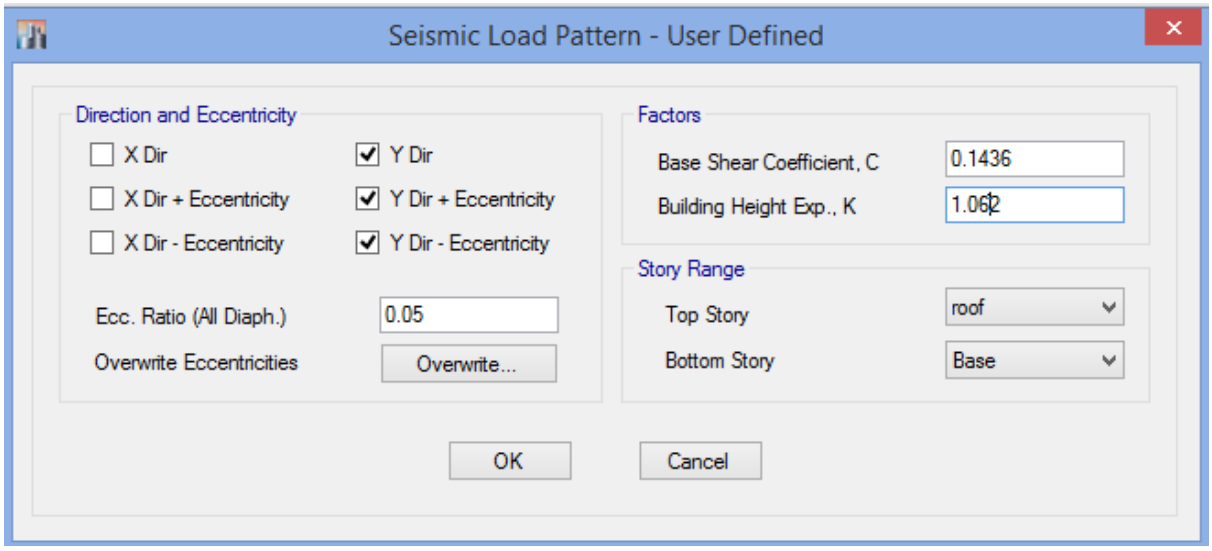
نام	نوع	وزن در سهم سازه٪
EXall	Seismic	0
EYall	Seismic	0
EY	Seismic	0
EX	Seismic	0
EV	other	0
EX-drift	Seismic(drift)	0
EY-drift	Seismic(drift)	0

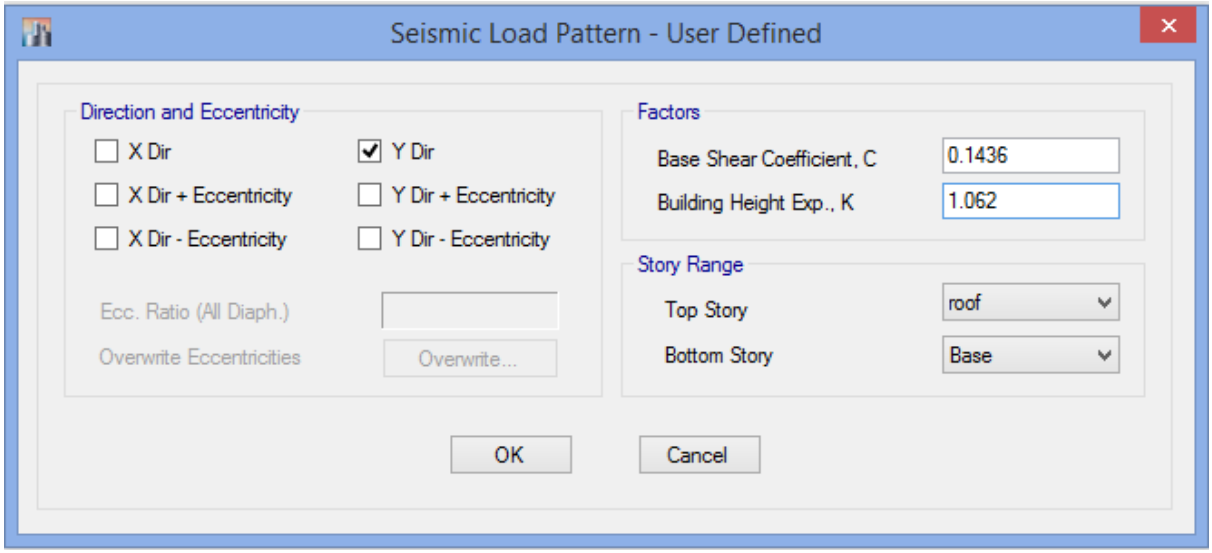
در ستون Auto Lateral Load اگر حالت User Coefficient را انتخاب کنیم در این حالت با دادن ضریب برش پایه و ضریب توزیع زلزله، نیروی زلزله به صورت استاتیکی محاسبه شده و در ارتفاع توزیع می گردد و اگر حالت User Load انتخاب گردد مقدار نیروی زلزله توسط کاربر ارائه خواهد شد.

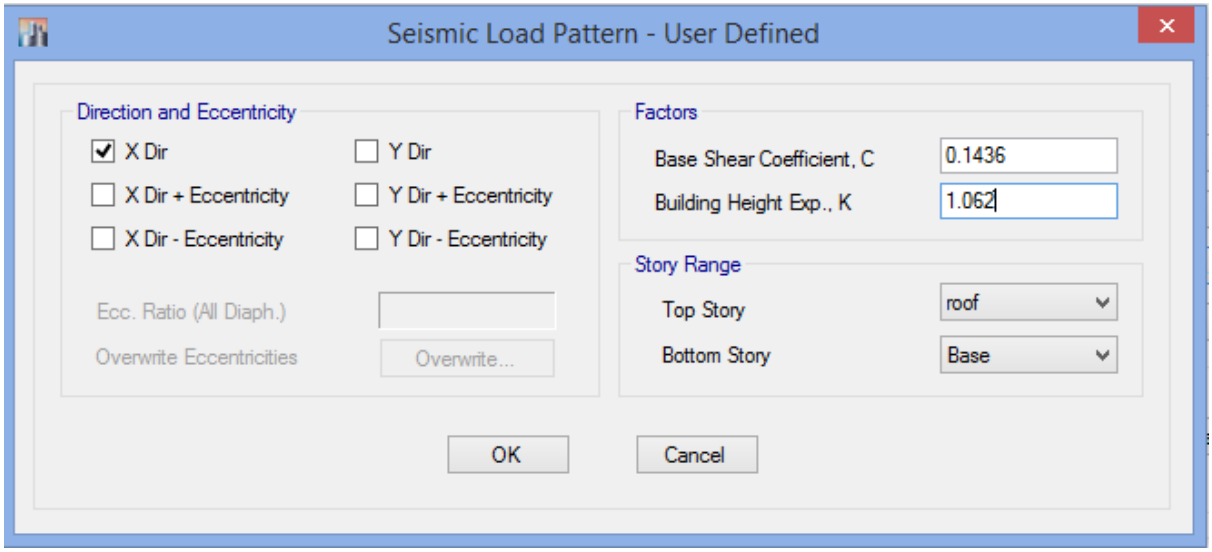


طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir








Seismic Load Pattern - User Defined
Direction and Eccentricity
X Dir
Y Dir
X Dir + Eccentricity
Y Dir + Eccentricity
X Dir - Eccentricity
Y Dir - Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Overwrite Eccentricities
Overwrite...
Factors
Base Shear Coefficient, C
0.1436
Building Height Exp., K
1.062
Story Range
Top Story
roof
Bottom Story
Base
OK
Cancel

نیروی قائم زلزله:

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.

$$F_V=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

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

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

در مناطقی با لرزه خیزی خیلی زیاد:

F_v=0.6AIW=0.6*0.35*1*W=0.21W

که در ترکیب بارها بار مرده را باضافه ی 0.21 می کنیم و اعمال می کنیم.

دقت شود که این ضرایب 1.41 بار مرده فقط در ترکیب بار هایی که زلزله وجود دارد اعمال می شود.

$(0.21+1.2)W_D=1.41\ W_D$

برای قسمت های پیش آمدگی و طره بار زنده به اندازه $0.21W_L$ به صورت جداگانه وارد می شود.

بررسی زلزله متعامد 30-100:

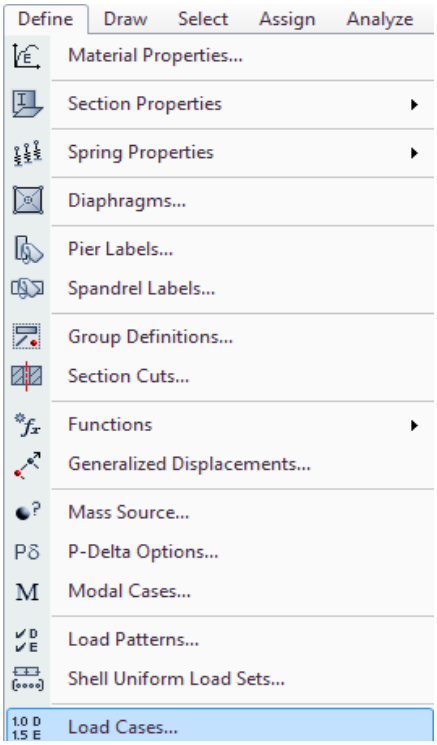
با توجه به استاندارد 2800 ویرایش 4، بند 3-1-4 ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروی زلزله محاسبه شود.به طور کلی می توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد:

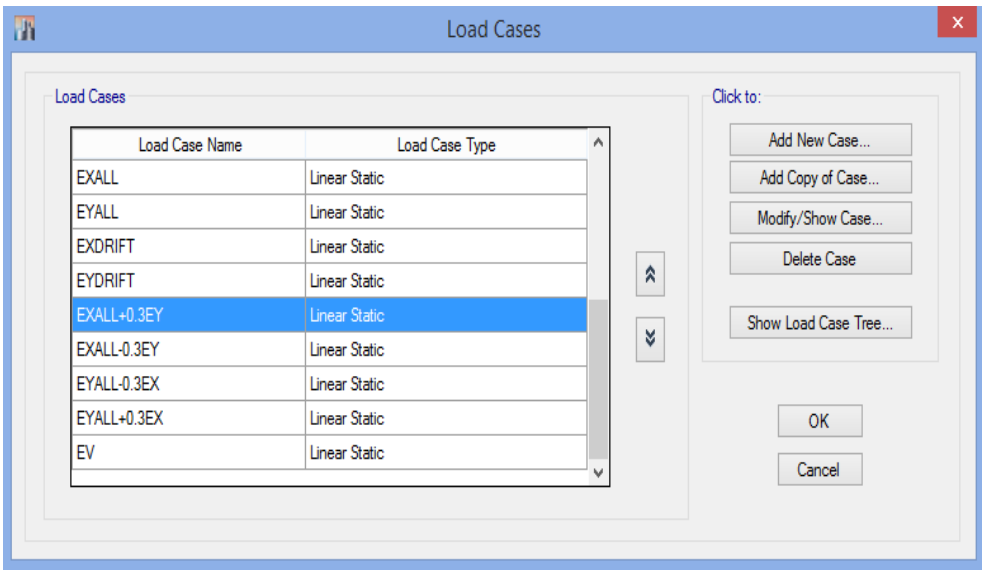
الف:ساختمان های نامنظم در پلان

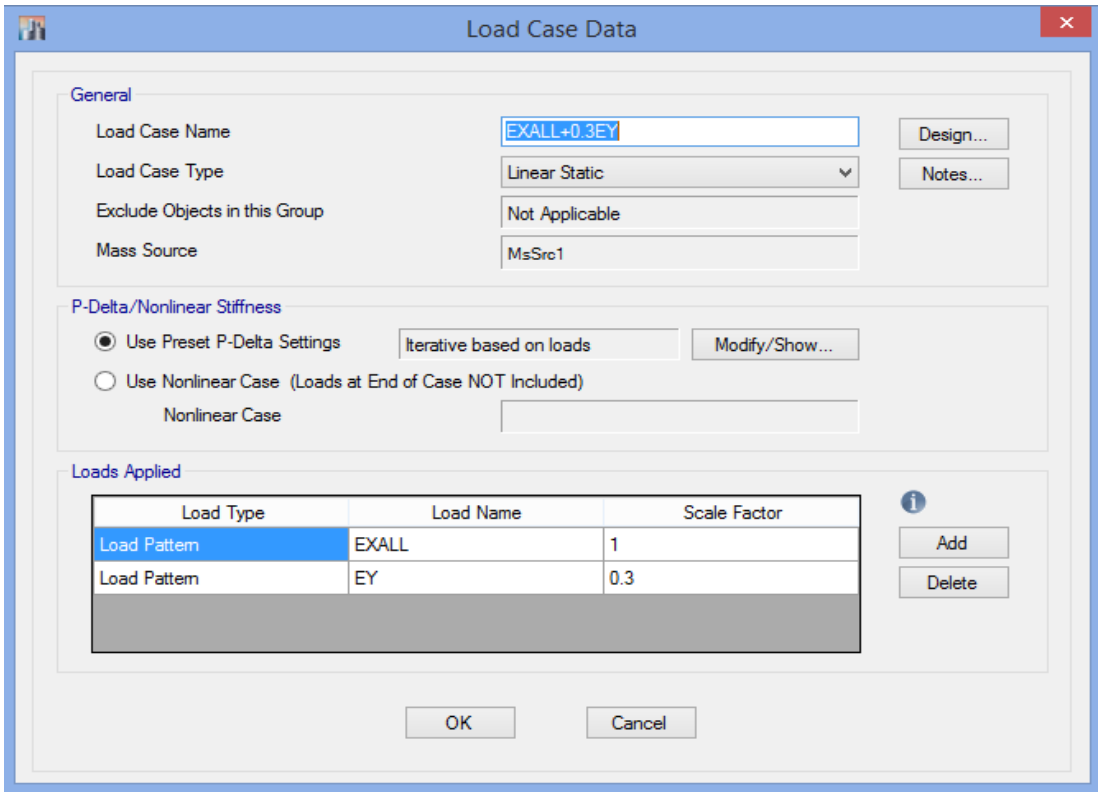
ب:کلیه ساختمان هایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

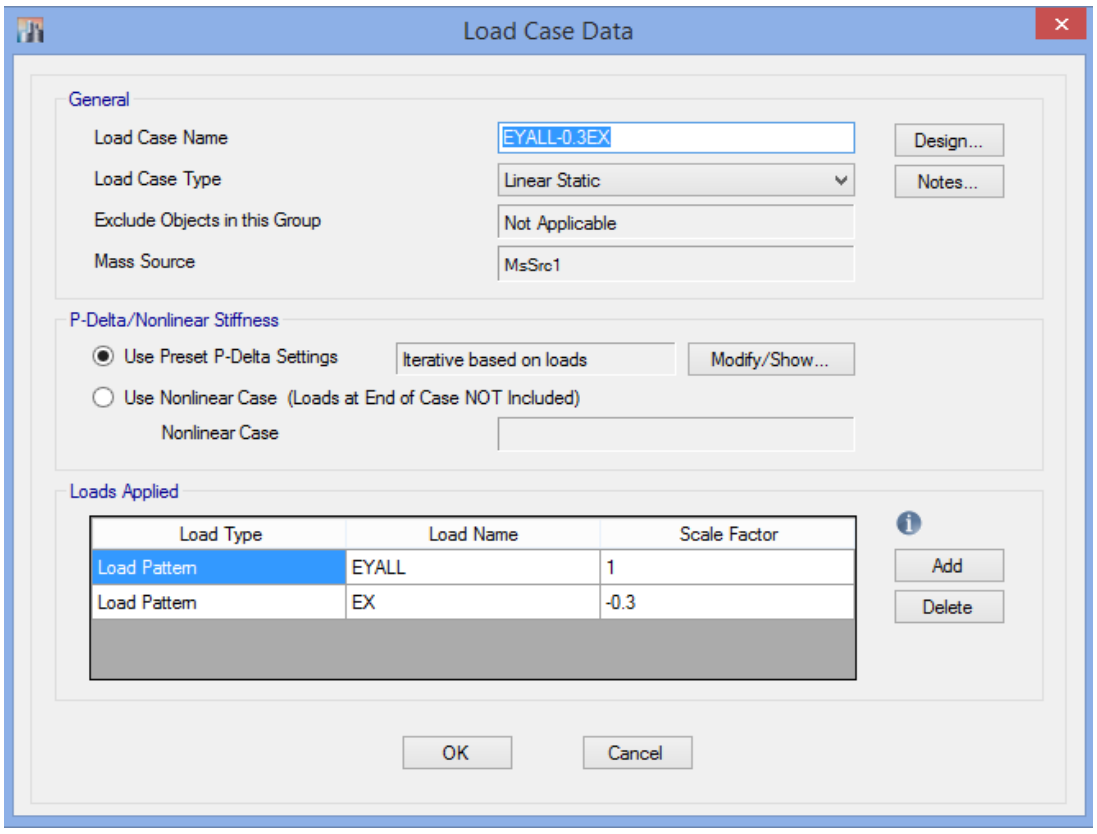
در این موارد چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هر یک از دو امتداد مورد نظر ، کمتر از 20 درصد ظرفیت بار بری ستون باشد، این ضابطه را می توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود و یا می توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با 30 درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد.






Load Case Data
General
Load Case Name
EXALL+0.3EY
Design...
Load Case Type
Linear Static
Notes...
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Mass Source
MsSrc1
P-Delta/Nonlinear Stiffness
Use Preset P-Delta Settings
Iterative based on loads
Modify/Show...
Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
Nonlinear Case
Loads Applied
Load Type
Load Name
Scale Factor
Load Pattern
EXALL
1
Load Pattern
EY
0.3
Add
Delete
OK
Cancel


Load Case Data
General
Load Case Name
EYALL-0.3EX
Design...
Load Case Type
Linear Static
Notes...
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Mass Source
MsSrc1
P-Delta/Nonlinear Stiffness
Use Preset P-Delta Settings
Iterative based on loads
Modify/Show...
Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
Nonlinear Case
Loads Applied
Load Type
Load Name
Scale Factor
Load Pattern
EYALL
1
Load Pattern
EX
-0.3
Add
Delete
OK
Cancel

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.

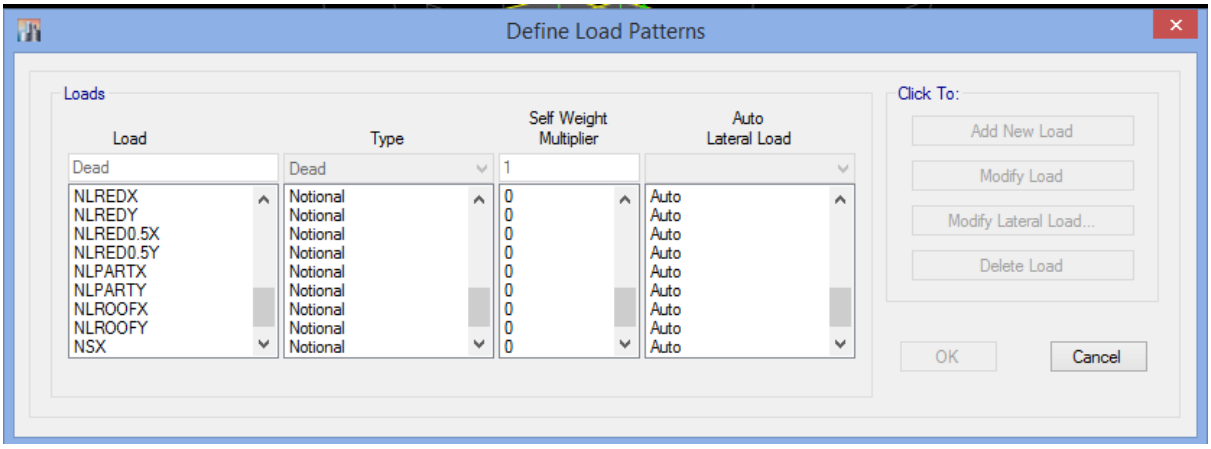
$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

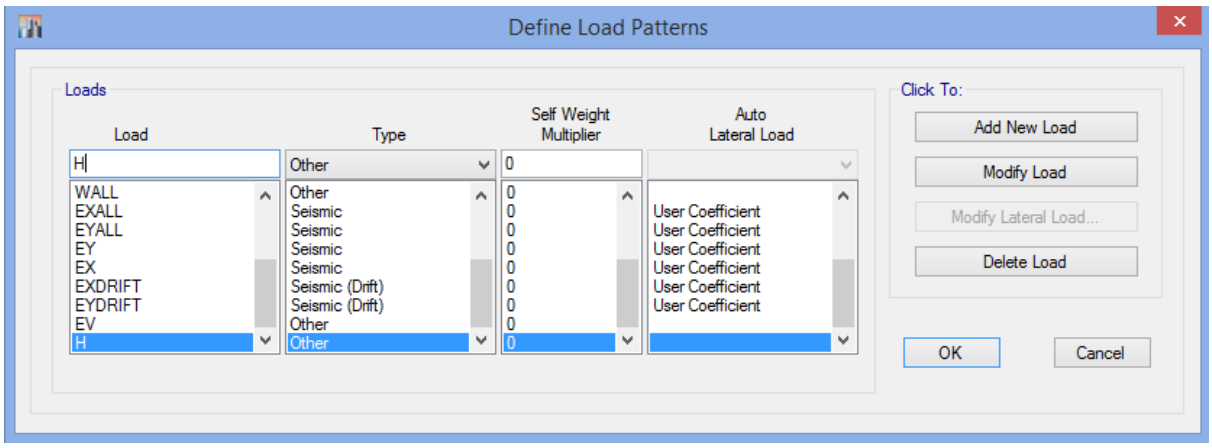
N_i=بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

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

نام	نوع	وزن در سهم سازه٪
NDX	Notional	0
NDY	Notional	0
NLX	Notional	0
NLY	Notional	0
NLRX	Notional	0
NLRY	Notional	0
NLR0.5X	Notional	0
NLR0.5Y	Notional	0
NLPARTOINX	Notional	0
NLPARTOINY	Notional	0
NLROOFX	Notional	0
NLROOFY	Notional	0
NSNOWX	Notional	0
NSNOWY	Notional	0



H : فشار جانبی خاک



بارگذاری حرارتی:

9-12-2-2 درز انبساط:

در ساختمان هایی که طول یا عرض آنها زیاد با شد لازم ا ست با تعبیه درز انبساط امکان آزاد شدن تغییر شکل ها فراهم شود. فاصله بین دو درز متوالی در مناطق خشک 25 متر ، مناطق معتدل 35 متر و مناطق مرطوب 50 متر در نظر گرفته می شود.

در صورت عدم امکان پیش بینی درز انبساط لازم است اثر تغییر شکل های حرارتی با جمع شدگی بتن در تحلیل سازه منظور شود. عرض درز انبساط متناسب با تغییر شکل اجزای سازه ای از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$\Delta L=\alpha\, L\, \Delta T$$

در این رابطه α برابر با $10\times 10^{-6}\,\frac{1}{C}$ در نظر گرفته می شود. مقدار ΔT بر حسب تغییرات در جه حرارت در هر منطقه اختیار می شود. در صورتی که آمار قابل قبول برای ΔT وجود نداشته باشد آن را 60 درجه سلسیوس بر حسب حداقل -30 درجه و حداکثر +30 درجه در نظر گرفته خواهد شد.

معرفی ترکیب بار:

ترکیب بارهای عادی:

1)1.4D

2)1.2D + 1.6L +0.5 (Lr یا S یا R)

3)1.2D + 1.6(Lr یا S یا R) +(L یا (1.4W))

4) 1.2D + 0.5(Lr یا S یا R) +L +1.4W

5)1.2D +L +0.2S+E

6)0.9D+1.4W

7)0.9D+E

8)1.2D+0.5L+0.5(Lr یا S)+1.2T

9)1.2D+1.6L+1.6(Lr یا S)+T

نیروی جانبی زلزله که از ضوابط ویرایش چهارم استاندارد 2800 به دست می آید، باید در ضریب نامعینی سازه(ρ) که می تواند 1 یا 1.2 باشد ضرب شده و در طراحی استفاده شود.

ضریب نامعینی سازه برای زلزله افقی می باشد.

ضریب نامعینی سازه می تواند در دو جهت متفاوت باشد.

$\rho_x\ E_x$, $\rho_y\ E_y$

اثر زلزله های افقی با در نظر گرفتن قاعده ی 30-100 :

$\pm\rho_x EXALL \pm 0.3\rho_y EY$

$\pm\rho_y EYALL \pm 0.3\rho_x EX$

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

ترکیب بار تشدید یافته:

مطابق ویرایش چهارم استاندارد 2800 بارهای جانبی زلزله طرح در ضریب اضافه مقاومت ضرب شده و در ترکیب بارها لحاظ شوند.

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

$$\pm\Omega_x EXALL \pm 0.3\Omega_y EY$$

$$\pm\Omega_y EYALL \pm 0.3\Omega_x EX$$

ضریب اضافه مقاومت برای زلزله افقی می باشد.

ساخت ترکیب بارهای خودکار در Etabs :

منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد :

با در نظر گرفتن اثر قائم زلزله:

F_v=0.6AIW=0.6*0.35*1*W=0.21W

که در ترکیب بارها بار مرده را باضافه ی 0.21 می کنیم و اعمال می کنیم.

دقت شود که این ضرایب 1.41 بار مرده فقط در ترکیب بار هایی که زلزله وجود دارد اعمال می شود.

$(0.21+1.2)W_D$=1.41 W_D

$(0.9 - 0.21)\ W_D$=0.69 W_D

$0.2\ S_{DS} \times D = 0.6AI \times\ W_D \rightarrow \quad S_{DS}=\frac{0.6AI}{0.2}=1.05$

برای مناطقی با زلزله خیلی زیاد : $S_{DS} = 1.05$

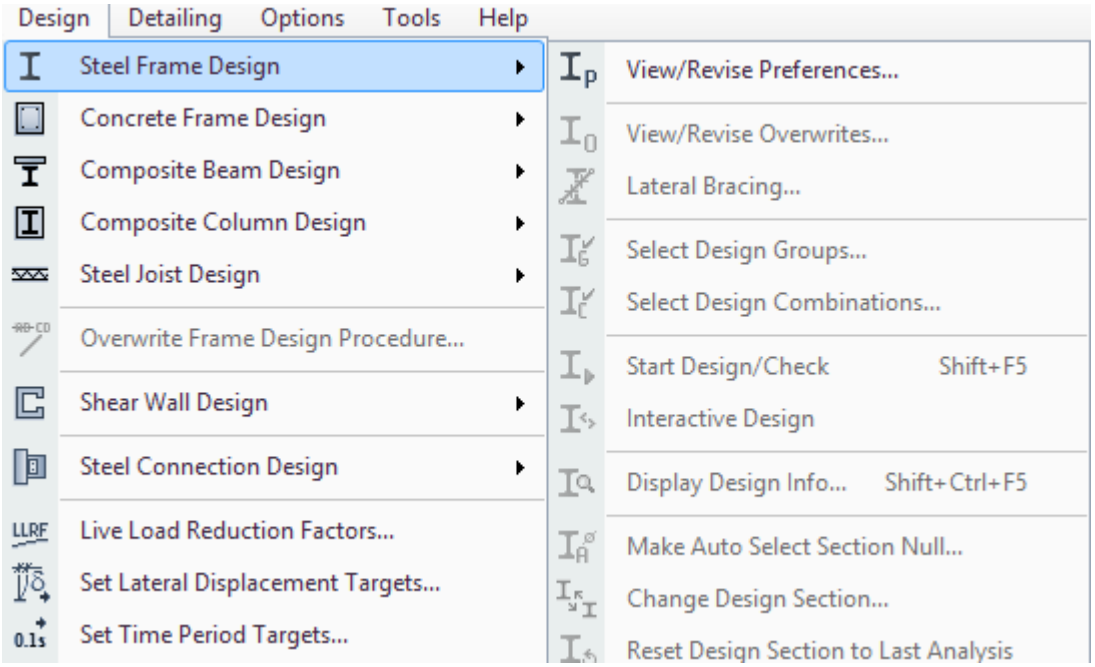
برای مناطقی با زلزله زیاد و پایین تر: $S_{DS} = 0$

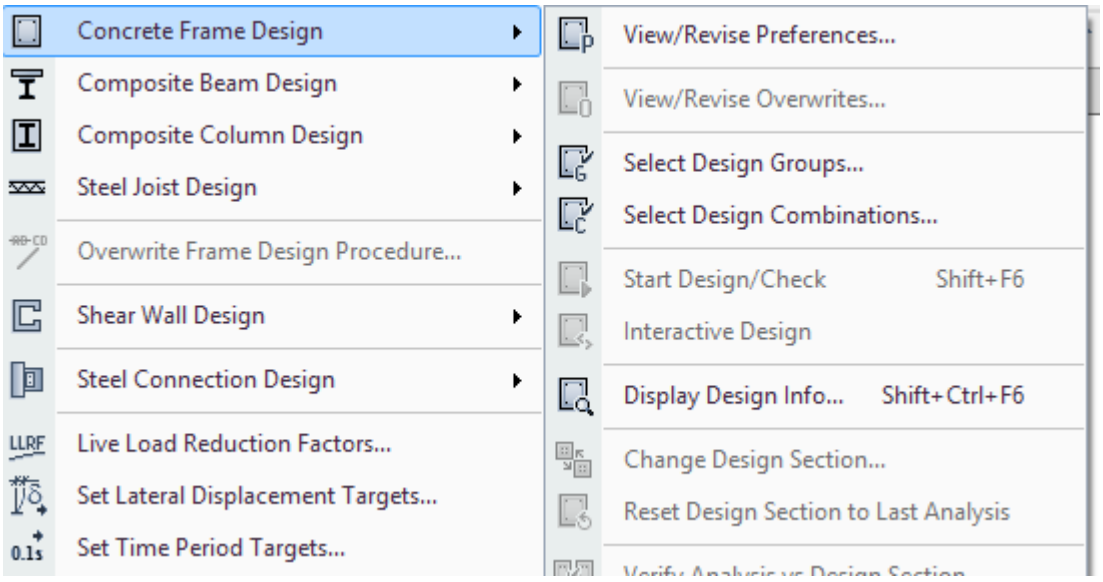
برای ساخت ترکیب بارهای خودکار تنظمات زیر را انجام می دهیم:

Design→Steel(or Concrete) Frame Design→View/Revise Preference

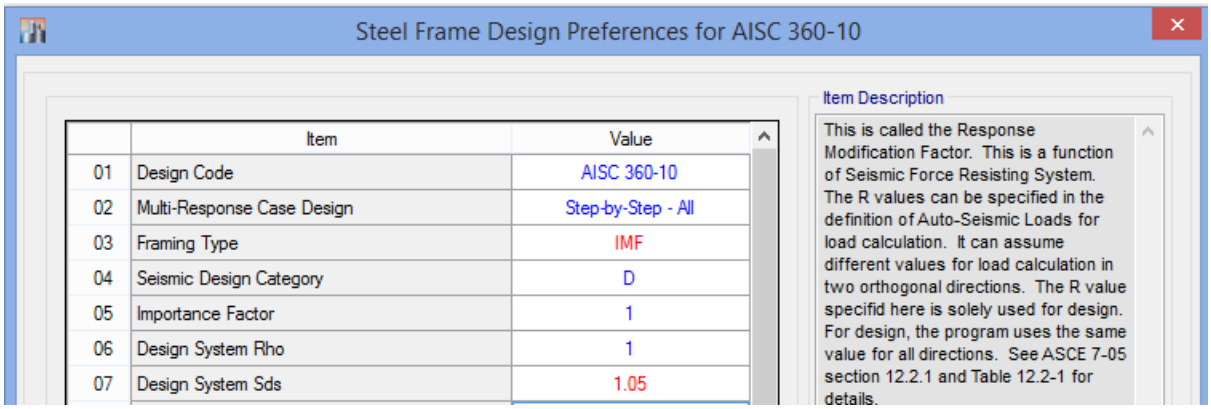
Design System S_{DS}= 1.05 or 0 → Ok

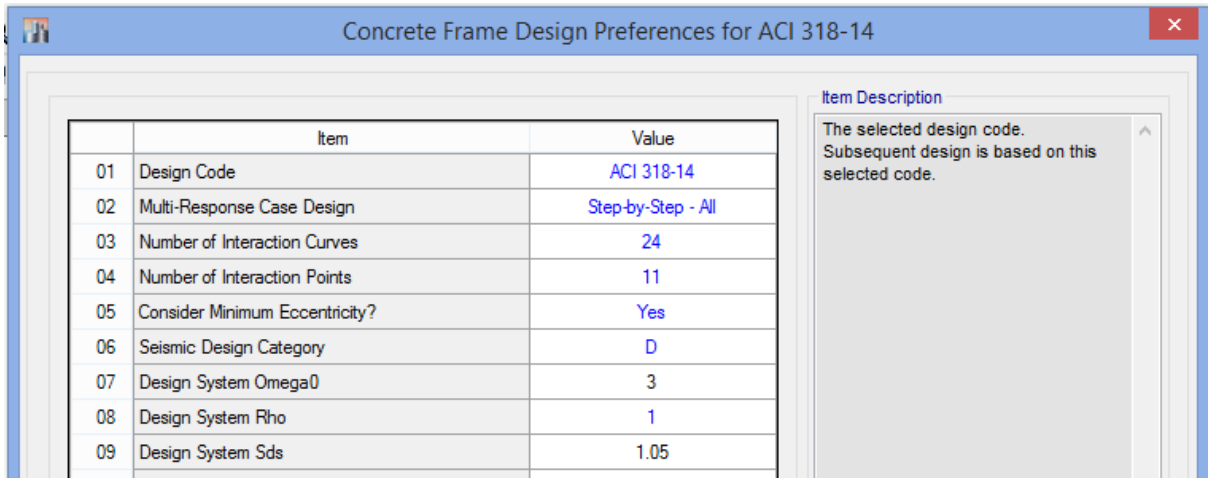
Define → Load Combinations →Add Default Design Combinations

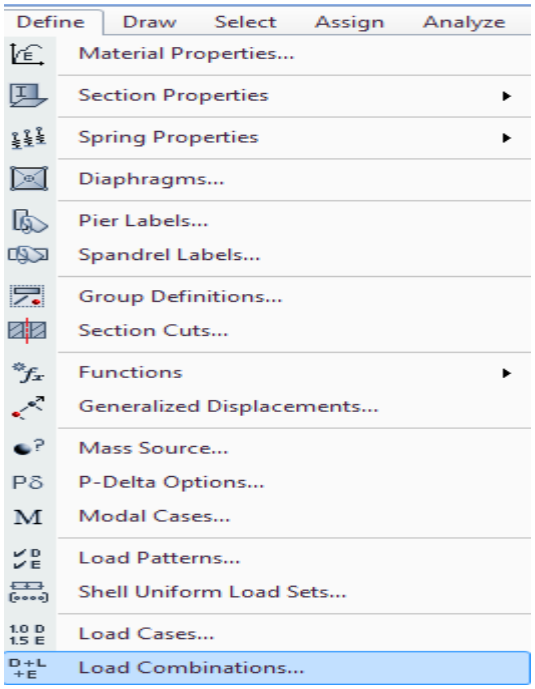


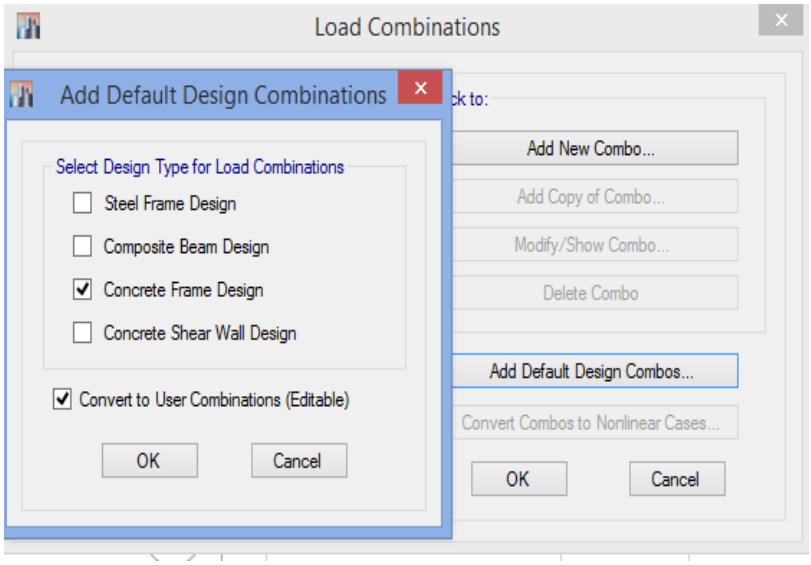


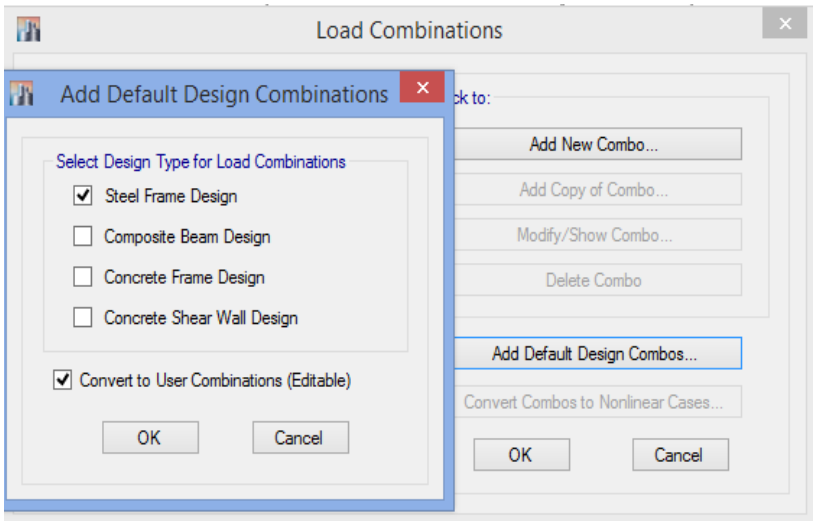
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

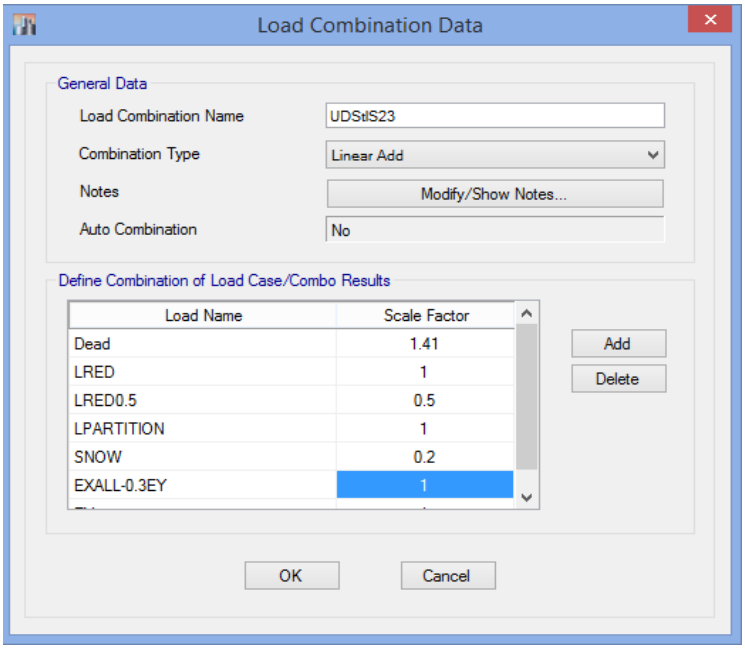


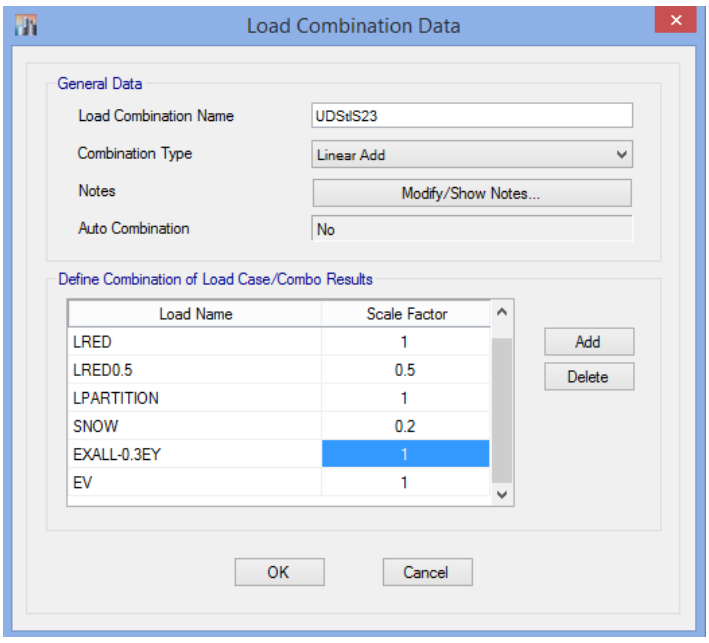





Load Combinations
Add Default Design Combinations
Select Design Type for Load Combinations
Steel Frame Design
Composite Beam Design
Concrete Frame Design
Concrete Shear Wall Design
Convert to User Combinations (Editable)
OK
Cancel
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel


Load Combinations
Add Default Design Combinations
Select Design Type for Load Combinations
Steel Frame Design
Composite Beam Design
Concrete Frame Design
Concrete Shear Wall Design
Convert to User Combinations (Editable)
OK
Cancel
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel


Load Combination Data
General Data
Load Combination Name
UDStlS23
Combination Type
Linear Add
Notes
Modify/Show Notes...
Auto Combination
No
Define Combination of Load Case/Combo Results
Load Name
Scale Factor
Dead 1.41
LRED 1
LRED0.5 0.5
LPARTITION 1
SNOW 0.2
EXALL-0.3EY 1
Add
Delete
OK
Cancel


Load Combination Data
General Data
Load Combination Name
UDStlS23
Combination Type
Linear Add
Notes
Modify/Show Notes...
Auto Combination
No
Define Combination of Load Case/Combo Results
Load Name
Scale Factor
LRED 1
LRED0.5 0.5
LPARTITION 1
SNOW 0.2
EXALL-0.3EY 1
EV 1
Add
Delete
OK
Cancel

بعد از ایجاد خودکار ترکیب بارها، به تمام ترکیب بارهایی که زلزله دارند EV را اضافه می کنیم.

در صورت وجود فشار جانبی خاک H را به تمام ترکیب بارها اضافه می کنیم.

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

۱- اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱٫۶ در ترکیب بارها منظور شود،

۲- اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰٫۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرفنظر گردد.

تنظیمات قبل از تحلیل سازه:

جرم لرزه ای:

منظور از وزن لرزه، آن بخشی از جرم سازه است که در حین زلزله احتمال وجود آن می‌رود بر روی سازه باشد و مرتعش می‌شود. بنابراین کل بار مرده که همیشه بر روی سازه است، بایستی در وزن لرزه‌ای مشارکت داده شود.

مطابق ایین نامه 2800 :

W وزن لرزه ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تاسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم کننده باضافه ی درصدی از بار زنده و بار برف مطابق جدول (3-1). بار زنده باید بصورت تخفیف نیافته، مطابق ظوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

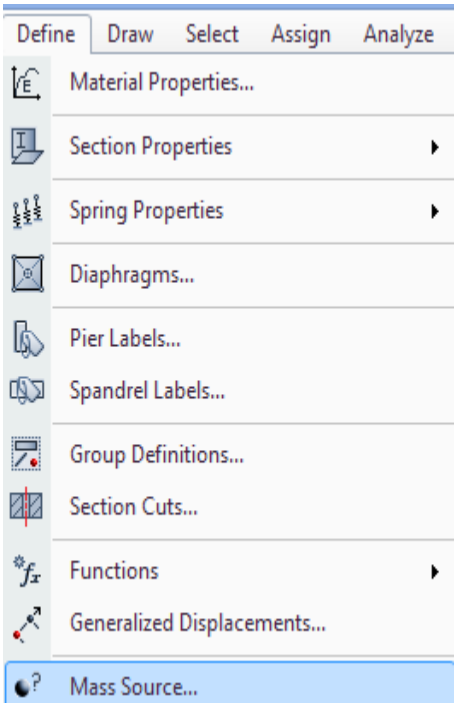
جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

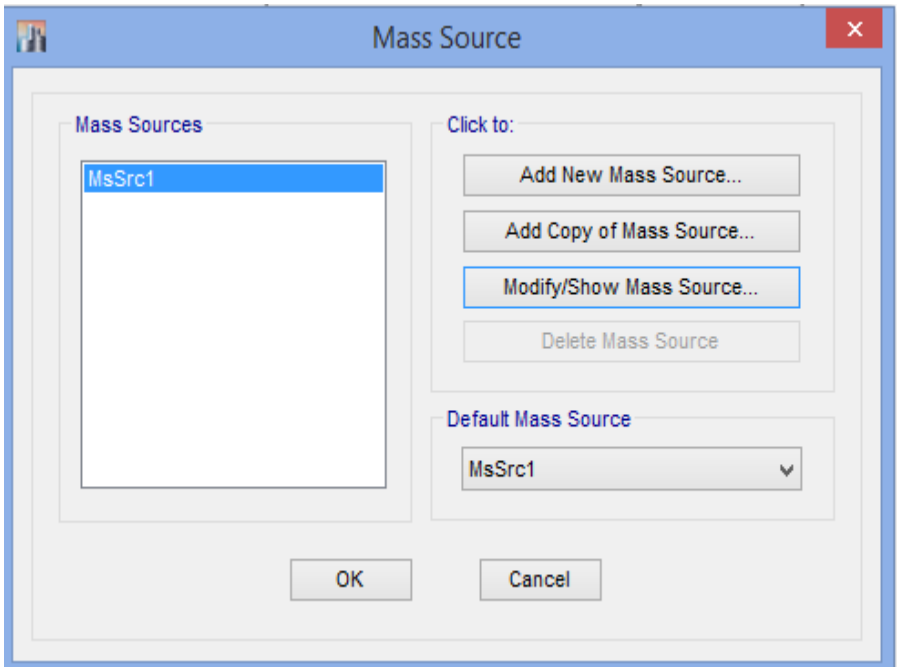
محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل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

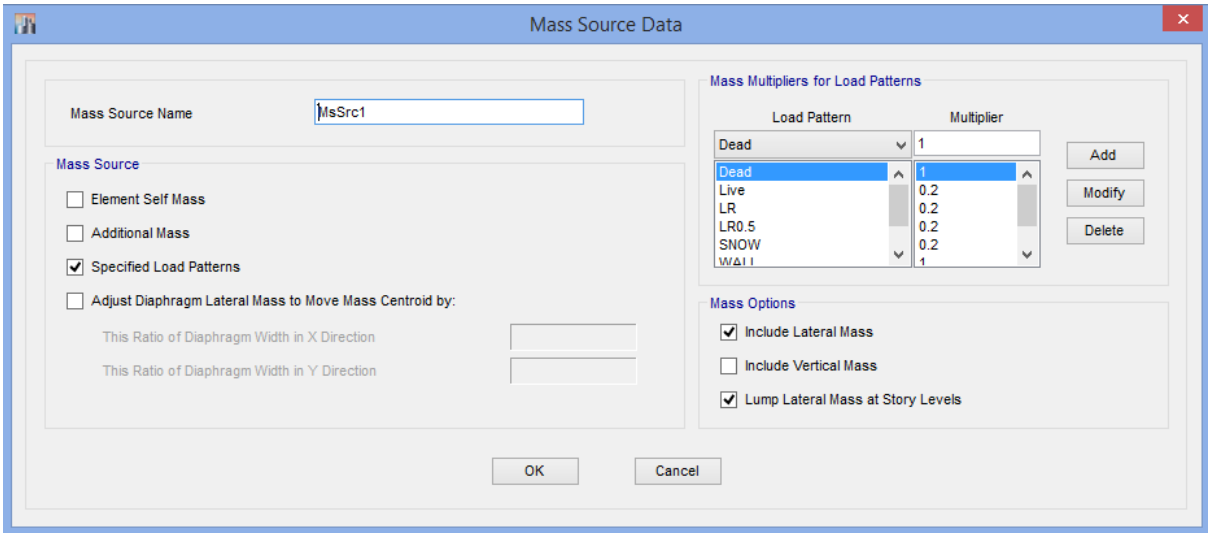
تعریف جرم لرزه ای در Etabs :

1D+1SD+0.2Live+LPARTITION+0.2LRED+0.2LRED0.5+0.2SNOW+Wall

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir



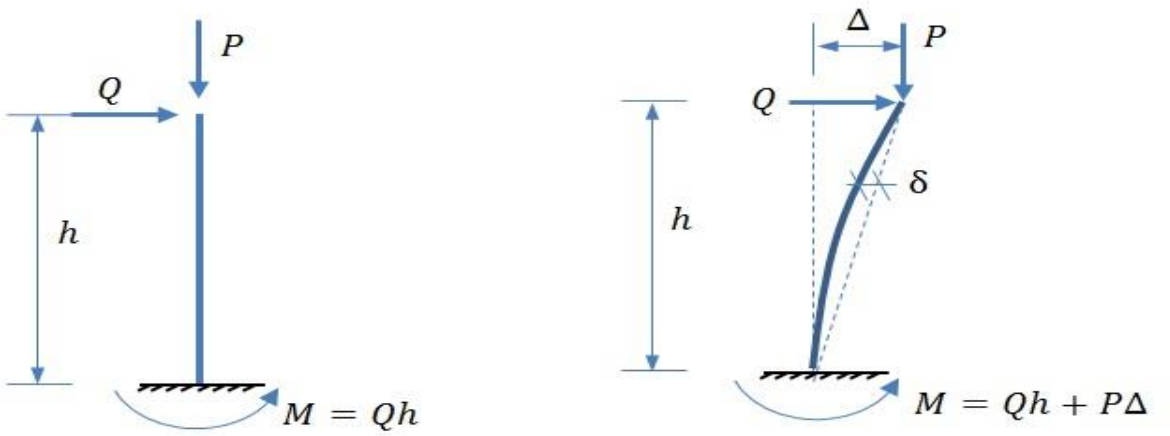




ترکیب بار استفاده شده در P-Δ :

در کلیه سازه ها،تاثیر بار محوری در عنا صر قائم بعلاوه تغییر مکان های جانبی آن باعث افزایش برش و لنگر خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان جانبی طبقات می شود.این اثر $P-\Delta$ نامیده می شود در واقع اثر پی دلتا یک اثر تخریبی پیش رونده است .

هر چه سازه ما جابجایی بیشتری داشته باشد مسلما اثر پی دلتا تاثیر بیشتری خواهد داشت (زیرا لنگر ثانویه به دو متغیر جابجایی و نیروی محوری وابسته ا ست. حال هر کدام از این دو متغیر بیشتر شوند طبعا مقدار لنگر ثانویه بزرگتر خواهد شد.)



شاخص پایداری:

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{cu}}{V_u h}\right]_i$$

در این رابطه:

P_{ui}= مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n، طبقه آخر، در حد مقاومت

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

V_{ui}= مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i= ارتفاع طبقه i

هرگاه شاخص پایداری طبقه θ کمتر از 0.1 **باشد،**

می توان از اثر p-deltaصرف نظر کرد. به این معنی که تغییر مکان را افزایش نمی دهیم.

اگر شاخص پایداری طبقه بیشتر از 0.25 **باشد،**

اثر p-delta شدید بوده و باعث ناپایداری می شود.

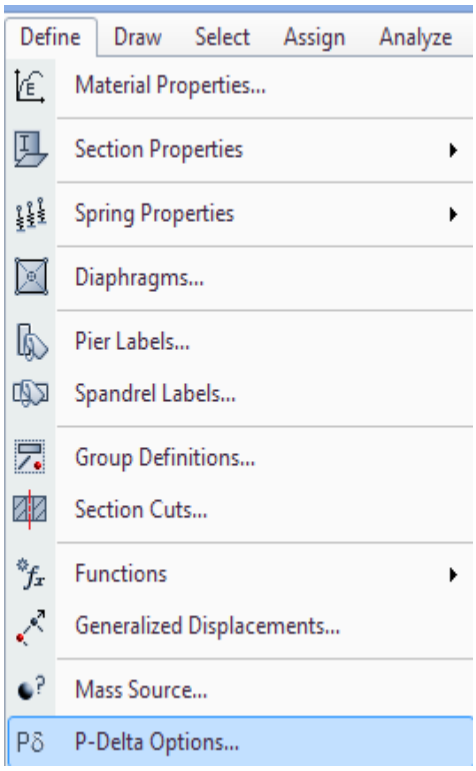
نهایتا اگر این ضریب بین 0.1 **تا** 0.25 **باشد،**

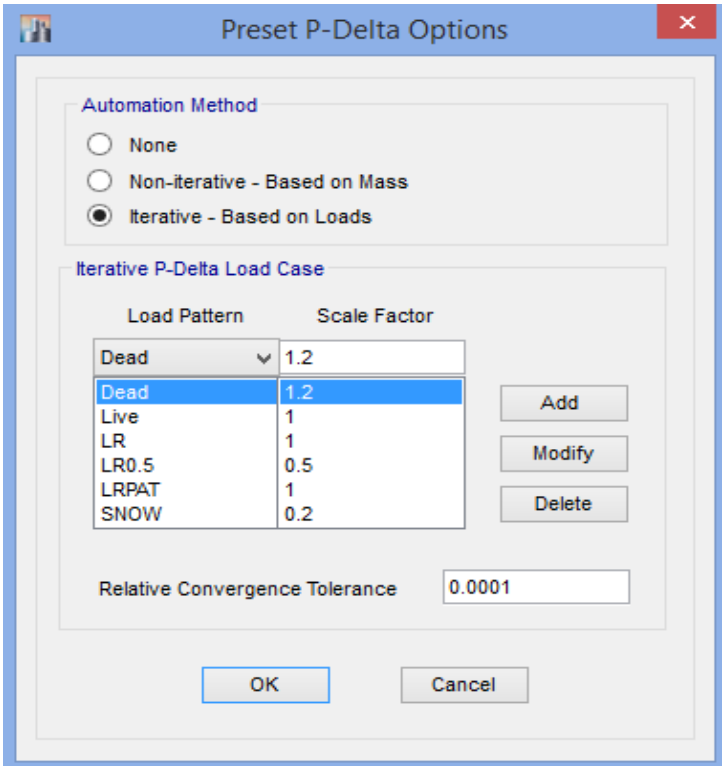
اثر p-delta بایستی در طراحی مطابق با رابطه 13-3 استاندارد 2800 منظور شود.

تعریف اثر **P-Δ** در **Etabs**:

ترکیب بار اثر **P-Δ**:

1.2D+1.2SD+Live+LPARTITION+LRED+LRED0.5+0.2SNOW

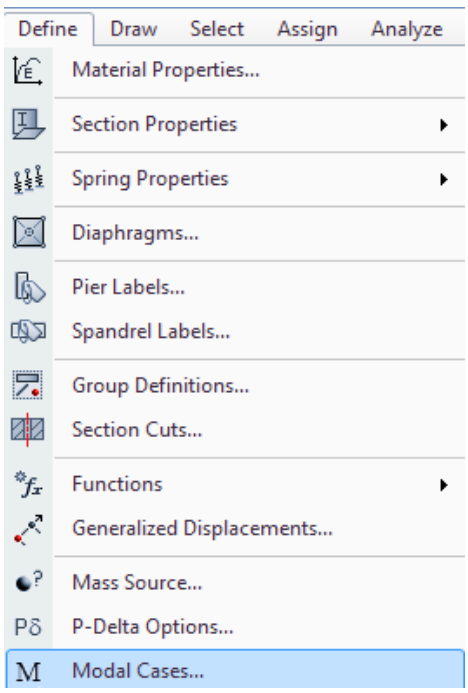


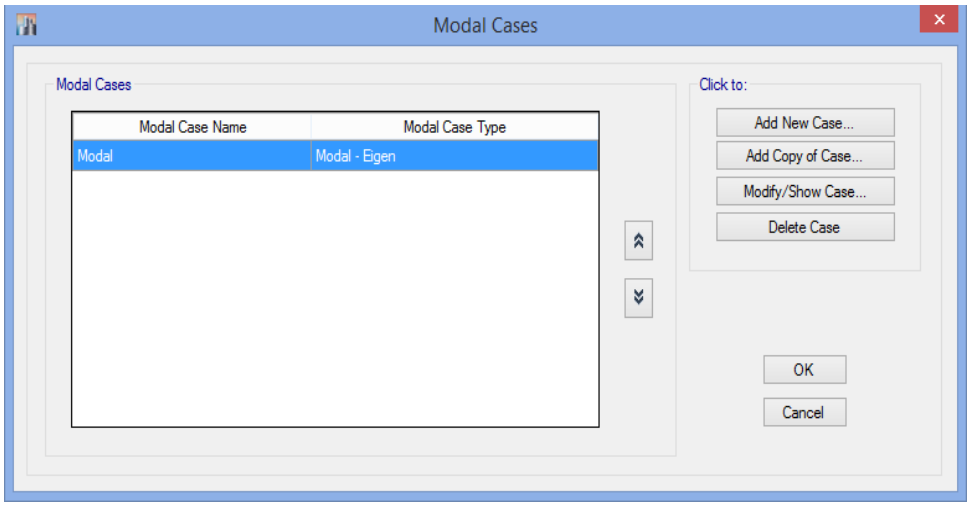


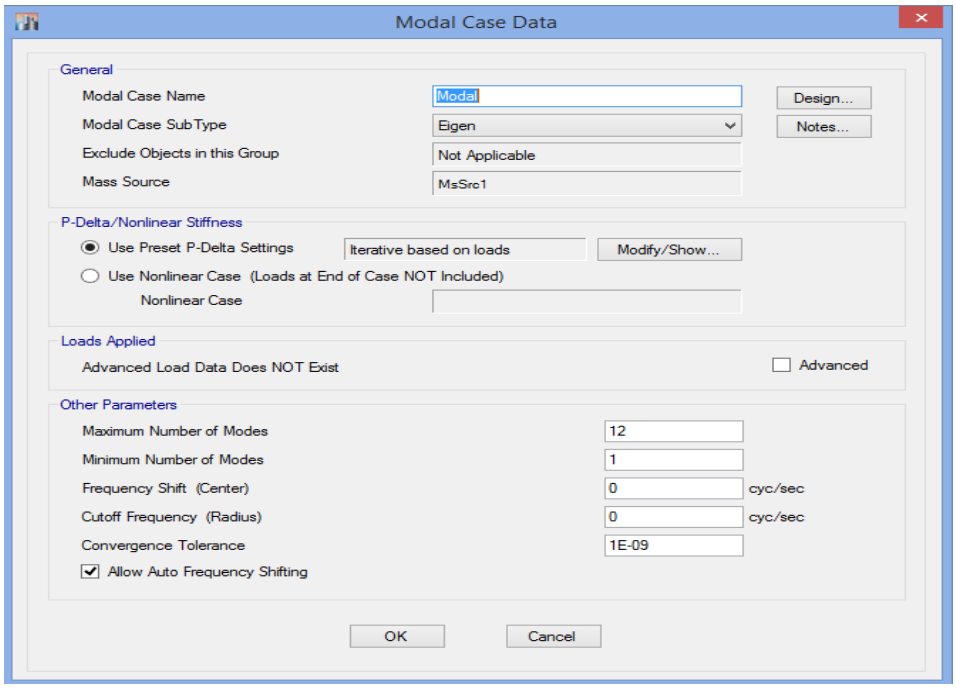
تنظیم پارامترهای آنالیز مودال:

آنالیز مودال برای تعیین زمان تناوب تحلیلی سازه صورت می گیرد. با انجام تنظمیات زیر زمان تناوب مودهای ارتعاشی سازه را بدست می اوریم:

Define→Modal Cases→Modify/Show case





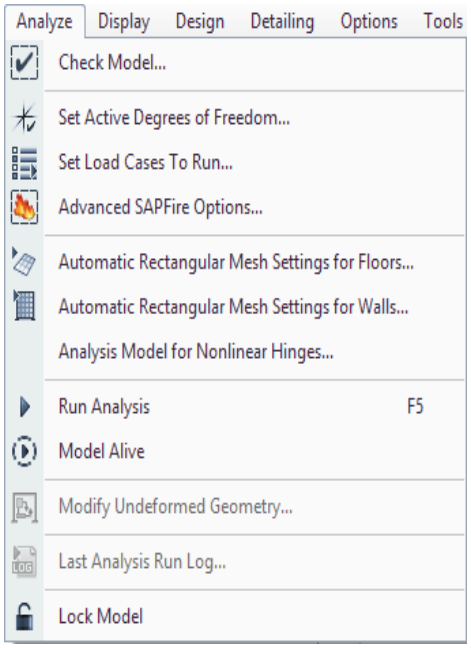


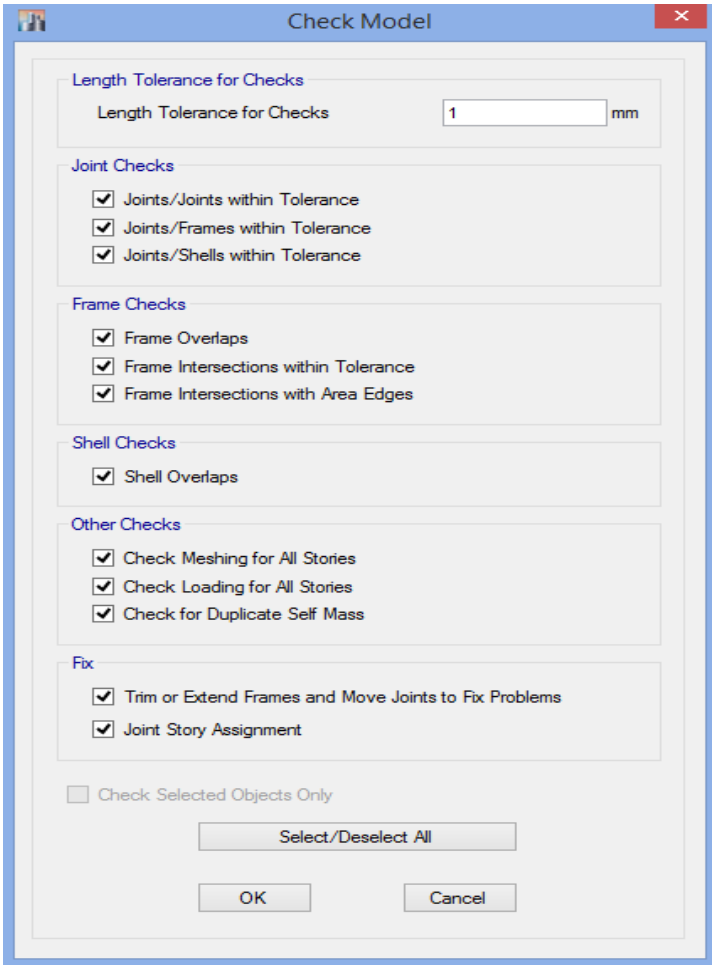
حداکثر تعداد مودها سه برابر تعداد طبقات ساختمان می باشد.(وزن خرپشته در صورتی که بیشتر از 25 درصد وزن بام باشد طبقه محسوب می شود).

تنظیمات آنالیز سازه:

-در موقع مدل سازی ممکن است اشتباهات ترسیمی در اعضای سازه وجود داشته باشد که با کنترل فرآیند زیر اشتباهات ترسیمی مشخص می شود:

Analyze→Check Model

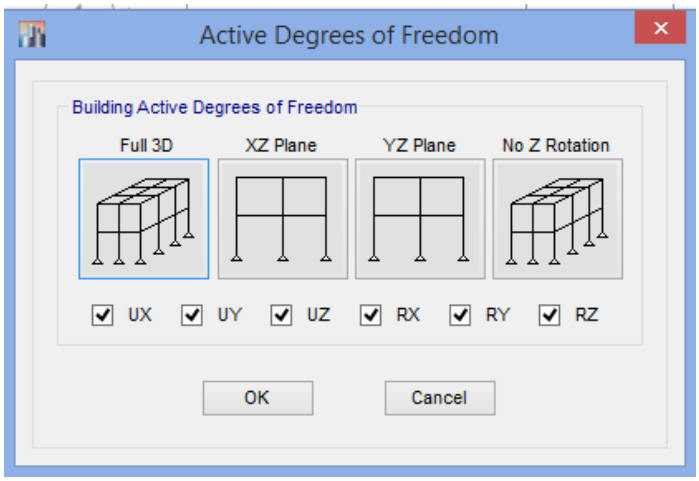




-

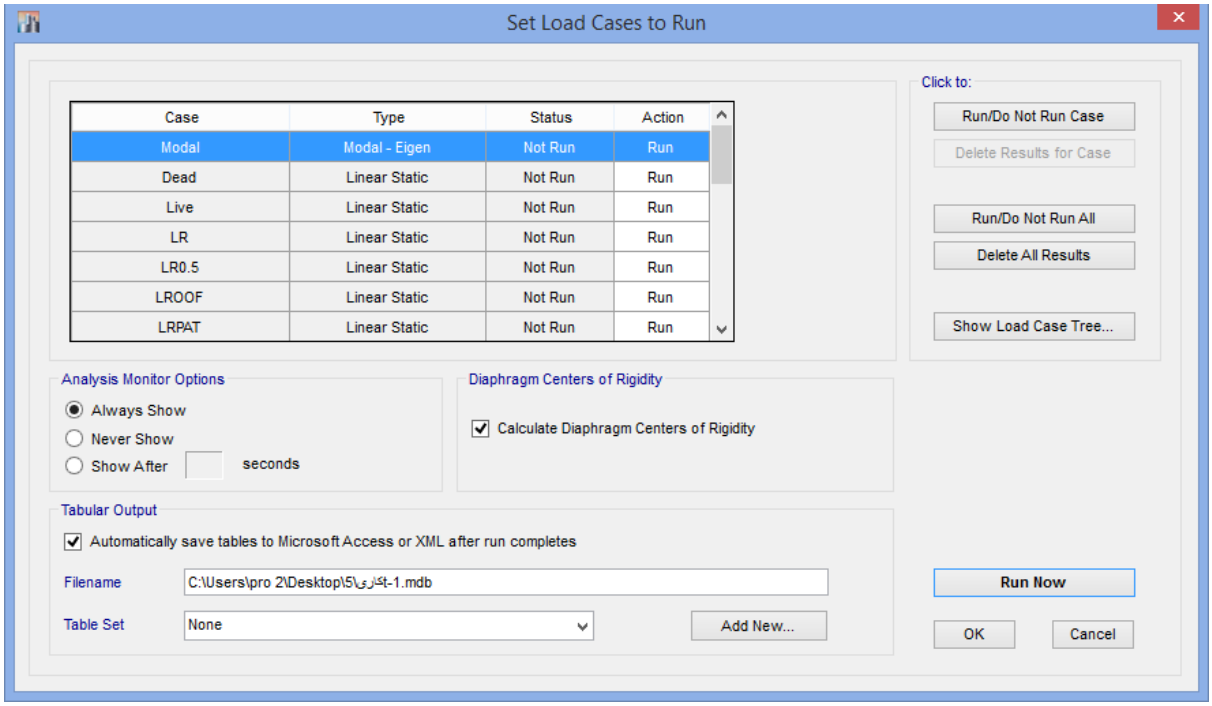
تعیین درجات آزادی سازه برای تحلیل:

Analyze→Set Active Degrees of Freedom



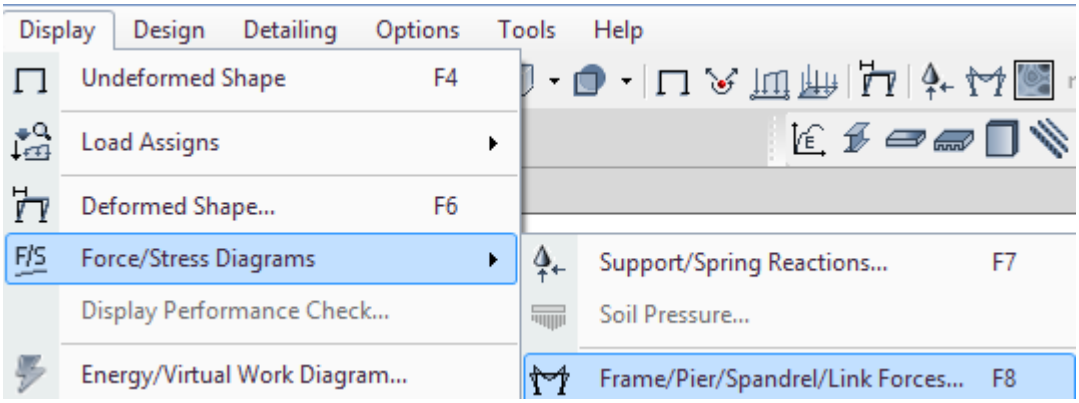
تحلیل سازه با توجه به حالت های بار مد نظر:

Analyze→Set Load Cases to Run

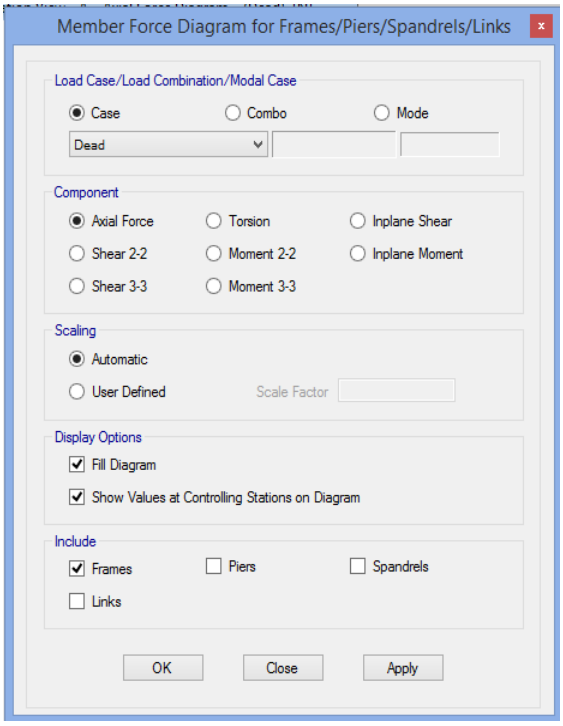


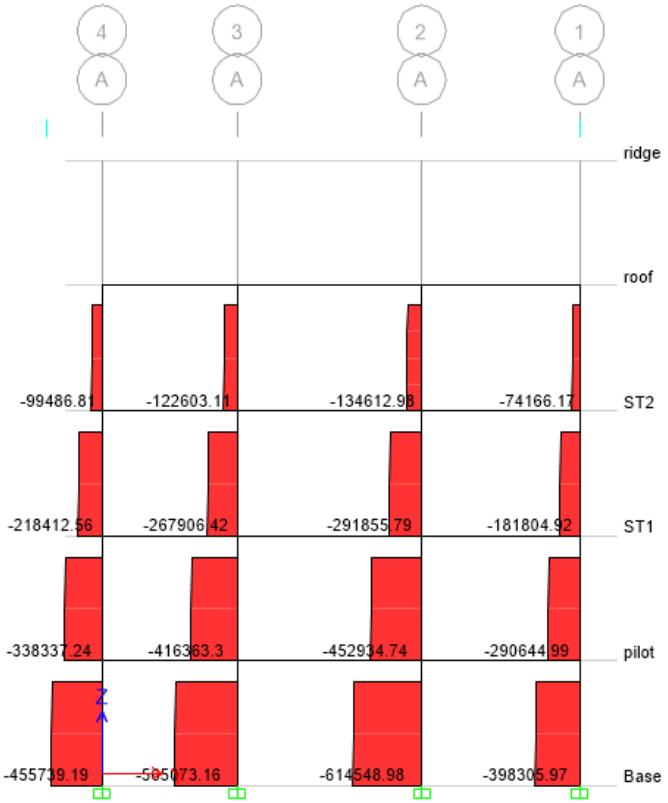
نمایش نتایج تحلیل سازه:

نمایش تلاش های داخلی المان های سازه تحت نیروهای دلخواه:



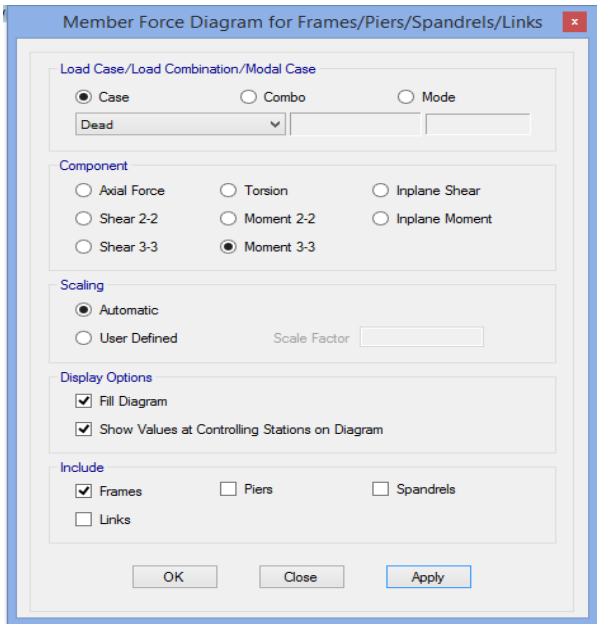
دیاگرام نیروهای داخلی:

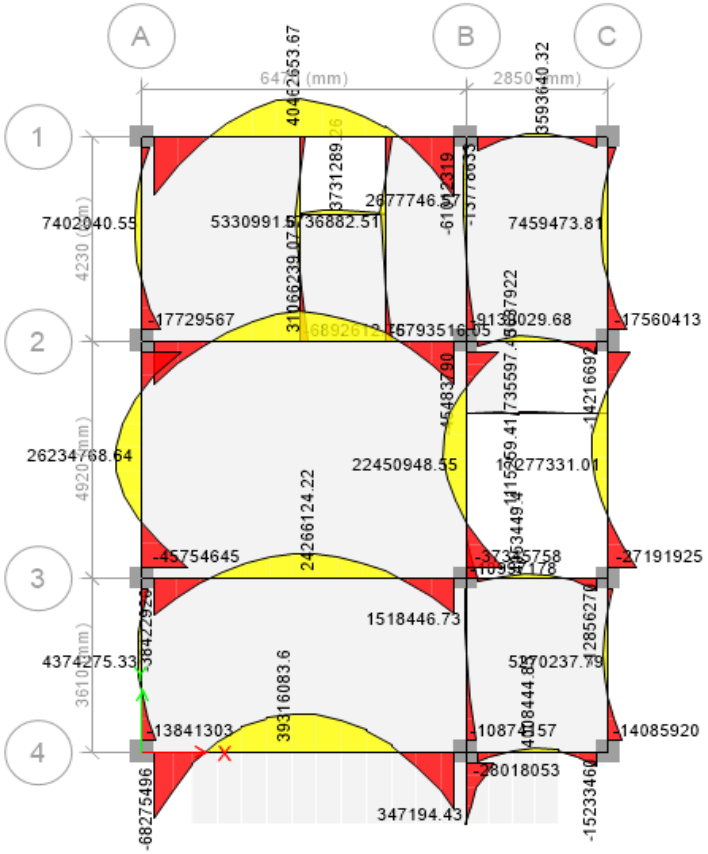




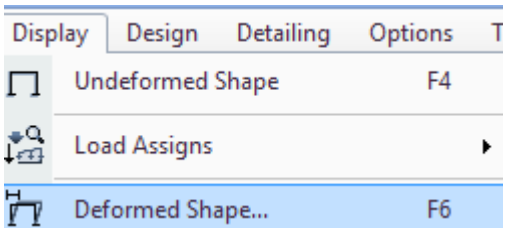
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

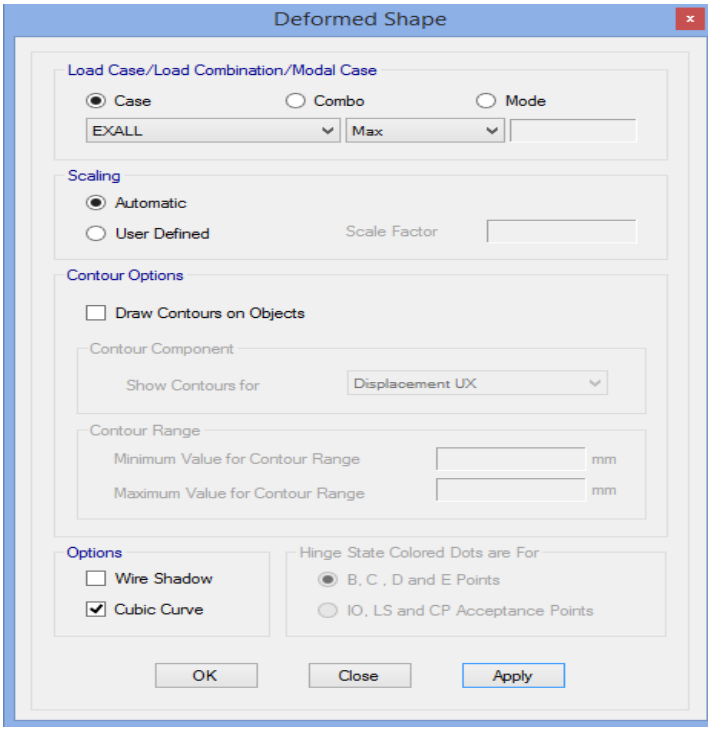
لنگر خمشی تیر ها:

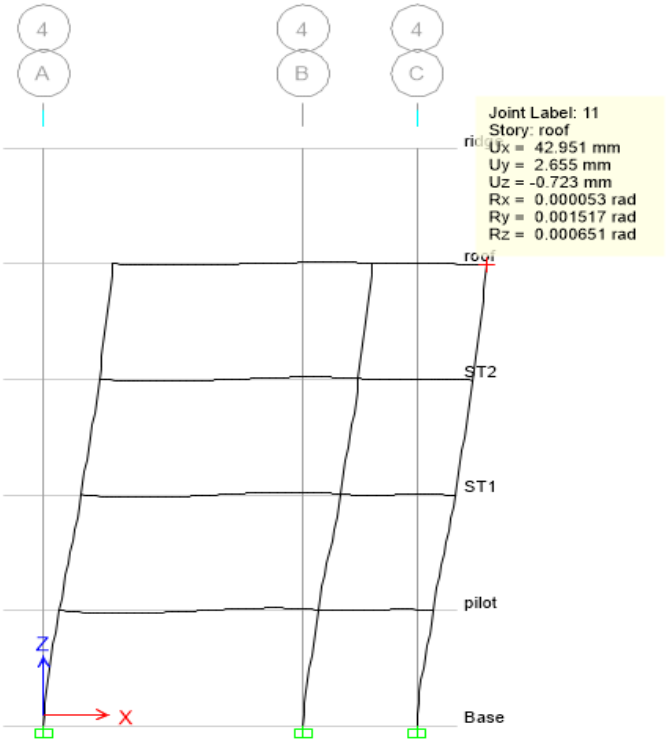




نمایش تغییر شکل های سازه:



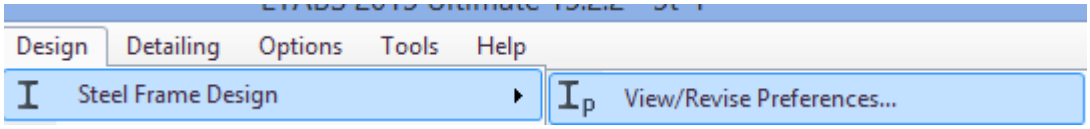




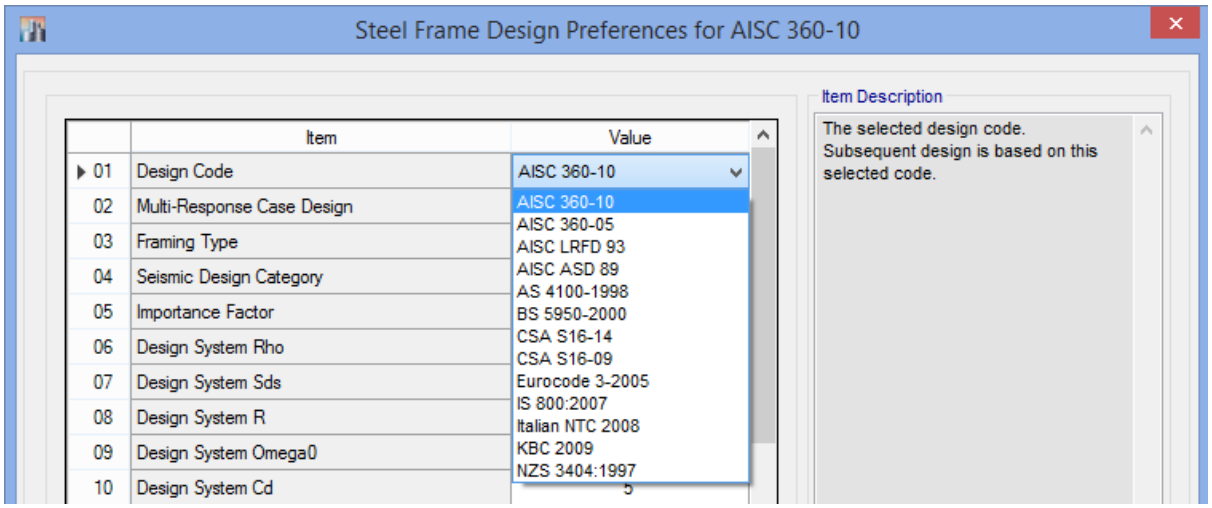
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

تنظیمات طراحی سازه های فولادی:

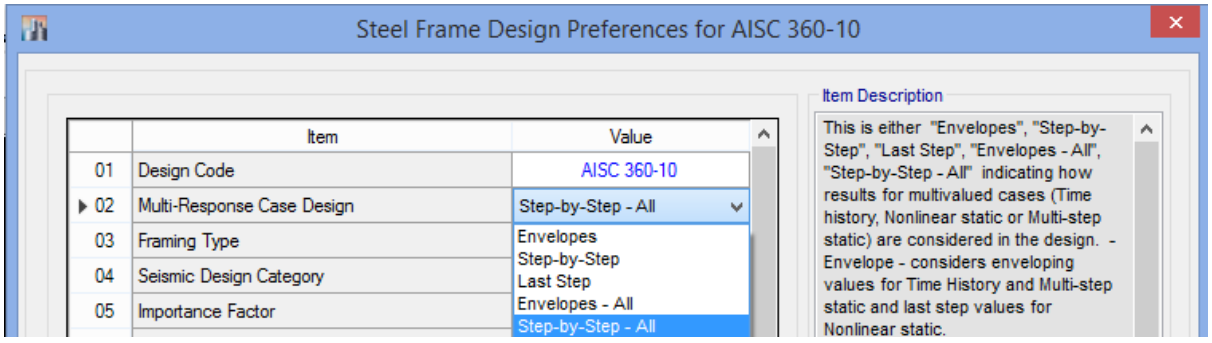
Design→ Steel Frame Design→ Preferences



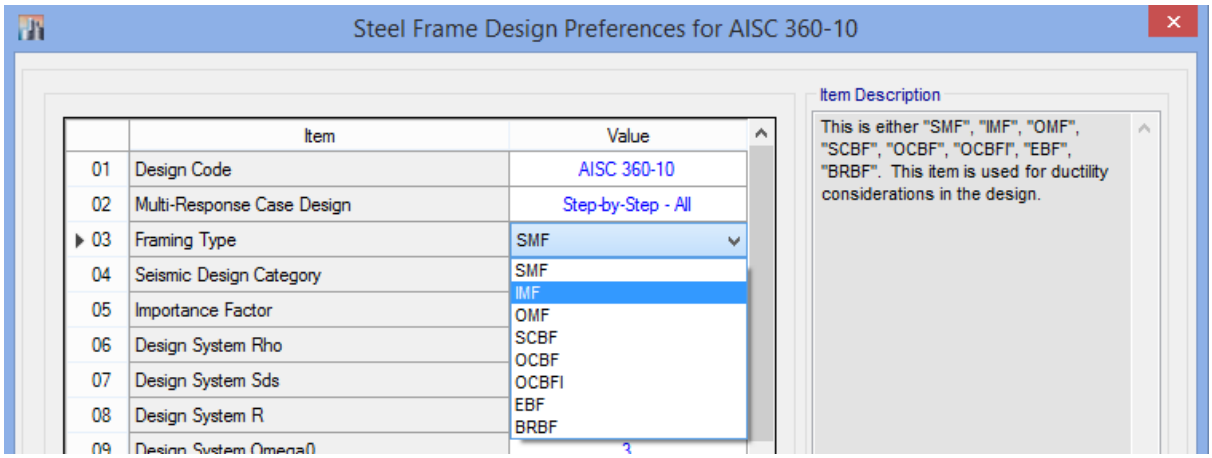
ضـوابط مبحث دهم مقررات ملی سـاختمان منطبق بر آیین نامه طراحی آمریکا در سـال 2010 اسـت برای همین از AISC360-10 در طراحی سازه های فولادی استفاده می کنیم.



نوع پاسخ های سازه در برابر طراحی را انتخاب می کنیم.در این قسمت گزینه ی Step-by-Step-All جهت تحلیل استاتیکی خطی و غیر خطی، تاریخچه زمانی و تحلیل ایستا مشخص می کند را انتخاب می کنیم.



تعیین نوع قاب از نظر شکل پذیری و طراحی لرزه ای:



SMF: Special Moment Frame

IMF: Intermediate Moment Frame

OMF: Ordinary Moment Frame

SCBF: Special Concentrically Braced Frame

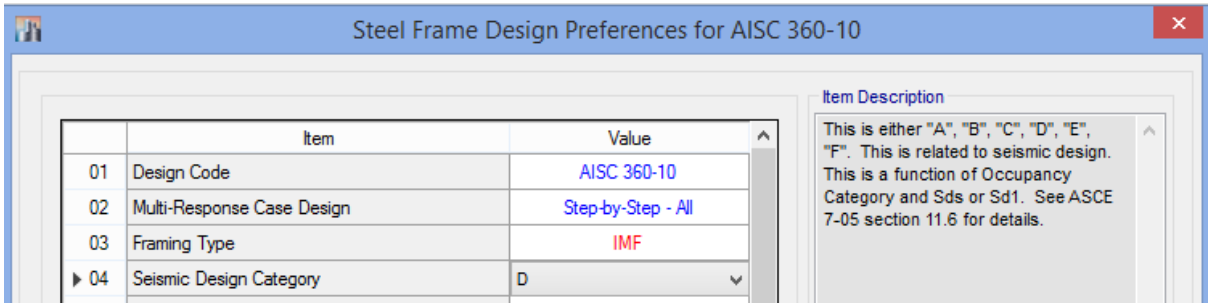
OCBF: Ordinary Concentrically Braced Frame

EBF: Eccentrically Braced Frame

OCBFI: Ordinary Concentrically Braced Frame from Isolated Structures

BRBF: Buckling Restrained Braced Frame

نشان دهنده ی لرزه خیزی منطقه که از A تا F رفته رفته لرزه خیزی کم می شود که برای منطقه ایران از لرزه خیزی منطقه D انتخاب می کنیم.



ضریب اهمیت بر حسب نوع کاربری ساختمان می باشد که تنها درکنترل قاب های مهاربندی شده ی واگرا استفاده می شود.

ضریب نامعینی سازه:

همان طور که در قسمت ترکیب بارها گفته شد از این پارامتر لرزه خیزی منطقه برای ایجاد ترکیب بار خودکار در Etabs استفاده می کنیم.

ضریب رفتار سازه که در قسمت تحلیل استاتیکی سازه توضیح داده شد:

ضریب اضافه مقاومت که در قسمت ترکیب بار توضیح داده شد.

ضریب بزرگ نمایی تغییرمکان که تنها در کنترل قاب های مهاربندی شده ی واگرا مورد استفاده قرار می گیرد.

حالت طراحی بیانگر رویکرد طراحی ســازه فولادی می باشــد که طبق مبحث دهم مقررات ملی ســاختمان، LRFD را انتخاب می کنیم.

روش تحلیل که برای تامین الزامات پایداری می باشــد مبحث دهم مقررات ملی ســاختمان ویرایش 92 ســه روش را برای تحلیل سازه پیشنهاد می کند:

روش تحلیل مستقیم:

در تحلیل و طراحی به این روش هیچ محدودیتی وجود ندارد.

در این روش بایستی:

1) آثار نواقص هندسی (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

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_2 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.

2) تحلیل سازه از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

۱۰-۲-۱-۴ روش‌های تحلیل مرتبه دوم

بجز در مواردی‌که در بخش ۱۰-۲-۱-۵-۳ مجاز دانسته شده است، مقاومت‌های مورد نیاز باید از طریق تحلیل‌های مرتبه دوم و با رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۱-۵ محاسبه شوند. در این مبحث استفاده از روش‌های تحلیلی زیر به عنوان روش‌های تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است.

الف- تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم: تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آنها روش تحلیل سیستم سازه‌ای الاستیک بوده لیکن در حین تحلیل آثار مرتبهٔ دوم (شامل آثار P-δ و P-Δ) در آن لحاظ می‌گردد.

ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته: در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. الزامات این نوع روش تحلیل مرتبه دوم در پیوست ۲ این مبحث ارائه شده است.

تبصره: در هر کدام از روش‌های تحلیلی مرتبهٔ دوم ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۴ با ارضاء محدودیت‌های زیر می‌توان از اثر P-δ صرفنظر نمود مشروط بر اینکه لنگرهای خمشی بدست آمده از روش‌های تحلیلی مذکور در اعضای تحت اثر توأم نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی با ضریب B_1 (مطابق پیوست ۲) تشدید شده باشند.

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شوند.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبهٔ دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبهٔ اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب B_2 در تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته در تمام طبقات در راستای مورد نظر کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد.

(۳) حداکثر یک سوم بارهای ثقلی کل سازه توسط ستون‌های قاب‌های خمشی تحمل گردد.

پ-۲-۲ نحوه محاسبه مقاومت‌های مورد نیاز

در این روش تحلیل، مقاومت‌های خمشی مرتبه دوم مورد نیاز (M_u) و مقاومت‌های محوری مرتبه دوم مورد نیاز (P_u) برای تمامی اعضای کلیه سیستم‌های سازه‌ای باید از طریق روابط زیر تعیین گردند.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (پ-۲-۱)$$

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (پ-۲-۲)$$

در روابط فوق:

B_1= ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-δ. این ضریب باید برای هر عضو تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی و یا تحت اثر توام آنها در هر راستای خمشی عضو مطابق بخش پ-۲-۲-۱ به طور جداگانه محاسبه گردد. برای اعضایی که در معرض نیروی محوری فشاری قرار ندارند، این ضریب باید برابر یک منظور گردد.

B_2= ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-Δ. این ضریب باید برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای تغییر مکان جانبی طبقه مطابق بخش پ-۲-۲-۲ بطور جداگانه محاسبه گردد.

M_{nt}= لنگر خمشی مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد. (مطابق بخش پ-۲-۲-۳)

M_{lt}= لنگر خمشی مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی (مطابق بخش پ-۲-۲-۳)

M_u= مقاومت خمشی مرتبه دوم مورد نیاز.

P_{nt}= نیروی محوری مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد. (مطابق بخش پ-۲-۲-۳)

P_{lt}= نیروی محوری مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی (مطابق بخش پ-۲-۲-۳)

P_u= مقاومت محوری مرتبه دوم مورد نیاز

۲-۱-۲-۱۰ آثار مرتبه دوم P-δ و P-Δ

الف) آثار مرتبه دوم P-δ: آثار P-δ به آثار اضافی بارها به علت وجود انحنا در عضو مربوط می‌شود. این آثار سبب ایجاد لنگرهای خمشی اضافی می‌شوند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای بخشی از طول عضو را به هم وصل می‌کند، به‌وجود می‌آیند.

ب) آثار مرتبه دوم P-Δ: آثار P-Δ به آثار اضافی بارها به علت تغییرمکان جانبی نسبی اعضا مربوط می‌شود و سبب ایجاد نیروهای اضافی داخلی می‌شوند که در مقاطع اعضا به علت برون‌محوری ناشی از تغییرمکان جانبی یک انتهای عضو نسبت به انتهای دیگر ان به‌وجود می‌ایند. تغییرمکان جانبی نسبی دو انتهای عضو ممکن است به‌علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آنها باشد.

3) تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

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.

$$(EI)^* = 0.8\tau_b EI \qquad (۱۰-۲-۱-۴)$$

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

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \frac{P_u}{P_y} \le 0.5 \\ 4\frac{P_u}{P_y}\left(1-\frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > 0.5 \end{cases} \qquad (۱۰-۲-۱-۶)$$

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 اعضا، 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 $0.001Y_i$ 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 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 محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

4)مقاومت طراحی کلیه اعضای فشاری برای انواع سیستم های قاب بندی شده با فرض عدم انتقال جانبی (K=1) تعیین شود.

روش طول موثر:

محدودیت ها:

1) بارهای ثقلی عمدتا توسط ستونها،دیوارها یا قاب های قائم تحمل شود.

2) نسبت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید B2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته ، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی 1.5 باشد.

الزامات:

1) تحلیل سازه باید از نوع تحلیل مرتبه ی دوم و بدون در نظر گرفتن هرگونه کاهش سختی باشد.

2) اثر نقص های هندسی اولیه(ناشاقولی اعضا و کجی) باید در تحلیل مرتبه دوم منظور شود.

3) مقاومت طراحی کلیه اعضای محوری فشاری(Pc) بر اساس ضریب طول موثر اعضا متناسب با نوع سیستم قاب بندی شده باید تعیین گردد.

روش تحلیل مرتبه اول:

۱۰-۲-۱-۵-۳ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مرتبه اول

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

الف- محدودیت‌ها

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم متحمل شود.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۵ باشد.

(۳) مقاومت محوری فشاری مورد نیاز (P_u) تمامی اعضایی که سختی خمشی آنها در پایداری جانبی سازه موثرند از $0/5P_y$ تجاوز ننماید. P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

ب- الزامات

(۱) مقاومت مورد نیاز اعضا بر اساس تحلیل مرتبه اول تشدید نیافته تعیین می‌گردد.

(۲) به کلیهٔ ترکیبات بارگذاری یک بار جانبی اضافی (N_i) در تراز هر طبقه به شرح زیر اضافه شود.

$$N_i = ۲/۱\eta_N Y_i \geq ۰/۰۰۴۲Y_i \qquad (۸-۱-۲-۱۰)$$

$$\eta_N = Max\ (\frac{\Delta_i}{L_i}) \qquad (۹-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

Y_i= بارهای ثقلی ضریبدار در تراز طبقه i ام متناسب با ضرائب به‌کار رفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

Δ_i= تغییرمکان جانبی نسبی طبقه i ام در ترکیبات مختلف بارگذاری بر پایهٔ تحلیل مرتبه اول. در مواردی‌که Δ_i برای قاب‌های مختلف در پلان طبقه متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییرمکان جانبی نسبی قاب‌های مختلف (که نسبت به بارهای قائم قاب‌های مختلف سنجیده می‌شود) و یا به طور محافظه‌کارانه برابر تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر طبقه در نظر گرفته شود.

L_i= ارتفاع طبقه i ام

(۳) لنگر خمشی اعضای دارای نیروی محوری فشاری با ضریب تشدید B_1 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته تشدید شوند.

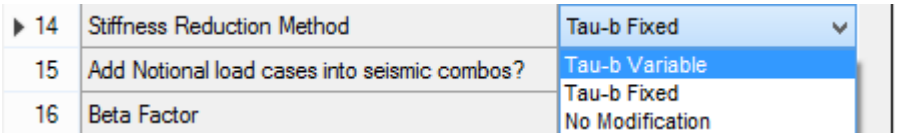
(۴) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضای محوری فشاری (P_c) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی (K=۱) تعیین شود.

تبصره: با توجه به اینکه در روش تحلیل مرتبه اول آثار P-Δ نیز در بار جانبی اضافی (N_i) لحاظ شده است، لذا تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، خیز تیرها و ارتعاش اعضا و کف‌ها باید در حضور بار جانبی اضافی (N_i) مورد کنترل قرار گیرند.

با توجه به روش های پیشـــنهادی مبحث دهم مقررات ملی ســاختمان ویرایش 92، روش تحلیل مســتقیم با توجه به نداشتن محدودیت و کارایی بهتر برای تحلیل سازه استفاده خواهیم کرد.

در قسمت Second Order Method، روش تحلیل مرتبه دوم در تحلیل مستقیم را مشخص می کنیم. در این قســـمت گزینه ی General 2nd Order که روش مرتبه ی دوم عمومی اســـت نیازی به تعریف ضرایب تشدید B1و B2 نمی باشد ولی در گزینه ی Amplified 1st Order ضرایب تشدید B1و B2 بایستی به نرم افزار معرفی شوند.بنابراین گزینه ی General 2nd Order را انتخاب می کنیم.

Stiffness Reduction Method مربوط به کاهش سختی المان ها در نرم افزار است.

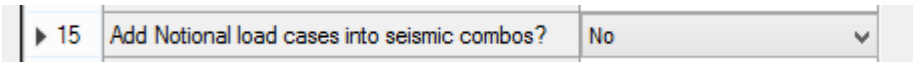


روش Tau-b Variable روشی است که ما از آن برای طراحی استفاده می کنیم. به عنوان یکی از شروط استفاده از تحلیل مستقیم سختی اعضا مثل ستون ها به مقدار τ کاهش داده شود.

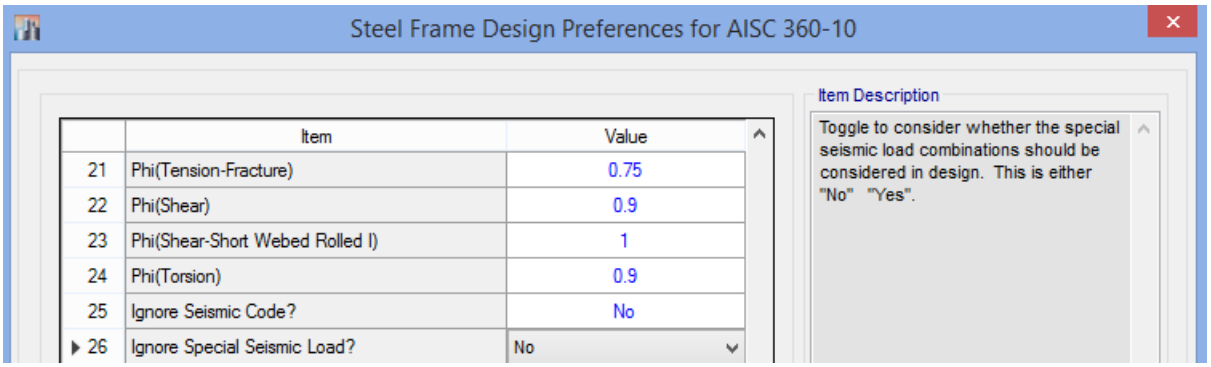
در صورت ا ستفاده از روش Tau-b Fixed مطابق محبث دهم مقررات ملی ساختمان ضریب بار فر ضی 0.001 در کلیه ی ترکیب بارهای بارگذاری به همراه بار جانبی و بارهای فرضی در نظر گرفته شود.

در صورت استفاده از روش No Modification کاهش سختی در المان ها صورت نمی گیرد. از این گزینه برای بدست آوردن زمان تناوب تحلیلی سازه برای کنترل دریفت استفاده خواهیم کرد.

در نظر گرفتن بارهای جانبی فرضی Notional در ترکیب بارهای لرزه ای



در صـورتی که گزینه ی Ignore Seismic Code را No قرار دهیم یعنی ظوابط طرح لرزه ای سـازه را در نظر می گیریم.



در قسمت Ignore Special Seismic Load که مربوط به صرف نظر کردن از ترکیب بارهای ویژه لرزه ای است No را انتخاب می کنیم تا ترکیب بار تشدید یافته را اعمال کند.

قسمت Is Doubler Plate Plug-Welded مربوط به جوش انگشتانه ورق پیوستگی به جان ستون می باشد. کنترل این گزینه در کنترل کمانش موضعی ورق جان و ورق مضاعف کننده تاثیر دارد.

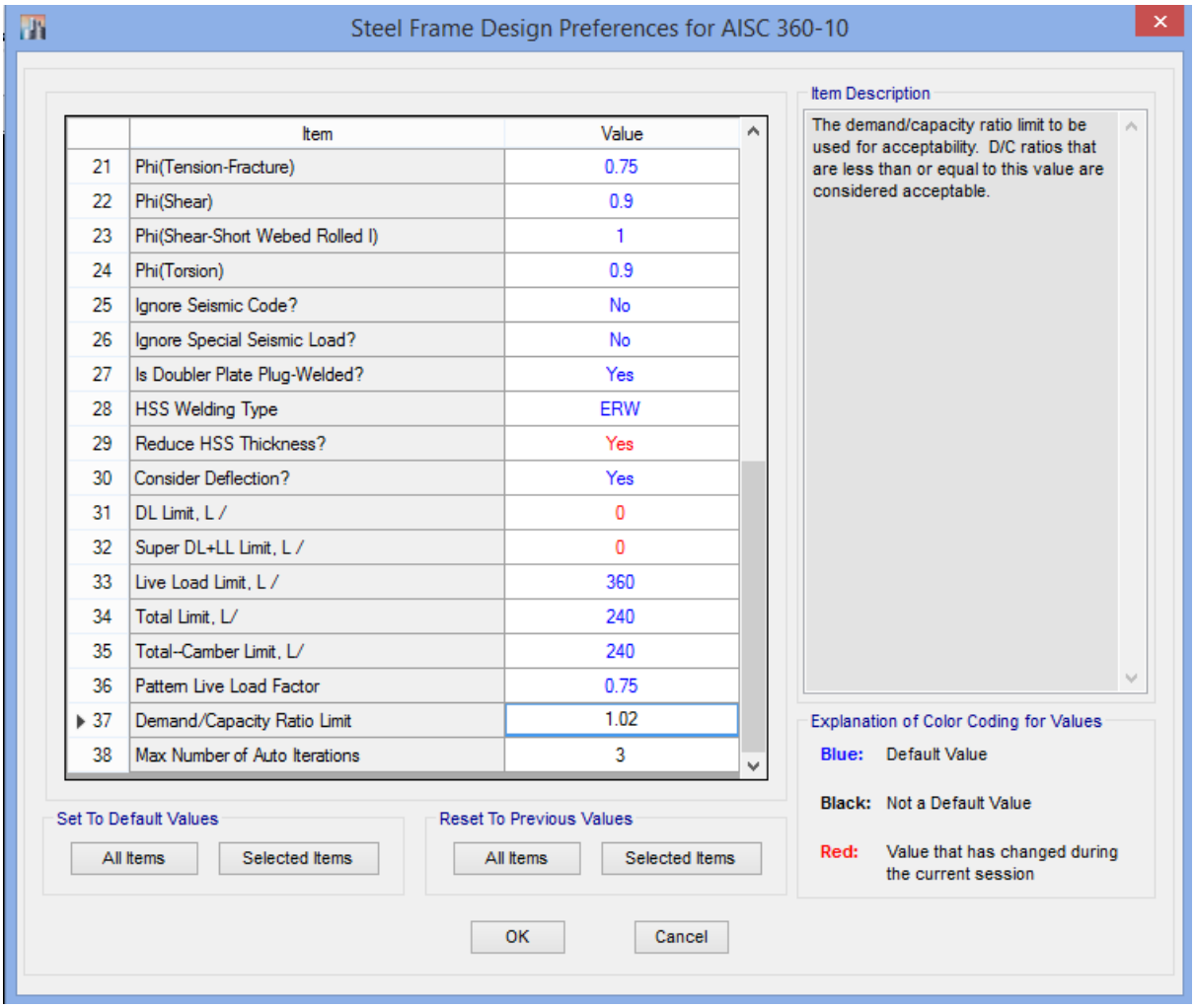
قسـمت HSS Welding Type نوع جوش برای مقاطع توخالی و قوطی شـکل را که در طراحی مقاطع برای برش اثرگذار می باشد نشان می دهد.

در صورت استفاده از جوش زیر پودری ضخامت مقطع ثابت فرض می شود ولی در صورت استفاده از جوش قوس الکتریکی ضخامت مقطع کاهش خواهد یافت.

قسـمت Reduce HSS Thickness وقتی کاربرد دارد که از جوش قوس الکتریکی ERW اسـتفاده کنیم.

ضریب الگوی بار زنده PLLF برای بارگذاری نامتقارن بار زنده در تیرهای قاب خمشی است.

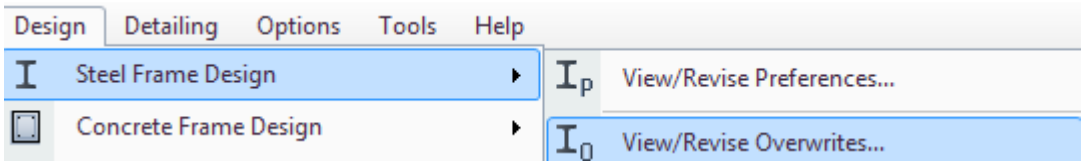
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir



تنظیمات طراحی تیرها:

با توجه به اینکه بال فشاری تیرهای هر طبقه ساختمان با بتن سقف درگیر هستند و به کف ساختمان اتصال دارند می توان بال فشاری تیرها را مهار شده در نظر گرفت. حال تمام تیر ها را انتخاب کرده و مراحل زیر را انجام می دهیم:

Design→ Steel Frame Design→ View/Revise Overwrite



تنظیمات طراحی ستون ها:

در صورتی که ستون از نوع Box یا جفت IPE با ورق سرتاسری یا پا بسته باشد احتمال کمانش پیچشی یا کمانش خمشی-پیچشی وجود ندارد و فقط حالت کمانش خمشی ممکن است رخ دهد. برای همین ستون ها را انتخاب کرده و مراحل زیر را انجام می دهیم.

Design→ Steel Frame Design→ View/Revise Overwrite

28	Effective Length Factor (K LTB)	0.1

در صورتی که سیستم قاب ساختمان در دو جهت متفاوت باشد، ستون هایی را که شکل پذیری متفاوتی دارند آنتخاب کرده و در قسمت Frame Type نوع سیستم قاب سازه ای را انتخاب می کنیم.

تنظیمات طراحی مهاربند ها:

مهاربند های ضربدری را انتخاب کرده سپس ضریب طول مهار نشده حول محور اصلی را 0.5 و ضریب طول موثر برای کمانش عمود بر صفحه ی قاب مهاربندی شده را 0.7 قرار می دهیم:

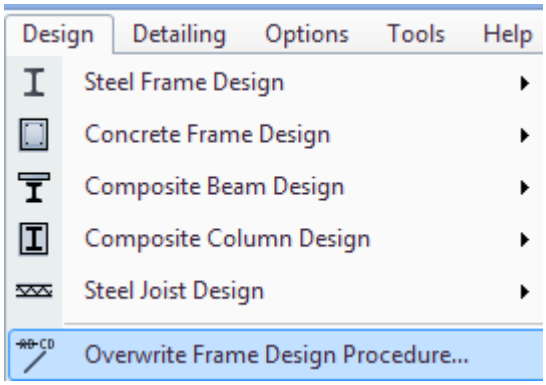
Design→ Steel Frame Design→ View/Revise Overwrite

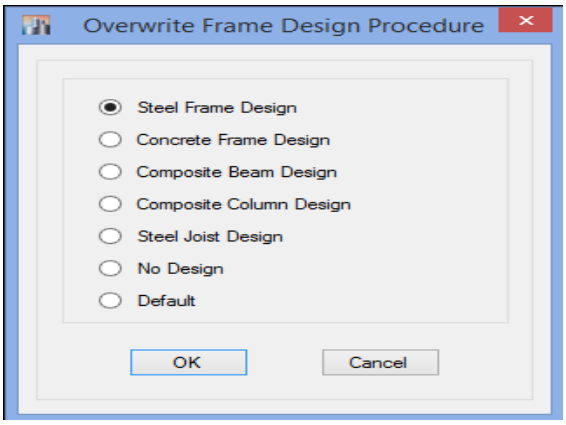
21	Unbraced Length Ratio (Major)	0.5
22	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.7

بعد از انجام تنظیمات فوق تمام تیرها، ستون ها و مهاربند ها را انتخاب کرده و مراحل زیر را انجام می دهیم:

Select→Select→Object Type→Beams & Columns and Braces

Design→ Overwrite Frame Design Procedure

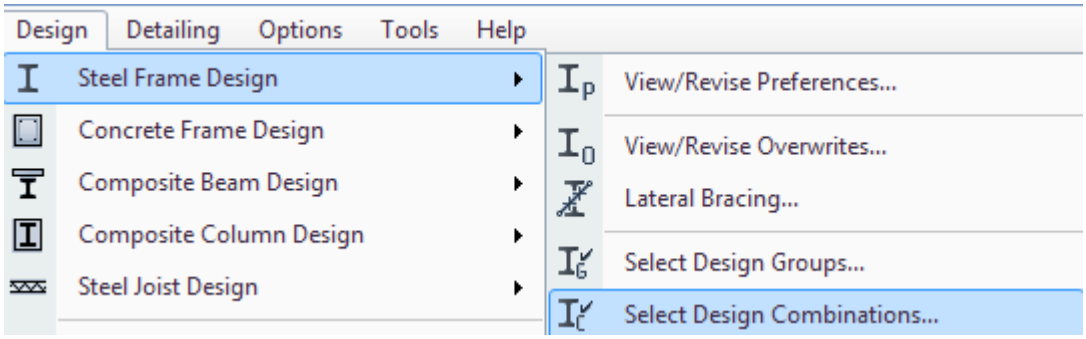


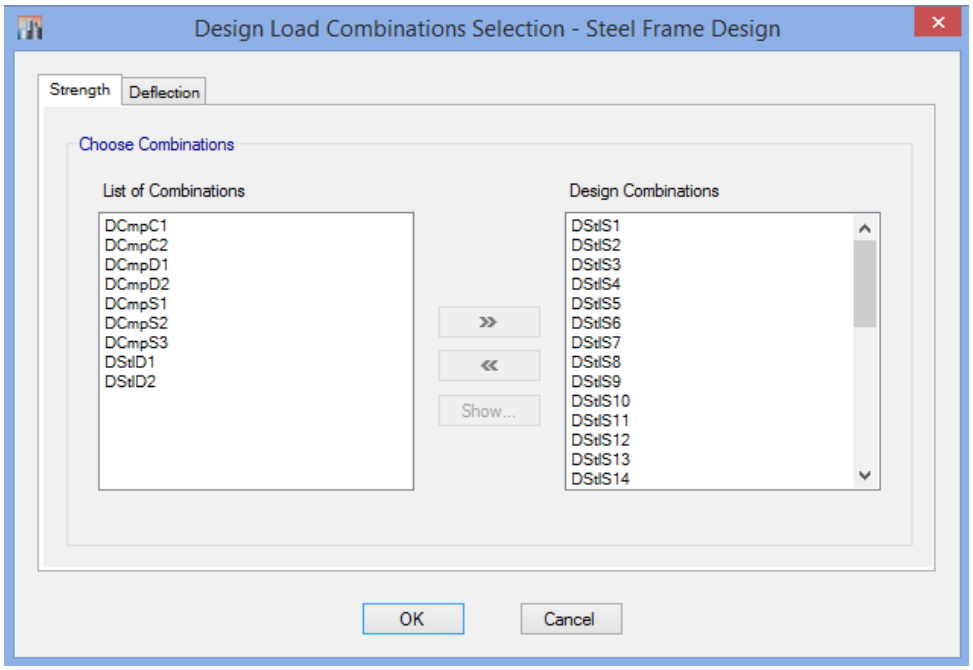


طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

معرفی ترکیب بارهای طراحی:

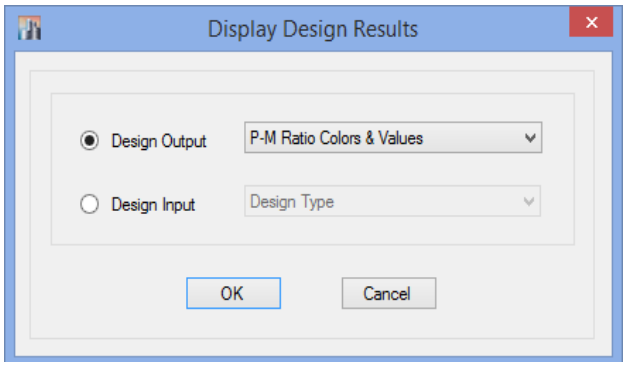
Design→ Steel Frame Design→ Select Design Combinations



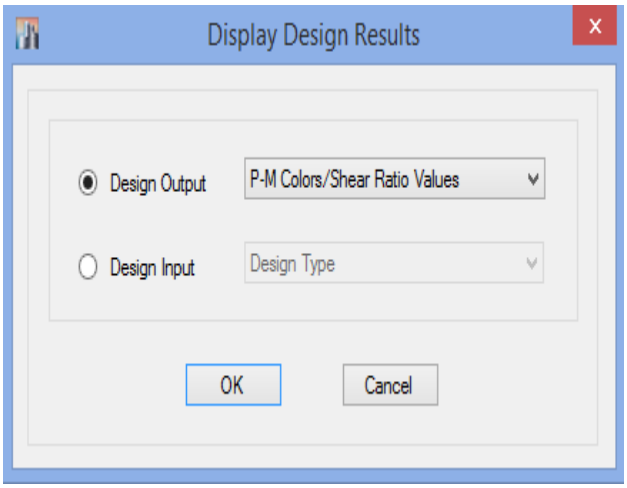


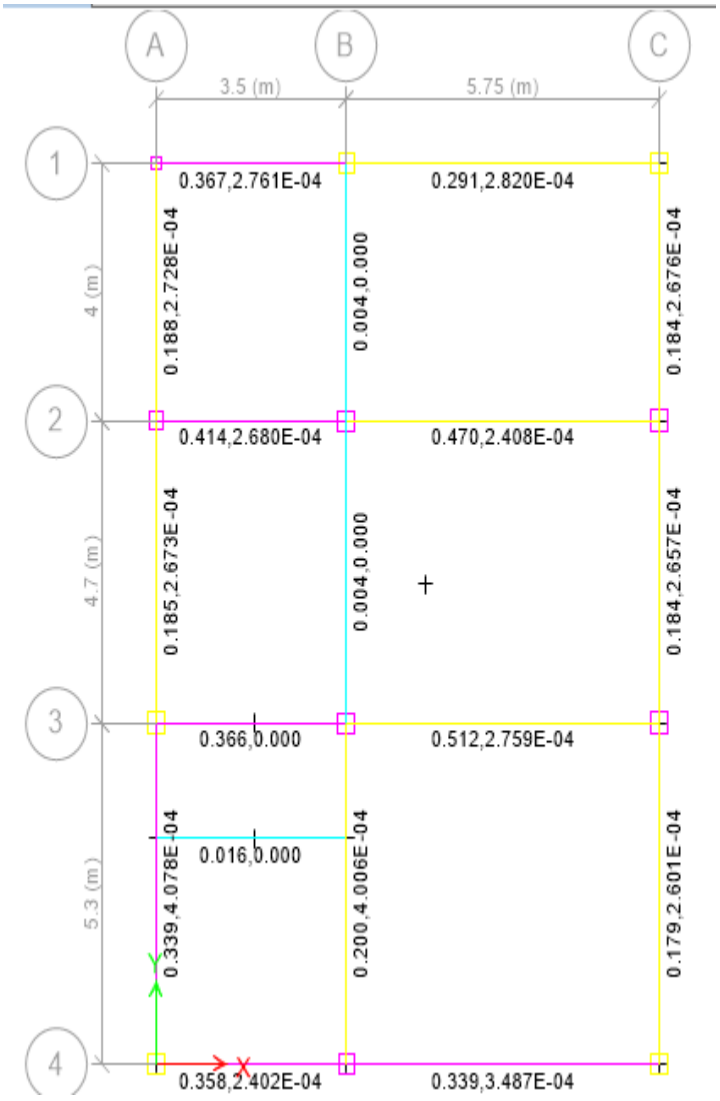
بررسی نتایج طراحی سازه:

مقدار بحرانی Ratio بر اساس کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی

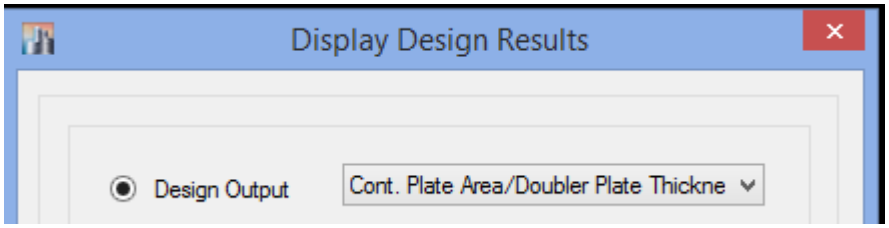


مقدار بحرانی Ratio بر اساس کنترل نیروی برشی

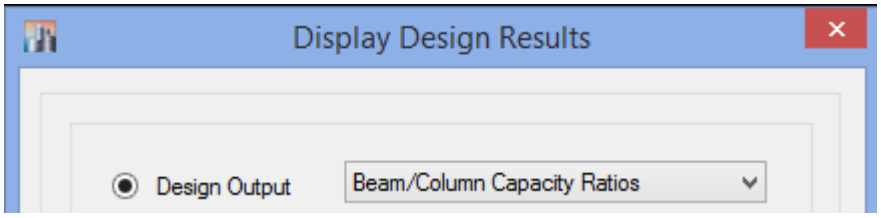




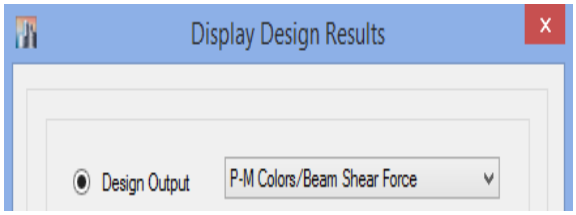
مساحت ورق پیوستگی و ضخامت ورق مضاعف

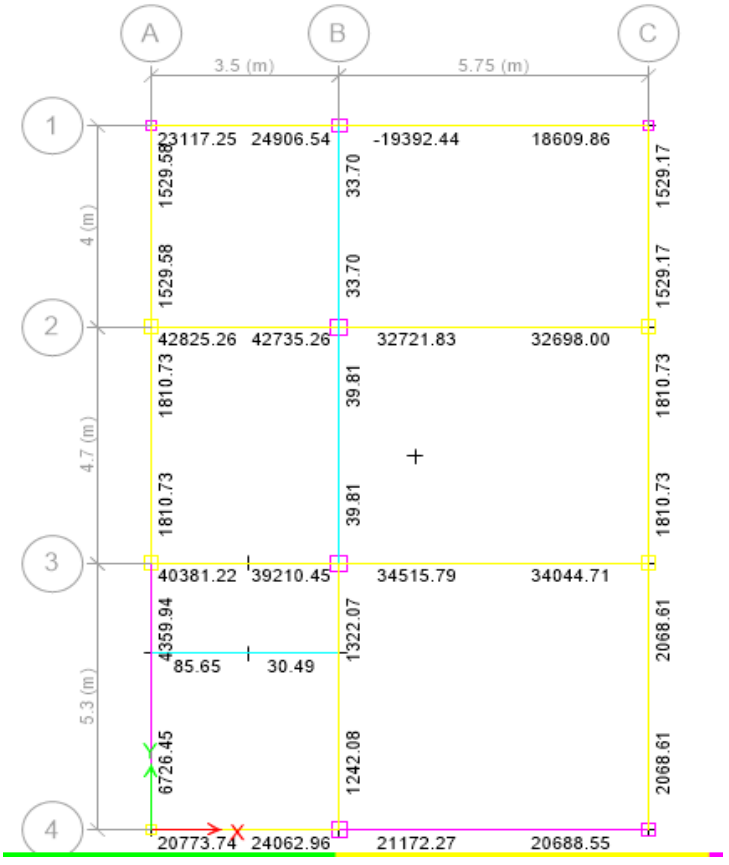


نسبت لنگر پلاستیک تیرها به ستون ها



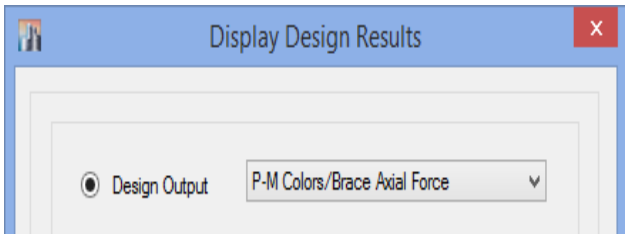
نیروی برشی مورد نیاز برای طرح اتصالات

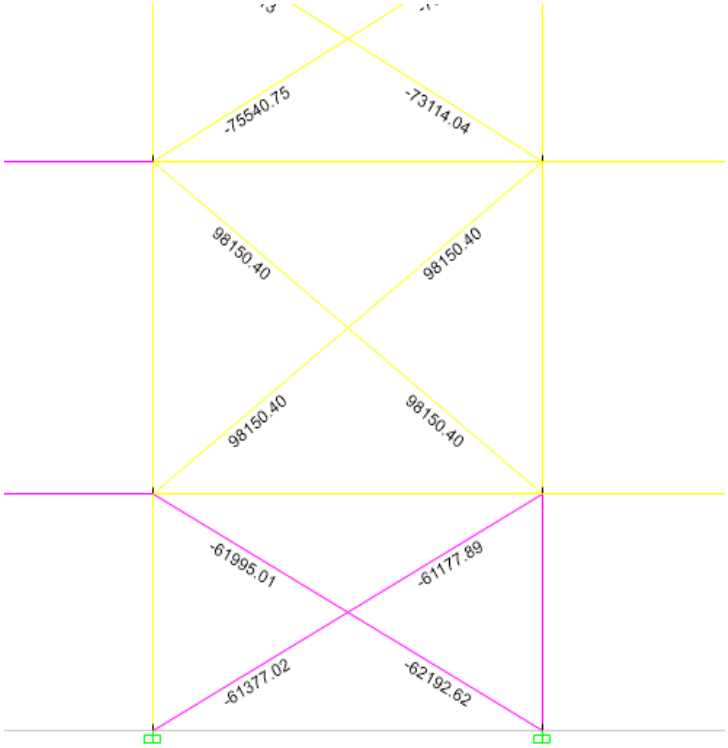




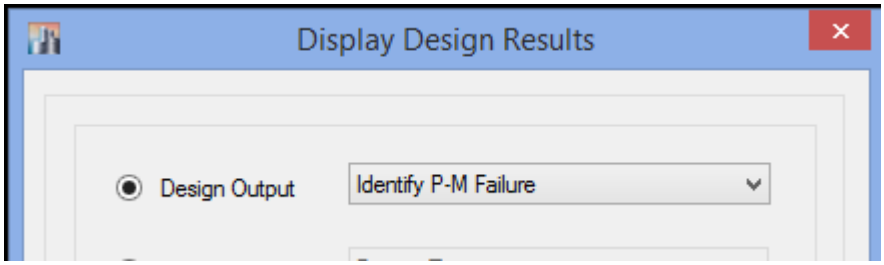
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

نیروی محوری مورد نیاز مهاربندها برای طرح اتصالات

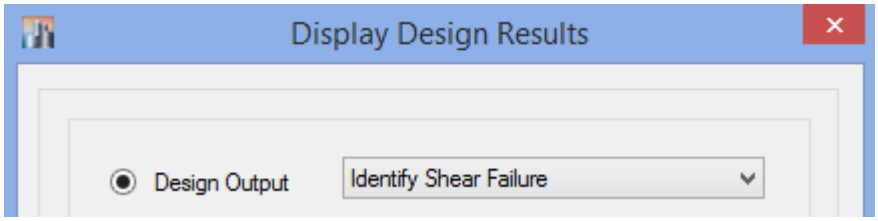




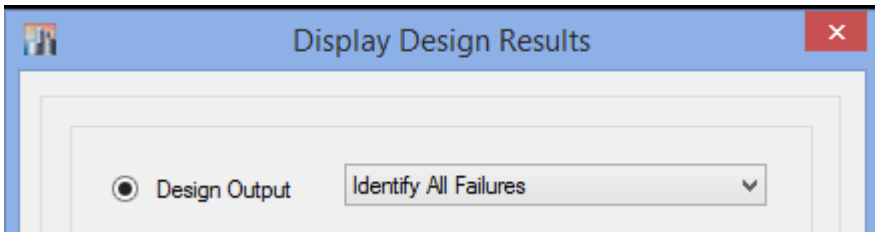
المان هایی که کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی جوابگو نبوده PMM نشان می دهد.



المان هایی که کنترل نیروی برشی جوابگو نبوده V نشان می دهد.

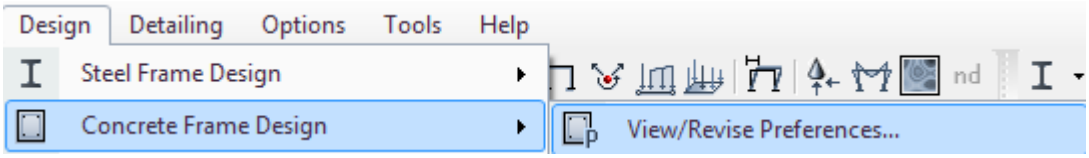


المان هایی که به هر دلیلی اعم از جوابگو نبودن برش یا اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی می باشد PMM یا V نشان می دهد.

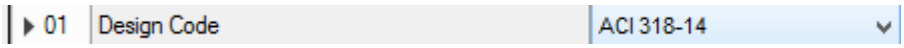


تنظیمات طراحی سازه های بتنی:

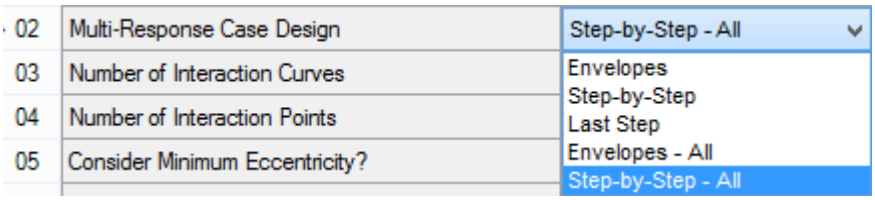
Design→ Concrete Frame Design→View/Revise Preferences



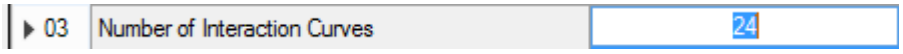
انتخاب آیین نامه طراحی بتن آمریکا ویرایش 2014



نوع پاسخ های سازه در برابر طراحی را انتخاب می کنیم.در این قسمت گزینه ی Step-by-Step-All جهت تحلیل استاتیکی خطی و غیر خطی، تاریخچه زمانی و تحلیل ایستا مشخص می کند را انتخاب می کنیم.



تعیین تعداد منحنی های تشکیل سطوح اندرکنش برای طراحی ستون



تعیین تعداد نقاط برای تهیه هر منحنی اندرکنش جهت تشکیل سطوح اندرکنش

حداقل خروج از مرکزیت ستون های موجود در طبقات مهار شده در محا سبات تحلیل مرتبه دوم که طبق ACI 318-14 برابر 15+0.03h می باشد.

تقسیم بندی منطقه لرزه خیزی بر حسب آیین نامه بارگذاری آمریکا ASCE7

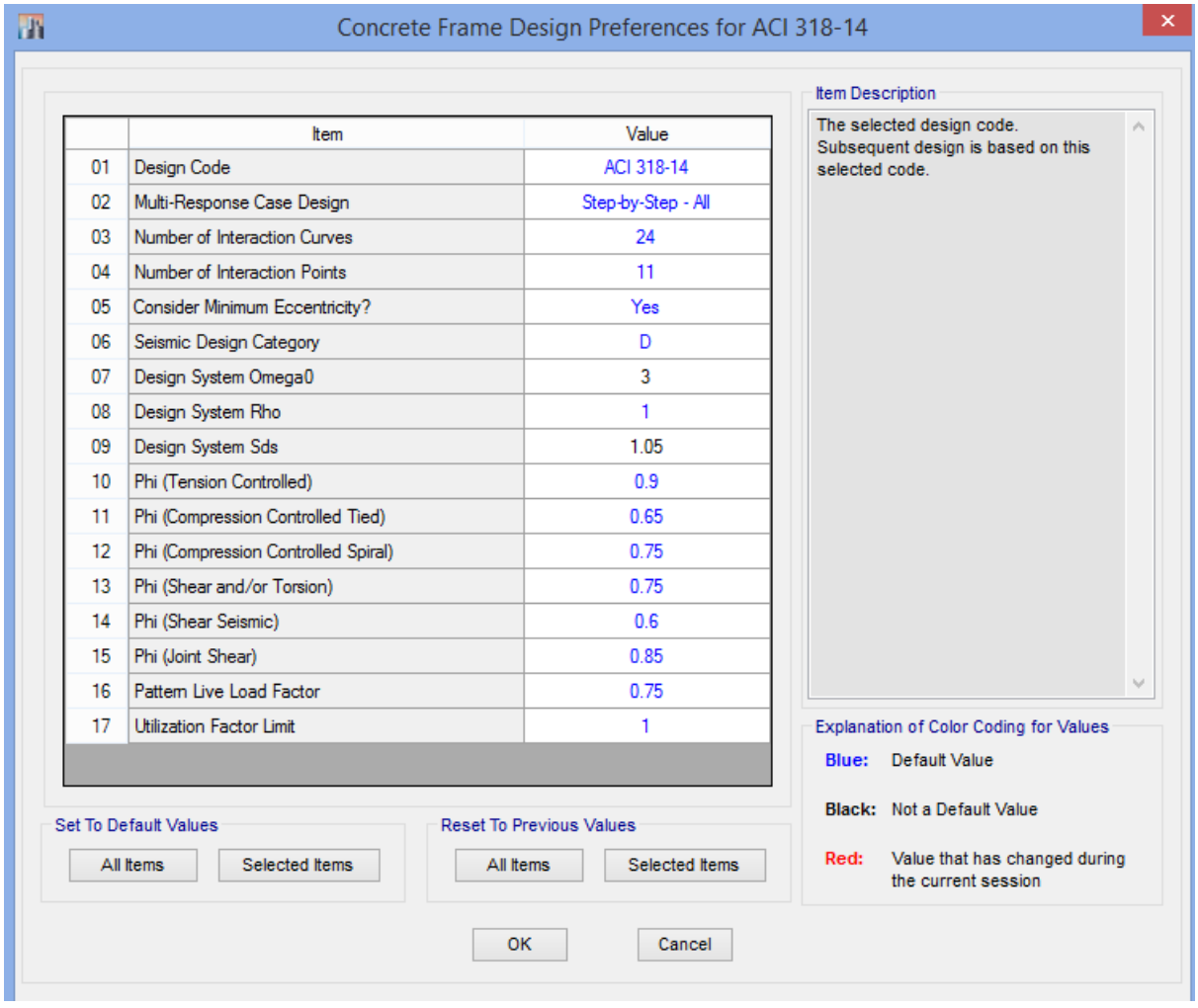
ضریب اضافه مقاومت که در قسمت ترکیب بار توضیح داده شد.

ضریب نامعینی سازه

08	Design System Rho	1

همان طور که در قسمت ترکیب بارها گفته شد از این پارامتر لرزه خیزی منطقه برای ایجاد ترکیب بار خودکار در Etabs استفاده می کنیم.

09	Design System Sds	1.05



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

تنظیمات تعیین نوع شکل پذیری تیرها و ستون ها:

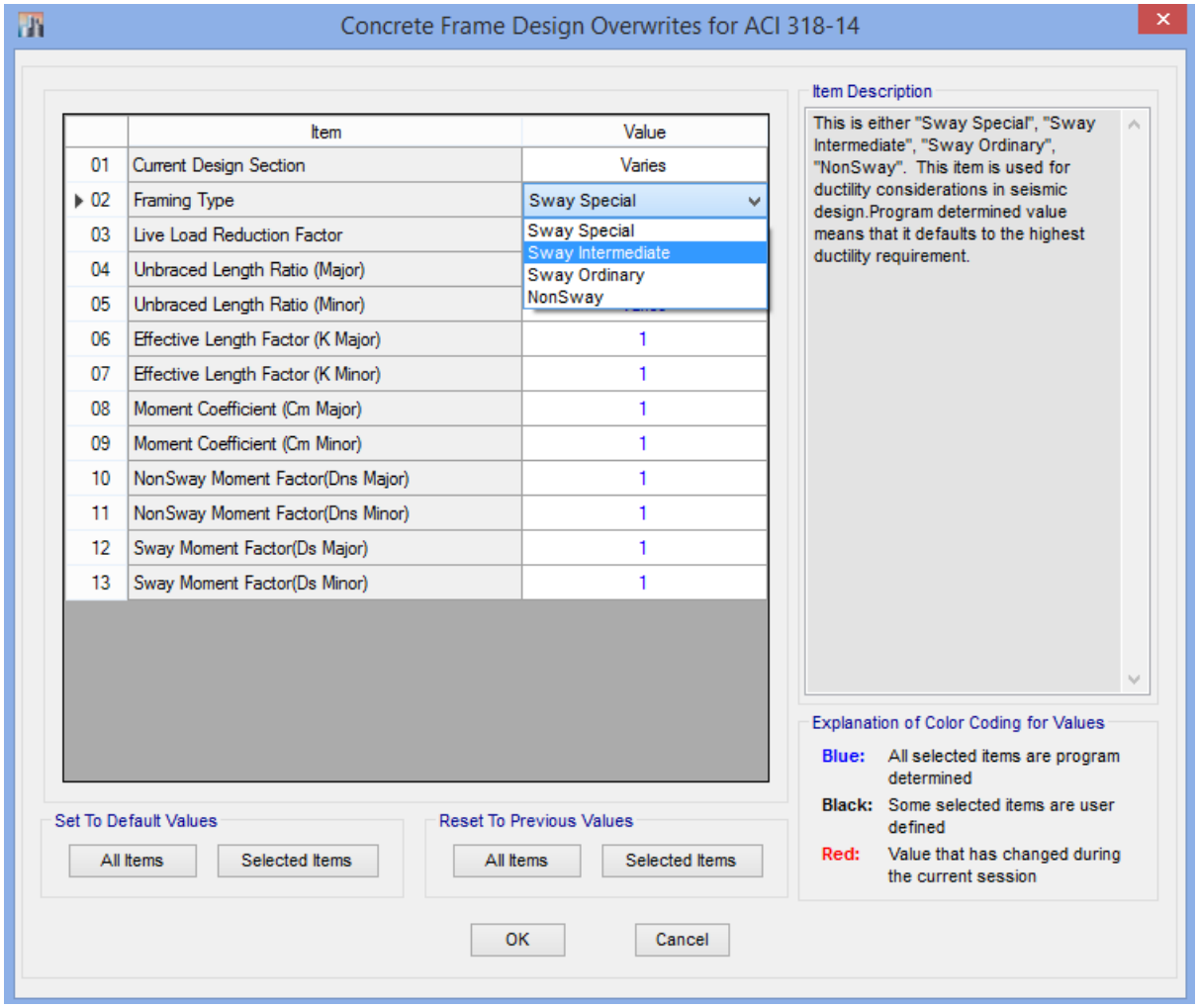
انتخاب کلیه المان ها Ctrl+A

Design→ Concrete Frame Design→View/Revise Overwrite

Sway Special

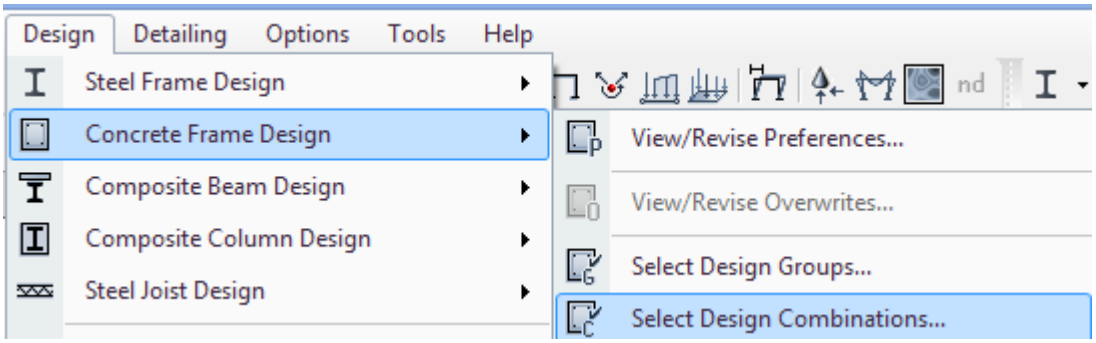
Sway Intermediate

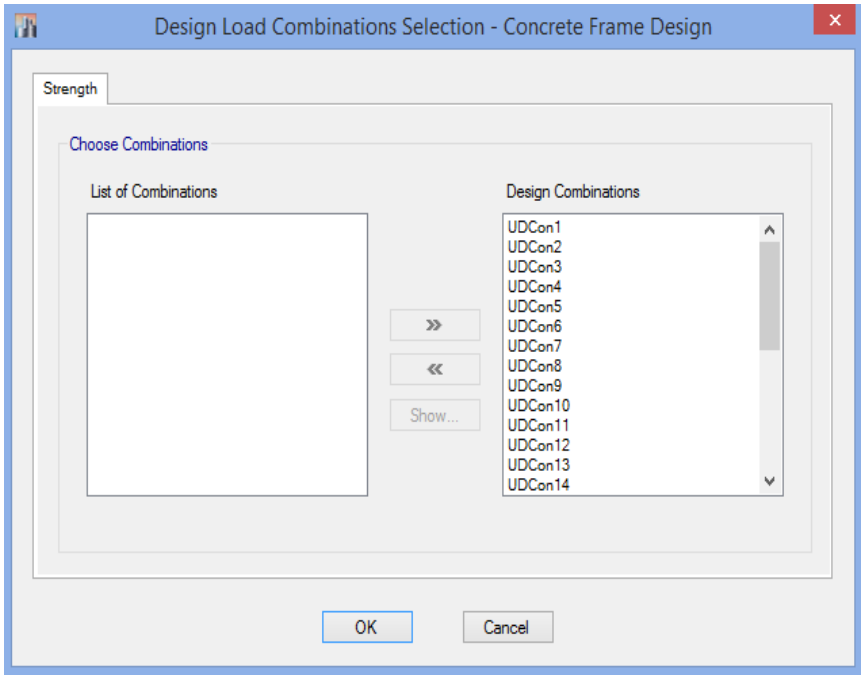
Sway Ordinary



انتخاب ترکیب بار طراحی:

Design→ Concrete Frame Design→Select Design Combinations

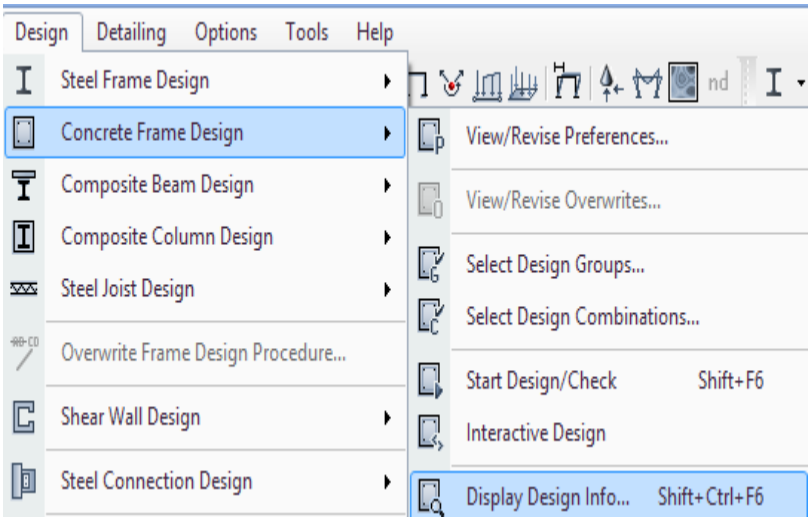




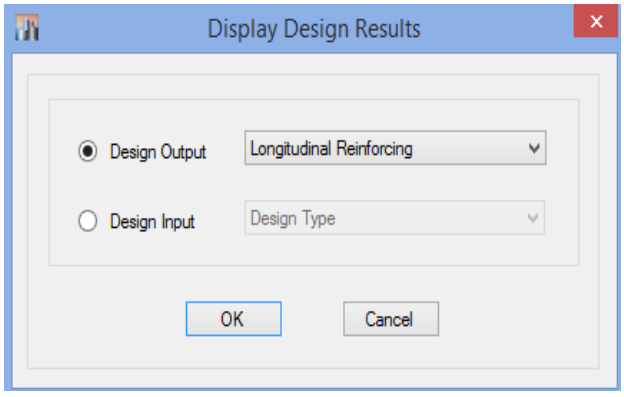
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

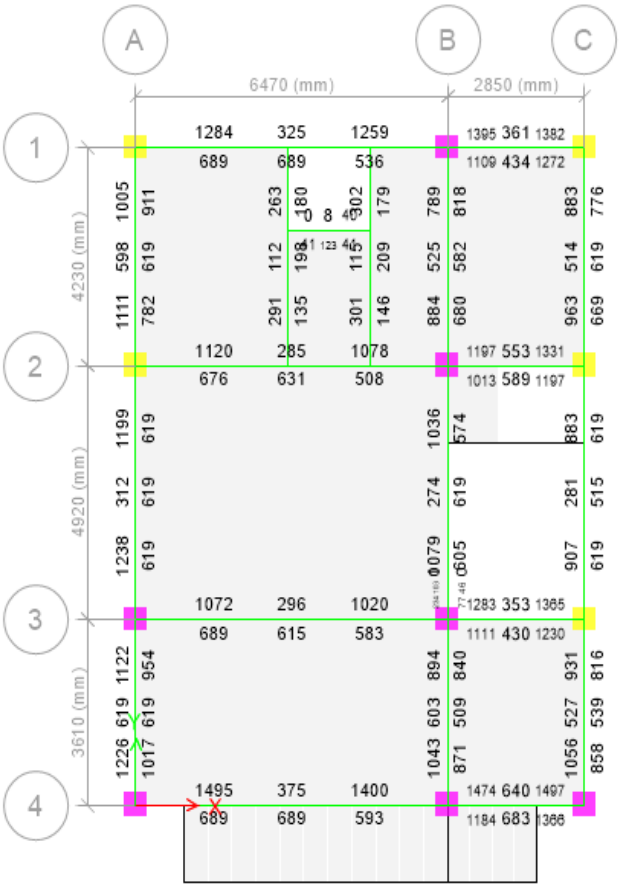
نتایج طراحی سازه:

Design→ Concrete Frame Design→Display Design Info



مساحت آرماتور های طولی





۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

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

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

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

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

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

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

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

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

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

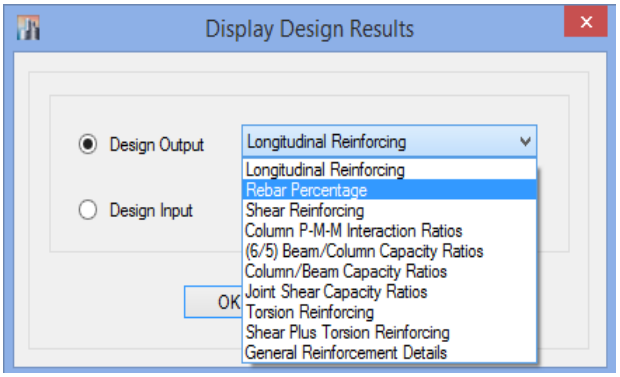
پ- میلگردهای داخل دورپیچ، شش عدد، مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳ .

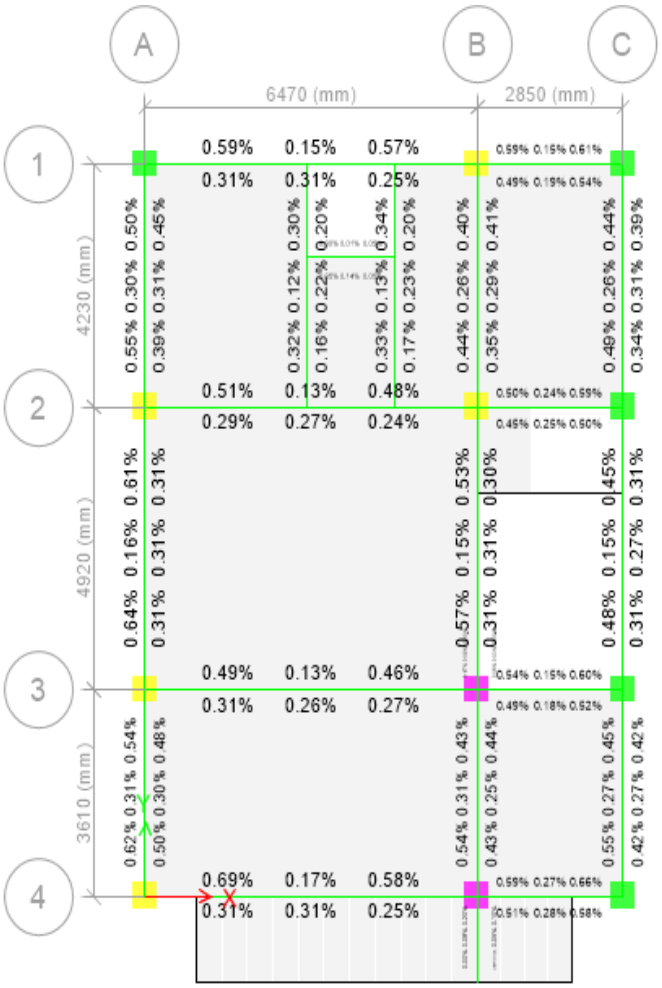
۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته، ρ_s، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۴-۸) کمتر باشد:

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

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

کنترل درصد آرماتور های تیرها و ستون ها



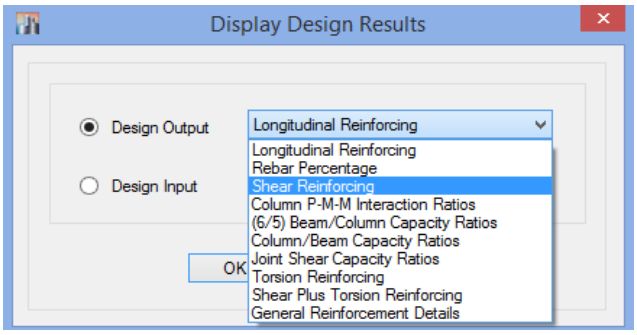


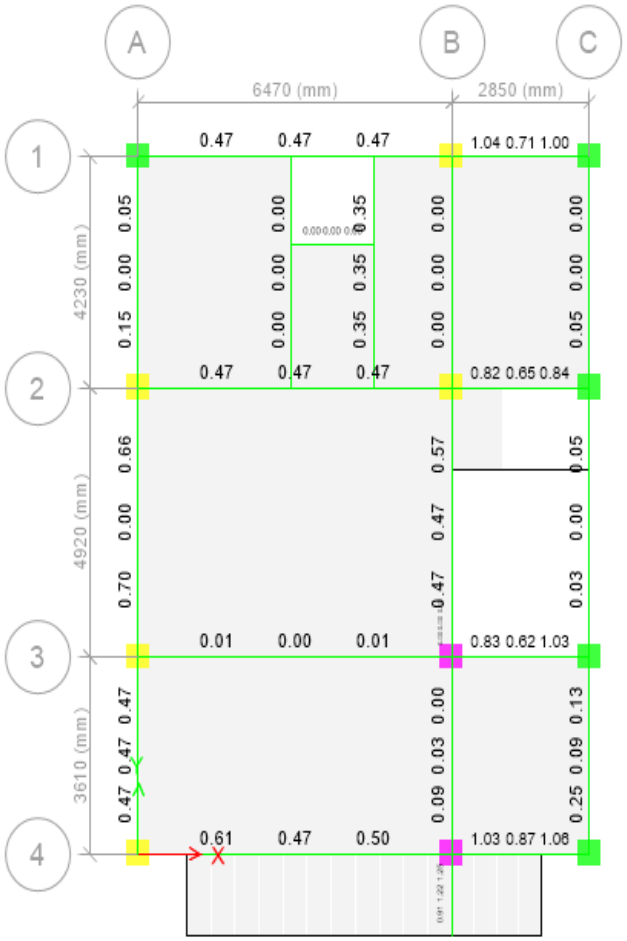
۹-۱۴-۵-۲ حداقل مقدار آرماتور کششی

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

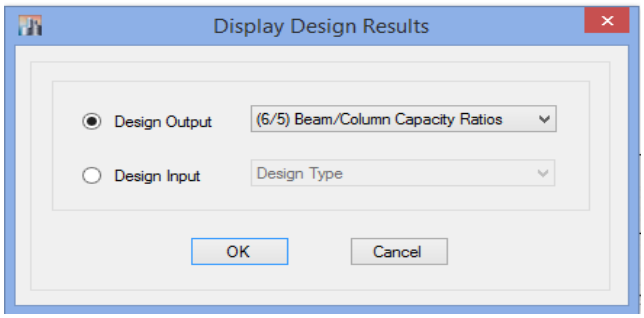
$$\rho \geq \max\left(\frac{۱/۴}{f_y}, \frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \qquad (۹-۱۴-۷)$$

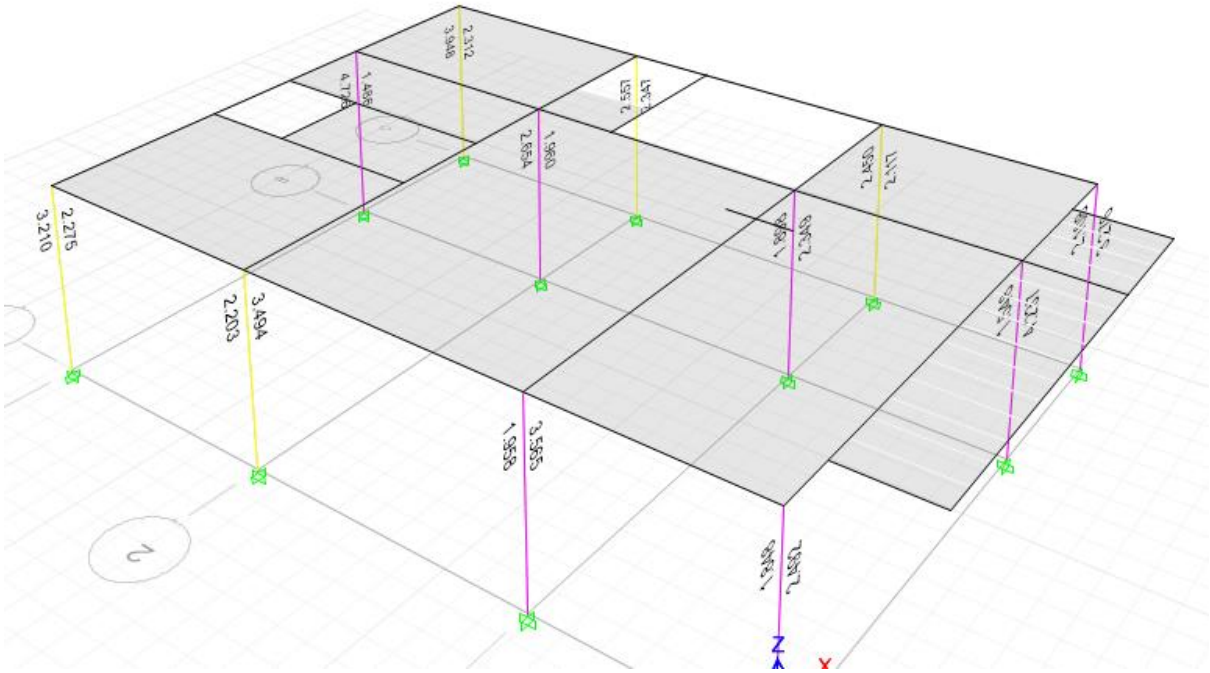
آرماتورهای برشی تیرها و ستون ها



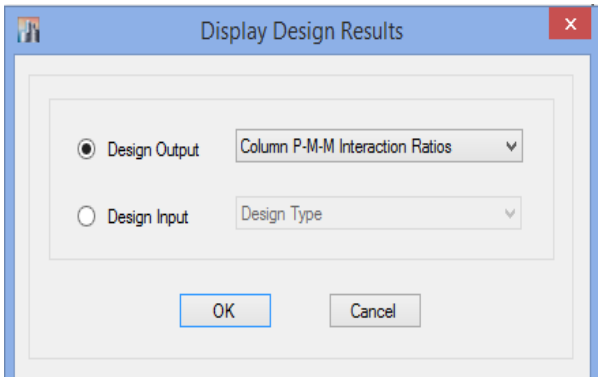


کنترل ستون قوی-تیر ضعیف



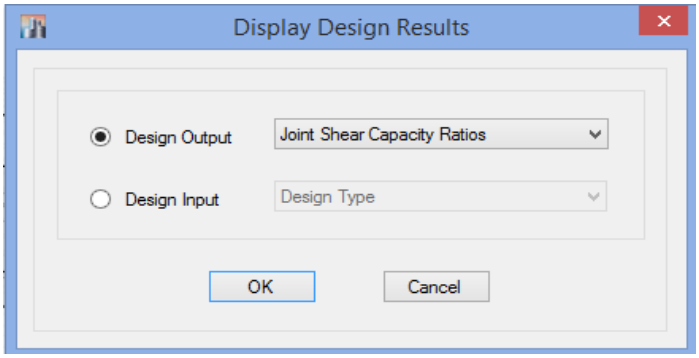


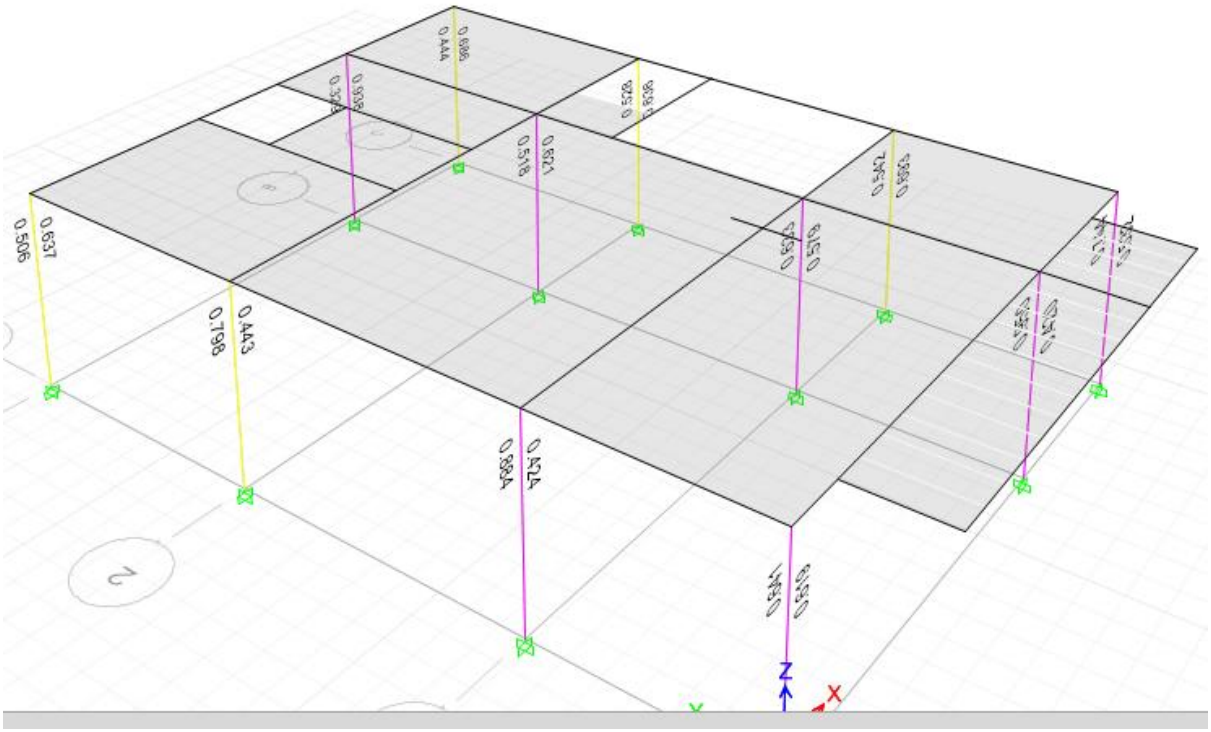
مقدار بحرانی Ratio اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها



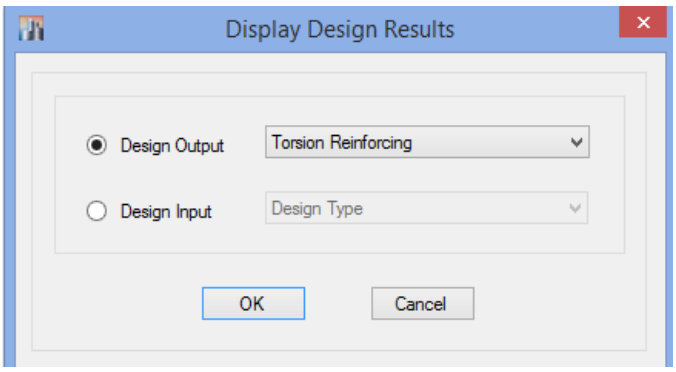
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

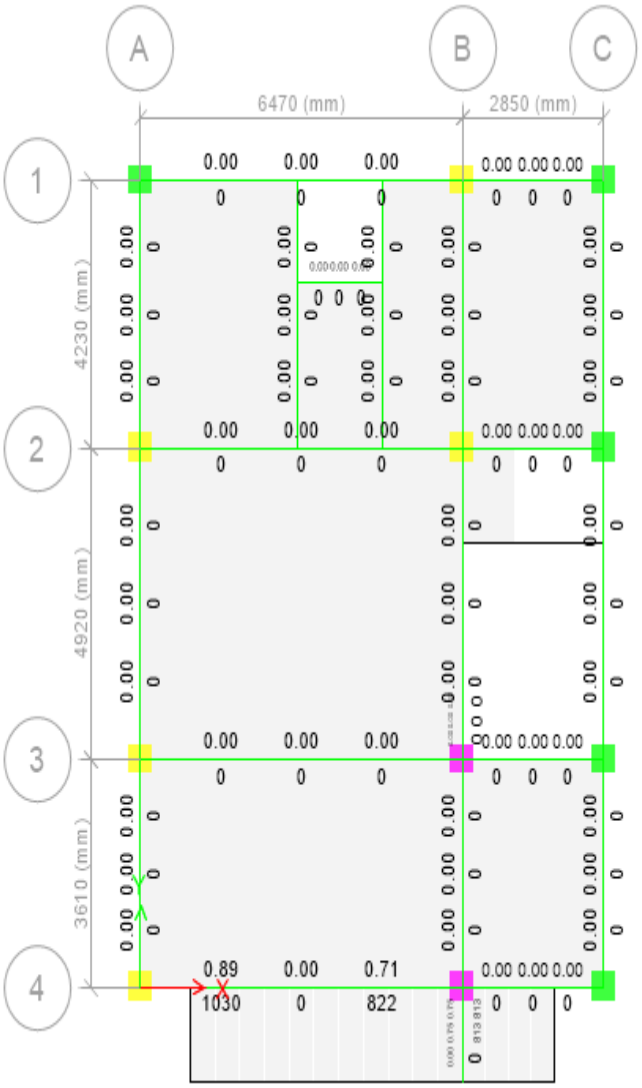
کنترل برش در ناحیه اتصال





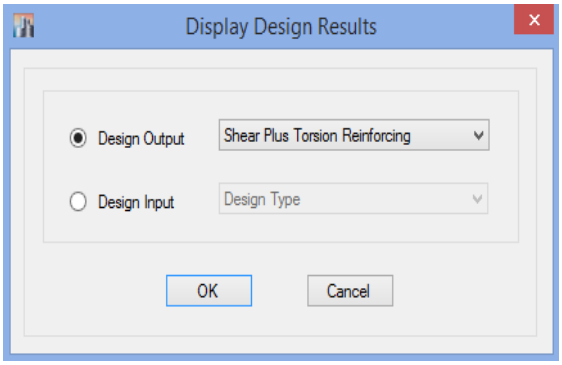
آرماتورهای پیچشی تیرها

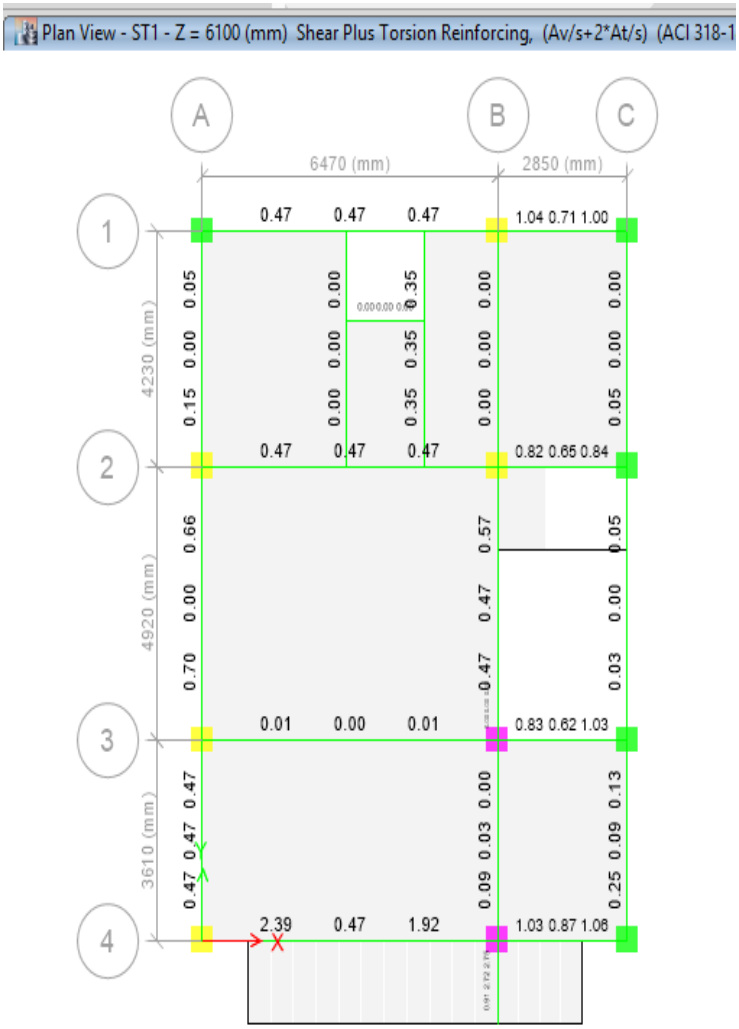




طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

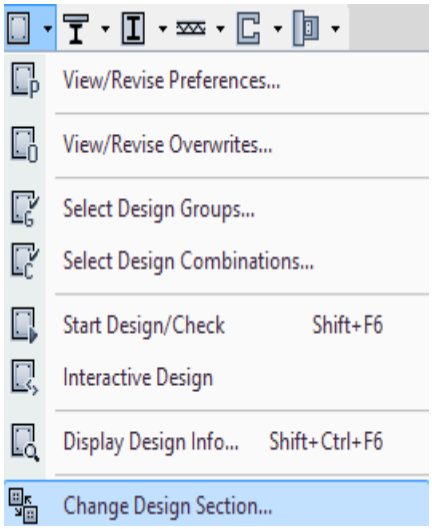
مجموع آرماتور برشی باضافه آرماتور پیچشی

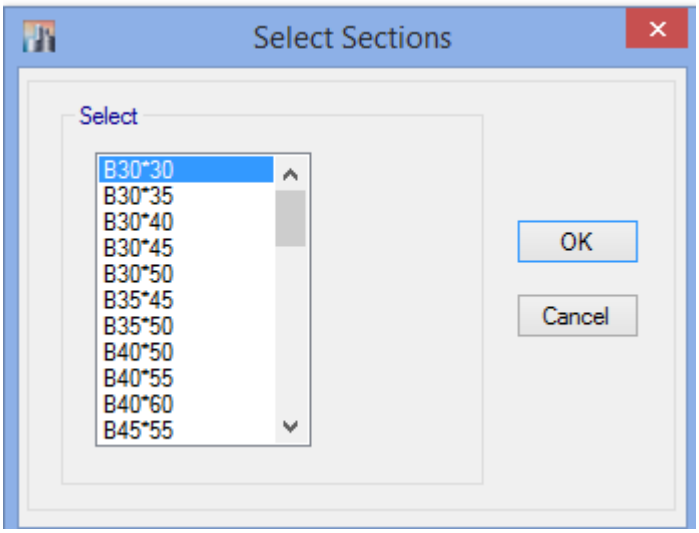




تغییر مقطع بعد از طراحی:

المان مورد نظر را انتخاب می کنیم سپس مراحل زیر را انجام می دهیم:





www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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:

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

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_{eu} = 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_{eu}، 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_{eu}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم

برای کنترل جابجایی نسبی طبقات از نیروی برشی حاصل از ضریب برشی EX-DRIFT و EY-DRIFT استفاده می کنیم.

در سازه های فولادی:

برای بدست اوردن دریفت سازه ، ابتدا از فایل طراحی save as گرفته و در آن فایل در قسمت تنظیمات طراحی ، سختی را no modification قرار داده و زمان طبیعی تحلیل سازه را بدست می اوریم. سپس پریود طبیعی سازه را با پریود تجربی مقایسه کرده و حداقل زمان را انتخاب می کنیم و نیروی جانبی دریفت سازه را بدست اورده و با این نیرو جابجایی را کنترل می کنیم.

در سازه های بتنی:

برای بدست اوردن دریفت سازه ، ابتدا از فایل طراحی save as گرفته و در آن فایل ضرایب ترک خوردگی تیرها و ستون ها را به ترتیب 0.5 و 1 قرار می دهیم سپس سازه را تحلیل کرده و زمان تناوب تحلیلی سازه را بدست می اوریم. زمان تناوب طبیعی بدست آمده را با زمان تجربی سازه مقایسه کرده و حداقل زمان را انتخاب می کنیم و با این زمان ضریب برش پایه استاتیکی را محاسبه کرده و نیروی جانبی دریفت سازه را بدست اورده و با این نیرو جابجایی را کنترل می کنیم.

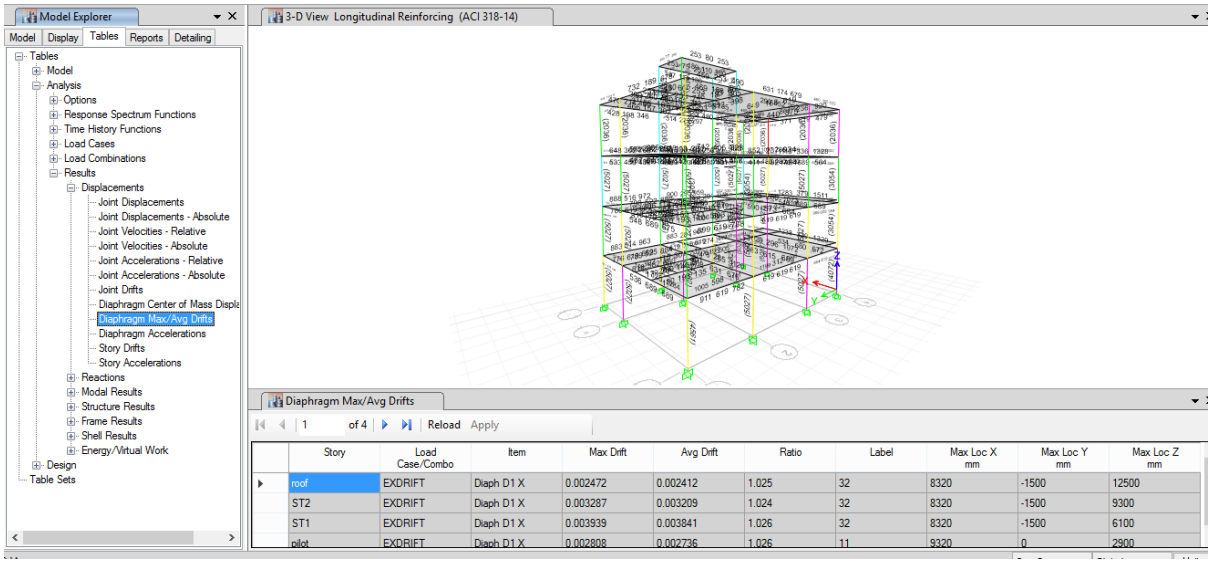
زمان تناوب تحلیلی سازه:

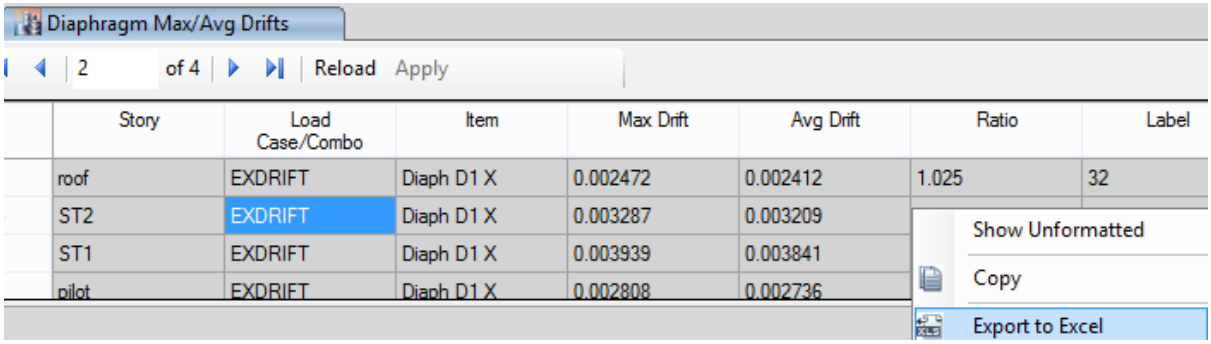
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.663	0.0012	0.783
Modal	2	0.623	0.8064	0.0024
Modal	3	0.558	0.0108	0.0172
Modal	4	0.233	4.94E-06	0.1133
Modal	5	0.215	0.1027	4.85E-06
Modal	6	0.197	0.0016	0.0025
Modal	7	0.162	0	0.0225
Modal	8	0.151	0.0234	5.51E-06
Modal	9	0.143	0.0001	0.0005
Modal	10	0.114	0.0005	0.0336
Modal	11	0.108	0.0374	0.0012
Modal	12	0.099	0.0009	0.007

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

نیروی کنترل جابجایی:

راستای Y	راستای X
$C_{y-drift} = 0.1367$	$\boldsymbol{C_{x-drift} = 0.1436}$
$W_y = 501$ ton	$\boldsymbol{W_x = 501}$ **ton**
$V_u = 68.46$ tonf	$\boldsymbol{V_u = 71.94}$ **tonf**





Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label
roof	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.002472	0.002412	1.025	32
ST2	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.003287	0.003209		
ST1	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.003939	0.003841		
pilot	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.002808	0.002736		

$$\frac{Cd \times (U_{top} - U_{bot})}{h} = \text{Cd} \times \text{Drift} \leq \begin{cases} 0.025 \\ 0.02 \end{cases}$$

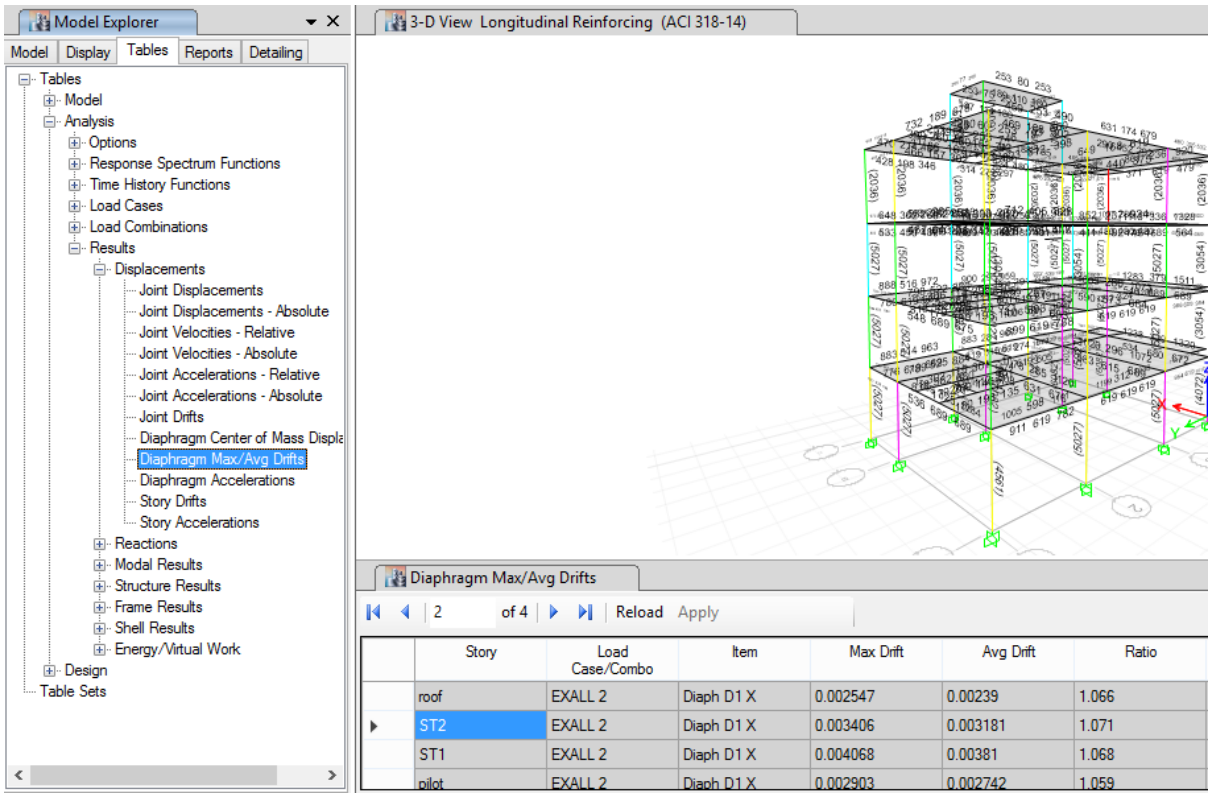
TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	**Load Case/Combo**	**Item**	**Max Drift**	**Avg Drift**	**Drift*Cd**
roof	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.002472	0.002412	0.010854
ST2	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.003287	0.003209	0.014441
ST1	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.003939	0.003841	0.017285
pilot	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.002808	0.002736	0.012312

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Drift*Cd
roof	EYDRIFT	Diaph D1 Y	0.003181	0.003036	0.013662
ST2	EYDRIFT	Diaph D1 Y	0.004148	0.003961	0.017825
ST1	EYDRIFT	Diaph D1 Y	0.004493	0.004271	0.01922
pilot	EYDRIFT	Diaph D1 Y	0.003116	0.002953	0.013289

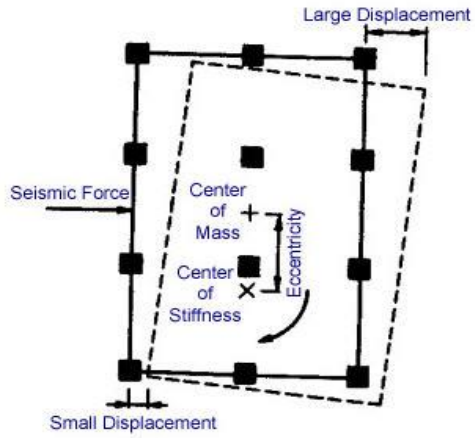
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

کنترل نامنظمی پیچشی در پلان:

در مواردی که حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن Aj=1 بیشتر از 20 درصد متوسط تغییر مکان جانبی نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این صورت نامنظمی از نوع زیاد پیچشی بوده و در مواردی که این اختلاف بیشتر از 40 درصد باشد، نا منظمی شدید پیچشی توصیف می شود.



Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
roof	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002547	0.00239	1.066
ST2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003406	0.003181	1.071
ST1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004068	0.00381	1.068
pilot	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002903	0.002742	1.059



کنترل نظم پیچشی :

$$\begin{cases} \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \le 1/2 \Rightarrow \text{منظم پیچشی در پلان} \\ 1/2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \le 1/4 \Rightarrow \text{نامنظم زیاد پیچشی در پلان} \\ \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1/4 \Rightarrow \text{نامنظم شدید پیچشی در پلان} \end{cases}$$

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
roof	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003077	0.003025	1.017
roof	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003285	0.003048	1.078
ST2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004003	0.003944	1.015
ST2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004293	0.003977	1.08
ST1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004322	0.004252	1.016
ST1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004665	0.004291	1.087
pilot	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00299	0.002938	1.018
pilot	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003241	0.002967	1.092

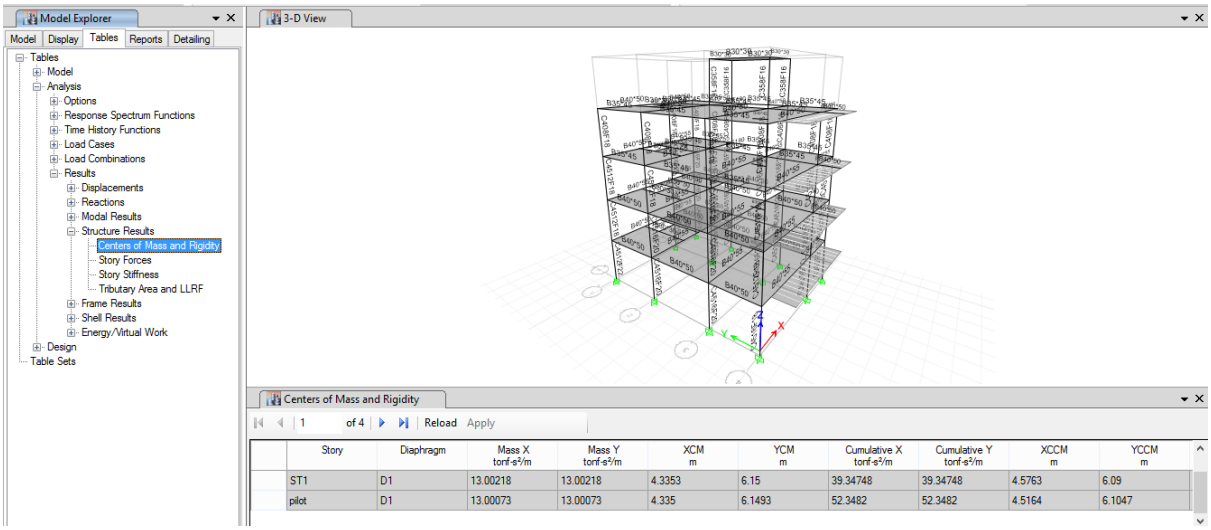
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
roof	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002547	0.00239	1.066
roof	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002699	0.002422	1.114
ST2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003406	0.003181	1.071
ST2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003605	0.003225	1.118
ST1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004068	0.00381	1.068
ST1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004319	0.003865	1.118
pilot	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002903	0.002742	1.059
pilot	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003033	0.002729	1.112

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

کنترل لنگر واژگونی:

۸-۳-۳ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که برای تعیین نیروی جانبی به‌کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن مؤثر لرزه‌ای اضافه می‌شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.



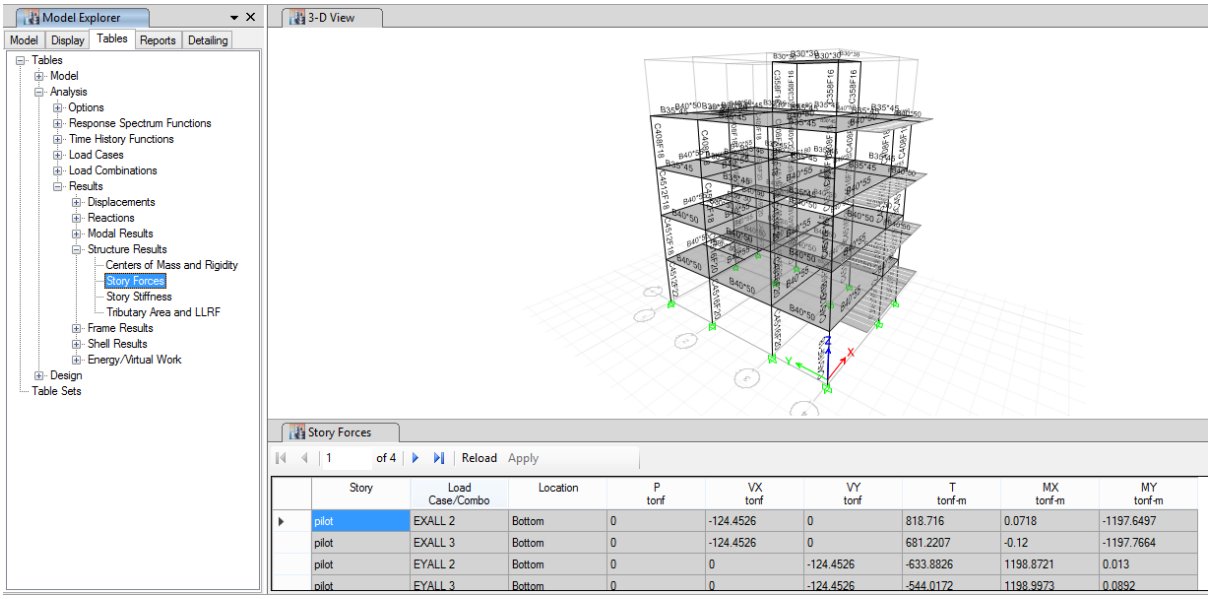
Story	Diaphragm	Mass X tonf-s²/m	Mass Y tonf-s²/m	XCM m	YCM m	Cumulative X tonf-s²/m	Cumulative Y tonf-s²/m	XCCM m	YCCM m
ST1	D1	13.00218	13.00218	4.3353	6.15	39.34748	39.34748	4.5763	6.09
pilot	D1	13.00073	13.00073	4.335	6.1493	52.3482	52.3482	4.5164	6.1047

Story	Diaphragm	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM
		tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m
ridge	D1	1.35388	1.35388	7.895	6.07
roof	D1	11.91481	11.91481	4.6308	6.1094
ST2	D1	26.3453	26.3453	4.6953	6.0604
ST1	D1	39.34748	39.34748	4.5763	6.09
pilot	D1	52.3482	52.3482	4.5164	6.1047

لنگر مقاوم:

$$M_{rx} = 52.3485 \times 9.81 \times 4.5164 = 2319.33 \ \text{tonf.m}$$

$$M_{ry} = 52.3485 \times 9.81 \times 6.1047 = 3134.98 \ \text{tonf.m}$$



Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	MX	MY
			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
pilot	EXALL 2	Bottom	-124.453	0	0.0718	-1197.65
pilot	EXALL 3	Bottom	-124.453	0	-0.12	-1197.77
pilot	EYALL 2	Bottom	0	-124.453	1198.872	0.013
pilot	EYALL 3	Bottom	0	-124.453	1198.997	0.0892

لنگر واژگونی:

$$M_x = 124.453\times1+1197.77 = 1322.22 \text{ tonf.m}$$

$$M_y = 124.453\times1+1198.997 = 1323.45 \text{ tonf.m}$$

ضریب اطمینان سازه در برابر واژگونی:

$$\text{ضریب اطمینان در راستای X} = \frac{M_{rx}}{M_x} = \frac{2319.33}{1322.22} = 1.75 > 1$$

$$\text{ضریب اطمینان در راستای Y} = \frac{M_{ry}}{M_y} = \frac{3134.98}{1323.45} = 2.37 > 1$$

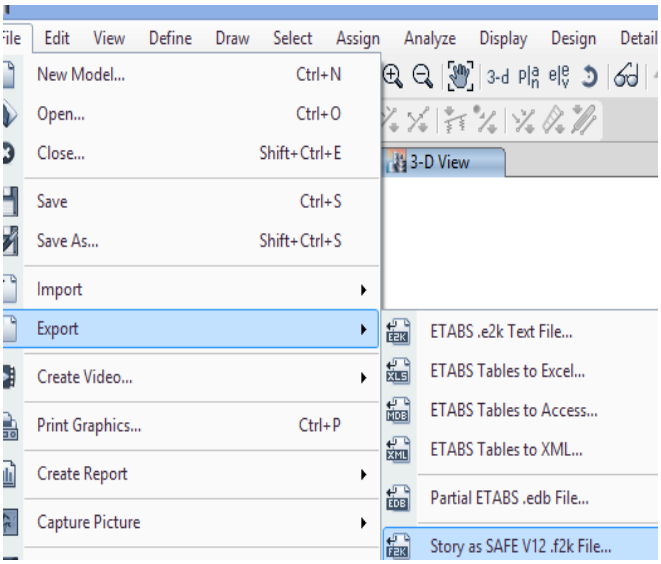
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

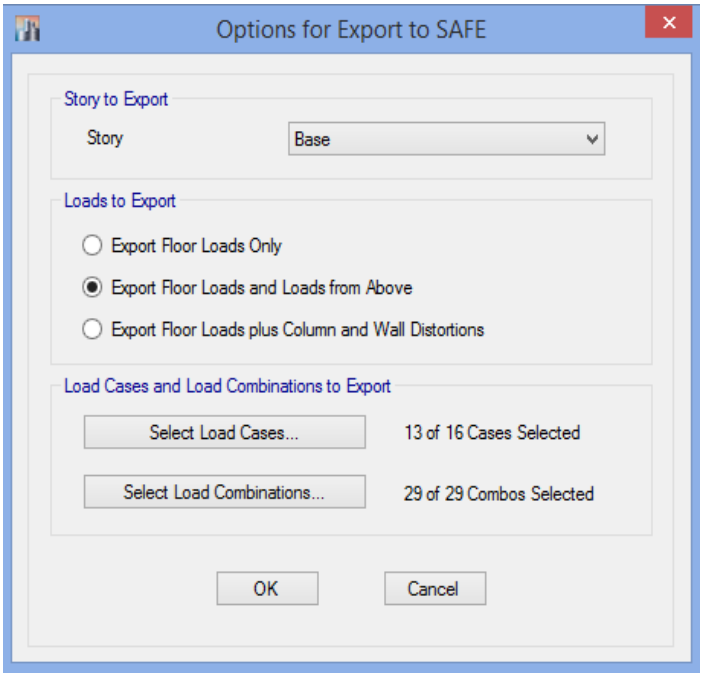
مدل سازی پی در Safe

عکس العمل های تکیه گاهی، خطوط شبکه و نقاط اعمال بار از برنامه ی Etabs به برنامه ی Safe انتقال می دهیم:

ابتدا فایل اصلی طراحی سازه را در نرم افزار Etabs فراخوانی می کنیم سپس مراحل زیر را انجام می دهیم:

File→Export→Story as Safe v12.f2k File...





در قسمت Story to Export گزینه ی Base را انتخاب می کنیم

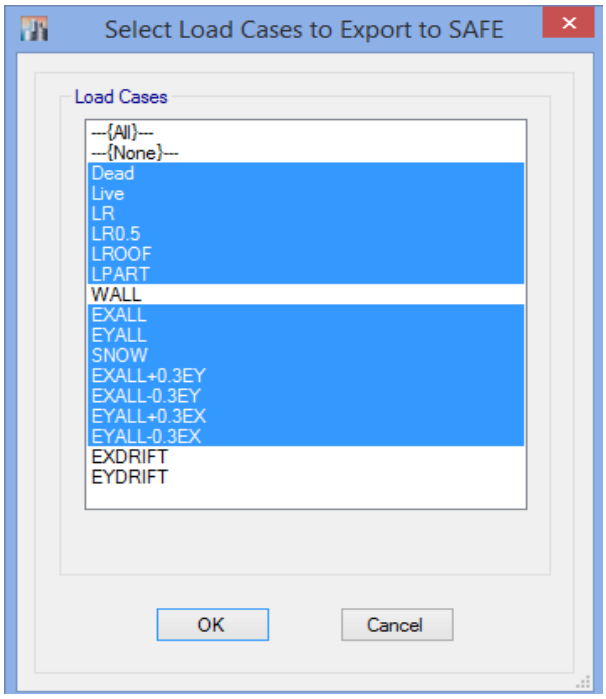
در قسمت Load to Export گزینه ی Export Floor Loads and Loads from Above را انتخاب می کنیم. برای طراحی پی از این حالت استفاده می کنیم.

نیروی انتهای ستونهای فوقانی به صورت نیروهای گرهی و با پسوند Aboveوارد می شوند.

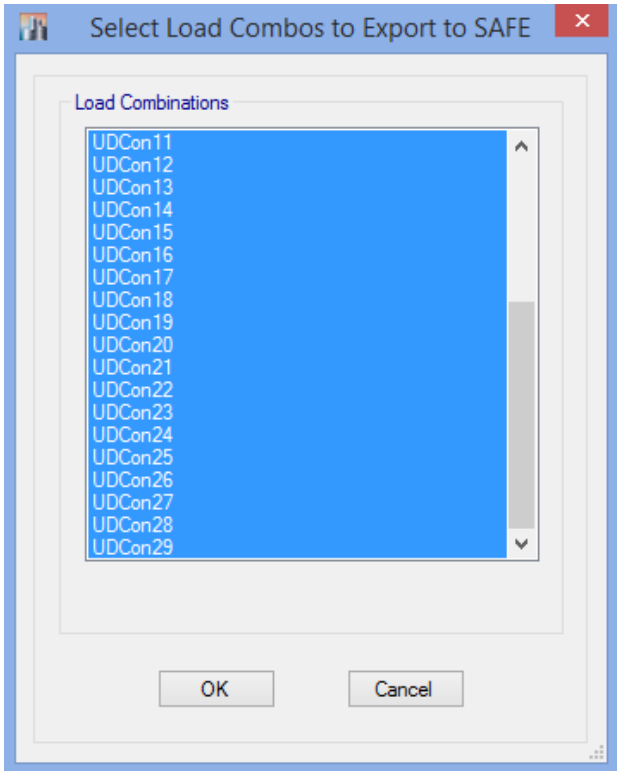
در صورتی که دیوار بر شی نیز دا شته با شیم از گزینه ی Export Floor Loads plus column and wall distortions استفاده خواهیم کرد.

برای طراحی دال از گزینه ی Export Floor Loads Only بهتر است استفاده شود.در این حالت نیروهای انتهای ستون ها منتقل نمی شود.

در قســـمت Select Load Cases تمام حالت های بار انتخاب می شـــود به جز Notional , Wall , EXdrift و EYdrift



در قسمت Select Load Combinations تمام ترکیب بارها را انتخاب می کنیم.



در طراحی پی بهتر است از ترکیب بارهای استاتیکی استفاده شود.

دقت شود که ترکیب بارها در روش مقاومت نهایی در طراحی سازه های فولادی به روش LRFD با ترکیب بارهای طراحی بتنی بر مبنای آیین نامه ACI یکسان هستند.

شروع ساخت مدل

برنامه Safe را اجرا کرده و مراحل زیر را انجام می دهیم:

File→Import→Safe.F2K File

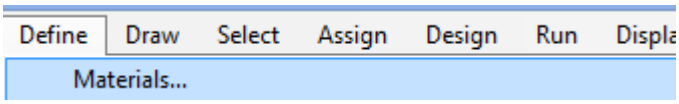
در این قسمت تمام مشخصات خطوط شبکه، حالت های بار، ترکیب بارها عکس العمل های تکیه گاهی، نقاط محل ستون ها و در سازه های بتنی اندازه ستون ها نیز از Etabs به سیف منتقل شده اند.

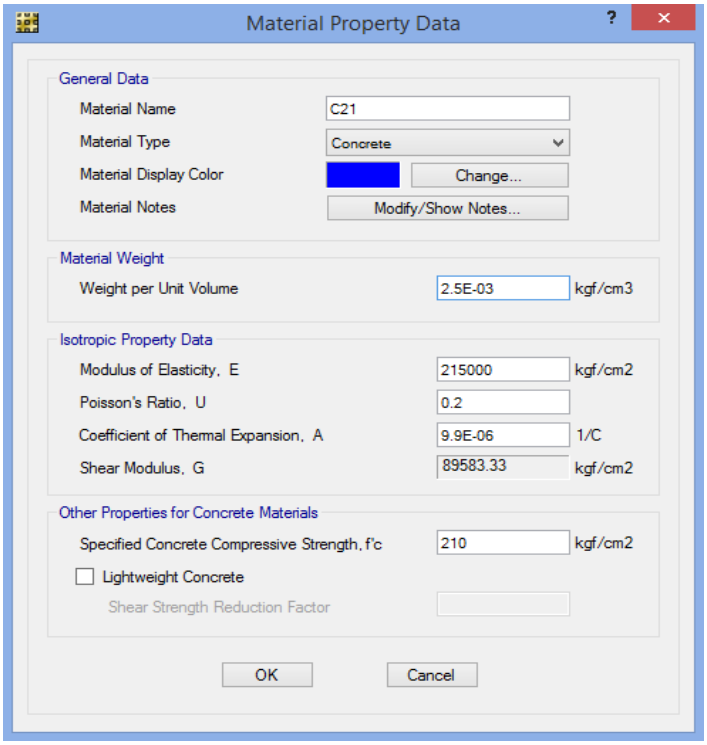
در مراحل بعد هندسه پی، مشخصات پی و تحلیل و طراحی پی انجام می شود.

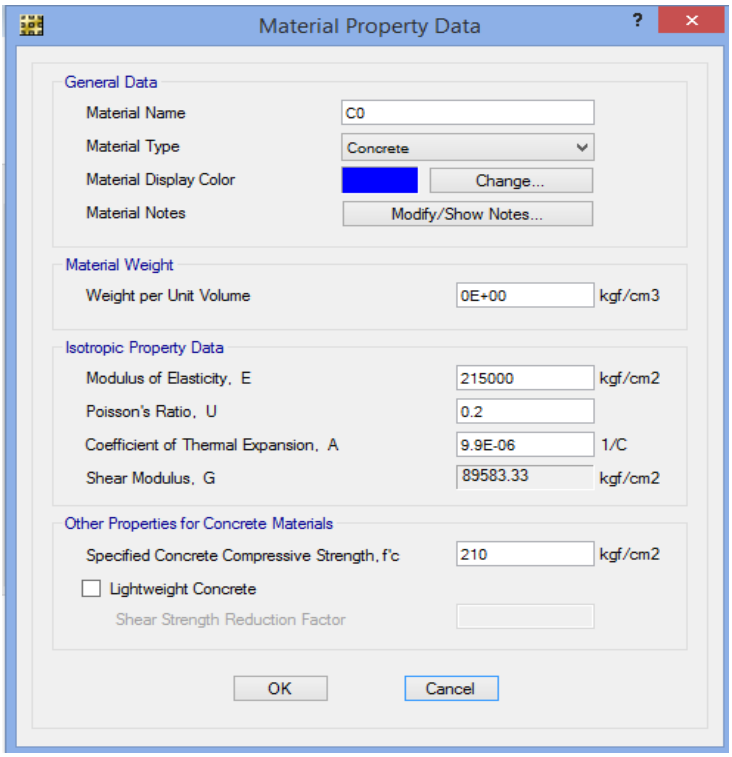
تعریف مصالح

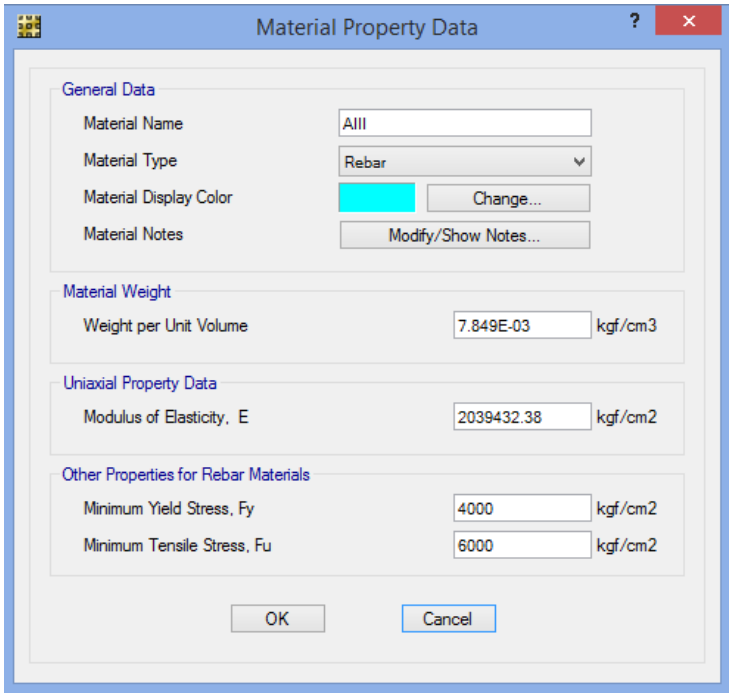
همانند تعریف مصالح در Etabs در این قسمت نیز مصالح را تعریف می کنیم:

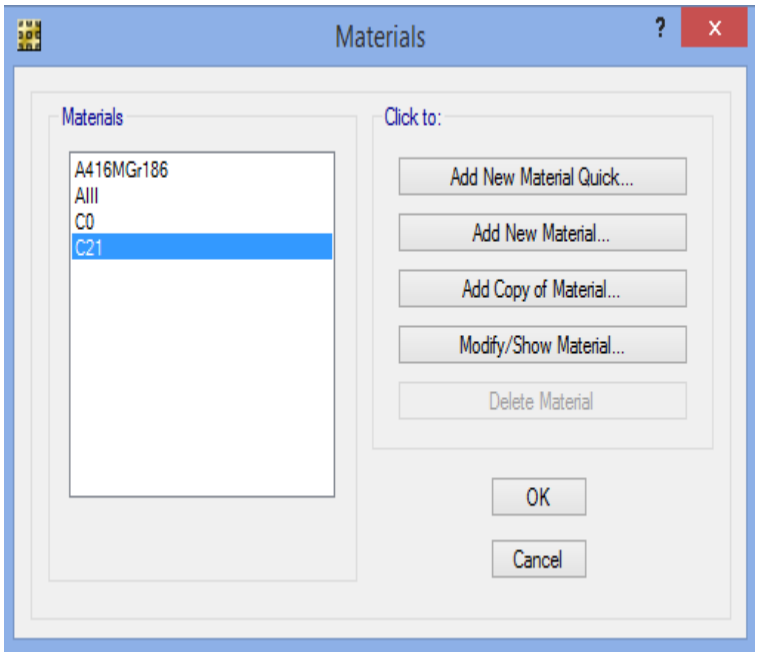
Define→ Materials





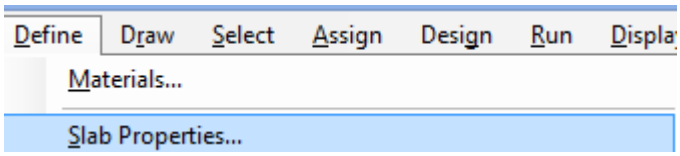


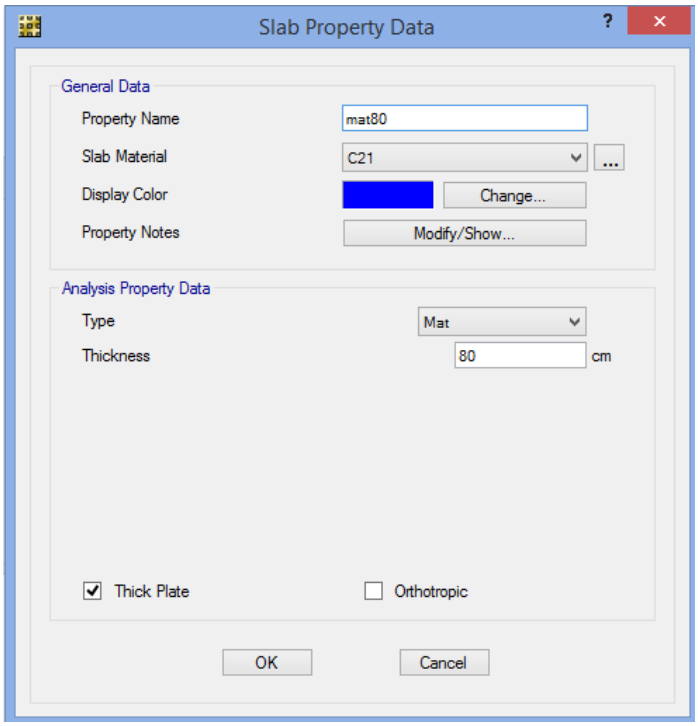

Material Property Data
General Data
Material Name
AIII
Material Type
Rebar
Material Display Color
Change...
Material Notes
Modify/Show Notes...
Material Weight
Weight per Unit Volume
7.849E-03
kgf/cm3
Uniaxial Property Data
Modulus of Elasticity, E
2039432.38
kgf/cm2
Other Properties for Rebar Materials
Minimum Yield Stress, Fy
4000
kgf/cm2
Minimum Tensile Stress, Fu
6000
kgf/cm2
OK
Cancel

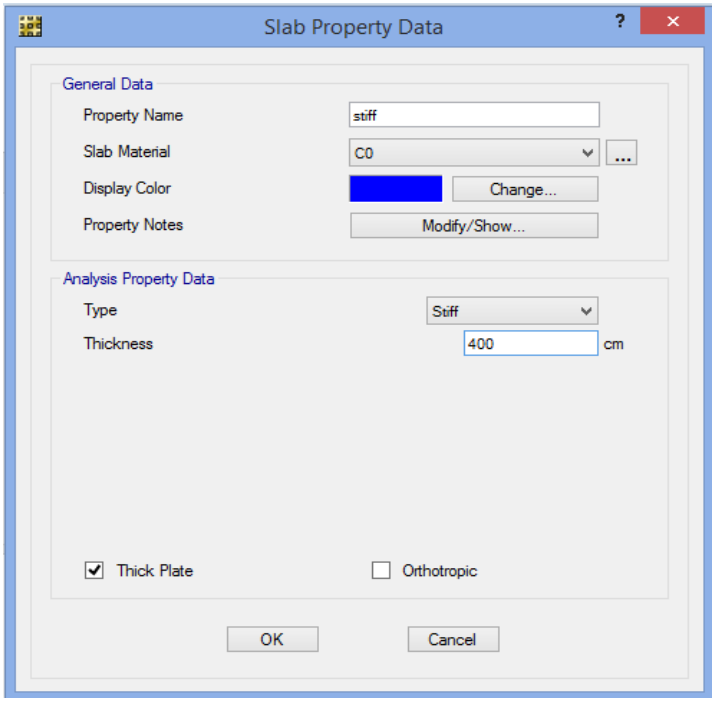

Materials
Materials
A416MGr186
AIII
C0
C21
Click to:
Add New Material Quick...
Add New Material...
Add Copy of Material...
Modify/Show Material...
Delete Material
OK
Cancel

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

تعریف مقطع پی و مقطع ناحیه ی صلب ستون







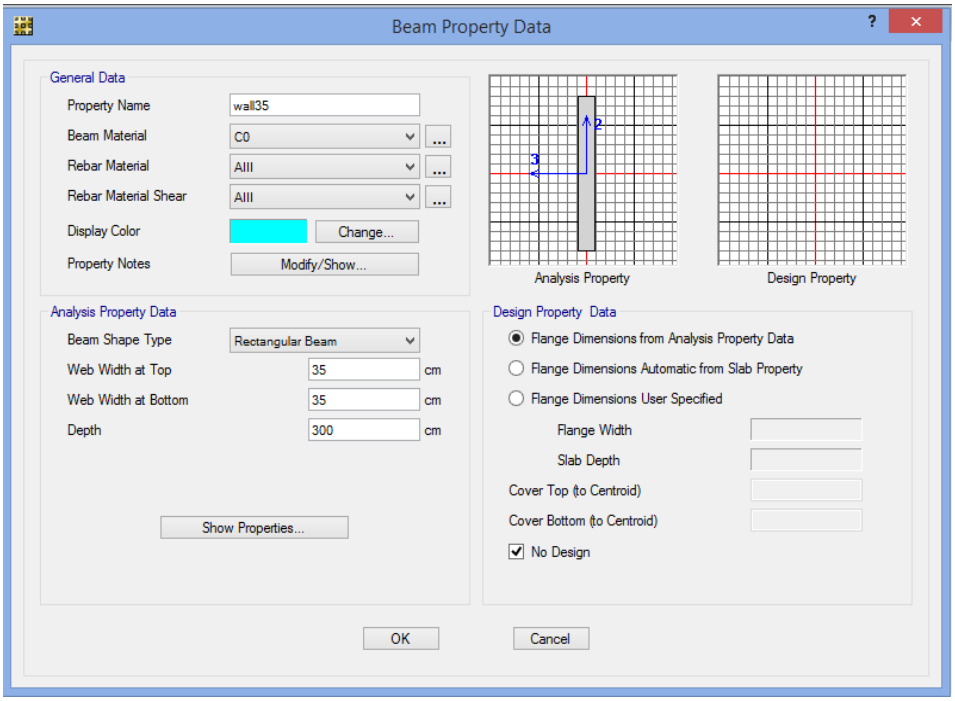
ناحیه ی اشتراک ستون و پی در مدل سازی باید با ضخامت بیشتری نسبت به پی معرفی شود. برای مدل سازی این ناحیه یک مقطع صلب به اندازه پنج برابر ضخامت پی توصیه می شود.

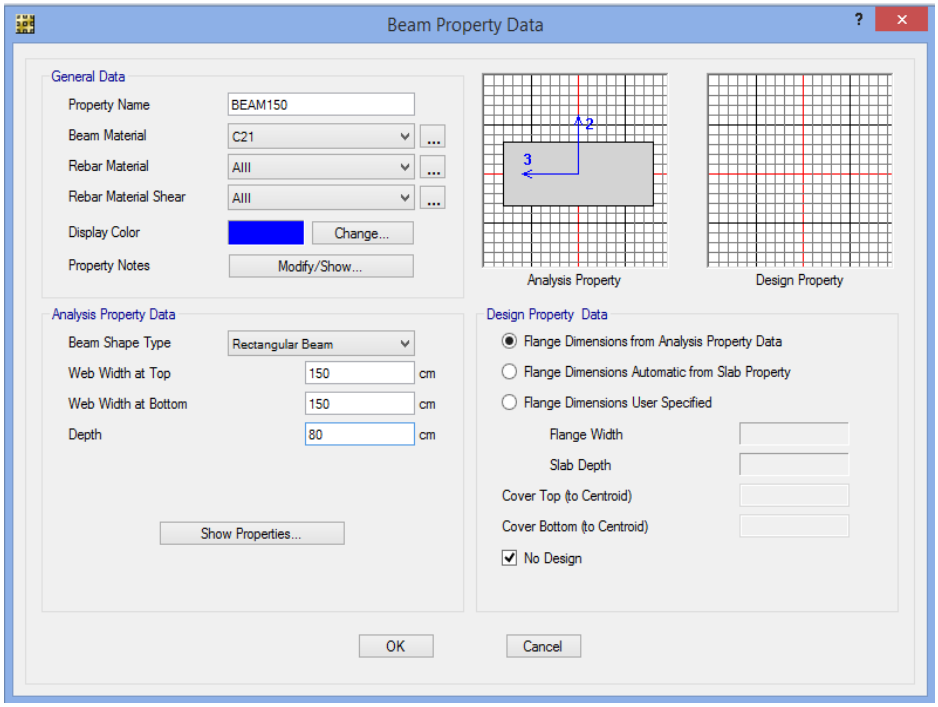
برای در نظر گرفتن تغییر شکل های برشی گزینه Thick Plate فعال می کنیم.

تعریف مقطع تیر

این تیر عمیق معادل کننده ی سختی دیوار برشی می باشد.

عرض تیر را برابر با ضخامت دیوار و ارتفاع تیر را برابر با ارتفاع طبقه در نظر می گیریم.





مشخصات بستر خاک

در صورت نبود گزارش مکانیک خاک داریم:

$$K_{spring}=K_s.A$$

$$K_{spring}=\frac{F}{A}=\frac{q_{ult}*A}{\Delta} \quad , q_{ult}=3q_{all}$$

$$K_s.A=\frac{3q_{all}*A}{\Delta} \rightarrow K_s=\frac{3q_{all}}{\Delta}$$

Aسطح بارگیر هر فنر

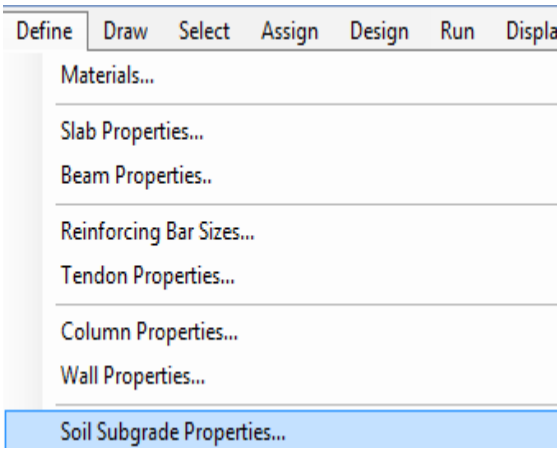
q_{ult} تنش نهایی خاک

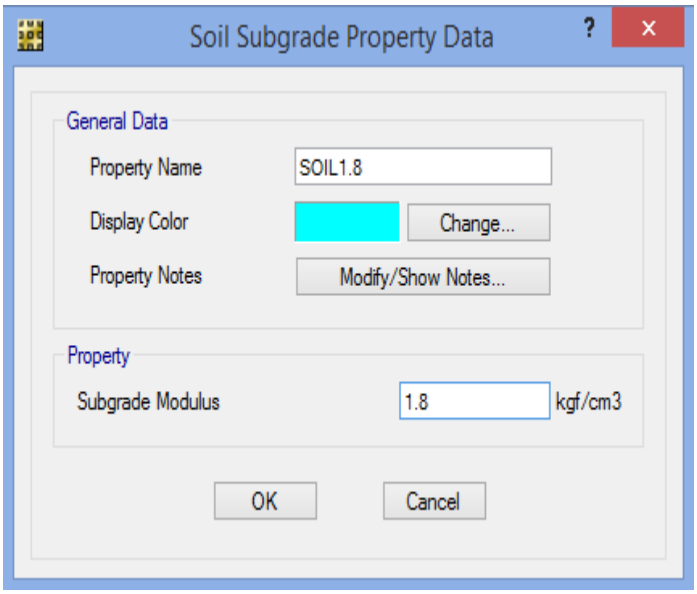
q_{all}تنش مجاز خاک

در شالوده های نواری مقدار دلتای مجاز برابر 1 اینچ است و در شالوده های گسترده برابر 2 اینچ. پس به اعداد $1.2q_{all}$و $0.6q_{all}$می رسیم .

$K_s=1.2q_{all}$ پی نواری

$K_s=0.6q_{all}$ پی گسترده





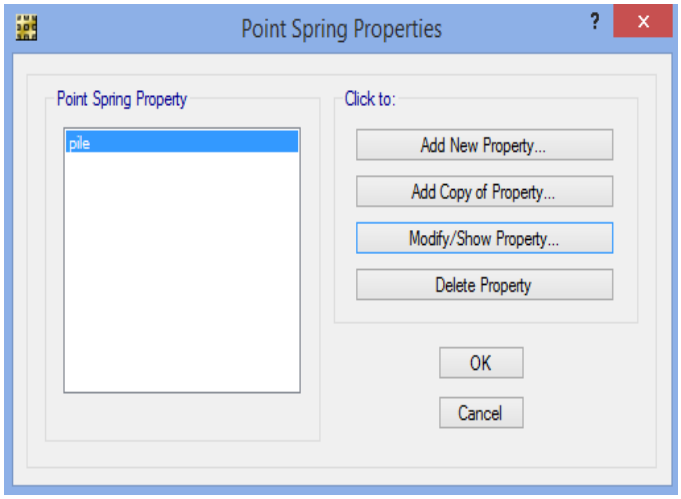
فنر معادل شمع

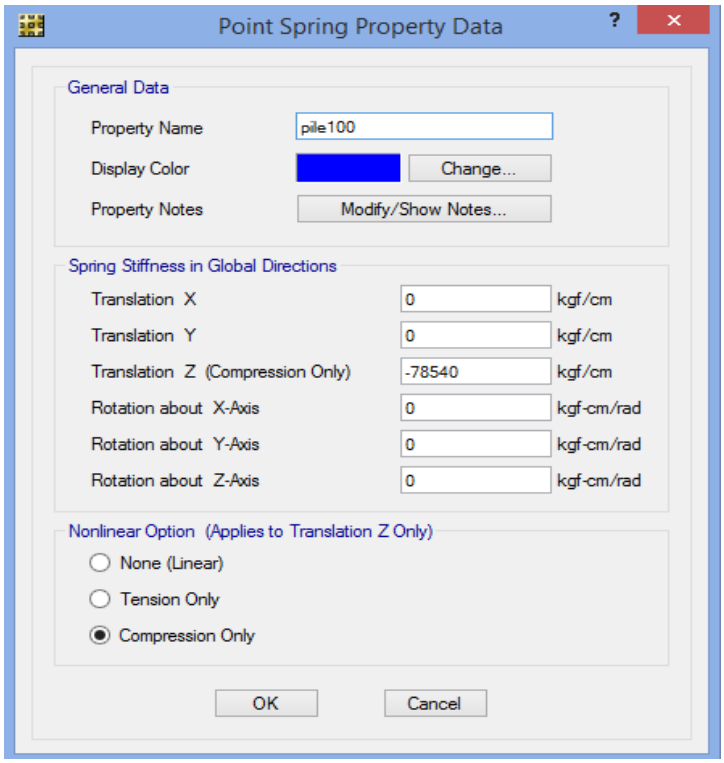
شمع ها برای کنترل uplift یا کنترل فشار خاک به کار می روند.

سختی قائم فشاری شمع برابر است با:

$K=A\times K_s$

Define→Point Spring Properties





طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

تعریف الگوهای بار و ترکیب بار

برنامه Etabs بصورت خودکار تمام الگوهای بار و ترکیب بارهای طراحی پی را انتقال داده است. در این قسمت دو نوع ترکیب بار ضریب دار و سرویس دار تعریف می کنیم که ترکیب بارهای ضریب دار همان ترکیب بار طراحی و ترکیب بارهای سرویس همان ترکیب بارهای کنترل فشار خاک می باشند.

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.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_p \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

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

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

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

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

ترکیب بار های کنترل تنش خاک

ترکیب بارهای زیر از جزوه طراحی سازه های فولادی و بتنی استاد محترم دکتر حسین زاده اصل می باشد.

- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به **زلزله متعامد ۱۰۰-۳۰**) باید جایگزین شود.
- در ترکیب بارهای زیر اثرات بار باد، حرارت و فشار خاک (در صورت وجود) باید اضافه شود.
- 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 ± 0.7ρE +0.7Ev
- SOIL7: D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525ρE +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7ρE

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

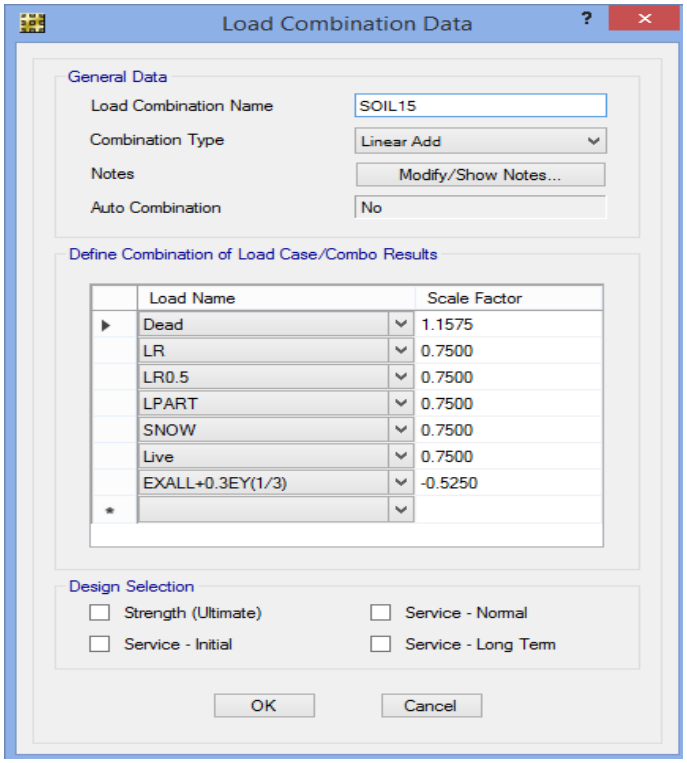
- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: (1+0.147×I)D ± 0.7ρE +0.7Ev
- SOIL7: (1+0.11025×I)D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525ρE +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7ρE

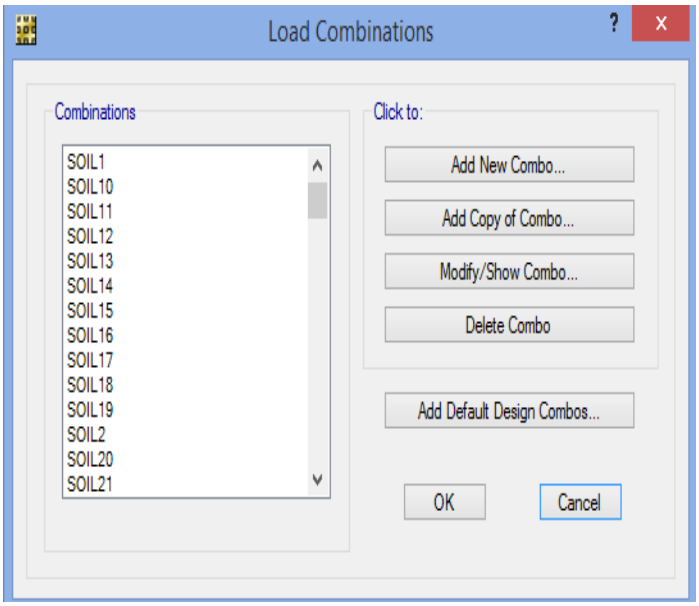
در روابط فوق، I ضریب اهمیت سازه می باشد و ضریب 0.11025×I و 0.147×I به صورت زیر بدست آمده است:

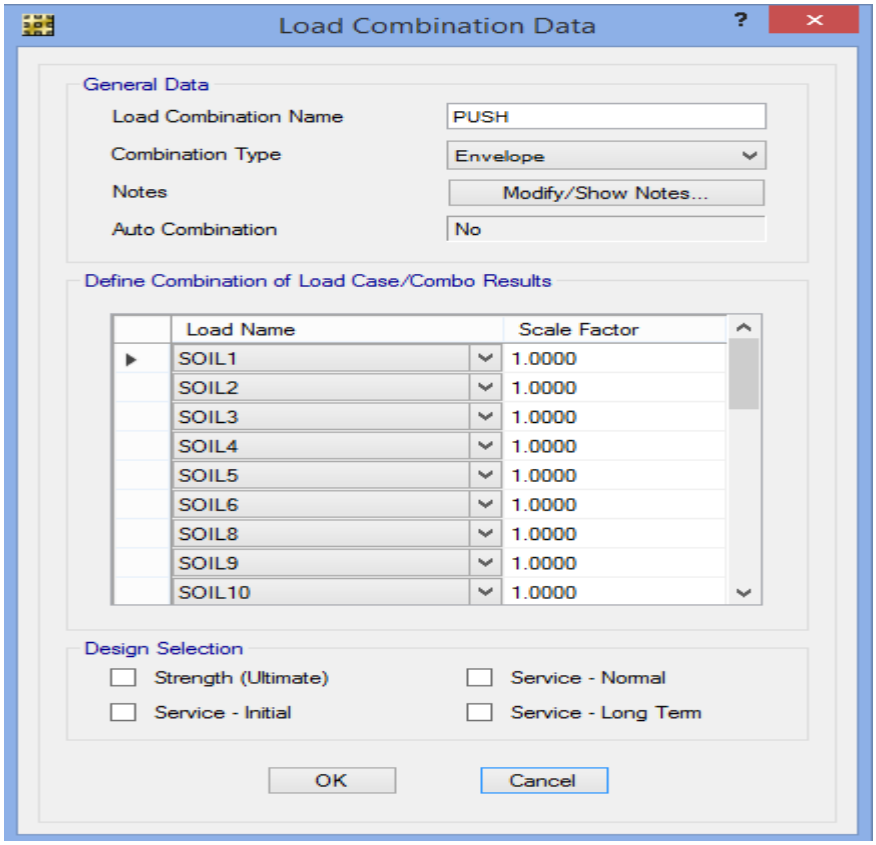
$$0.525(0.6AID) = 0.11025ID \qquad 0.7(0.6AID) = 0.147ID$$

- در سوله ها و سازه های سبک که در آنها بار باد حاکم است، باید به جای ترکیب بارهای لرزه ای از ترکیب بارهای باد استفاده شود.

برای تعیین حداقل و حداکثر فشار خاک، ترکیب باری به نام Push که در برگیرنده ی ترکیب بارهای Soil1-Soil8 می باشد.







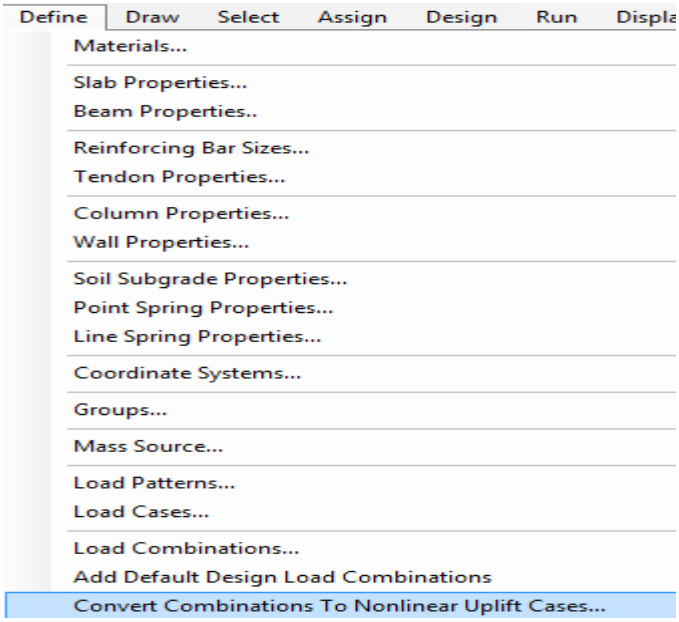
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

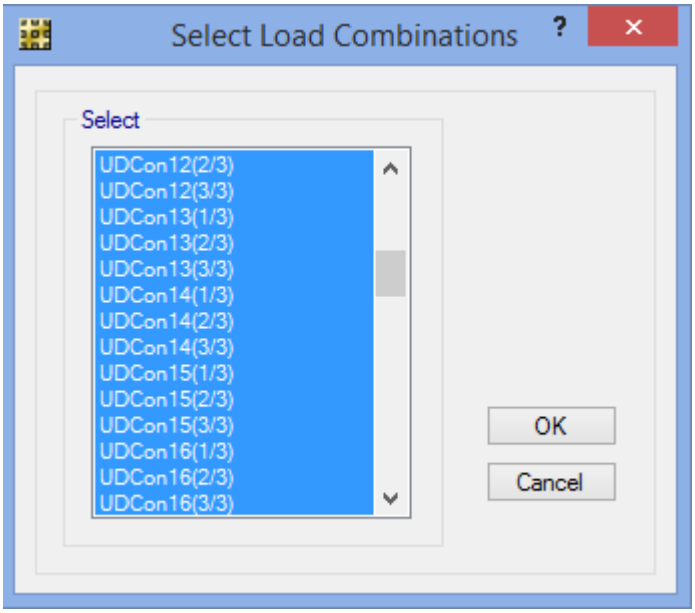
ایجاد حالت های غیرخطی حذف کشش خاک

در مدل سازی پی، خاک بصورت صرفا فشاری معرفی می شود برای تحلیل حذف کشش خاک باید تحلیل های غیرخطی معرفی شوند تا کشش ایجاد شده در فنرهای خاک حذف شوند. برای همین تمام ترکیب بارها را انتخاب کرده و به حالت های تحلیل غیرخطی حذف کشش خاک تبدیل می کنیم.

تمام ترکیب بارها در Load Combinations را انتخاب کرده و مراحل زیر را انجام می دهیم:

Define→Convert Combinations to Nonlinear Uplift Cases





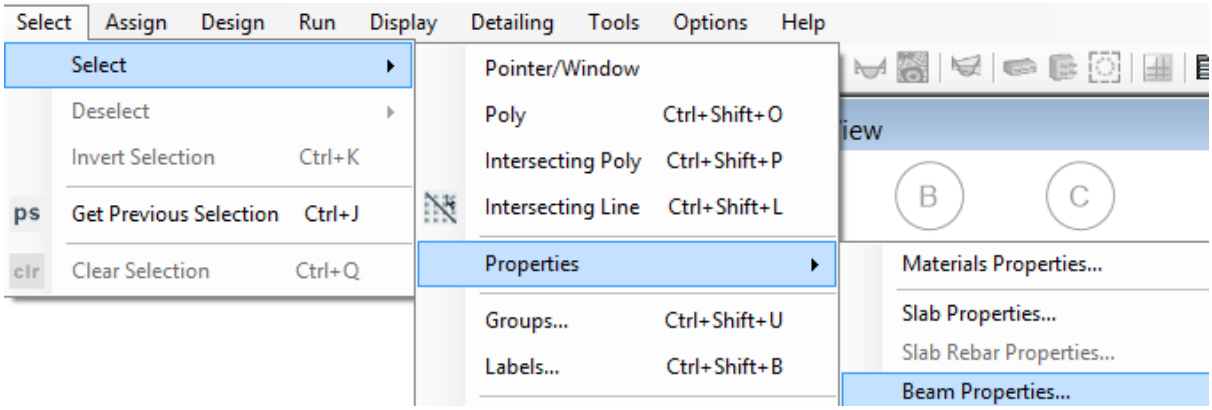
ترسیم پی نواری

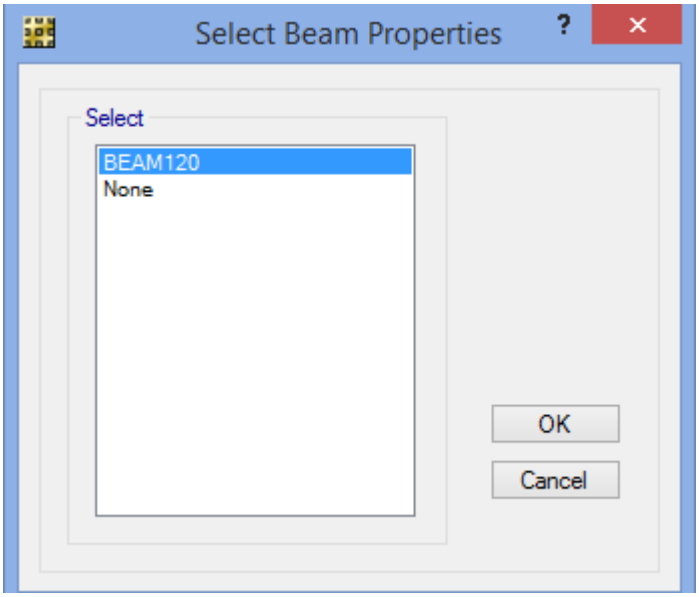
برای ترسیم پی نواری می توان از فایل اتوکد فراخوانی کرد.

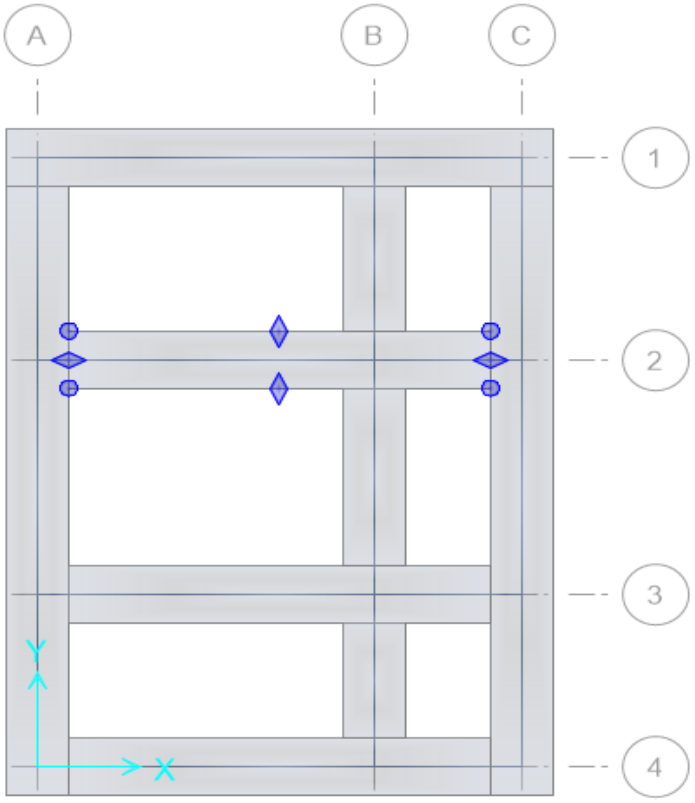
می توان به صورت دال ترسیم کرد و یا تیرهایی به عرض و ارتفاع پی تعریف کرد و سپس این تیرها را به دال بتنی تبدیل کرد این تیرها المان های خطی کمکی برای ترسیم پی نواری هستند و بعد از تبدیل این تیرها به پی سطحی، آنها را انتخاب و حذف می کنیم.

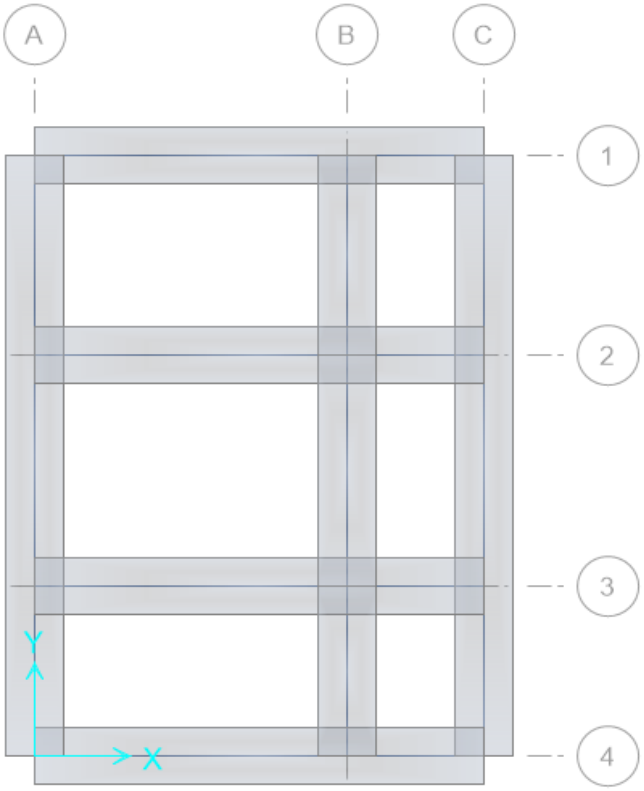
Draw→Draw Slabs/Areas

Draw→Draw Beams/Lines






A
B
C
1
2
3
4
Y
X

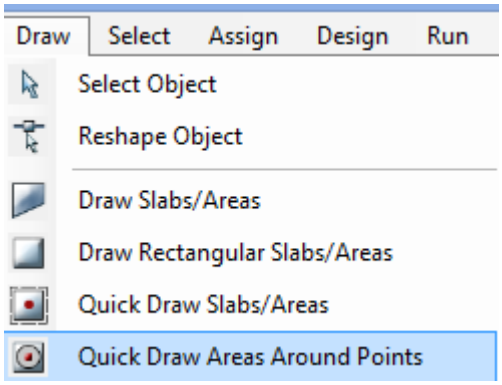

A
B
C
1
2
3
4
Y
X

ترسیم پی گسترده

Draw→Draw Slabs/Areas

ترسیم ناحیه ی سطحی معادل ستون

Draw→Quick Draw Around Points



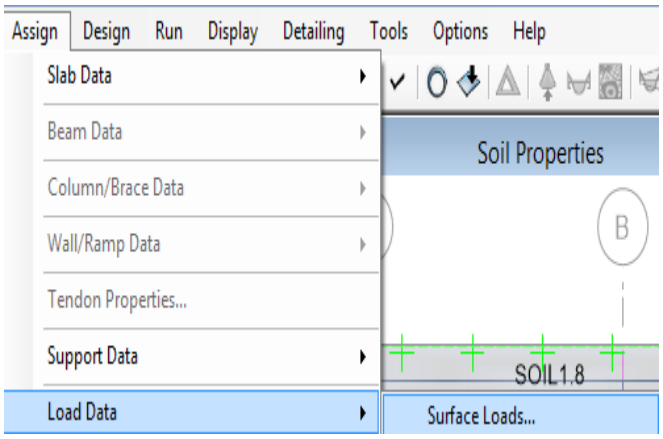
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

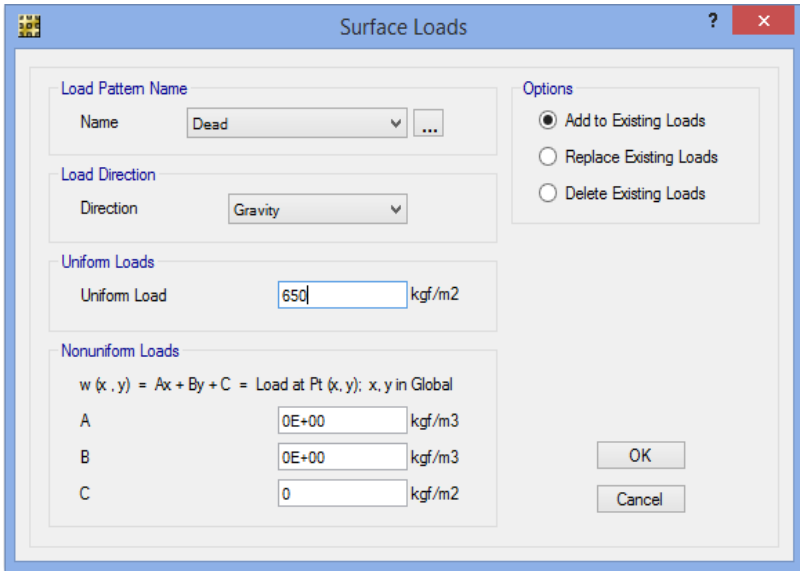
بارگذاری سطحی پی

عناصر سطحی پی با کلیک روی آنها یا به روش زیر پی را انتخاب کرده و بارگذاری می کنیم:

Select→Select→Properties→Slab Properties

Assign→Load Data→Surface Loads



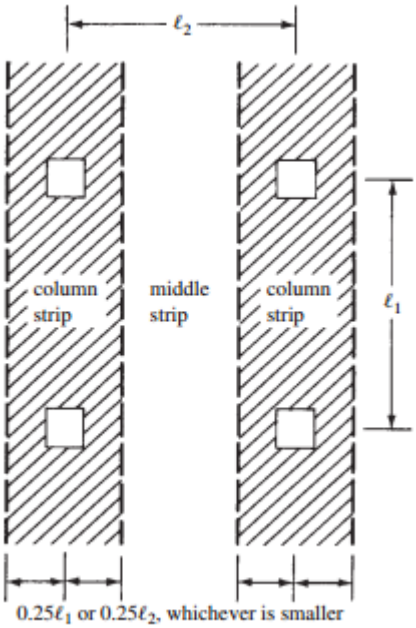


ترسیم نوارهای طراحی

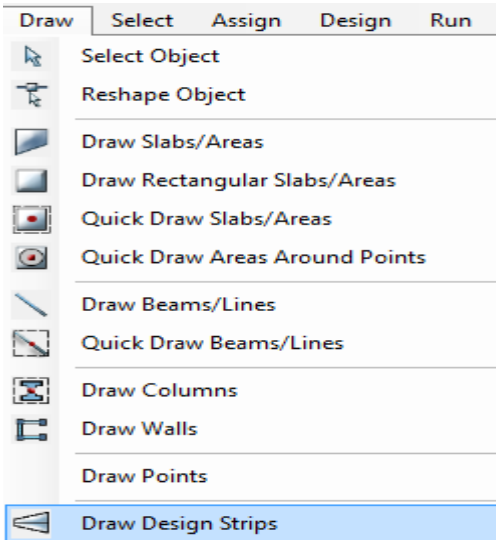
در پی نواری عرض نوار طراحی به اندازه ی عرض پی خواهد بود ولی در پی گسترده عرض نوار را بستگی به مقدار لنگر وارده از ستون ها دارد.

عرض نوار ستونی در پی های گسترده را همانند عرض نوار در دال بتنی در نظر می گیریم که برابر کوچکترین مقادیر زیرمی باشد که میلگرد های تقویتی و برشی در این ناحیه قرار می گیرند و لنگر نیز برای این قسمت محاسبه می شود.

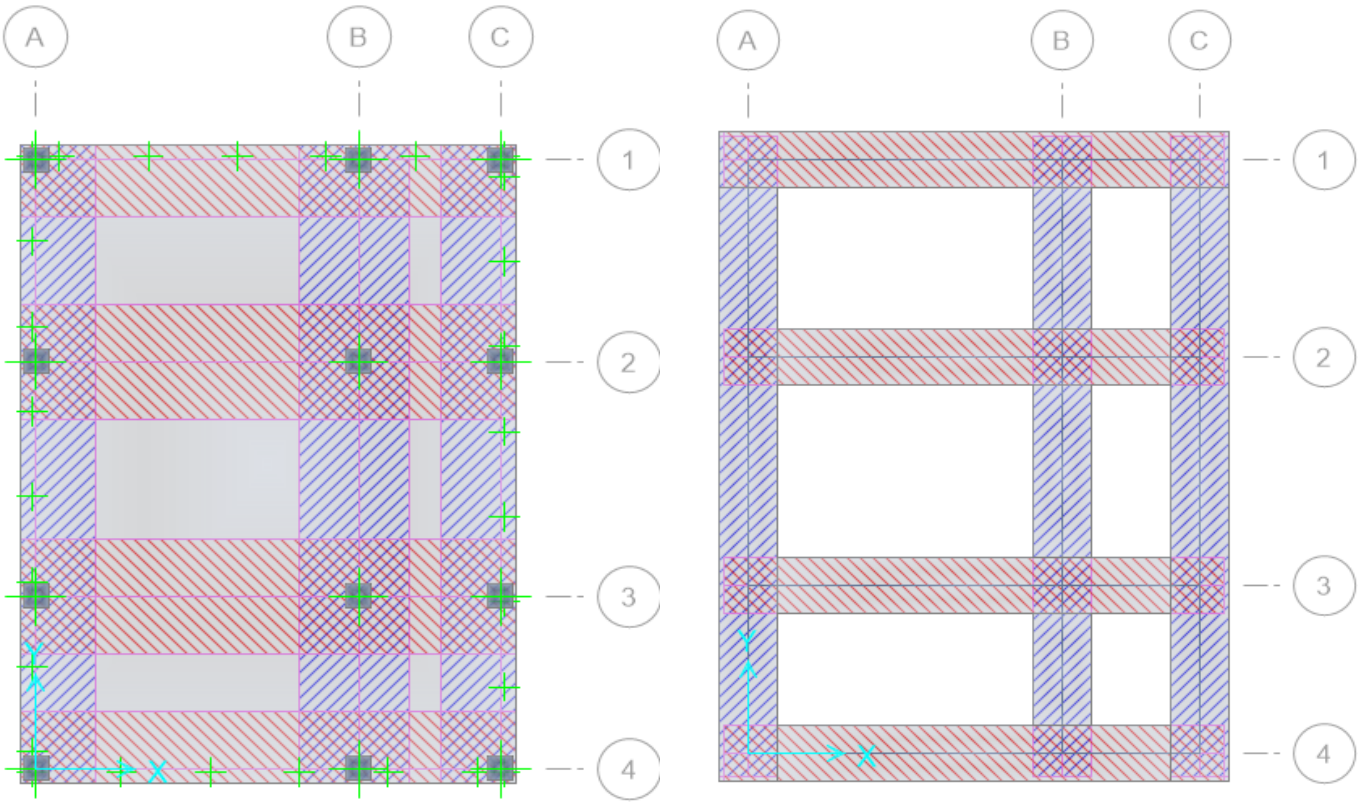
$L=\min(L_1/4, L_2/4)$



Draw→Draw Design Strips



طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir



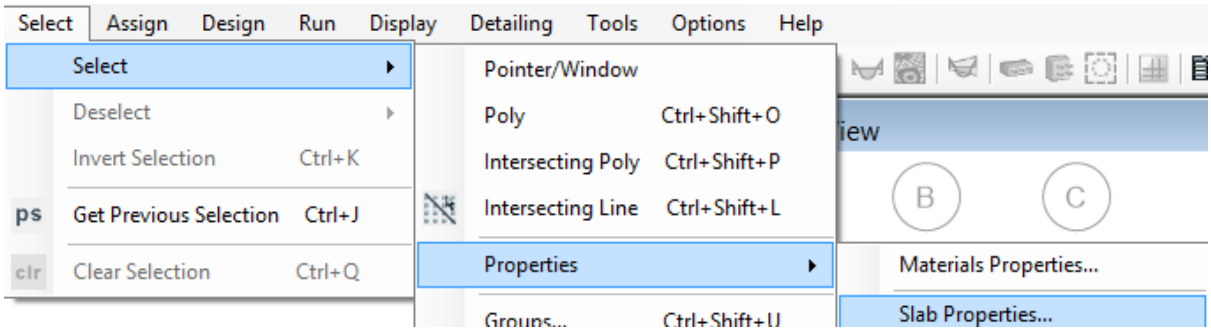
برای مشاهده ی نوار های طراحی شده دستور Draw→Set Display Option را اجرا و در قسمت Design Strip Object گزینه ی Show Width را فعال می کنیم

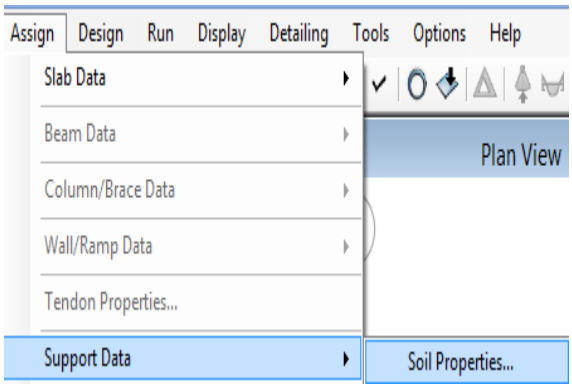
اختصاص سختی بستر خاک

عناصر سطحی پی را انتخاب می کنیم:

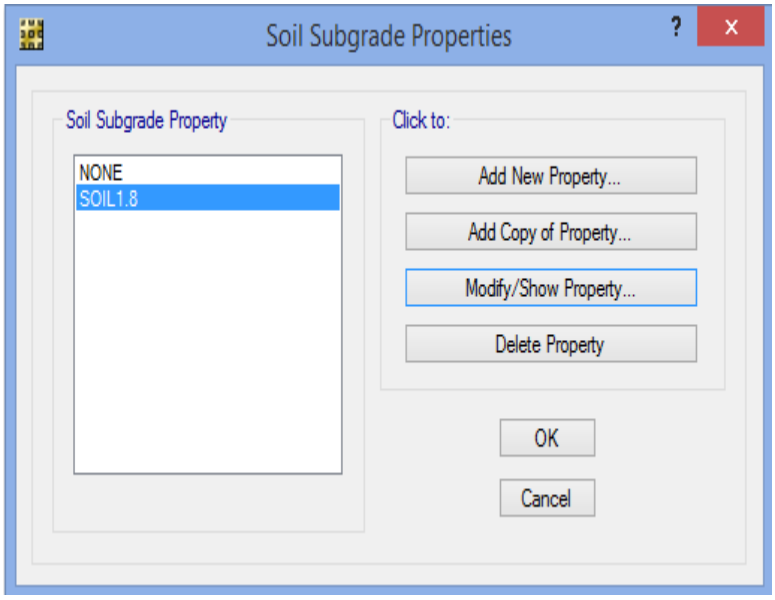
Select→Select→Properties→Slab Properties

Assign→Load Data→Surface Loads





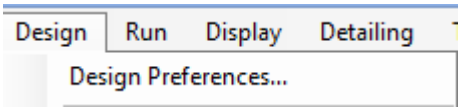
.



تنظیمات طراحی

در این قسمت آیین نامه طراحی را انتخاب و پوشش بتن میلگردها را می دهیم:

Design→Design Preferences

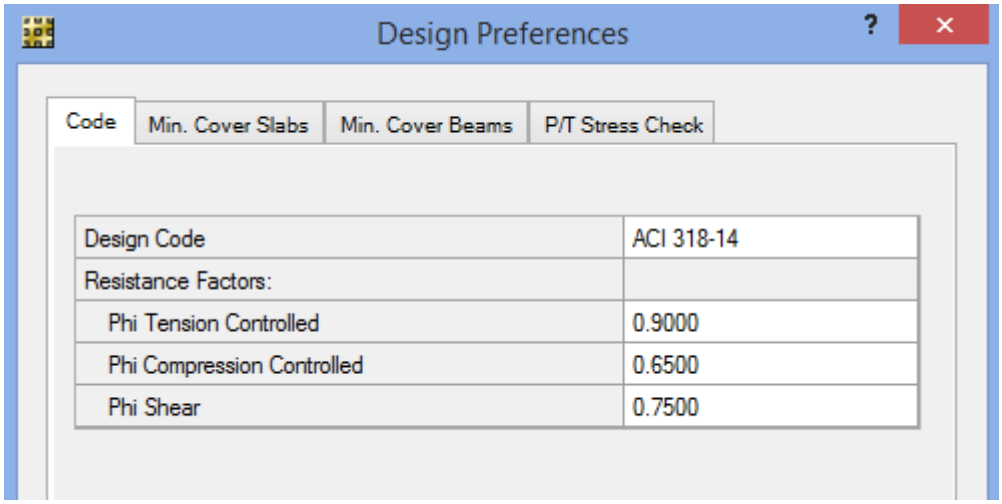


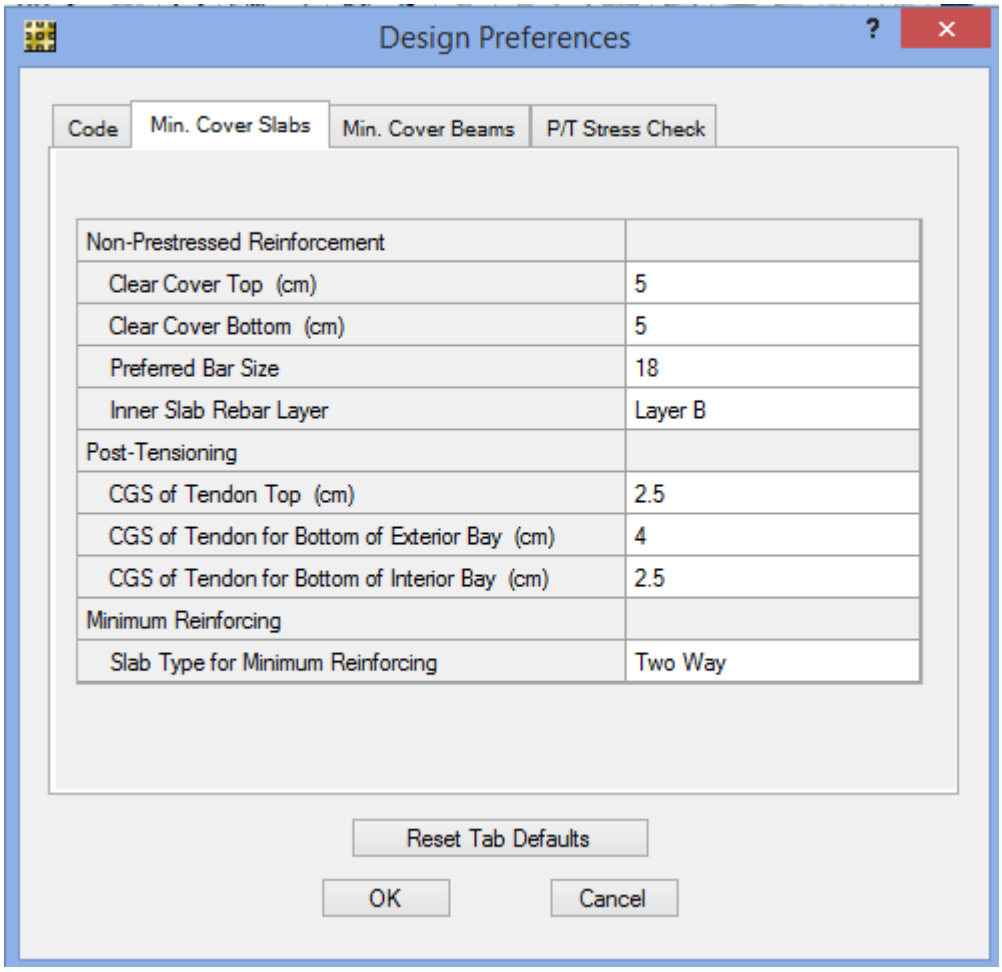
۹ – ۶ – ۳ – ۳ – ۹ – ۴ درصورتی‌که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و به‌طور دایم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلی‌متر اختیار گردد.

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

* مقادیر داده‌شده در جدول را می‌توان به‌استثنای شرایط محیطی بسیار شدید و فوق‌العاده شدید به‌اندازه ۵ میلی‌متر برای بتن‌های رده C۳۵ و C۴۰ یا ۱۰ میلی‌متر برای بتن‌های رده بالاتر کاهش داد، مشروط بر آن که ضخامت پوشش به‌هر حال از ۲۰ میلی‌متر کمتر نشود.
این مقادیر را باید برای میلگردهای با قطر بیشتر از ۳۶ میلی‌متر به‌اندازه ۱۰ میلی‌متر افزایش‌داد.





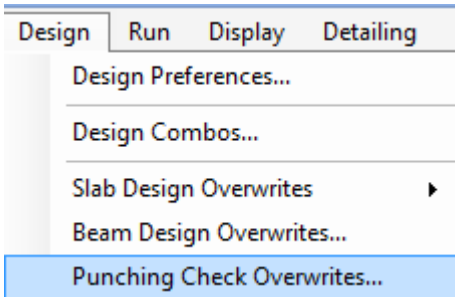
انتخاب ترکیب بارهای طراحی

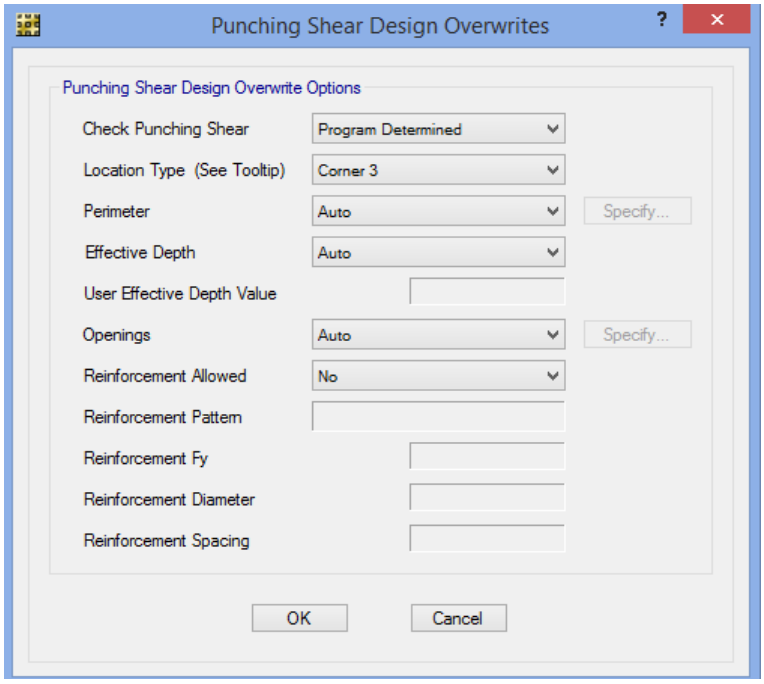
Design→Design Combos

طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

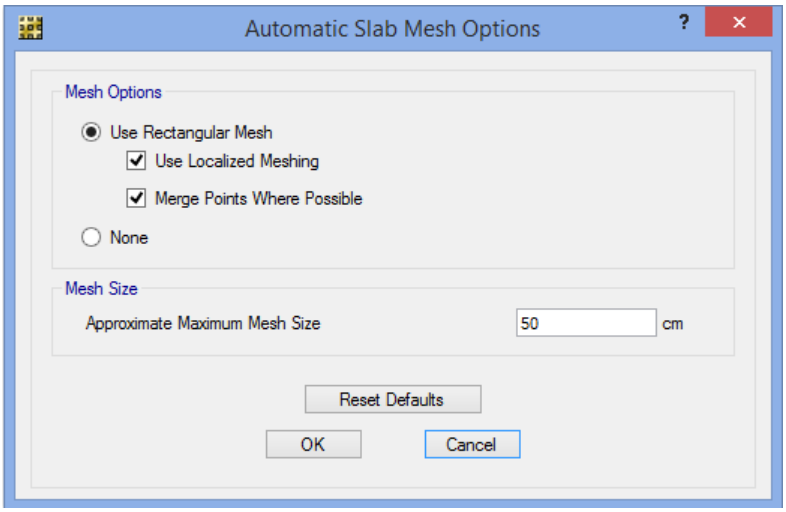
تنظیم پارامترهای کنترل برش پانچ

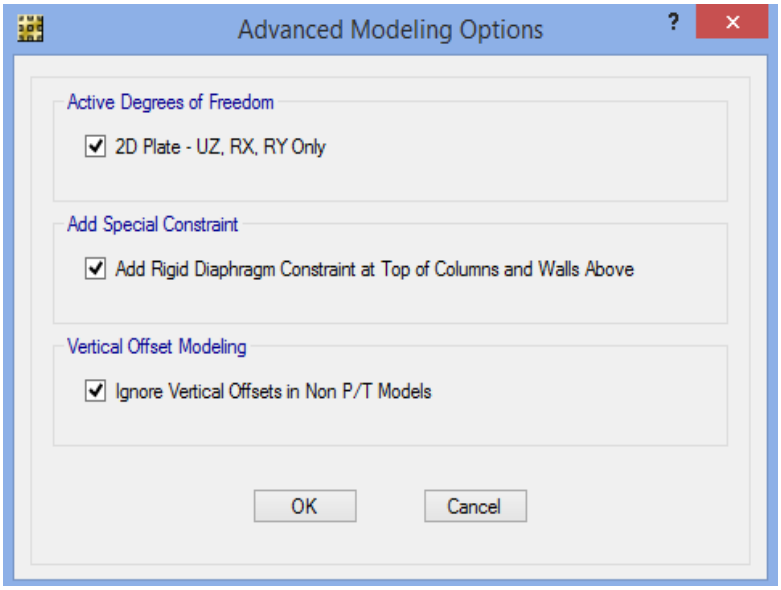
وقتی مدل سازه ای از Etabs به Safe انتقال داده می شود ابعاد کنترل برش پانچ به همان اندازه ستون با عکس العمل های تکیه گاهی در سازه های بتنی می باشد ولی در سازه های فولادی به خاطر وجود Base Plate ابعاد کنترلی برش پانچ با اندازه ی ستون یکی نیست از طرفی اگر ستون ها در راستای محور X یا Y نباشند بایستی ابعاد برش پانچ چرخانده شود.





تحلیل و طراحی پی





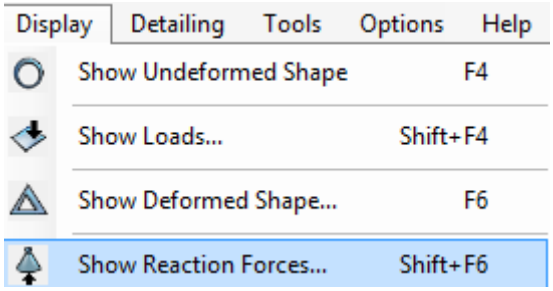
طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

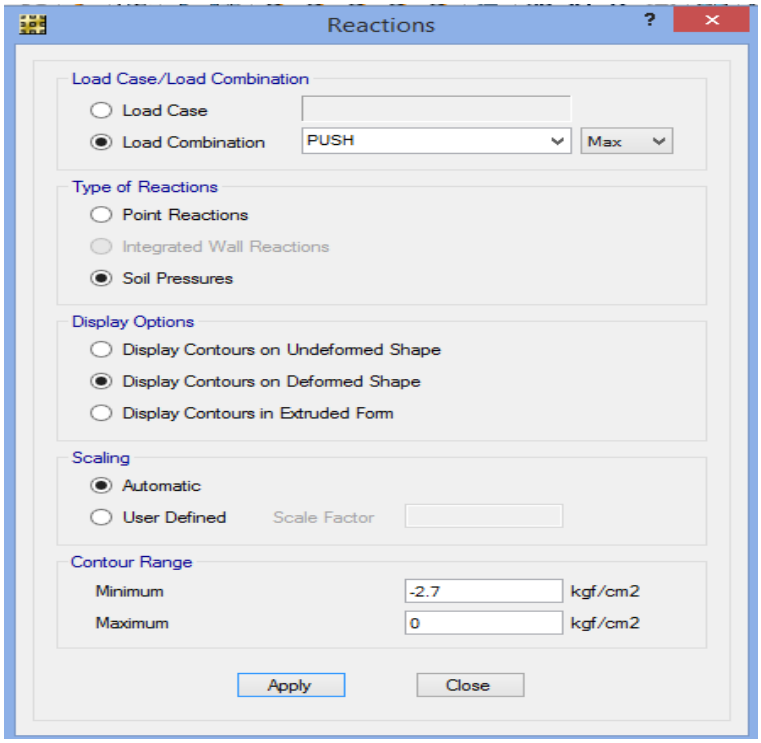
نتایج خروجی تحلیل و طراحی پی

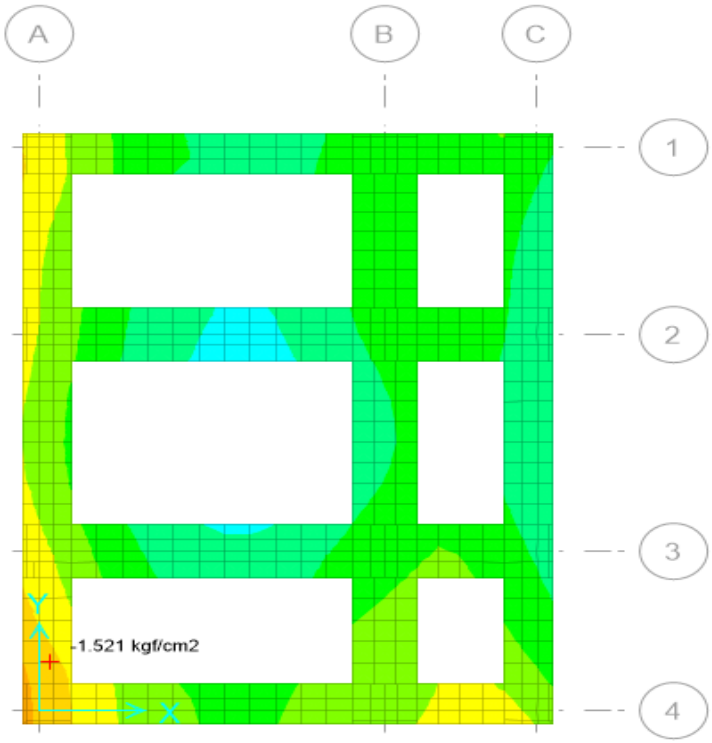
کنترل فشار خاک

Display→ Show Reaction Forces

.

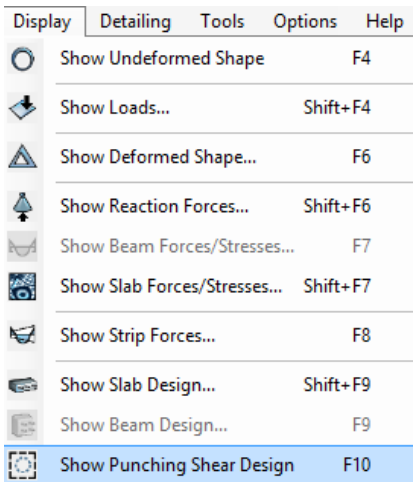


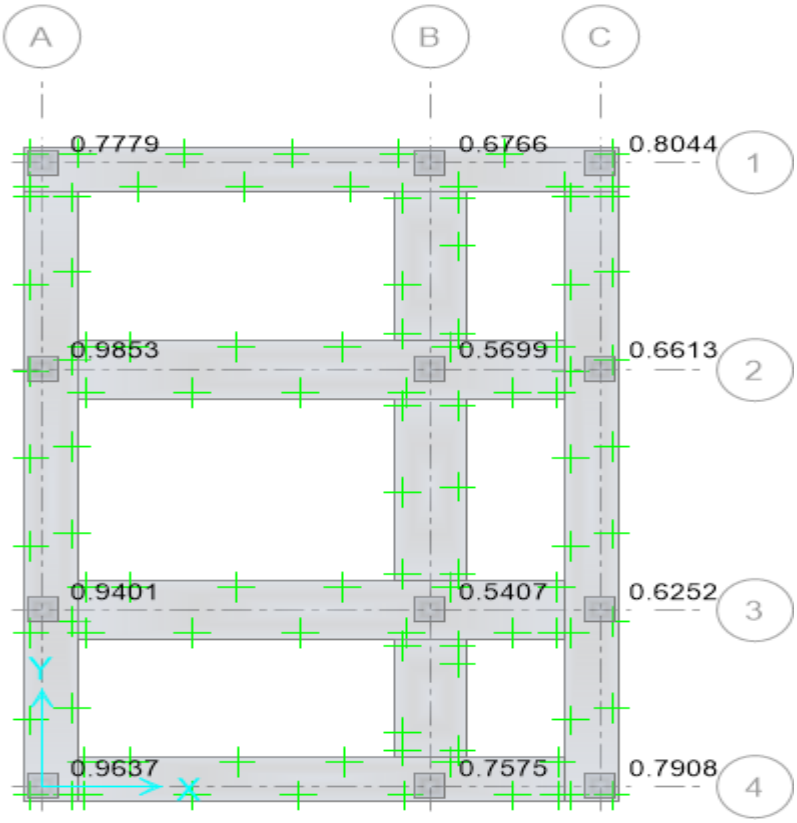




کنترل برش پانچ

Display→ Show Panching Shear Design





طراحی سازه های فولادی و بتنی در نرم افزار ایتبس و سیف
Yahyasalmani94@ms.tabrizu.ac.ir

میلگردهای طولی و عرض

Display→ Show Slab Design