

www.icivil.ir

پرتابل جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ارائه کتابها و مجلات رایگان مهندسی عمران

بهترین و عتیقین مقالات روز عمران

ازهن های تخصصی مهندسی عمران

فرمودشگاه تخصصی مهندسی عمران

ETABS -Part1 (General steel and concrete design)

فهرست مطالب

۲	- ایجاد مدل جدید.....
۶	- تعریف مشخصات مصالح
۹	- تعریف مقاطع.....
۱۴	-۱- مقطع ستون مستطیلی بتی.....
۱۶	-۲- مقطع تیر بتی
۱۷	-۳- مقطع ستون دایره ای بتی.....
۱۸	-۴- مقطع general
۱۹	-۵- مقطع بتی در Section designer
۲۲	-۶- مقطع متغیر.....
۲۲	-۷- مقطع Auto Selection
۲۳	-۸- مقاطع آماده
۲۴	-۹- نحوه ساخت مقاطع مرکب فولادی:.....
۲۶	-۱۰- مقاطع لانه زنborی و نکات مربوط به سقف کامپوزیت.....
۲۶	-۱۱- انواع سقف ها
۲۶	-۱۲- سقف تیرچه بلوک
۲۸	-۱۳- سقف کرومیت
۲۸	-۱۴- سقف کامپوزیت
۲۹	-۱۵- سقف عرشه فولادی
۲۹	-۱۶- دال بتی
۳۱	-۱۷- دیوار
۳۲	-۱۸- سیستم های باربر جانی
۳۳	-۱۹- ترکیب دو سیستم در دو جهت و انتخاب سیستم مناسب
۳۴	-۲۰- مدلسازی
۳۴	-۲۱- ترسیم اعضا.....
۳۷	-۲۲- ترسیم سطوح
۳۹	-۲۳- تنظیم پارامترهای نمایشی
۴۰	-۲۴- بررسی منوی Select
۴۱	-۲۵- اختصاص تکیه گاه
۴۲	-۲۶- بررسی منوی Edit
۴۲	-۲۷-۱- ویرایش تعداد طبقات
۴۷	-۲۸-۲- تعریف بار مرده و زنده
۴۸	-۲۹-۱- کاهش بارهای زنده طبق ویرایش ۹۲ مبحث ششم
۵۱	-۳۰-۲- اعمال بارهای مرده بر سازه
۵۲	-۳۱-۳- اعمال بار زنده و برف
۵۴	-۳۲-۴- اعمال بارهای خطی
۵۵	-۳۳-۵- مشاهده و بررسی بارهای وارد شده

۵۵.....	Notional Load-۶-۶
۵۷.....	۷-۶-نیروی زلزله استاتیکی.....
۵۷.....	۷-۶-ضوابط آین نامه ای محاسبه نیروی زلزله
۵۸.....	۷-۶-تعیین شتاب مبنای طرح (A).....
۵۹.....	۷-۶-تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B).....
۶۱.....	۷-۶-تعیین ضریب رفتار سازه (R)
۶۲.....	۷-۶-استفاده از User Load.....
۶۳.....	۷-۶-استفاده از User Coefficient
۶۵.....	۷-۶-نیروی قائم زلزله
۶۶.....	۸-۶-بار Wall
۶۶.....	۹-۶-وزن لرزه ای
۶۸.....	۱۱-۶-بار حرارتی و بار مربوط به فشار خاک
۶۹.....	۱۲-۶-اعمال بارهای گردی
۶۹.....	۱۲-۶-بار آسانسور
۷۰.....	۱۳-۶-منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد
۷۳.....	۱۵-۶-بررسی منوی Assign – frame/Line
۷۳.....	۱۵-۶-تغییر مقطع عضو
۷۳.....	۱۵-۶-اعمال ضرایب ترک خوردگی
۷۶.....	۱۵-۶-تعریف مفصل در انتهای عضو
۷۶.....	۱۵-۶-اصلاح اتصال انتهایی اعضا
۷۷.....	۱۵-۶-تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها
۷۷.....	۱۵-۶-مختصات محلی عضو
۷۸.....	۱۵-۶-تعیین نوع اتصال در قاب های خمشی فولادی
۷۸.....	۱۶-۶-بررسی منوی Assign – shell
۷۹.....	۱۶-۶-اختصاص ضرایب ترک خوردگی المان های سطحی
۸۱.....	۷-تنظیم پارامترهای تحلیل سازه
۸۲.....	۱-۷-اثر P-Δ
۸۳.....	۷-۲-تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل
۸۳.....	۷-۱-بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز
۸۳.....	۷-۲-مشاهده تغییر شکل سازه
۸۴.....	۷-۳-مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی
۸۴.....	۷-۴-مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا
۸۵.....	۷-۵-مشاهده انرژی اعضا
۸۵.....	۷-۳-استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول
۸۶.....	۸-بار خرپشته
۸۸.....	۹-طراحی سازه های بتی
۸۸.....	۹-۱-انتخاب آین نامه بتن
۹۰.....	۹-۲-ترکیب بارهای سازه بتی
۹۲.....	۹-۳-تعیین شکل پذیری سازه های بتی

۹۲.....	۴-۹-انتخاب ترکیب بارها
۹۳.....	۱۰-طراحی سازه های بتنی
۹۳.....	۱۰-۱-نمایش اطلاعات طراحی
۹۵.....	۱۰-۱-۱-تیر ضعیف ستون قوی
۹۶.....	۱۰-۱-۱-۲-کنترل برش در ناحیه اتصال
۹۷.....	۱۰-۱-۱-۳-آرماتور پیچشی
۹۷.....	۱۰-۱-۱-۴-نمایش خلاصه نتایج طراحی
۹۸.....	۱۰-۱-۱-۵-بررسی جزئیات طراحی اجزا
۹۸.....	۱۰-۱-۲-۱-جزئیات طرح خمثی
۹۹.....	۱۰-۱-۲-۲-جزئیات طرح برشی
۱۰۱.....	۱۰-۱-۳-جزئیات طرح پیچشی و اصلاح ضریب ترک خوردگی پیچشی
۱۰۳.....	۱۰-۱-۴-بررسی منوی design
۱۰۴.....	۱۱-طراحی سازه های فولادی
۱۰۴.....	۱۱-۱-انتخاب آینین نامه
۱۰۴.....	۱۱-۲-طراحی بر اساس AISC360-10
۱۰۵.....	۱۱-۲-۱-تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD
۱۱۱.....	۱۱-۲-۲-تعريف ترکیب بارهای طراحی بر اساس AISC360-10
۱۱۴.....	۱۱-۳-منوی Overwrite در اعضای فولادی
۱۱۸.....	۱۱-۴-طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج
۱۲۰.....	۱۱-۴-۱-کنترل نسبت مقاومت خمثی ستون به تیر
۱۲۲.....	۱۱-۵-برش طراحی لرزه ای
۱۲۲.....	۱۱-۶-نیروی محوری بادبند جهت طراحی اتصال
۱۲۴.....	۱۱-۷-نمایش خلاصه محاسبات طراحی
۱۲۵.....	۱۱-۸-تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه
۱۲۶.....	۱۱-۹-کنترل جابجایی نسبی طبقات

ضمیم آرزوی موفقیت برای تمامی مهندسین گرامی، جزو حاضر مراحل طراحی سازه های بتنی و فولادی را به صورت تصویری تشریح می کند. در رابطه با مطالب آن موارد زیر قابل ذکر است:

۱- جزو برا اساس **ویرایش ۹۲ مبحث ششم، نهم و دهم** می باشد.

۲- تمامی محاسبات برا اساس **پیش نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰** می باشد.

۳- جزو برا اساس **ETABS 2013** نوشته شده است.

۴- در این جزو تحلیل دینامیکی طیفی، نیز طراحی دیوار برشی، طراحی سقف کامپوزیت، طراحی دالها و پی ها گنجانده نشده است.

۵- طراحی برا اساس آیین نامه های ACI 2011 و AISC 2010 می باشد و در طرح سازه های فولادی از روش Direct Analysis Method استفاده شده است. در رابطه با طراحی فولاد توجه شود که در ویرایش جدید مبحث ۱۰ ایران روش ASD حذف شده است و عملاً تمامی سازه ها می بایست به روش LRFD طراحی شوند.

۶- جزو حاضر جهت تدریس سر کلاس تهیه شده است و بنابراین توضیحات آن کافی نمی باشد و مطالعه آن تنها برای افرادی توصیه می شود که مطالعات قبلی در رابطه با طراحی با نرم افزار ETABS را دارند. به ویژه برای کسانی که قبلاً از آیین نامه های 318-99 ACI و AISC ASD89 استفاده کرده اند و تمایل به یادگیری نکات جدید مربوط به آیین نامه های جدید را دارند، توصیه می شود قسمت های مربوط به تعیین پارامترهای طراحی فولاد و بتن را مطالعه نمایند.

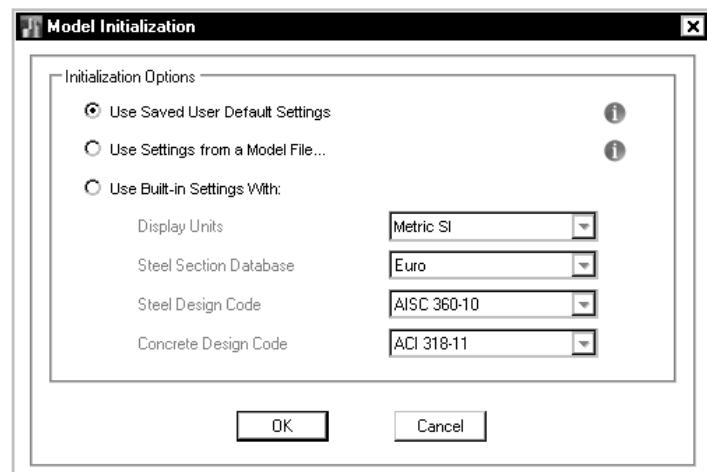
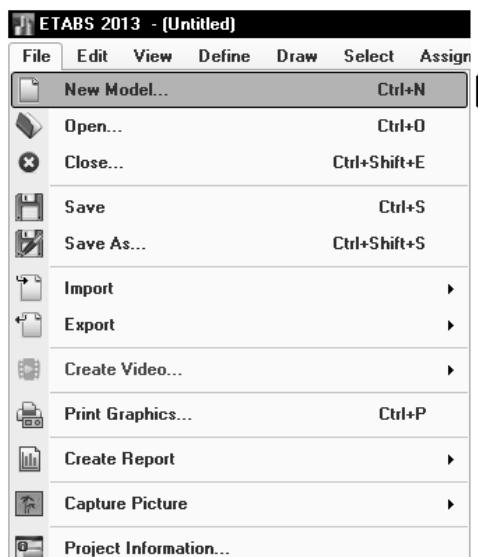
۷- از هر گونه نظر و یا انتقاد از مطالب داخل جزو استقبال می کنم. نظرات خود را می توانید از طریق سایت hoseinzadeh.m@gmail.com و hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir و یا ایمیل www.hoseinzadeh.net ارسال نمایید.

۸- به امید خدا جزو با گذر زمان به روز خواهد شد. تاریخ آخرین ویرایش جزو در بالای صفحات مشخص شده است.

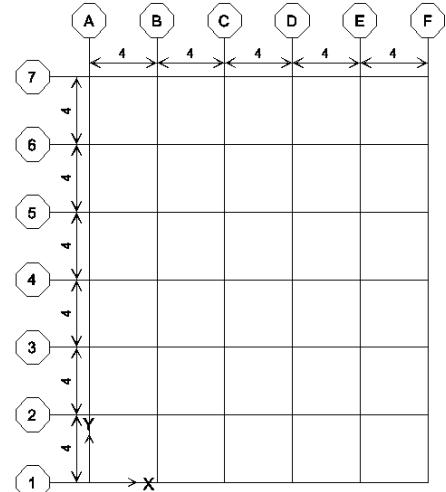
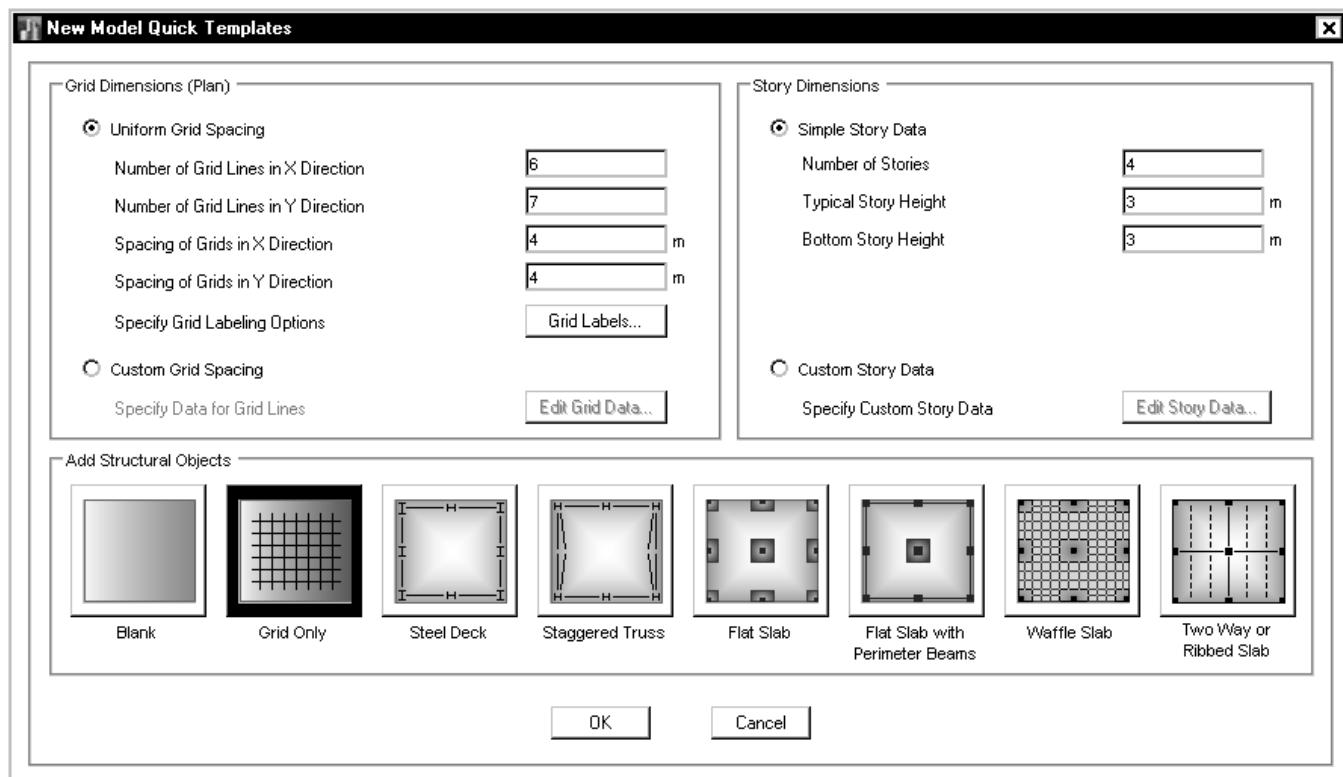
۱۳۹۳/۳/۱۱

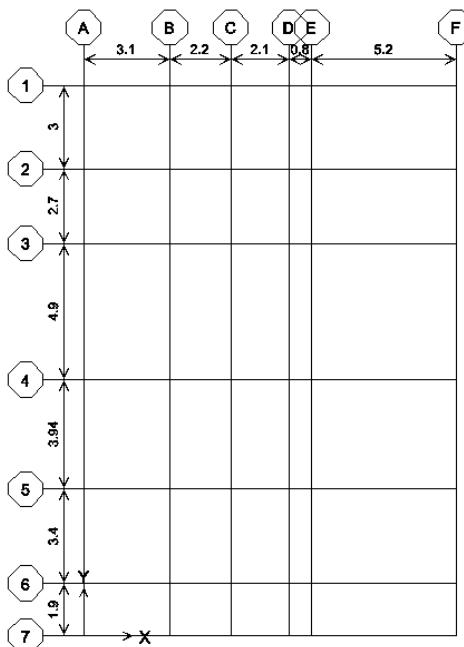
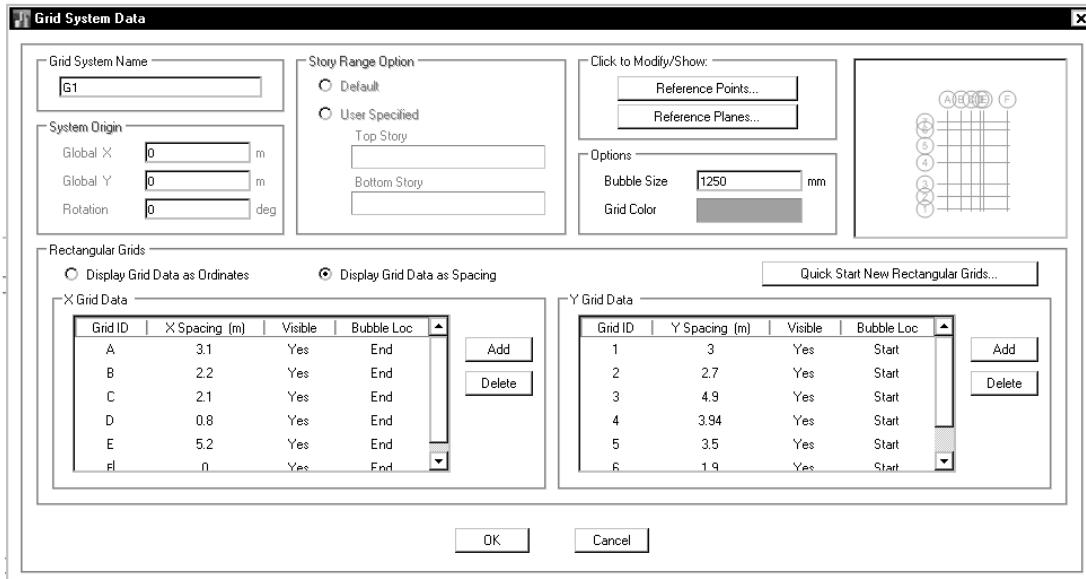
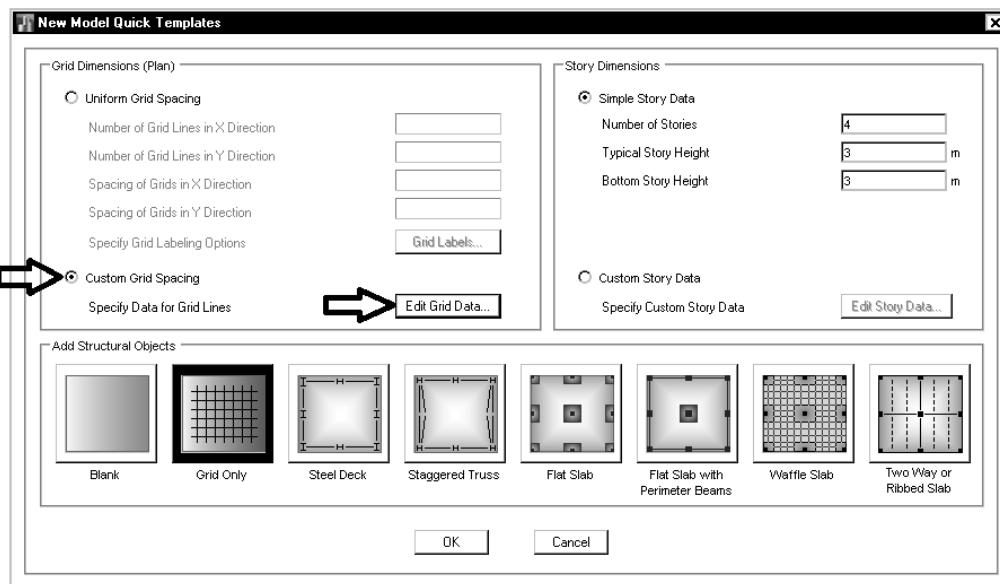
حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز



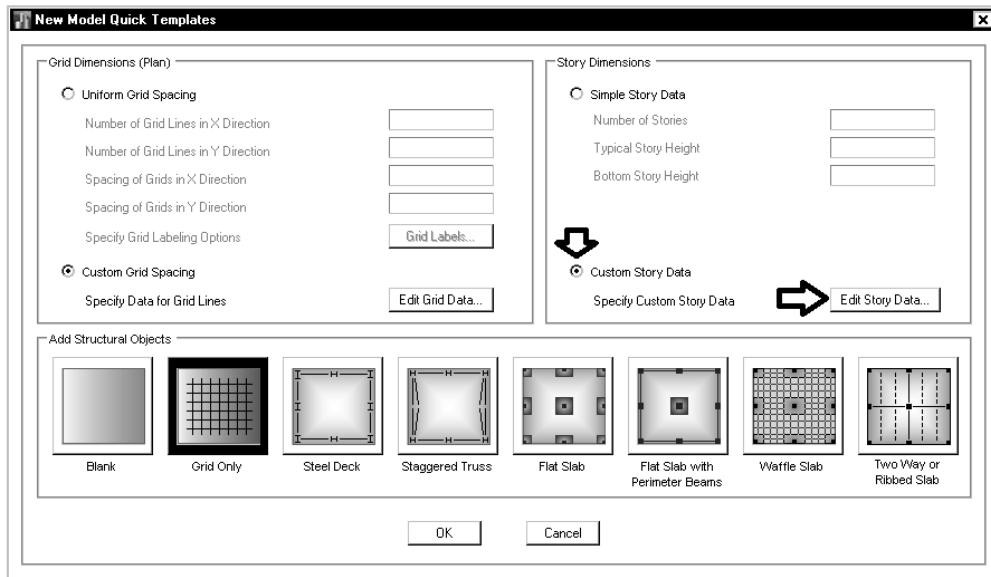
خطوط راهنمایی (Grid Lines)





تعیین تراز Base بر اساس نقشه معماری:

تعیین ارتفاع هر طبقه:

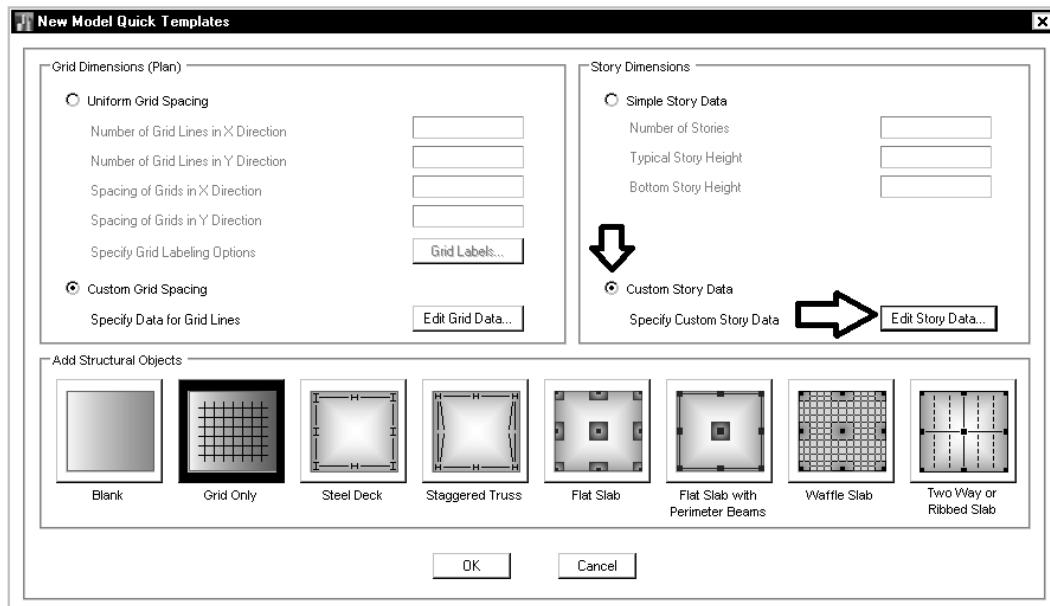


Story Data

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m
▶	Story4	3	12	Yes	None	No	0
	Story3	3	9	No	Story4	No	0
	Story2	3	6	No	Story4	No	0
	Story1	3	3	No	Story4	No	0
	Base		0				

Note: Right Click on Grid for Options

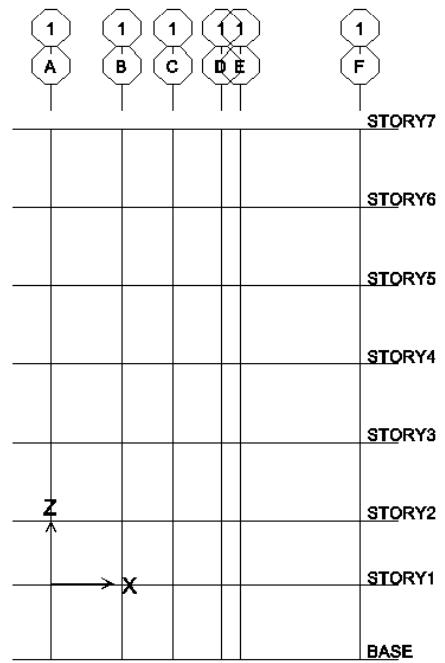
OK Cancel



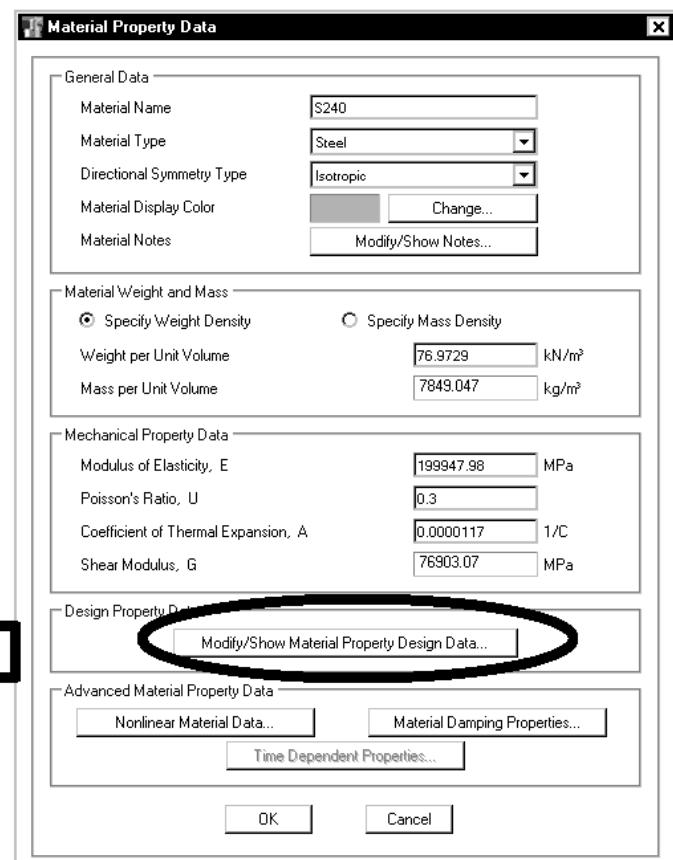
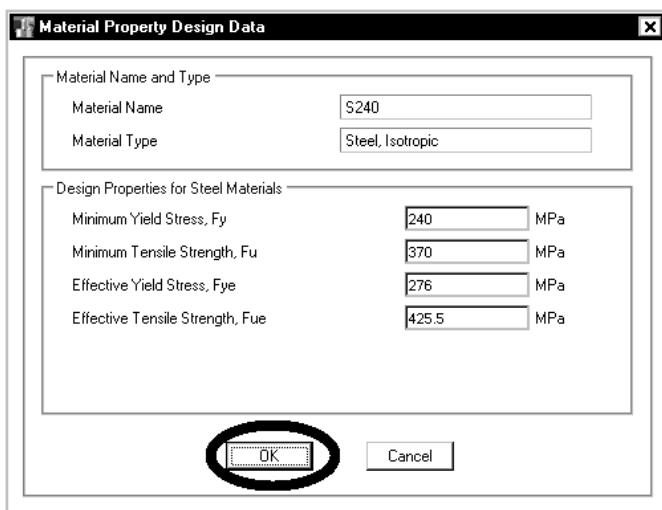
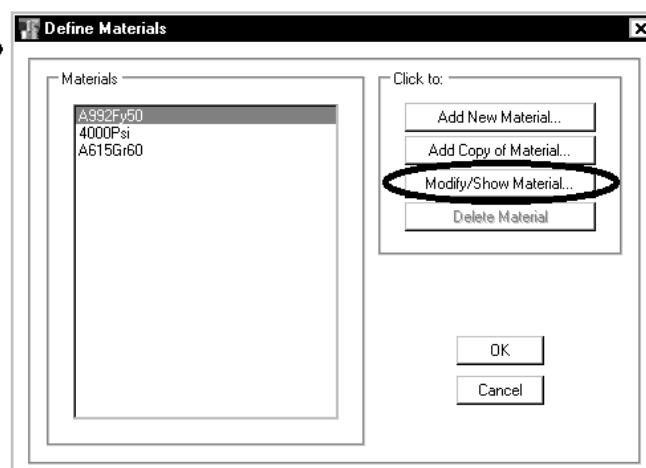
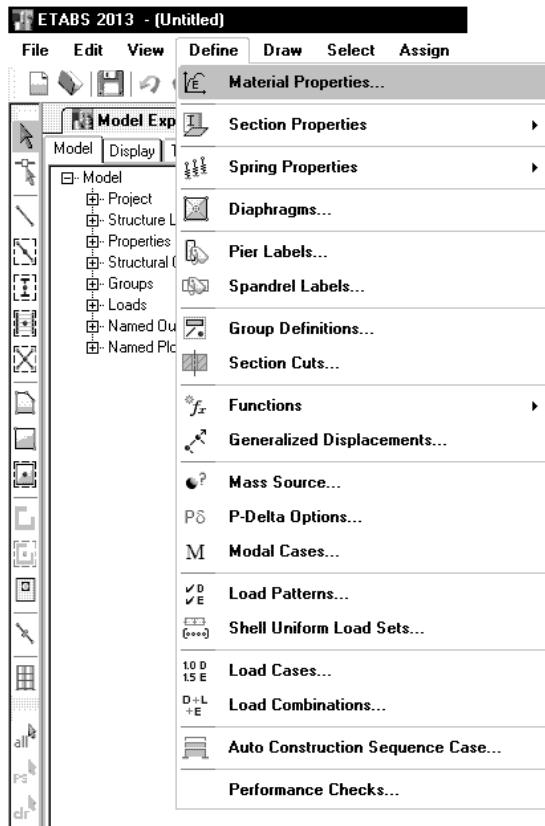
Story Data

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m
►	Story8	2.8	23.1	Yes	None	No	0
	Story7	3.4	20.3	No	Story8	No	0
	Story6	3.4	16.9	No	Story8	No	0
	Story5	3.4	13.5	No	Story8	No	0
	Story4	3.4	10.1	No	Story8	No	0
	Story3	3.4	6.7	No	Story8	No	0
	Story2	3.4	3.3	No	Story8	No	0
	Story1	3.2	-0.1	No	Story8	No	0
	Base		-3.3				

Note: Right Click on Grid for Options



١- تعریف مشخصات مصالح

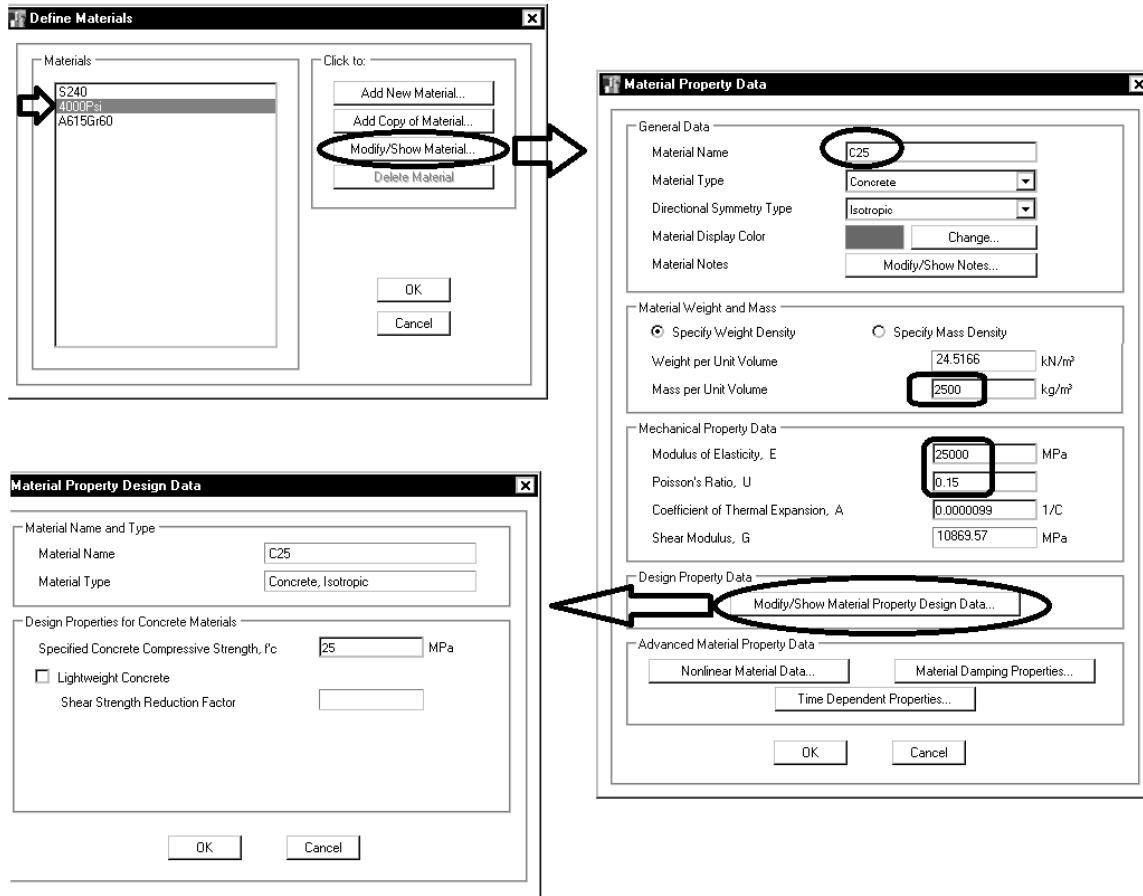


طبق ویرایش سال ۹۲ مبحث نهم مدول الاستیسیته بتن از رابطه زیر محاسبه می شود (با فرض اینکه مقاومت فشاری بتن برابر باشد): 25 MPa

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$E = \left(3300\sqrt{25} + 6900 \right) \left(\frac{24}{23} \right)^{1.5} = 24942 \approx 25000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.15$$



تعريف مشخصات میلگردها:

۹-۱-۲-۲۳-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f'_s = 1/\sqrt{25} f_s$ ، مقاومت میلگردهای فولادی می باشد.

۹-۴-۲۳-۹ اتصالات تیر به ستون در قابها

۱-۴-۴-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۹-۱-۴-۴-۲۳-۹ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قابها برای برش باید براساس رابطه

(۱-۱۵-۹) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۱-۴-۲۳-۹ و ۳-۱-۴-۲۳-۹ تعیین شوند.

۹-۲-۴-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u باید بر اساس تنش گششی برش

که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در

ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می شود در

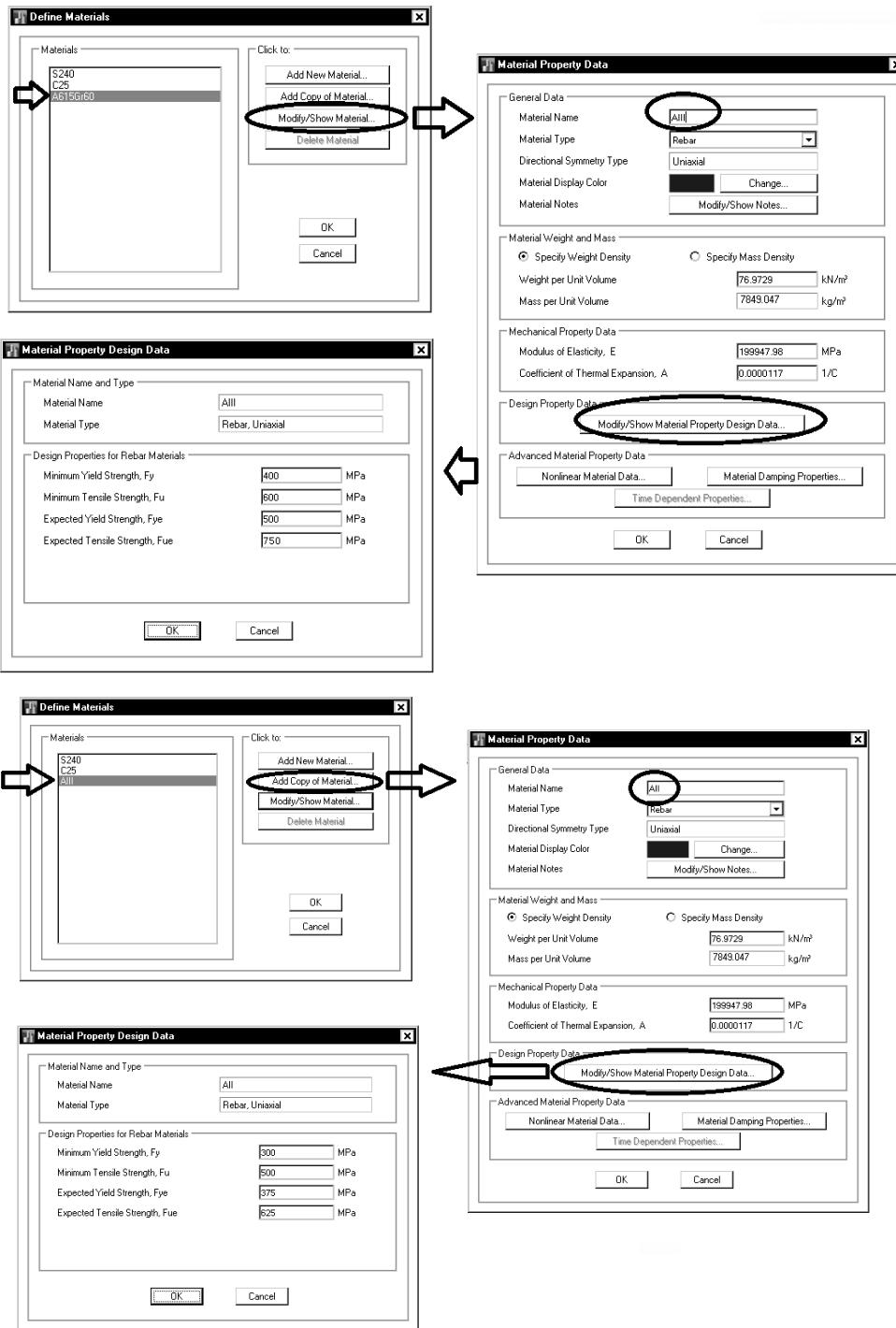
تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با

لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این

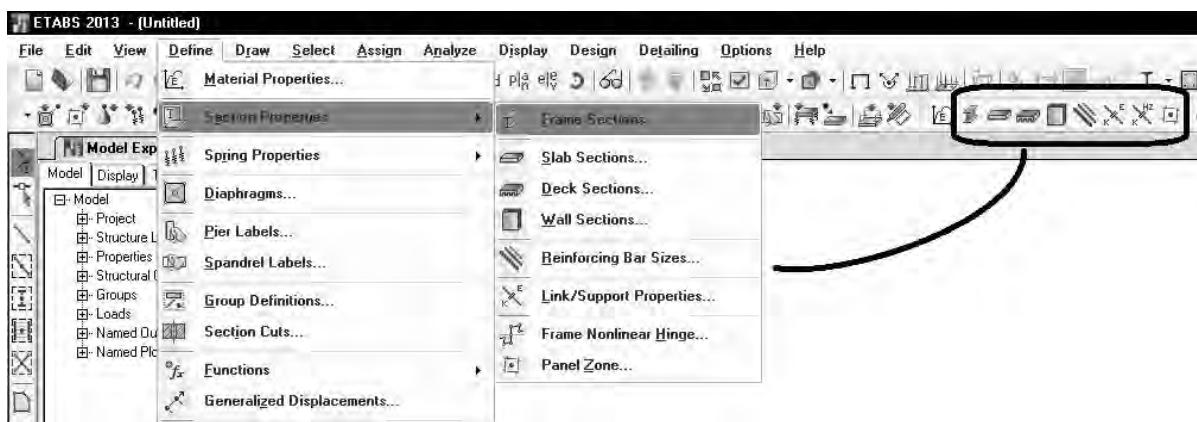
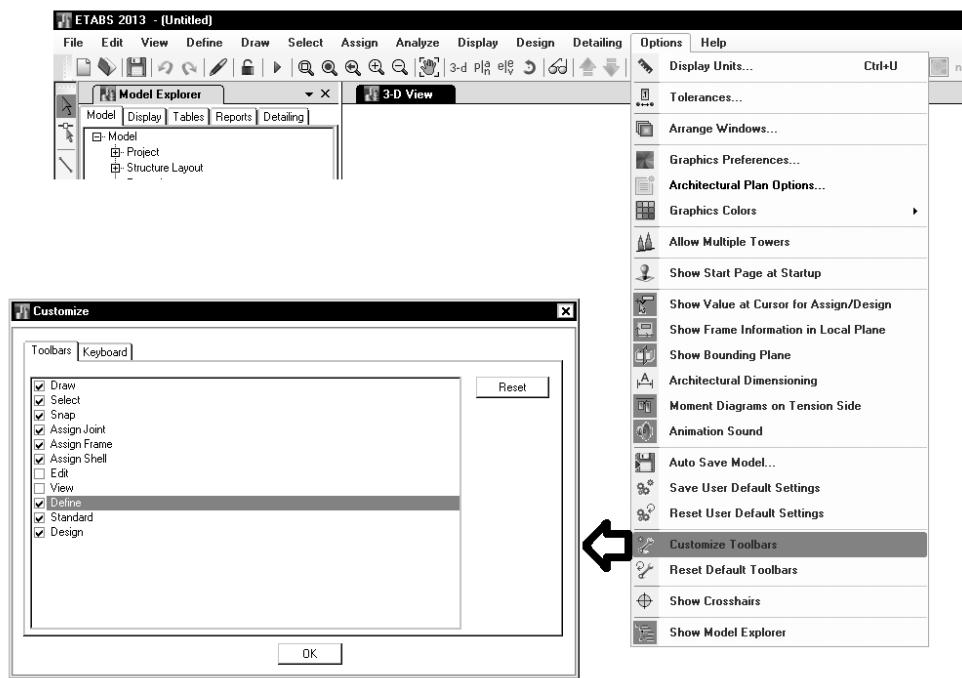
لنگرهای باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

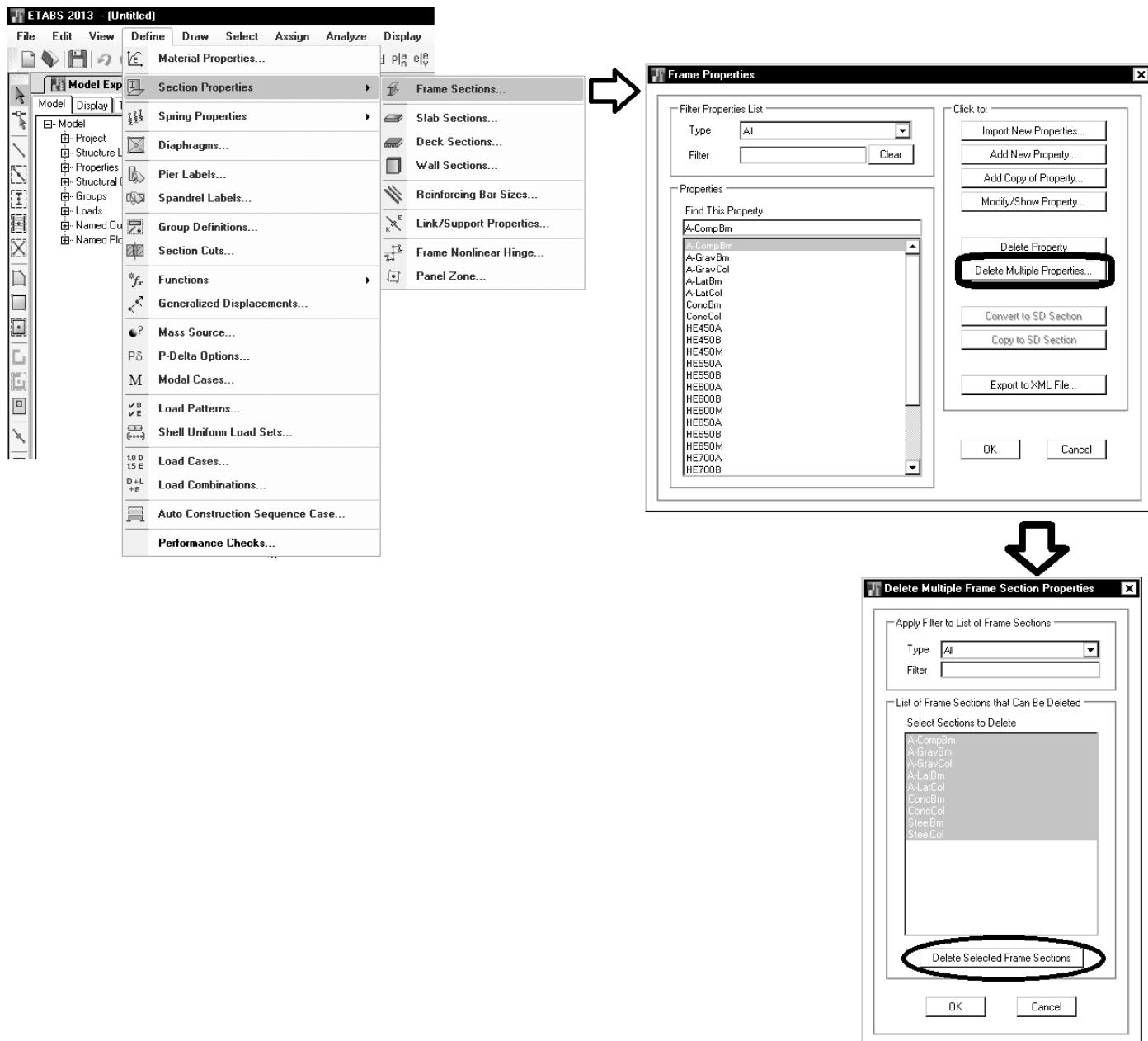
M_{pr} = probable flexural strength of members, with or without axial load, determined using the properties of the member at the joint faces assuming a tensile stress in the longitudinal bars of at least $1.25f_y$ and a strength reduction factor, ϕ , of 1.0, N-mm, Chapter 21

$$1/47 f_{y,d} = 1.47 * 0.85 F_y = 1.25 * F_y$$

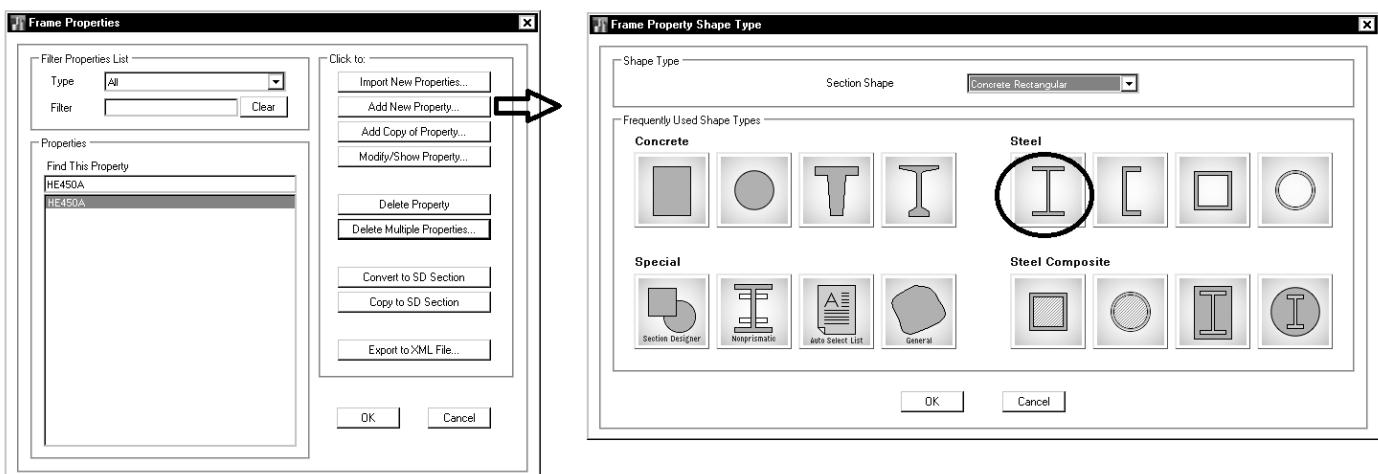


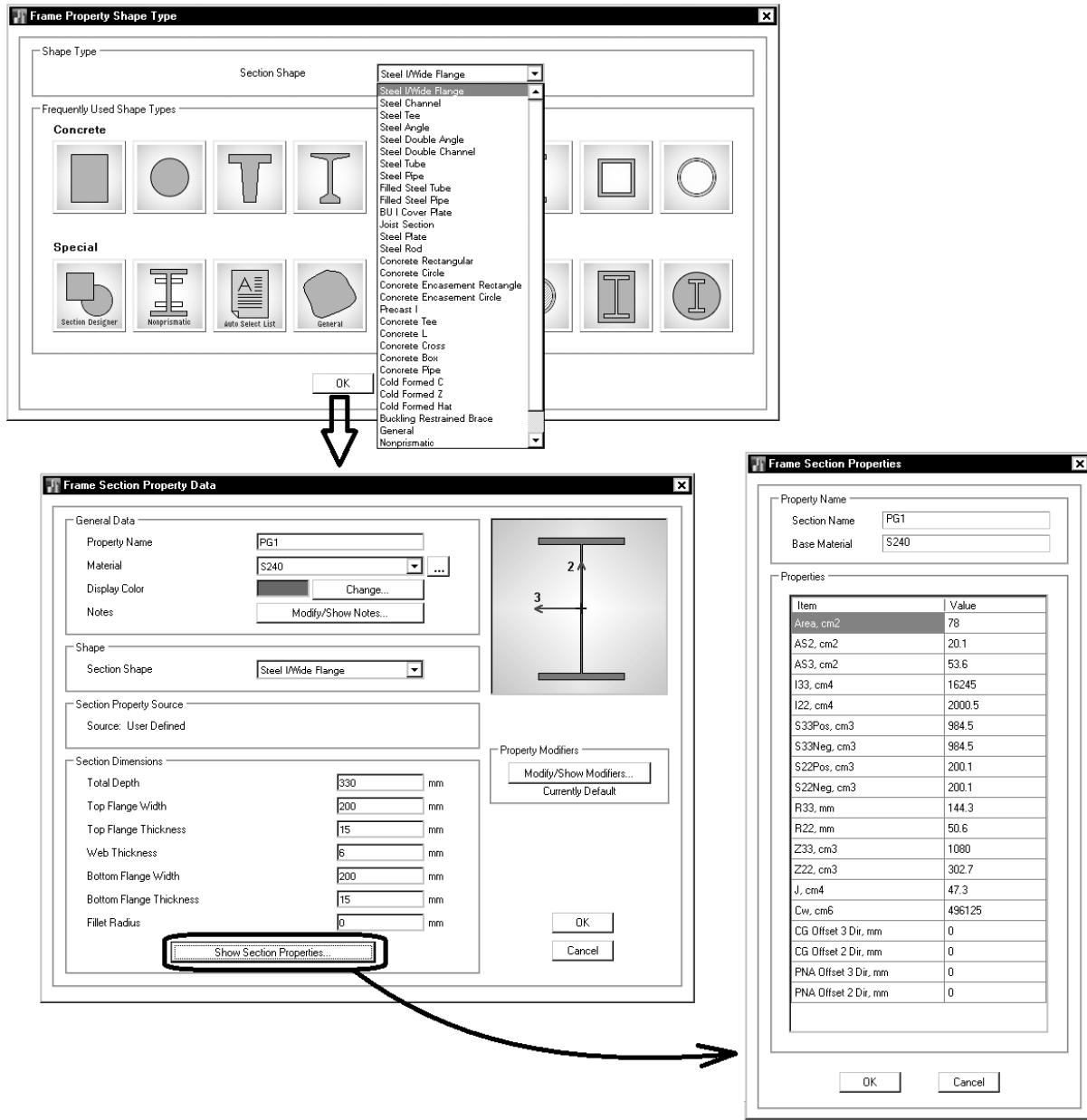
۲-تعريف مقاطع





تعريف مقطع I شكل:



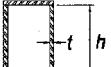
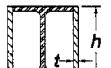
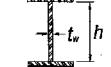


جدول ۱۰-۴-۱- محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضا با شکل پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	$\frac{t}{b}$
	λ_{hd} اعضا با شکل پذیری زیاد	λ_{md} اعضا با شکل پذیری متوسط			
					
	8.66	11			
					
					
				بال‌های مقاطعه I شکل نوردشده و ساخته شده از ورق، ناوارهای ها، سمپری‌های تک و تی‌بی‌های تک و تی‌بی‌های دوبل با فاصله و ساق بر جسته تی‌بی‌های دوبل به هم چسبیده	1
			b/t		

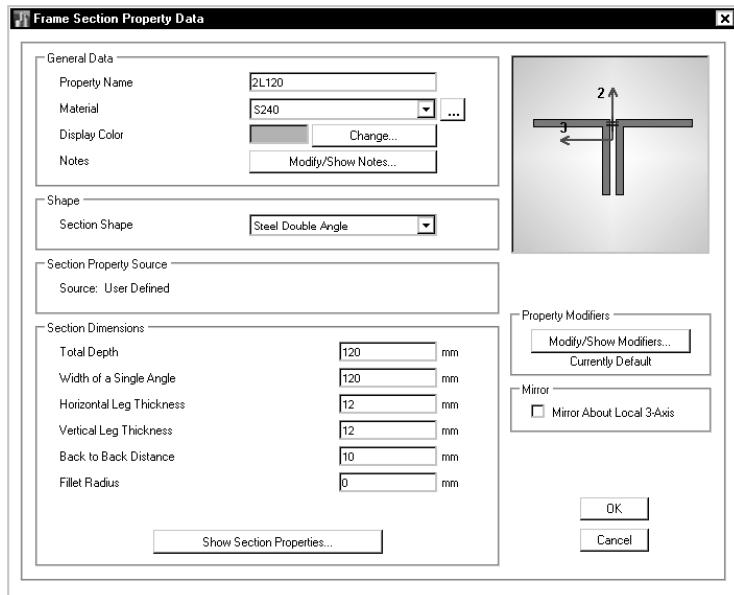
	15.88	18.47	b/t	بال‌های مقاطعه توخالی مستطیلی (HSS) شکل	
			b/t	بال‌های مقاطعه قوطی شکل ساخته شده از ورق	۴
			d/t	ورق‌های کناری مقاطعه I شکل قطعلی شده و قصی به عنوان مهارنده به کار می‌روند	

70.7 111

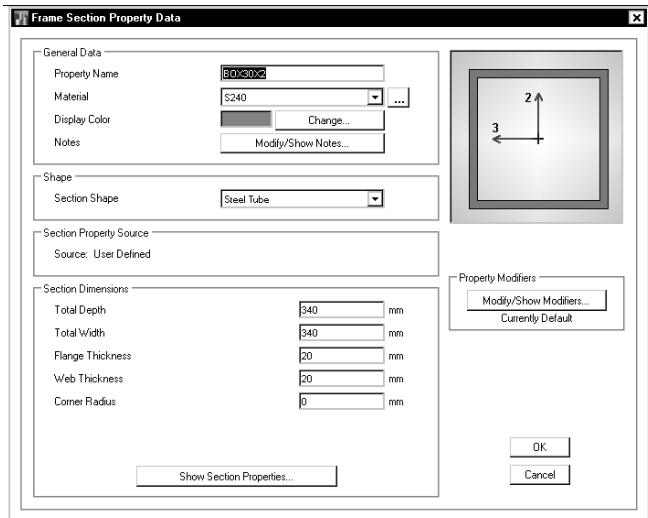
	برای $C_d > 0.125$ $\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - \frac{t}{h}C_d) \geq 1/\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2/3 - C_d)$ که در آن: $C_d = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$		برای $C_d < 0.125$ $\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - \frac{t}{h}C_d) \geq 1/\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_d = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$		جان مقاطعه I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق و قصی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند ورق‌های کناری مقاطعه I شکل قوطی شده و قصی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند
---	--	---	---	---	--

۴-۳-۱۰ الامات لرزه‌ای کمانش موضعی

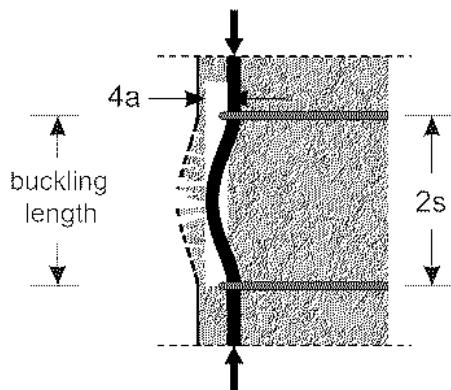
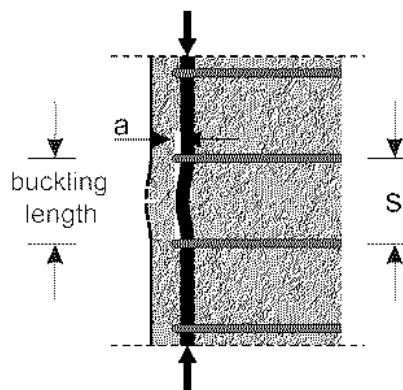
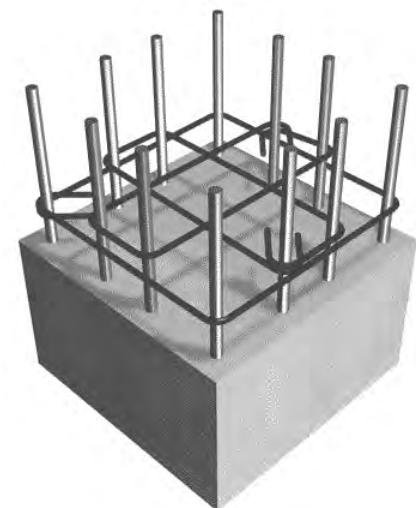
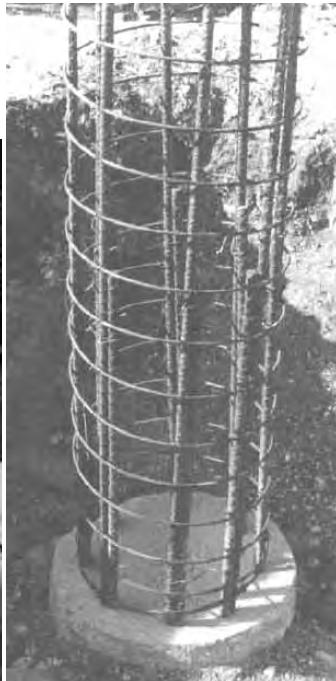
در سازه‌های با شکل پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارجاعی قابل ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضا تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌گردد. در اینگونه سیستم‌های سازه‌ای تعریف جدیدی از مقاطع فشرده، موضوع بخش ۱۰-۲-۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام مقاطع فشرده لرزه‌ای معرفی می‌شود.



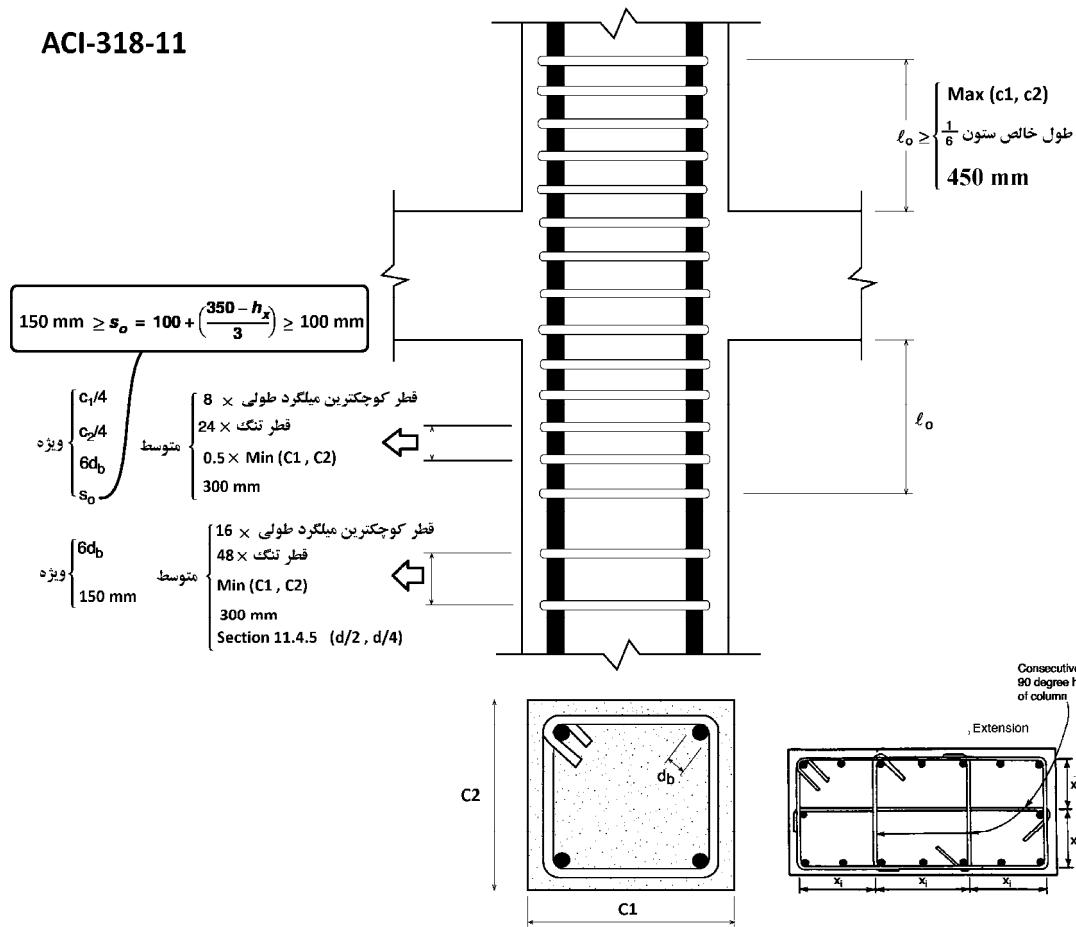
مقطع باکس:

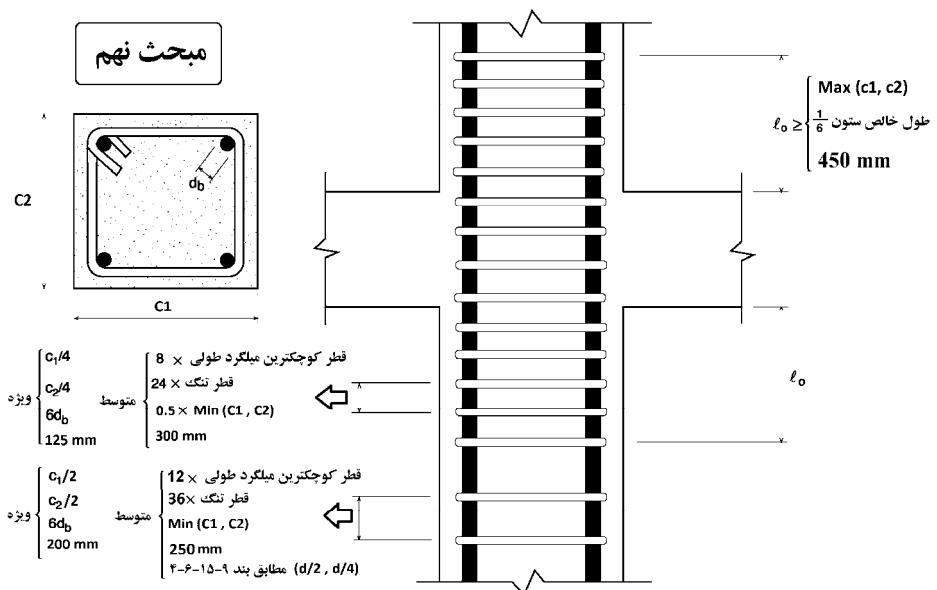


۱-۲- مقطع ستون مستطیلی بتنی



ACI-318-11





Frame Properties

Type: All

Filter: HE700A

Properties:

Find This Property: HE700A

Click to: Add New Property... (circled)

OK Cancel

Frame Property Shape Type

Shape Type: Steel IWide Flange

Frequently Used Shape Types:

Concrete: Concrete (circled)

Steel: I-Beam, C-Section, L-Section, Square, Circle

Special: Section Designer, Nonprismatic, Auto Select List, General

Steel Composite: Composite I-Beam, Composite C-Section, Composite L-Section

OK Cancel

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type: P-M2-M3 Design (Column)

Rebar Material: All

Longitudinal Bars: 40 mm

Confinement Bars (Ties): 5

Reinforcement Configuration: Rectangular

Longitudinal Bar Size and Area: 25 mm²

Corner Bar Size and Area: 25 mm²

Confinement Bars:

- Confinement Bar Size and Area: 10 mm²
- Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 100 mm
- Number of Confinement Bars in 3-dir: 3
- Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data: Property Name: C60 (circled), Material: C25

Shape: Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source: Source: User Defined

Section Dimensions: Depth: 600 mm, Width: 600 mm (circled)

Property Modifiers: Modify/Show Modifiers..., Currently Default

Reinforcement: Modify/Show Rebar... (circled)

Show Section Properties... OK Cancel

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

۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری متوسط

($N_u > 0 / 15 f_{cd} A_g$) ۲-۳-۲۳-۹

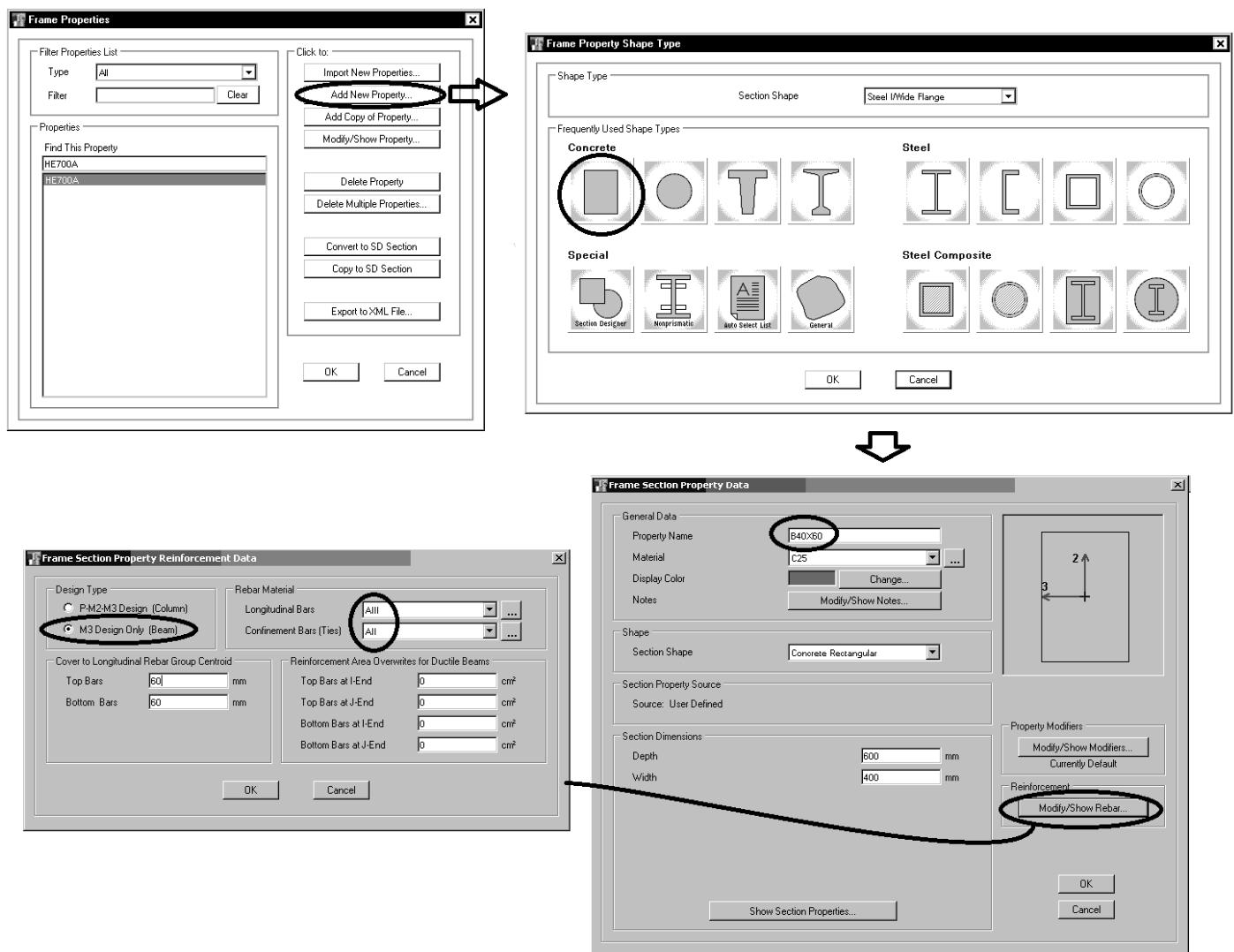
۲-۲-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۱-۲-۲-۳-۲۳-۹ در ستون ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله ها باید حداقل برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد ۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداقل سه درصد محدود می شود.

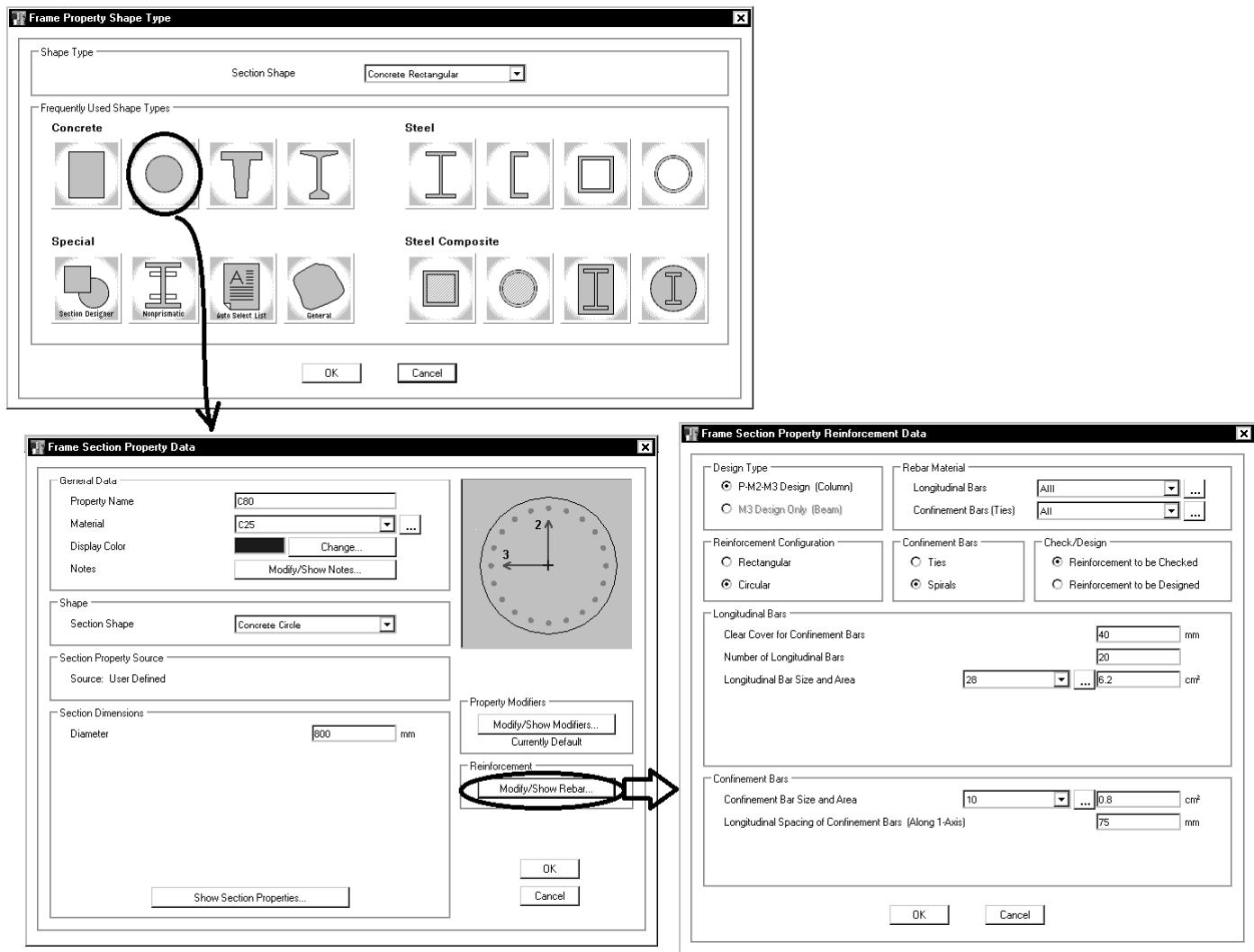
۲-۲-۳-۲۳-۹ فاصله محور تا محور میلگرد های طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی متر باشد.

۴-۱-۱۱-۱۴-۹ در اعضای فشاری با خاموت های بسته یا دوربیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از $1/5$ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی متر، کمتر باشد.

۲-۲- مقطع تیر بتنی



۲-۳- مقطع ستون دایره ای بتنی



۹-۴-۹-۱۴- دوره پیچ ها

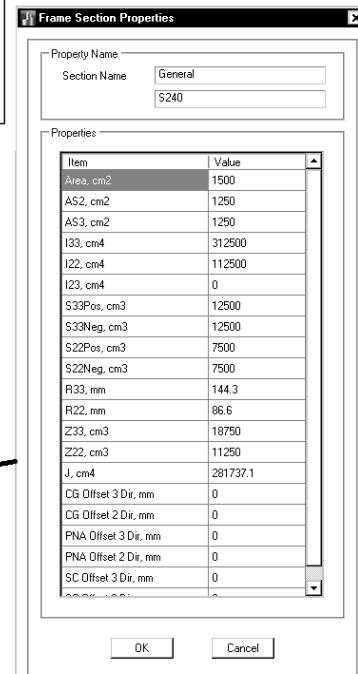
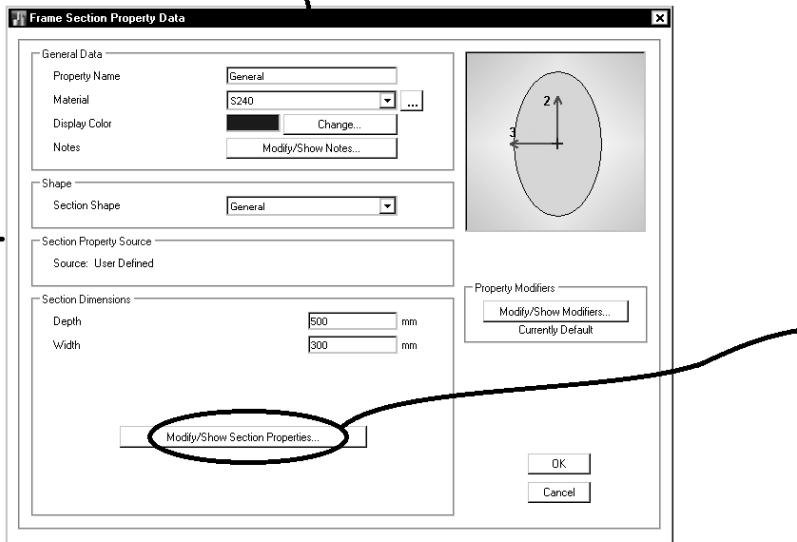
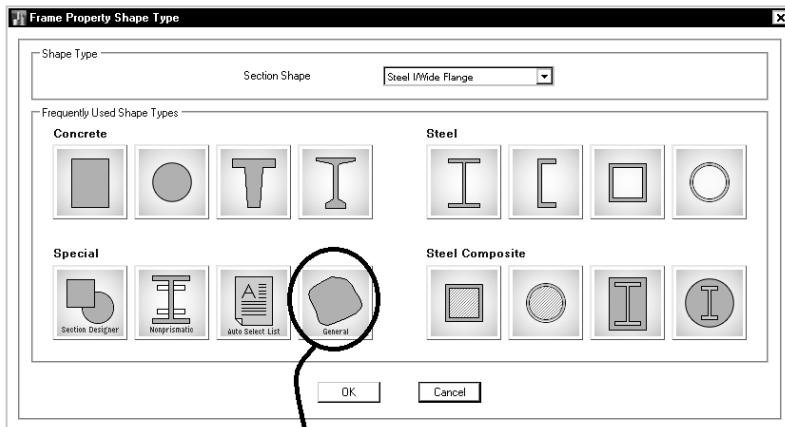
در طراحی دوره پیچ های اعضای فشاری علاوه بر مراجعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

۱-۴-۹-۱۴-۹ ۱-۴-۹-۱۴-۹ دوره پیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جابجایی و نصب آنها بدون اعوچا و تغییر ابعاد میسر باشد.

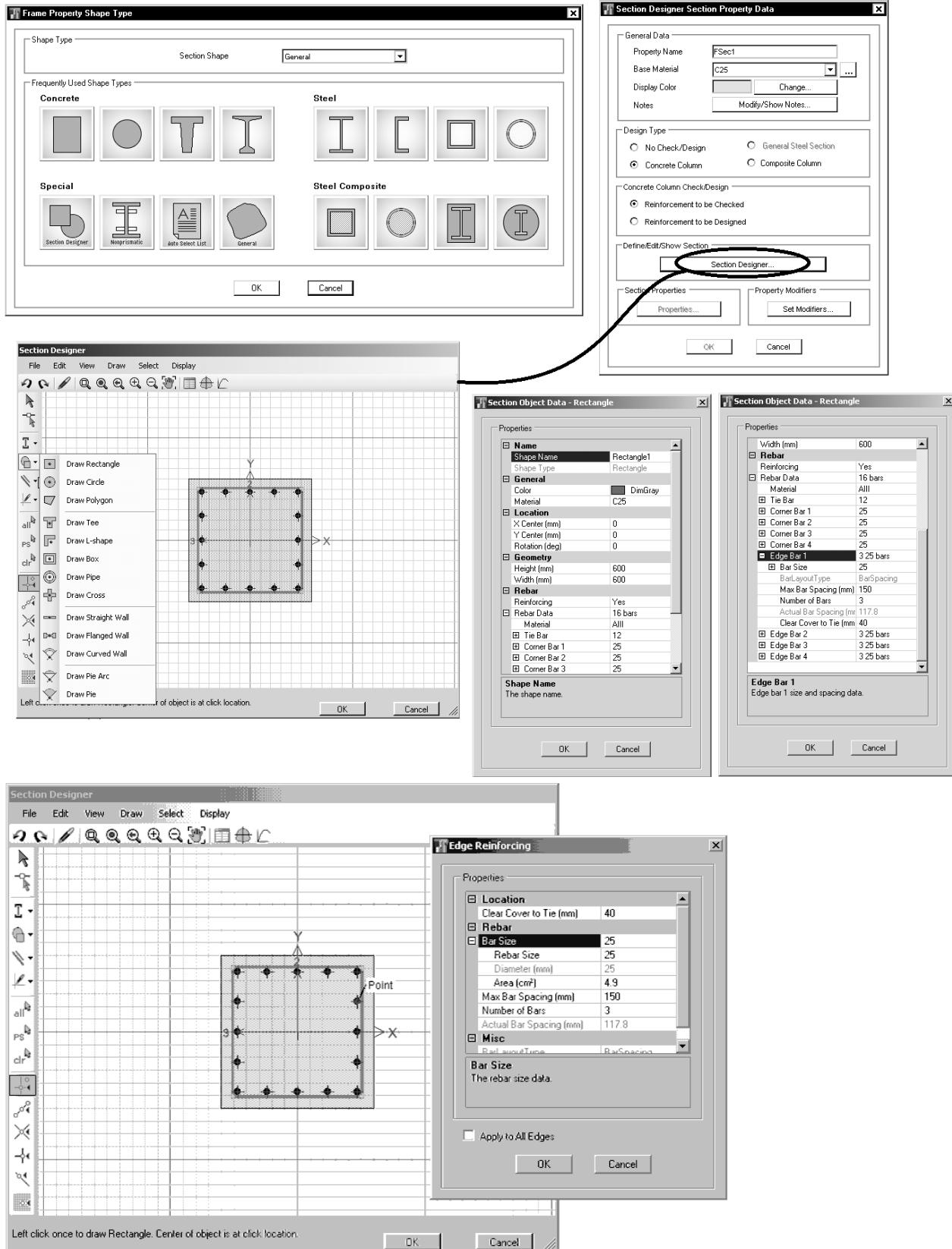
۲-۴-۹-۱۴-۹ قطر میلگردهای مصرفی در دوره پیچ نباید از ۶ میلی متر کمتر باشد.

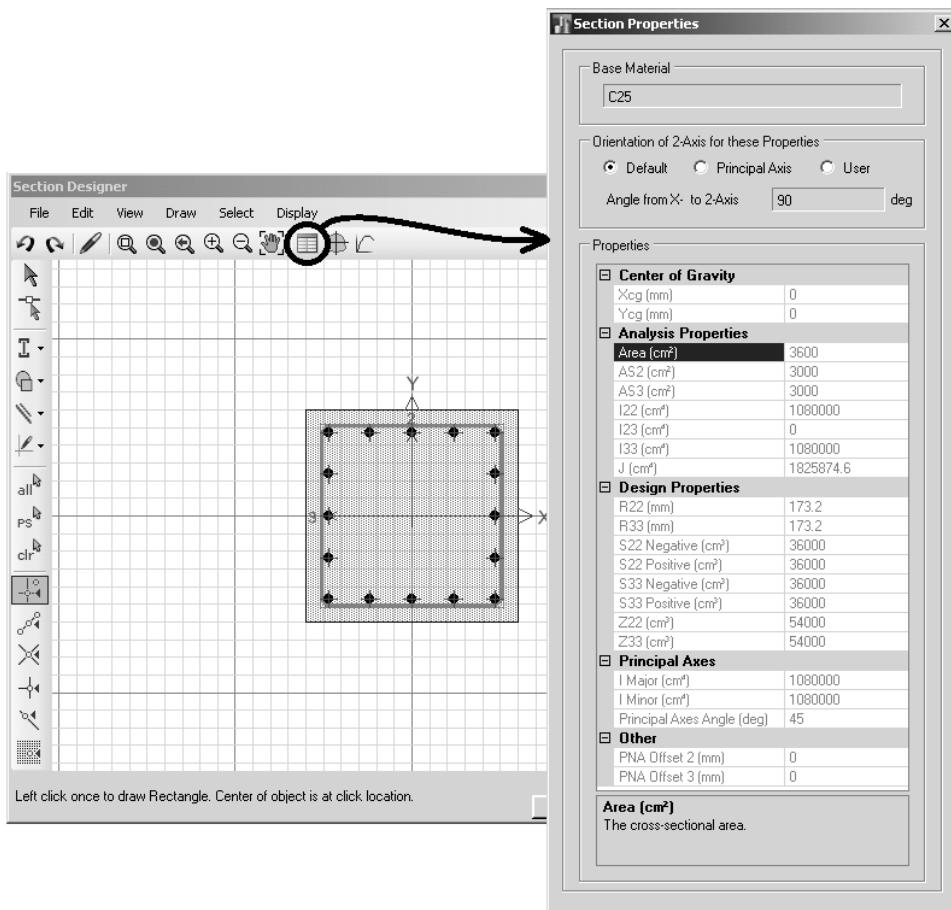
۳-۴-۹-۱۴-۹ ۲-۴-۹-۱۴-۹ در هر گام دوره پیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی متر بیشتر و از ۲۵ میلی متر کمتر باشد.

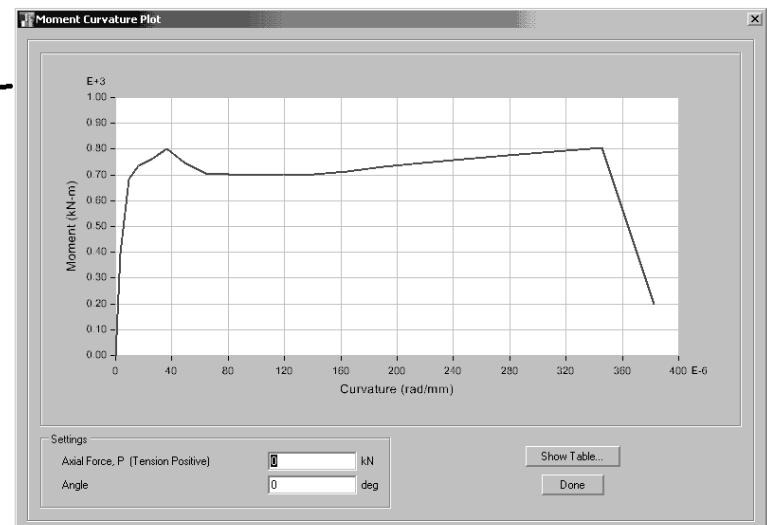
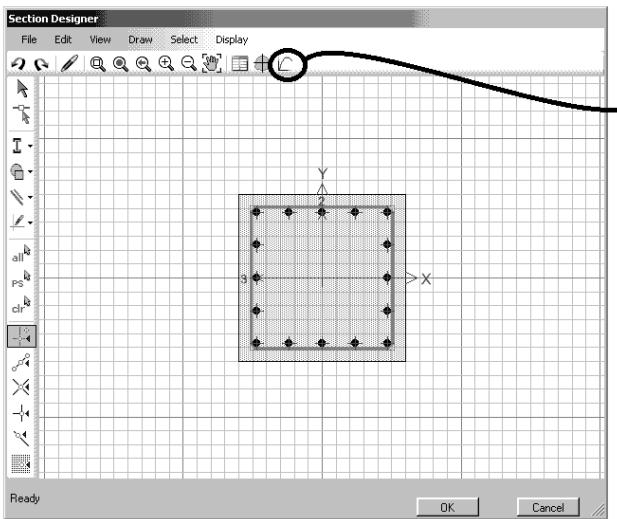
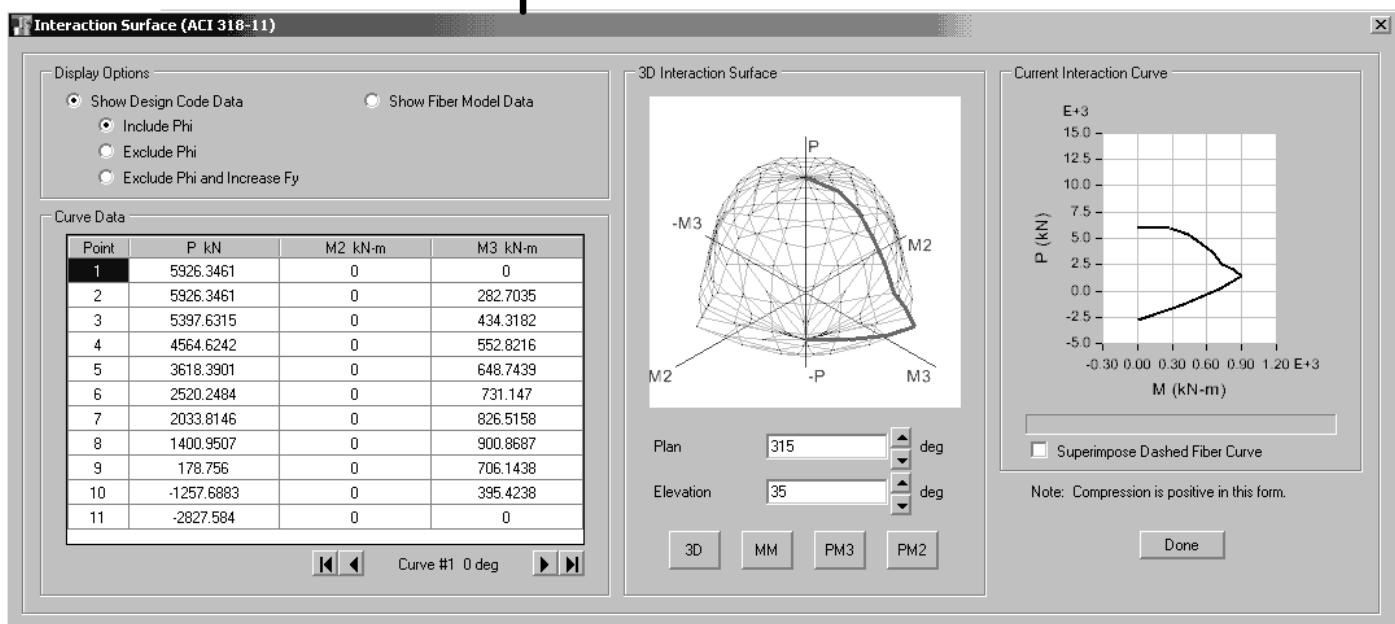
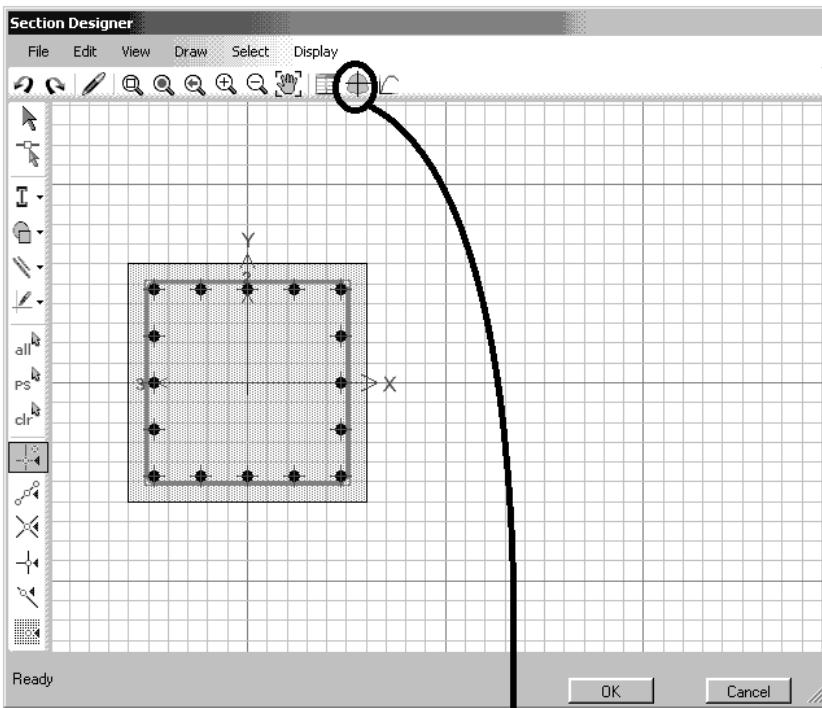
۴-۴-۹-۱۴-۹ ۱-۴-۹-۱۴-۹ ۱- گام دوره پیچ نباید از $\frac{1}{6}$ قطر هسته بتنی داخل دوره پیچ تجاوز کند.

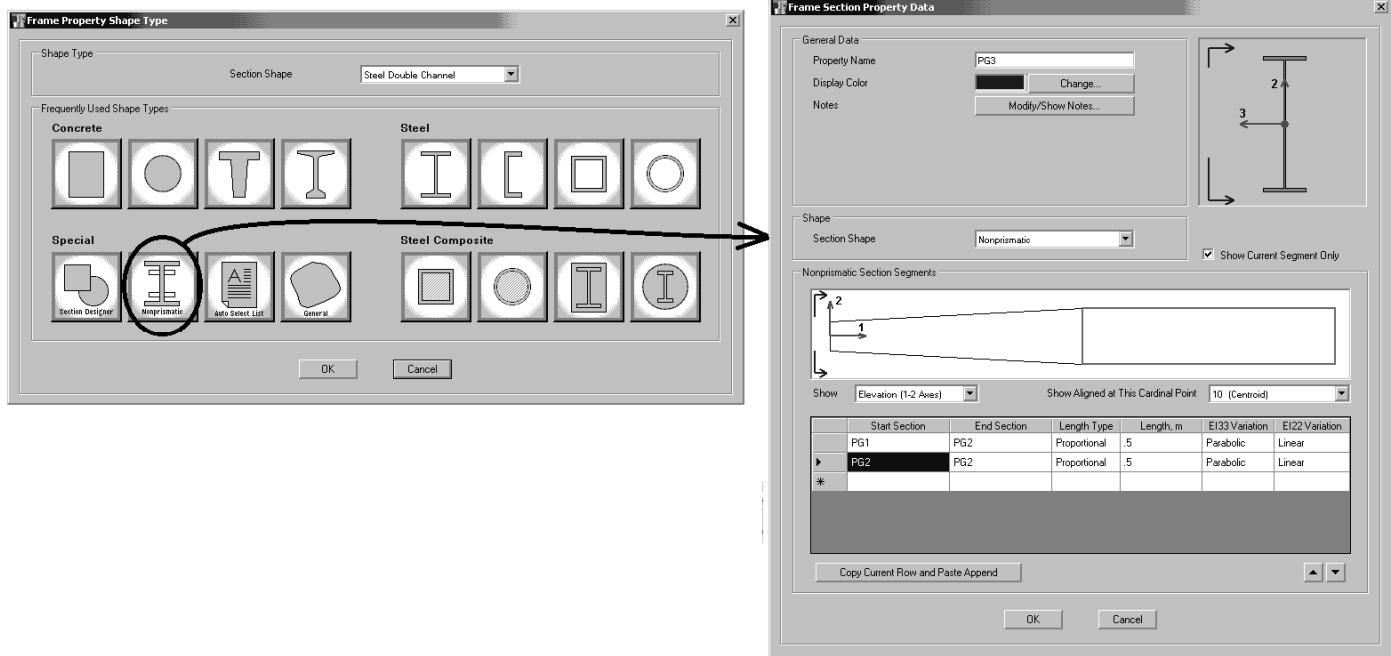


۵-۲- مقطع بتنی در Section designer

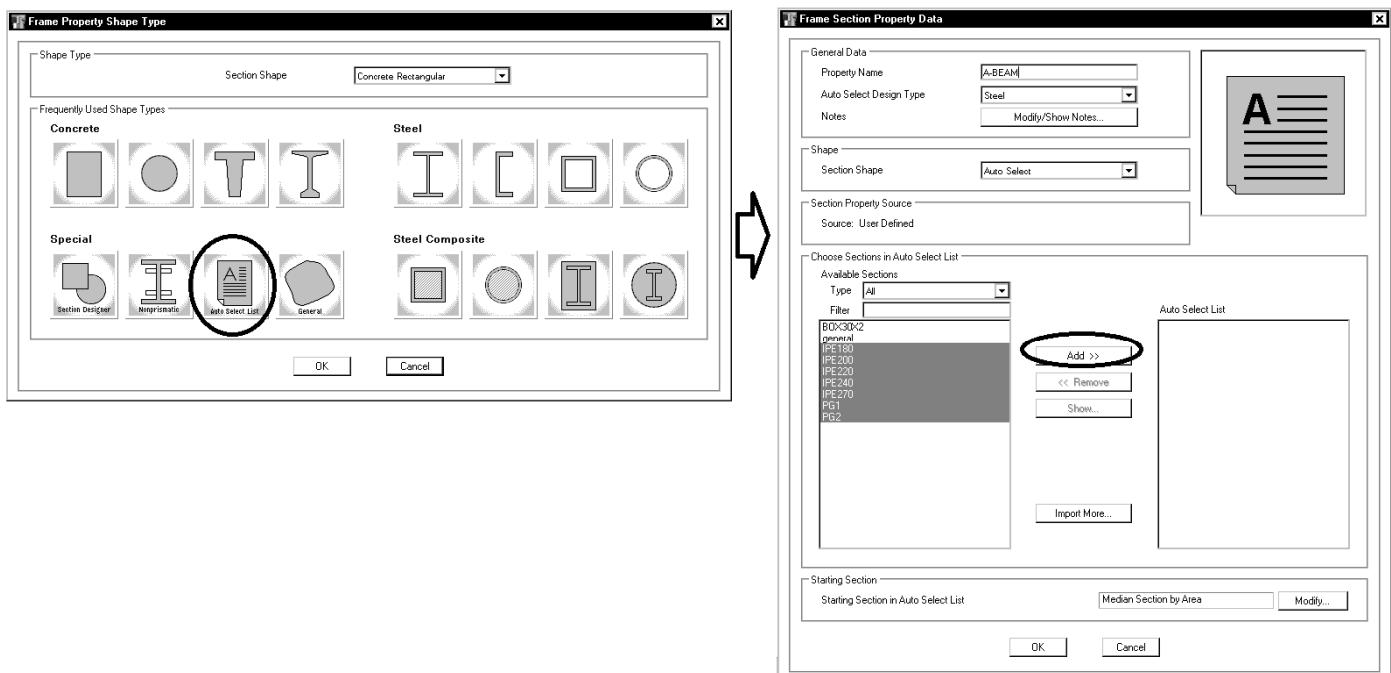


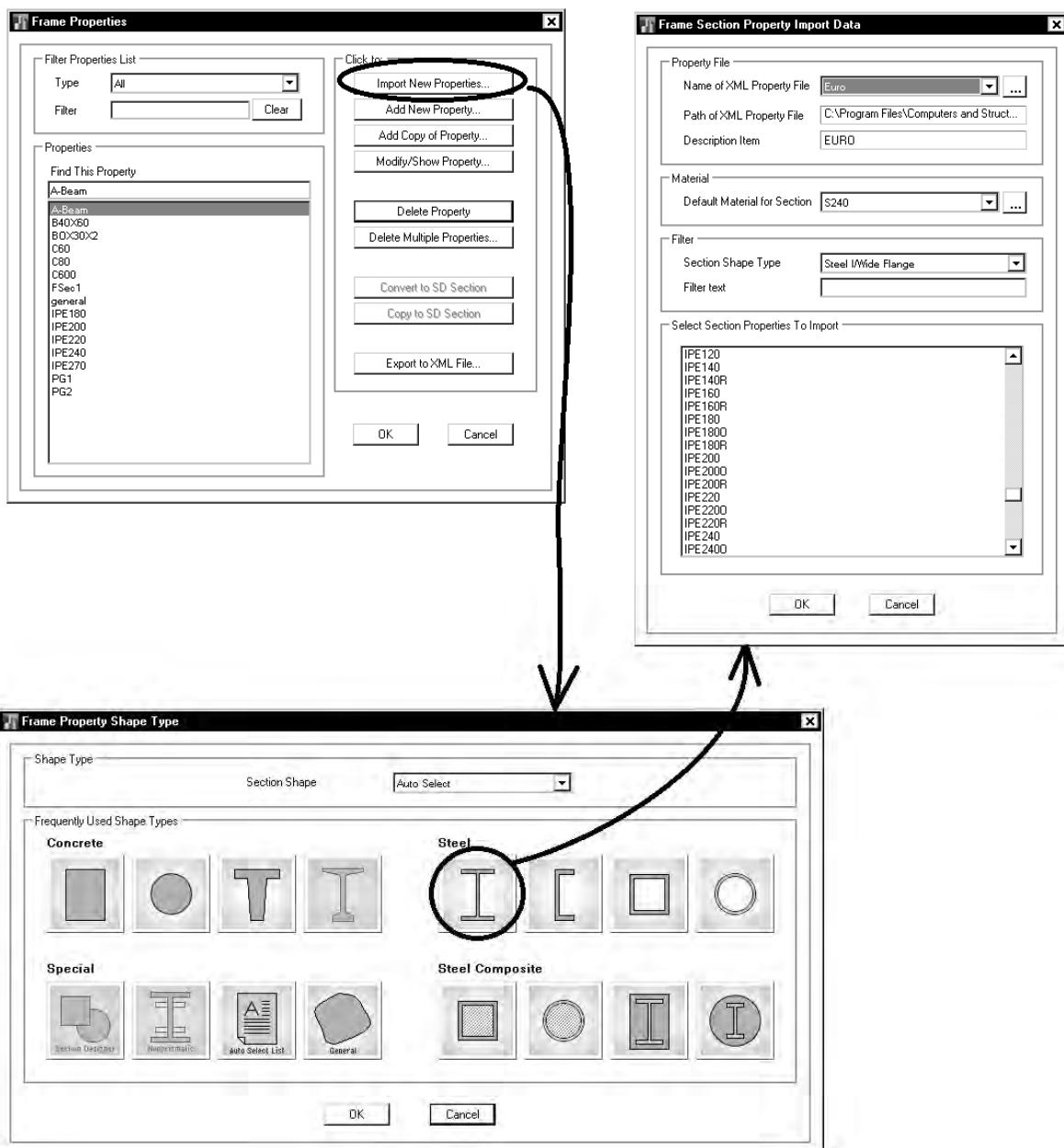




۶-۲- مقطع متغیر

در چه مواردی از Parabolic و یا Cubic و یا Linear استفاده کنیم؟

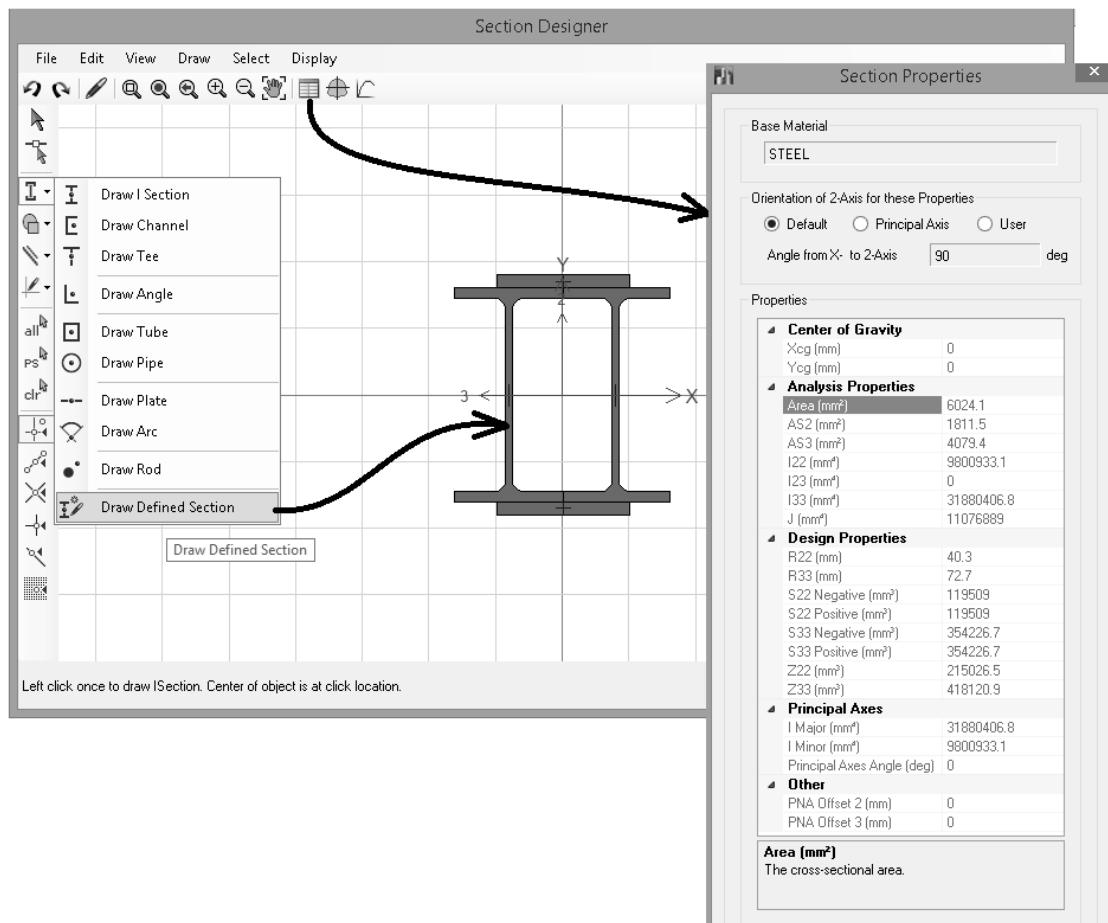
۷-۲- مقطع Auto Selection



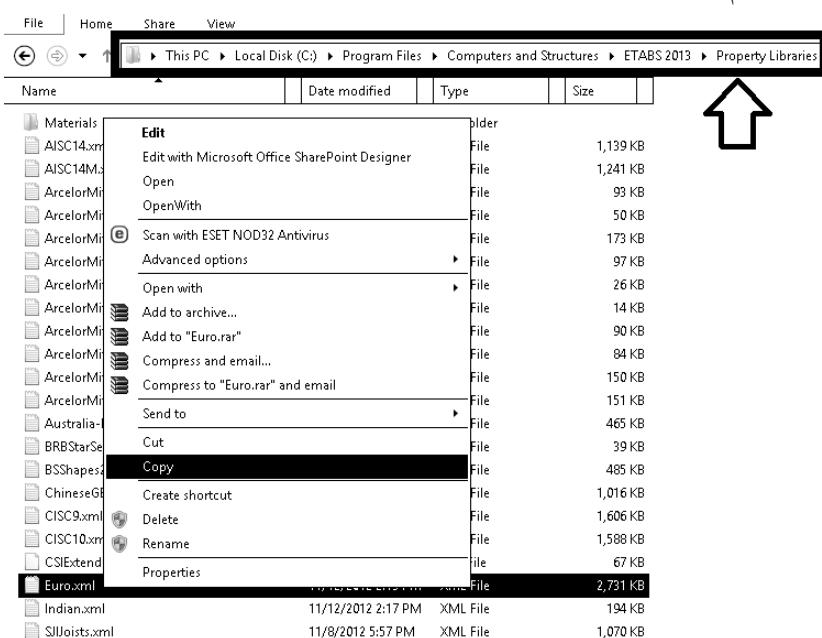
۹-۲- نحوه ساخت مقاطع مرکب فولادی

به چه دلیل نباید از مقاطع فولادی ساخته شده در ETABS در Section designer استفاده کرد؟

۱- ابتدا باید مقطع در section designer تعریف شود:

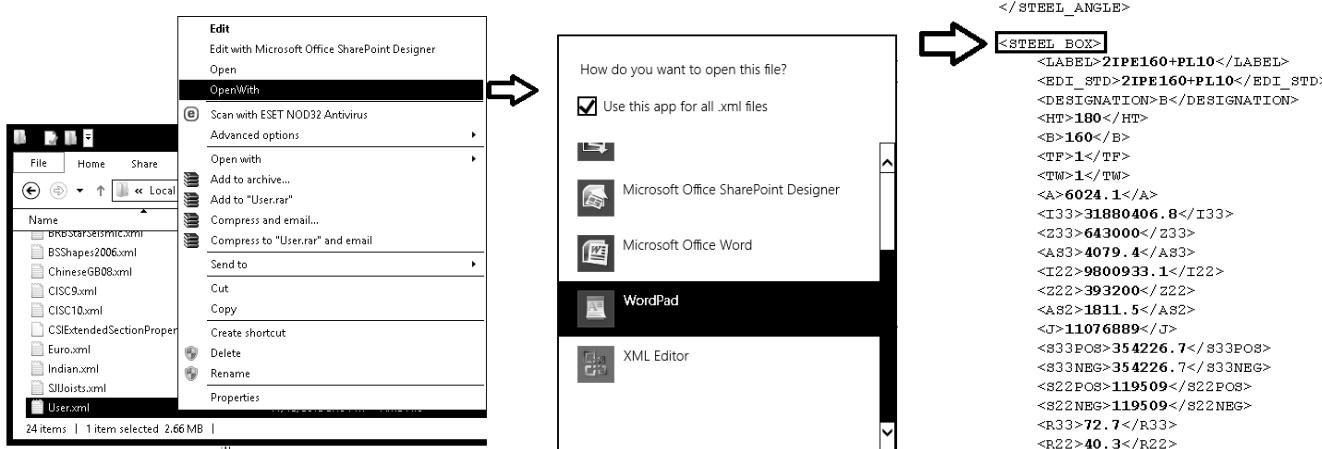


۲- سپس از فایل Euro.xml در مسیر زیر یک کپی با نام دیگر مانند User.xml ایجاد کنید:



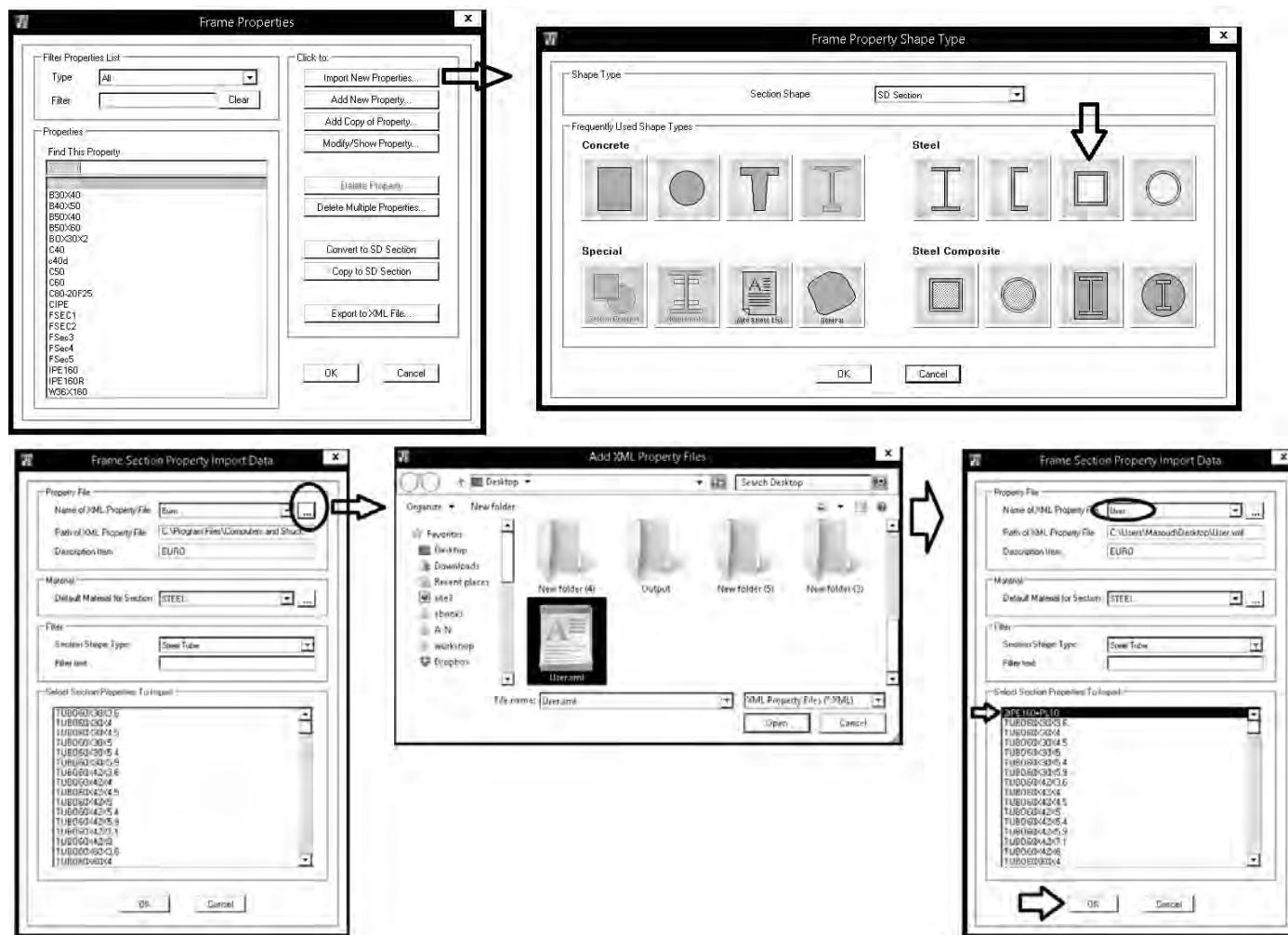
۳- فایل ایجاد شده را با یک نرم افزار ویرایشی باز نمایید. سپس مشخصات مقطع تعریف شده در Section Designer را در

فایل باز شده (User.xml) وارد نمایید:

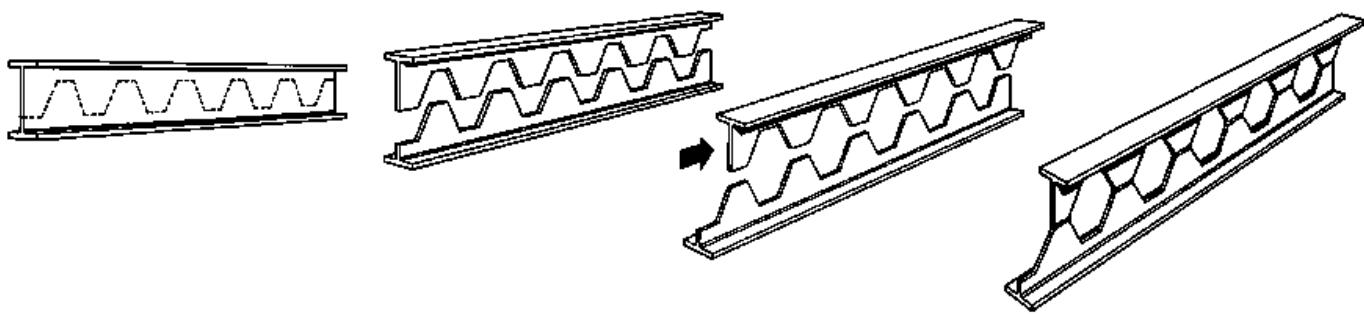


۴- پس از اصلاح و save کردن فایل User.xml، مقطع تعریف شده را با استفاده از قسمت import در ETABS بازخوانی

نمایید:

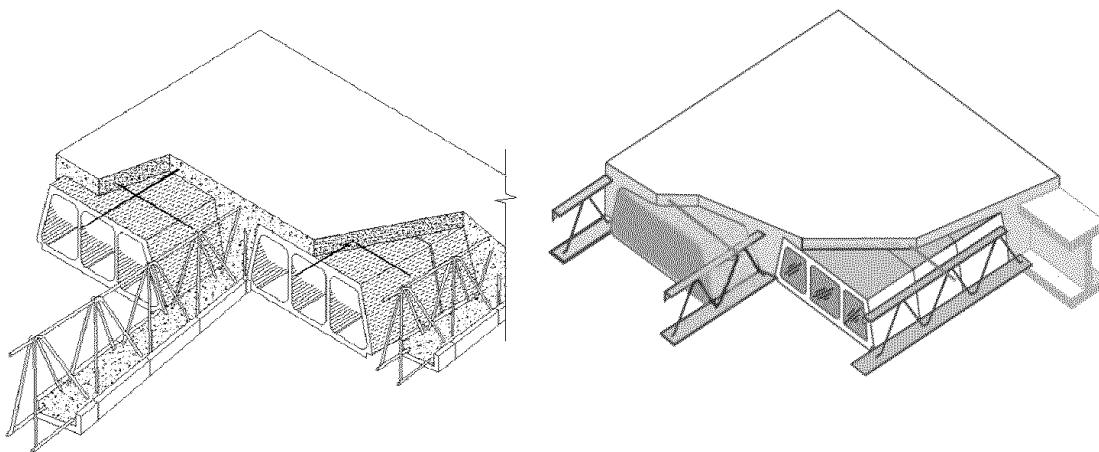


۱۰-۲ - مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت



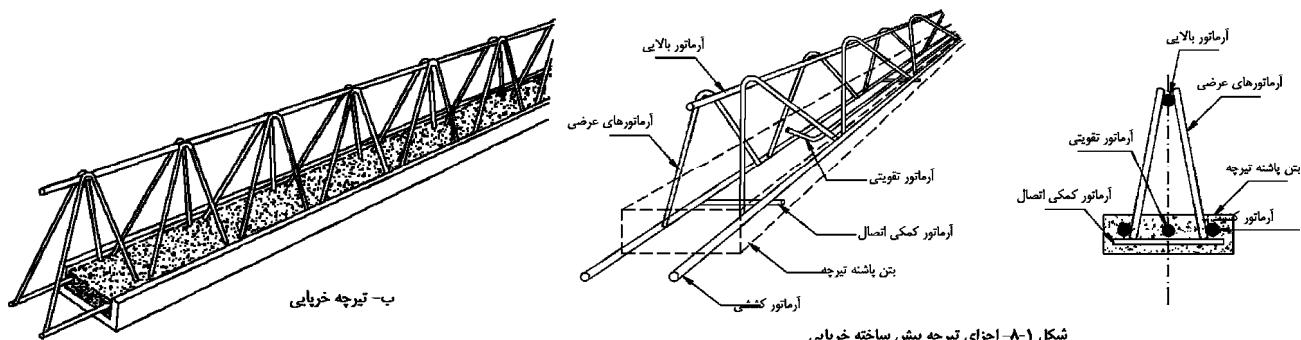
۳- انواع سقف ها

۱-۳ - سقف تیرچه بلوک

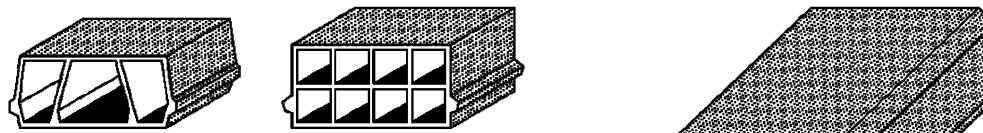


ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز

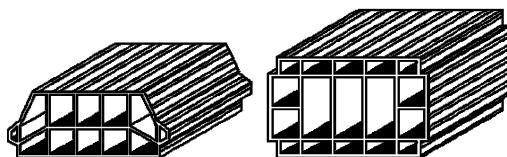
الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز



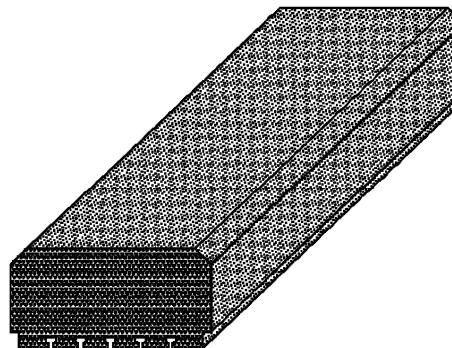
شکل ۱-۸-۱ اجزای تیرچه پیش ساخته خرپابی



ب-بلوک‌های بتنی



ج-بلوک‌های سفالی



الف-بلوک پلی‌استایرن

قادر به طراحی تیرچه‌های سقف تیرچه‌بلوک نیست.

Deck Properties

- Deck Property: Deck1
- Click to: Add New Property...
- Add Copy of Property...
- Modify/Show Property...
- Delete Property

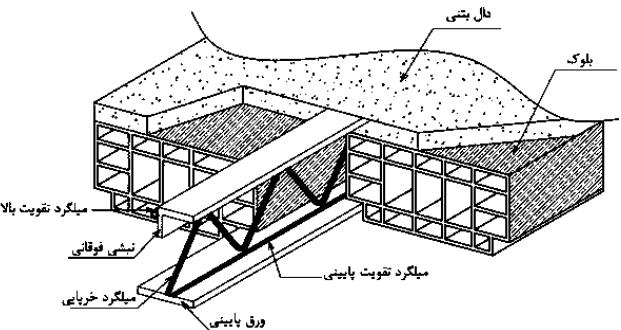
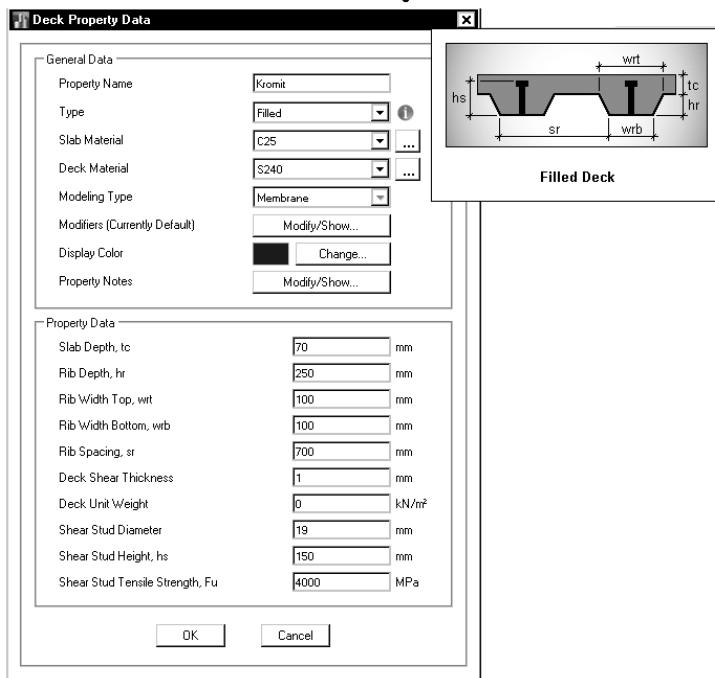
Deck Property Data

General Data	
Property Name	Tirche
Type	Filled
Slab Material	C25
Deck Material	S240
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

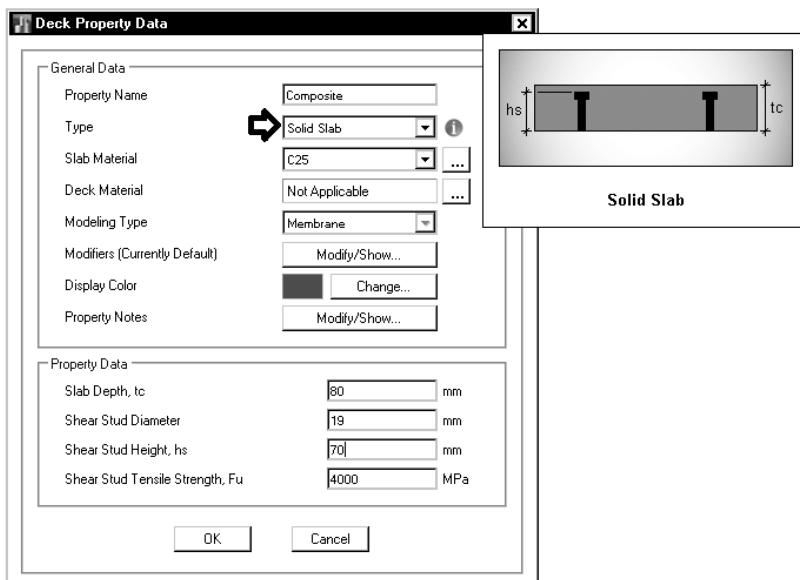
Filled Deck

Property Data	
Slab Depth, tc	50 mm
Rib Depth, hr	250 mm
Rib Width Top, wrt	100 mm
Rib Width Bottom, wrb	100 mm
Rib Spacing, sr	500 mm
Deck Shear Thickness	1 mm
Deck Unit Weight	0 kN/m ²
Shear Stud Diameter	19 mm
Shear Stud Height, hs	150 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	4000 MPa

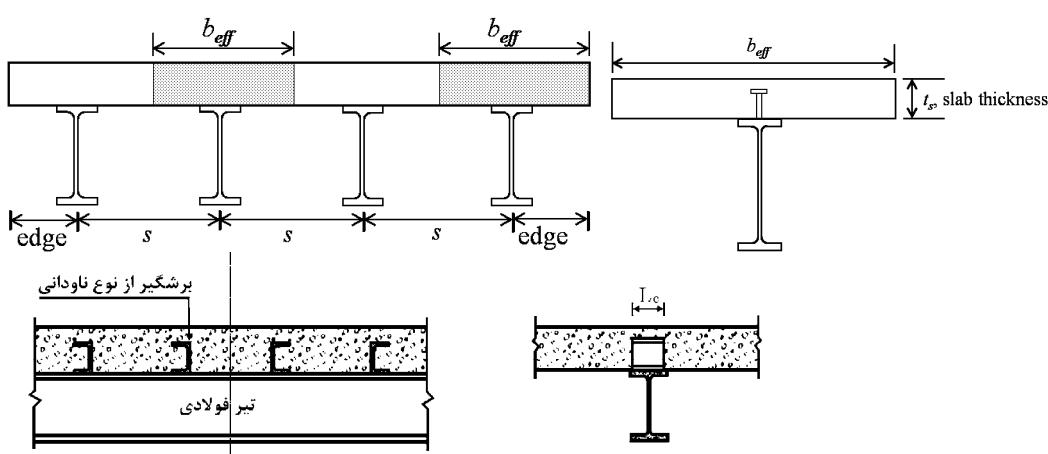
۲-۳- سقف کرومیت



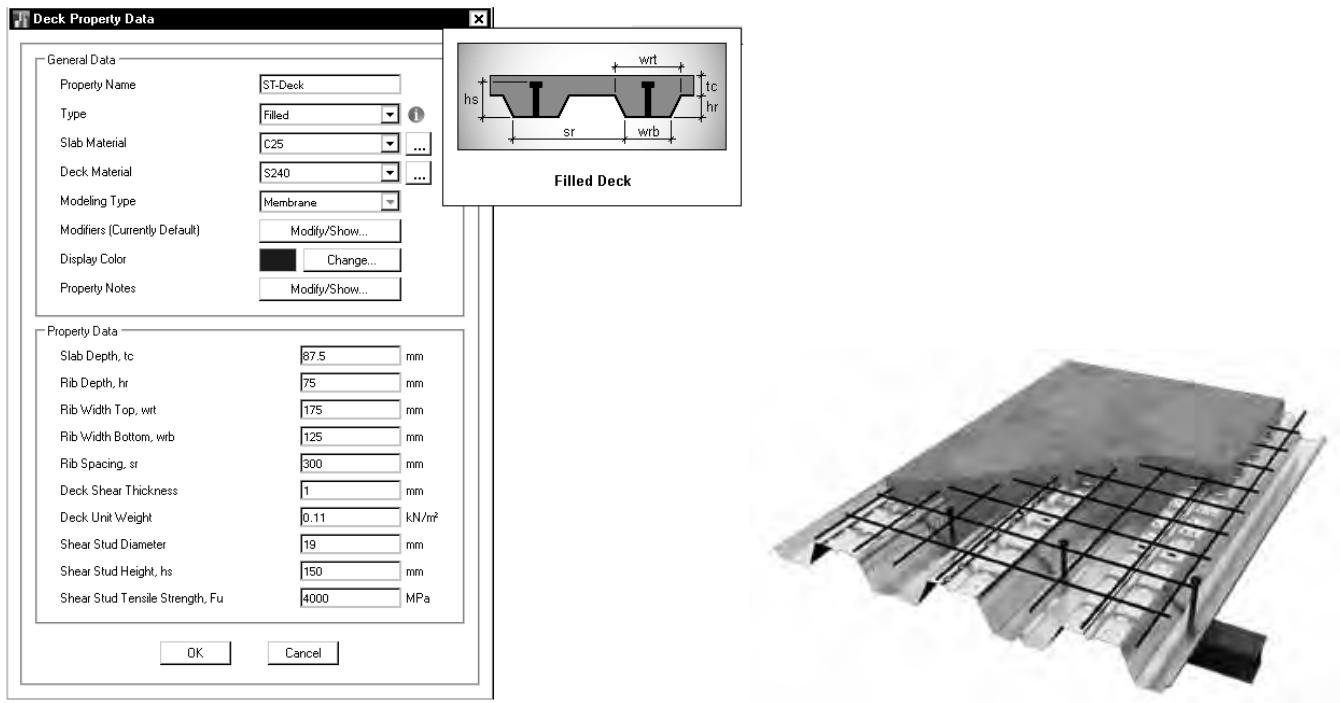
۳-۳- سقف کامپوزیت



سوال: آیا وارد کردن اعداد در قسمت Composite Deck Studs لازم می باشد؟

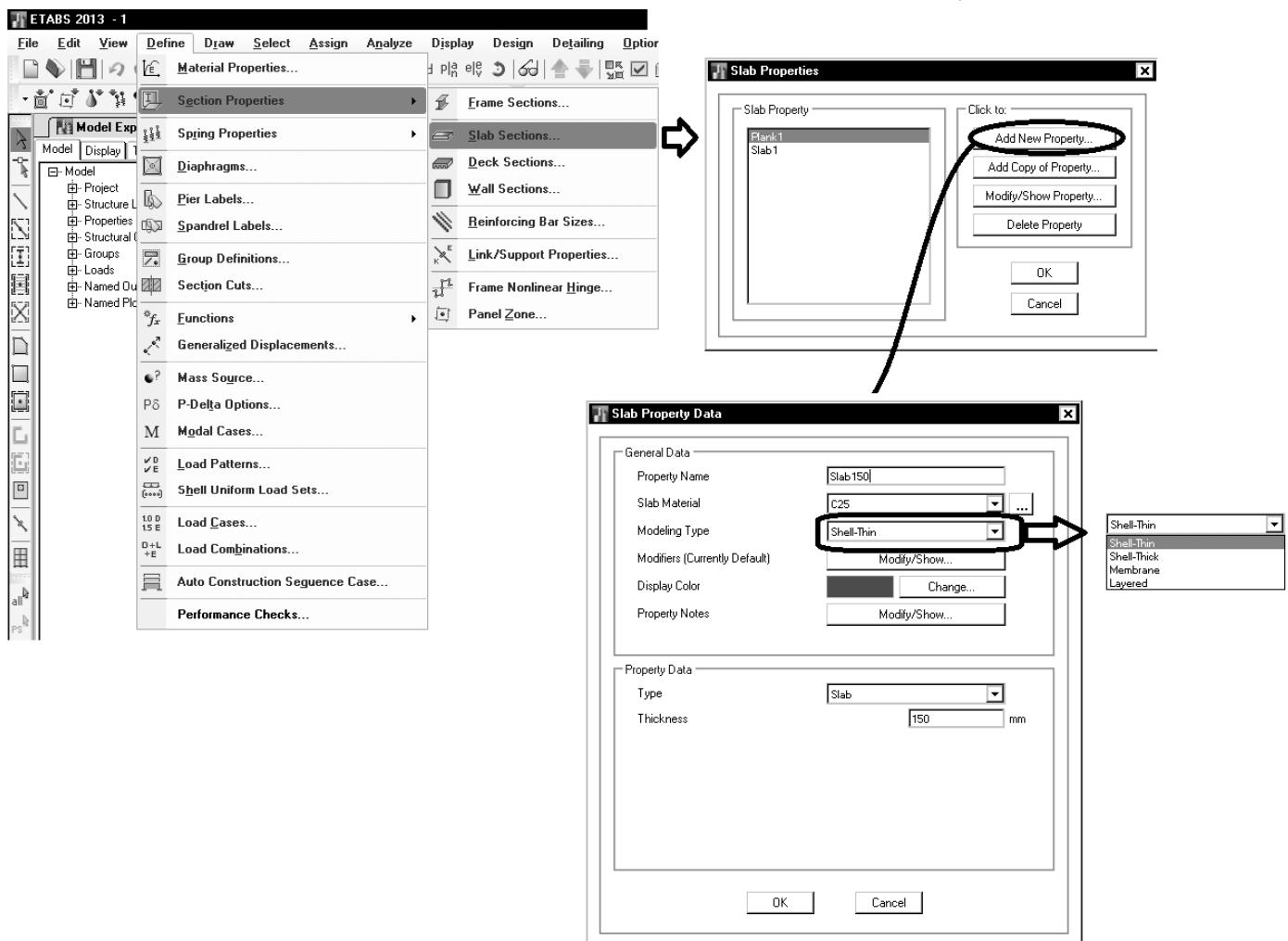


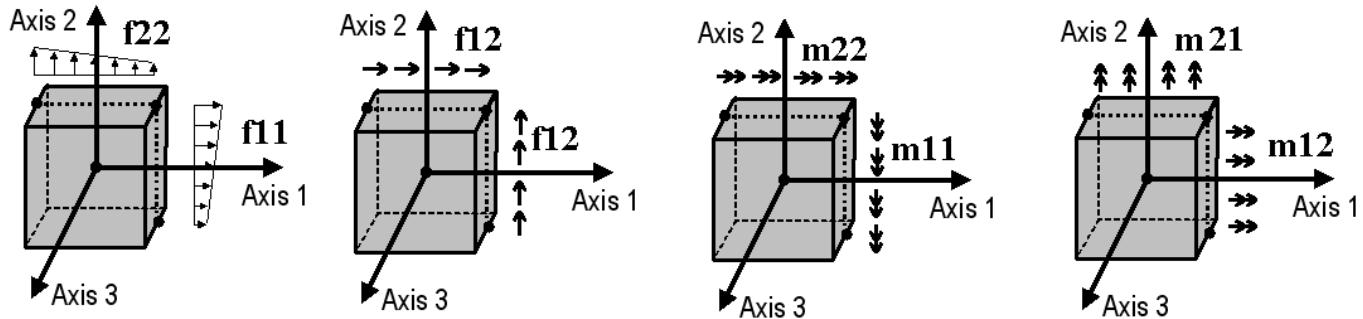
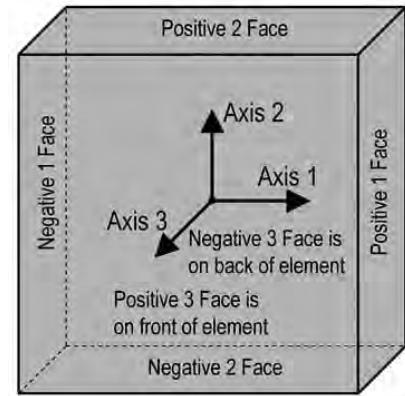
۴-۳- سقف عرشه فولادی



۵-۳- دال بتني

تفاوت shell و membrane در نرم افزار چیست؟





What is the difference between thin and thick shell formulations?

Answer: The inclusion of transverse shear deformation in plate-bending behavior is the main difference between thin and thick shell formulation. Thin-plate formulation follows a Kirchhoff application, which neglects transverse shear deformation, whereas thick-plate formulation follows Mindlin/Reissner, which does account for shear behavior. Thick-plate formulation has no effect upon membrane (in-plane) behavior, only plate-bending (out-of-plane) behavior.

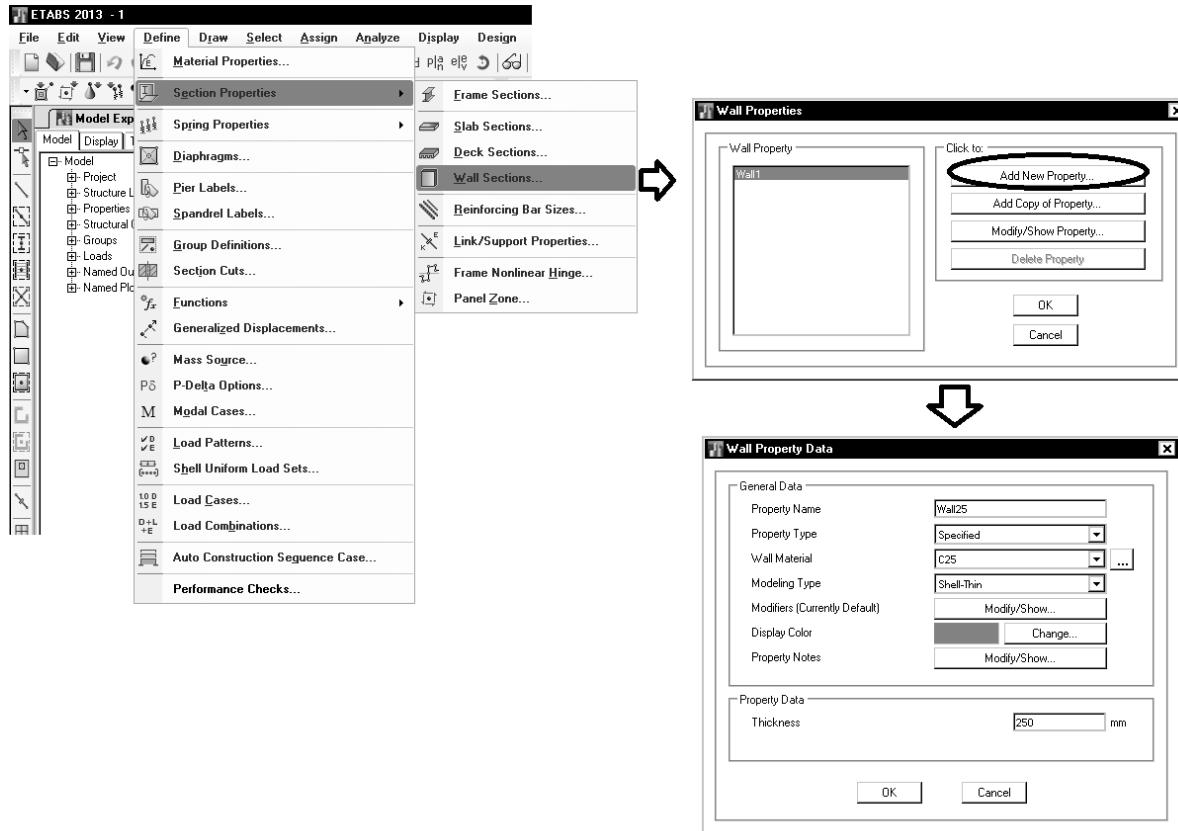
Shear deformation tends to be important when shell thickness is greater than approximately 1/5 to 1/10 of the span of plate-bending curvature. Shearing may also become significant in locations of bending-stress concentrations, which occur near sudden changes in thickness or support conditions, and near openings or re-entrant corners. Thick-plate formulation is best for such applications.

Thick-plate formulation is also recommended in general because it tends to be more accurate, though slightly stiffer, even for thin-plate bending problems in which shear deformation is truly negligible. However, the accuracy of thick-plate formulation is sensitive to mesh distortion and large aspect ratios, and therefore should not be used in such cases when shear deformation is known to be small.

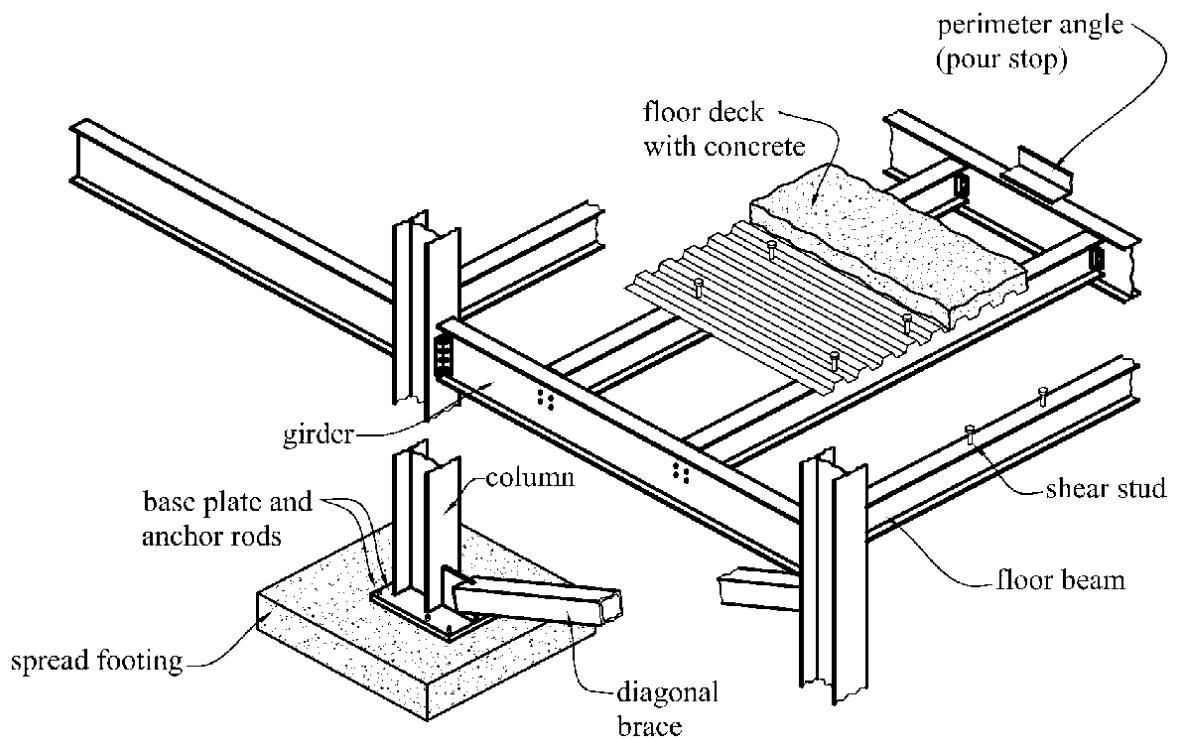
In general, the contribution of shear deformation becomes significant when ratio between the span of plate-bending curvature and thickness is approximately 20:1 or 10:1. The formulation itself is adequate for ratio down to 5:1 or 4:1. In that this ratio is dependent upon the projected span of curvature, shell thickness may be greater than the actual plan dimensions of a shell object.

Copyright © 2013 Computers and Structures, Inc. All rights reserved.

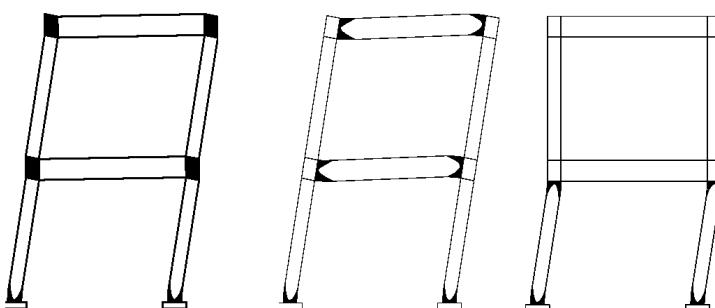
www.wiki.csberkeley.com : مر جع



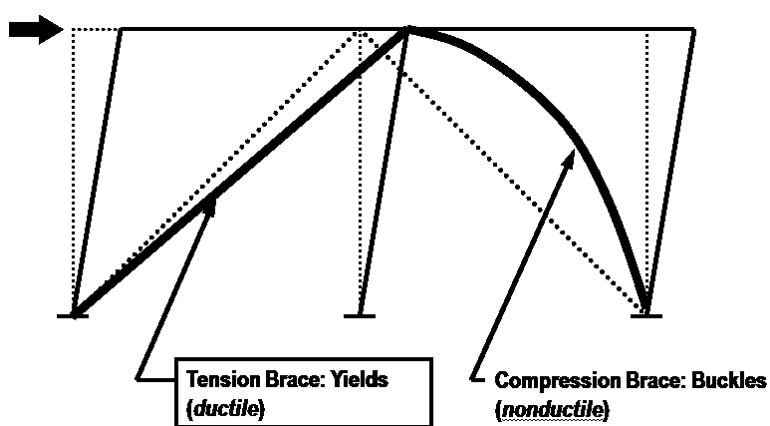
۴- سیستم های باربر جانبی



۱- قاب خمسی فولادی و بتونی:

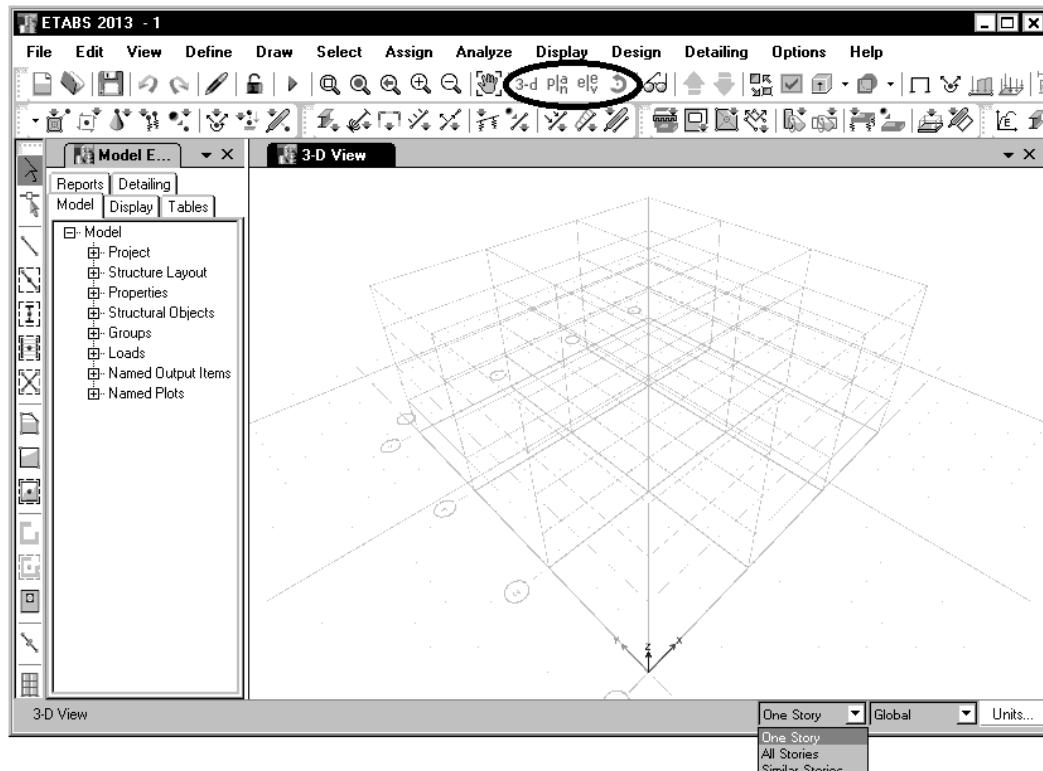


۲- قاب ساده بادبندی شده:

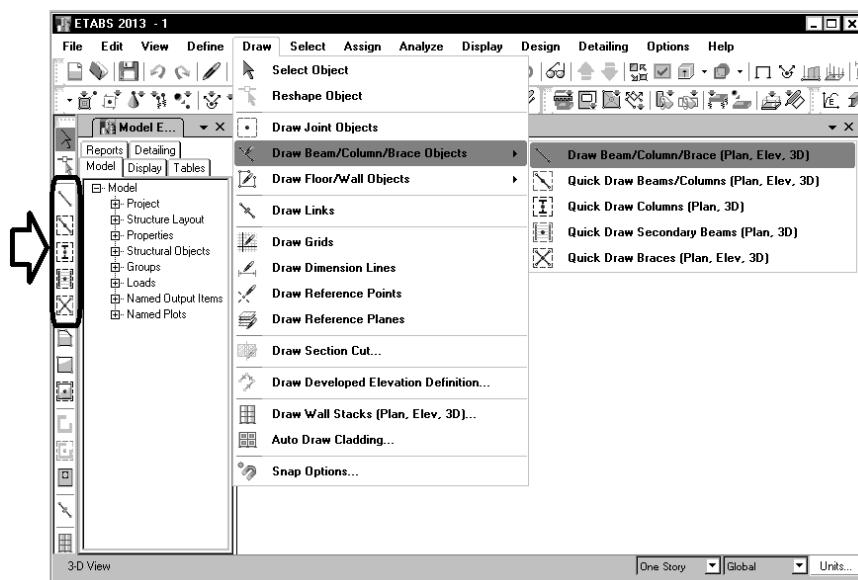


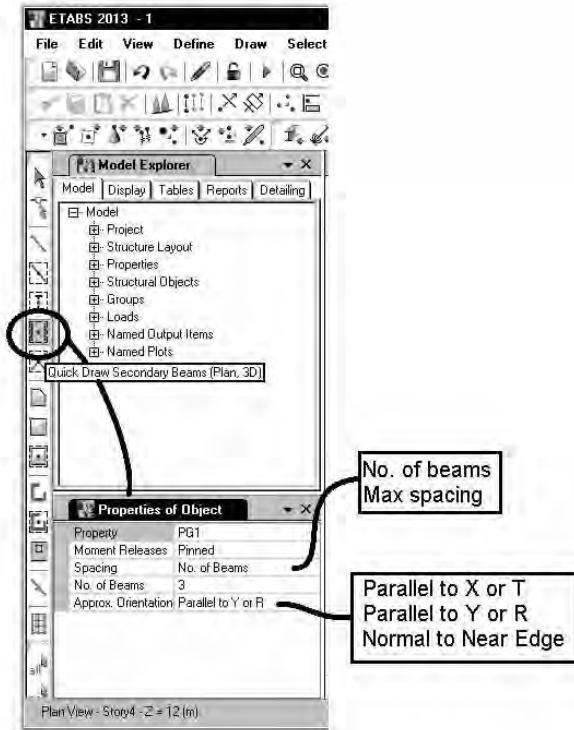
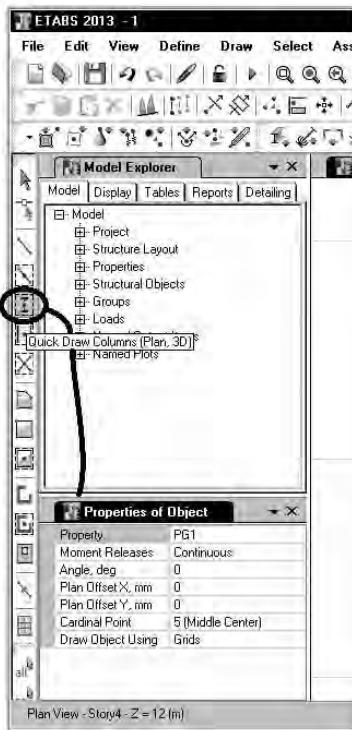
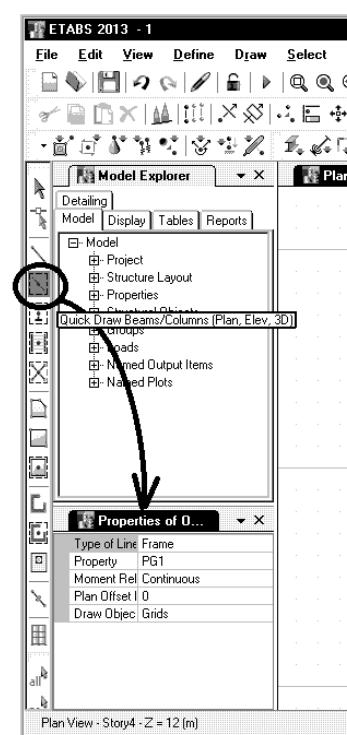
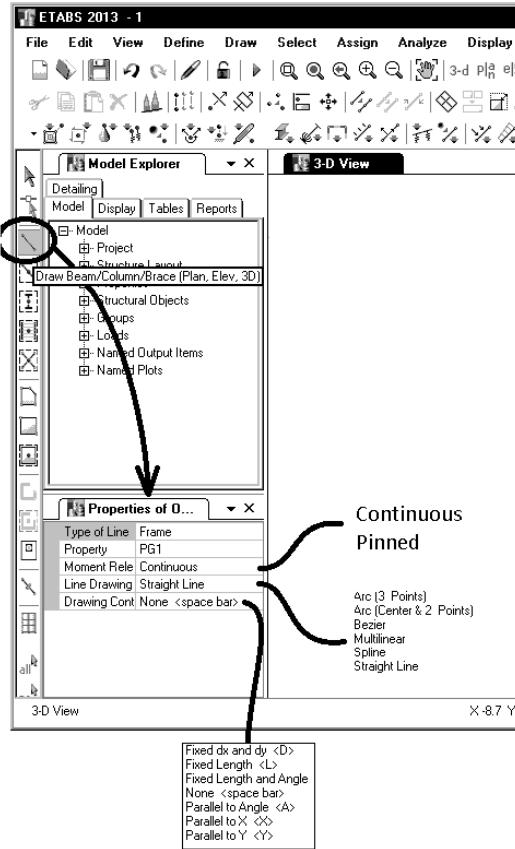
۳- قاب خمی بتنی + دیوار برشی بتنی (سیستم دو گانه):

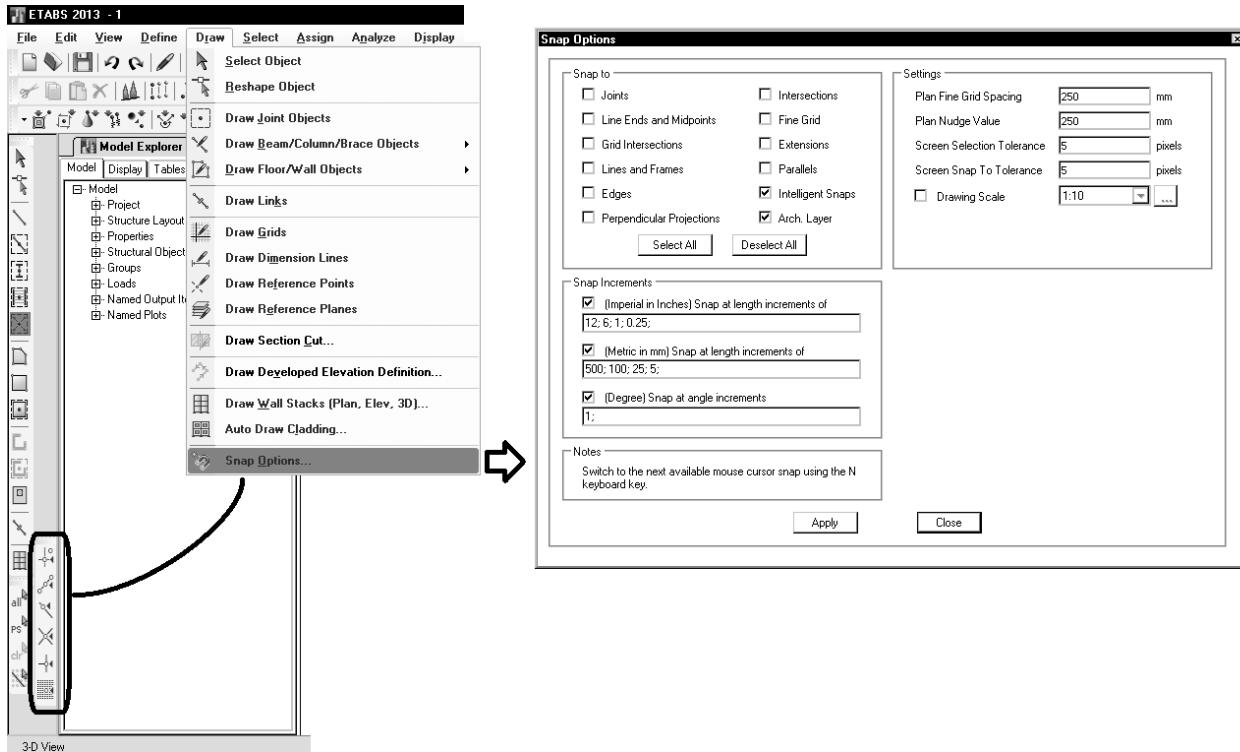
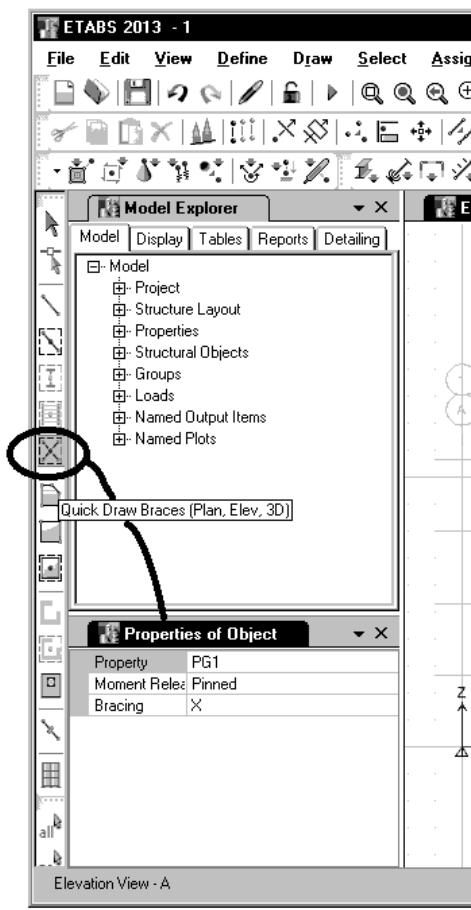
۴-۱- ترکیب دو سیستم در دو جهت و انتخاب سیستم مناسب



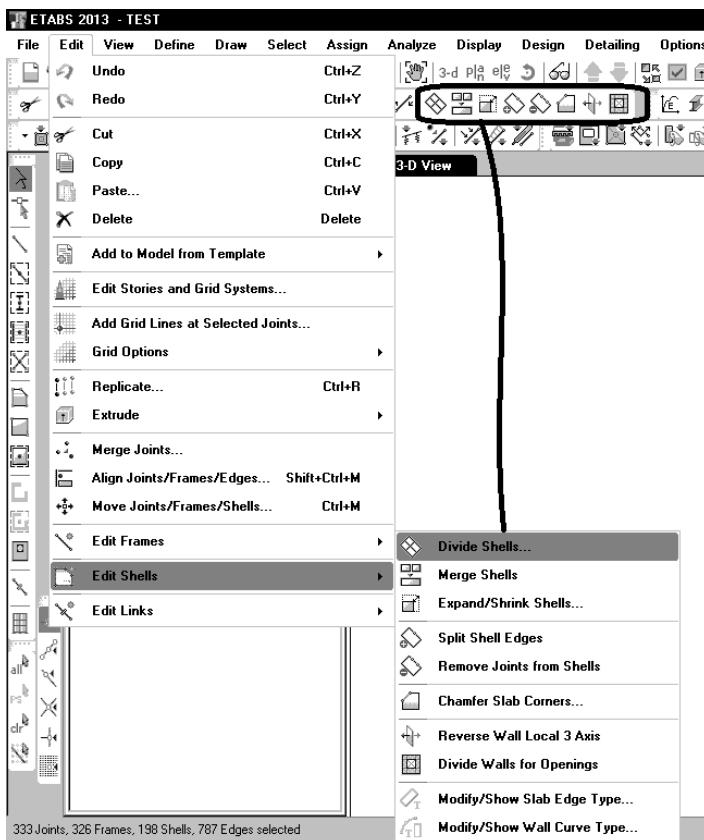
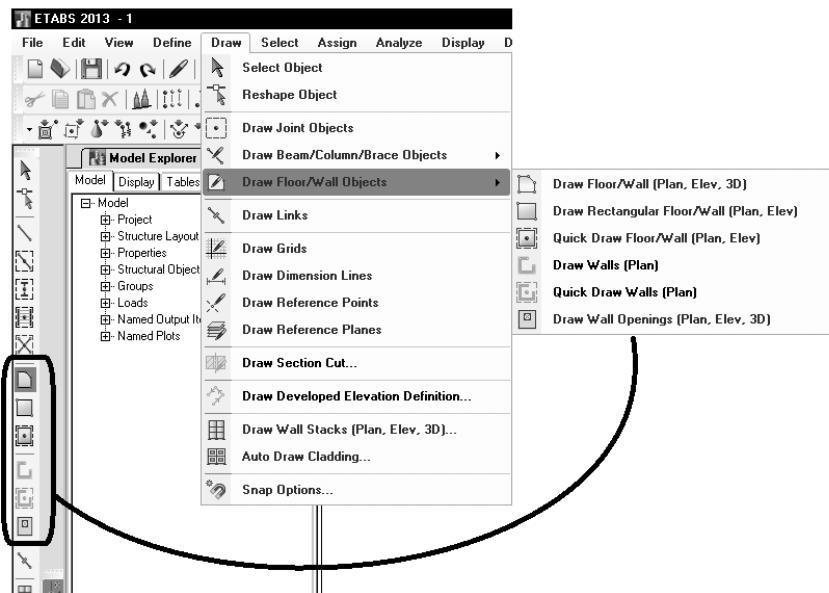
۱-۵- ترسیم اعضا

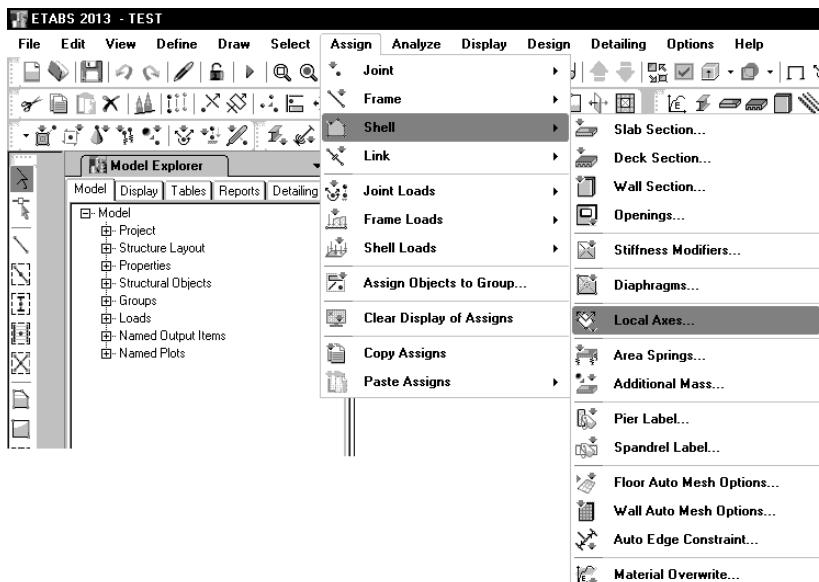




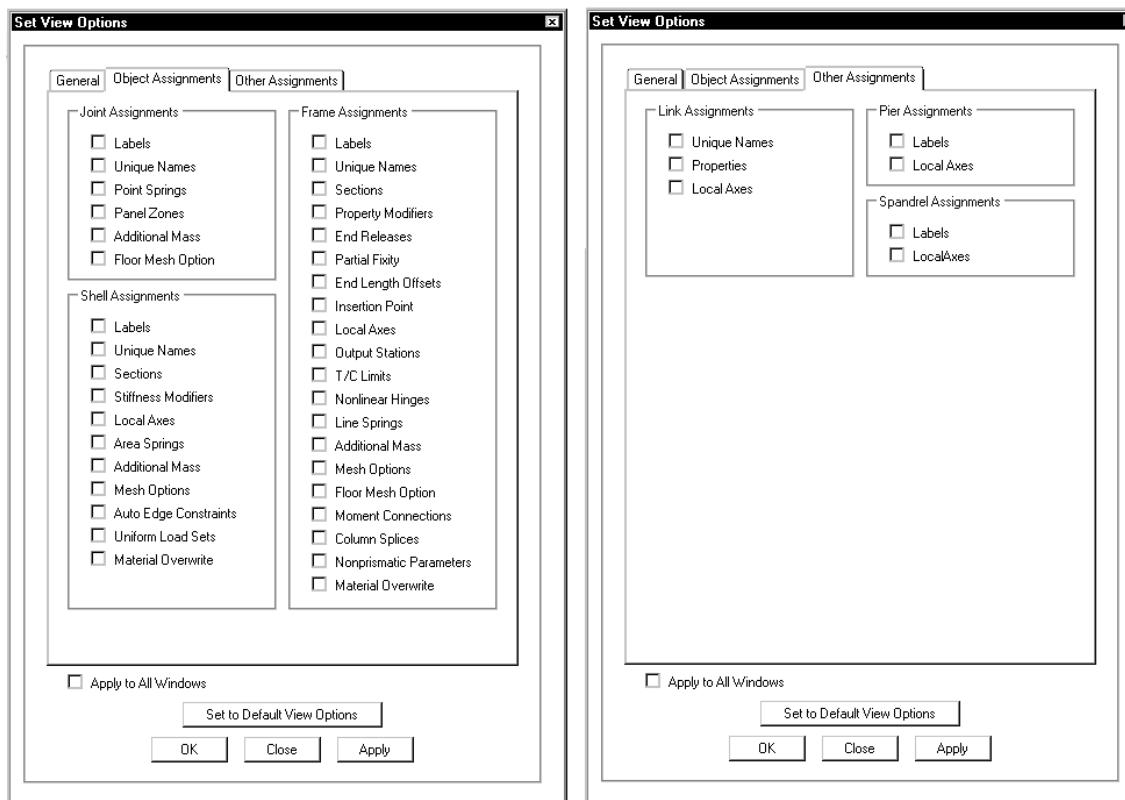
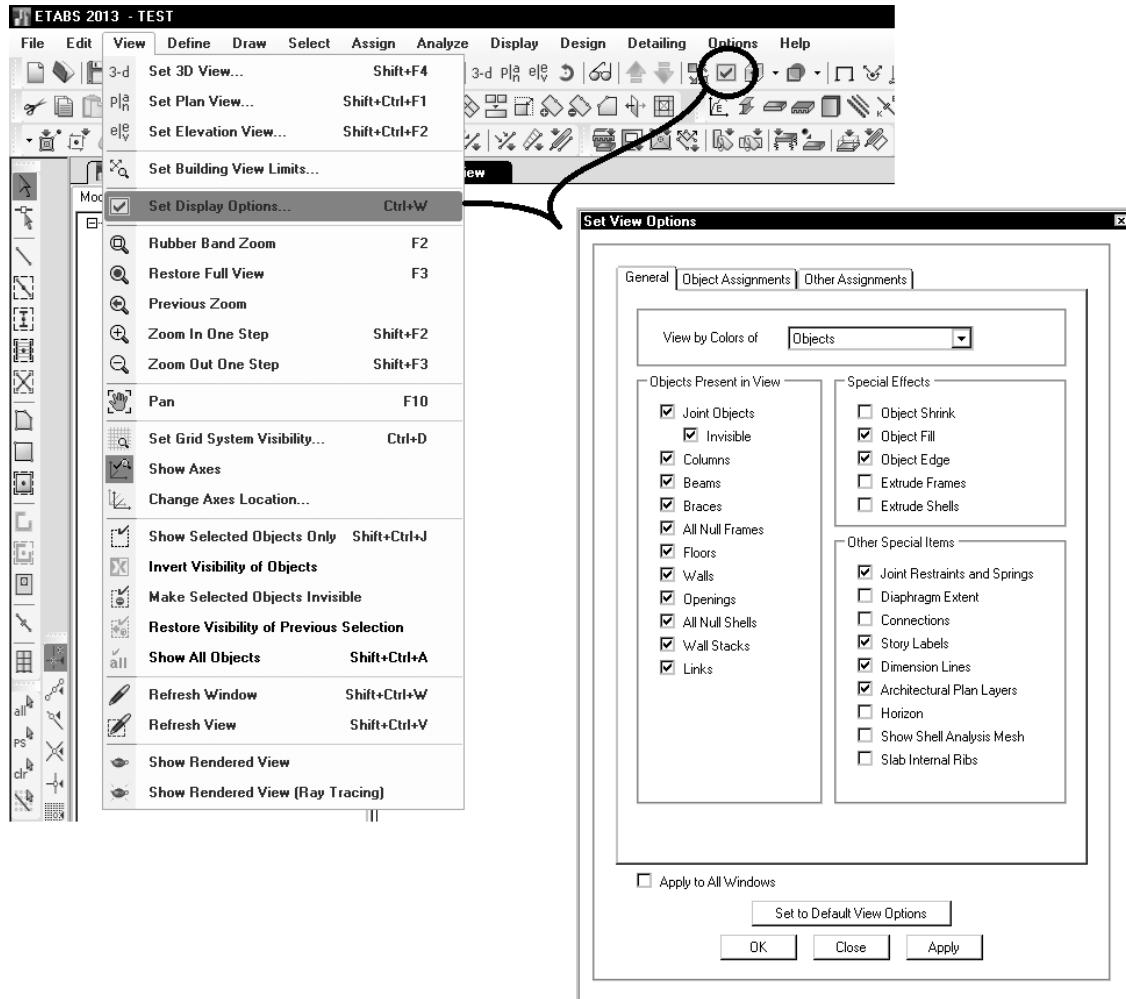


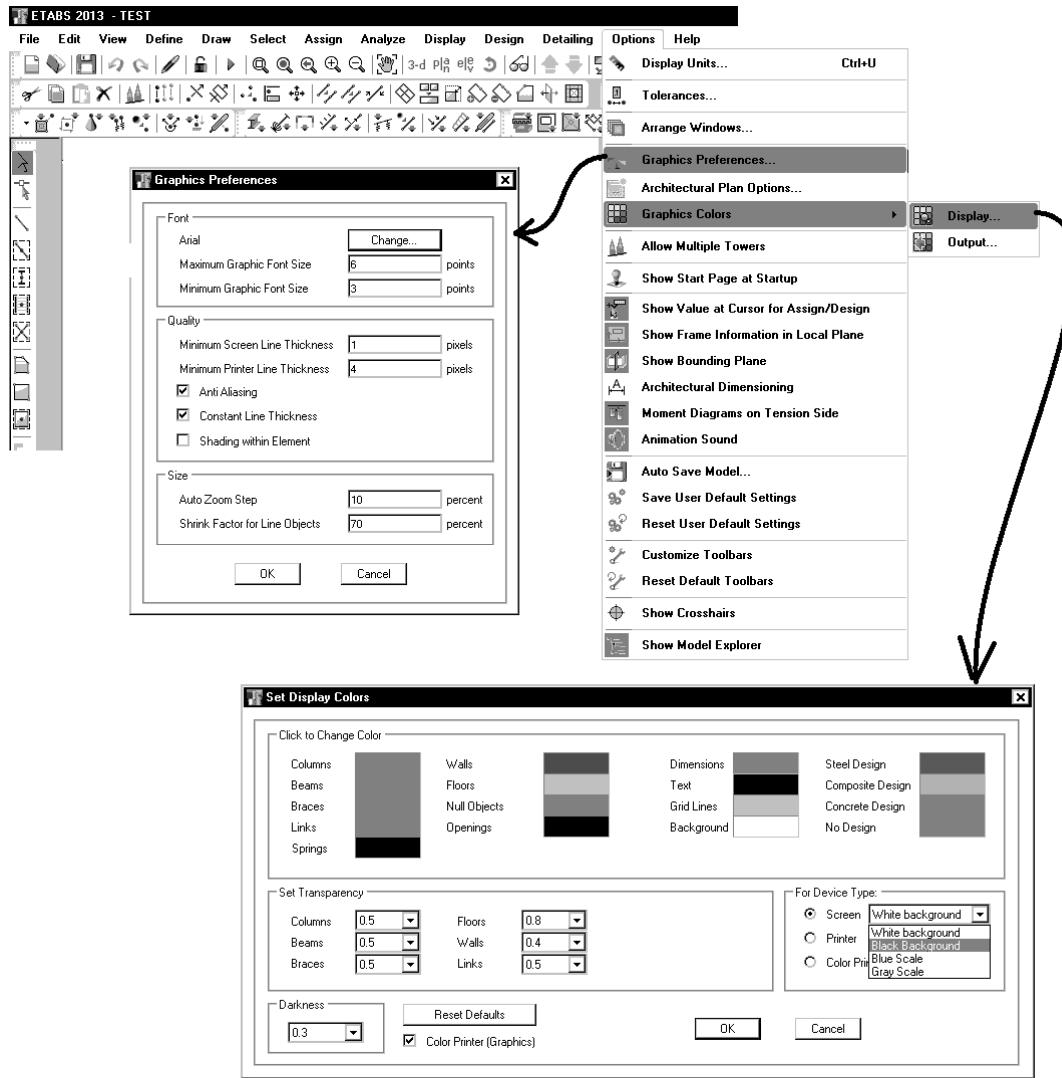
۲-۵- ترسیم سطوح



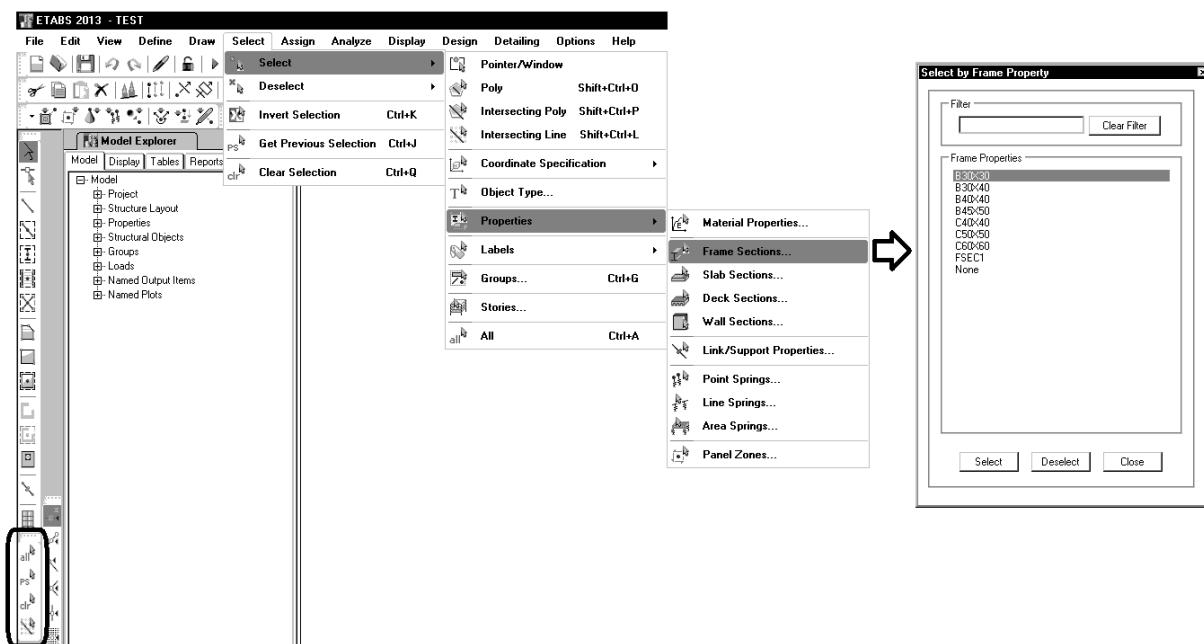


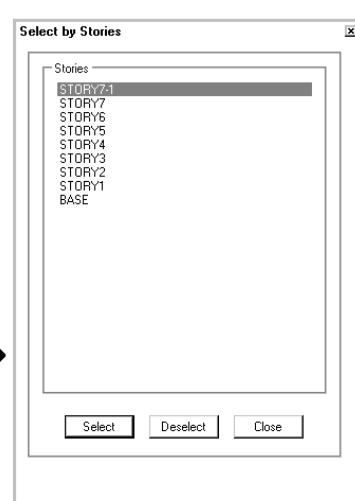
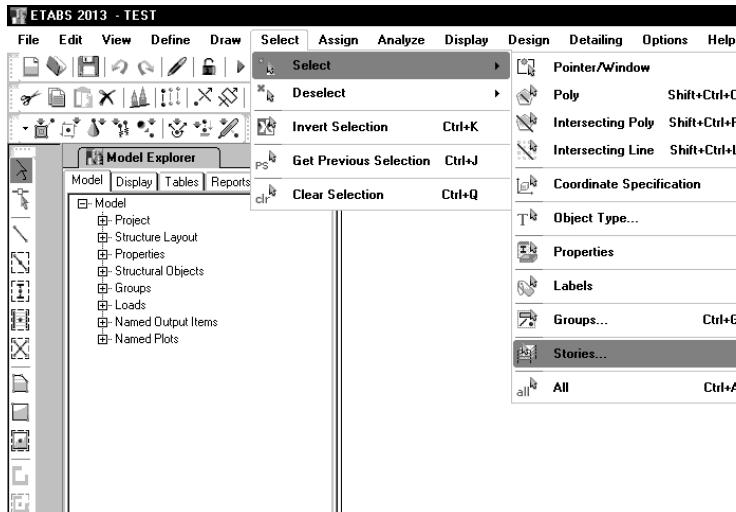
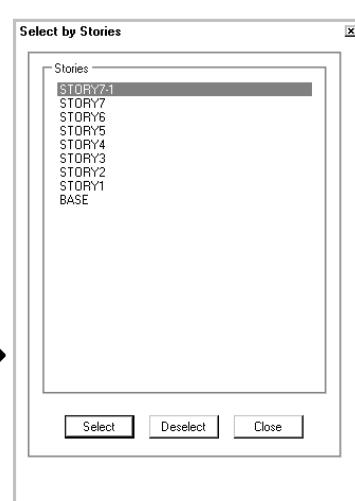
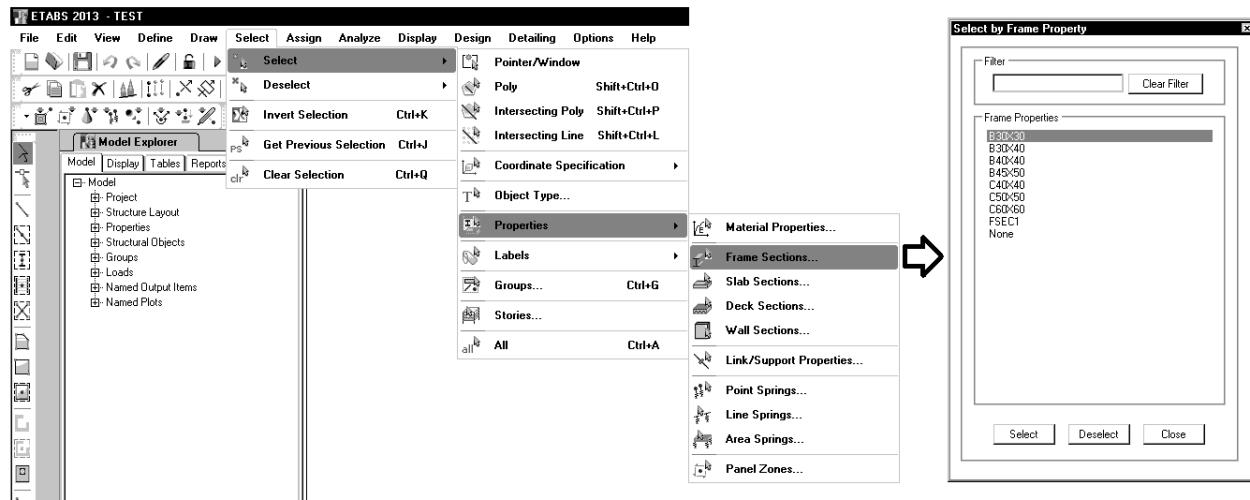
۳-۵- تنظیم پارامترهای نمایشی



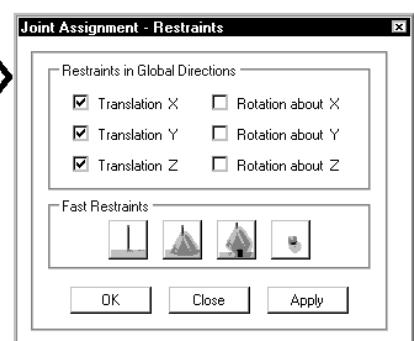
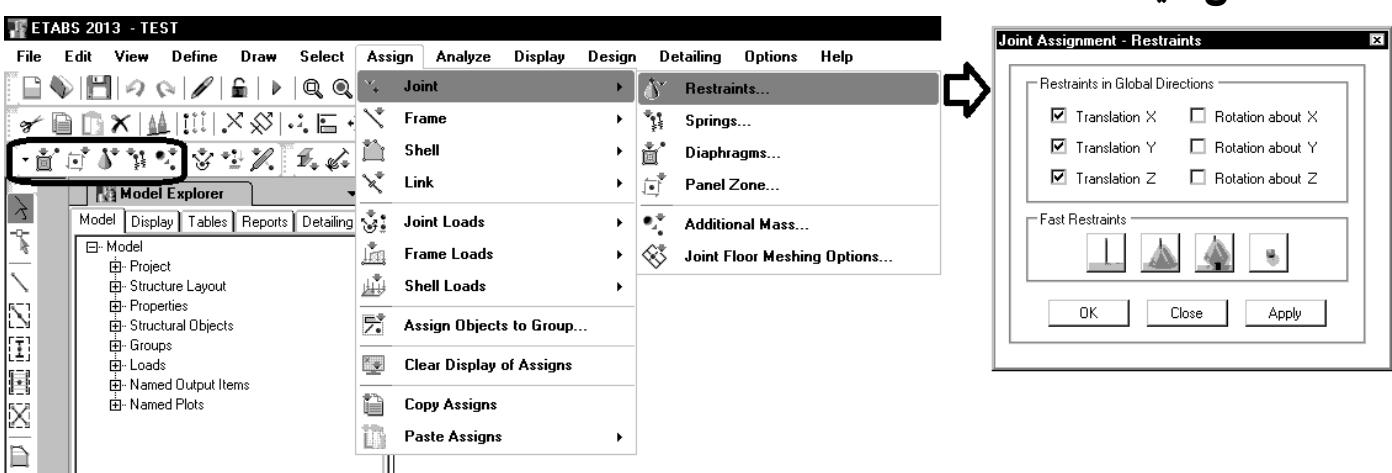


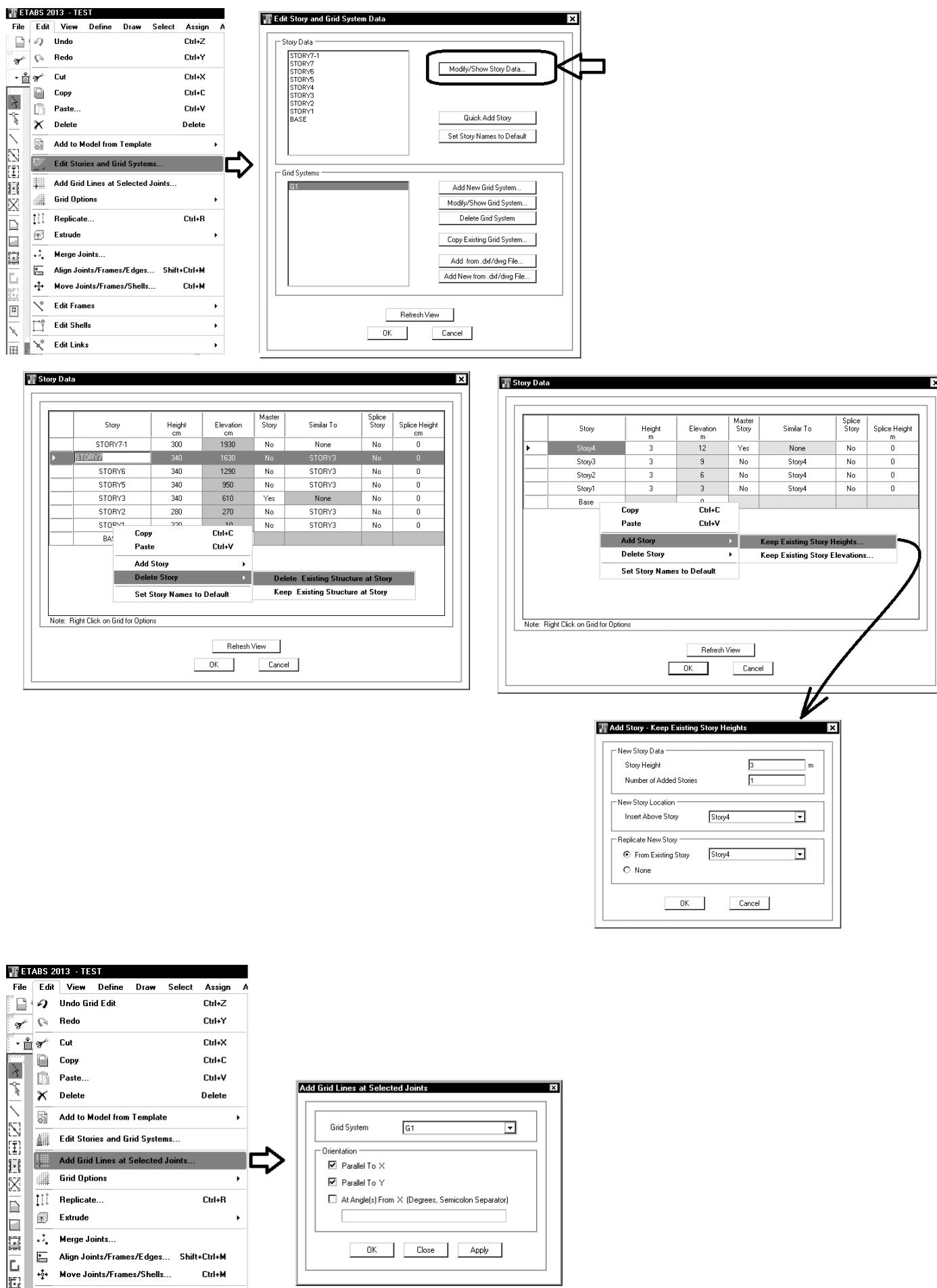
۴-۵-بررسی منوی Select

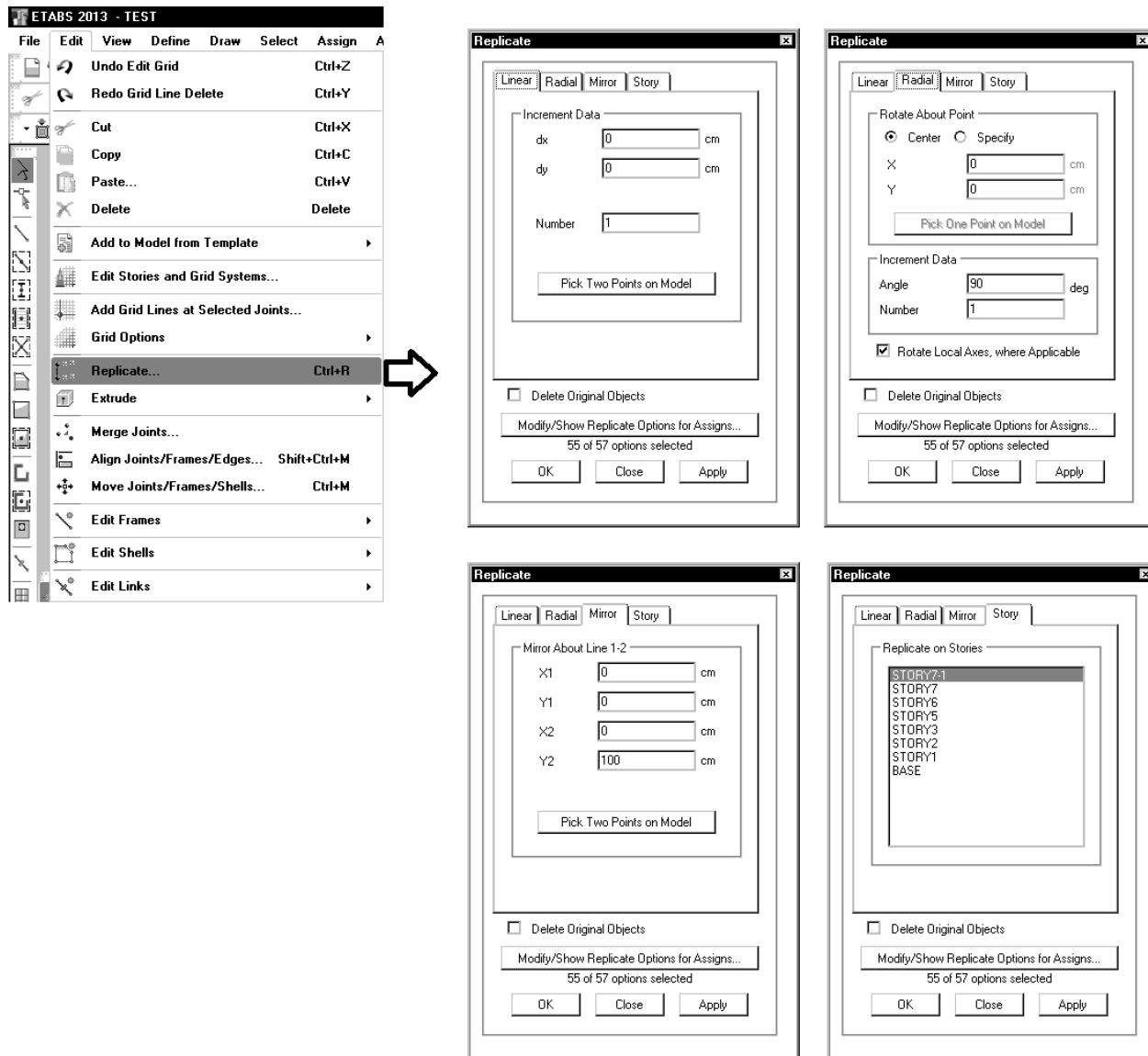
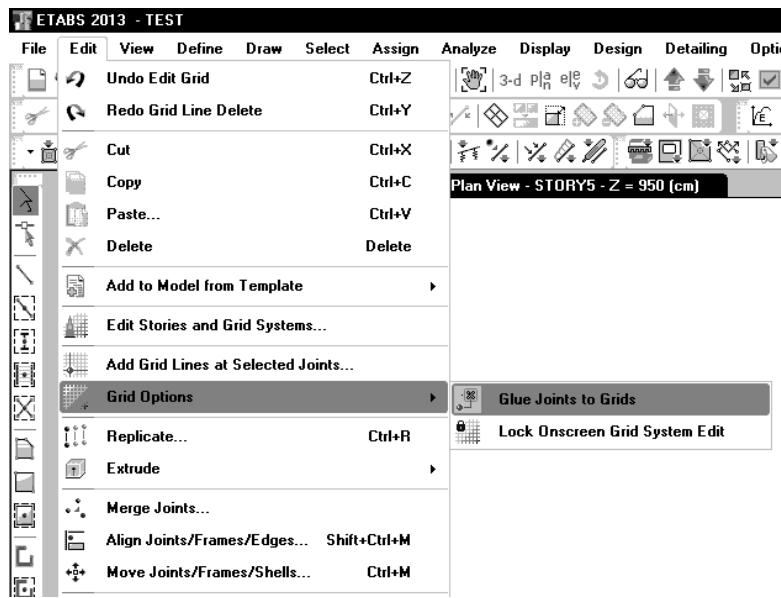


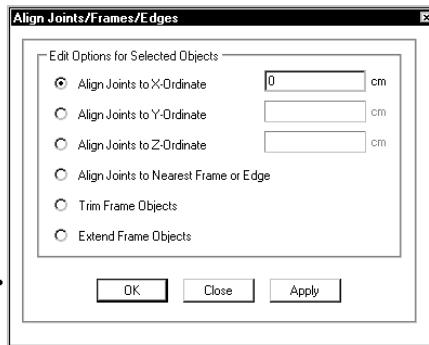
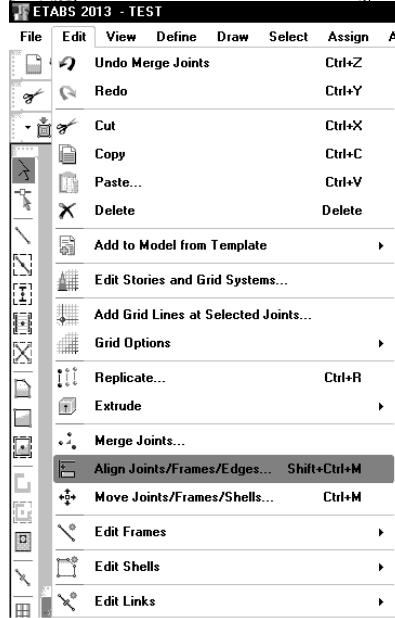
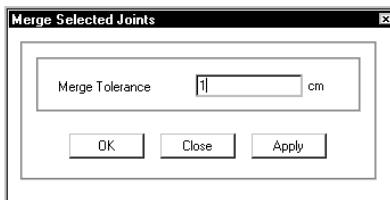
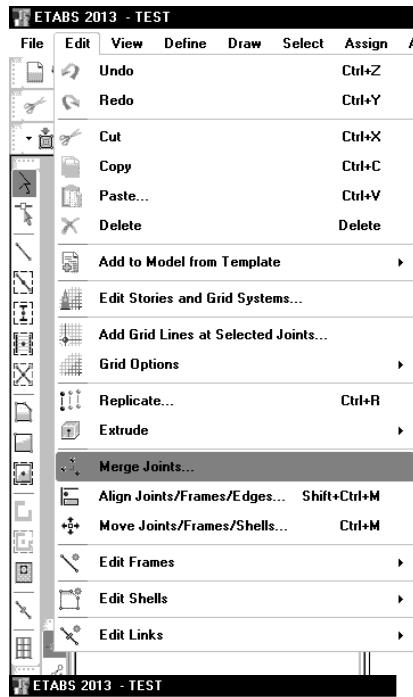


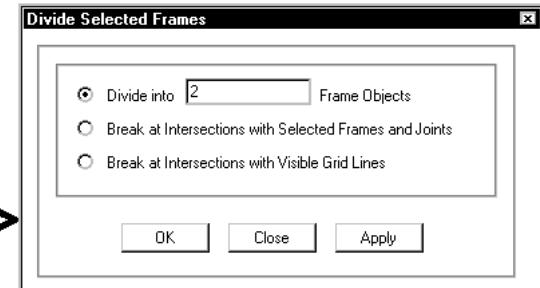
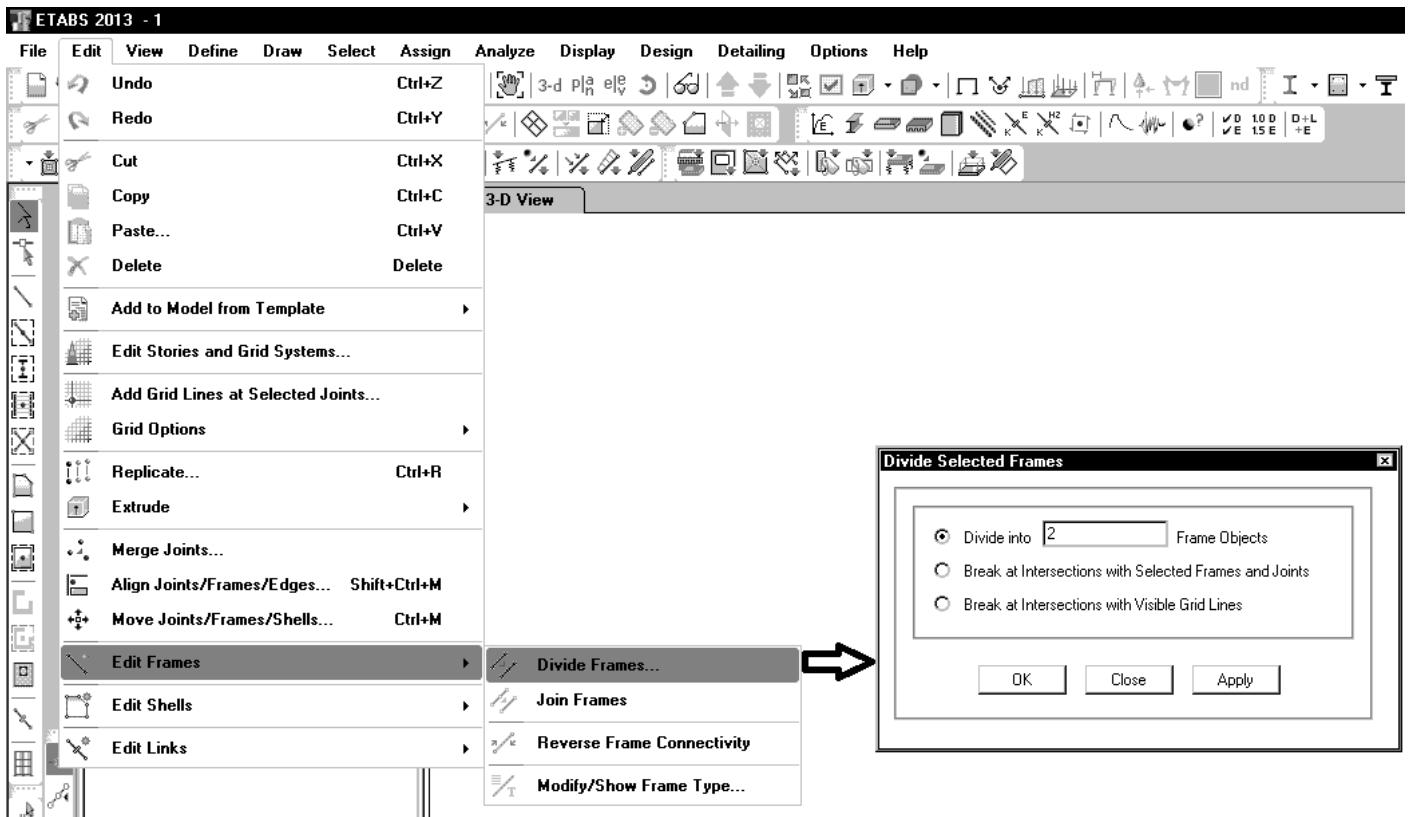
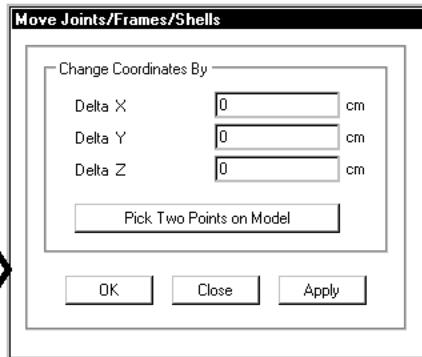
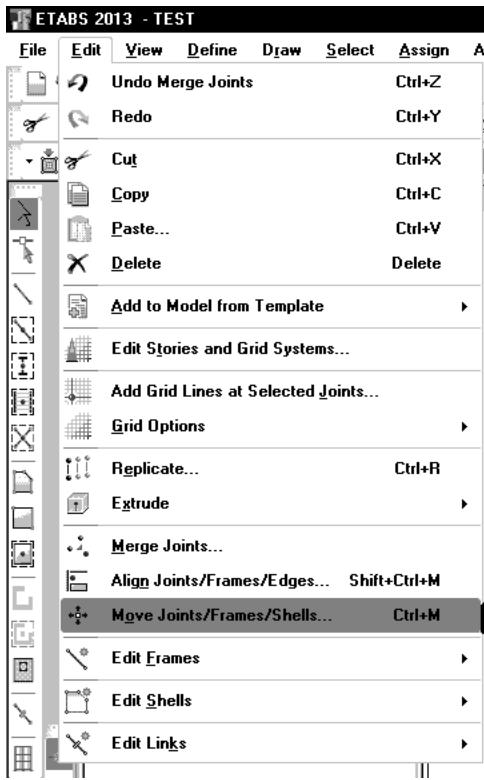
۵-۵- اختصاص تکیه گاه

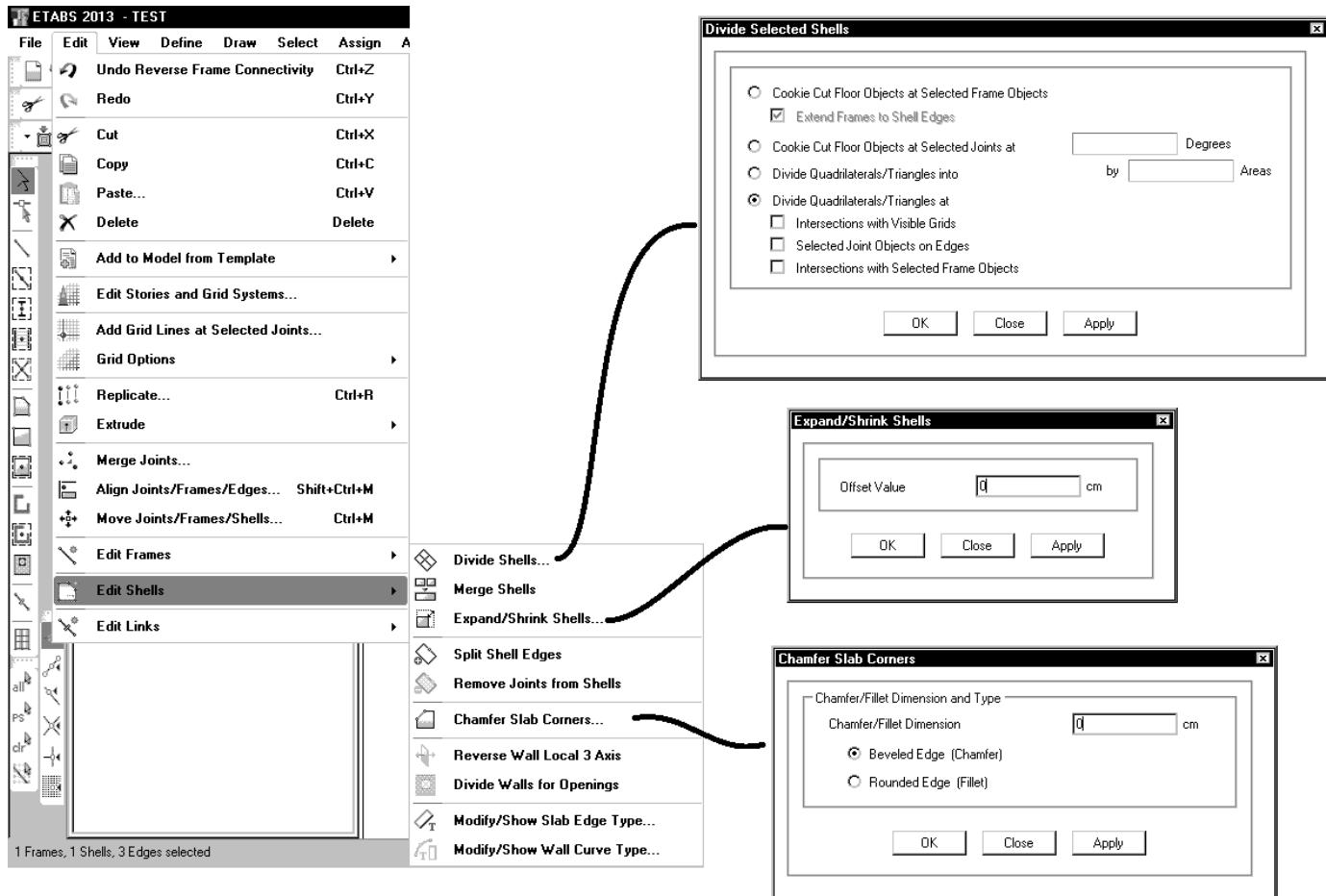


۶-۵-بررسی منوی Edit**۵-۶-۱-ویرایش تعداد طبقات**

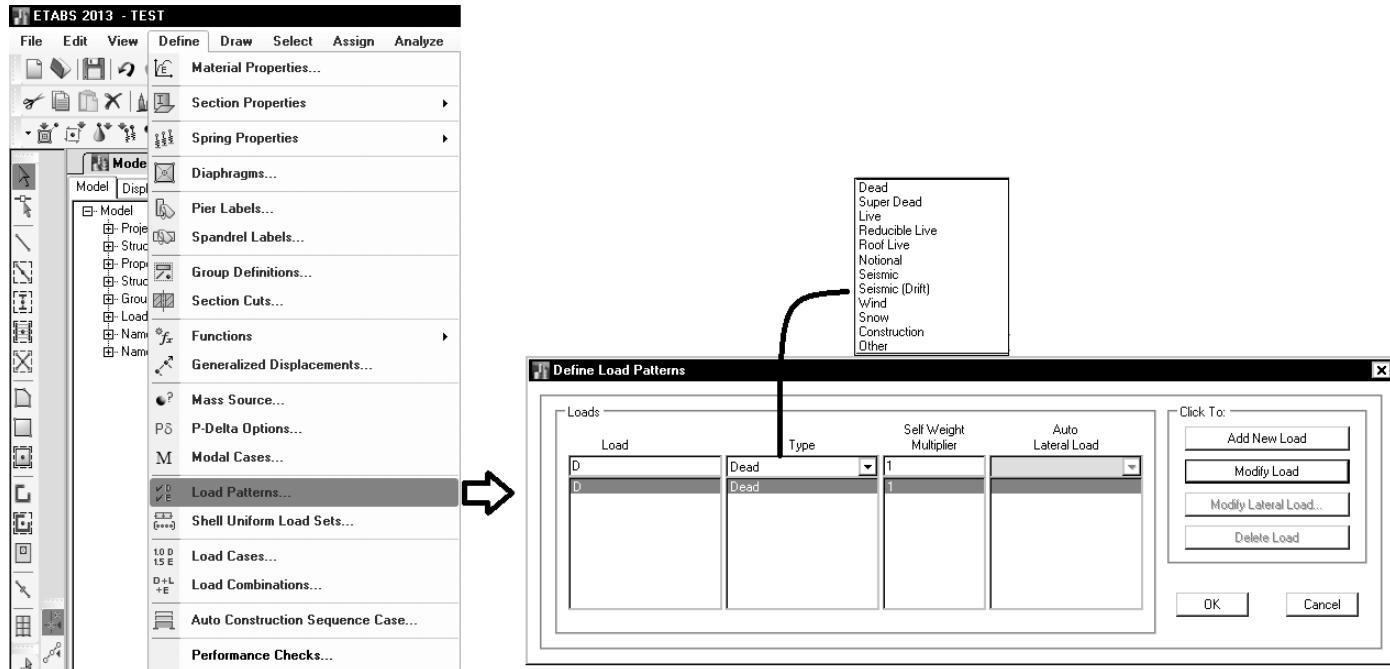








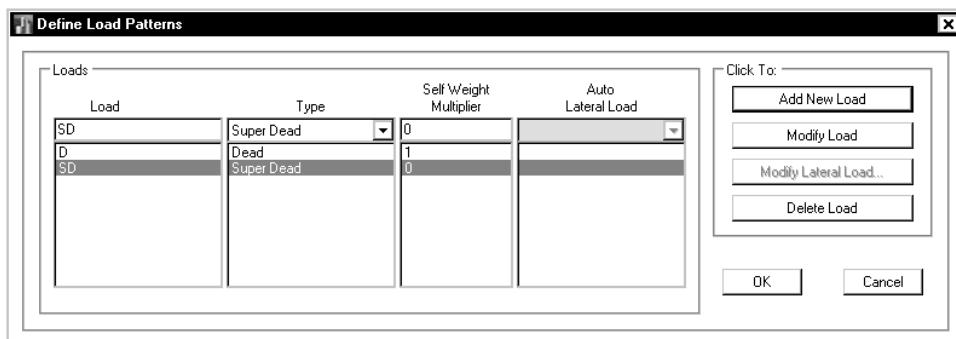
۶-تعريف بار مرده و زنده



در سازه های فولادی که سقف آنها از نوع سقف کامپوزیت (مختلط) می باشد، دو نوع بار مرده تعریف می کنیم: Dead و Super Dead. در صورتی که سقف کامپوزیت نداشته باشیم و یا اینکه نخواهیم این سقف را در نرم افزار طراحی کنیم، نیازی به تعریف Super Dead نمی باشد.

گام ۱: ابتدا بار ناشی از وزن تیر، دال بتی و قالب بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تنش در بال کششی محاسبه می گردد.

گام ۲: سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مردمای که بعد از گرفتن دال وارد می شوند مثل وزن کفسازی، تیغه ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می شوند و تنش در بال کششی محاسبه می شود.



۱-۶ - کاهش بارهای زنده طبق ویرایش ۹۲ مبحث ششم

ضوابط مبحث ششم در رابطه با کاهش بارهای زنده در ویرایش ۹۲ تغییر کرده است. ضوابط جدید مطابق با ضوابط AISC 7 می باشد:

Table 4-1, shall be permitted to be reduced in accordance with the requirements of Sections 4.7.2 through 4.7.6.

4.7.2 Reduction in Uniform Live Loads

Subject to the limitations of Sections 4.7.3 through 4.7.6, members for which a value of $K_{LL}A_T$ is 400 ft² (37.16 m²) or more are permitted to be designed for a reduced live load in accordance with the following formula:

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (4.7-1)$$

In SI:

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

where

L = reduced design live load per ft² (m²) of area supported by the member

L_o = unreduced design live load per ft² (m²) of area supported by the member (see Table 4-1)

K_{LL} = live load element factor (see Table 4-2)

A_T = tributary area in ft² (m²)

L shall not be less than $0.50L_o$ for members supporting one floor and L shall not be less than $0.40L_o$ for members supporting two or more floors.

4.7.3 Heavy Live Loads

Live loads that exceed 100 lb/ft² (4.79 kN/m²) shall not be reduced.

EXCEPTION: Live loads for members supporting two or more floors shall be permitted to be reduced by 20 percent.

4.7.4 Passenger Vehicle Garages

The live loads shall not be reduced in passenger vehicle garages.

EXCEPTION: Live loads for members supporting two or more floors shall be permitted to be reduced by 20 percent.

4.7.5 Assembly Uses

Live loads shall not be reduced in assembly uses.

4.7.6 Limitations on One-Way Slabs

The tributary area, A_T , for one-way slabs shall not exceed an area defined by the slab span times a width normal to the span of 1.5 times the slab span.

۶-۵-۷ کاهش بارهای زنده طبقات

۶-۵-۸-۱ کلیات

به جز بارهای زنده یکنواخت بام، سایر بارهای زنده توزیع شده یکنواخت حداقل، 5Δ ، داده شده در جدول ۶-۵-۶ را می توان بر طبق ملاحظات بندهای ۶-۵-۶-۲-۷-۴ کاهش داد.

۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

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

$$L = L_o \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (6-5-6)$$

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 ۶-۵-۶)

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

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضايی که بار یک طبقه را تحمل می کنند باید از $0.5L_o$ ، برای اعضايی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می کنند، باید از $0.4L_o$ کمتر باشد.

۶-۵-۷-۳ بارهای زنده سنگین

بارهای زنده بیش از ۵ کیلونوتون بر متر مربع کاهش نمی یابند.

استثناء: بارهای زنده برای اعضايی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می کنند را می توان 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 نمی شود.

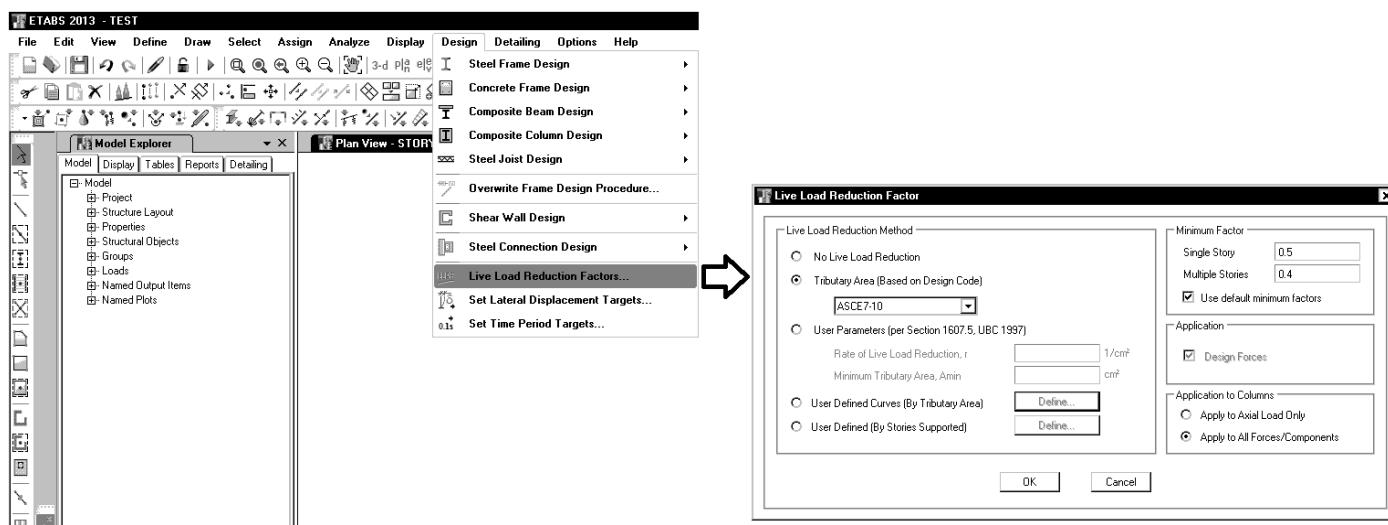
استثناء: کاهش بارهای زنده اعضايی که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می باشد.

۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل های اجتماع و ازدحام کاهش نمی یابد.

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.



برای طراحی فولاد از مبحث دهم که منطبق بر AISC می باشد استفاده خواهیم کرد که ترکیب بارهای آن بر اساس بند ۶-۲-۳-۳-۳ می باشد.

برای طراحی بتن از ACI-318-2011 استفاده خواهیم کرد که ترکیب بارهای آن بر اساس بند ۹.۲ ACI تعیین می شود. بدین ترتیب ترکیب بارهای فولاد و بتن عملاً با یکدیگر یکی می باشد (جز در مورد ضریب بار باد).

- در ترکیب بارها بار زنده بام به صورت مجزا (L_r) تعریف شده است و L تنها بار زنده طبقات می باشد.

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

ساختمان‌های فولادی

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

- ۱) $1.4D$
- ۲) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \cdot 0.5(1.4W)]$
- ۴) $1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1.2D + 1.0E + L + 0.7S$
- ۶) $0.9D + 1.0(1.4W)$
- ۷) $0.9D + 1.0E$
- ۸) $1.2D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + 1.0T$
- ۹) $1.2D + 1.6L + 1.6(L_r \text{ یا } S) + 1.0T$

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:
- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماعی عمومی را می‌توان
برابر با 0.5 منظور نمود.

9.2 — Required strength

9.2.1 — Required strength U shall be at least equal to the effects of factored loads in Eq. (9-1) through (9-7). The effect of one or more loads not acting simultaneously shall be investigated.

$$U = 1.4D \quad (9-1)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-2)$$

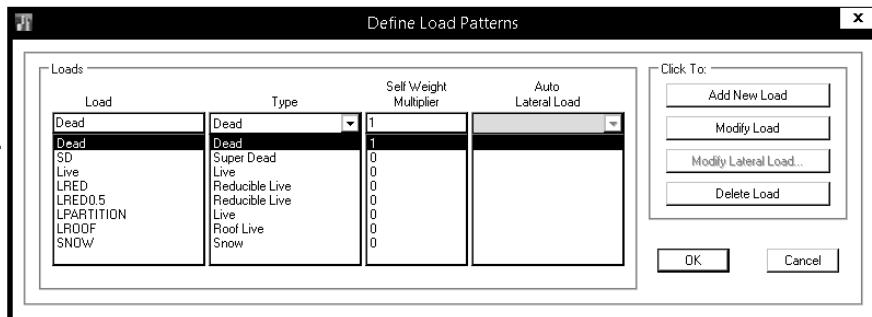
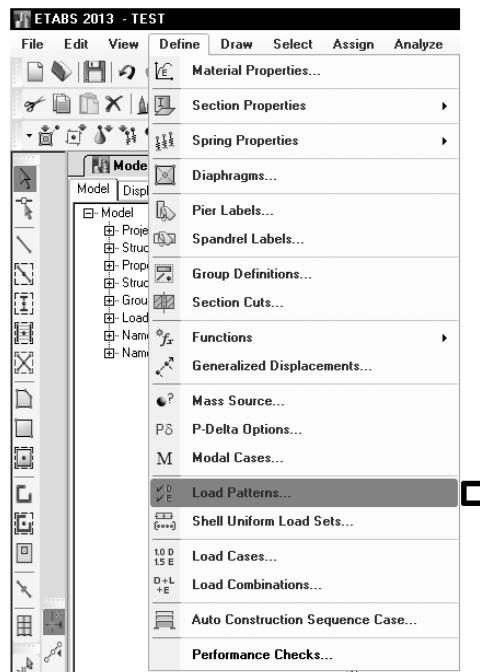
$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad (9-7)$$



بار مرده: Dead

SD: بار مرده کف سازی (در صورتی که سقف کامپوزیت نداشته باشد نیازی به تعریف SD نیست)

Live: بار زنده غیر قابل کاهش. از این بار برای تعریف بار زنده پارکینگ و انباری استفاده می شود.

LRED: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش بزرگتر یا مساوی 5 kPa (برای مثال اتاق های پذیرایی در سازه های مسکونی). بار LRED در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 1 وارد خواهد شد.

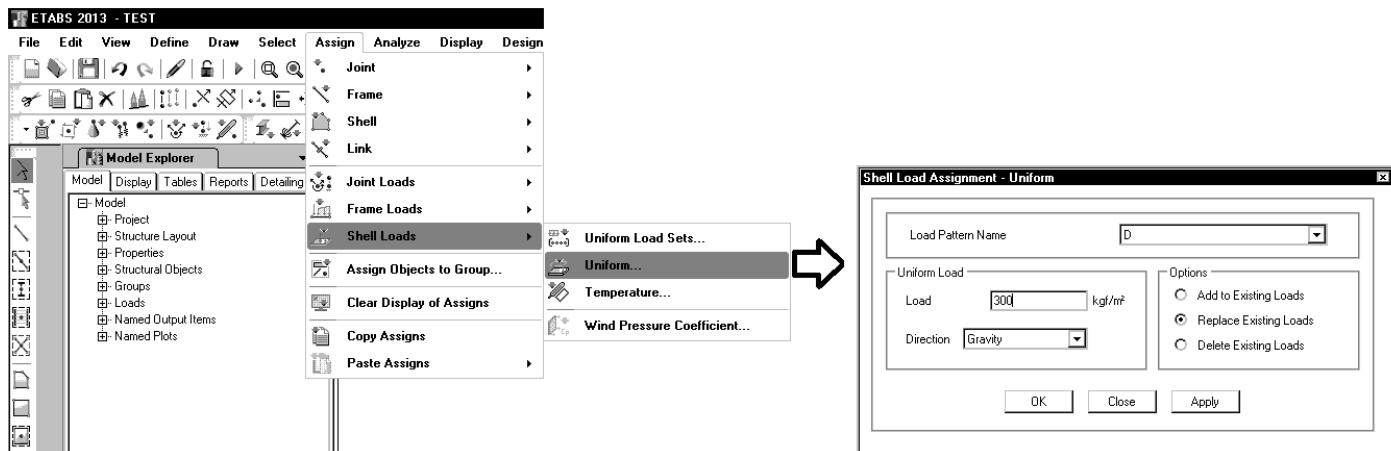
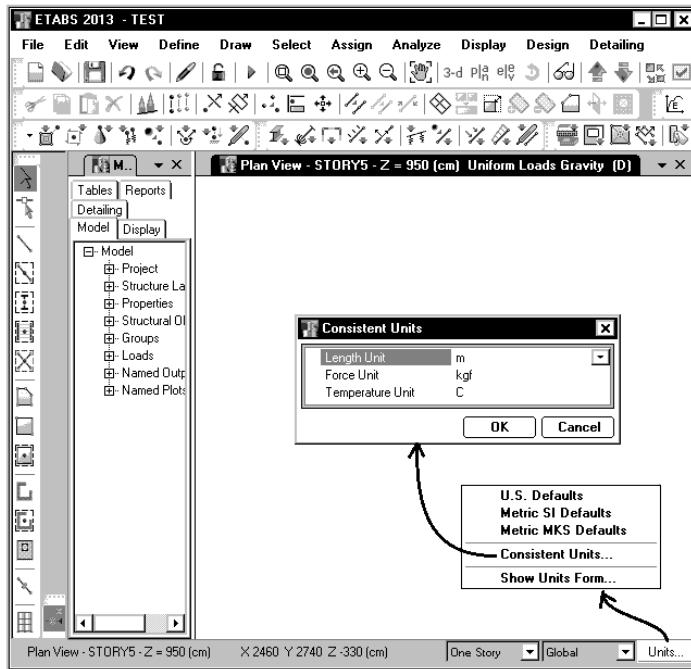
LRED0.5: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش کمتر از 5 kPa (برای مثال اتاق های خصوصی و نیز بار راه پله در سازه های مسکونی). بار 0.5 در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 0.5 وارد خواهد شد.

LPARTITION: برای اعمال بار زنده مربوط به تیغه بندی. در مبحث ششم جدید بار تیغه بندی باید از نوع زنده تعریف شود. این بار از نوع غیرقابل کاهش بوده و در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 1 منظور می شود.

LROOF: بار زنده بام می باشد.

SNOW: بار برف می باشد. در پشت بام هم باید بار LROOF اعمال شود و هم بار SNOW. در ترکیب بارها این دو جداگانه منظور شده اند.

۶-۲-۱- اعمال بارهای مرده بر سازه



نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) طبقات ساختمان

$0.02 \times 2800 = 56 \text{ kg/m}^2$	(۱) سنگ
$0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$	(۲) سانتیمتر ملات ماسه سیمان
$0.05 \times 1300 = 65 \text{ kg/m}^2$	(۵) سانتیمتر بتن با پوکه
50 kg/m^2	(۴) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و گچ و خاک
210 kg/m^2	جمع کل

نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) بام ساختمان

$0.03 \times 2200 = 66 \text{ kg/m}^2$	(۱) آسفالت
15 kg/m^2	(۲) ایزولاسیون سقف
$0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$	(۳) سانتیمتر ملات ماسه سیمان
$0.1 \times 1300 = 130 \text{ kg/m}^2$	(۴) سانتیمتر بتن پوکه
50 kg/m^2	(۵) سقف کاذب یا گچ و گچ و خاک
310 kg/m^2	جمع کل

۶-۳-۱- اعمال بار زنده و برف

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

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

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

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

۶-۵-۷- کاهش بارهای زنده طبقات

۶-۵-۷-۱- کلیات

به جز بارهای زنده یکنواخت بام، سایر بارهای زنده توزیع شده یکنواخت حداقل، ۰,۱، داده شده در جدول ۶-۵-۱ را می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۶-۷-۵-۶ الی ۶-۷-۶ کاهش داد.

۶-۵-۷-۳- بارهای زنده سنگین

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

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

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

۶-۵-۷-۵- محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

ادامه جدول ۱-۵-۶ حداقل بارهای زنده گستردہ یکنواخت m^3 و بار زنده متتمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	کیلونیوتن بر مترمربع	بار گستردہ کیلونیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۲	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سریوس‌ها- اپار- راهروها)	۱-۴	
۵	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۲-۴	
۵	هتل‌ها- فروشگاه‌ها		
۲	اتاق‌ها و سایر فضاهای مثل ها، مهانسراها و خوابگاهها	۱-۵	
۵	فروشگاه‌های کوچک و خردفروشی، طبقه همکف (ورودی)	۲-۵	
۳,۵	فروشگاه‌های کوچک و خردفروشی، کف سایر طبقات	۳-۵	
۶ ^(۳)	فروشگاه‌های عمده‌فروشی، همه طبقات	۴-۵	
۶	ساختمان‌های آژوئی- فرهنگی و کتابخانه‌ها		
۲,۵	کلاس‌های درس، آزمایشگاه‌های سبک	۱-۶	
۳	اتاق‌های مطالعه	۲-۶	
۲,۵ ^(۴)	مخازن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه‌های ثابت	۳-۶	به ازای هر متر ارتفاع، حداقل
۷	مخازن کتاب یا محل بایگانی با قفسه‌های متحرک	۴-۶	به ازای هر متر ارتفاع، حداقل
۵	راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۵-۶	
۴	راهروهای سایر طبقات	۶-۶	
۷	ساختمان‌های اداری	۷	
۲,۵	دفاتر کار معمولی	۱-۷	
۴,۵	سالن انتظار و ملاقات- راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۲-۷	
۳,۵	راهروهای سایر طبقات	۳-۷	
۶ ^{(۳)(۴)}	ساختمان‌های صنعتی	۸	
۱۰ ^{(۳)(۴)}	کارگاه‌های صنعتی سبک	۱-۸	
۱۰ ^{(۳)(۴)}	کارگاه‌های صنعتی متوسط	۲-۸	
۱۲ ^{(۳)(۴)}	کارگاه‌های صنعتی سنگین	۳-۸	
۳,۵ ^(۴)	ورزشگاه‌ها و تأسیسات تفریحی	۹	
۱۰ ^{(۳)(۴)}	سالن‌های ورزشی سبک مانند تنیس روی میز- بیلیارد و ...	۱-۹	
۵ ^(۴)	سالن‌های ورزشی و تمرینات بدنسازی	۲-۹	
۵ ^(۴)	ورزشگاه‌های دارای صندلی ثابت	۳-۹	
۶ ^(۴)	ورزشگاه‌های قاقد صندلی ثابت با دارای نیمکت	۴-۹	

جدول ۱-۵-۶-۱ حداقل بارهای زنده گستردہ یکنواخت m^3 و بار زنده متتمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	کیلونیوتن بر مترمربع	بار گستردہ کیلونیوتن
۱	بامها		
۱-۱	بام‌های معمولی نخت، شبدار و قوسی	۱,۵ ^(۱)	۱,۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰,۵	۱,۳
۳-۱	بام‌های دارای پارچه‌های گلخانه	۵	
۴-۱	بانهایی با پوشش بارچاهی با سازه اسکلتی	۰,۵-۰,۲۵ ^(۲)	۱,۳
۵-۱	بانهایی با امکان تجمع ازدحام		
۶-۱	قاب‌های نگهدارنده یک فضابند		۱
۲	سالن‌ها و محلهای تجمع ازدحام		
۱-۲	سالن‌های عمومی و محلهای تجمع درای صندلی‌های ثابت (چسیده به کف)	۳ ^(۳)	
۲-۲	سالن‌های عمومی و محلهای تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵ ^(۳)	
۳-۲	سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها	۵ ^(۳)	
۴-۲	سینماها و تالارها	۵ ^(۳)	
۵-۲	صحنه سینماها و تالارها	۷,۵ ^(۳)	
۶-۲	سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷,۵ ^(۳)	
۷-۲	تبستان مساجد و تکابا	۶ ^(۳)	
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	۵ ^(۳)	
۹-۲	پایانهای مسافربری	۶ ^(۳)	
۳	راهروها، راه پله‌ها ^(۴) و بالکن‌ها		
۱-۳	راهروهای مرکز تجمع ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)		
۲-۳	راهروهای مرکز تجمع ازدحام واقع در سایر طبقات		
۳-۳	راهله و راههای منتهی به دربهای خروجی	۵ ^(۴)	۱,۳
۴-۳	راه پله اضطراری	۵	
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعییر و نگهداری تاسیسات		
۶-۳	بالکن‌ها	۱,۵ ^(۵)	
	پارک‌بلر زنده کف		
	اتاق‌های متعلق به آنها		
	لازم نیست بشیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود		

ادامه جدول ۱-۵-۶-۱ حداقل بارهای زنده گستردہ یکنواخت m^3 و بار زنده متتمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	کیلونیوتن بر مترمربع	بار گستردہ کیلونیوتن
۱۰	بیمارستان‌ها و مرکز 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 خودروهایی با وزن حداقل تا ۴۰ کیلونیوتن		۲۰
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداقل تا ۴۰ کیلونیوتن	۳ ^{(۳)(۴)(۵)}	
۲-۱۱	معابر و پیش‌هایی از محبوطه با امکان عبور کامیون	۶	۳۰
۳-۱۱	سایر موارد	۱۲ ^(۶)	
۱۲	سرددخانه‌ها		
۱-۱۲	آشپرخانه‌های صنعتی و رختشوی خانه‌ها	۵	
۲-۱۲	تعبیه انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱۵	
۳-۱۲	انباری‌های سبک	۱	
۴-۱۲	انباری‌های سنگین	۲ ^(۴)	
۵-۱۲	موتورخانه‌ها	۱,۲ ^{(۳)(۴)}	
۶-۱۲	اتاق‌های هوازی- بیب و نظایر آن	۷,۵	
۷-۱۲	محل فرود بالگرد	۴	
۸-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۳ ^{(۱)(۲)(۳)(۴)}	
۹-۱۲	کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر	۲,۵	۹
۱۰-۱۲	اتاق آسانسور	۵	
۱۱-۱۲	هرگونه ساختمان دیگر	۳,۶	۱۳ ^(۷)

۴-۶- اعمال بارهای خطی

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی غیرنما

$0.01 \times 2100 = 21 \text{ kg/m}^2$	(۱) ملات ماسه سیمان
$0.22 \times 850 = 187 \text{ kg/m}^2$	(۲) بلوک سفالی
$0.02 \times 1600 = 32 \text{ kg/m}^2$	(۳) گچ و خاک
$0.01 \times 1300 = 13 \text{ kg/m}^2$	(۵) انود گچ
253 kg/m^2	جمع کل

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی نما

$0.02 \times 2800 = 56 \text{ kg/m}^2$	(۱) سنگ نما
$0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$	(۱) ملات ماسه سیمان
$0.22 \times 850 = 187 \text{ kg/m}^2$	(۲) بلوک سفالی
$0.02 \times 1600 = 32 \text{ kg/m}^2$	(۳) گچ و خاک
$0.01 \times 1300 = 13 \text{ kg/m}^2$	(۵) انود گچ
330 kg/m^2	جمع کل

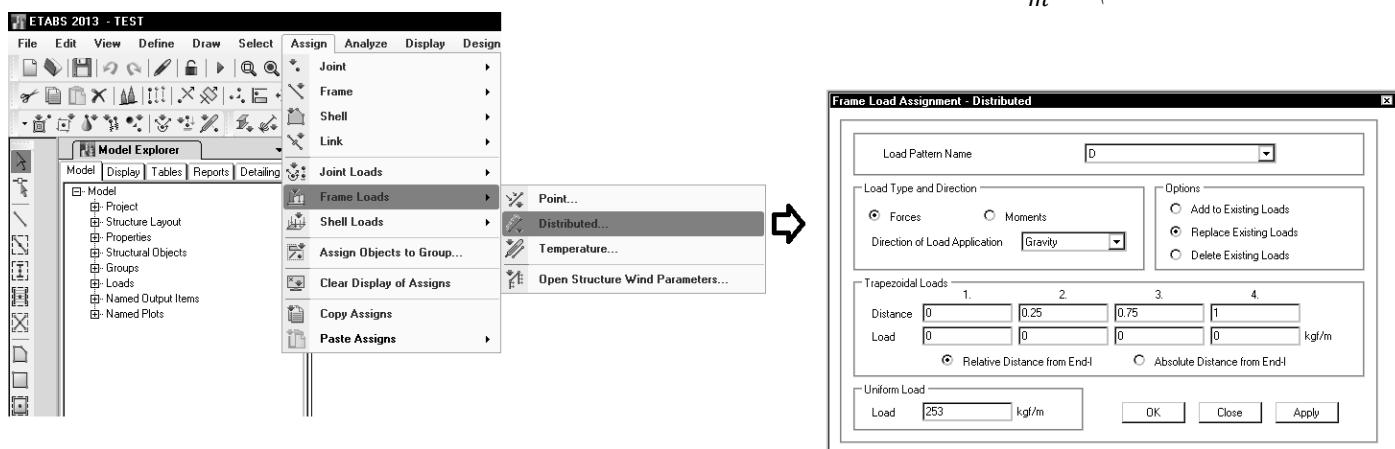
جهت درنظر گرفتن اثر بازشوها می توان بار مرده دیوارهای نما را در ۰.۷ ضرب نمود.

با فرض اینکه ارتفاع دیوارها تقریباً ۳ متر باشد، بار خطی گستردہ وارد بر دیوارها به شرح زیر خواهد بود:

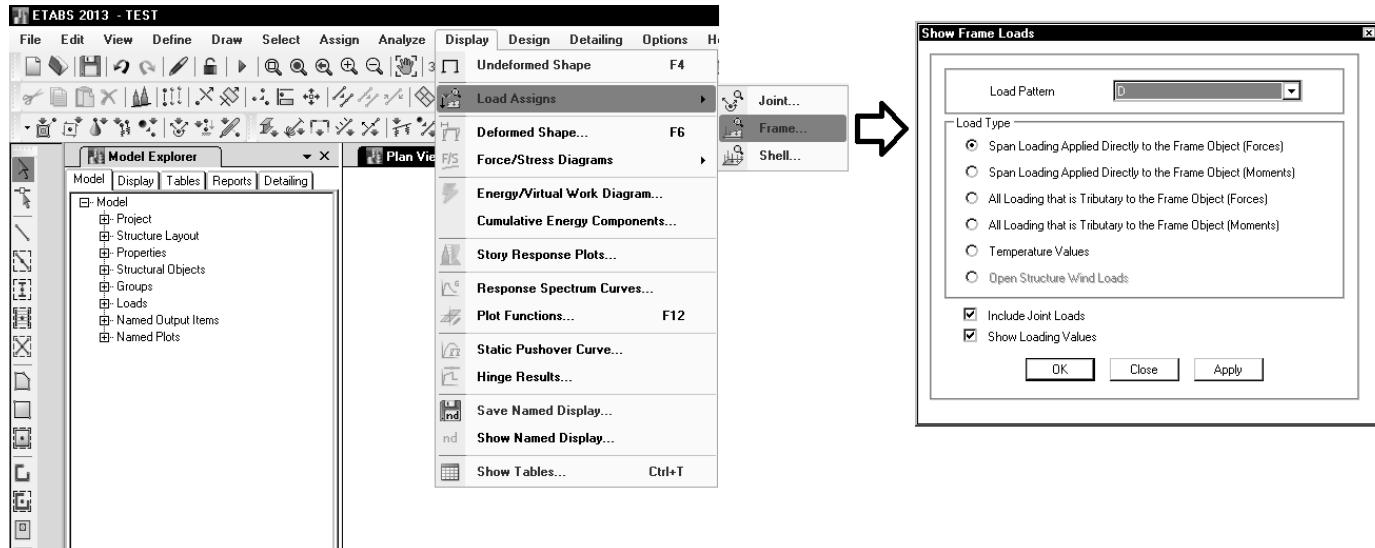
$$\text{بار گستردہ مربوط به دیوارهای غیرنما} = 253 \times 3 \cong 760 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{بار گستردہ مربوط به دیوارهای نما} = 330 \times 0.7 \times 3 \cong 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{بار گستردہ مربوط به جان پناه بام} = 330 \times 0.8 \cong 265 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



۵-۶- مشاهده و بررسی بارهای وارد شده



۶-۶ Notional Load

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

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبه دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای نقلی 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.

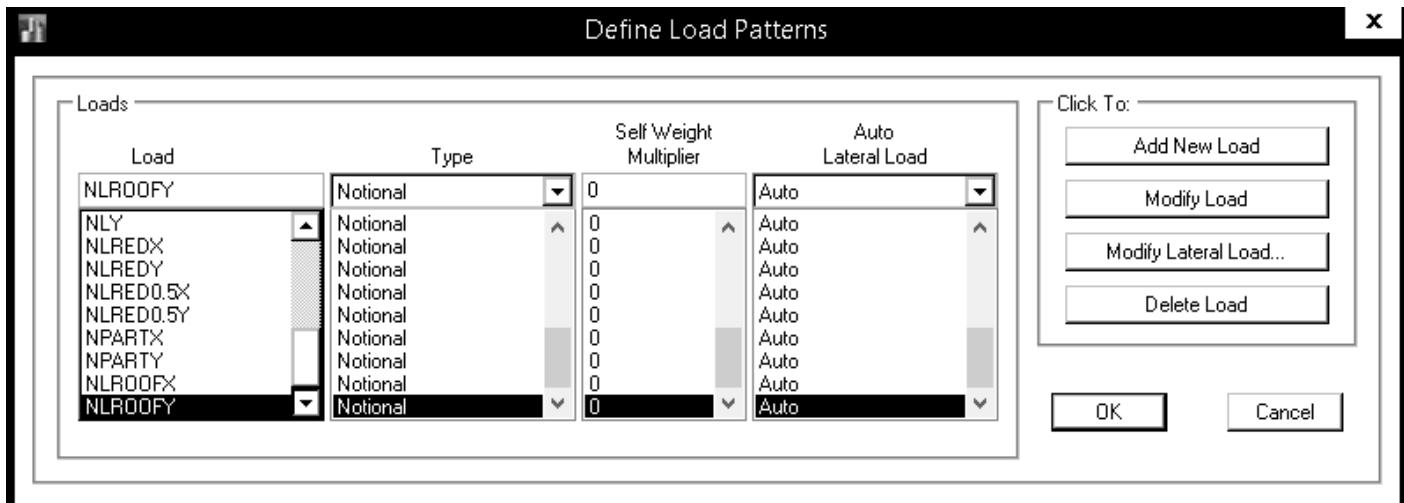
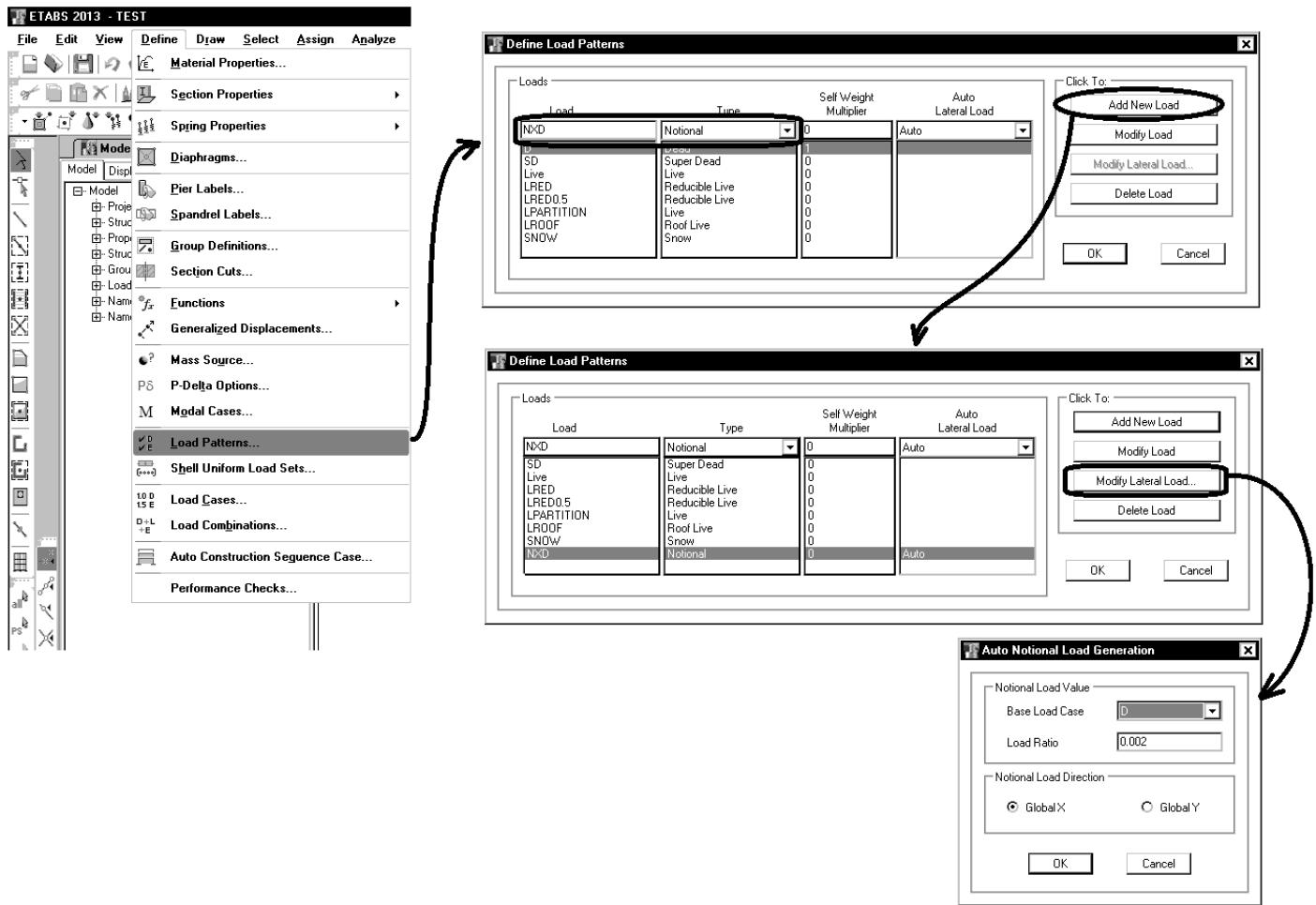
$$N_t = 0.002 Y_i \quad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_t =بار جانبی فرضی در طبقه i

Y_i =بار ثقلی ضربیدار در طبقه i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

برای هر یک از بارهای نقلی (Dead, SD, L, LRED, LRED0.5, LPARTITION, LROOF) دو بار از نوع Notional باید تعریف شود: یک بار در راستای x و یک بار دیگر در راستای y .
نکته مهم: تعریف بار Notional تنها زمانی لازم است که سازه فلزی باشد.



۶-۷-نیروی زلزله استاتیکی

پس از تعریف بارهای نقلی، بارهای جانبی مربوط به زلزله را طبق آین نامه به دو صورت می‌توان در نظر گرفت: ۱- روش استاتیکی معادل ۲- روش دینامیکی برای تعریف نیروی زلزله استاتیکی، باید چهار پارامتر I , B , A و R را محاسبه کنیم. در ادامه بندهای آین نامه ای نحوه محاسبه این پارامترها آمده است.

۶-۷-۱- ضوابط آین نامه ای محاسبه نیروی زلزله

۳-۲-۲- روش‌های تحلیل خطی

روش‌های مجاز برای تحلیل خطی سازه ساختمان‌ها با توجه به تعداد طبقات و نوع نامنظمی سیستم سازه‌ای آنها با توجه به جدول (۳-۱) تعیین می‌شود.

جدول (۳-۱) روش‌های مجاز برای تحلیل خطی ساختمان‌ها

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

۳-۲-۳- تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازی در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشد. 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 نباشد و یا در صورت اتصال خاک پشت آن متراکم نشده باشد، تراز پایه باید در سطح بالای پی در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوار نگهبان آن به سازه متصل باشد و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم (با تراکم حداقل ۹۵٪ اشوب اصلاح شده) و یا با بتن لاغر پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیکترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آن که اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان محکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن آرمه 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.

۱-۳-۳ نبروی برشی پایه،

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

$$V = CW \quad (1-3)$$

C : ضریب زلزله که از رابطه زیر بدست می‌آید:

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

(A) طرح ۶-۷-۲ - تعیین شتاب مبنای طرح**۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A**

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

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

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

۶-۷-۳- تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B)

$$B = B_1 N \quad (1-2)$$

$$\begin{array}{lll} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 = (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{array} \quad (2-2)$$

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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد از رابطه (۳-۲) و یا شکل

$$\begin{array}{lll} N = 1 & T < T_s & (2-2) \text{ تعیین می شود} \\ N = \frac{0.7}{4-T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} & (3-2) \end{array}$$

$$N = 1.7 \quad T > 4 \text{ sec}$$

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

با توجه به روابط فوق، ضریب بازتاب ساختمان به عوامل زیر بستگی دارد:

- ۱- دور تناوب ساختمان T
- ۲- نوع خاک
- ۳- میزان خطر لرزه خیزی منطقه

بنابراین قبل از محاسبه مقدار B باید سه مورد فوق تعیین شود.

۶-۷-۱-۳-۳-۲- تعیین دوره تناوب سازه (T)

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

- ۱- چنانچه جدآگرهای میانقابی مانع برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:
- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.8H^{0.4} \quad (3-3)$$

- در قاب‌های بتن مسلح

$$T = 0.7H^{0.4} \quad (4-3)$$

۲- چنانچه جدآگرهای میانقابی مانع برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

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

ب- در قاب‌های دارای مهاربندی‌های واگرا، مقدار T از رابطه (۴-۳) محاسبه می‌شود.

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

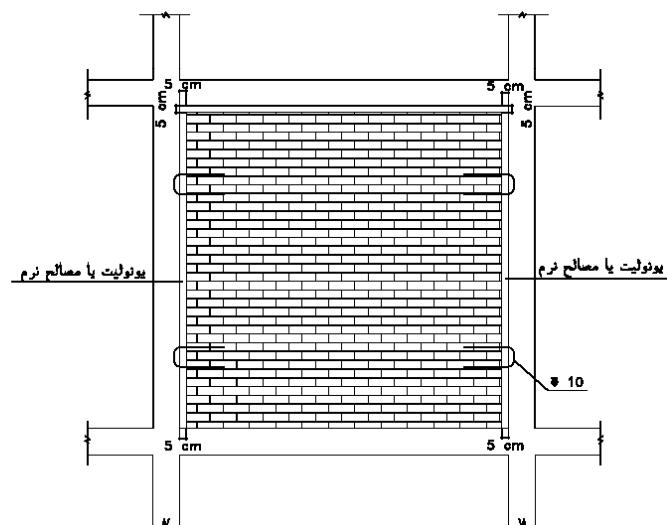
$$T = 0.5H^{0.4} \quad (5-3)$$

در روابط فوق، H، ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد. در مورد بام‌های شبیدار H براساس ارتفاع متوسط بام از تراز پایه محاسبه می‌شود.

تبصره ۱: بجای استفاده از روابط تجربی یاد شده می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان T را با استفاده از روش تحلیلی مناسب با درنظر گرفتن خصوصیات سازه محاسبه نمود، ولی مقدار آن نباید از $1/25$ برابر زمان تناوب بدست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

سازمان نقاش مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان			
دفتر راهنمایی ترازهای مهندسی و محاسبات و نوشته‌های سازه		شماره یارنگری: ۳	
صفحه: ۸	زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷	CTL-STR-CMSTK-001-R3	زمان پلزنگری: ۸۷

۸- در سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی برای آنکه جدآگرهای میانقاب مانع برای حرکت قابها ایجاد نکنند، جزئیات مناسب در نقشه‌های سازه ارائه شود. شکل کلی زیر به عنوان راهنمای ارائه می‌شود



در ابتدای کار مدلسازی که هنوز ابعاد تیرها و ستونها مشخص (طراحی) نشده است، تعیین دوره تناوب سازه (که به جرم و سختی جانبی سازه بستگی دارد) غیر ممکن است. بنابراین در ابتدای کار از محاسبه "زمان تناوب حاصل از تحلیل" صرف نظر کرده و از مقدار { زمان تناوب تجربی $\times 1.25$ } به عنوان زمان تناوب سازه استفاده می کنیم.

پس از مدلسازی و طراحی اولیه باید زمان تناوب حاصل از تحلیل مطابق بند ۱۱-۸-محاسبه شود و اگر مقدار آن کمتر از زمان تناوب تجربی $\times 1.25$ بdest آمد، محاسبات مجددا باید با دوره تناوب جدید تکرار شوند.

۴-۷-۶- تعیین ضریب رفتار سازه (R)

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

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱-دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵-دیوار متسلک از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسممهای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶-دیوار متسلک از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷-دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱-دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۴	۲/۵	۵	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵-مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵/۵	۲	۷	۶-مهاربندی کمانش تاب	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۷-مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱-قاب خمثی بتن مسلح ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمثی
۴۰	۴/۵	۳	۵	۲-قاب خمثی بتن مسلح متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳-قاب خمثی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴-قاب خمثی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵-قاب خمثی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶-قاب خمثی فولادی معمولی [۱] و [۵]	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱-قاب خمثی ویژه (فولادی یا بتنه)+دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲-قاب خمثی بتنه+دیوار برشی بتن مسلح ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳-قاب خمثی بتنه متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴-قاب خمثی فولادی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵-قاب خمثی فولادی ویژه+مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶-قاب خمثی فولادی متوسط+مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷-قاب خمثی فولادی ویژه+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸-قاب خمثی فولادی متوسط+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتنه ویژه	ث- سیستم کنسولی

یادداشت ها

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می گردد.

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

نیروی برشی پایه ۷، که طبق بند ۳-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع

می‌گردد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (6-3)$$

در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W: وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۲-۳) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی

که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

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

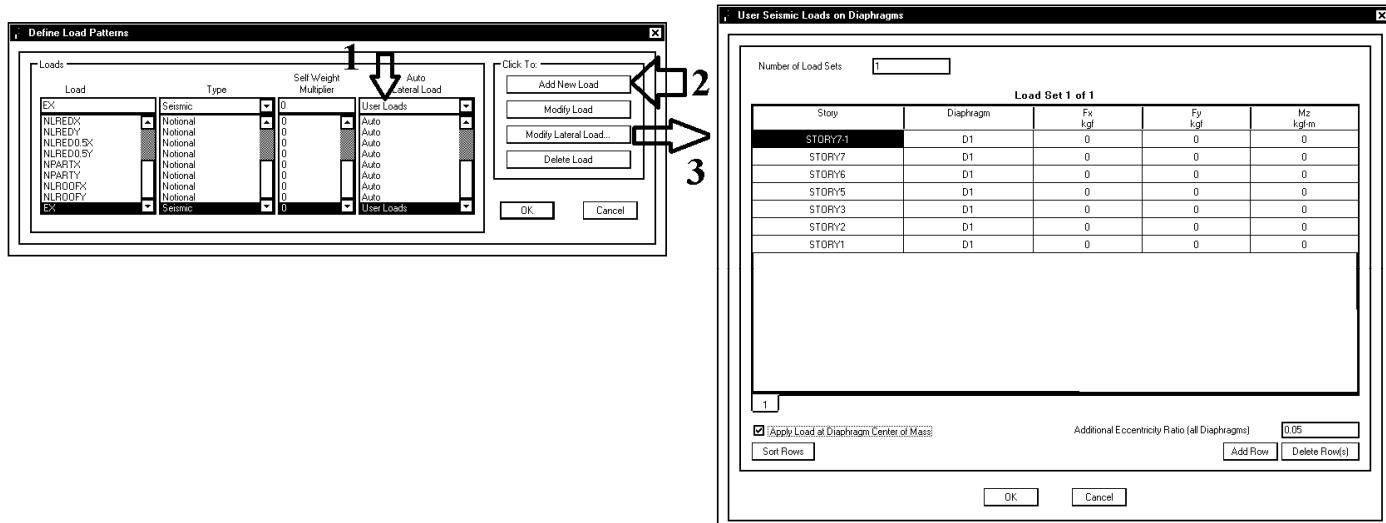
n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k: برابر $+0.75/0.5T$ ، این عدد برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از $5/0.75$ ثانیه برابر ۱ و برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از $5/0.75$ ثانیه برابر ۲ انتخاب می‌شود. T در این رابطه همان زمان زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۳-۳ محاسبه شده و در تعیین ضریب B مورد استفاده قرار گرفته است.

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

ویراش چهار	
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	27.2
درجه اهمیت سازه	I=1
ضرب A	A=0.35
نوع زمین	III
نوع اسکلت	بننی
سیستم سازه	قب خمشی
Ru=	5
سازه صیاغاب دارد؟	خیر
زان تناوب نرم افزار (T-ETABS)	5.00
T ₀ =	0.15
T _s =	0.7
S ₀ =	1.1
S=	1.75
T= Min (تحلیلی، 1.25 تجربی)	1.04
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.07258
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.84712
B=B1*N=	1.98119
C-min=0.14*A*I=	0.05
k=0.5*T+0.75=	1.2711
C=A.B.I/R=	0.1387

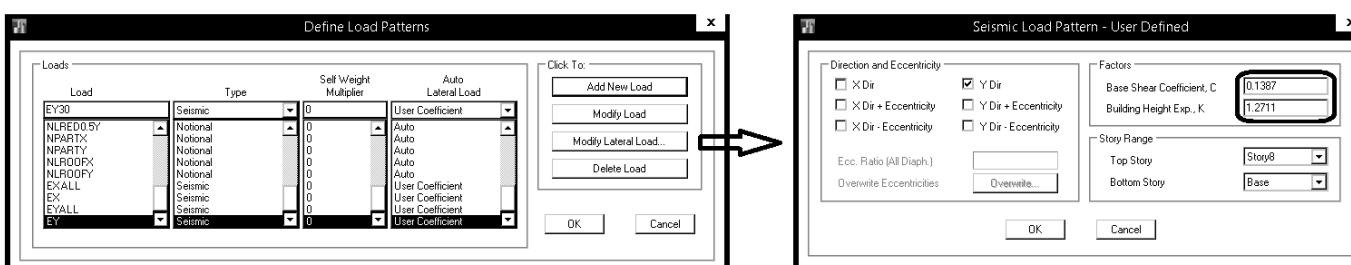
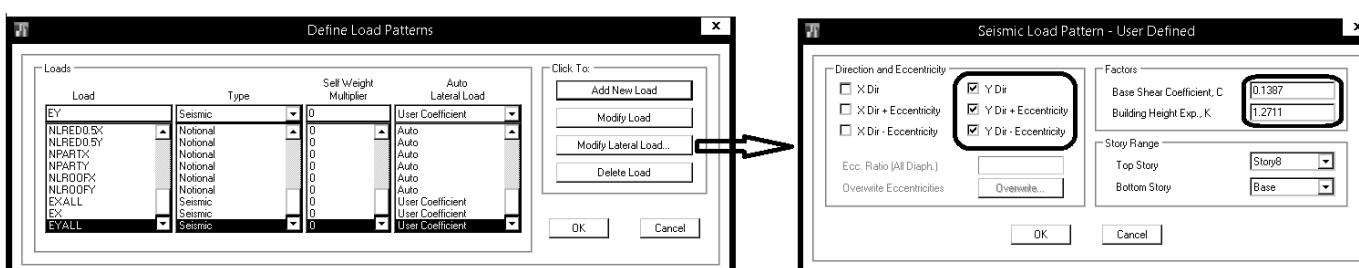
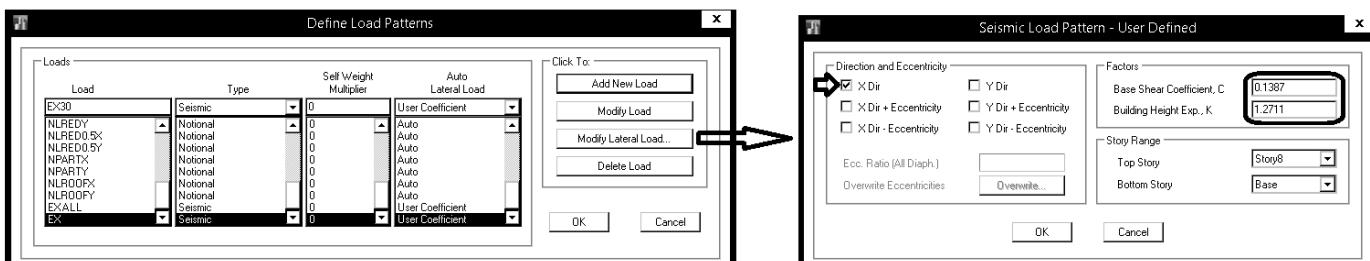
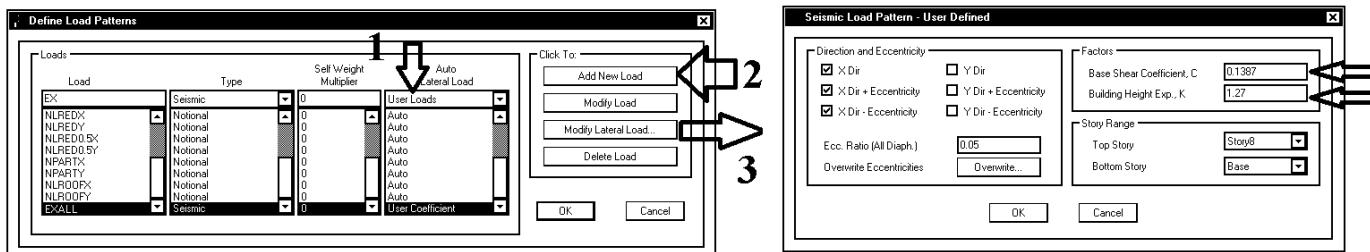
۶-۷-۵-۱-استفاده از User Load



۶-۷-۶- استفاده از User Coefficient

ویرایش جهار	
ارتفاع سازه از تراز بایه (متر)	27.2
درجه اهتمت سازه	I=1
A	A=0.35
نوع زمین	III
نوع اسکلت	بتنی
سیستم سازه	قاب خصمنی
Ru=	5
سازه صیاغاب دارد؟	خیر
رعن تابو نرم افزار (T-ETABS)	5.00
T ₀ =	0.15
T _s =	0.7
S ₀ =	1.1
S=	1.75
T = Min (تحلیلی, 1.25)	1.04
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.07258
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.84712
B=B1*I=	1.98119
C-min=0.14*A*I=	0.05
k=0.5*T+0.75=	1.2711
C=A.B.I/R=	0.1387

- مقادیر EYALL، EYALL و نیز EX و EY به ترتیب زیر تعریف می شوند.
- اثرات سه زلزله EXN، EXP و EXALL را همزمان منظور می کند.
 - اثرات سه زلزله EYN، EYP و EYALL را همزمان منظور می کند.
 - در تصاویر زیر فرض شده است که سیستم باربر جانبی و ضرایب زلزله در هر دو جهت x و y یکسان می باشد.
 - در ویرایش چهارم اثر نیروی شلاقی حذف شده است (چرا؟) و نیازی به منظور کردن نیروی شلاقی نمی باشد.



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

$$M_i = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_j \quad (7-3)$$

در این رابطه:

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

e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۳-۳-۷ محاسبه می‌شود.

F_j : نیروی جانبی در تراز طبقه j

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

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

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1.2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^r \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (8-3)$$

در این رابطه:

Δ_{\max} =حداکثر تغییر مکان طبقه j

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

۴-۱۰-۵-۷-۶ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هجده متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی سجانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست.

۶-۷-۶- نیروی قائم زلزله

۳-۳-۹- نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۱- نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه 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.

ج- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارد به

تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

د- بالکن‌ها و پیش آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۳-۲- مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای ب و ج از رابطه (۹-۳) محاسبه می‌شود و برای عناصر بند د دو برابر مقدار این رابطه منظور می‌گردد، بعلاوه در مورد عناصر بند د، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پائین و بدون منظور نمودن اثر کاوهنده بارهای نقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V = 0.6 A I W_P \quad (9-3)$$

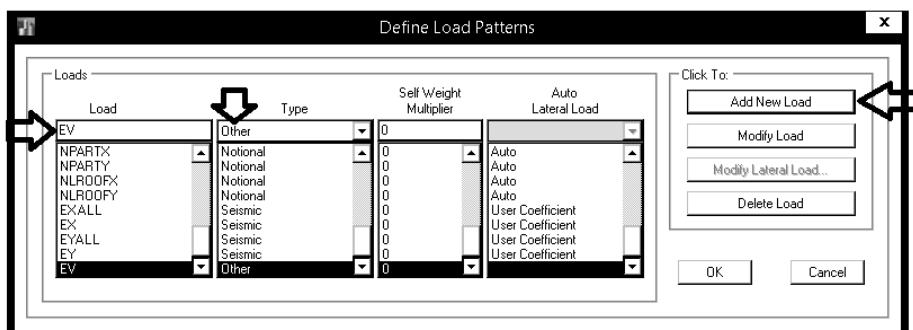
در این رابطه:

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

W_P: بار مرده به اضافه کل سربار آن

در محاسبه مقدار نیروی قائم برای کل سازه ساختمان در حالت الف بند ۳-۱، رابطه (۹-۳) مورد استفاده قرار گرفته و به جای W_P مقدار بار مرده اجزای ساختمان در نظر گرفته می‌شود. نیروی قائم مذکور باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پائین به طور جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی بی ساختمان ضروری نیست.

۳-۳-۳- نیروهای قائم و افقی زلزله باید به طور همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند ۳-۴ باید رعایت شود.

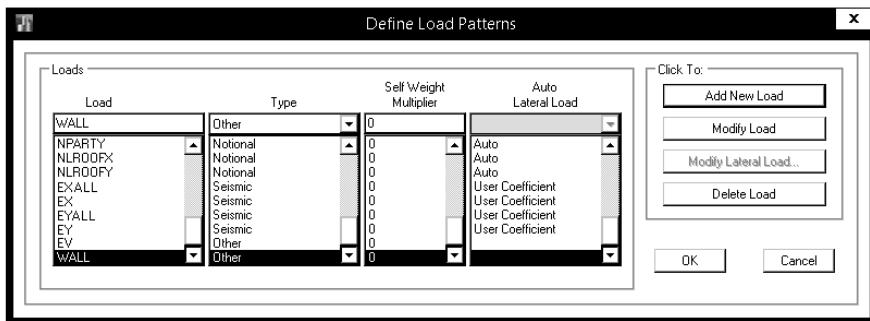


به چه علت EV از نوع seismic تعریف نشده است؟

بار EV در ویرایش چهارم چگونه با بارهای EX و EY ترکیب می‌شود؟

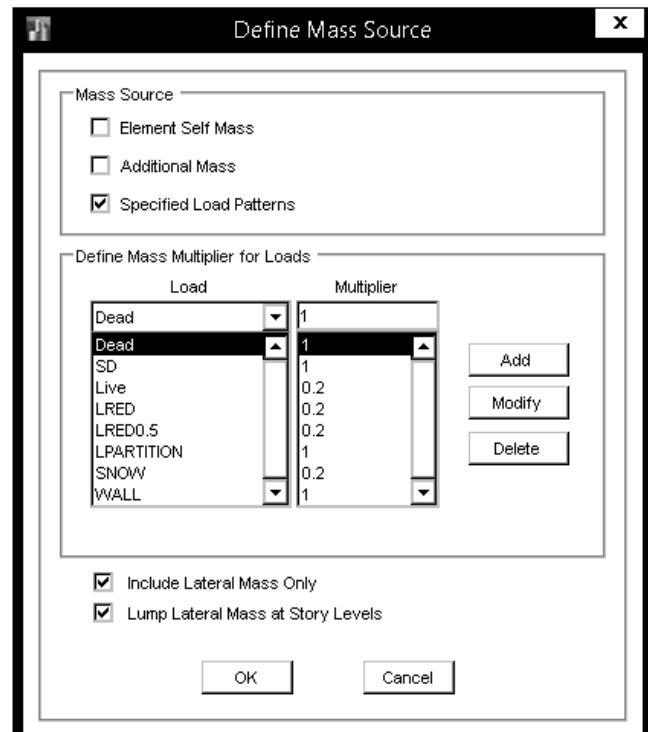
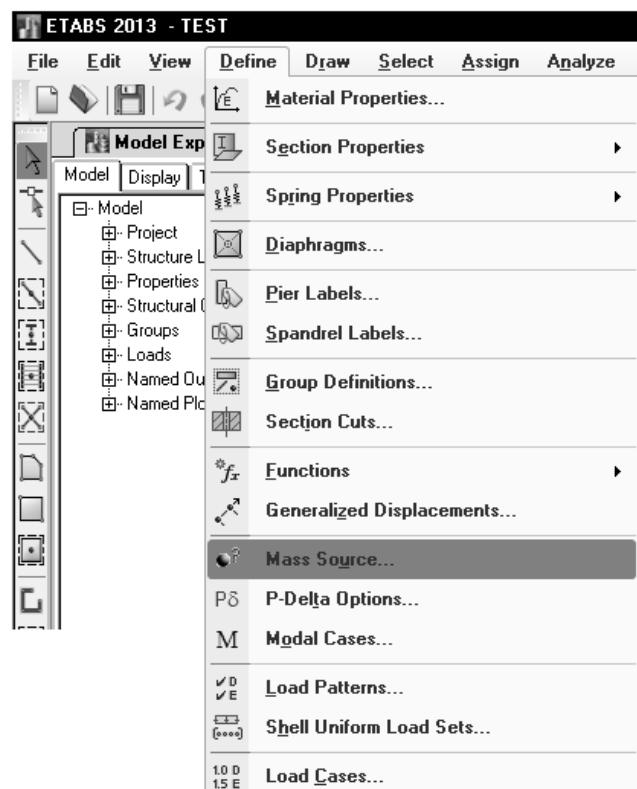
Wall - ۸-۶

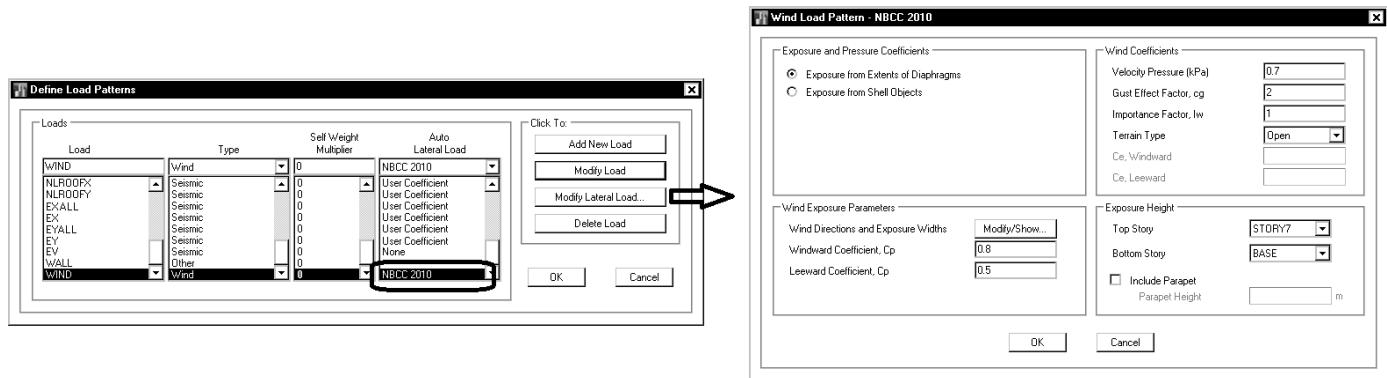
جهت اصلاح وزن لرزه ای دیوارها و تیغه ها، یک نوع بار خاص با نام WALL تعریف می کنیم و نوع آن را Other انتخاب می کنیم:

**۹-۶- وزن لرزه ای**

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

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





۶-۱۰-۲- فشار ناشی از باد بر ساختمان‌ها و سازه‌ها

فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل بدست آید.

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (6-10-6)$$

p = فشار خارجی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می‌کند.

I_w = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۶-۱-۶

q = فشار مبنای باد بخش ۶-۱۰-۳ و جدول ۶-۱۰-۶

C_e = ضریب بادگیری طبق بند ۶-۱۰-۶

C_g = ضریب اثر جهشی باد طبق بند ۶-۱۰-۴

C_p = ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد.

۶-۱۱-۶- بار حرارتی و بار مربوط به فشار خاک

در صورتی که ابعاد سازه بیش از حد متعارف باشد، مطابق بند زیر باید اثرات ناشی از انقباض و انبساط طولی در سازه و بارهای مربوط به آن درنظر گرفته شود. برای چنین سازه هایی بار TEMP تعریف می شود.

۲-۲-۹ درزهای انبساط

در ساختمان هایی که طول یا عرض آنها زیاد باشد، لازم است با تعبیه درز انبساط امکان آزاد شدن تغییر شکل ها فراهم شود. فاصله بین دو درز متوالی (طول یا عرض ساختمان بین دو درز) در مناطق خشک ۲۵ متر، در مناطق معتدل ۳۵ متر و در مناطق مرطوب ۵۰ متر در نظر گرفته می شود.

در صورت عدم امکان پیش بینی درز انبساط لازم است اثر تغییر شکل های حرارتی یا جمع شدگی بتن در تحلیل سازه منظور شود. عرض درز انبساط مناسب به تغییر شکل اجزای سازه ای از رابطه

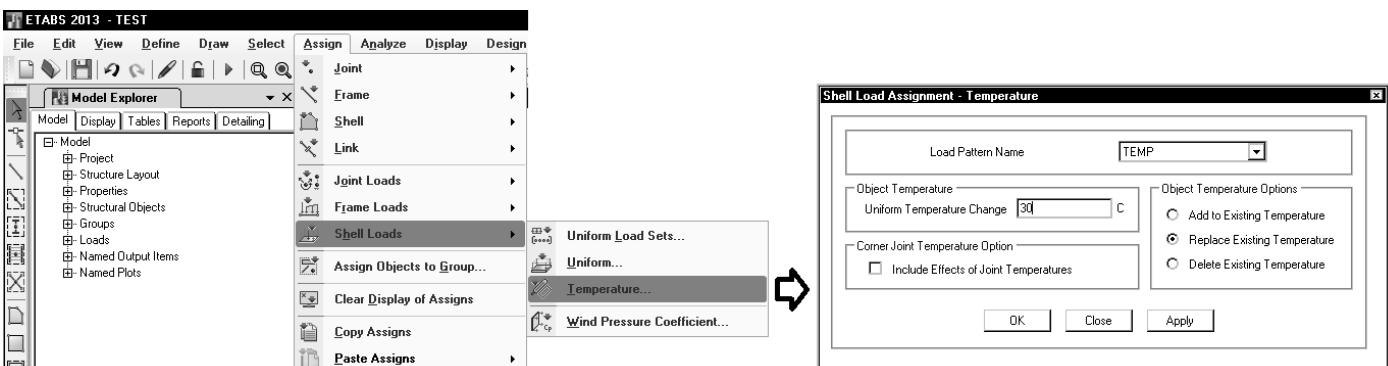
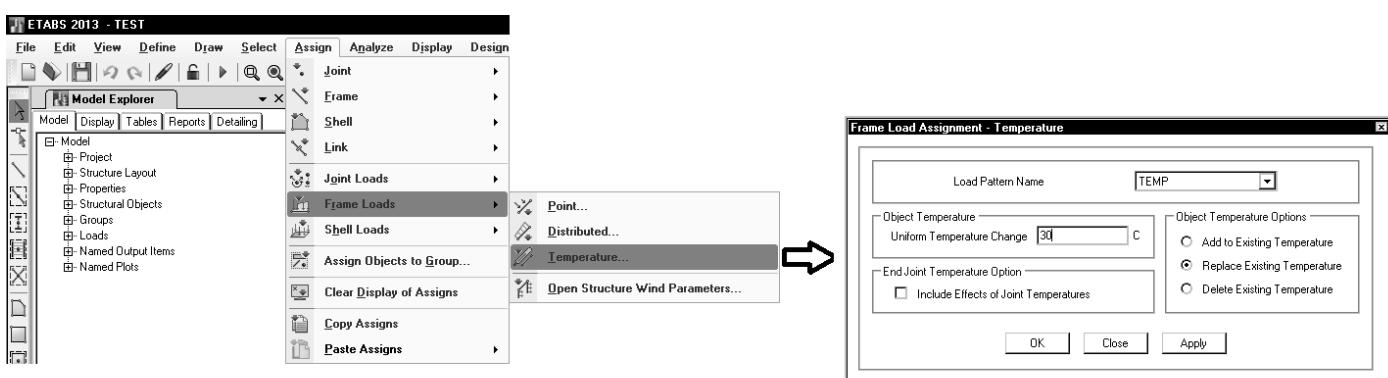
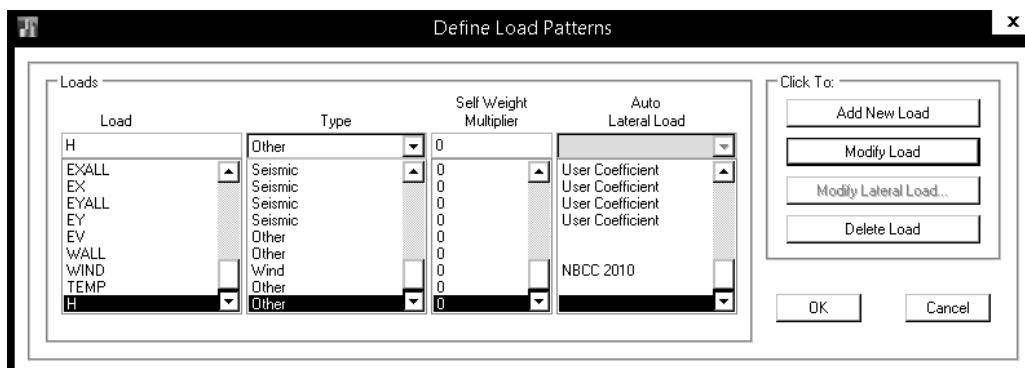
(۳-۱۲-۹) محاسبه می شود.

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

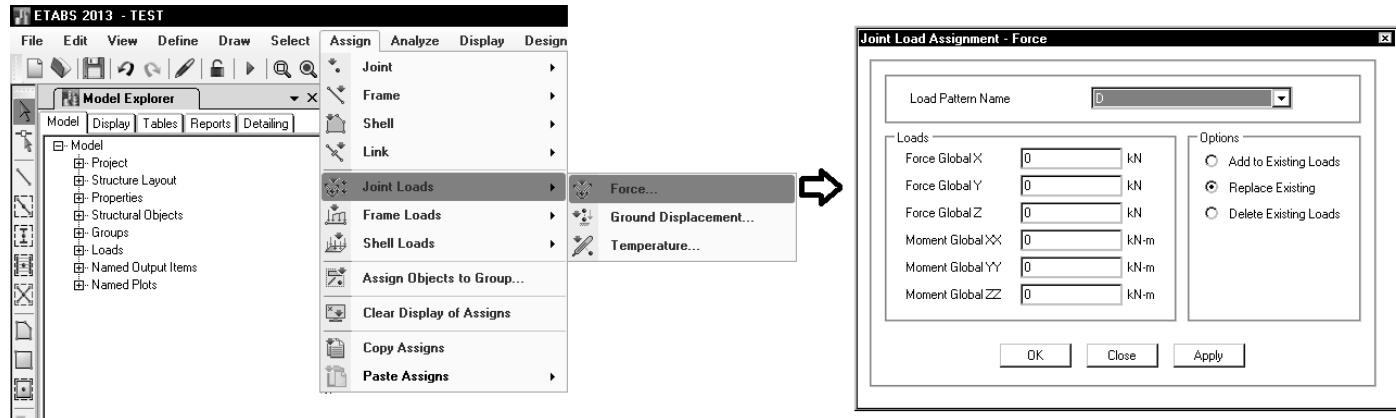
(۳-۱۲-۹)

در این رابطه، α برابر با $10 \times 10^{-6} / ^\circ C$ در نظر گرفته می شود. مقدار ΔT بر حسب تغییرات درجه حرارت در هر منطقه اختیار می شود. در صورتی که آمار قابل قبول مورد نیاز برای ΔT وجود نداشته باشد آن را برابر با 60 درجه سلسیوس بر حسب حداقل $-30^\circ C$ و حداکثر $+30^\circ C$ در نظر گرفته می شود. این مقدار لازم است ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان را برای درز اقطاع نیز تأمین نماید.

همچنین در مواردی که فشار خاک زیرزمین بر سازه وارد می شود، بار مربوط به فشار خاک (H در شکل زیر) باید تعریف شود.



۱۲-۶-۱- اعمال بارهای گرهی



۱۲-۶-۱- بار آسانسور

ادامه جدول ۱-۵-۶ حداقل بارهای زنده گستردۀ یکنواخت L و بار زنده متتمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گستردۀ کیلونیوتون بر مترمربع	بار متتمرکز کیلونیوتون	داده جدول ۱-۵-۶
۱۱-۱۲	اتاق آسانسور	۳۶	۱۳ (برروی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود)	
۱۲-۱۲	هر گونه ساختمان دیگر	۱		

سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان		
دفترچه راهنمای نکات محاذایه های محاسبات و نشانه های زانه		گردآوری و تنظیم: حسین صفرزاده
صفحه: ۲۶	زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷	شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R2

۱. بار آسانسور و پله ها به نحو مناسبی به تکیه گاه های مربوطه اعمال شود. حداقل بار آسانسور برابر ۱/۵ تن و با اعمال ضریب ضربه ۲ در نظر گرفته شود.

۶-۱۳- منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد

۴-۱-۳ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود.

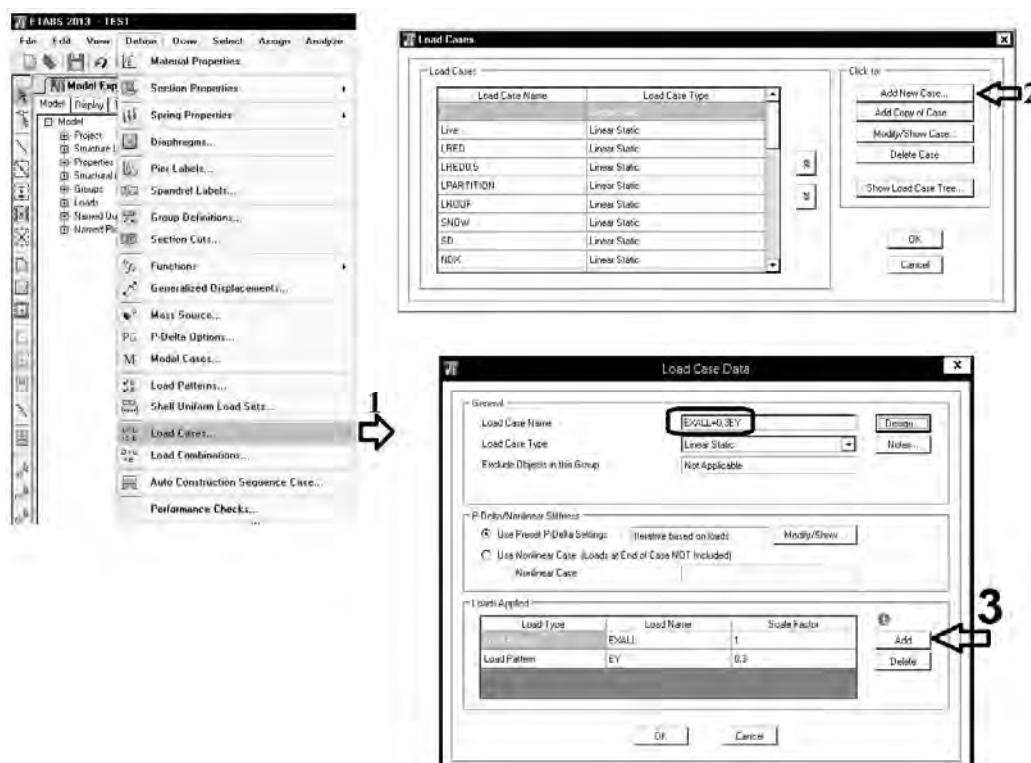
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، می‌توان صدرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزاء، بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علاوه‌نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملاحظه گردد.

تبصره ۱: در ساختمان‌های مشمول بند ب فوق، چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله، در ستون در هر یک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰ درصد بار محوری مجاز ستون باشد، بکارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره ۲: در مواردی که ترکیب صد درصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته می‌شود، منظور کردن برونو مرکزی اتفاقی، موضوع بند ۷-۳-۳، برای نیروی زلزله‌ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۳-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.



به همین ترتیب باید حالات بار زیر ایجاد شوند:

EX+EY30

EX-EY30

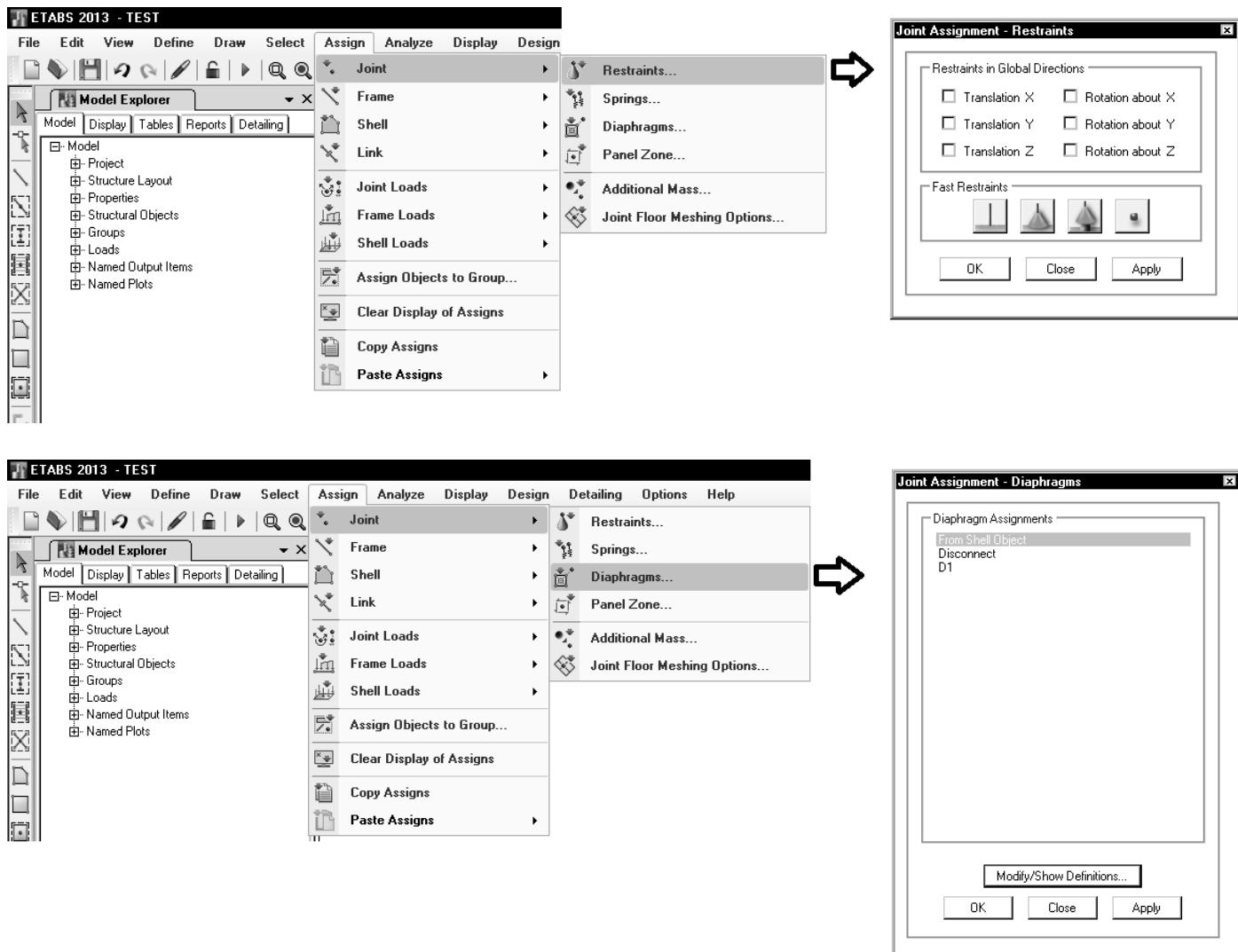
EY+EX30

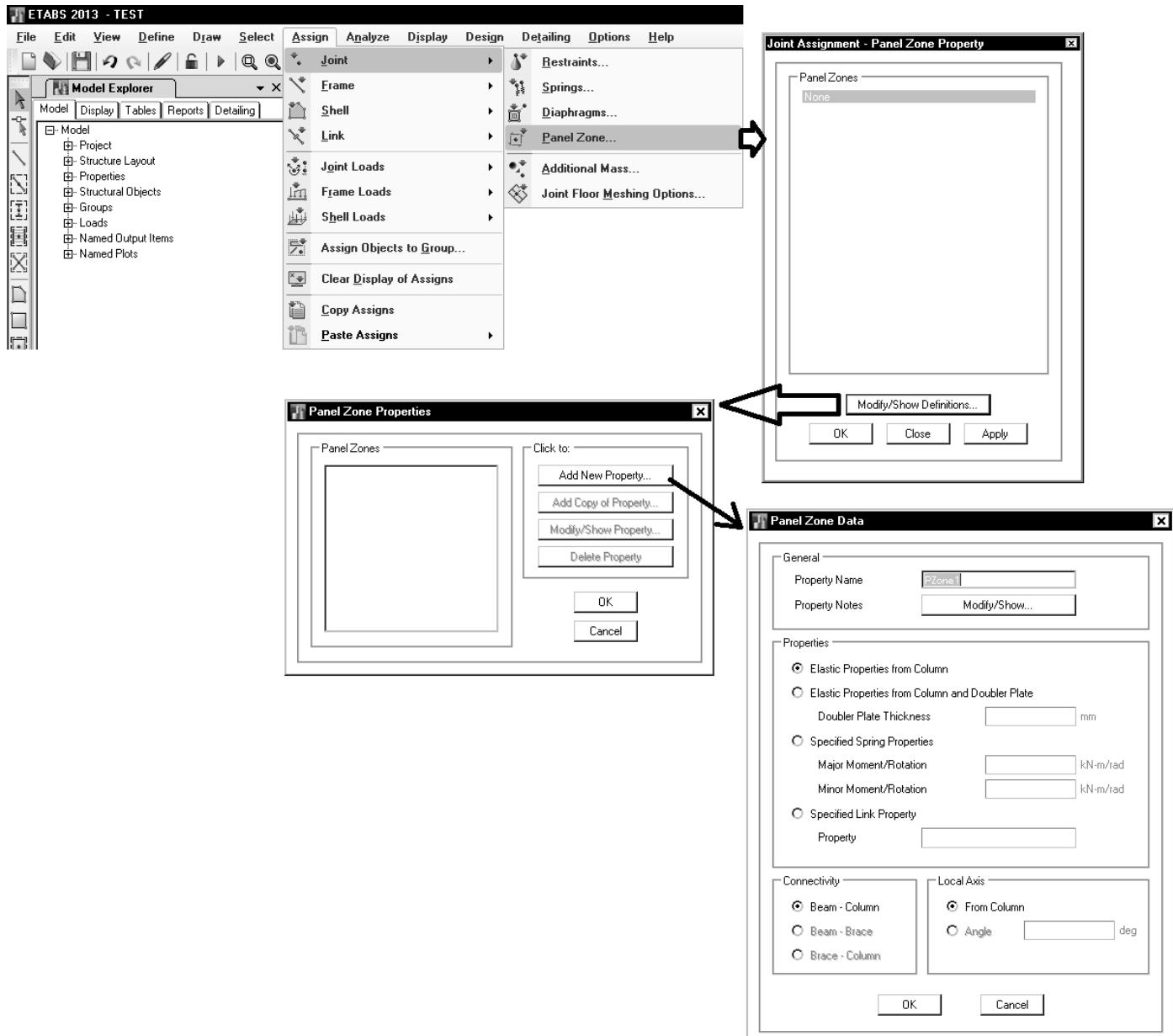
EY-EX30

سوال: آیا نیازی به تعریف EX+EY30- و یا EX-EY30- نیست؟ چرا؟

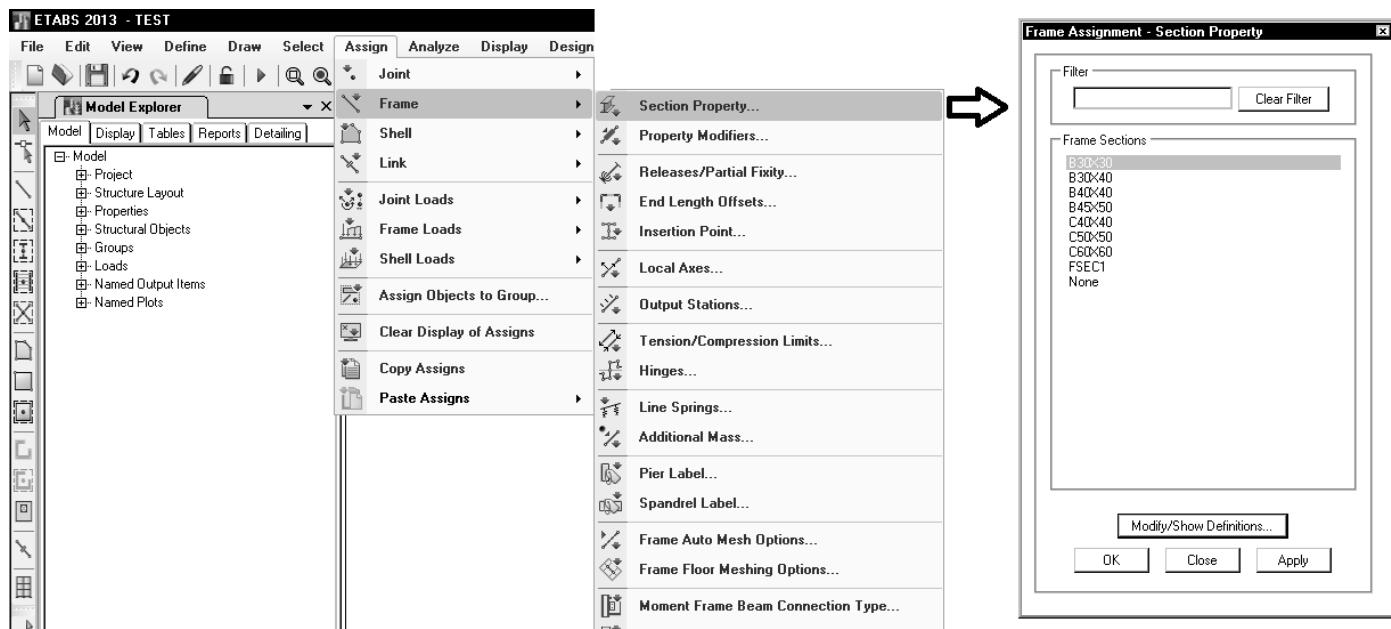
سوال: چرا حالت بار EXALL+0.3EY+EV و بارهای مشابهی که شامل EV باشند تعریف نشده است؟

۱۴-۶- بررسی منوی Assign – Joint/Point

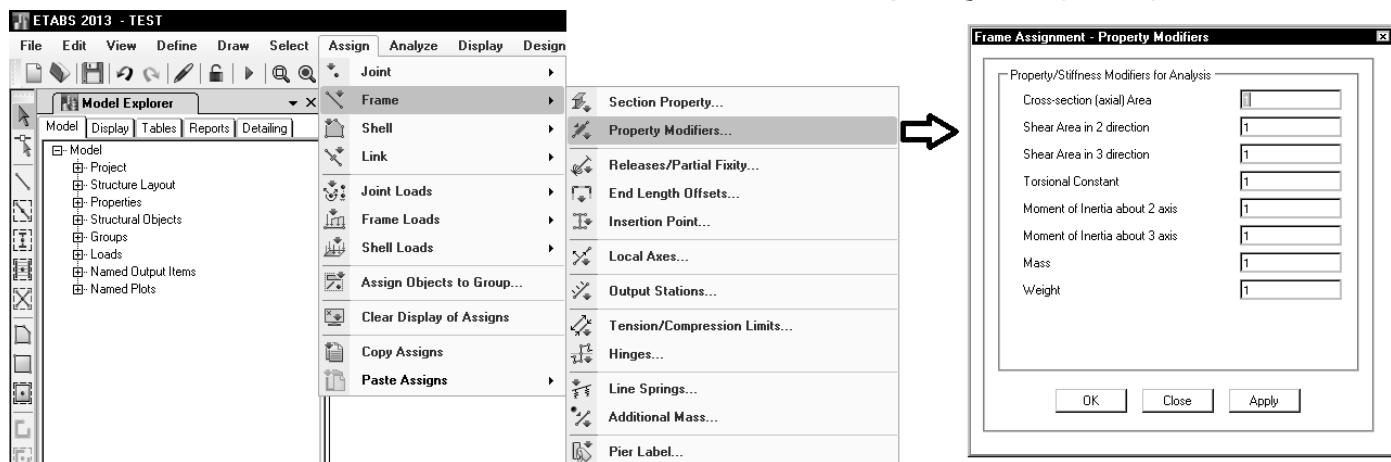




۱۵-۶- بررسی منوی Assign - frame/Line



۱۵-۶- اعمال ضرایب ترک خورده‌گی



در تحلیل سازه و استخراج نیروهای داخلی جهت طراحی اعضای سختی باید سختی مقاطع بتی (طبق مبحث ۹) کاهش یابد:

۴-۸-۱۳-۹ اثر ترک خورده‌گی

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

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل 0.75 و 0.7 برابر سختی خمی مقاطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

- در قاب‌های مهار شده سختی خمی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل 0.5 و 0.1 برابر سختی خمی مقاطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی خمی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند 0.5 و در غیر این صورت 0.7 برابر سختی خمی مقاطع کل منظور نمود.

در رابطه با سختی پیچشی اعضا می توان طبق توصیه زیر، از ضریب ۰.۱۵ برای تیرها استفاده نمود:

سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان			 دفتر کنترل ساختمان سازمان نظام مهندسی استان تهران
گردآوری و تنظیم: حسین صفرمازنو	دقیقه راهنمایی نکات محاذایت محاسبات و نشانه های سازه	شماره بازنگری: ۳	
صفحه: ۳۰	زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷	شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R3	زمان بازنگری: دی ۸۷

۹- نکات مهم در فایل مدل کامپیوتري سازه های بتني

۱. در مورد شکل پذيری تیرها و ستونها، رعایت موارد ذيل ضروري است:

(الف) شکل پذيری ستونها و تيرهای اصلی (تيرهایی که از هر دو طرف به ستون متصل هستند) با توجه به شکل پذيری فرض شده برای سистем باربر جانبی (شکل پذير معمولی، متوسط و زياد) تعیین شود.

(Sway ordinary, Sway intermediate, Sway special)

(ب) شکل پذيری تيرهای کنسول و تيرهای فرعی (تيرهایی که از يك طرف يا هر دو طرف به تير متصل هستند) از نوع شکل پذير معمولی (sway ordinary) تعیین شود.

۲. برای در نظر گرفتن اثر ترک خوردنگی در تیرها و ستونهای بتني، به نکات زیر توجه شود:

(الف) برای تحليل و طراحی سازه و کنترل "تفییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح" ضرائب ترک خوردنگی سختی خمثی ستونها در هر دو جهت برابر $1/7$ و برای تیرها برابر $1/35$ در نظر گرفته شود. همچنین برای تیرها ضریب ترک خوردنگی سختی پیچشی، طبق ضوابط تفسیر آیین نامه بنی ایران، برابر $1/15$ اعمال گردد. این ضریب باعث کاهش قابل توجه لنگر پیچشی وارد بر تیرها شده و سهولت بيشتری در طراحی آرماتور پیچشی و برشی تیر ایجاد مينماید.

(ب) برای محاسبه زمان تناوب تحليلي سازه (در صورت نياز به استفاده از آن) ضرائب ترک خوردنگی سختی خمثی ستونها در هر دو جهت برابر $1/10$ و برای تیرها برابر $1/5$ در نظر گرفته شود. در صورتی که از زمان تناوب تحليلي سازه برای محاسبه برش پايه کنترل تغيير مکان جانبی (طبق تبصره بند ۶-۳-۷-۴-۲-۳-۷-۶-۵-۴-۳-۲-۱) مبحث ششم) استفاده شود، نحوه محاسبه برش پايه و ريز محاسبات آن نيز در دفترچه محاسبات ذكر گردد. توجه شود که در صورت استفاده از زمان تناوب تحليلي در کنترل تغيير شكل، اگر مقدار زمان تناوب تحليلي سازه بيش از $7/0$ ثانие باشد، مقدار مجاز تغيير شكل جانبی نسبی طرح به $0/02$ محدود گردد. (حتى اگر زمان تناوب تجربی سازه کمتر از $7/0$ ثانie باشد)

(پ) برای محاسبه "تفییر مکان جانبی نسبی بهره برداري" تحت اثر زلزله سطح بهره برداري، ضرائب ترک خوردنگی سختی خمثی ستونها در هر دو جهت برابر $1/10$ و برای تیرها برابر $1/5$ در نظر گرفته شود.

۳. كليه اتصالات در سازه های بتني يكپارچه باید از نوع گيردار باشد و اتصال مفصلي مجاز نیست. جهت کاهش لنگر پیچشی وارد بر تيرهای بتني، طبق ضوابط تفسير آيین نامه بنی ایران، ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر $1/15$ بر كليه تيرها اعمال گردد. اين ضریب باعث کاهش قابل توجه لنگر پیچشی وارد بر تيرها شده و سهولت بيشتری در طراحی آرماتور پیچشی و برشی تیر ایجاد مي نماید.

کاهش وزن و جرم حجمی مصالح در فایل سازه قابل پذيرش نیست. اصولا کاهش وزن فقط برای تيرهای بتني (جهت حذف وزن قسمت مشترک با دالها) قابل توجيه است که باید از گزینه weight property modifier یا mass property modifier استفاده شود و ريز محاسبات آن نيز در دفترچه محاسبات ذكر شود. لیکن به طور کلي توصیه اكيد می شود برای در نظر گرفتن اثرات بارهای مرده پيش بینی نشده، از کاهش وزن اسکلت صرفنظر شود.

قابهای خمی بتنی مهارشده جهت تحلیل سازه (محاسبه نیروهای داخلی و تغیر مکانها):

Beam

Analysis Property Modification Factors

Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0.15
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.35
Mass	0.85
Weight	0.85

OK Cancel

Column

Analysis Property Modification Factors

Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

قابهای خمی بتنی مهارشده جهت تحلیل سازه (محاسبه نیروهای داخلی و تغیر مکانها):

Beam

Analysis Property Modification Factors

Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0.15
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	0.85
Weight	0.85

OK Cancel

Column

Analysis Property Modification Factors

Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

در هنگام تعیین دوره تناوب سازه (جهت محاسبه نیروی زلزله) طبق استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ۶، ممان اینرسی اعضای بتنی باید به شرح زیر اصلاح شوند:

تبصره ۲: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، به منظور در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها $I_g/5$ و برای ستونها و دیوارها I_g منظور شود. ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر $1/5$ برابر مقادیر مندرج در بند ۶-۳-۷-۶ برای مقاطع ترک خورده است.

قابهای خمی بتنی مهارشده و مهارشده جهت تعیین دوره تناوب سازه:

Beam

Analysis Property Modification Factors

Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	0.85
Weight	0.85

OK Cancel

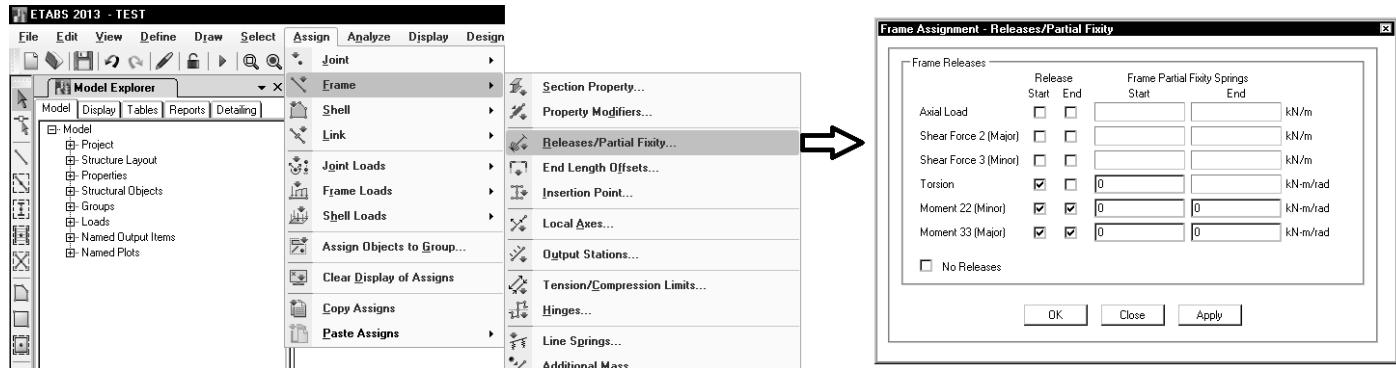
Column

Analysis Property Modification Factors

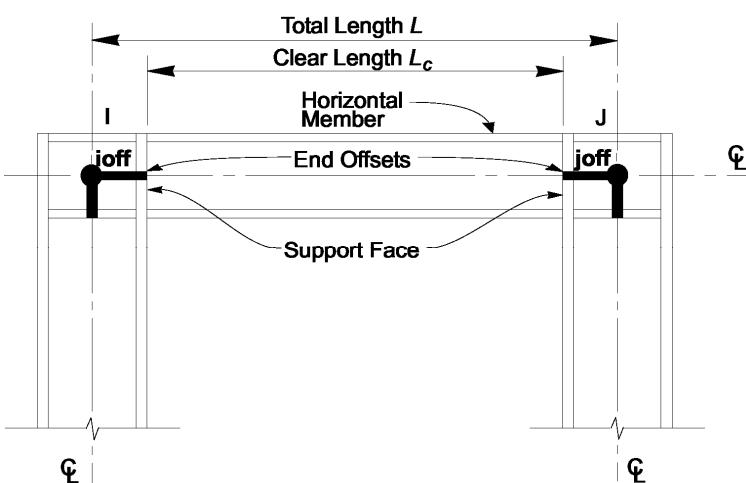
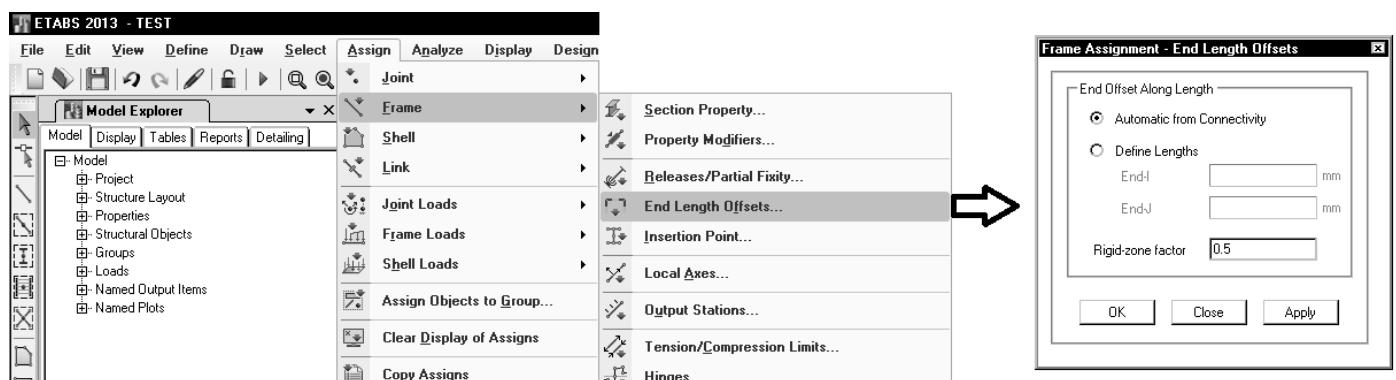
Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

۱۵-۶-۳- تعریف مفصل در انتهای عضو

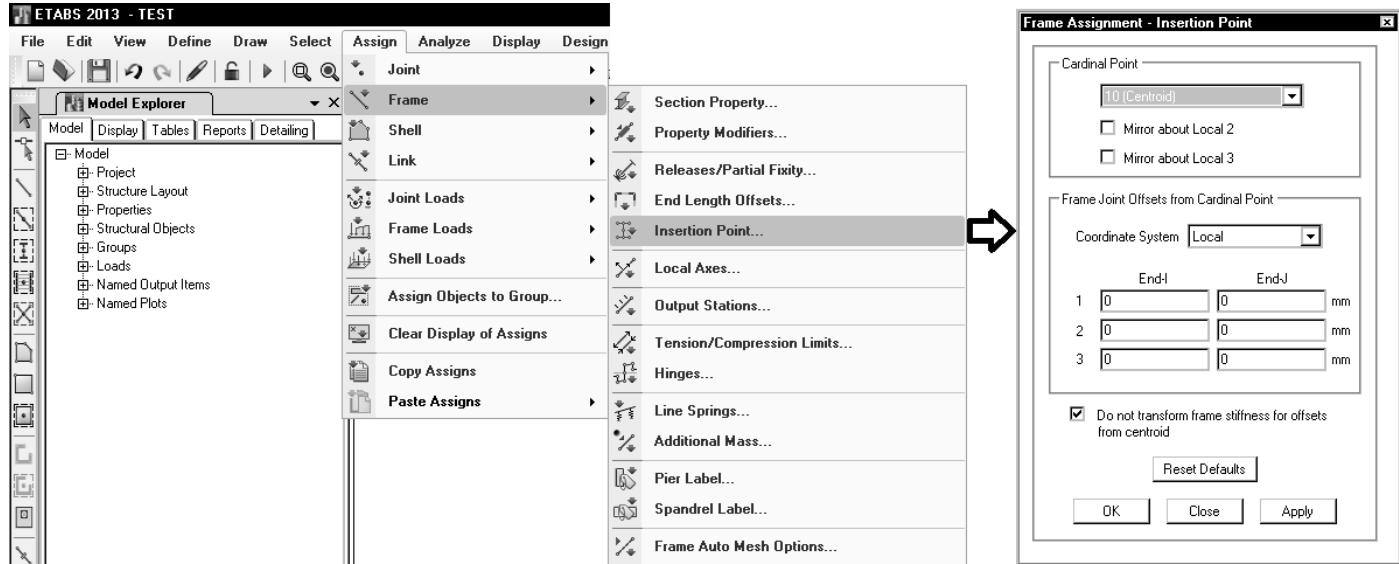


۱۵-۶-۴- اصلاح اتصال انتهایی اعضا

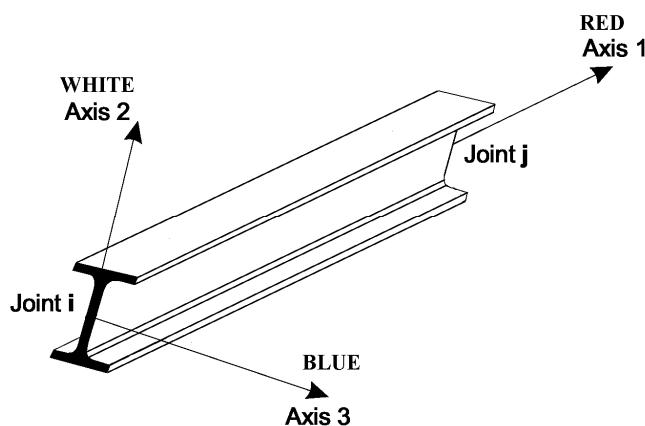
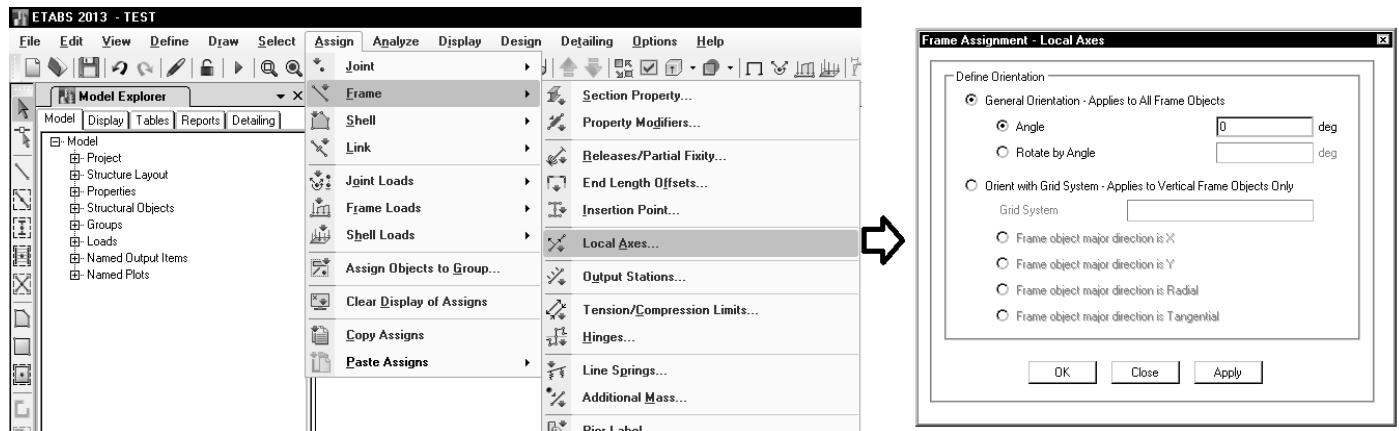


The default value for **rigid** is zero. The maximum value of unity would indicate that the end offsets are fully rigid. You must use engineering judgment to select the appropriate value for this parameter. It will depend upon the geometry of the connection, and may be different for the different elements that frame into the connection. Typically the value for **rigid** would not exceed about 0.5.

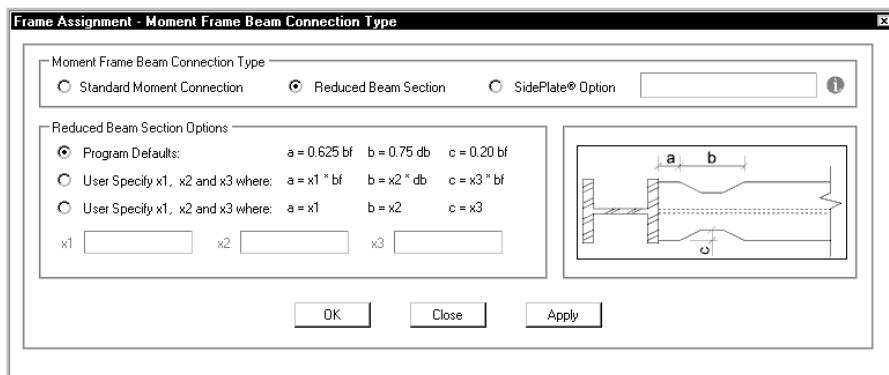
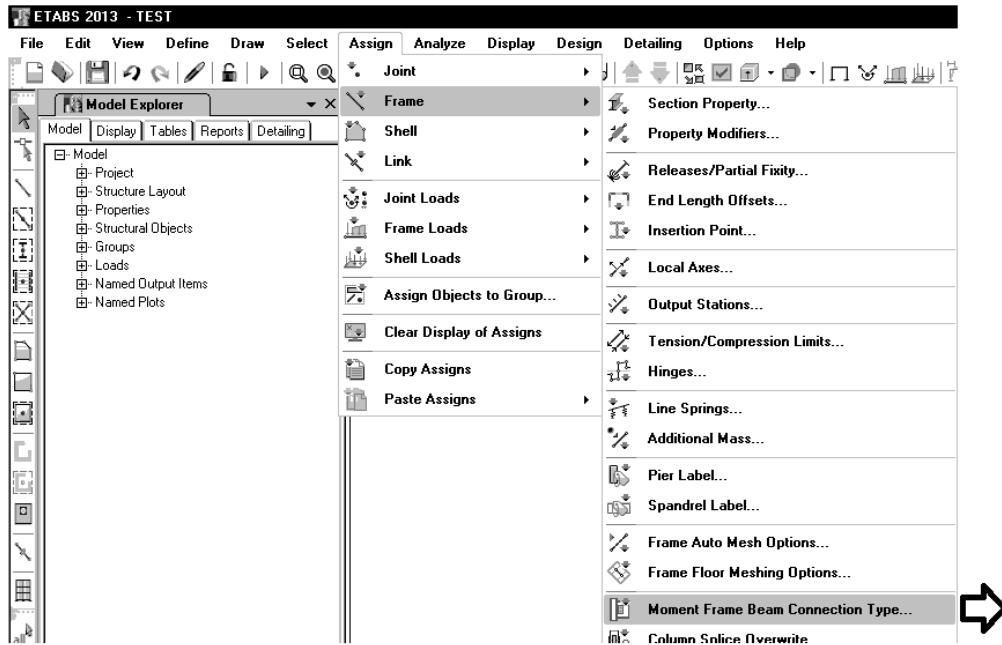
۱۵-۶-۵- تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها



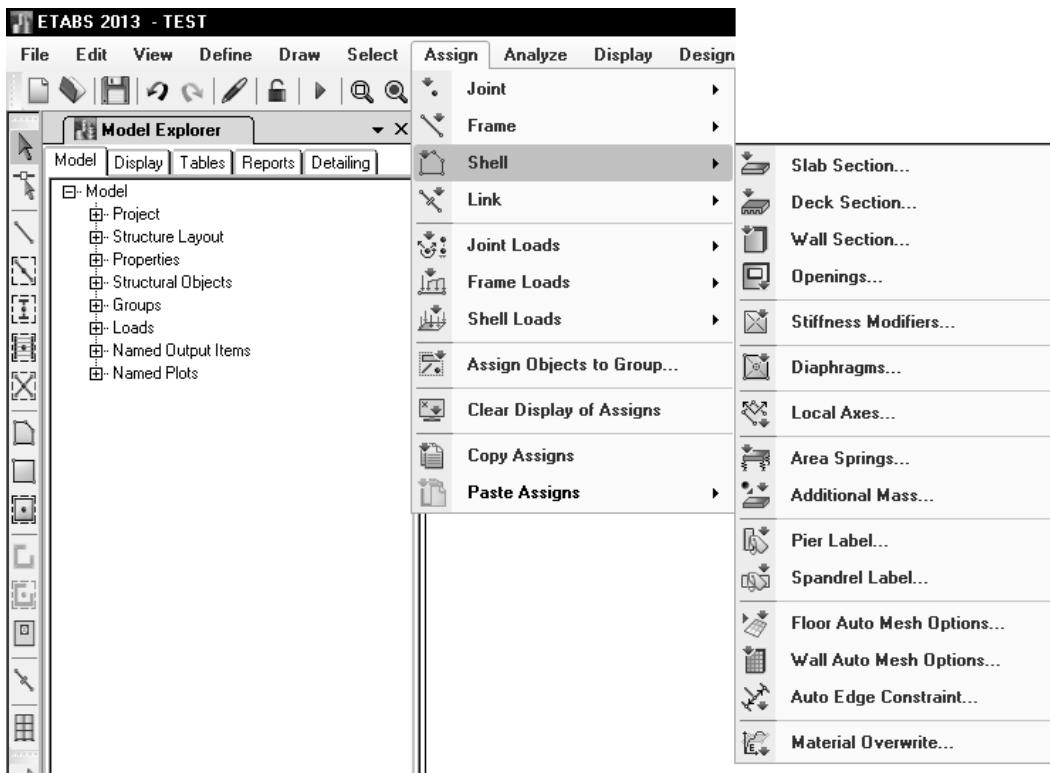
۱۵-۶-۶- مختصات محلی عضو



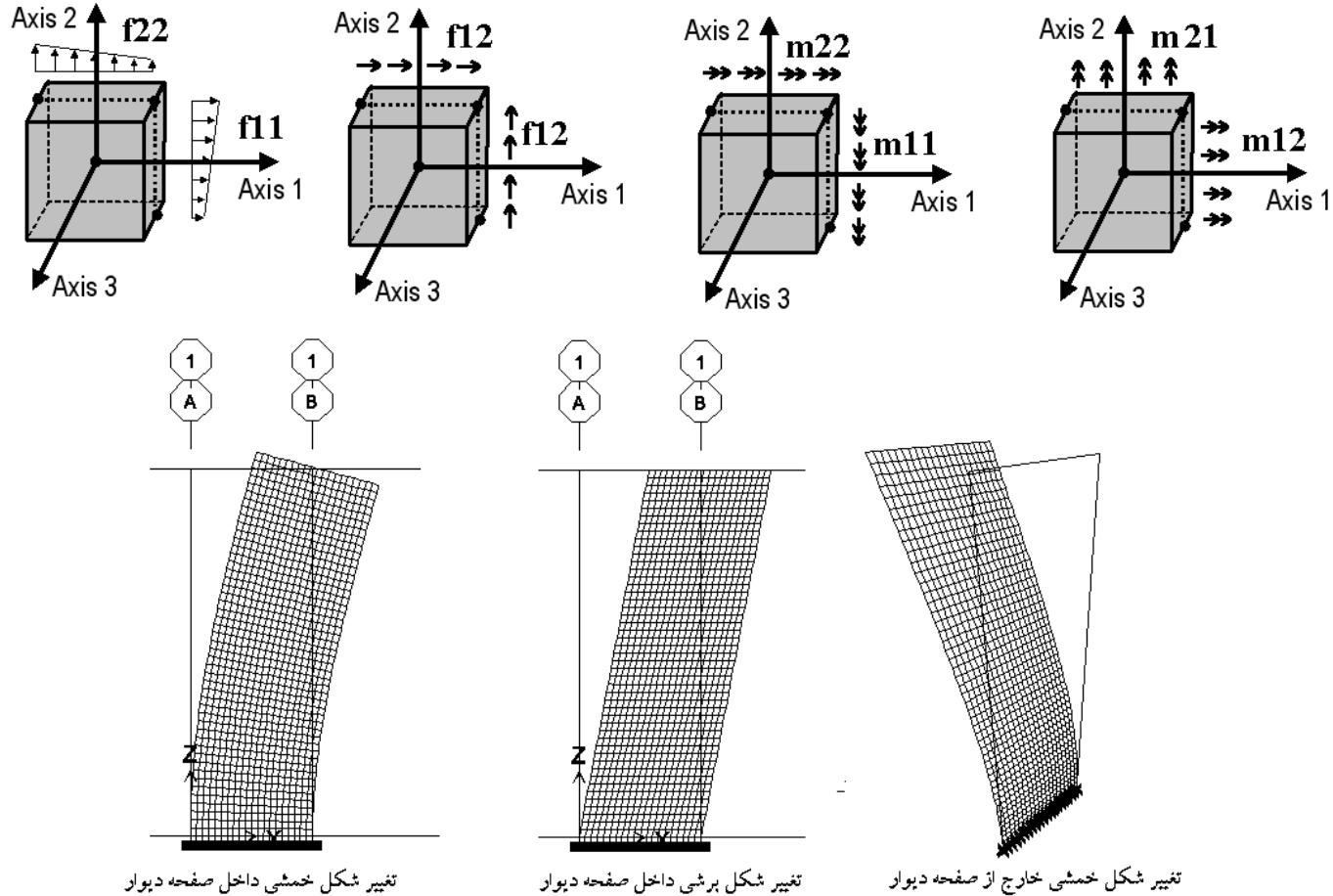
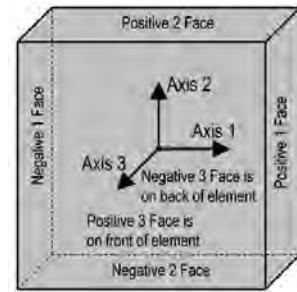
۷-۱۵-۶- تعیین نوع اتصال در قاب های خمشی فولادی



۷-۱۶-۶- بررسی منوی Assign - shell



۶-۱-۱-۱- اختصاص ضرایب ترک خوردگی المان های سطحی



Modeling cracked shear-wall behavior

Page restrictions apply Added by Truly Guzman, last edited by Mike Abell on Apr 17, 2012 (view change)

The cracked behavior of shear walls and other shell objects may be modeled in ETABS by using property modifiers to adjust their stiffness. When local axes correspond with default settings, modifiers, and their associated properties, are as follows:

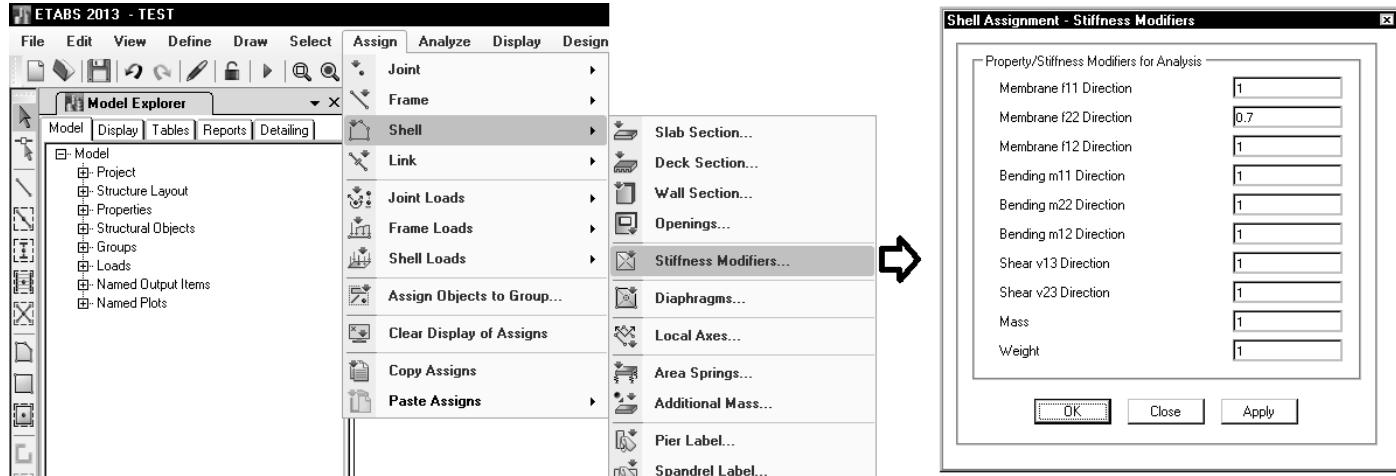
- f12 controls shear behavior through the GA component
- f11 controls flexure through EI
- f22 controls axial behavior through EA

ACI 318-05, Section 10.11 recommendations are associated with slenderness effects and governing flexural deformations, in which case, users should modify EI, which correlates with f11 for frames and either f11 or f22 for shells.

ACI 318-08, Section 8.8 provides modification factors. No recommendation is made for shear, though users should modify GA when shear walls experience stiffness degradation upon cracking.

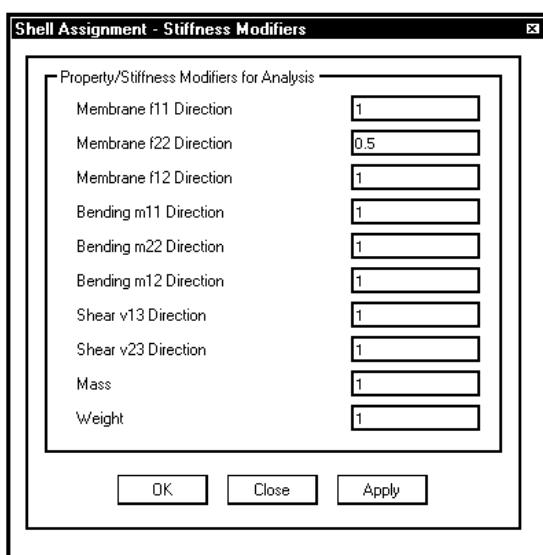
Default settings align shear walls such that their 1-axis is horizontal and their 2-axis is vertical. As a result, the **flexural modifier EI should be applied to f22 for wall piers and f11 for spandrels.**

دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک نخورد:



در این حالت تنها سختی خمشی داخل صفحه دیوار اصلاح می شود.

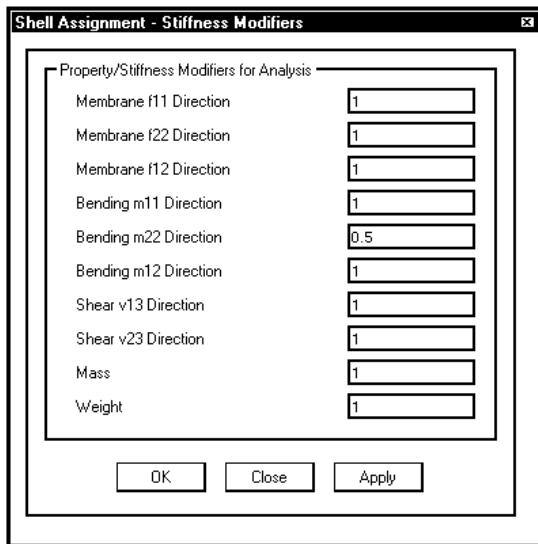
دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک نخورد:



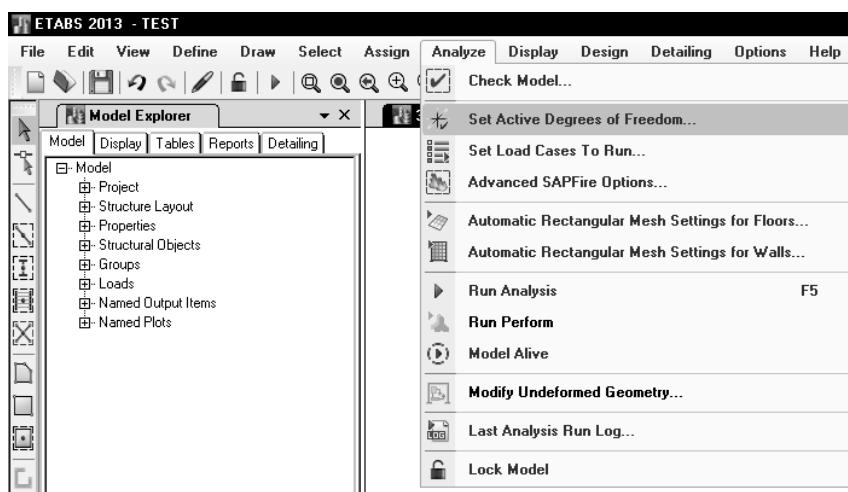
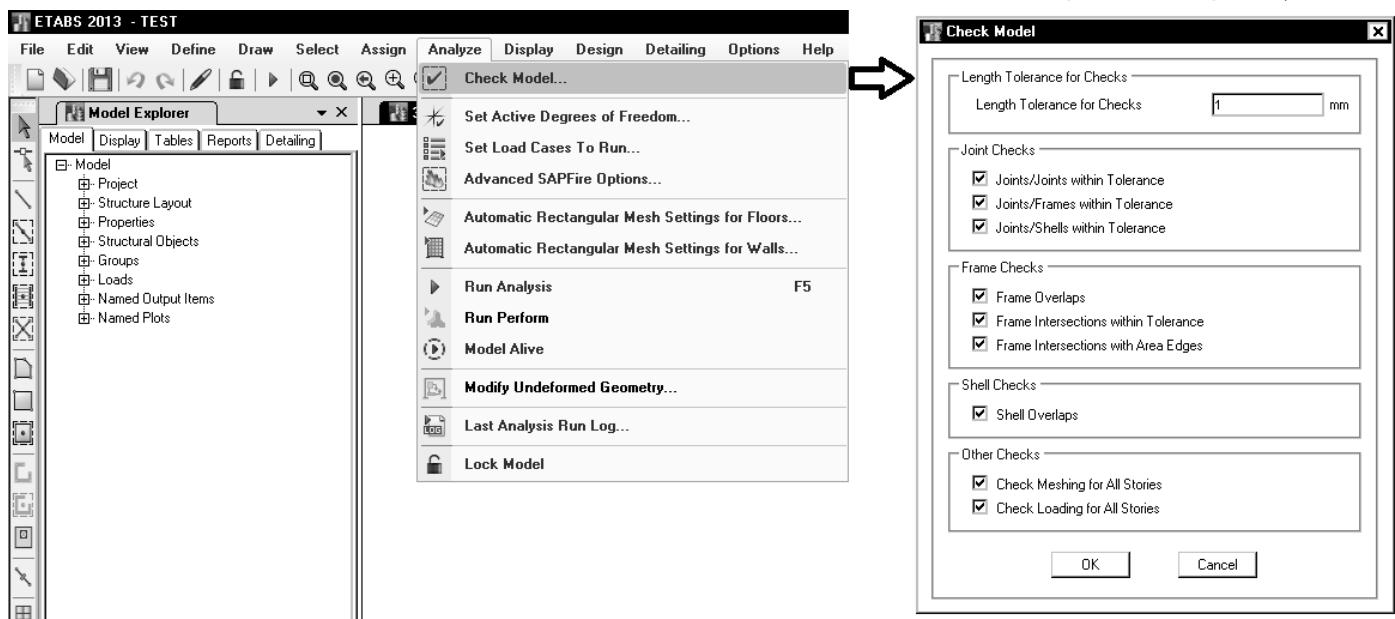
دیوار حاصل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک نخورد:

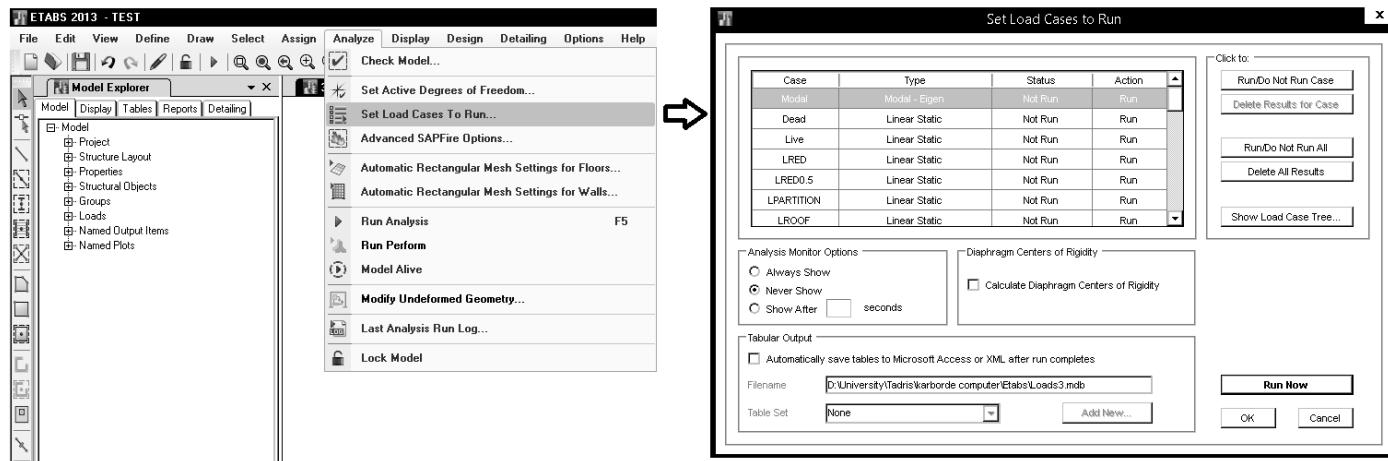


دیوار حایل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک خورد:



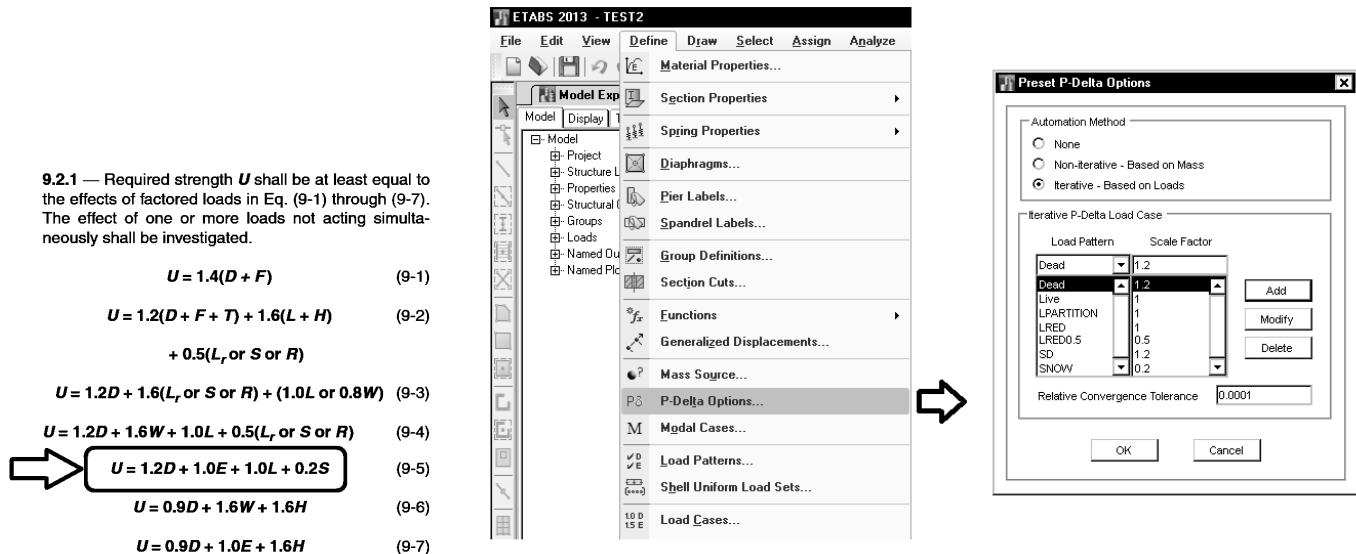
۷- تنظیم پارامترهای تحلیل سازه





P-Δ-۱-۱-۲

ترکیب بار اثر P-delta برای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. با توجه به اینکه در سازه ها معمولاً ترکیب بار لرزه ای حاکم است، ترکیب بار P-delta باید به صورت $U = 1.2D + 1.2SD + L + L0 + 0.2S$ بار مرده، SD بار مرده اضافی، L بار زنده قابل کاهش، $L0$ بار زنده غیر قابل کاهش طبقات، و S بار برف می باشد. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده برف (LR) وجود ندارد.



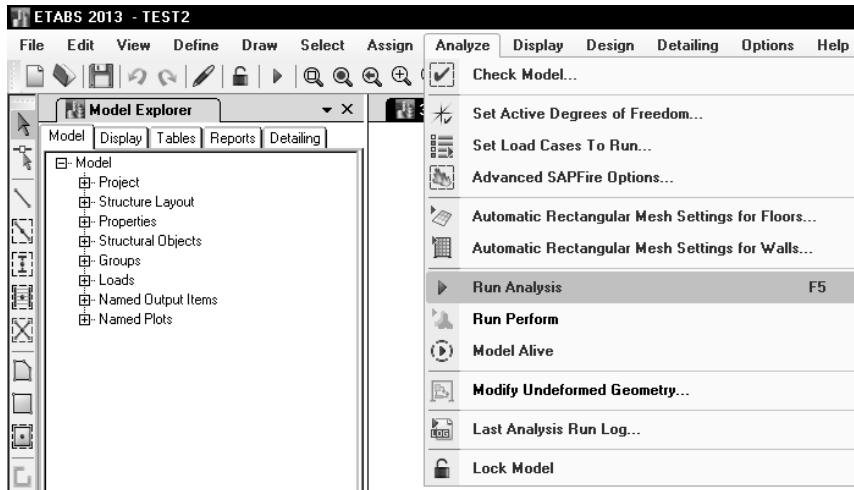
متن زیر مربوط به راهنمای نرم افزار ETABS می باشد که نحوه انتخاب ترکیب بار برای اثر P-delta ار تشریح می کند:

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

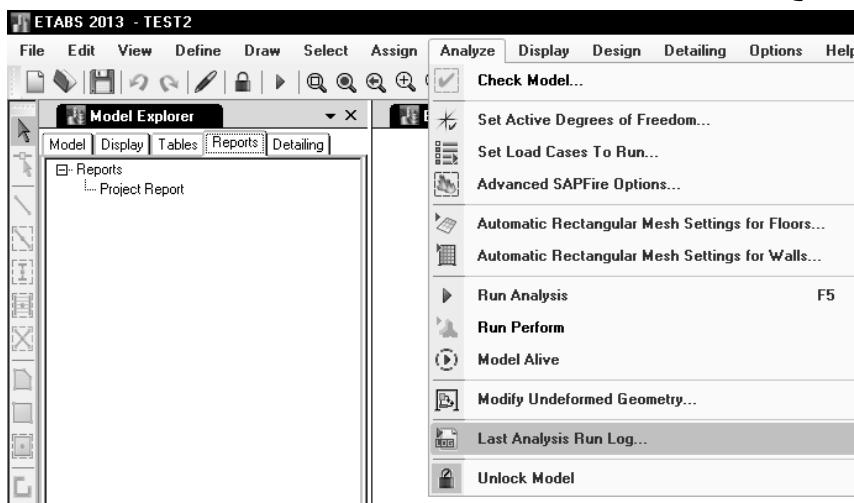
- (1) 1.4 dead load
- (2) 1.2 dead load + 1.6 live load
- (3) 1.2 dead load + 0.5 live load + 1.3 wind load
- (4) 1.2 dead load + 0.5 live load - 1.3 wind load
- (5) 0.9 dead load + 1.3 wind load
- (6) 0.9 dead load - 1.3 wind load

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

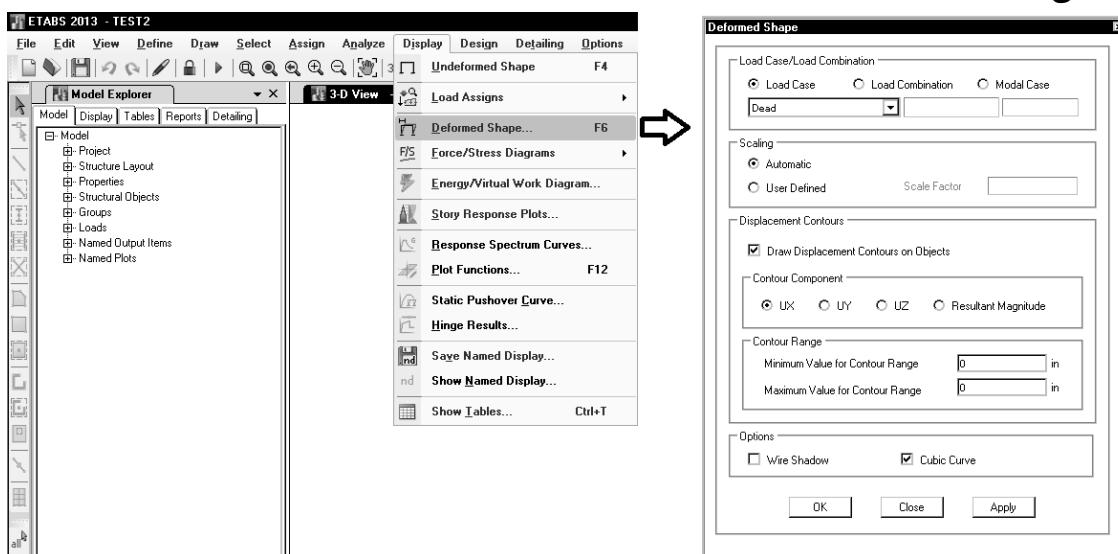
۲-۲- تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل



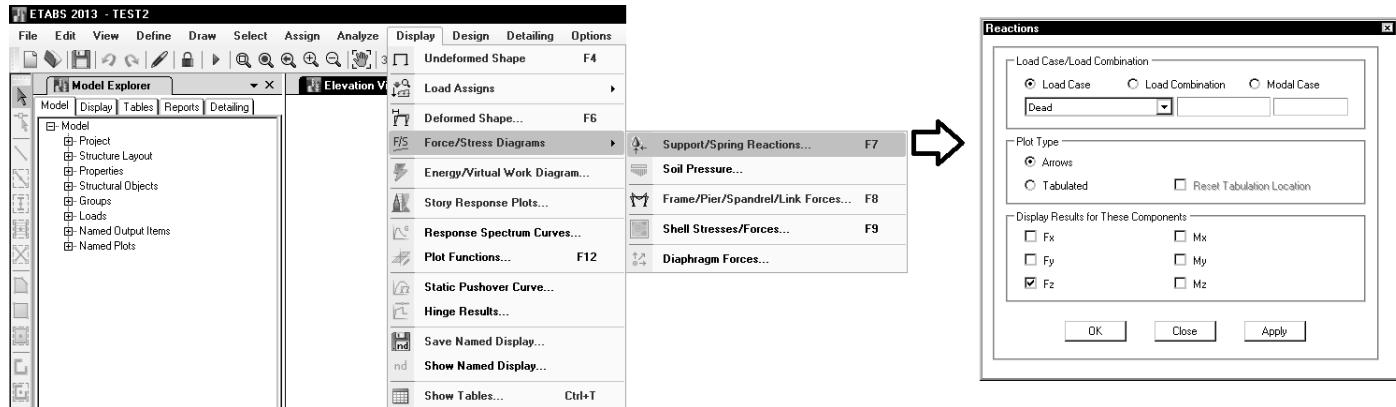
۱-۲-۱- بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز



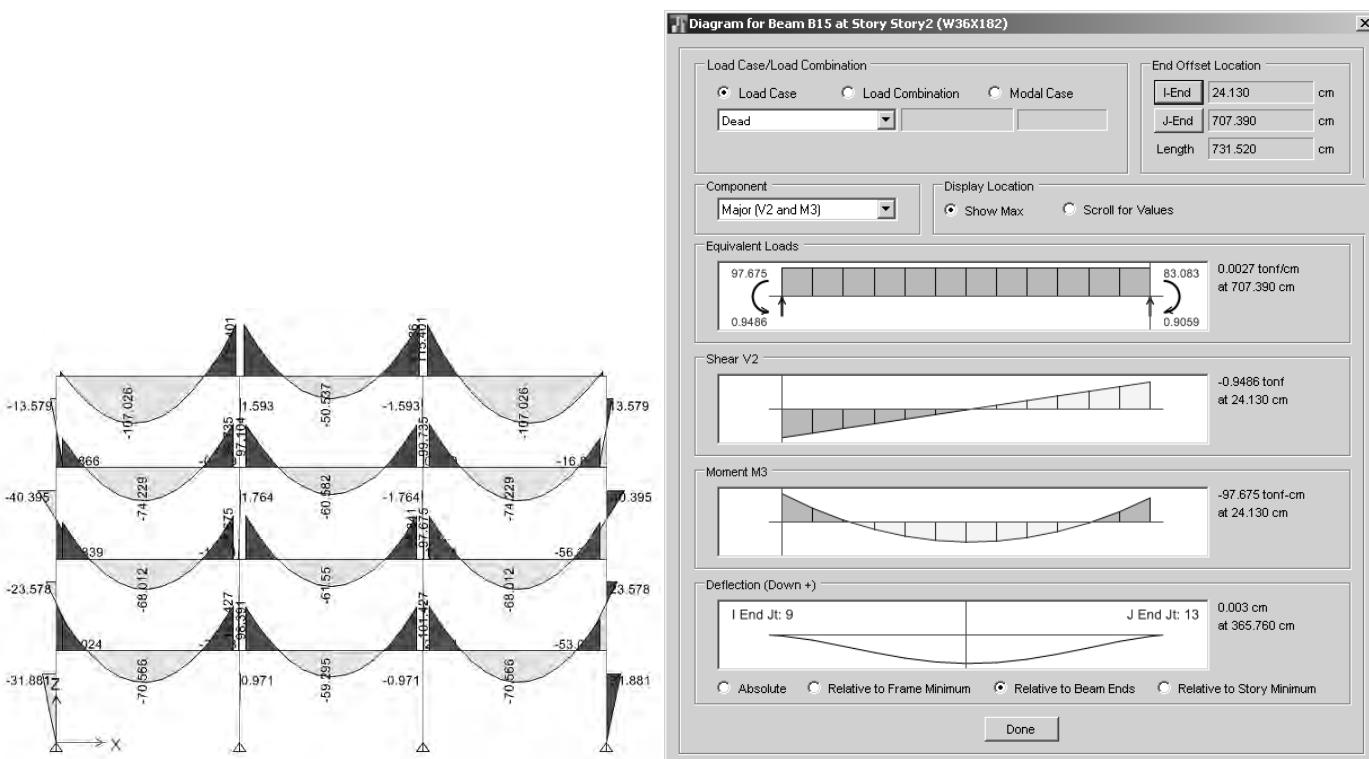
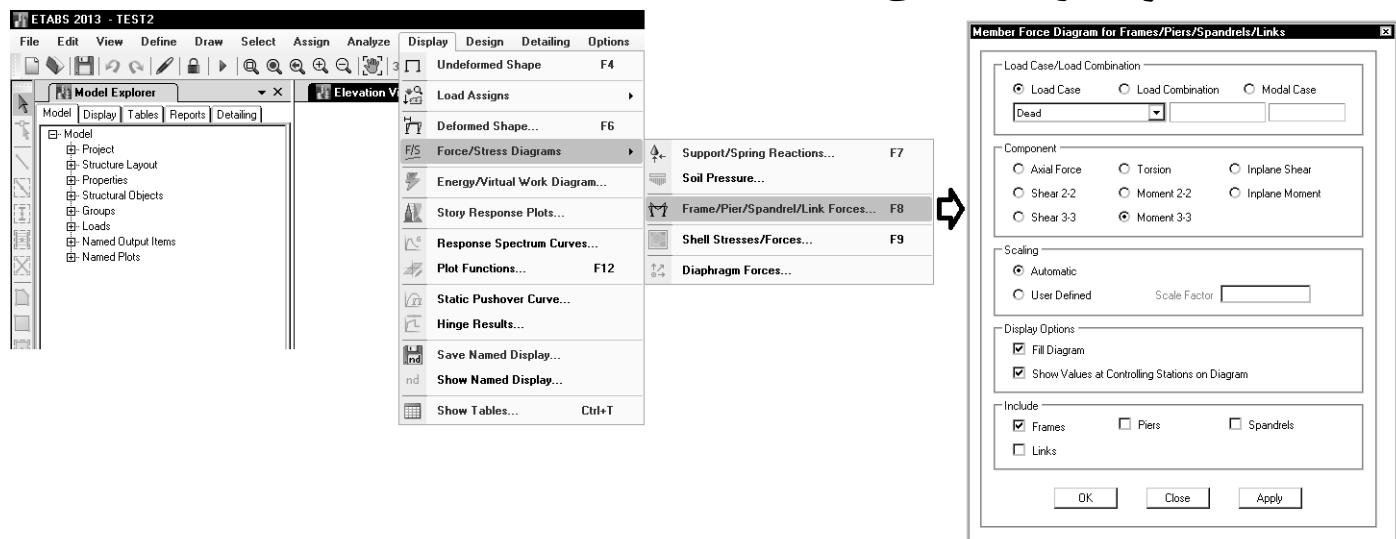
۲-۲-۲- مشاهده تغییر شکل سازه



۳-۲-۳- مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی

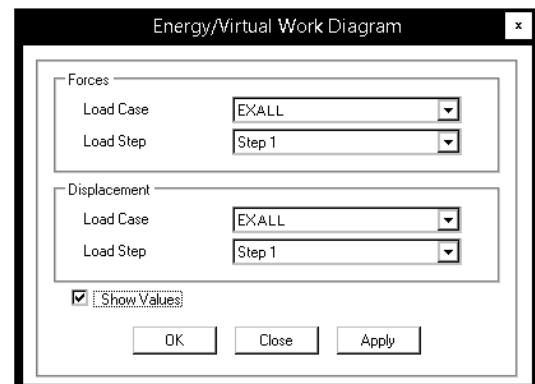
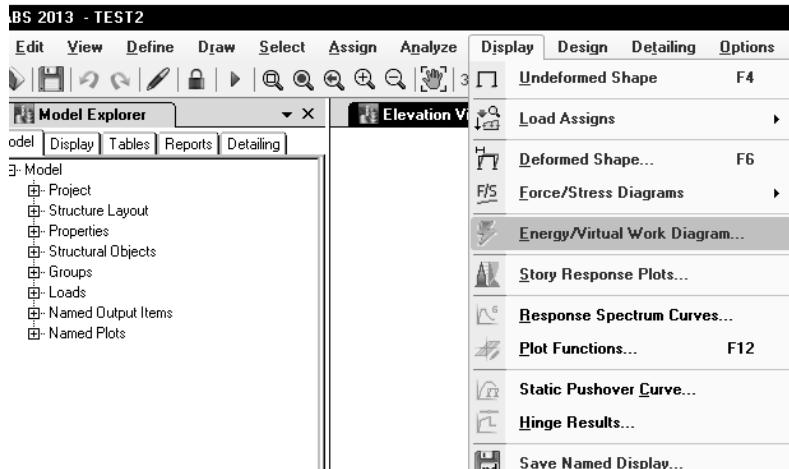


۴-۲-۴- مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا

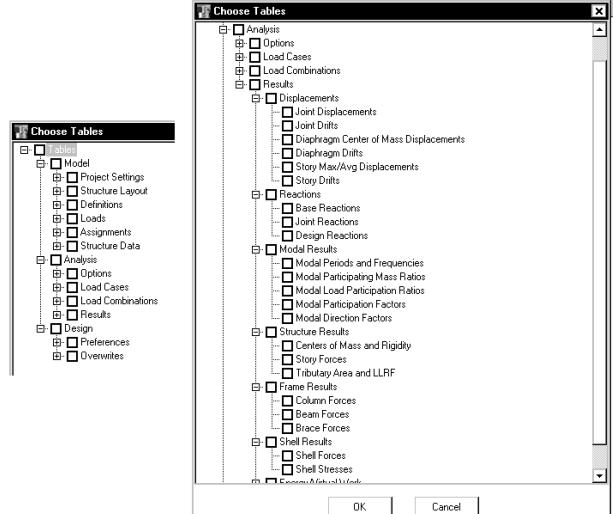
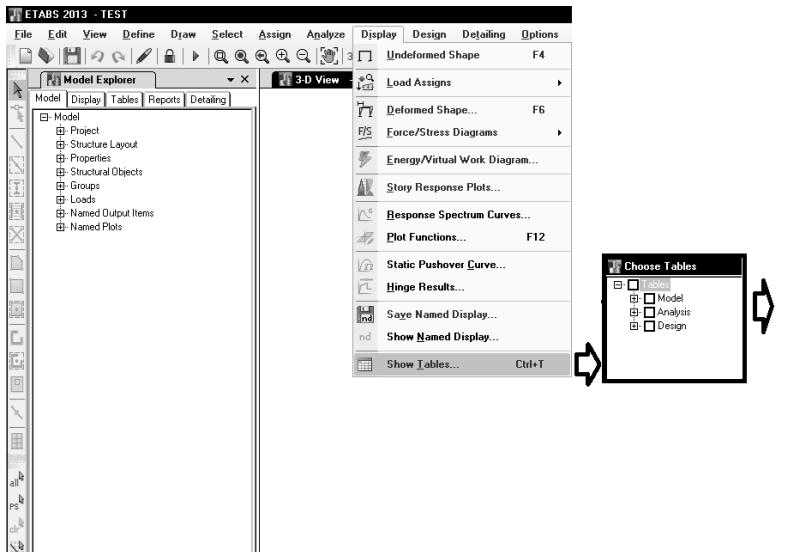


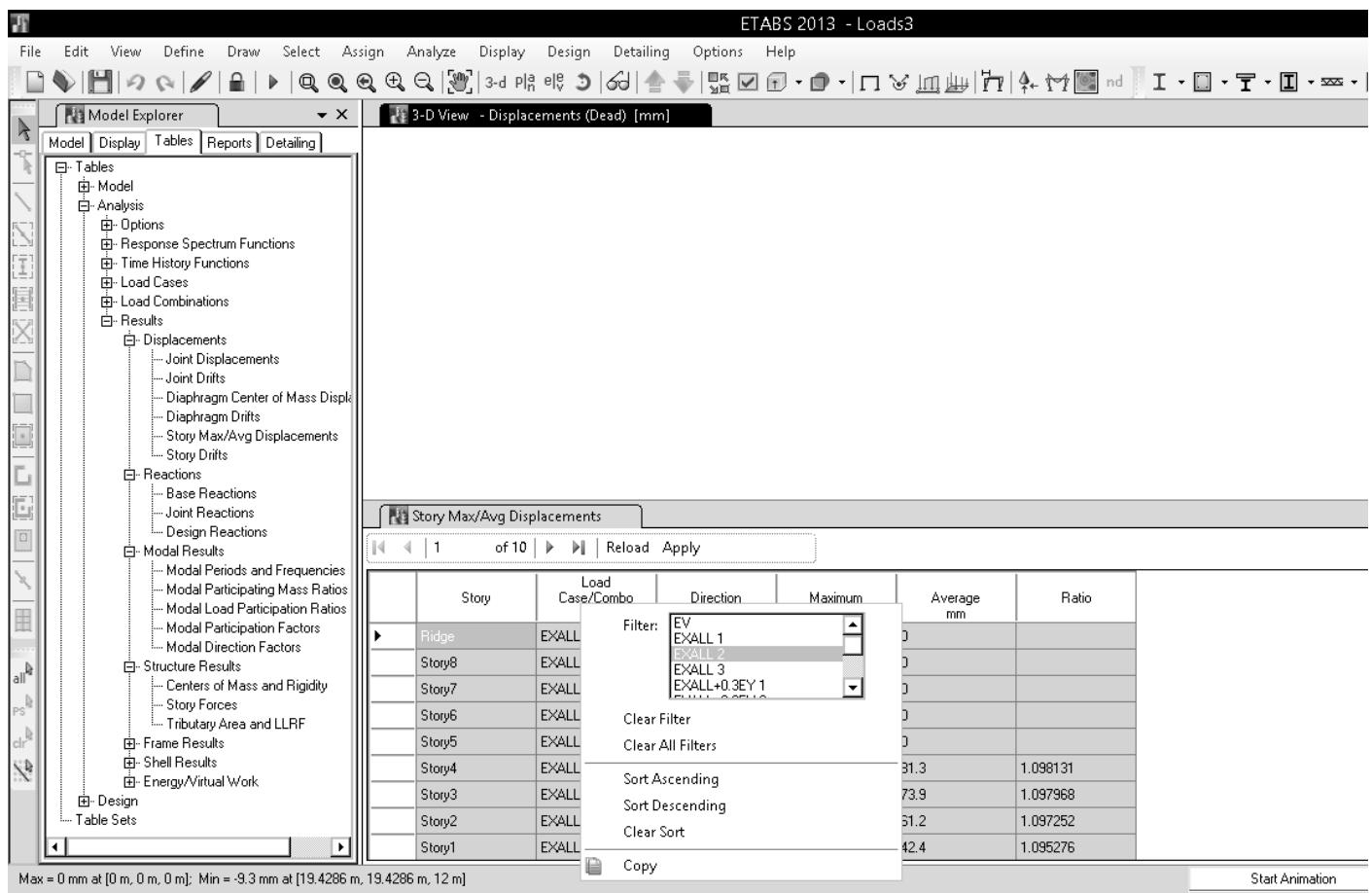
۵-۲-۷ مشاهده انرژی اعضا

سوال: از نمودار انرژی چه استفاده ای می توان کرد؟



۳-۷-۱ استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول

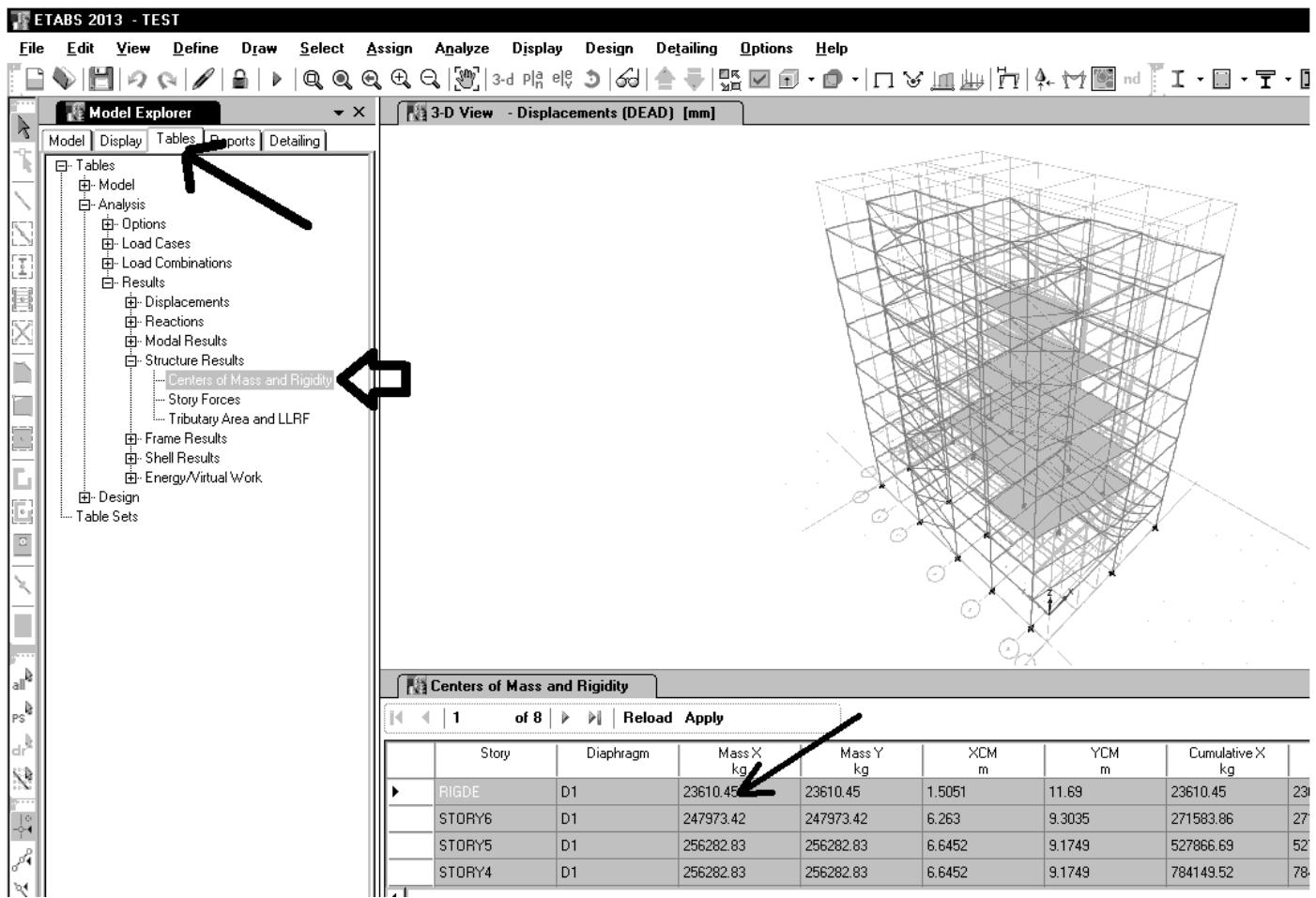




۸-بار خرپشته

در صورتی که وزن خرپشته بیش از ۲۵٪ وزن طبقه باشد، باید به عنوان یک طبقه مجزا در نرم افزار مدل شده و نیروی زلزله به آن اعمال شود. در غیر این صورت به عنوان جزئی از طبقه بام در نظر گرفته می شود.

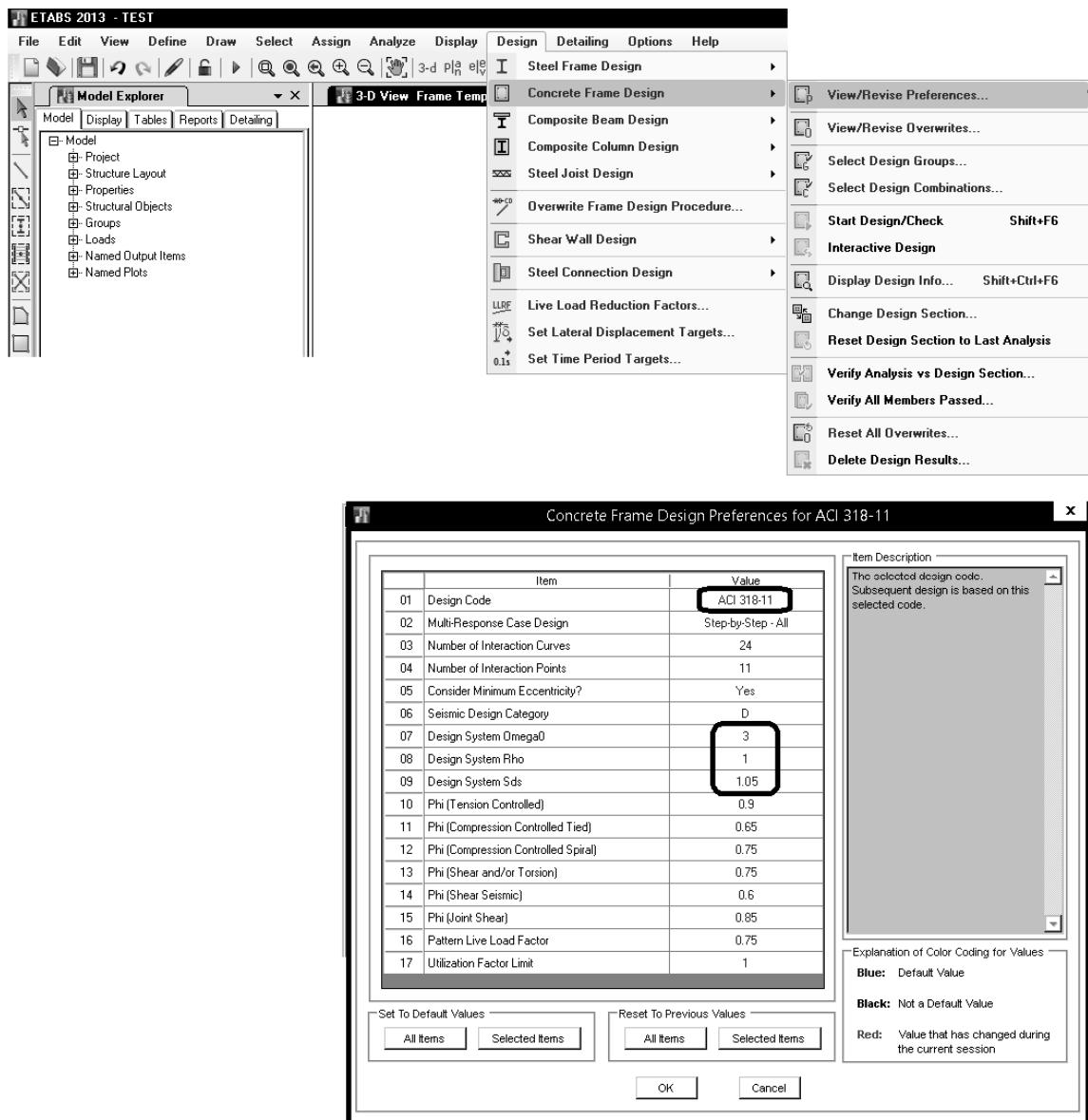
در صورتی که از بار لرزه ای استاتیکی خودکار نرم افزار استفاده شود و وزن خرپشته کمتر از ۲۵٪ باشد، تراز بالایی اعمال زلزله تراز طبقه بام خواهد بود. در این حالت نرم افزار وزن خرپشته را در محاسبه جرم لرزه ای منظور نمی کند. بدین ترتیب وزن خرپشته باید به صورت جرم لرزه ای اضافی در تراز بام به نرم افزار معرفی گردد.



یک بار اضافی به مقدار $WALL = 236 \text{ kN}$ از نوع 23610.45 kg باید در تراز سقف آخر در محلی که خرپشته قرار دارد، اضافه گردد.

۹- طراحی سازه های بتنی

۱-۹- انتخاب آیین نامه بتن



ضریب Sds و نحوه منظور کردن زلزله قائم:

$$1.2D + L + (Ex + 0.3Ey + Ev)$$

$$\text{کل سازه} \\ 0.6Al * D$$

$$\text{بالکن} \\ 2 * 0.6Al * (D + L)$$

$$(1.2 + 0.6Al)*D \\ = (1.2 + 0.21*)*D \\ = 1.41 D$$

$$1.2 D + L + E \quad \rightarrow \quad 1.41 D + L + E \\ 0.9 D + E \quad \quad \quad 0.69 D + E$$

$$0.6Al = 0.2 S_{DS} \quad \rightarrow \quad S_{DS} = 1.05*I$$

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

ضریب Rho: ۳-۱-۱-۳ ضریب نامعینی سازه p

در ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۳ طبقه یا ارتفاع ۱۰ متر از تراز پایه، نیروی برشی پایه در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان باید در ضریب نامعینی p مربوط به آن امتداد ضرب شود. این ضریب در صورتیکه شرایط بندهای الف یا ب زیر اقنان نشده باشد برابر $1/2$ می‌باشد. در صورت اقنان یکی از شرایط زیر ضریب مذکور برابر ۱ اختیار می‌شود.

الف- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از 35% نیروی برشی پایه ساختمان در آن‌ها ایجاد می‌شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار برد سوم ارتفاع طبقه به دست می‌آید.

ب- هر طبقه‌ای از ساختمان که در آن بیش از 35% نیروی برشی پایه ایجاد شود باید با توجه نوع سیستم سازه- ای ضوابط جدول (۳-۳) را دارا باشد.

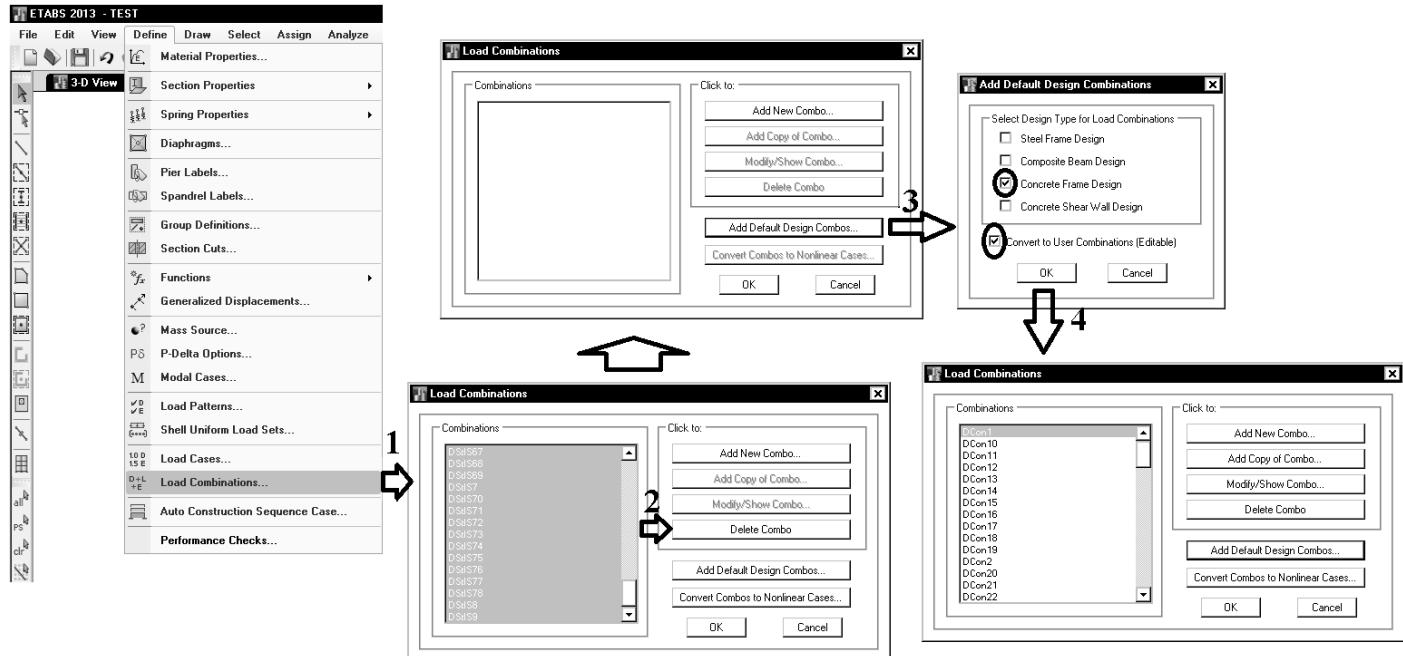
جدول (۳-۳) ضوابط استفاده از p برابر ۱ برای مواردی که بیش از 35% نیروی برش پایه در طبقه‌ای از ساختمان ایجاد می‌شود

ضوابط	نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی
حذف یک مهاربند یا اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از 33% مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	قب ساده مهاربندی شده
از دست رفتن مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از 33% مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	قب خمشی
حذف یک دهانه دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از 33% مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	دیوار برشی

تبصره ۱: در ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه مقاوم در برابر نیروهای جانبی، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

تبصره ۲: در محاسبات مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

۲-۹- ترکیب بارهای سازه بتنه



- با توجه به اینکه زلزله ۳۰ درصد متعامد قبل از قسمت load case افروده شده است، این ترکیب بارها به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار ایجاد خواهد شد.

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

- در تمامی ترکیب بارهای لرزه ای، بار EV باید افروده شود
- ضریب بار LRED0.5 در ترکیب بارهای لرزه ای باید به ۰.۵ تغییر یابد.
- ترکیب بارهای فشار خاک (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افروده شود.
- ترکیب بارهای حرارت (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افروده شود.
- ترکیب بارهای باد (در صورت وجود) باید ۴۰٪ افزایش یابند.

در صورتی که بخواهید ترکیب بارها را بر اساس ACI-2011 به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:

- در ترکیب بارها فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم.

- در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام شامل سه زلزله متفاوت است که قبل توضیح داده شده است.

- طبق ویرایش چهارم، بار EV با ضربیت یک با دیگر بارهای لرزه ای ترکیب می شود.

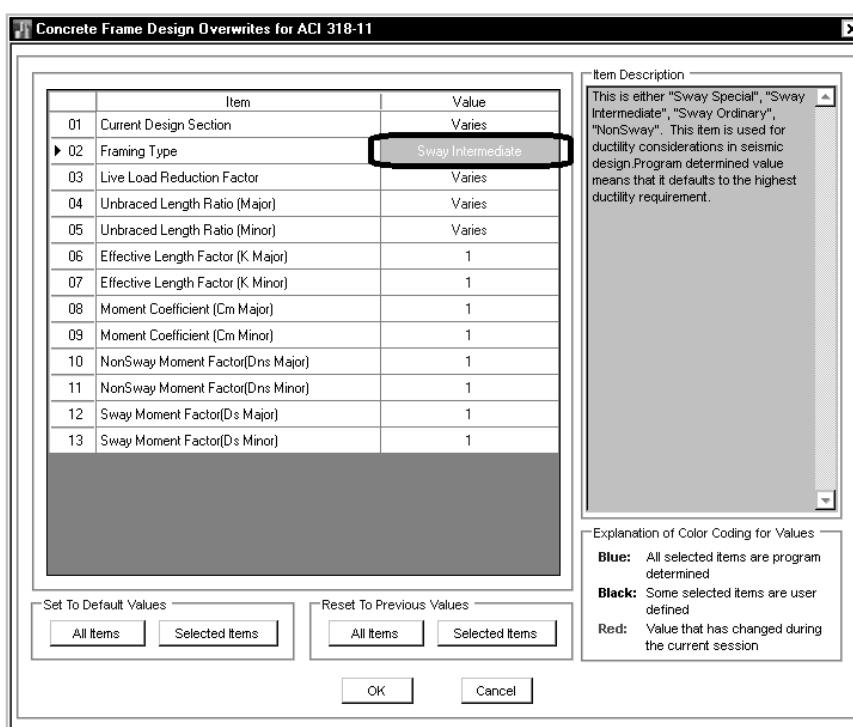
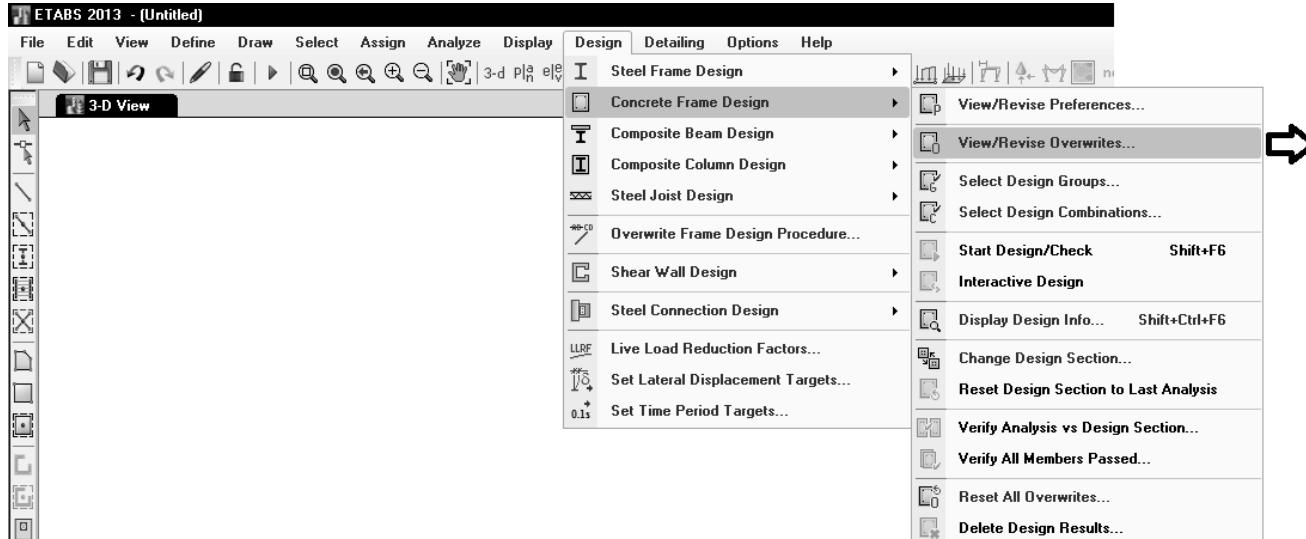
این ترکیب بارها مربوط به سازه هایی می باشد که در مناطق با لرزه خیزی بالا ($A=0.35$) قرار گرفته اند. و ضربیت بار مرده به جای ۱.۲ برابر ۱.۴۱ و نیز به جای ۰.۹ به صورت ۰.۶۹ منظور شده است. این تغییرات در ضربیت بار مرده جهت منظور کردن زلزله قائم (ویرایش چهارم) می باشند.

COMB1	Dead	1.4
COMB2	Dead	1.2
COMB2	Live	1.6
COMB2	LRED	1.6
COMB2	LRED0.5	1.6
COMB2	LPARTITION	1.6
COMB2	SNOW	0.5
COMB3	Dead	1.2
COMB3	Live	1.6
COMB3	LRED	1.6
COMB3	LRED0.5	1.6
COMB3	LPARTITION	1.6
COMB3	LROOF	0.5
COMB4	Dead	1.2
COMB4	Live	1
COMB4	LRED	1
COMB4	LRED0.5	1
COMB4	LPARTITION	1
COMB4	SNOW	1.6
COMB5	Dead	1.2
COMB5	Live	1
COMB5	LRED	1
COMB5	LRED0.5	1
COMB5	LPARTITION	1
COMB5	LROOF	1.6
COMB6	Dead	1.41
COMB6	Live	1
COMB6	LRED	1
COMB6	LRED0.5	0.5
COMB6	LPARTITION	1
COMB6	SNOW	0.2
COMB6	EV	1
COMB6	EXALL	1
COMB7	Dead	1.41
COMB7	Live	1
COMB7	LRED	1
COMB7	LRED0.5	0.5
COMB7	LPARTITION	1
COMB7	SNOW	0.2
COMB7	EV	1
COMB7	EXALL	-1
COMB8	Dead	1.41
COMB8	Live	1
COMB8	LRED	1
COMB8	LRED0.5	0.5
COMB8	LPARTITION	1
COMB8	SNOW	0.2
COMB8	EV	1
COMB8	EYALL	1

COMB9	Dead	1.41
COMB9	Live	1
COMB9	LRED	1
COMB9	LRED0.5	0.5
COMB9	LPARTITION	1
COMB9	SNOW	0.2
COMB9	EV	1
COMB9	EYALL	-1
COMB10	Dead	1.41
COMB10	Live	1
COMB10	LRED	1
COMB10	LRED0.5	0.5
COMB10	LPARTITION	1
COMB10	SNOW	0.2
COMB10	EV	1
COMB10	EXALL+0.3EX	1
COMB11	Dead	1.41
COMB11	Live	1
COMB11	LRED	1
COMB11	LRED0.5	0.5
COMB11	LPARTITION	1
COMB11	SNOW	0.2
COMB11	EV	1
COMB11	EXALL+0.3EX	-1
COMB12	Dead	1.41
COMB12	Live	1
COMB12	LRED	1
COMB12	LRED0.5	0.5
COMB12	LPARTITION	1
COMB12	SNOW	0.2
COMB12	EV	1
COMB12	EXALL-0.3EX	1
COMB13	Dead	1.41
COMB13	Live	1
COMB13	LRED	1
COMB13	LRED0.5	0.5
COMB13	LPARTITION	1
COMB13	SNOW	0.2
COMB13	EV	1
COMB13	EXALL-0.3EX	-1
COMB14	Dead	1.41
COMB14	Live	1
COMB14	LRED	1
COMB14	LRED0.5	0.5
COMB14	LPARTITION	1
COMB14	SNOW	0.2
COMB14	EV	1
COMB14	EYALL+0.3EX	1

COMB15	Dead	1.41
COMB15	Live	1
COMB15	LRED	1
COMB15	LRED0.5	0.5
COMB15	LPARTITION	1
COMB15	SNOW	0.2
COMB15	EV	1
COMB15	EYALL+0.3EX	-1
COMB16	Dead	1.41
COMB16	Live	1
COMB16	LRED	1
COMB16	LRED0.5	0.5
COMB16	LPARTITION	1
COMB16	SNOW	0.2
COMB16	EV	1
COMB16	EYALL-0.3EX	1
COMB17	Dead	1.41
COMB17	Live	1
COMB17	LRED	1
COMB17	LRED0.5	1
COMB17	LPARTITION	1
COMB17	SNOW	0.2
COMB17	EV	1
COMB17	EYALL-0.3EX	-1
COMB18	Dead	0.69
COMB18	EXALL	1
COMB19	Dead	0.69
COMB19	EXALL	-1
COMB20	Dead	0.69
COMB20	EYALL	1
COMB21	Dead	0.69
COMB21	EYALL	-1
COMB22	Dead	0.69
COMB22	EXALL+0.3EX	1
COMB35	Dead	0.69
COMB35	EXALL+0.3EX	-1
COMB23	Dead	0.69
COMB23	EXALL-0.3EX	1
COMB24	Dead	0.69
COMB24	EXALL-0.3EX	-1
COMB25	Dead	0.69
COMB25	EYALL+0.3EX	1
COMB26	Dead	0.69
COMB26	EYALL+0.3EX	-1
COMB27	Dead	0.69
COMB27	EYALL-0.3EX	1
COMB28	Dead	0.69
COMB28	EYALL-0.3EX	-1

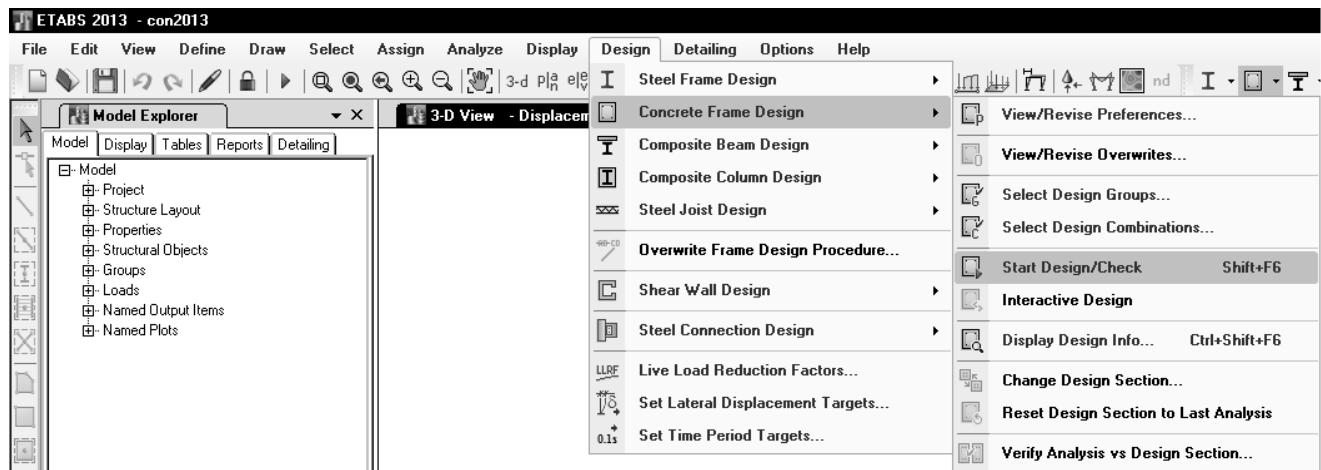
۳-۹- تعیین شکل پذیری سازه های بتنی



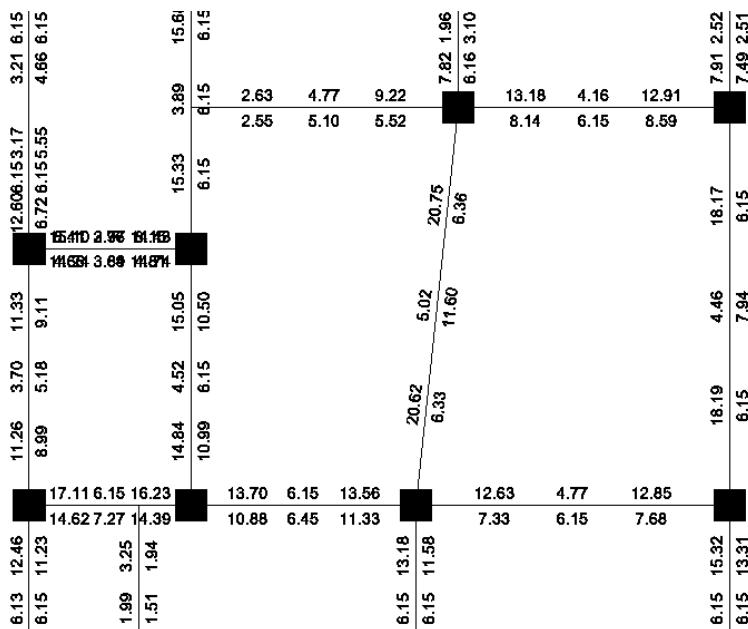
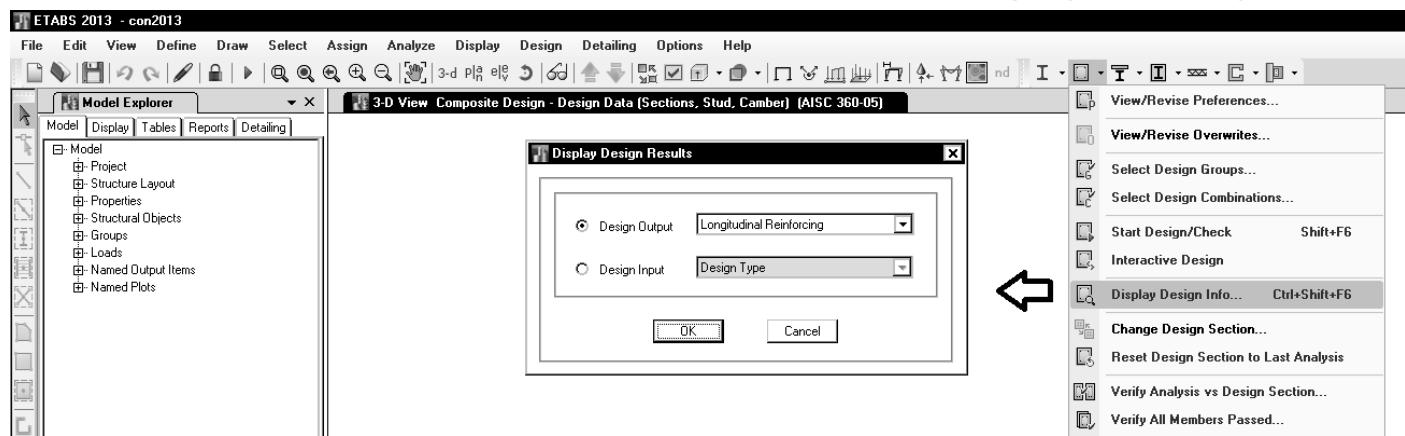
۴-۹- انتخاب ترکیب بارها



۱- طراحی سازه های بتونی



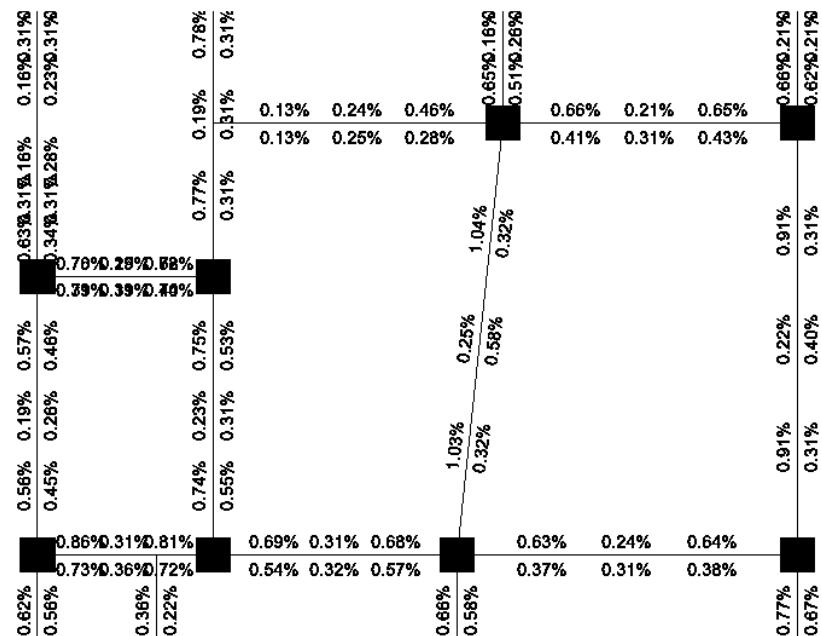
۱-۱- نمایش اطلاعات طراحی



Display Design Results

<input checked="" type="radio"/> Design Output	Rebar Percentage
<input type="radio"/> Design Input	Design Sections

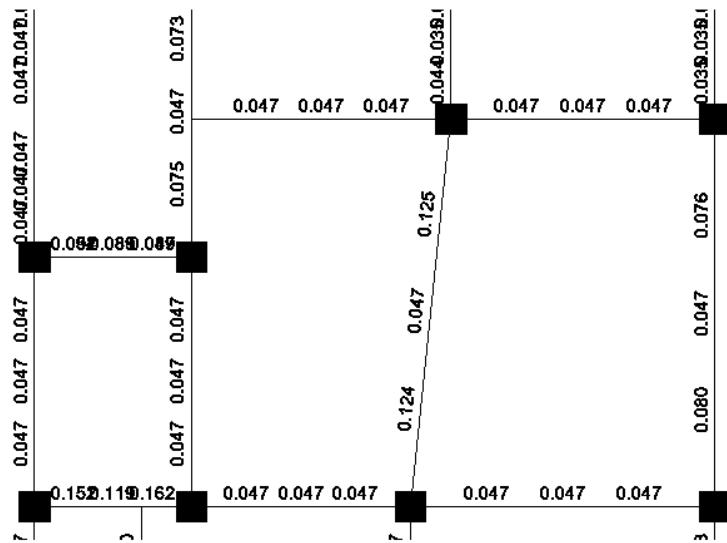
OK Cancel



Display Design Results

<input checked="" type="radio"/> Design Output	Shear Reinforcing
<input type="radio"/> Design Input	

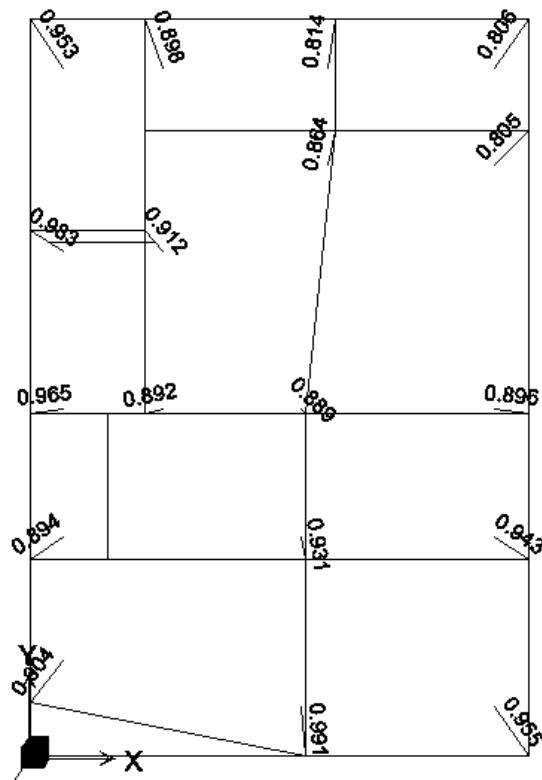
OK Cancel



Display Design Results

<input checked="" type="radio"/> Design Output	Column P-M-M Interaction Ratios
<input type="radio"/> Design Input	Design Sections

OK Cancel



۱-۱-۱-۱- تیر ضعیف ستون قوی

در سازه های با شکل پذیری زیاد (special) باید بند های زیر رعایت گردد:

۴-۲-۴-۲-۰-۹ حداقل مقاومت خمشی ستون ها

۱-۴-۲-۴-۰-۹ در تمامی اتصالات تیرها به ستون ها، بجز موارد گفته شده در بند های ۹-۰-۴-۲-۰-۹ و ۹-۲-۴-۰-۰-۹-۳ لنگرهای خمشی مقاوم ستون ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\Sigma M_c \geq 1/2 \Sigma M_g \quad (5-20-9)$$

در این رابطه:

$\Sigma M_c =$ مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون ها در بالا و پایین اتصال است که در

مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون ها باید برابر باشند.

نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که

کمترین مقدار لنگرهای مقاوم خمشی تیرها را به دست دهد، محاسبه شوند.

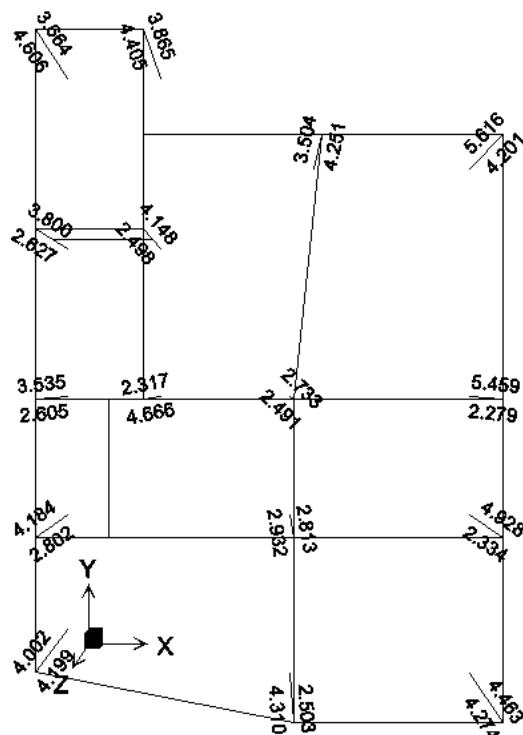
$\Sigma M_g =$ مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال

محاسبه شده باشند.

جمع لنگرهای تیرها در رابطه (۹-۰-۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون ها

در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۰-۵) باید در حالاتی که

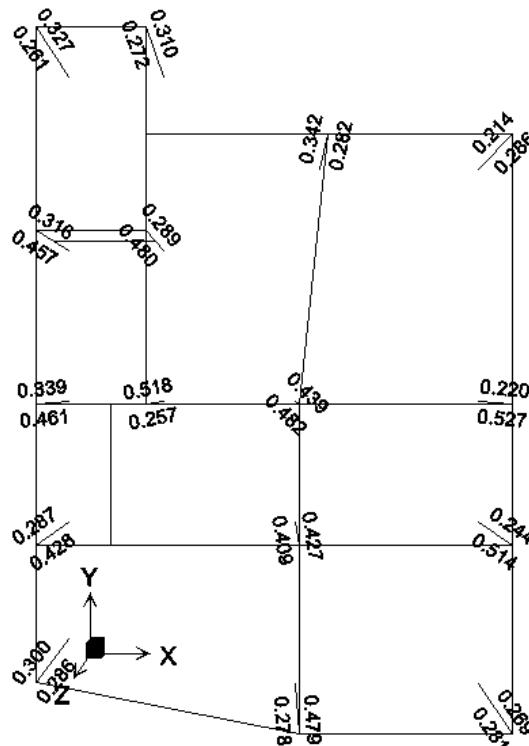
لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قابه عمل نمایند برقرار باشد.



$$\Sigma M_{nc} \geq (1.2) \Sigma M_{nb} \quad (21-1)$$

ΣM_{nc} = sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

ΣM_{nb} = sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. In T-beam construction, where the slab is in tension under moments at the face of the joint, slab reinforcement within an effective slab width defined in 8.10 shall be assumed to contribute to M_{nb} if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure.



Display Design Results

<input checked="" type="radio"/> Design Output	Column/Beam Capacity Ratios
<input type="radio"/> Design Input	Design Sections
OK Cancel	

Display Design Results

<input checked="" type="radio"/> Design Output	(6/5) Beam/Column Capacity Ratios
<input type="radio"/> Design Input	Design Sections
OK Cancel	

۱-۱-۲-۲- کنترل برش در ناحیه اتصال

۹-۴-۲۰-۴-۴-۴-۴-۲۰-۹ اتصالات تیر به ستون در قابها

۹-۴-۴-۴-۴-۲۰-۹ ضوابط کلی طراحی

۹-۴-۱-۱-۴-۴-۲۰-۹ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براسانس رابطه (۹-۱۲-۱) صورت گیرد مقدار V_r و V_u در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲-۱-۴-۴-۲۰-۹ و ۹-۲-۱-۴-۴-۲۰-۹ تعیین شوند.

۹-۴-۲۰-۹ ۲-۱-۴-۴-۲۰-۹ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u ، باید براسانس بیشترین نیروی کششی که ممکن است در میلگرد های کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید محاسبه گردد. برای تعیین این مقدادر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی برایر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای باید بهصورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

۹-۴-۲۰-۹ ۳-۱-۴-۴-۲۰-۹ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند ۹-۲-۴-۴-۲۰-۹ حداقل برایر با مقدار (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

(الف) برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $12A_j v_r$

(ب) برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9A_j v_r$

(پ) برای سایر اتصالات $7.5A_j v_r$

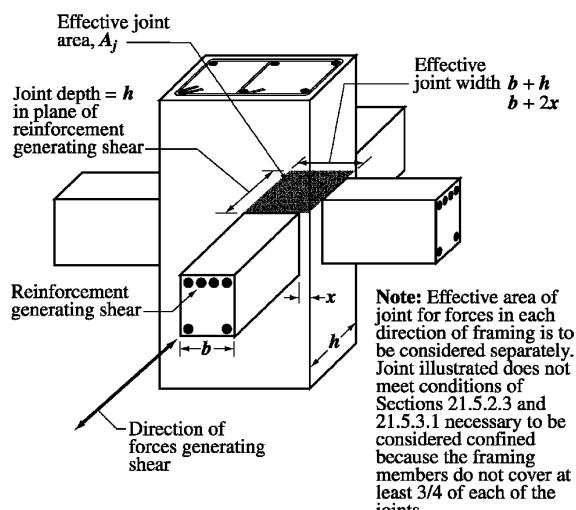
یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه‌چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

$A_j = A_s$ = حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه‌ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کنند میلی متر مربع

عمق این مقطع برایر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار شود.

(الف) عرض تیر بهاضافه عمق کل مقطع اتصال

(ب) دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر



21.5.3 — Shear strength

21.5.3.1 — V_n of the joint shall not be taken as greater than the values specified below for normal-weight concrete.

For joints confined on all four faces $1.7 \sqrt{f'_c} A_j$

For joints confined on three faces or on two opposite faces $1.2 \sqrt{f'_c} A_j$

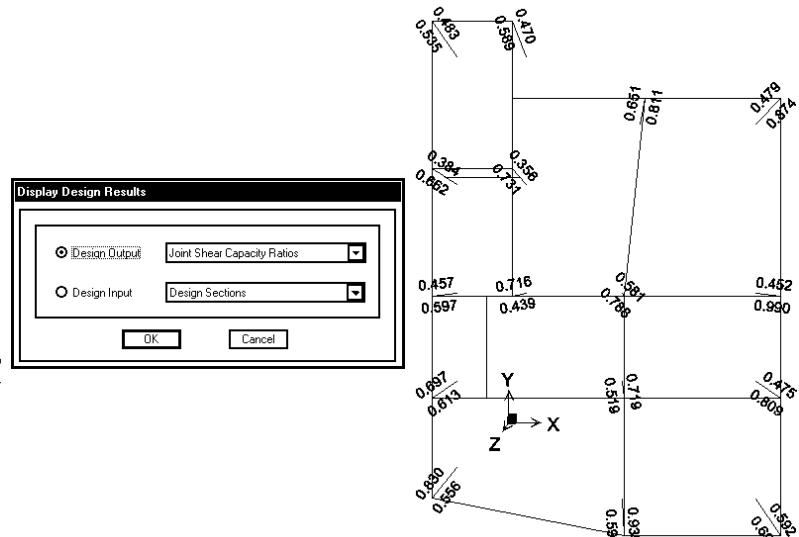
For others $1.0 \sqrt{f'_c} A_j$

A member that frames into a face is considered to provide confinement to the joint if at least three-quarters of the face of the joint is covered by the framing member. A joint is considered to be confined if such confining members frame into all faces of the joint.

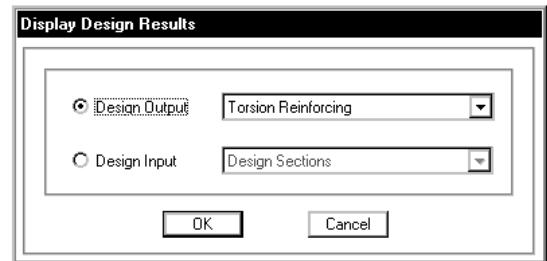
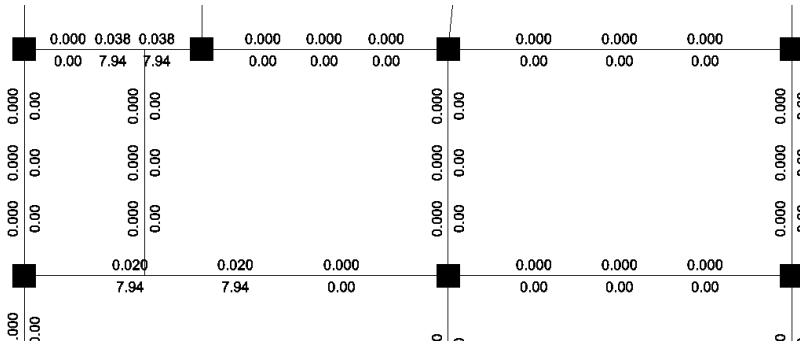
A_j is the effective cross-sectional area within a joint computed from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column. Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall not exceed the smaller of (a) and (b):

(a) beam width plus joint depth

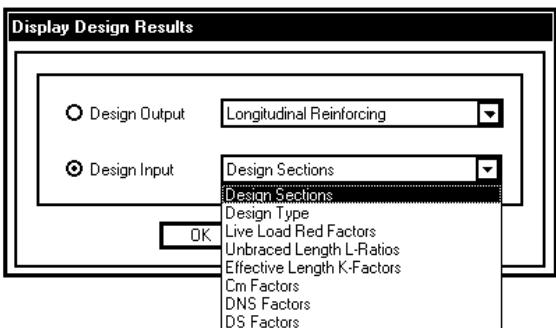
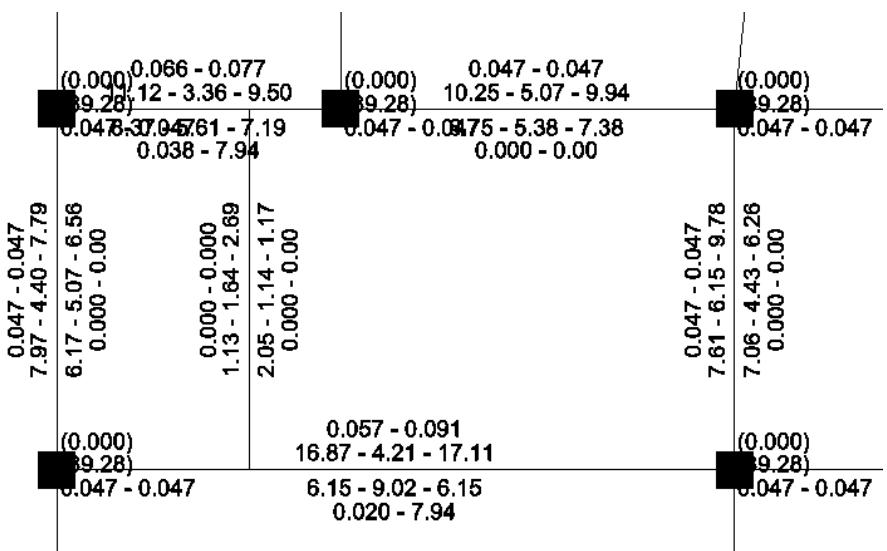
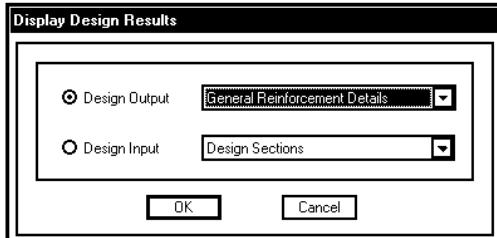
(b) twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side.



۱-۱-۳-آرماتور پیچشی



۱-۱-۴-نمایش خلاصه نتایج طراحی



۱۰-۲-بررسی جزئیات طراحی اجزا

۱۰-۱-جزئیات طرح خمشی

Type of Check/ Design	Ordinary Moment Resisting Frames (Non-Seismic)	Intermediate Moment Resisting Frames (Seismic)	Special Moment Resisting Frames (Seismic)
--------------------------	---	---	--

Beam Min. Moment Override Check

No Requirement

$$\begin{aligned} M_{u\text{end}}^+ &\geq \frac{1}{3} M_{u\text{end}}^- & M_{u\text{end}}^+ &\geq \frac{1}{2} M_{u\text{end}}^- \\ M_{u\text{span}}^+ &\geq \frac{1}{5} \max \{M_u^+, M_u^-\}_{\text{end}} & M_{u\text{span}}^+ &\geq \frac{1}{4} \max \{M_u^+, M_u^-\}_{\text{end}} \\ M_{u\text{span}}^- &\geq \frac{1}{5} \max \{M_u^+, M_u^-\}_{\text{max}} & M_{u\text{span}}^- &\geq \frac{1}{4} \max \{M_u^+, M_u^-\}_{\text{end}} \end{aligned}$$

Concrete Beam Design Information (ACI 318-11)

Story	STORY2	Section Name	B40x50	
Beam	B100			
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
COMB59	2.3000	1128	494	1612.36
COMB59	2.8000	2044	626	1679.10
COMB60	0.3000	0	1974	1679.10
COMB60	0.8000	494	1161	1612.36
COMB60	1.3000	494	536	1545.63
COMB60	1.8000	494	494	1545.63
COMB60	2.3000	1128	494	1612.36
COMB60	2.8000	2044	626	1679.10
COMB61	0.3000	2110	645	1679.10
COMB61	0.8000	1165	508	1612.36
COMB61	1.3000	508	508	1545.63
COMB61	1.8000	508	541	1545.63
COMB61	2.3000	508	1187	1612.36
COMB61	2.8000	0	2026	1679.10
COMB62	0.3000	2110	645	1679.10

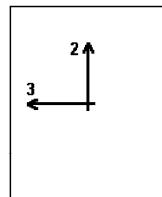
Buttons: Overwrites, Summary, Flex. Details (highlighted), Shear, Envelope, OK, Cancel.

ETABS 2013 13.0.0

License #

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-11 Beam Section Design



Beam Element Details (Flexural Details)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
STORY2	B100	B40X50	COMB62	0.3	3100	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_ct (mm)	d_cb (mm)
400	500	400	0	62.5	62.5

Material Properties

E_c (MPa)	f_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_y (MPa)
24820.63	24.52	1	400	300

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.7	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Required Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	-Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	2110	0	2110	603
Bottom (-2 Axis)	986	986	0	603

Design Moments, M_{u3}

Design +Moment kN-m	Design -Moment kN-m	Factored +Moment kN-m	Factored -Moment kN-m	Special +Moment kN-m	Special -Moment kN-m
146.9333	-293.8666	0	-293.8666	146.9333	-293.8666

۲-۲-۱- جزئیات طرح برشی

برای قاب خمشی با شکل پذیری متوسط:

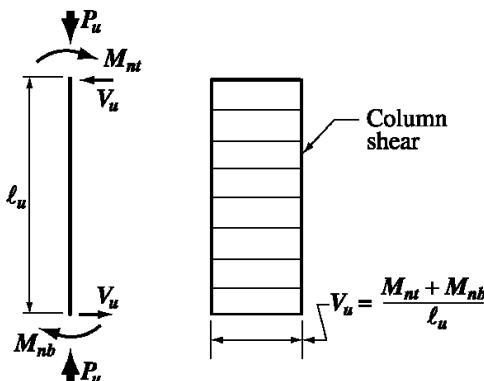
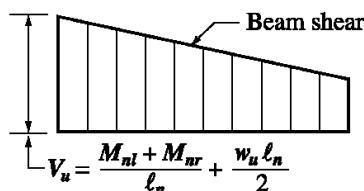
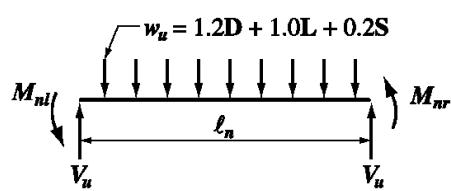
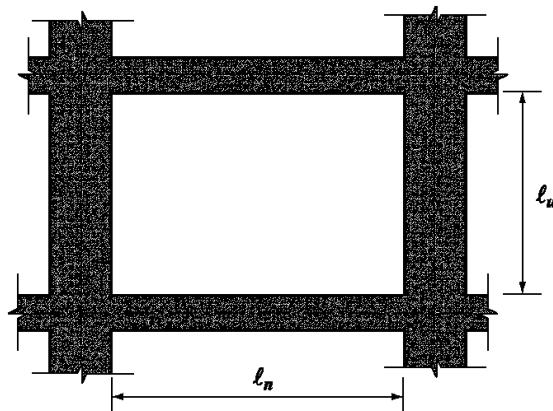


Fig. R21.12.3—Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (see 21.12)

۵-۳-۲۰-۹ فوابط طراحی برای برش در اعضای قابها

۱-۵-۳-۲۰-۹ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قاب‌های کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید برابر باشد (۱-۱۲-۹) صورت گیرد. مقدار V_u در این رابطه باید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

(الف) مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی، با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی

(ب) نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر بهسازه دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.

21.12.3 — ϕV_n of beams, columns, and two-way slabs resisting earthquake effect, E , shall not be less than the smaller of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the member at each restrained end of the clear span and the shear calculated for factored gravity loads;

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

Concrete Beam Design Information (ACI 318-11)

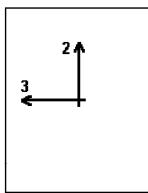
Story	STORY2	Section Name	B40x50	
Beam	B100			
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
COMB59	2.3000	1128	603	3256.51
COMB59	2.8000	2044	958	3323.25
COMB60	0.3000	0	1974	3323.25
COMB60	0.8000	603	1161	3256.51
COMB60	1.3000	603	603	3189.77
COMB60	1.8000	603	603	3189.77
COMB60	2.3000	1128	603	3256.51
COMB60	2.8000	2044	958	3323.25
COMB61	0.3000	2110	986	3323.25
COMB61	0.8000	1165	603	3256.51
COMB61	1.3000	603	603	3189.77
COMB61	1.8000	603	603	3189.77
COMB61	2.3000	603	1187	3256.51
COMB61	2.8000	0	2026	3323.25
COMB62	0.3000	2110	986	3323.25

Overwrites Summary Flex. Details **Shear** Envelope

OK Cancel

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-11 Beam Section Design



Beam Element Details (Shear Details)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
STORY2	B100	B40X50	COMB62	0.3	3100	1	Sway Intermediate

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _t (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
400	500	400	0	62.5	62.5

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
24820.63	24.52	1	400	300

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{Ctied}	Φ _{Cspiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.7	0.75	0.6	0.85

Shear/Torsion Design for V_{u2} and T_u

Rbar A _{vs} mm ² /m	Rbar A _{I/S} mm ² /m	Rbar A _I mm ²	Design V _{u2} kN	Design T _u kN-m	Design M _{u3} kN-m	Design P _u kN
1679.1	0	0	273.2109	0.1166	-293.8666	0

تحت ترکیب بارهای طراحی

Design Forces With 2*E					
Factored V _{u2} kN	Factored M _{u3} kN-m	Factored V _{u'} kN	Factored M _{u'} kN-m	Capacity V _p kN	Gravity V _g kN
247.4386	-293.8666	475.554	-579.4176	256.7872	-16.4237

$$\frac{M_{pos} + M_{neg}}{Ln} = \frac{326.5184 + 315.4495}{3.1-0.6} = 256.7872$$

$$\frac{M_{pos} + M_{neg}}{Ln} + qL/2 \\ = 256.7872 + 16.4237 \\ = 273.2109$$

	Long.Rebar A _s (Bottom) mm ²	Long.Rebar A _s (Top) mm ²	Capacity Moment M _{pos} kN-m	Capacity Moment M _{neg} kN-m
Left	1991	2110	310.3771	326.5184
Right	2028	2044	315.4495	317.56

Design Basis

Design V _{u2} kN	Conc.Area A _c cm ²	Area A _g cm ²	Tensn.Reinf A-st mm ²	Strength f _{ys} MPa	Strength f _{cs} MPa	LtWt.Reduc Factor Unitless
273.2109	1750	2000	2110	300	24.52	1

Shear Rebar Design

Stress v MPa	Conc.Capacity v _c MPa	Uppr.Limit v _{max} MPa	Conc.Capacity Φv _c MPa	Uppr.Limit Φv _{max} MPa	RebarArea A _{v/s} mm ² /m	Shear ΦV _c kN	Shear ΦV _s kN	Shear ΦV _n kN
1.56	0.82	4.11	0.62	3.08	1679.1	107.9243	165.2866	273.2109

Torsion Capacity

Torsion T _u kN-m	Critical ΦT _α kN-m	Conc.Area A _φ cm ²	Conc.Area A _{oh} cm ²	Conc.Area A _o cm ²	Perimeter P _φ mm	Perimeter P _h mm
0.1166	6.8523	2000	1278.9	1087.1	1800	1444.4

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$$

۱۰-۳- جزئیات طرح پیچشی و اصلاح ضریب ترک خوردگی پیچشی

11.6.1 — Threshold torsion

It shall be permitted to neglect torsion effects if the factored torsional moment T_u is less than:

- (a) For nonprestressed members:

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

- (b) For prestressed members:

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \sqrt{f'_c}}}$$

- (c) For nonprestressed members subjected to an axial tensile or compressive force:

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$$

11.6.2.2 — In a statically indeterminate structure where reduction of the torsional moment in a member can occur due to redistribution of internal forces upon cracking, the maximum T_u shall be permitted to be reduced to the values given in (a), (b), or (c), as applicable:

- (a) For nonprestressed members, at the sections described in 11.6.2.4:

$$\phi 0.33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

Concrete Beam Design Information (ACI 318-11)

Story Beam	STORY2 B100	Section Name	B40X50	
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
COMB59	2.3000	1128	603	3256.51
COMB59	2.8000	2044	958	3323.25
COMB60	0.3000	0	1974	3323.25
COMB60	0.8000	603	1161	3256.51
COMB60	1.3000	603	603	3189.77
COMB60	1.8000	603	603	3189.77
COMB60	2.3000	1128	603	3256.51
COMB60	2.8000	2044	958	3323.25
COMB61	0.3000	2110	986	3323.25
COMB61	0.8000	1165	603	3256.51
COMB61	1.3000	603	603	3189.77
COMB61	1.8000	603	603	3189.77
COMB61	2.3000	603	1187	3256.51
COMB61	2.8000	0	2026	3323.25
COMB62	0.3000	2110	986	3323.25

Buttons: Overwrites, Summary, Flex Details, Shear, Envelope (circled), OK, Cancel.

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
STORY2	B100	B40X50	3100	1	Sway Intermediate

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _t (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
400	500	400	0	62.5	62.5

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
24820.63	24.52	1	400	300

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{Ctied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.7	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area mm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	2110	1.05	508	0.25	2044	1.02
Bot (-2 Axis)	1991	1	541	0.27	2028	1.01

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u kN-m	End-I Station Loc mm	Middle Design M _u kN-m	Middle Station Loc mm	End-J Design M _u kN-m	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	0	300	-58.7733	1800	-285.804	2800
Combo	COMB62		COMB62		COMB60	
Bot (-2 Axis)	279.3394	300	62.51	1800	283.9046	2800
Combo	COMB94		COMB94		COMB94	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A _v /s mm ² /m	Middle Rebar A _v /s mm ² /m	End-J Rebar A _v /s mm ² /m
1679.1	1545.63	1679.1

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V _u kN	End-I Station Loc mm	Middle Design V _u kN	Middle Station Loc mm	End-J Design V _u kN	End-J Station Loc mm
273.2109	300	260.0719	1800	273.2109	2800
DCON46		DCON46		DCON46	

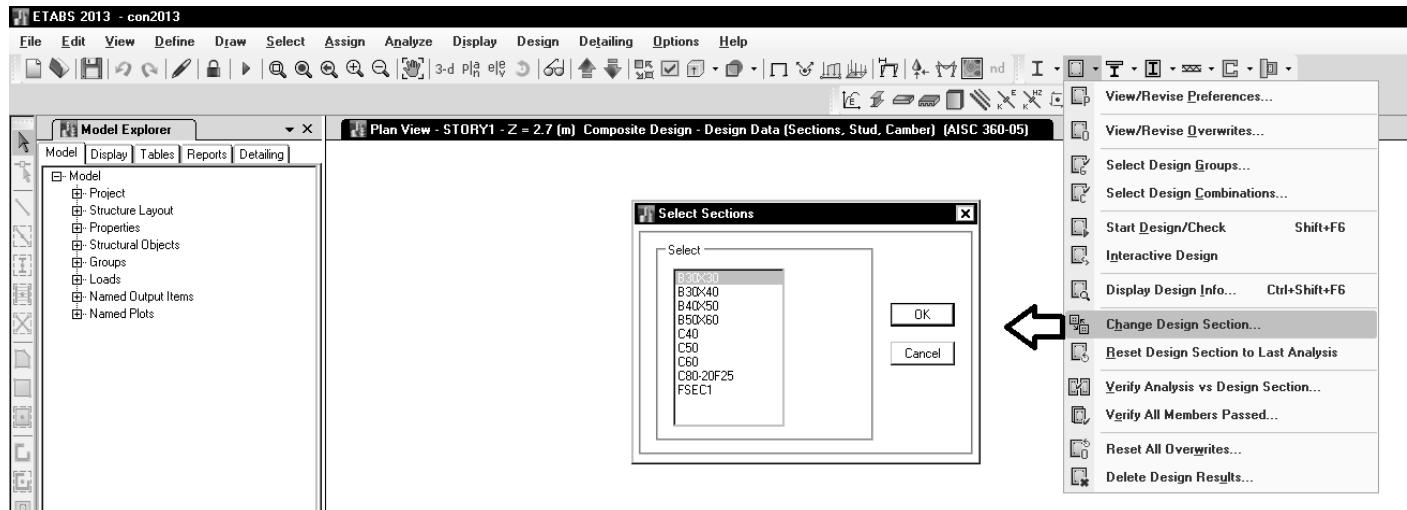
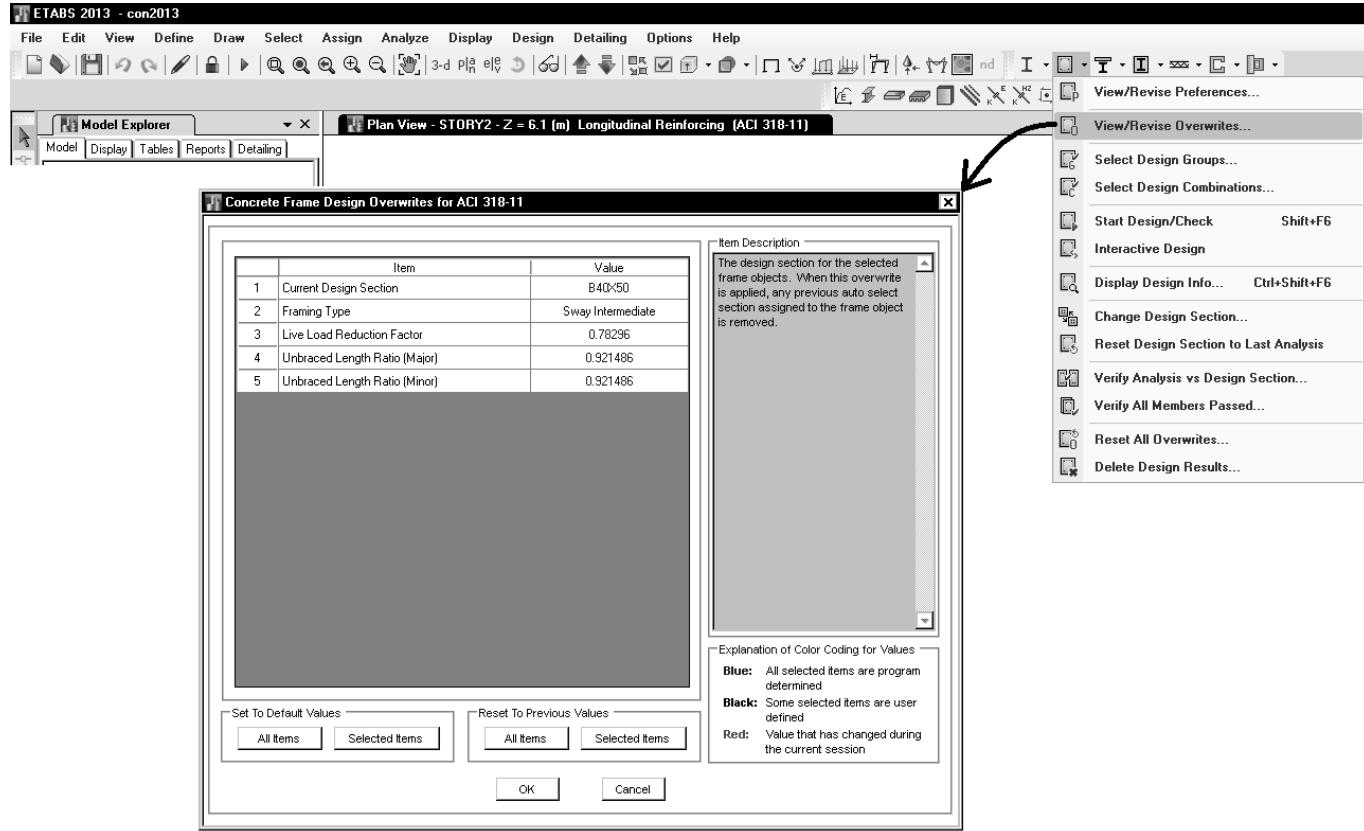
Torsion Reinforcement

Shear Rebar A _t /s mm ² /m	Longitudinal Rebar A _t mm ²
0	0

Design Torsion Force

Design T _u kN-m	Station Loc mm	Design T _u kN-m	Station Loc mm
1.7686	2800	1.7686	2800
COMB72		COMB72	

۱۰-۴-بررسی منوی design

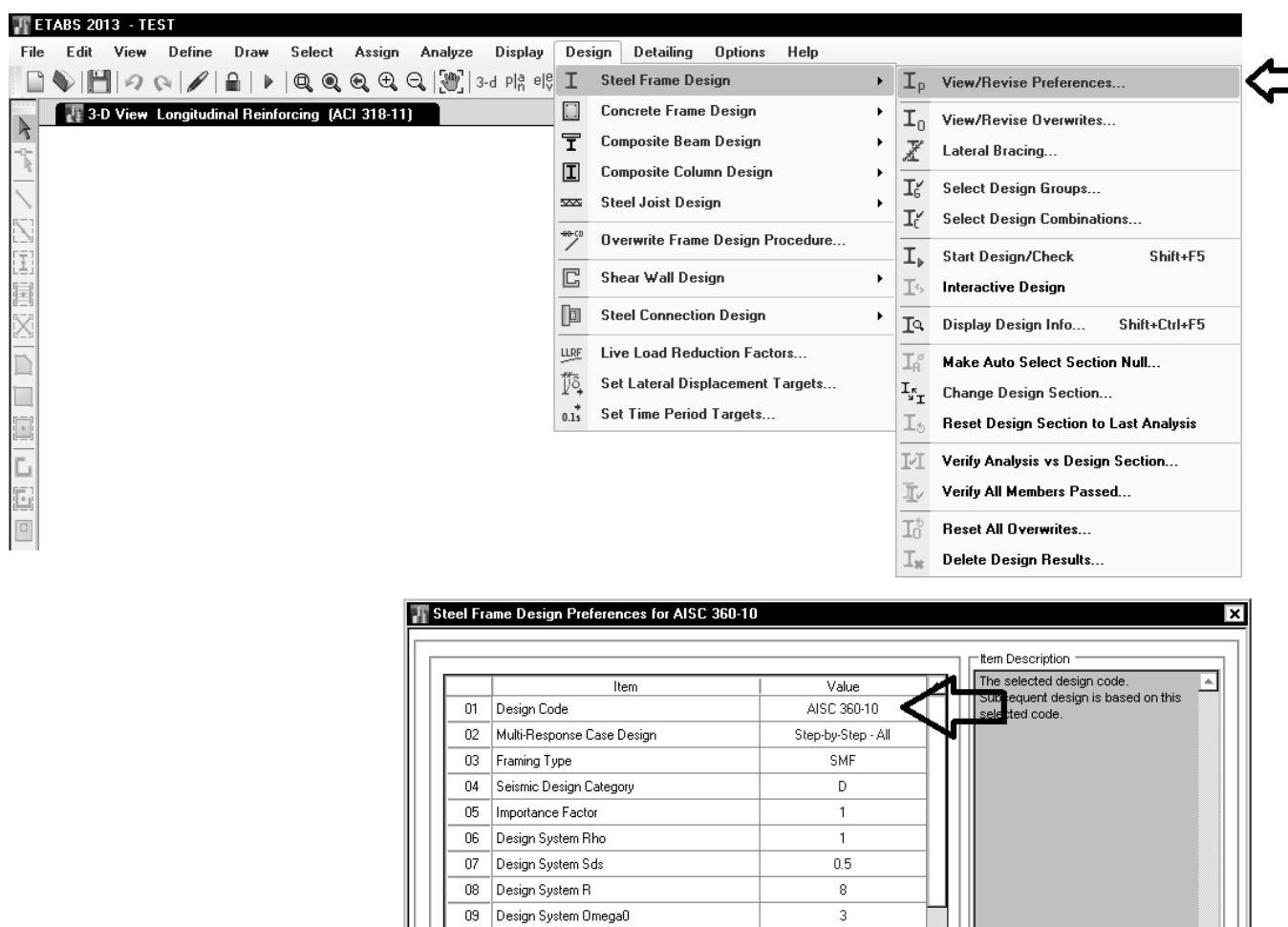


۱۱- طراحی سازه های فولادی

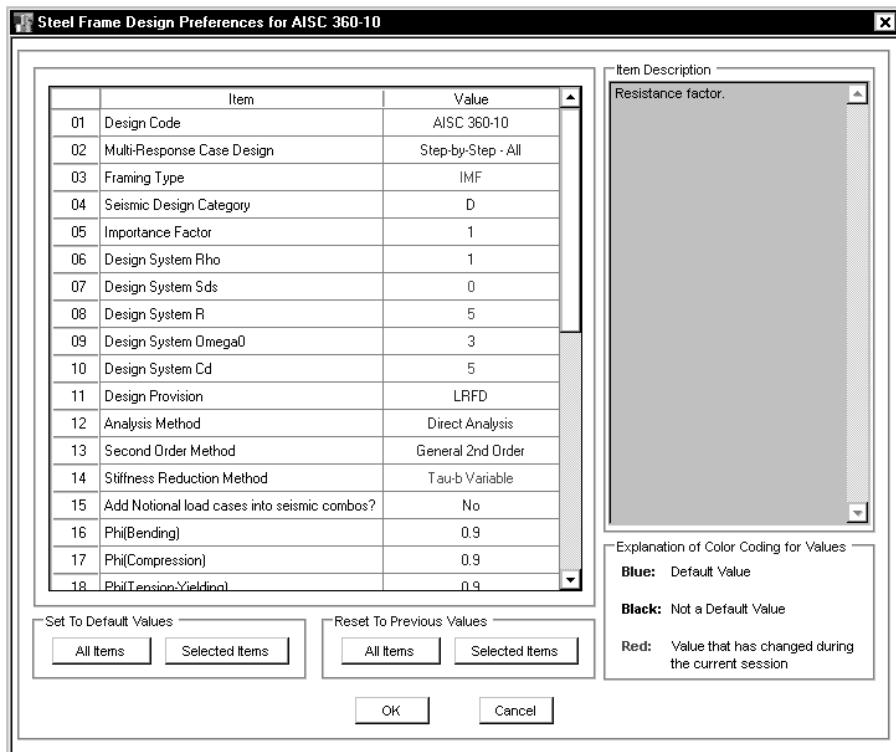
۱۱-۱- انتخاب آینین نامه

ضوابط مربوط به طراحی به روش حالت حدی (LRFD) در مبحث دهم ایران تشابه زیادی با روش حالت حدی-2010 دارد (قسمت عمده آن ترجمه همین آینین نامه می باشد).
با توجه به اینکه در ویرایش ۹۲ مبحث دهم روشن ASD حذف شده است، تنها گزینه ممکن استفاده از AISCC2010 می باشد.

۱۱-۲- طراحی بر اساس AISCC360-10

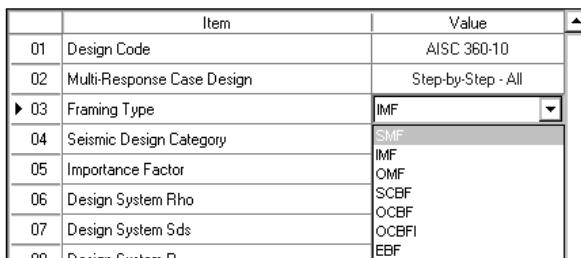


۱-۲-۱- تنظیم پارامترهای لرزه‌ای در سازه‌های فولادی در روش LRFD

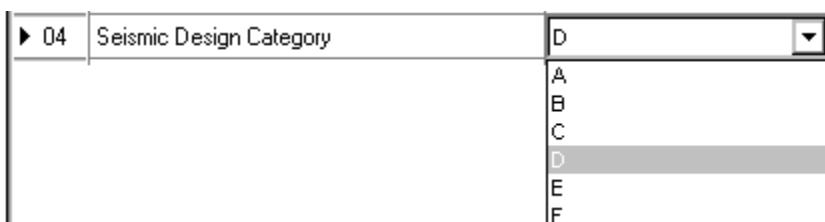


:Frame Type

در صورتی که سازه در یک جهت بادبندی شده باشد و در جهت دیگر قاب خمشی؟



:Seismic category



:Importance factor

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

نوع کاربری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها	گروه خطرپذیری
ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که به عنوان تاسیسات ضروری طراحی می‌گردند و وقته در پهمردباری از آن‌ها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مرکز و تاسیسات ابرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق‌رسانی، برج‌های مرتفع فرودگاه‌ها، مرکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مرکز کمک و سانی و به طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در امداد و نجات موثر باشد.	۱
ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آن‌ها موجب انتشار گستره ماده سمعی و ضرر برای محیط زیست در کوتاه‌مدت یا دراز مدت خواهد گردید هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که از آن‌ها بروزگاری و تغییر شود معمول این گروه خطرپذیری می‌باشد.	۲
ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که برای حفظ عملکرد ساختمان‌های گروه خطرپذیری ۱ موردنبذیر می‌باشد.	۳
ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی باشد، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعی، فروشگاه‌های بزرگ، ترمیمهای ساختمانی، یا هر قطعی سروپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد.	۴
ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشد لکن خرابی آن‌ها خسارت اقتصادی قابل توجه داشته با باعث از دست رفت فروت نموده باشد مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به طور کلی مراکزی که در آنها استاد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش تقدیری می‌باشد.	۵
ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تاسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشد لیکن خرابی آن‌ها موجب الوجع محیط زیست و یا آتش نیز می‌باشد مانند پلاسکوهای، مرکز گازرسانی، انبارهای سوخت و یا هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده، پژوهاننده، خرچنگ‌های ترتیب‌دهنده مقداری از موادی مانند سوخت‌های خطرناک، مواد شیمیایی خطرناک، زباله‌های خطرناک و یا مواد متفجره باشد که با توجه به ضوابط قانونی موجود، انتشار گستره این مواد سمعی و ضرر منجر به خطری برای عموم نمی‌شود (اطلاعیه ۱-۶-۵-۱).	۶
کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های مشمول این مبحث که جزو ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند مانند ساختمان‌های مسکونی، اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.	۷
ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی و خسارات مالی نسبتاً کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغداری.	۸
ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی موقتی که مدت بهره برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.	۹

۶-۱-۵ گروه‌بندی ساختمان‌ها و سایر سیستم‌های سازه‌ای

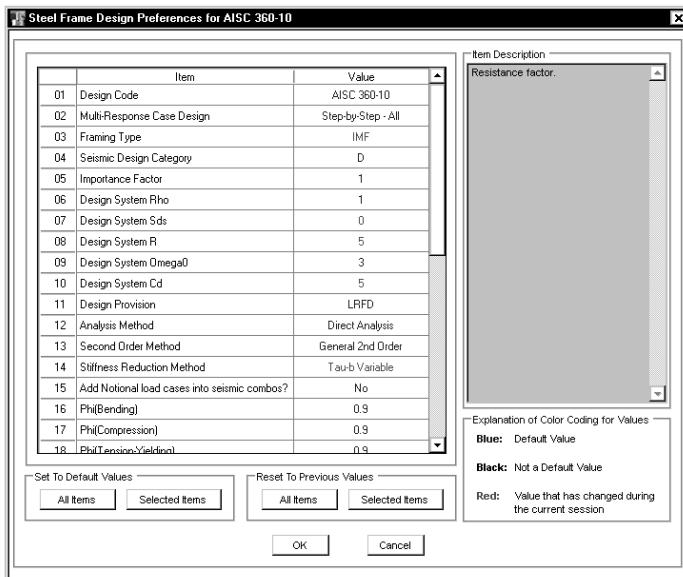
۶-۱-۵-۱ گروه‌بندی خطرپذیری

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

جدول ۱-۶-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بالاترین بار، برف، بخ و زلزله

مطابق جدول ۱-۶-۱	گروه خطرپذیری	ضریب اهمیت بار	ضریب اهمیت بار برف، I _۱	ضریب اهمیت بار بخ، I _۲	ضریب اهمیت بار زلزله، I _۳
۱	۱,۲۵	۱,۲۵	۱,۲۵	۱,۴	۱
۲	۱,۲۵	۱,۱۵	۱,۲	۲	
۳	۱	۱	۱	۱	
۴	۰,۸	۰,۸	۰,۸	۰,۸	

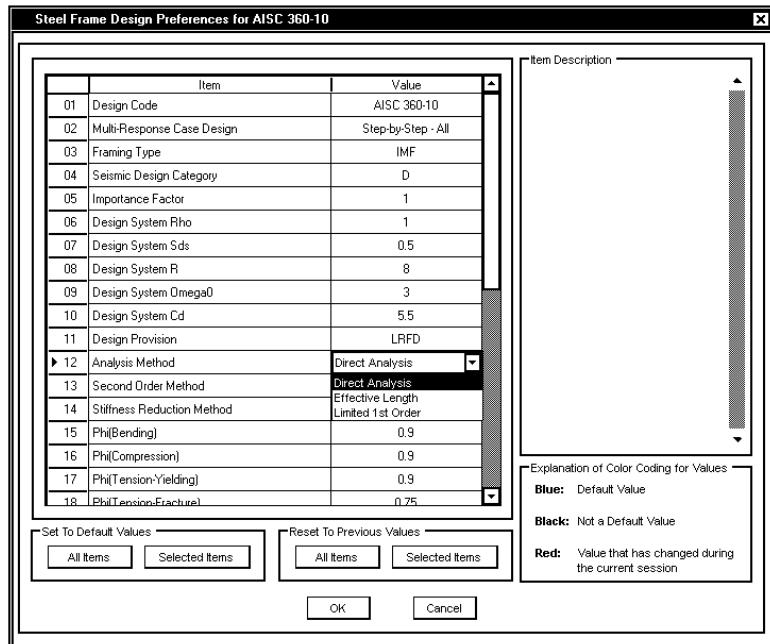


استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم (پیش نویس):

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱] ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح ۵- دیوار مشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسمیه ای فولادی ۶- دیوار مشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی ۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	۵.	۵	۲/۵	۵
	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲] ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱] ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح ۵- مهارندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳] ۶- مهارندی کماش تاب ۷- مهارندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵.	۴	۲/۵	۴
	۱- قاب خمی بتن مسلح ویژه [۴] ۲- قاب خمی بتن مسلح متوسط [۴] ۳- قاب خمی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱] ۴- قاب خمی فولادی ویژه ۵- قاب خمی فولادی متوسط ۶- قاب خمی فولادی معمولی [۱] و [۵]	-	۳	۲/۵	۳/۵
	۱- قاب خمی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح ویژه ۳- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۴- قاب خمی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۵- قاب خمی فولادی ویژه ا Mehārندی واگرای ویژه فولادی ۶- قاب خمی فولادی متوسط ا Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۷- قاب خمی فولادی ویژه + Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۸- قاب خمی فولادی متوسط + Mehārندی همگرای ویژه فولادی	۱۵	۳	۲/۵	۳
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۱۵	۳/۵	۲	۴
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۱۵	۴	۲	۴
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۱۵	۴	۳	۵/۵
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲] ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱] ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح ۵- مهارندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳] ۶- مهارندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۱.	۳	۲	۳
	۱- قاب خمی بتن مسلح ویژه [۴] ۲- قاب خمی بتن مسلح متوسط [۴] ۳- قاب خمی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱] ۴- قاب خمی فولادی ویژه ۵- قاب خمی فولادی متوسط ۶- قاب خمی فولادی معمولی [۱] و [۵]	۵.	۵	۲/۵	۷
	۱- قاب خمی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح ویژه ۳- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۴- قاب خمی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۵- قاب خمی فولادی ویژه ا Mehārندی واگرای ویژه فولادی ۶- قاب خمی فولادی متوسط ا Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۷- قاب خمی فولادی ویژه + Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۸- قاب خمی فولادی متوسط + Mehārندی همگرای ویژه فولادی	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۲۰۰	۴/۵	۳	۷/۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۲۰۰	۲/۵	۳	۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	-	۵/۵	۳	۳
پ- سیستم قاب خمی	۱- قاب خمی بتن مسلح ویژه [۴] ۲- قاب خمی بتن مسلح متوسط [۴] ۳- قاب خمی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱] ۴- قاب خمی فولادی ویژه ۵- قاب خمی فولادی متوسط ۶- قاب خمی فولادی معمولی [۱] و [۵]	۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵
	۱- قاب خمی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح ویژه ۳- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۴- قاب خمی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۵- قاب خمی فولادی ویژه ا Mehārندی واگرای ویژه فولادی ۶- قاب خمی فولادی متوسط ا Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۷- قاب خمی فولادی ویژه + Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۸- قاب خمی فولادی متوسط + Mehārندی همگرای ویژه فولادی	۵.	۳	۲	۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۵.	۲	۲	۷
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۵.	۵	۲	۷
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	-	۳	۲	۳/۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح ویژه ۳- قاب خمی بتنی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۴- قاب خمی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۵- قاب خمی فولادی ویژه ا Mehārندی واگرای ویژه فولادی ۶- قاب خمی فولادی متوسط ا Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۷- قاب خمی فولادی ویژه + Mehārندی همگرای ویژه فولادی ۸- قاب خمی فولادی متوسط + Mehārندی همگرای ویژه فولادی	۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۷۰	۵	۲/۵	۶/۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۵.	۴/۵	۲/۵	۶
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۵.	۴/۵	۲/۵	۶
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۷۰	۵	۲/۵	۶
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۷۰	۵	۲/۵	۶
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۱۰	۲	۱/۵	۲
	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	-	-	-	-

۱-۱-۲-۱۱- تعیین Design analysis method



Effective Length Method

For structures exhibiting small second-order effects, the effective length method may be suitable. The effective length approach relies on two main assumptions, namely, that the structural response is elastic and that all columns buckle simultaneously. The effective length method also relies on a calibrated approach to account for the differences between the actual member response and the 2nd-order elastic analysis results. The calibration is necessary because the 2nd-order elastic analysis does not account for the effects of distributed yielding and geometric imperfections. Since the interaction equations used in the effective length approach rely on the calibration corresponding to a 2nd-order elastic analysis of an idealized structure, the results are not likely representative of the actual behavior of the structure. However, the results are generally conservative. In the AISC 360-05/IBC 2006 code, the effective length method is allowed provided the member demands are determined using a second-order analysis (either explicit or by amplified first-order analysis) and notional loads are included in all gravity load combinations. K -factors must be calculated to account for buckling (except for braced frames, or where $\Delta_2/\Delta_1 < 1.0$, $K = 1.0$).

Direct Analysis Method

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

۵-۱-۲-۱۰- الزامات تحلیل و طراحی

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

- (۱) روش تحلیل مستقیم
- (۲) روش طول مؤثر
- (۳) روش تحلیل مرتبه اول

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

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

الف- محدودیت‌ها

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

ب- الزامات

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

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

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

(۴) مقاومت طراحی کلیه اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۴-۲-۱۰) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده ذکر شده در بند ۱-۲-۱۰-۳ با فرض عدم انتقال جانبه (K=1) تعیین شود.

۱-۵-۱-۲-۱۰- محدودیت‌ها و الزامات روش طول مؤثر

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها در تحلیل و طراحی به روش طول مؤثر محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردد.

الف- محدودیت‌ها

(۱) بارهای ثقلی عمداً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شود.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداقل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداقل مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضربی تشیده B در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشیده یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۵ باشد.

Second Order Method - تعیین ۲-۱-۲-۱۱

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10		
	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.5
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
► 13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	General 2nd Order
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9
17	Phi(Tension-Yielding)	0.9
18	Phi(Tension-Fracture)	0.75

Within each of the categories, the user can choose the method to calculate the second-order effects, namely, by a *General Second Order Analysis* or an *Amplified First Order Analysis*. When the **amplified first-order** analysis is used, the force amplification factors, B_1 and B_2 (AISC C2.1b), are needed. **The B_1 factor is calculated by the program; however, the B_2 factor is not.** The user will need to provide this value using the overwrite options that are described in Appendix C.

١١-٢-٣-٤-٥- تعیین Stiffness Reduction Factor

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

Option1: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Variable

Option2: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Fixed

Option3: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Variable

Option4: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Fixed

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

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10		
01	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.5
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9
17	Phi(Tension-Yielding)	0.9
18	Phi(Tension-Fracture)	0.75

۱۱-۲-۲-۲- تعریف ترکیب بارهای طراحی بر اساس AISC360-10

خوبشخنانه ترکیب بارهای طراحی سازه های فولادی در ویرایش سال ۹۲ مبحث ششم مطابق با ترکیب بارهای ASCE7-10 می باشد و بنابراین به راحتی می توان از ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار استفاده کرد. تنها تفاوت در ضریب بار باد می باشد که در ساختمانها معمولاً بار باد حاکم نمی باشد.

$\frac{1.4}{1.6} = 0.875$ در صورتی که بار باد حاکم باشد (مانند سوله ها) می توان در قسمت load case ضریب بار باد را به جای ۱ برابر ۰.۸۷۵ تعريف کرد.

۶-۲-۳-۳- ترکیب بارهای حالت های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان ها از جمله

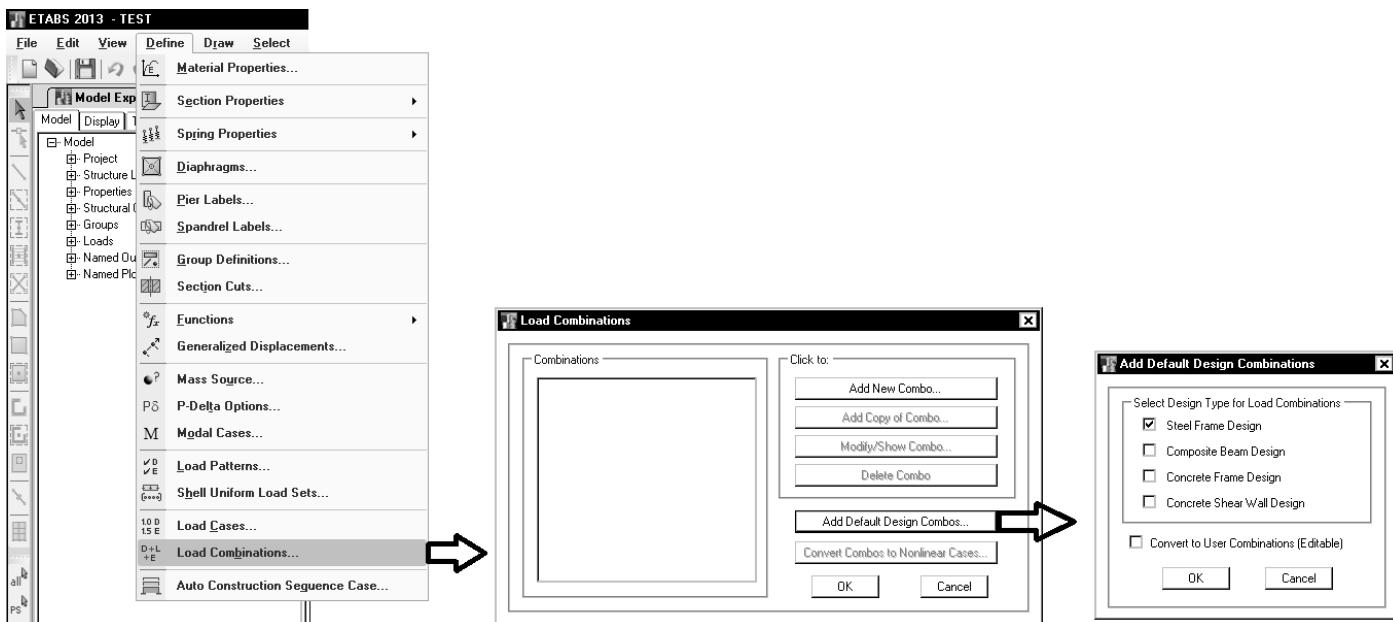
ساختمان های فولادی

در طراحی ساختمان های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، یا دیگر مصالح به جز بتن آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می شود. سازه ها و اعضای آن ها باید به گونه ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضربه دار زیر باشند:

- ۱) $1.4D$
- ۲) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L_r \text{ یا } S \text{ یا } R] (1.4W)$
- ۴) $1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- ۶) $0.9D + 1.0(1.4W)$
- ۷) $0.9D + 1.0E$
- ۸) $1.2D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + 1.2T$
- ۹) $1.2D + 1.6L + 1.6(L_r \text{ یا } S) + 1.0T$

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

1. $1.4(D + F)$
2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$



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

- در تمامی ترکیب بارهای لرزه ای، بار EV باید افزوده شود
- ضریب بار ۰.۵ LRED در ترکیب بارهای لرزه ای باید به ۰.۵ تغییر یابد.
- ترکیب بارهای فشار خاک (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.
- ترکیب بارهای حرارت (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

در صورتی که بخواهید ترکیب بارها را به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:

- در ترکیب بارها فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم.

در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام به تنهایی شامل سه زلزله هستند که قبل از توضیح داده شده است.

S1	Dead	1.4
S1	NDX	1.4
S2	Dead	1.4
S2	NDX	-1.4
S3	Dead	1.4
S3	NDY	1.4
S4	Dead	1.4
S4	NDY	-1.4
S5	Dead	1.2
S5	Live	1.6
S5	LRED	1.6
S5	LRED0.5	1.6
S5	LPARTITION	1.6
S5	SNOW	0.5
S5	NDX	1.2
S5	NLX	1.6
S5	NLREDX	1.6
S5	NLRED0.5X	1.6
S5	NPARTX	1.6
S6	Dead	1.2
S6	Live	1.6
S6	LRED	1.6
S6	LRED0.5	1.6
S6	LPARTITION	1.6
S6	SNOW	0.5
S6	NDX	-1.2
S6	NLX	-1.6
S6	NLREDX	-1.6
S6	NLRED0.5X	-1.6
S6	NPARTX	-1.6
S7	Dead	1.2
S7	Live	1.6
S7	LRED	1.6
S7	LRED0.5	1.6
S7	LPARTITION	1.6
S7	SNOW	0.5
S7	NDY	1.2
S7	NLY	1.6
S7	NLREDY	1.6
S7	NLRED0.5Y	1.6
S7	NPARTY	1.6

S8	Dead	1.2
S8	Live	1.6
S8	LRED	1.6
S8	LRED0.5	1.6
S8	LPARTITION	1.6
S8	SNOW	0.5
S8	NDY	-1.2
S8	NLY	-1.6
S8	NLREDY	-1.6
S8	NLRED0.5Y	-1.6
S8	NPARTY	-1.6
S9	Dead	1.2
S9	Live	1.6
S9	LRED	1.6
S9	LRED0.5	1.6
S9	LPARTITION	1.6
S9	LROOF	0.5
S9	NDX	1.2
S9	NLX	1.6
S9	NLREDX	1.6
S9	NLRED0.5X	1.6
S9	NPARTX	1.6
S9	NLROOFX	0.5
S10	Dead	1.2
S10	Live	1.6
S10	LRED	1.6
S10	LRED0.5	1.6
S10	LPARTITION	1.6
S10	LROOF	0.5
S10	NDX	-1.2
S10	NLX	-1.6
S10	NLREDX	-1.6
S10	NLRED0.5X	-1.6
S10	NPARTX	-1.6
S10	NLROOFX	-0.5
S11	Dead	1.2
S11	Live	1.6
S11	LRED	1.6
S11	LRED0.5	1.6
S11	LPARTITION	1.6
S11	LROOF	0.5
S11	NDY	1.2
S11	NLY	1.6
S11	NLREDY	1.6
S11	NLRED0.5Y	1.6
S11	NPARTY	1.6
S11	NLROOFY	0.5

S12	Dead	1.2
S12	Live	1.6
S12	LRED	1.6
S12	LRED0.5	1.6
S12	LPARTITION	1.6
S12	LROOF	0.5
S12	NDY	-1.2
S12	NLY	-1.6
S12	NLREDY	-1.6
S12	NLRED0.5Y	-1.6
S12	NPARTY	-1.6
S13	Dead	1.2
S13	Live	1
S13	LRED	1
S13	LRED0.5	1
S13	LPARTITION	1
S13	SNOW	1.6
S13	NDX	1.2
S13	NLX	1
S13	NLREDX	1
S13	NLRED0.5X	1
S13	NPARTX	1
S14	Dead	1.2
S14	Live	1
S14	LRED	1
S14	LRED0.5	1
S14	LPARTITION	1
S14	SNOW	1.6
S14	NDX	-1.2
S14	NLX	-1
S14	NLREDX	-1
S14	NLRED0.5X	-1
S14	NPARTX	-1
S15	Dead	1.2
S15	Live	1
S15	LRED	1
S15	LRED0.5	1
S15	LPARTITION	1
S15	SNOW	1.6
S15	NDY	1.2
S15	NLY	1
S15	NLREDY	1
S15	NLRED0.5Y	1
S15	NPARTY	1

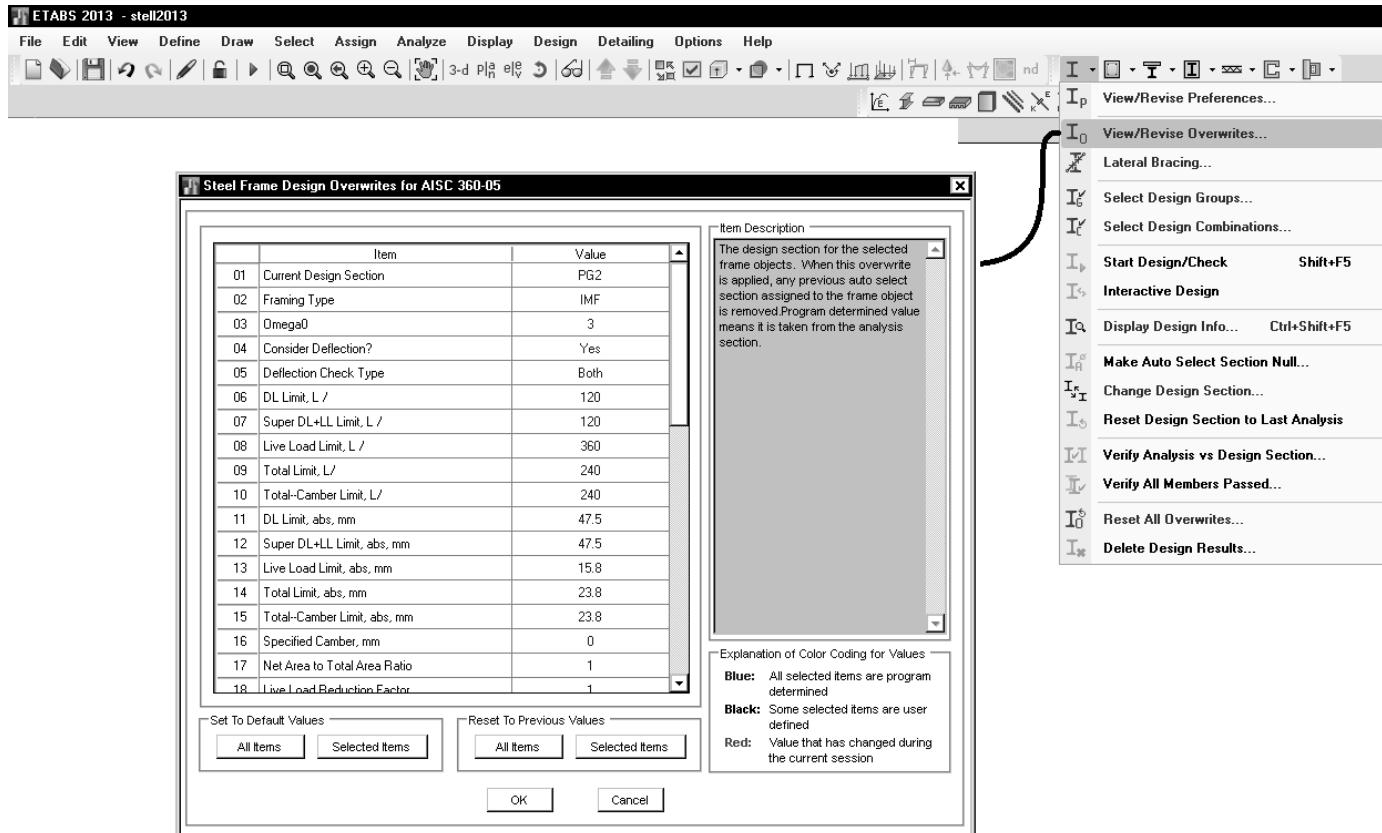
S16	Dead	1.2
S16	Live	1
S16	LRED	1
S16	LRED0.5	1
S16	LPARTITION	1
S16	SNOW	1.6
S16	NDY	-1.2
S16	NLY	-1
S16	NLREDY	-1
S16	NLRED0.5Y	-1
S16	NPARTY	-1
S17	Dead	1.2
S17	Live	1
S17	LRED	1
S17	LRED0.5	1
S17	LPARTITION	1
S17	LROOF	1.6
S17	NDX	1.2
S17	NLX	1
S17	NLREDX	1
S17	NLRED0.5X	1
S17	NPARTX	1
S17	NLROOFX	1.6
S18	Dead	1.2
S18	Live	1
S18	LRED	1
S18	LRED0.5	1
S18	LPARTITION	1
S18	LROOF	1.6
S18	NDX	-1.2
S18	NLX	-1
S18	NLREDX	-1
S18	NLRED0.5X	-1
S18	NPARTX	-1
S18	NLROOFX	-1.6
S19	Dead	1.2
S19	Live	1
S19	LRED	1
S19	LRED0.5	1
S19	LPARTITION	1
S19	LROOF	1.6
S19	NDY	1.2
S19	NLY	1
S19	NLREDY	1
S19	NLRED0.5Y	1
S19	NPARTY	1
S19	NLROOFY	1.6

S20	Dead	1.2
S20	Live	1
S20	LRED	1
S20	LRED0.5	1
S20	LPARTITION	1
S20	LROOF	1.6
S20	NDY	-1.2
S20	NLY	-1
S20	NLREADY	-1
S20	NLREDO.5Y	-1
S20	NPARTY	-1
S20	NLROOFY	-1.6
S21	Dead	1.41
S21	Live	1
S21	LRED	1
S21	LRED0.5	0.5
S21	LPARTITION	1
S21	SNOW	0.2
S21	EV	1
S21	EXALL	1
S22	Dead	1.41
S22	Live	1
S22	LRED	1
S22	LRED0.5	1
S22	LPARTITION	1
S22	SNOW	0.2
S22	EV	1
S22	EXALL	-1
S23	Dead	1.41
S23	Live	1
S23	LRED	1
S23	LRED0.5	0.5
S23	LPARTITION	1
S23	SNOW	0.2
S23	EV	1
S23	EYALL	1
S24	Dead	1.41
S24	Live	1
S24	LRED	1
S24	LRED0.5	0.5
S24	LPARTITION	1
S24	SNOW	0.2
S24	EV	1
S24	EYALL	-1

S25	Dead	1.41
S25	Live	1
S25	LRED	1
S25	LRED0.5	0.5
S25	LPARTITION	1
S25	SNOW	0.2
S25	EV	1
S25	EXALL+0.3EY	1
S26	Dead	1.41
S26	Live	1
S26	LRED	1
S26	LRED0.5	0.5
S26	LPARTITION	1
S26	SNOW	0.2
S26	EV	1
S26	EXALL+0.3EY	-1
S27	Dead	1.41
S27	Live	1
S27	LRED	1
S27	LRED0.5	0.5
S27	LPARTITION	1
S27	SNOW	0.2
S27	EV	1
S27	EXALL-0.3EY	1
S28	Dead	1.41
S28	Live	1
S28	LRED	1
S28	LRED0.5	0.5
S28	LPARTITION	1
S28	SNOW	0.2
S28	EV	1
S28	EXALL-0.3EY	-1
S29	Dead	1.41
S29	Live	1
S29	LRED	1
S29	LRED0.5	0.5
S29	LPARTITION	1
S29	SNOW	0.2
S29	EV	1
S29	EYALL+0.3EX	1
S30	Dead	1.41
S30	Live	1
S30	LRED	1
S30	LRED0.5	0.5
S30	LPARTITION	1
S30	SNOW	0.2
S30	EV	1
S30	EYALL+0.3EX	-1

S31	Dead	1.41
S31	Live	1
S31	LRED	1
S31	LRED0.5	0.5
S31	LPARTITION	1
S31	SNOW	0.2
S31	EV	1
S31	EYALL-0.3EX	1
S32	Dead	1.41
S32	Live	1
S32	LRED	1
S32	LRED0.5	0.5
S32	LPARTITION	1
S32	SNOW	0.2
S32	EV	1
S32	EYALL-0.3EX	-1
S33	Dead	0.69
S33	EXALL	1
S33	EV	-1
S34	Dead	0.69
S34	EXALL	-1
S34	EV	-1
S35	Dead	0.69
S35	EYALL	1
S35	EV	-1
S36	Dead	0.69
S36	EYALL	-1
S36	EV	-1
S37	Dead	0.69
S37	EXALL+0.3EY	1
S37	EV	-1
S38	Dead	0.69
S38	EXALL+0.3EY	-1
S38	EV	-1
S39	Dead	0.69
S39	EXALL-0.3EY	1
S39	EV	-1
S40	Dead	0.69
S40	EXALL-0.3EY	-1
S40	EV	-1
S41	Dead	0.69
S41	EYALL+0.3EX	1
S41	EV	-1
S42	Dead	0.69
S42	EYALL+0.3EX	-1
S42	EV	-1
S43	Dead	0.69
S43	EYALL-0.3EX	1
S43	EV	-1
S44	Dead	0.69
S44	EYALL-0.3EX	-1
S44	EV	-1

۱۱-۳-منوی Overwrite در اعضای فولادی



:Current design section

:سطح شکل پذیری سازه Framing Type

:Consider deflection

:Deflection Check Type

:DL Limit, L/

:Super DL+LL Limit, L/

:Live Load Limit, L/

:Total Limit, L/

:Total -Camber Limit, L/

۱۰-۲-۴-۱۱ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

الف) افتادگی

تیرها و شاهتیرهایی که کفها و سقفهای ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند.

تیرها و شاهتیرهایی که سقفهای نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری

محاسبه شوند که تغییرمکان حداقل نظری بار مرده و زنده از $\frac{1}{24}$ طول دهانه و تغییرمکان

حداقل نظری بار زنده از $\frac{1}{36}$ طول دهانه بیشتر نشود.

ب) ارتعاش

تیرها و شاهتیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به ارزش و ارتفاع حاصل از بارهای جنبشی (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها)

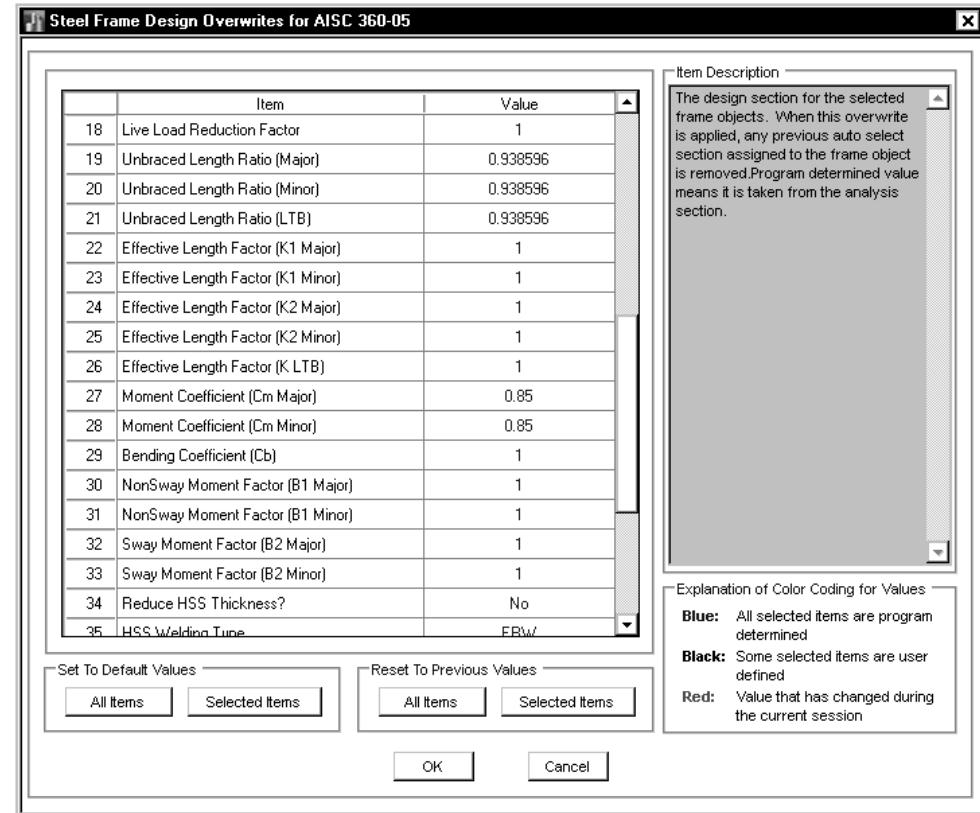
محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، نسبت ارتفاع بدنه‌انه $\left(\frac{d}{L}\right)$ باید از $\frac{1}{20}$

کمتر گردد. d. ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز

به مرکز تکیه‌گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی تیرها محاسبه گردد که این

فرکانس باید از حد احساس بشری کمتر باشد.*

نسبت سطح مقطع خالص به سطح مقطع کل را مشخص می کند. در طراحی اعضای کششی این مقدار موثر است.



{Unbraced Length Ratio(Major) {Unbraced Length Ratio(Minor)}

این ضرایب فاصله مهارهای جانبی (هر دو بال باید در این حالت مهار شوند و تنها مهار بال فشاری کفایت نمی کند):

- All beams and columns are required to be Seismically Compact (AISC SEISMIC 9.4a, 8.2b, Table I-8-1). The limits of the width-thickness ratio, λ_{ps} , has been presented in this manual in Table 4-1. If these criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier under the "Classification of Sections for Local Buckling" section. If these criteria are not satisfied, the program issues an error message.
- The program checks the slenderness ratio, L/r , for columns to be less than 60 (AISC SEISMIC 9.7b(2)). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.
- The program checks the laterally unsupported length of beams not to exceed $0.086(E/F_y)r_y$ (AISC SEISMIC 9.8). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

۶-۳-۶-۱۰ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأثیرگذار شوند.

(الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی-پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعییه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر با از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

(ب) تعییه مهار جانبی در محل اعمال بارهای مرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۰ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

(پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۱-۶ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

(۱۰-۳-۱-۶)

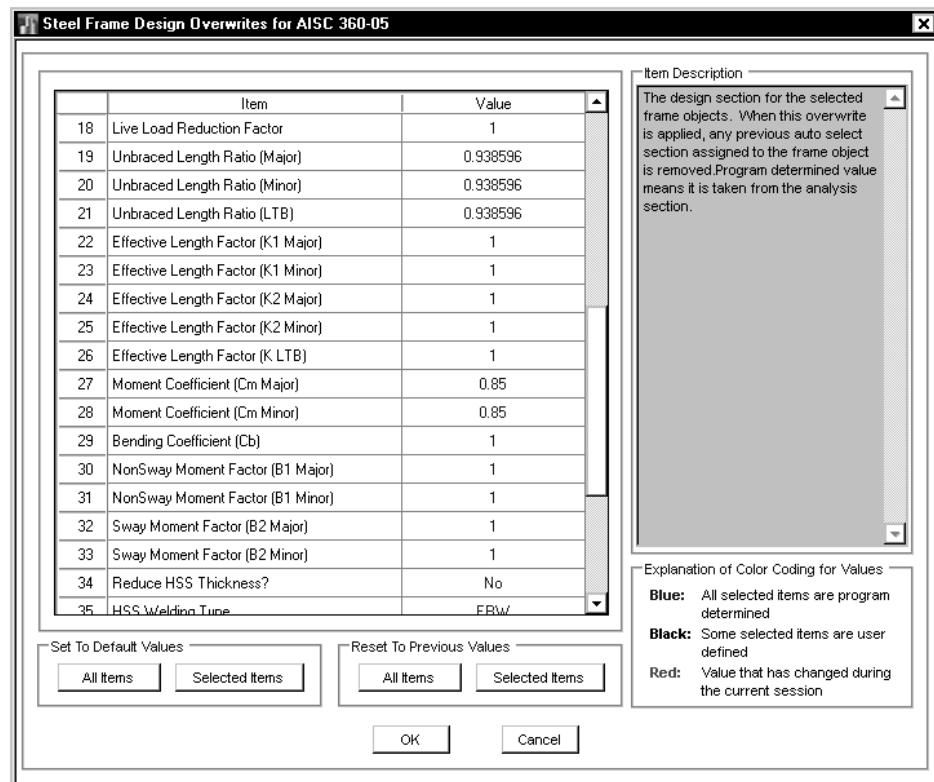
که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

b_b = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

(ت) مقدار حدکث L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل پذیری متوسط برابر $\frac{E}{r_y} \cdot 0.17 r_y$ و در سیستم‌های با شکل پذیری زیاد برابر $\frac{E}{r_y} \cdot 0.086 r_y$ می‌باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضمیف است.

در چه مواردی باید این ضرایب را تغییر داد؟



Unbraced Length Ratio(LTB) Effective Length Factor (K LTB)

طول مهار نشده تیرها (L_b), جهت محاسبه مقاومت خمشی عضو استفاده می شود و برابر است با:

$$L_b = L \times \text{Unbraced Length Ratio(LTB)} \times \text{Effective Length Factor (K LTB)}$$

آیا بال فوقانی تیرها به جهت وجود سقف، مهار شده محسوب می شوند؟

در تیرورقهایی که هم لنگر منفی دارند و هم لنگر مثبت آیا می توان طول مهار نشده را کاهش داد؟

در صورت تغییر دادن K LTB آیا Cb را هم باید تغییر داد؟

Effective Length Factor(K Major)
Effective Length Factor(K Minor)
Effective Length Factor(K Major Braced)
Effective Length Factor(K Minor Braced)

از آنجا که روش مستقیم را برا تحلیل انتخاب کرده ایم، تمامی ضرایب فوق باید برابر یک باشند.

Direct Analysis Method

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

Overstrength Factor, R_y

Overstrength Factor, R_y	≥ 0	From Material The ratio of the expected yield strength to the minimum specified yield strength. This ratio is used in capacity-based design for special seismic cases. Specifying zero means the value is program determined.
--	----------	--

۱۰-۳-۲-۳-۳-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

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

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \quad (1-2-3-10)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

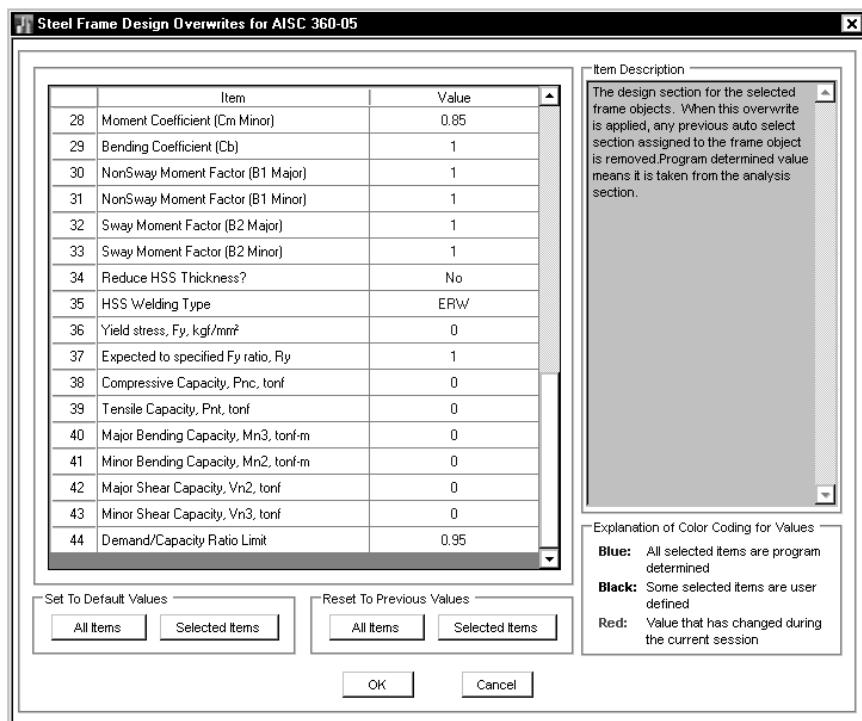
F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظری 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 ۱-۲-۳-۱۰ در نظر گرفته شود.

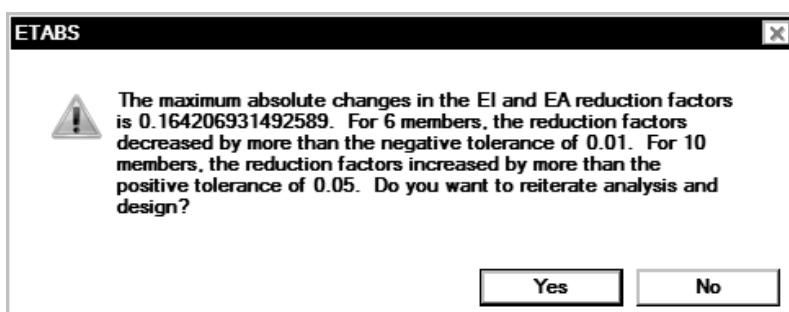
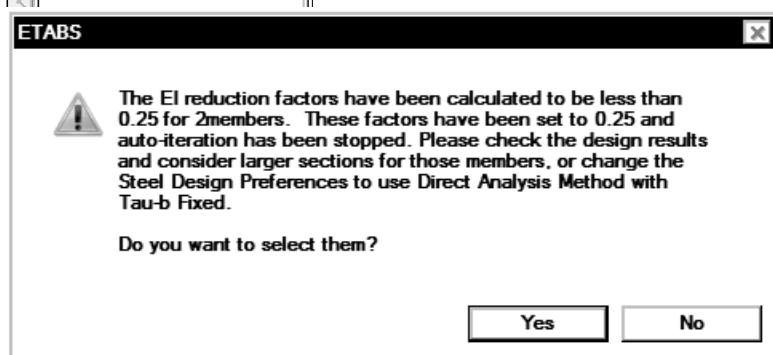
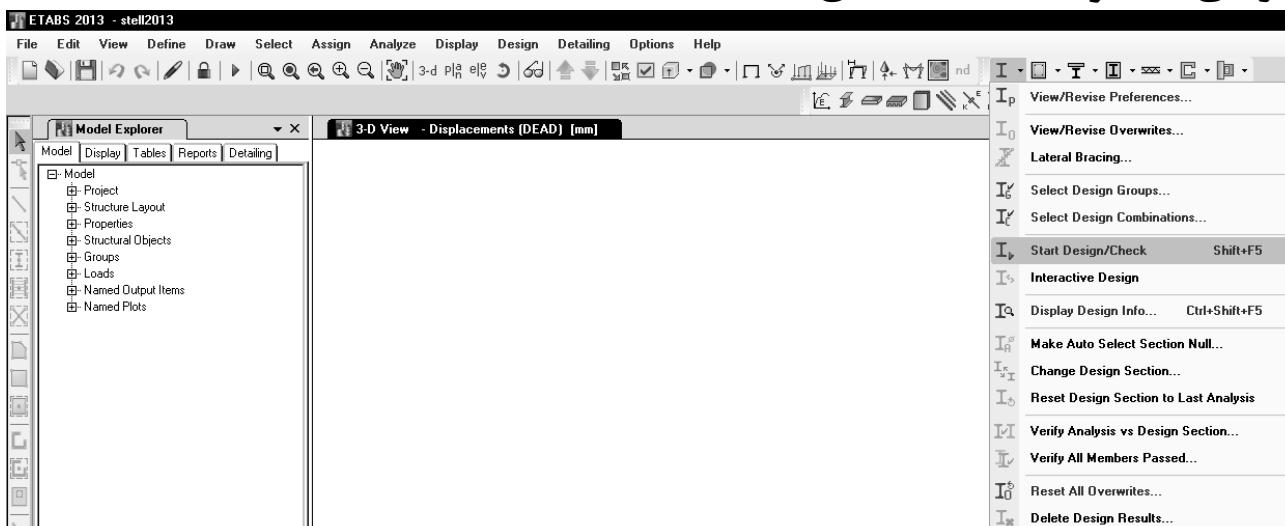
جدول ۱-۲-۳-۱۰ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

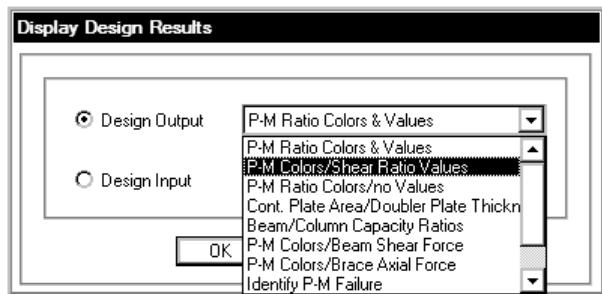
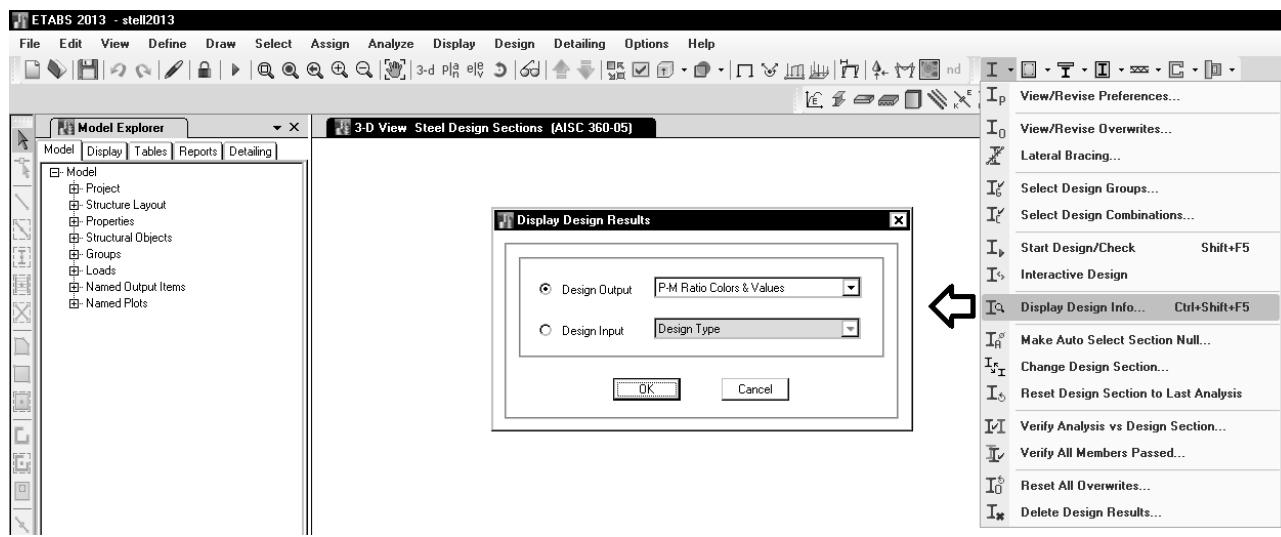
R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورشده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورشده شامل مقاطع I شکل، ناوایی، نیشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسممه‌ها

TABLE I-6-1		
R_y and R_t Values for Different Member Types		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A572/572M Grade 42 (290)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grade 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Grade 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grade 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A529 Grade 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Grade 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500 (Grade B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A572/A572M Grade 50 (345), ASTM A588/A588M	1.1	1.2



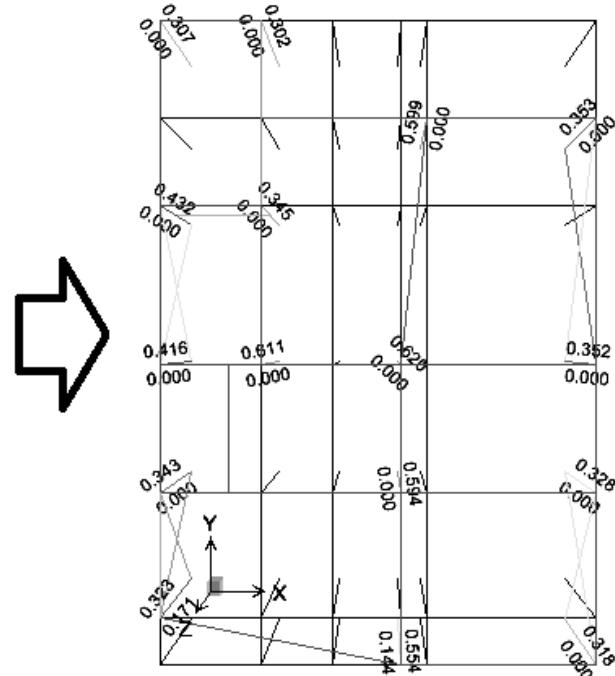
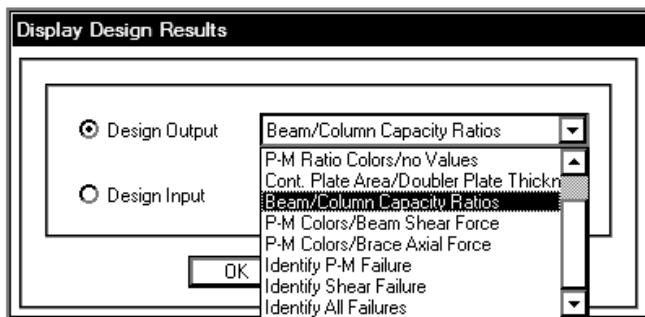
۱۱-۴- طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج





1	0.691,0.000				
2	0.211,3.107E-04	0.112,1.578E-04			
3	0.162,0.000	0.089,1.245E-04	0.089,1.245E-04		
4	0.172,0.000	0.247,3.470E-04	0.500,0.000	0.366,1.419E-04	
5	0.344,0.000	0.551,4.741E-04	0.006,0.000	0.369,1.419E-04	0.401,3.445E-04
6	0.309,4.555E-04	0.089,1.245E-04	0.241,3.556E-04	0.457,2.886E-04	0.307,0.000
7	0.089,1.245E-04	0.089,1.245E-04	0.006,0.000	0.089,1.245E-04	

۱-۴-۱۱- کنترل نسبت مقاومت خمی ستون به تیر



۹-۳-۱۰- الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمی و بیزه

۹-۲-۹-۳-۱۰- نسبت لنگر خمی ستون به لنگر خمی تیر

در کلیه گره‌های اتصالات خمی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1/0 \quad (1-9-3-10)$$

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع لنگرهای خمی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_u / A_g) \quad (2-9-3-10)$$

$\sum M_{pb}^*$ = مجموع تصاویر لنگرهای خمی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای تقلی ضربیداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمی $M_{pr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱-۸-۳-۱۰).

4.10.3 Weak Beam Strong Column Measure

Only for Special Moment Frames (SMF) with seismic design category (SDC) A to F, the code requires that the sum of column flexure strengths at a joint should be more than the sum of beam flexure strengths (AISC SEISMIC 9.6). The column flexure strength should reflect the presence of axial force present in the column. The beam flexural strength should reflect potential increase in capacity for strain hardening. To facilitate the review of the strong column weak beam criterion, the program will report a beam-column plastic moment capacity ratio for every joint in the structure.

For the major direction of any column (top end), the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \cos \theta_n}{M_{pcax}^* + M_{pcbx}^*}. \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

For the minor direction of any column, the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{min} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \sin \theta_n}{M_{pcay}^* + M_{pcby}^*}, \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

where,

R_{maj} = Plastic moment capacity ratios, in the major directions of the column

R_{min} = Plastic moment capacity ratios, in the minor directions of the column

M_{pbn}^* = Plastic moment capacity of n -th beam connecting to column

θ_n = Angle between the n -th beam and the column major direction

$M_{pcax,y}^*$ = Major and minor plastic moment capacities, reduced for axial force effects, of column above story level

$M_{pcbx,y}^*$ = Major and minor plastic moment capacities, reduced for axial force effects, of column below story level

n_b = Number of beams connecting to the column

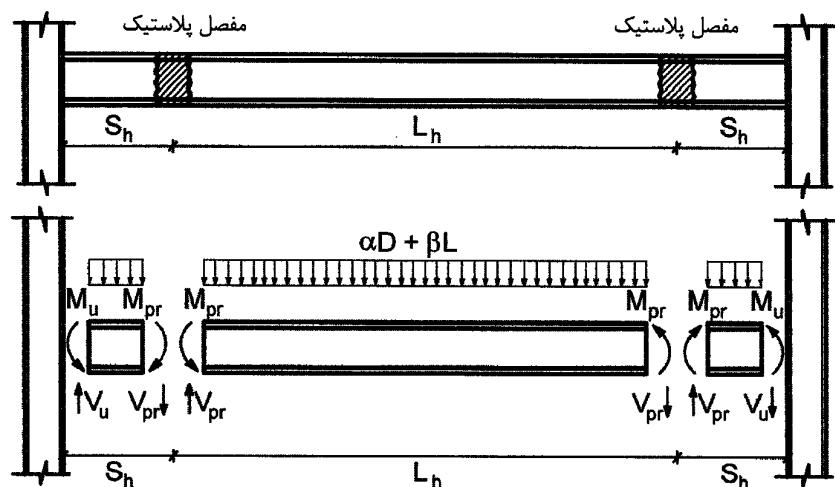
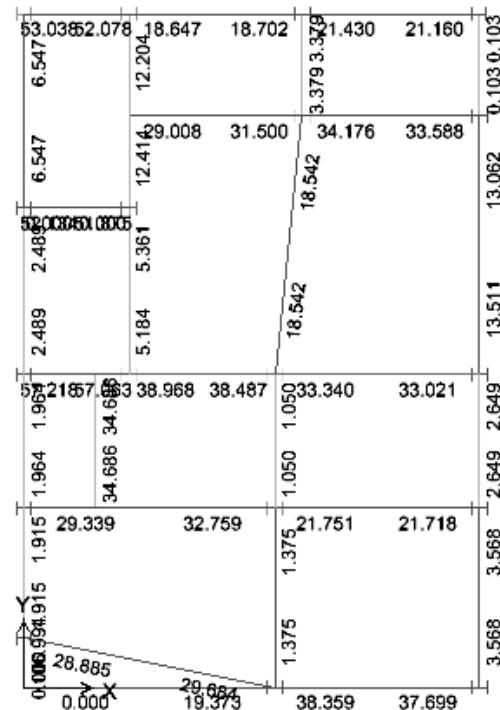
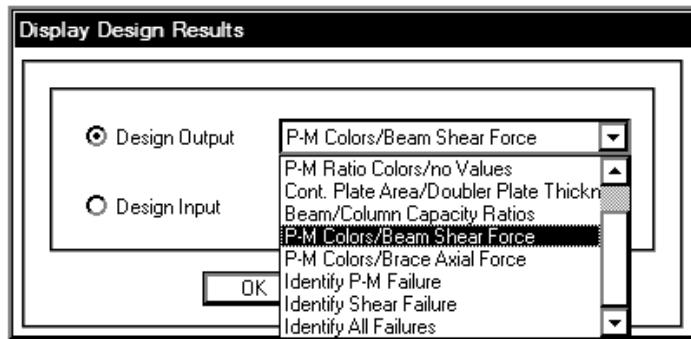
The plastic moment capacities of the columns are reduced for axial force effects and are taken as

$$M_{pc}^* = Z_c \left(F_{yc} - \left| \frac{P_{uc}}{A_g} \right| \right) \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

The plastic moment capacities of the beams are amplified for potential increase in capacity for strain hardening as

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_{yb} Z_b f_{mv} \quad (\text{LFRD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

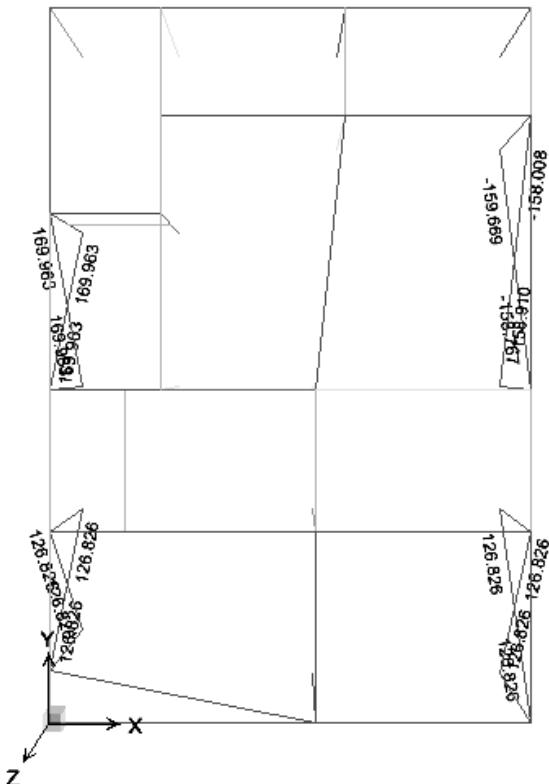
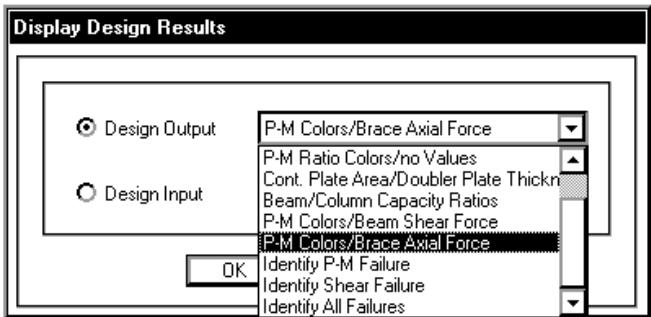
۱۱-۵-پوش طراحی لرزه ای



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی

۱۱-۶-نیروی محوری بادبند جهت طراحی اتصال

توجه شود که ابتدا باید Frame type اعضای بادبند را به نوع OCBF تغییر دهید و سپس مجدداً طراحی کنید.



۱۰-۳-۱۰-الزمات تكميلي طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی

۱۰-۳-۱۰-۳-اتصالات مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

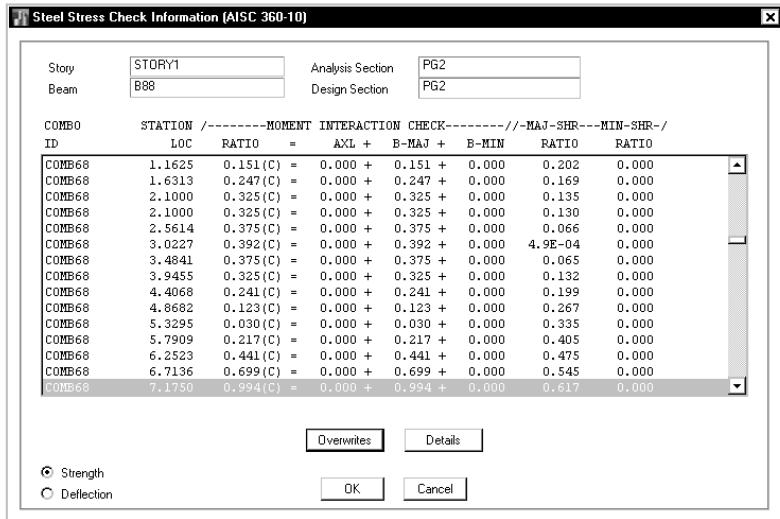
(الف) مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی برابر $R_y A_g F_y$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند، F_y تنش تسلیم فولاد مهاربند و A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.

(ب) بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدیدیافته در مهاربندی‌ها.

- For OCBF or OCBFI, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC SEISMIC F1.6a):

- The expected yield strength in tension of the bracing member, determined as $R_y F_y A_g$ (LFRD) or $R_y F_y A_g / 1.5$ (ASD), as appropriate (AISC SEISMIC F3.6b(a)).
- The maximum load effect of the amplified seismic load combination (AISC SEISMIC F3.6b(b)(i)).

۱۱-۷- نمایش خلاصه محاسبات طراحی

**ETABS 2013 Steel Frame Design**

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details							
Level	Element	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification	
STORY1	B88	7175	COMB68	Intermediate Moment Frame	PG2	Seismic	
LLRF and Demand/Capacity Ratio							
L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit					
7400.0	0.884	1					
Analysis and Design Parameters							
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction				
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable				
Stiffness Reduction Factors							
α_{P_r}/P_y	α_{P_r}/P_e	τ_b	EA factor	EI factor			
0	0	1	0.8	0.8			
Seismic Parameters							
Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R
No	No	Yes	D	1	1	0	5
Ω_0	C_d						
3	5						
Design Code Parameters							
Φ_b	Φ_s	Φ_{TV}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V,eff}$	Φ_{VT}	
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1	
Section Properties							
A (mm ²)	J (mm ⁴)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)	A _{v3} (mm ²)	A _{v2} (mm ²)		
7800	472680	162450000	2005400	6000	1980		
Design Properties							
S _{xx} (mm ²)	S _{zz} (mm ²)	Z _{xx} (mm ³)	Z _{zz} (mm ³)	r _{xx} (mm)	r _{zz} (mm)	C _w (mm ³)	
884545.5	200054	1080000	302700	144.3	50.6	4.961E+11	
Material Properties							
E (kgf/mm ²)	f _y (kgf/mm ²)	R _s	α				
20390	24	1.1	NA				

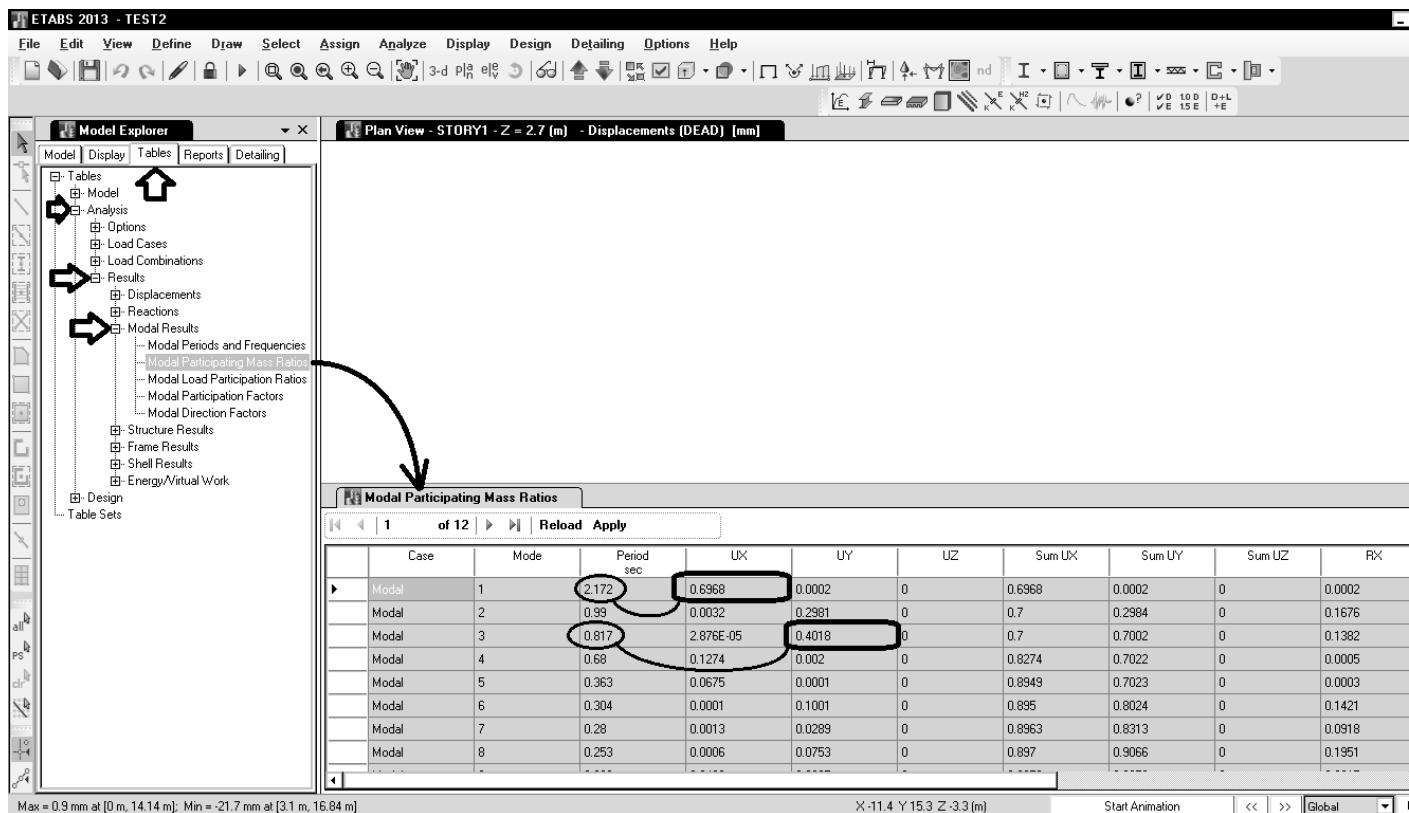
Stress Check forces and Moments						
Location (mm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
7175	0	-23.1955	0	15.8265	0	-0.0006
Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.3a,H1-1b)						
L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C ₀	
Major Bending	0.939	1	1	1	1	
Minor Bending	0.686	1	1	1	1	
Parameters for Lateral Torsion Buckling						
L _b	K _b	C _b				
0.686	1	1.41				
Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3a,H1-1b)						
D/C Ratio =	$(P_u/2P_c) + (M_{u22}/M_{c22}) + (M_{u33}/M_{c33})$					
0.994 =	0 + 0.994 + 0					
Axial Force and Capacities						
P _u Force (tonf)	ϕP_{u2} Capacity (tonf)	ϕP_{u3} Capacity (tonf)				
0	102.0598	168.48				
Moments and Capacities						
M _u Moment (tonf-m)	ϕM_{u2} Capacity (tonf-m)	ϕM_{u3} No L _{BD} (tonf-m)				
Major Bending	23.1955	23.328				
Minor Bending	0	6.5383				
Shear Design						
V _u Force (tonf)	ϕV_{u2} Capacity (tonf)					
Major Shear	15.8265	25.6608				
Minor Shear	0	77.76				
End Reaction Major Shear Forces						
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo			
12.6079	DSTLS74	15.8265	DSTLS74			

۱۱-۸- تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه

- ۱- یک فایل جدید (تحت عنوان Period) ایجاد کنید. در صورتی که سازه بتنی می باشد، سختی خمشی اعضای سازه های بتنی را تغییر دهید (تیرها: Ig ۰.۵ و ستونها: Ig و دیوارها: Ig).

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

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



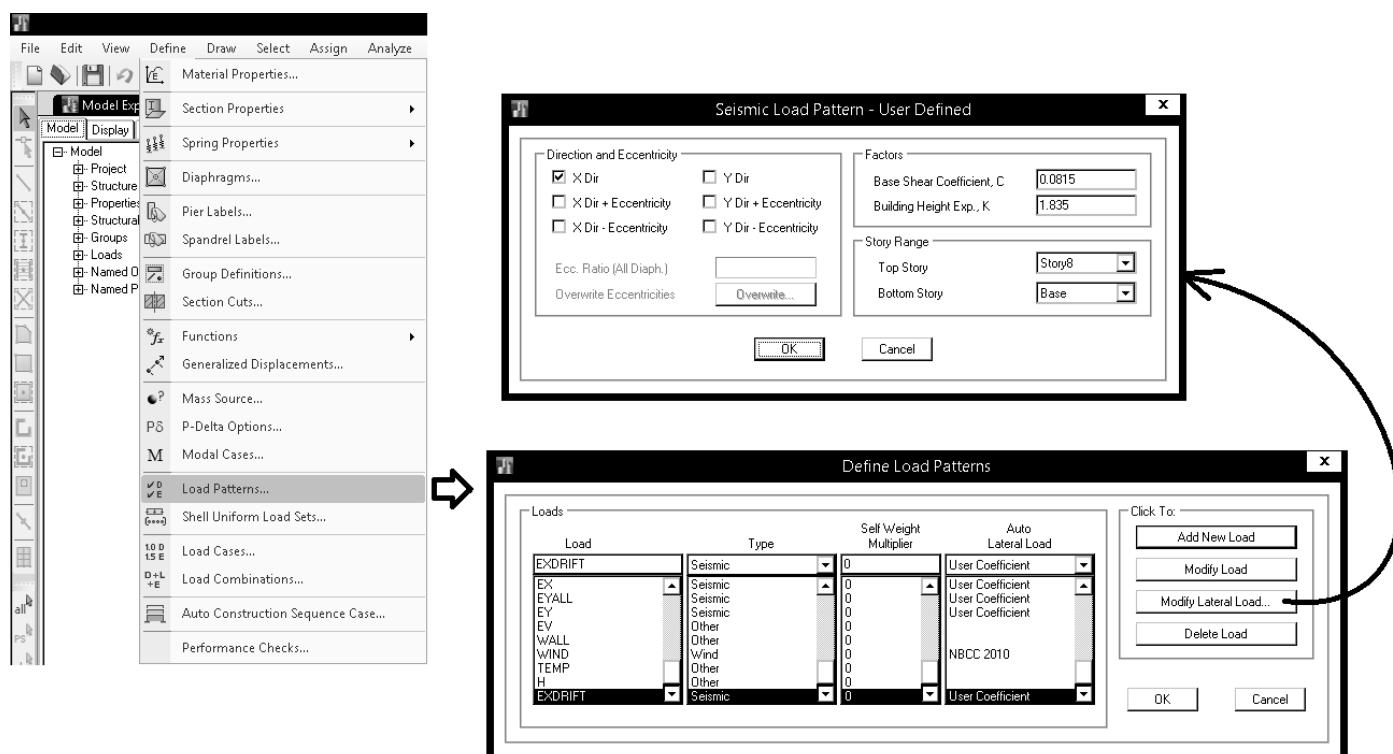
دوره تناوب حاصل از تحلیل در راستای x برابر $(T_{ETABS})_y = 0.817 \text{ sec}$ و در راستای y برابر $(T_{ETABS})_x = 2.172 \text{ sec}$ می باشد.

۱۱-۹-کنترل جابجایی نسبی طبقات

برای کنترل جابجایی نسبی به شرح زیر عمل می کنیم:

- ۱- ابتدا مطابق بند قبل دوره تناوب سازه از نرم افزار $(T_{ETABS})_x$ و نیز $(T_{ETABS})_y$ بدست می آید.
- ۲- در سازه اصلی با استفاده از فایل Excel زیر نیروهای EXdrift و EYdrift بر اساس دوره تناوب حاصل از بند قبلی تعریف می شوند.

ویرایش چهار	
ارتفاع سازه از تراز بایه (متر)	27.2
درجه اهمیت سازه	I=1
A ضریب	A=0.35
نوع زمین	III
نوع اسکلت	پتنی
سیستم سازه	قبا خمینی
Ru=	5
سازه میانگاب دارد؟	خیر
(T_{ETABS}) زمان تناوب نرم افزار	2.17
$T_0=$	0.15
$T_s=$	0.7
$S_0=$	1.1
$S=$	1.75
$T = \text{Min}(1.25, 1.04)$	1.04
$N = 0.7 / (4 - TS) * (T - TS) + 1 =$	1.07258
$B_1 = (S + 1)(T_s / T) =$	1.84712
$B = B_1 * N =$	1.98119
$C_{\min} = 0.14 * A * I =$	0.05
$k = 0.5 * T + 0.75 =$	1.2711
$C = A * B * I / R =$	0.1387
$K_{DRIFT} =$	1.835
$C_{DRIFT} =$	0.081459677



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

ETABS 2013 - con2013

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Model Explorer Plan View - STORY6 - Z = 19.7 (m) - Displacements (EX) [m]

Model Explorer

- Tables
 - Model
 - Analysis
 - Options
 - Response Spectrum Functions
 - Load Cases
 - Load Combinations
 - Results
 - Displacements
 - Joint Displacements
 - Joint Displacements - Absolute
 - Joint Velocities - Relative
 - Joint Velocities - Absolute
 - Joint Accelerations - Relative
 - Joint Accelerations - Absolute
 - Joint Drifts
 - Diaphragm Center of Mass Displacements
 - Diaphragm Drifts
 - Diaphragm Accelerations
 - Story Max/Avg Displacements
 - Story Drifts
 - Story Accelerations
 - Reactions
 - Modal Results
 - Structure Results
 - Frame Results
 - Shell Results
 - Energy/Virtual Work
 - Design
 - Table Sets

Diaphragm Center of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY
RIDGE	D1	EXD	0	0	0	0	0
STORY6	D1	EXD	0	0	0	0	0
STORY5	D1	EXD	0	0	0	0	0
STORY4	D1	EXD	0	0	0	0	0
STORY3	D1	EXD	0	0	0	0	0
STORY2	D1	EXD	0	0	0	0	0
STORY1	D1	EXD	0	0	0	0	0
GROUND	D1	EXD	0	0	0	0	5.1

Filter: EXALL-0.3EY 3
EXDRIFT
EYALL 1
EYALL 2
EYALL 3

Clear Filter
Clear All Filters
Sort Ascending
Sort Descending
Clear Sort
Copy

V -24.6 Y 3.9 Z 19.7 (m) Start Animation

ETABS 2013 - con2013

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Model Explorer Plan View - STORY6 - Z = 19.7 (m) - Displacements (EX) [m]

Model Explorer

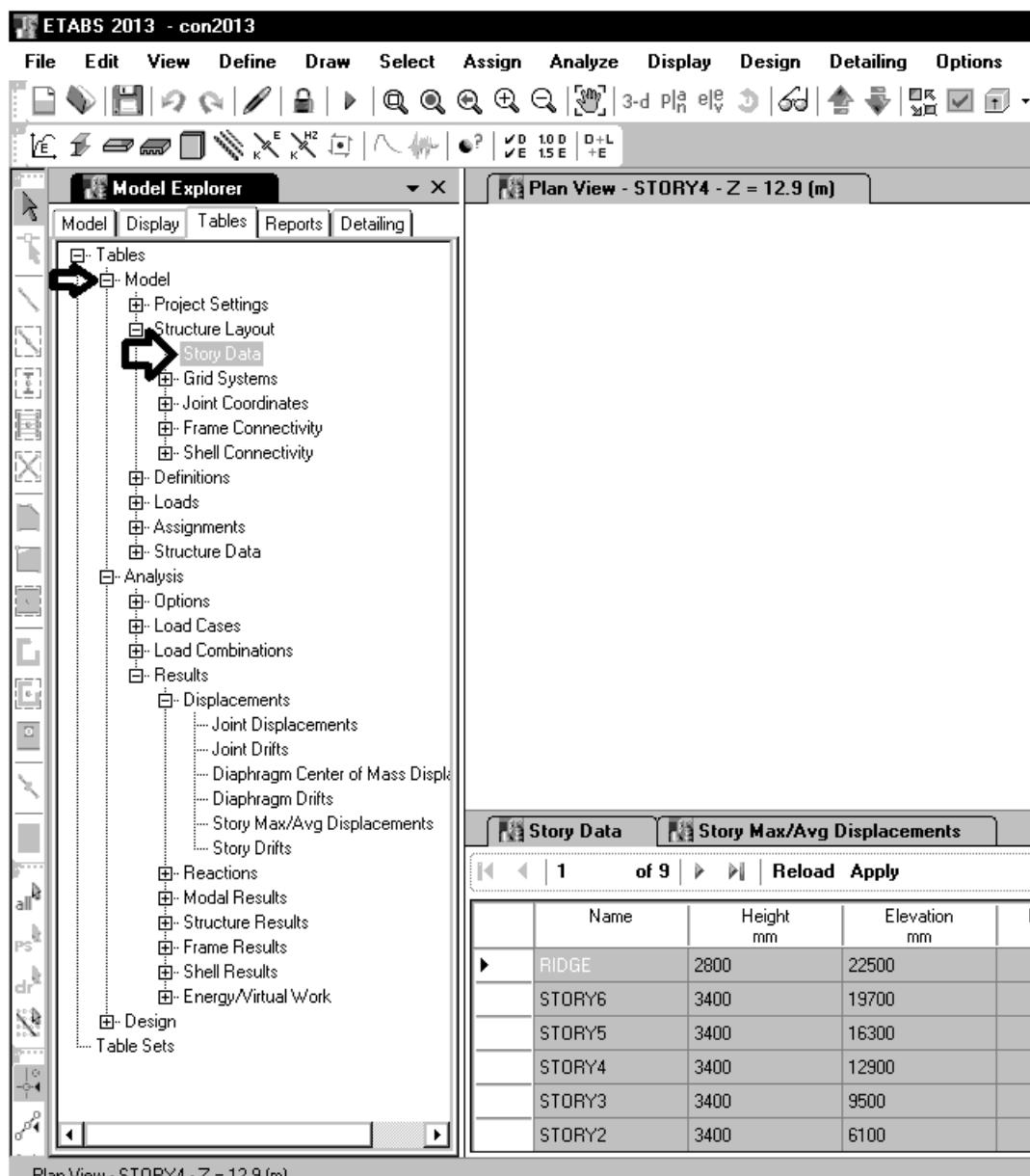
- Tables
 - Model
 - Analysis
 - Options
 - Response Spectrum Functions
 - Load Cases
 - Load Combinations
 - Results
 - Displacements
 - Joint Displacements
 - Joint Displacements - Absolute
 - Joint Velocities - Relative
 - Joint Velocities - Absolute
 - Joint Accelerations - Relative
 - Joint Accelerations - Absolute
 - Joint Drifts
 - Diaphragm Center of Mass Displacements
 - Diaphragm Drifts
 - Diaphragm Accelerations
 - Story Max/Avg Displacements
 - Story Drifts
 - Story Accelerations
 - Reactions
 - Modal Results
 - Structure Results
 - Frame Results
 - Shell Results
 - Energy/Virtual Work
 - Design
 - Table Sets

Diaphragm Center of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY
RIDGE	D1	EXDRIFT	63.1	-2.2	0	0	0
STORY6	D1	EXDRIFT	59.6	0.7	0	0	0
STORY5	D1	EXDRIFT	53.2	0.9	0	0	0
STORY4	D1	EXDRIFT	43.6	0.7	0	0	0
STORY3	D1	EXDRIFT	31.3	0.5	0	0	0
STORY2	D1	EXDRIFT	20.8	0.3	0	0	0
STORY1	D1	EXDRIFT	10.5	0.2	0	0	0
GROUND	D1	EXDRIFT	8	0.1	0	0	0

Show Unformatted
Copy
Export to Excel

V -24.6 Y 3.9 Z 19.7 (m) Start Animation



Book2 - Microsoft Excel

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements													
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z	
			mm	mm	mm	rad	rad	rad		m	m	m	
4	RIDGE	D1	EXDRIFT	63.1	-2.2	0	0	0	0.000547	166	1.5243	11.69	22.5
5	STORY6	D1	EXDRIFT	59.6	0.7	0	0	0	0.000639	181	6.11	9.366	19.7
6	STORY5	D1	EXDRIFT	53.2	0.9	0	0	0	0.000624	182	6.4914	9.2299	16.3
7	STORY4	D1	EXDRIFT	43.6	0.7	0	0	0	0.00054	183	6.4914	9.2299	12.9
8	STORY3	D1	EXDRIFT	31.3	0.5	0	0	0	0.000399	184	6.4624	9.2546	9.5
9	STORY2	D1	EXDRIFT	20.8	0.3	0	0	0	0.000266	185	6.4323	9.278	6.1
10	STORY1	D1	EXDRIFT	10.5	0.2	0	0	0	0.000138	186	6.4348	9.252	2.7
11	GROUND	D1	EXDRIFT	3.8	0.1	0	0	0	0.000051	187	6.5878	9.9739	-0.1
12													0

جابجایی نسبی طبقه چهارم در راستای X می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از 5 طبقه می باشد) باید رابطه

زیر ارضاع شود:

$$C_d \times 0.0036 < 0.02$$

مقدار Cd بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تعیین می شود که پیش نویس آن منتشر شده است:

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

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱] ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح ۵- دیوار مشکل از قاب سیک فولادی سرد نورد و مهار تسممهای فولادی ۶- دیوار مشکل از قاب سیک فولادی سرد نورد و صفات پوشش فولادی ۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	الف- سیستم دیوارهای باربر
	۴	۲/۵	۴		
	-	۳/۵	۲/۵		
	۱۵	۳	۲/۵		
	۱۵	۳/۵	۲		
	۱۵	۴	۳		
	۱۰	۳	۲		
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲] ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱] ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح ۵- همباربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳] ۶- همباربندی کمانش تاب ۷- همباربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
	۴	۲/۵	۵		
	-	۳	۲/۵		
	۱۵	۲/۵	۳		
	۵۰	۴	۲		
	۵۰	۵/۵	۲		
	۵۰	۵	۲		
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمثی بتن مسلح ویژه [۴] ۲- قاب خمثی بتن مسلح متوسط [۴] ۳- قاب خمثی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱] ۴- قاب خمثی فولادی ویژه ۵- قاب خمثی فولادی متوسط ۶- قاب خمثی فولادی معمولی [۱] و [۵]	پ- سیستم قاب خمثی
	۴/۵	۳	۷/۵		
	۲/۵	۳	۵		
	-	۵/۵	۳		
	۲۰۰	۴	۳		
	۵۰	۳	۵		
	-	۳/۵	۳/۵		
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمثی ویژه (فولادی یا بتنی) دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- قاب خمثی بتنی متوسط + دیوار برشی بتن مسلح ویژه ۳- قاب خمثی بتنی متوسط دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۴- قاب خمثی فولادی متوسط دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۵- قاب خمثی فولادی ویژه + همباربندی واگرای ویژه فولادی ۶- قاب خمثی فولادی متوسط + همباربندی واگرای ویژه فولادی ۷- قاب خمثی فولادی ویژه + همباربندی همگرای ویژه فولادی ۸- قاب خمثی فولادی متوسط + همباربندی همگرای ویژه فولادی	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
	۵	۲/۵	۶/۵		
	۴/۵	۲/۵	۶		
	۴/۵	۲/۵	۶		
	۴	۲/۵	۷/۵		
	۵	۲/۵	۶		
	۵/۵	۲/۵	۷		
	۵	۲/۵	۶		
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	ث- سیستم کنسولی