



Mojtaba Pashapour
civil engineering

طراحی سازه بتنی ۵ طبقه

مدلسازی گام به گام و ضوابط آیین نامه ای و توضیحات آموزشی

تهیه کننده مهندس مجتبی پاشاپور آذر (مدرس و طراح سازه)

تدریس خصوصی طراحی سازه بتنی و فولادی با نرم افزار ایتبس و سیف

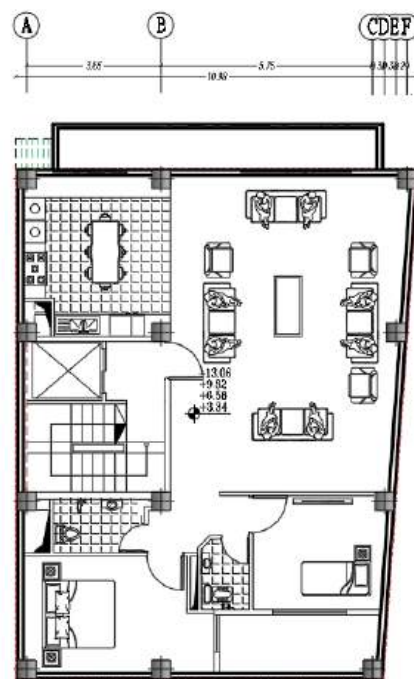
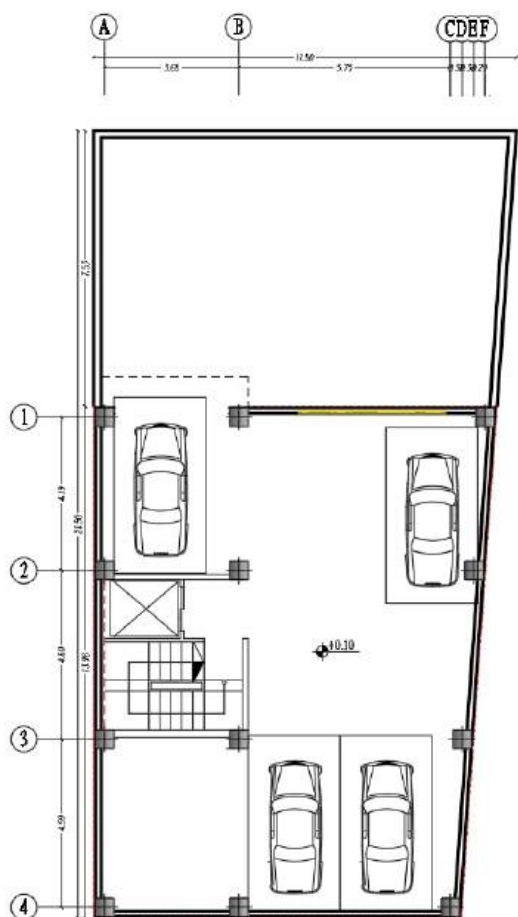
[@MP Civil](#) لینک کانال آموزش، طراحی اجرا





مشخصات کلی ساختمان

نام کارفرما :	پویا توپچیان	مساحت کل زیر بنا (مترمربع):	۷۵۰	ابعاد زمین:	۱۱.۵ * ۲۱.۵
محل احداث ساختمان :	شهر جدید سهند	نوع کاربری ساختمان:	مسکونی	ابعاد ساختمان:	۱۰.۹۸ * ۱۳.۹۸
تعداد طبقات زیر زمین:	نداریم	تعداد کل طبقات:	۵	شماره پرونده نظام:	--



پلان پارکینگ و طبقات



مشخصات مصالح و عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای

نوع اسکلت:	بتن مسلح
نوع مصالح کف‌سازی همکف :	بتن با پوکه صنعتی (لیکا) و سیمان
نوع کف فرش همکف:	سرامیک
نوع دیوارهای خارجی :	بلوک پوکه‌ای (پرلیت، لیکا، ...)
نوع دیوارهای داخلی :	بلوک پوکه‌ای (پرلیت، لیکا، ...)
نوع فولاد میلگردهای طولی :	S400
مقاومت مشخصه بتن فونداسیون :	$f'c = 25 \text{ MPa}$

نوع سیستم سقف :	۱- تیرچه بتنی و بلوک پلی‌استایرین
نوع مصالح کف‌سازی طبقات :	بتن سبک هوادار و گازی (فوم بتن)
نوع کف فرش طبقات:	سرامیک
ضخامت دیوارهای خارجی:	15 cm
وضعیت مهار دیوارها:	والپست به همراه میلگرد بستر
نوع فولاد میلگردهای عرضی :	S340
مقاومت مشخصه بتن ستون و دیوار :	$f'c = 25 \text{ MPa}$

ضخامت سقف:	30 cm
نوع مصالح کف‌سازی پشت بام :	بتن با پوکه صنعتی (لیکا) و سیمان
نوع کف فرش پشت بام	ایزوگام
نوع نما:	آجر پلاک و سنگ
وضعیت اتصال پلکان به سازه:	پله طبق ۲۸۰۰ جداسازی شده است
نوع فولاد میلگردهای سقف :	S340
مقاومت مشخصه بتن سقف :	$f'c = 25 \text{ MPa}$



تعریف مشخصات مصالح در نرم افزار

Material Name	Diectional Symmetric Type	Weight per Unit Volume	E	U	A	G
9-3-4-1	-----	9-3-6-1	9-3-6-1 4700*sqrt(fc)	9-3-7-1	9-3-8-1	$E/(2*(1+U))$
C25	Isotropic	0.002300	239633.31	0.2	0.000001	99847.2125

مشخصات بتن

۱- مقاومت فشاری یکی از مهم ترین خواص بتن است. مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای شکل به ارتفاع ۳۰ و قطر ۱۵ در سن ۲۸ روز گفته می‌شود. گاهی اوقات از نمونه‌های مکعبی ۱۵ یا ۱۰ سانتی متری نیز استفاده می‌شود. مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقاومتی است که حداکثر ۵٪ تمام مقاومت‌های اندازه‌گیری شده در نمونه‌های استاندارد، بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه از آن کمتر باشد.

بر اساس بند ۳-۴-۱ آبا مقاومت فشاری ۲۸ روزه باید تعیین شود.

۴-۳ مشخصات مکانیکی بتن ت ۳-۴ مشخصات مکانیکی بتن

۱-۴-۳ مقاومت فشاری مشخصه بتن، f'_c ت ۳-۴-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن، f'_c

۳-۴-۱-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن، یا «مقاومت مشخصه بتن» باید بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه بر روی حداقل دو نمونه استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر یا حداقل سه نمونه استوانه‌ای به قطر ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر تعیین شود. در صورتی که سن دیگری برای آزمایش نمونه‌ها مورد نظر باشد، باید در مدارک ساخت ذکر گردد.

نکته مهم: با افزایش مقاومت مشخصه فشاری بتن، از شکل‌پذیری آن کاسته می‌شود.

مدول الاستیسیته بتن، E_c ۳-۴-۳ مدول الاستیسیته بتن، E_c

۱-۳-۴-۳ مدول الاستیسیته بتن را می توان:

برای بتن های با چگالی، w_c ، بین ۱۴۰۰ تا ۲۵۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب از رابطه زیر محاسبه نمود و یا از طریق آزمایش با رعایت ضابطه بند ۳-۴-۳ بدست آورد:

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad \text{رابطه ۲-۲}$$

رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می شود:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{رابطه ۳-۲}$$

در روابط فوق E_c بر حسب مگاپاسکال است.

۶-۳-۹ مدول الاستیسیته ی بتن، E_c

۱-۶-۳-۹ مدول الاستیسیته بتن را می توان از یکی از دو رابطه ی (۲-۳-۹-الف) و یا

(۲-۳-۹-ب) محاسبه نمود:

ضریب الاستیسیته بتن های با چگالی بتن w_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب:

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad \text{(الف-۲-۳-۹)}$$

رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر

نوشته می شود:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{(ب-۲-۳-۹)}$$

۲-۶-۳-۹ مدول الاستیسیته بتن را می توان بر مبنای آزمایش بر روی نمونه های ۲۸ روزه ی بتن

تعیین نمود؛ به شرط آن که این پارامتر نیز در طرح مخلوط بتن منظور شده و نتایج آزمایش های تعیین E_c در مدارک ساخت ارائه شوند.

پیشنهاد می شود، از چگالی ۲۵۰۰ (بتن آرمه) برای وزن سازه و از چگالی ۲۴۰۰ برای تعیین ضریب ارتجاعی بتن استفاده نمایید.



General Data	
Material Name	C25
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	<input type="color" value="#00FF00"/> Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.0025 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000003 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	235000 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.00001 1/C
Shear Modulus, G	97916.67 kgf/cm ²

Material Name and Type	
Material Name	C25
Material Type	Concrete, Isotropic
Grade	
Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	250 kgf/cm ²
☐ Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

مشخصات بتن



مشخصات میلگردها ← فصل ۴ آبا بند ۴-۲

۵-۴ طبقه‌بندی آرماتورها از نظر شکل‌پذیری

آرماتورهای فولادی از نظر شکل‌پذیری به سه دسته تقسیم می‌شوند:

الف- فولاد نرم، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله تسلیم مشهود است (S240).

ب- فولاد نیمه سخت، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است (S420, S400, S350, S340).

پ- فولاد سخت، که منحنی تنش - کرنش آن فاقد پله تسلیم است (S520, S500).

نوع میلگرد یا سیم	رده آرماتور
میلگرد ساده	S240
میلگرد آجدار (۱)	S340
میلگرد آجدار (۱)	S350
میلگرد آجدار (۱)	S400
میلگرد آجدار (۱)	S420
میلگرد آجدار (۱)	S500
میلگرد آجدار (۱)	S520
سیم‌های ساده و یا آجدار (۲)	S500C
(۱) شکل آج مطابق استاندارد ملی ۳۱۳۲	
(۲) شکل آج مطابق استاندارد ملی ۱۱۵۵۸	

ت ۲-۴-۴ مدول الاستیسیته آرماتورها

مدول الاستیسیته E_s برای آرماتورها برابر با ۲۰۰،۰۰۰ مگاپاسکال است.

ت ۳-۴-۴ ضریب انبساط حرارتی آرماتورها

۳-۴-۴ ضریب انبساط حرارتی آرماتورها

ضریب انبساط حرارتی برای تمام آرماتورها برابر با 12×10^{-6} به ازای هر درجه سانتی گراد است.

نوع فولاد از نظر سختی و شکل‌پذیری	شکل رویه	کرنش تسلیم ϵ_y	تنش نهایی f_u (MPa)	تنش تسلیم f_y (MPa)	علامت در استاندارد ملی ایران	رده
نرم (کاملاً شکل‌پذیر)	بدون آج (ساده)	۰/۰۰۱۲	۲۶۰	۲۴۰	س. ۲۴۰	S240
نیمه سخت (نیمه شکل‌پذیر)	آجدار مارپیچ	۰/۰۰۱۷	۵۰۰	۳۴۰	آج ۳۴۰	S340
نیمه سخت (نیمه شکل‌پذیر)	آجدار جناقی	۰/۰۰۲۰	۶۰۰	۴۰۰	آج ۴۰۰	S400
سخت (غیرشکل‌پذیر یا ترد)	آجدار مرکب	۰/۰۰۲۵	۶۵۰	۵۰۰	آج ۵۰۰	S500



(میلگرد AIII با آج جناقی)



(میلگرد AII با آج مارپیچ)



رده	علامت مشخصه	طبقه بندی از نظر شکل رویه	طبقه بندی از نظر شکل پذیری	مقاومت کششی، حداقل، مگاپاسکال	مقاومت تسلیم f_y ، مگاپاسکال		کرنش کسیختگی ^(۱)	
					حداقل	حداکثر	حداقل A_5	حداقل A_{10}
S240	س ۲۴۰	ساده	نرم	۳۶۰	۲۴۰	-	۲۵	۱۸
S340	آج ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	-	۱۸	۱۵
S350	آج ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷ (۲)	-
S400	آج ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	-	۱۶	۱۲
S420	آج ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۴۵	۱۶ (۲)	-
S500	آج ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	-	۱۰	۸
S500C	آج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	-	۱۲	-
S520	آج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳	-

(۱) انتخاب یکی از طول های آزمون برای تعیین میزان کرنش گسیختگی کافی است. در صورت عدم ذکر طول آزمون، طول حداقل A_5 باید ملاک عمل قرار گیرد. طول های A_5 و A_{10} بر طبق استاندارد ملی ۳۱۳۲، به ترتیب برابر با ۵ و ۱۰ برابر قطر آرماتور می باشند.

(۲) برای میلگردهایی که قطر اسمی آنها ۳۲ میلی متر یا بیشتر است، حداقل مقدار کرنش تعریف شده برای A_5 ممکن است تا ۲ درصد به ازای هر ۳ میلی متر افزایش در قطر، کاهش یابد. حداکثر کاهش از حداقل مقادیر ارائه شده در جدول به ۴ درصد محدود می شود.

کاربرد	محل مورد استفاده	حداکثر مقدار f_y یا f_{yk} مجاز برای کاربرد در محاسبات (مگاپاسکال) ^(۱)	نوع آرماتور	
			میلگردهای آجدار	سیم های آجدار
خمش، نیروی محوری، حرارت و انقباض	قاب ها لرزه ای ویژه	۵۵۰	بند ۴-۵	غیر مجاز
	تمام اجزای دیوارهای لرزه ای ویژه	۵۵۰		
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار
آرماتورهای محصور کننده، ویا آرماتورهای تکیه گاهی آرماتورهای طولی	سیستم های ویژه لرزه ای	۷۰۰		
	دورپیچ ها	۷۰۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار
برش	سایر موارد	۵۵۰		
	قاب ها لرزه ای ویژه	۵۵۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار
	تمام اجزای دیوارهای لرزه ای ویژه	۵۵۰		
	دورپیچ ها	۴۲۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار
	برش اصطکاک	۴۲۰		
پیچش	خاموت ها، بست ها، تنگ ها	۴۲۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار
	آرماتورهای طولی و عرضی	۴۲۰		
مهارها	سیستم های لرزه ای ویژه	۵۵۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار
	سایر موارد	۵۵۰		
	دورگیرهایی که برای برش استفاده می شوند	۴۲۰	همه رده های آجدار	همه رده های آجدار
محل هایی که در طراحی آن از روش خربایی استفاده می شود	سایر موارد	۵۵۰		

(۱) توجه شود اعداد این ستون بیانگر حداکثر مقدار f_y برای رده آرماتور است.

(۲) استفاده از شبکه های آجدار جوشی نیز مجاز است.



در آرماتورهای افت و حرارت باید از آجدار استفاده کنیم مانند میلگرد قطر ۸.

میلگرد قطر ۶ به صورت آجدار نداریم و مجاز نیستیم استفاده کنیم. برای افت و حرارت مجاز نیست.

برای استفاده از آرماتور با مقاومت بالا باید دقت کنیم چون ممکن است بتن به شکست برسه و فولاد مقاومتش بالا باشد.

تعریف میلگرد در نرم افزار

General Data Material Name: S400 Material Type: Rebar Directional Symmetry Type: Uniaxial Material Display Color: Change... Material Notes: Modify/Show Notes...	Material Name and Type Material Name: S400 Material Type: Rebar, Uniaxial Grade:
Material Weight and Mass ☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm ³ Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s ² /cm ⁴	Design Properties for Rebar Materials Minimum Yield Strength, Fy: 4000 kgf/cm ² Minimum Tensile Strength, Fu: 6000 kgf/cm ² Expected Yield Strength, Fye: 5000 kgf/cm ² Expected Tensile Strength, Fue: 7500 kgf/cm ²
Mechanical Property Data Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm ² Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C	

مشخصات میلگردهای AIII

General Data Material Name: S340 Material Type: Rebar Directional Symmetry Type: Uniaxial Material Display Color: Change... Material Notes: Modify/Show Notes...	Material Name and Type Material Name: S340 Material Type: Rebar, Uniaxial Grade:
Material Weight and Mass ☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm ³ Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s ² /cm ⁴	Design Properties for Rebar Materials Minimum Yield Strength, Fy: 3400 kgf/cm ² Minimum Tensile Strength, Fu: 5000 kgf/cm ² Expected Yield Strength, Fye: 4250 kgf/cm ² Expected Tensile Strength, Fue: 6250 kgf/cm ²
Mechanical Property Data Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm ² Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C	

مشخصات میلگردهای AII

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

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

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

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

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

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

این بند برای محاسبات لرزه‌ای کاربرد دارد. به تعریف لنگر محتمل از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) توجه کنید:

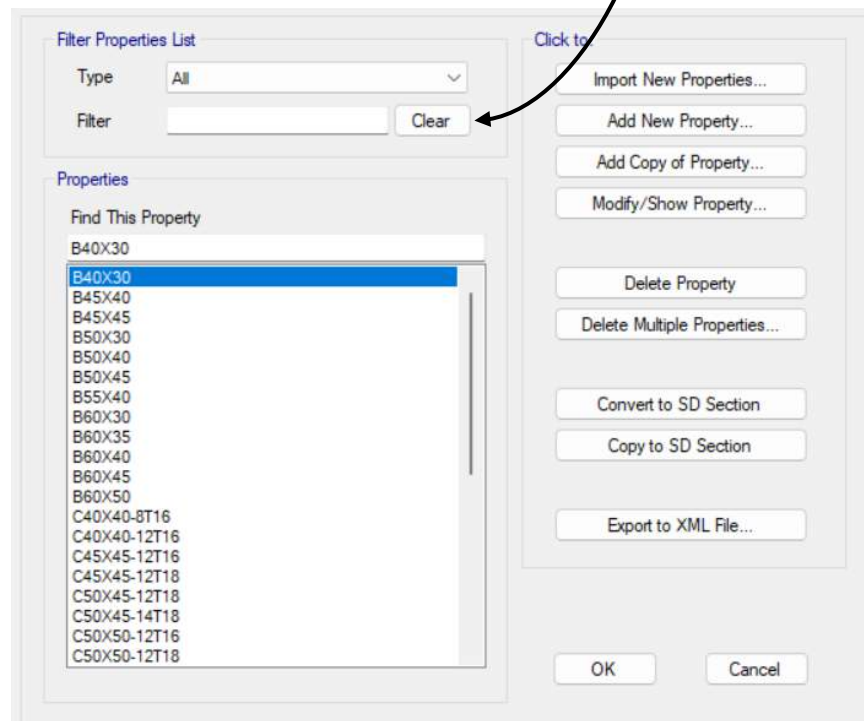
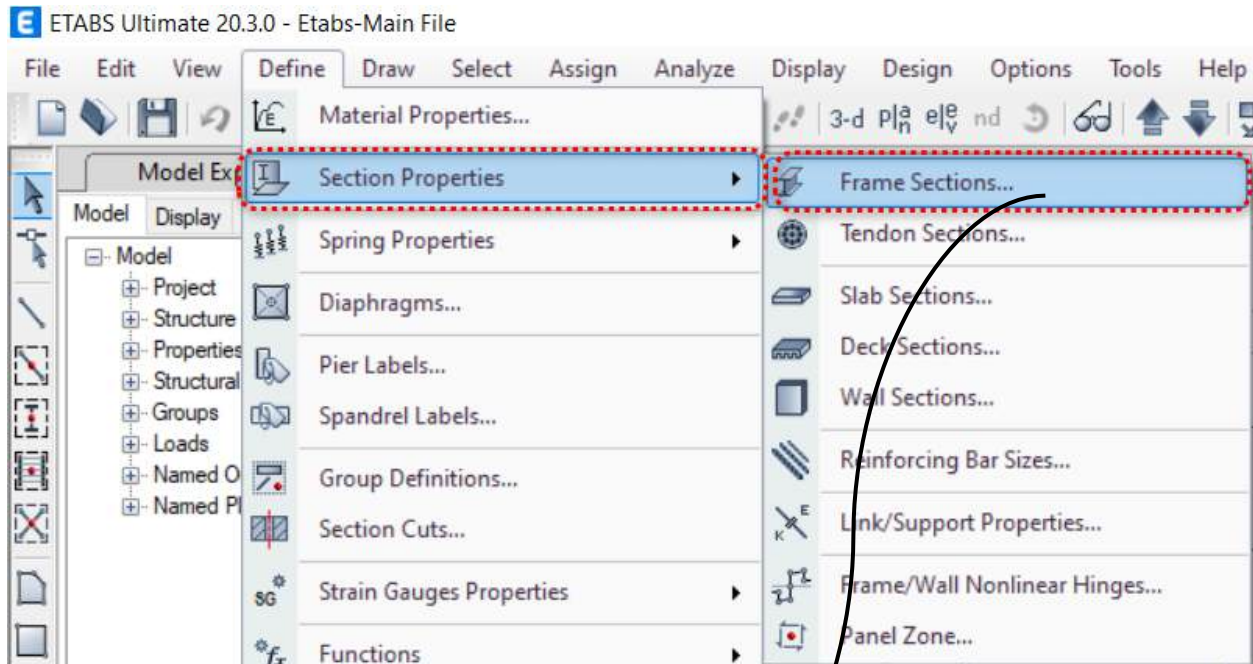
M_{pr}	مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در هر گره
	اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱/۰ محاسبه می‌شود.

با توجه به متن آیین‌نامه در میلگردها داریم: $F_{ye} = 1.25F_y$



تعریف مقاطع

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





مقاطع بتنی

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

حداقل ابعاد تیر طبق مبحث ۹ ویرایش ۹۹

تیرها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط: بند ۲۰-۵-۲ آبا

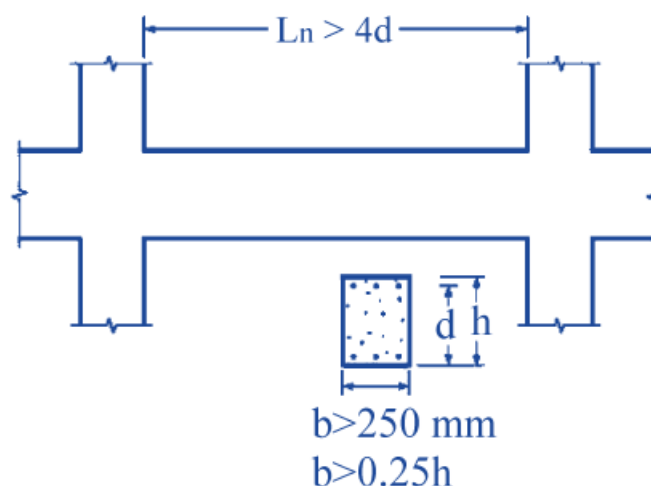
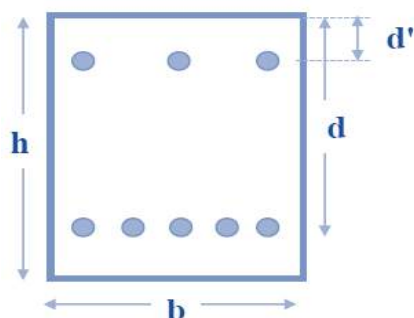
۹-۲۰-۵-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

$$d \leq 0.25L_n$$

الف: ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش از یک‌چهارم طول دهانه آزاد باشد.

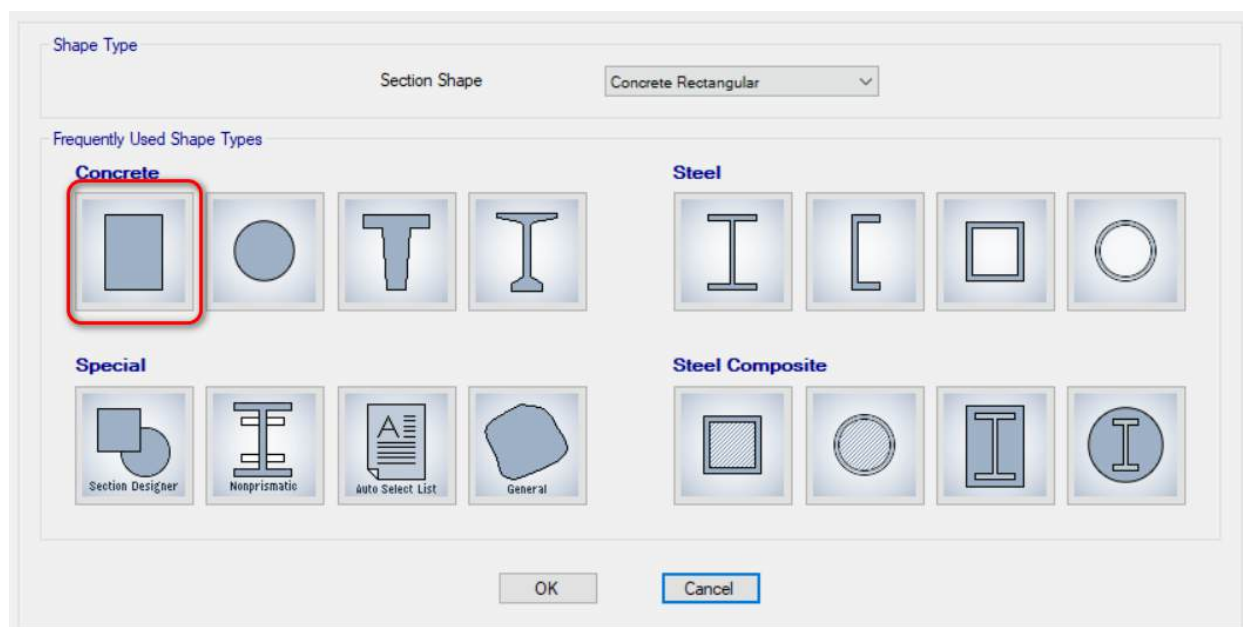
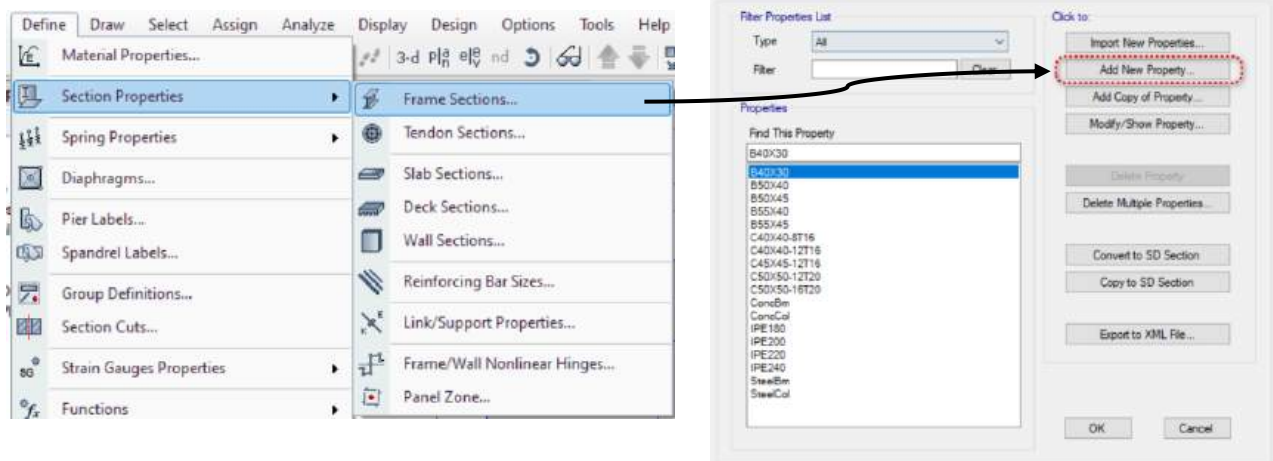
$$b \geq \max(250 \text{ mm}, 0.25h)$$

ب: عرض مقطع نباید کمتر از یک‌چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.





تعریف تیر بتنی در نرم افزار ETABS





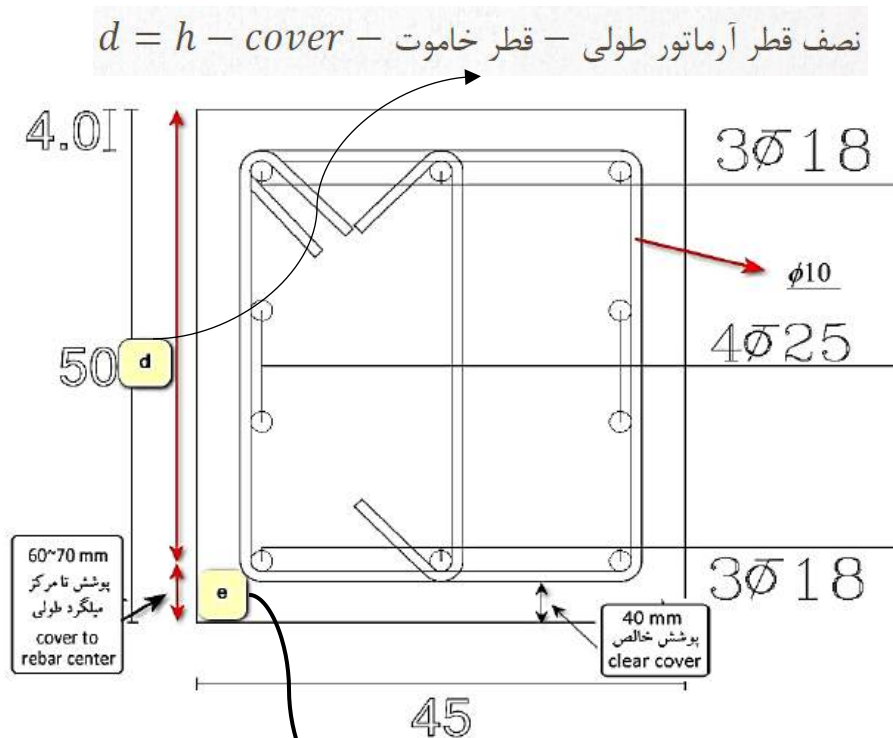
- ۱- نام مقطع
- ۲- مشخص نمودن مقاومت بتن
- ۳- عمق تیر
- ۴- عرض تیر
- ۵- تعریف مشخصات میلگرد

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

- ۱- تیرهای بتنی تحت خمش حول محور ۳ قرار می‌گیرند.
- ۲- تعیین مشخصات مربوط به میلگردهای طولی (AIII)
- ۳- تعیین مشخصات مربوط به میلگردهای عرضی (AII)



۴- تعیین کاور بتن (توجه شود که در تعریف مقطع تیر، پوشش تا مرکز میلگردهای طولی باید وارد شود که مطابق شکل زیر (در شرایط محیطی متوسط) بسته به قطر خاموت خاموت و قطر میلگرد طولی تیر و چیدمان میلگردهای طولی تیر حدود ۶۰ تا ۷۰ میلی متر می باشد.



$e = \text{Cover} + \text{نصف قطر آرماتور طولی} + \text{قطر آرماتور عرضی}$

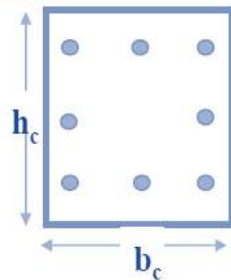
جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

شرایط محیطی سازه بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلی متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	کلیه ی اعضا	کلیه ی میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی متر	۵۰
		میلگردها و سیم های به قطر ۱۶ میلی متر و کمتر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال ها، تیرچه ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۲۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی متر و نازک تر	۲۰
	تیرها، ستون ها، ستون پایه ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت ها، بست ها، دورپیچ ها و تنگ ها	۴۰



مقطع ستون بتنی

اعضای تحت فشار و خمش



حداقل ابعاد تیر طبق مبحث ۹ ویرایش ۹۹

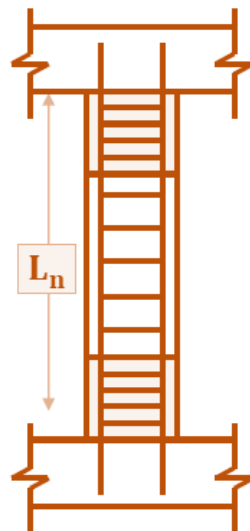
ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط

محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) زیر باید رعایت شوند:

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

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از $\frac{1}{25}$ کمتر باشد.



$$b_c \geq \max(250 \text{ mm}, 0.3h_c)$$

$$b_c \geq 0.04L_n$$

محدودیت نسبت آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل ستون مقطع ستون نباید کمتر از ۱ درصد و بیشتر از ۸ درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت‌ها باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

$$\rho = \frac{A_s}{bh} \rightarrow \rho_{min} = 0.01, \rho_{max} = 0.08$$

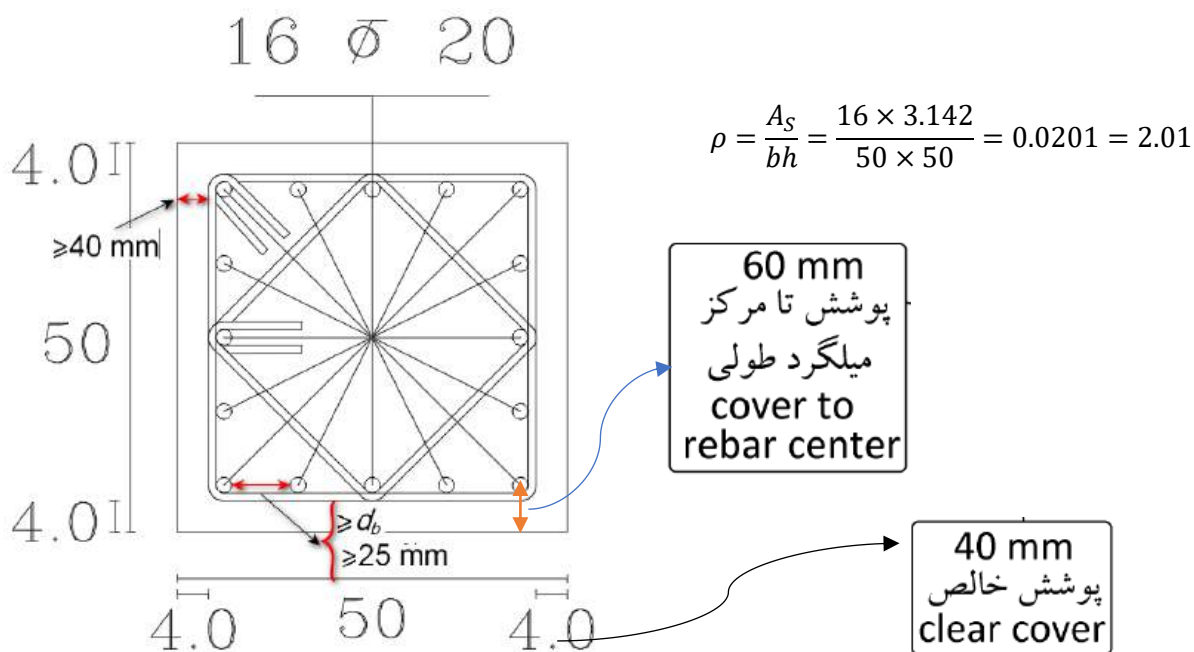
در محل وصله : $\rho_{max} = 0.04$



در ستون‌ها فاصله خالص بین میلگردها نباید کمتر از ۴ سانتی‌متر و یا $1.5d_b$ (هرکدام که بزرگ‌تر است) باشد. همچنین فاصله آزاد باید بزرگ‌تر از $4/3$ اندازه بزرگ‌ترین سنگ‌دانه باشد.

سطح مقطع میلگردها به سانتیمتر مربع														
تعداد میلگردها														
No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	16	20	24
5	0.196	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96	2.35	3.14	3.92	4.70
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83	3.40	4.53	5.66	6.79
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03	6.04	8.05	10.06	12.07
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	9.42	12.56	15.70	18.84
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.66	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	13.57	18.10	22.62	27.14
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.70	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39	18.47	24.62	30.78	36.94
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.06	12.07	14.08	16.09	18.10	20.11	24.13	32.18	40.20	48.26
18	2.545	5.09	7.64	10.18	12.73	15.27	17.82	20.36	22.91	25.45	30.54	40.72	50.90	61.08
20	3.142	6.28	9.43	12.57	15.71	18.85	21.99	25.14	28.28	31.42	37.70	50.27	62.84	75.41
22	3.801	7.60	11.40	15.20	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	45.61	60.82	76.02	91.22
25	4.909	9.82	14.73	19.64	24.55	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	58.91	78.54	98.18	117.82
28	6.158	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.11	49.26	55.42	61.58	73.90	98.53	123.16	147.79
30	7.069	14.14	21.21	28.28	35.35	42.41	49.48	56.55	63.62	70.69	84.83	113.10	141.38	169.66
32	8.042	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.29	64.34	72.38	80.42	96.50	128.67	160.84	193.01
34	9.079	18.16	27.24	36.32	45.40	54.47	63.55	72.63	81.71	90.79	108.95	145.26	181.58	217.90
36	10.179	20.36	30.54	40.72	50.90	61.07	71.25	81.43	91.61	101.79	122.15	162.86	203.58	244.30
38	11.341	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.07	113.41	136.10	181.46	226.82	272.18

سطح مقطع میلگردها





$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = \frac{500 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (2 \times 20)}{4} = 90 \text{ mm}$$

۹-۲۱-۲-۱-۳ فاصله‌ی آزاد بین میلگردهای طولی در ستون‌ها، ستون پایه‌ها، بست‌ها، و اجزای

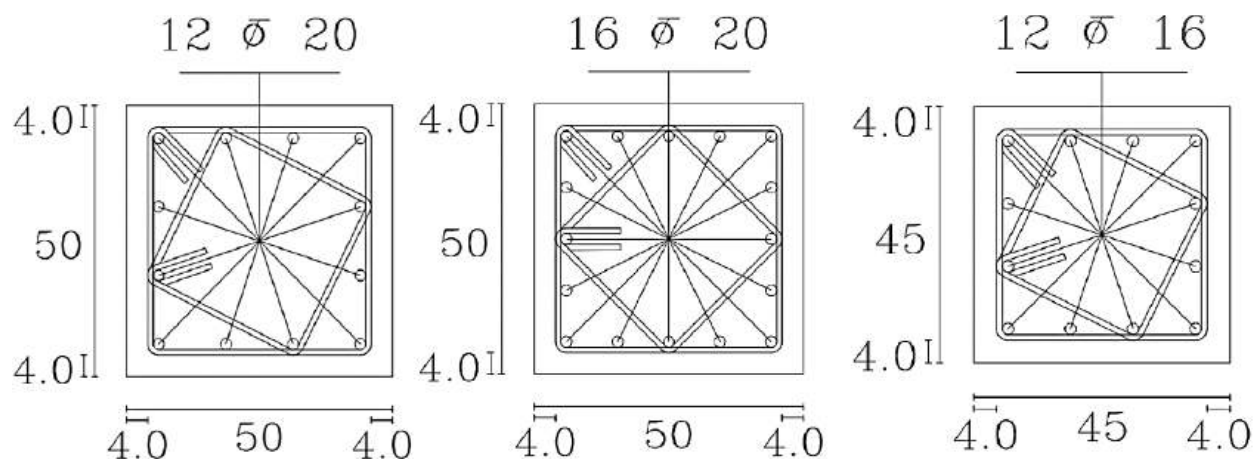
مرزی دیوارها، نباید کمتر از هیچ یک از مقادیر زیر باشد.

الف - ۴۰ میلی متر؛

ب - ۱/۵ برابر قطر بزرگ‌ترین میلگرد؛

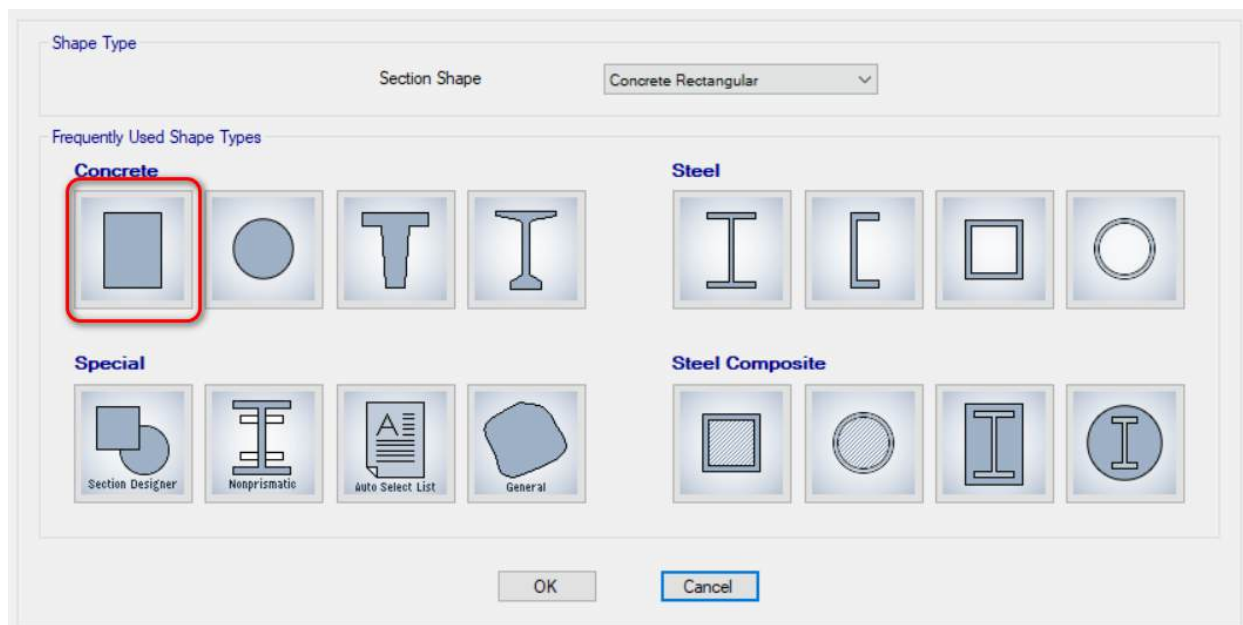
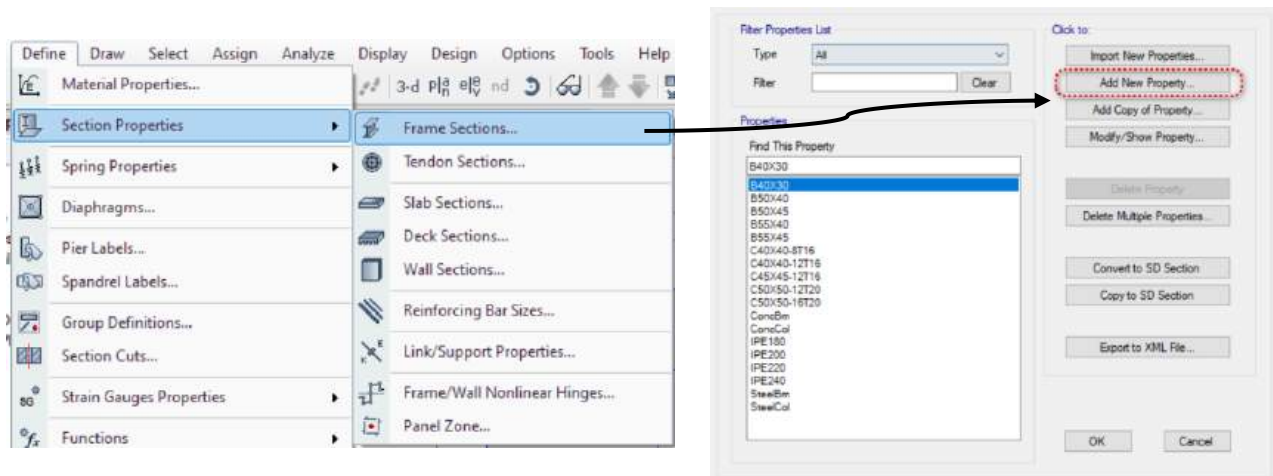
پ - ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگ‌ترین سنگ دانه.

برای ستون‌ها لازم است تعداد و اندازه میلگردها در هر وجه ستون تعیین شود. در تعیین چینش میلگردها باید به درصد میلگرد طبق بندهای فوق در آیین‌نامه و همچنین فاصله آزاد بین میلگردها برای عبور آسان بتن از بین میلگردها توجه شود. در ستون‌ها اندازه بتن کاور به صورت خالص از بر خاموت‌ها تعیین می‌شود. برای شرایط محیطی متوسط می‌تواند ۴۰ میلی متر تعیین شود.





تعریف مقاطع ستون در نرم افزار ETABS





General Data

Property Name **1** C50X50-16T20

Material C25 **2**

Notional Size Data Modify/Show Notional Size...

Display Color Change...

Notes Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth **3** 50 cm

Width **4** 50 cm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar... **5**

OK

Cancel

۱- نام مقطع

۲- مشخص نمودن مقاومت بتن

۳- ارتفاع ستون

۴- عرض ستون

۵- تعریف مشخصات میلگرد

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column) **1**

☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars **2** S400

Confinement Bars (Ties) S340 **3**

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular **4**

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties **5**

☐ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked **6**

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars **7** 4 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face **8** 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face **9** 5

Longitudinal Bar Size and Area **10** 20 ... 3.14 cm²

Corner Bar Size and Area 20 ... 3.14 cm² **11**

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area **12** 10 ... 0.79 cm²

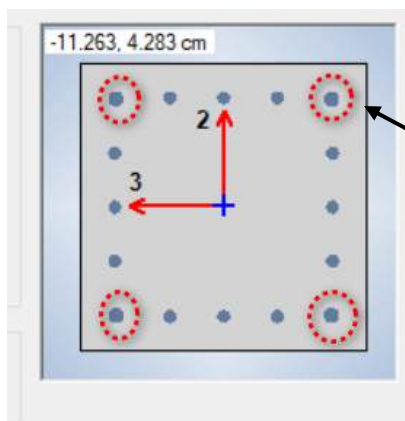
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis) 15 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir 3

Number of Confinement Bars in 2-dir 3



- ۱- مشخص نمودن نوع مقطع (در ستون‌ها نیروی محوری و خمشی داریم)
- ۲- مشخص نمودن مقاومت میلگردهای طولی
- ۳- مشخص نمودن مقاومت میلگردهای عرضی
- ۴- مشخص نمودن شکل مقطع
- ۵- نوع میلگردهای عرضی
- ۶- مشخص کردن نوع بررسی کفایت ستون توسط نرم‌افزار
- ۷- وارد کردن کاور (در ستون‌ها اندازه بتن کاور به صورت خالص از بر خاموت‌ها تعیین می‌شود)



- ۸- تعداد میلگرد طولی در راستای X
- ۹- تعداد میلگرد طولی در راستای Y
- ۱۰- مشخص نمودن شماره میلگرد طولی میانی
- ۱۱- مشخص نمودن شماره میلگرد طولی گوشه‌ها
- ۱۲- مشخص نمودن شماره میلگرد عرضی

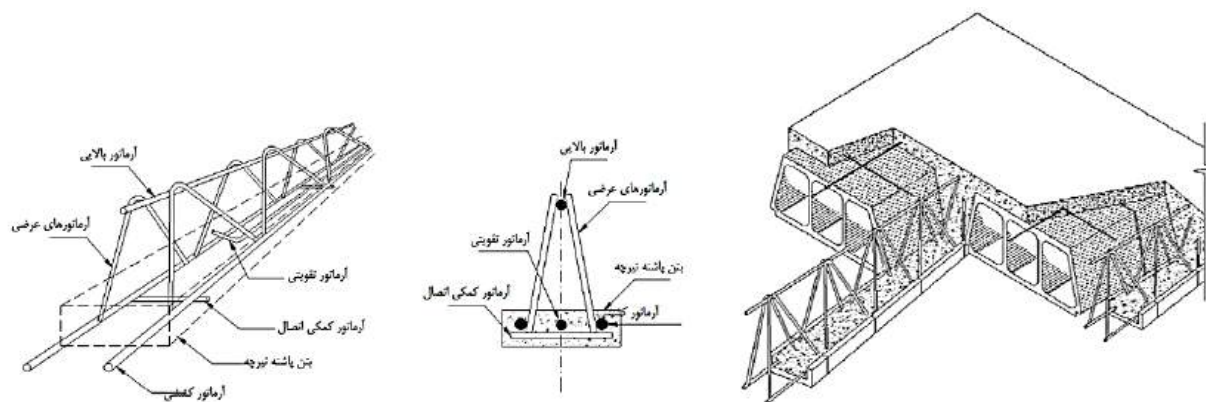
در نرم‌افزار ETABS برای تعریف ستون‌ها در سازه‌های بتنی، دو رویکرد کلی وجود دارد:

- ۱- رویکرد Design: در این روش، تنها مقطع ستون به نرم‌افزار داده شده و نرم‌افزار پس از تحلیل و طراحی مقطع، مقدار آرماتورهای موردنیاز را نمایش می‌دهد. بنابراین در این حالت کافی است برای نام‌گذاری مقطع، به ابعاد هندسی آن اشاره کنیم و مقدار آرماتور در نام مقطع ذکر نمی‌شود. (زیرا مقدار آرماتور آن از ابتدا مشخص نیست).
- ۲- رویکرد check: در این حالت در زمان معرفی مقطع عضو به نرم‌افزار، مقدار آرماتورهای آن نیز علاوه بر ابعاد مقطع مشخص می‌شود. در نتیجه هنگامی که ETABS مقطع را طراحی می‌کند، تنها کفایت مقطع داده شده با آرماتور مشخص شده برای آن را بررسی می‌نماید. واضح است که در این حالت برای نام‌گذاری مقطع، باید علاوه بر ابعاد آن، مقدار آرماتورهای مقطع نیز ذکر شود.



سقف تیرچه بلوک بتنی

سیستم سقف تیرچه بلوک بتنی، رایج ترین سقف مورداستفاده در سازه های بتنی می باشد که دارای عملکردی یک طرفه است و اغلب به اختصار تیرچه بلوک نامیده می شود.



توصیه دکتر حسین زاده: ETABS قادر به طراحی تیرچه های سقف تیرچه بلوک نیست ولی باید هندسه آن در مدل ترسیم کرد تا سختی آن ها در هنگام تحلیل سازه منظور شود و همچنین امکان توزیع مناسب بارها به تیرهای کناری فراهم شود.

در این تیرچه ها آرماتورهای طولی تحتانی داخل بتن پاشنه قرار می گیرند. بتن پاشنه معمولاً دارای ضخامت ۳ تا ۵ سانتی متر و عرض ۱۰ سانتی متر بوده و برای بتن ریزی آن ها در بحث های اجرایی از قالب های ماندگار استفاده می شود.

در طراحی سقف های تیرچه بلوک، غالباً به تیرچه ها به صورت دو سر مفصل نگاه شده و این موضوع سبب می شود که تیرچه ها برای لنگر مثبت وسط دهانه طراحی شوند. به همین دلیل، پایین تیرچه در کشش و بالای در فشار است.

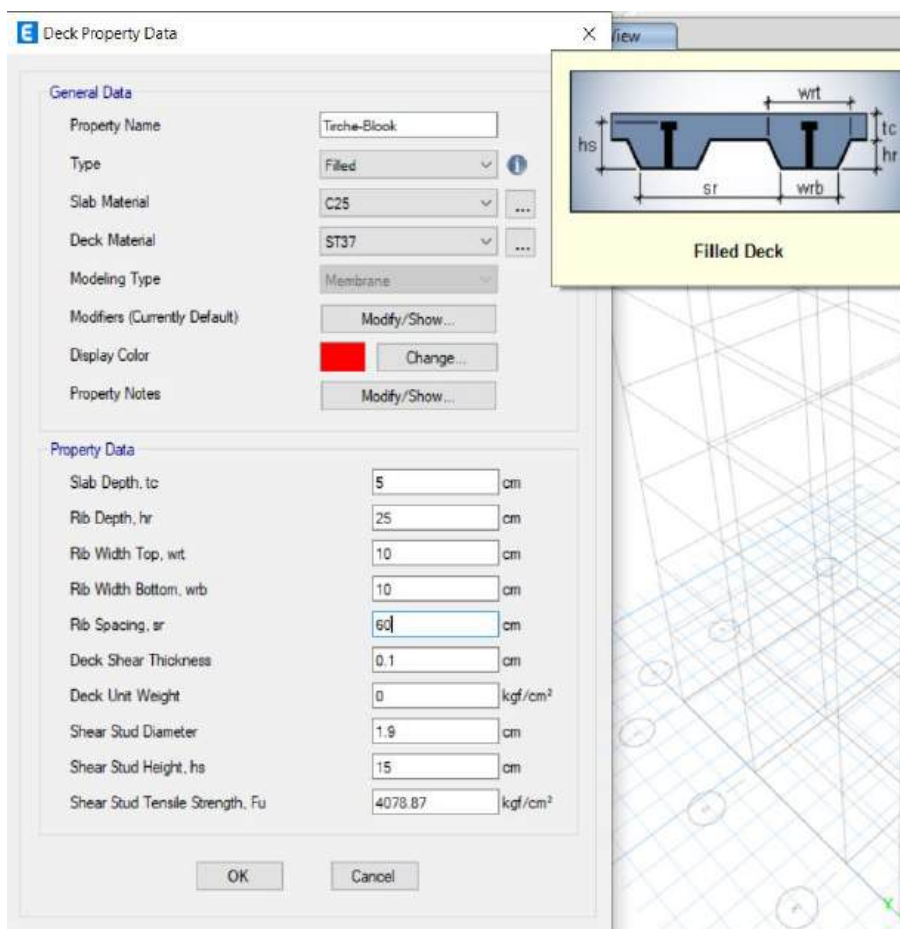
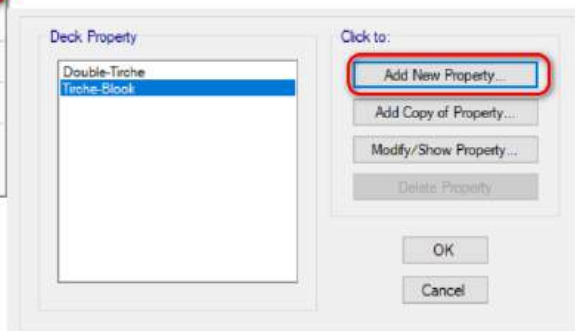
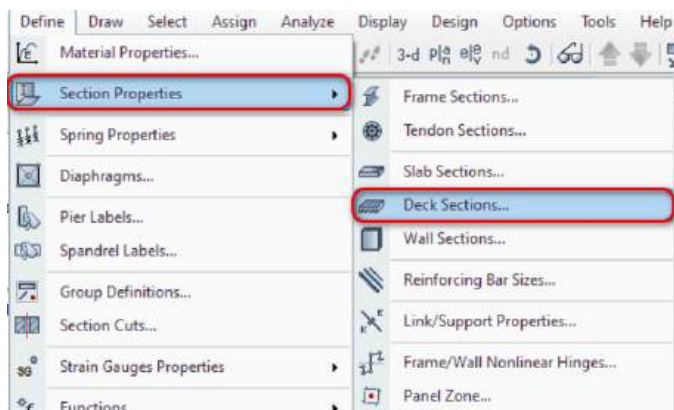
قابل ذکر است که مهم ترین ضوابط طراحی سقف های تیرچه بلوک، در نشریه شماره ۵۴۳ سازمان مدیریت و برنامه ریزی ارائه شده است و در انتهای این نشریه، جداول آماده برای طراحی سقف های تیرچه بلوک نیز در دسترس است.

[illegible]

ضخامت دال بتنی فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود. حداکثر دهانه مورد پوشش سقف با تیرچه‌های منفرد نباید از ۸ متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد تا دهانه مورد پوشش بیشتر از ۷ متر نباشد در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه‌های بیش از ۷ متر از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود. بین ۷ و ۸ متر باید از دابل تیرچه استفاده شود. در پارکینگ‌ها از تیرچه نمی‌توان استفاده کرد. اگر هم استفاده شود باید حداقل ضخامت ۸ سانتی‌متر باشد و برش پانچ نیز کنترل شود.



تعریف سقف تیرچه بلوک در نرم افزار



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

کنترل خیز تیرچه در بخش دیگری به صورت مجزا آورده شده است.



تعریف دال بتنی

دال های یک طرفه



$$\frac{a}{b} > 2 \rightarrow \text{یک طرفه}$$

تمام طره ها رفتار یک طرفه دارند.

$$\frac{L}{10}$$

حداقل ضخامت دال بتنی برای قسمت طره کنسولی

جدول ۹-۱ حداقل ضخامت دال های یک طرفه توپر

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طره (کنسولی)	$l/10$

با انتخاب نوع مقطع به صورت Shell امکان تحمل لنگر خارج از صفحه در مقطع وجود خواهد داشت. این مقطع می تواند برای مدل سازی دال های طره (بالکن ها) و یا سقف های از نوع دال تخت به کار رود. همچنین با توجه به متن آیین نامه رفتار دال هایی که ضخامت آن ها کمتر از ۰.۱ عرض مقطع است به صورت Shell-Thin خواهد بود (برای نمونه دال ها و دیوارها) تفاوت مقطع Thin و Thick در محاسبه تغییر شکل ناشی از برش خارج از صفحه می باشد که این مورد تنها در حالت Thick در نظر گرفته می شود (مانند فونداسیون ها).



The screenshot shows the software interface for defining slab properties. The 'Section Properties' menu is open, highlighting 'Slab Sections...'. The 'Slab Property' dialog box is open, showing the 'General Data' and 'Property Data' sections. The 'General Data' section includes fields for Property Name (Slab15(shell)), Slab Material (C25), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Modeling Type (Shell-Thin), Modifiers (Currently Default) (Modify/Show...), Display Color (Change...), and Property Notes (Modify/Show...). The 'Property Data' section includes fields for Type (Slab) and Thickness (15 cm). A dropdown menu for 'Modeling Type' is also shown, listing options: Shell-Thin, Shell-Thin, Shell-Thick, Membrane, and Layered.

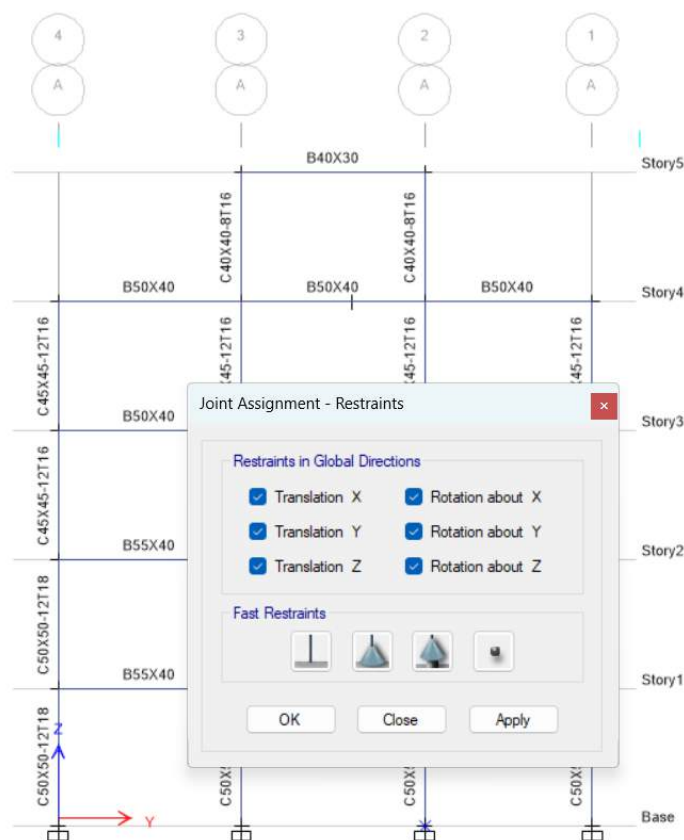
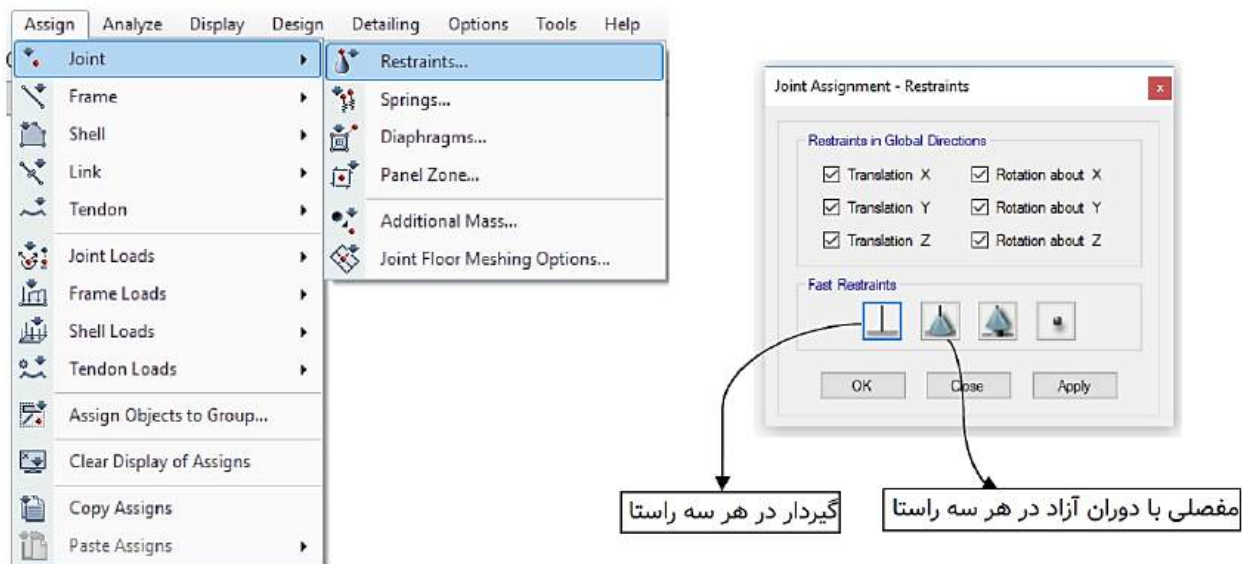
المان *shell* هم قادر است رفتار غشایی (مانند کشش، فشار و برش داخل صفحه) را در محاسبات منظور نماید و هم قادر است خمش خارج از صفحه را مدل نماید (تمامی رفتارها). ولی المان *membrane* تنها قادر است رفتار غشایی را منظور کند و نمی تواند خمش خارج از صفحه را مدل نماید. برای مثال در مدلسازی یک دیوار حائل بتنی که تحت اثر فشار خاک به صورت خارج از صفحه خم می شود باید از *shell* استفاده نمایید تا خمش خارج از صفحه آن منظور شود. به عنوان یک مثال دیگر اگر یک دال بتنی مربوط به یک بالکن طره را که تنها از یک لبه خود به سازه متصل است با المان *membrane* مدل نمایید، در محل اتصال به صورت مفصلی عمل کرده و ناپایدار خواهد بود (چون *membrane* خمش خارج از صفحه تحمل نمی کند) و بنابراین دالهای طره ای که از یک لبه به تیر متصل هستند نیز باید با *shell* مدل شوند. در نتیجه به صورت خلاصه میتوان گفت اگر یک سطح را *membrane* مدل کنیم، لبه های آن مفصلی عمل خواهد کرد و اگر *shell* مدل کنیم، مفصل نخواهد بود و لنگر منتقل می کند.

برای فیلتر جلوی آسانسور می توان از حالت *Membrane* استفاده کرد.



تعیین مشخصات تکیه گاه ها

لازم است پس از رسم مدل، نوع تکیه گاه مدنظر برای سازه برحسب رفتار مفصلی یا گیردار در راستاهای مختلف تعیین شود. برای این کار پس از انتخاب گره های تکیه گاه سازه به صورت زیر عمل می کنیم.





تعریف دیافراگم

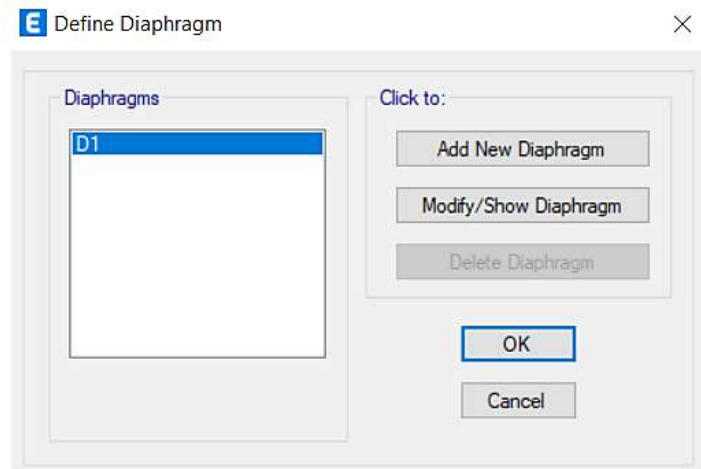
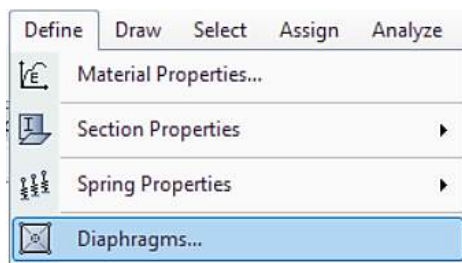
در نرم افزار ایتبس برای ایجاد اتصال بین گره های موجود در تراز کف یک طبقه از تعریف دیافراگم استفاده می شود. درواقعیت این اتصال از طریق سختی داخل صفحه ی دال کف ایجاد می گردد. با توجه به تعریف این المان ها (دال های کف طبقات) در مدل، این اتصال به صورت ضمنی در نرم افزار ایتبس در نظر گرفته می شود. اما در صورت عدم تعریف دیافراگم کف، خروج از مرکزیت تصادفی مربوط به بارهای زلزله اعمال نمی گردد. لذا لازم است دیافراگم کف برای تمام طبقات به شرح زیر تعریف گردد.

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

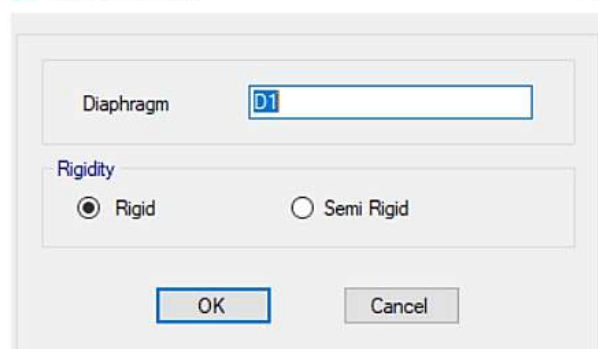
با تعریف دیافراگم به صورت Rigid موقعیت نقاط روی کف نسبت به یکدیگر در اثر بارهای وارده تغییر نکرده و درواقع کل طبقه به صورت کاملاً یکپارچه حرکت می کند. لذا تعداد درجات آزادی در مدل ایتبس کاهش یافته و سرعت تحلیل بالاتر خواهد بود. اما بدیهی است که با توجه به عدم ایجاد تغییر شکل محوری در تیرها و کفها نیروی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

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

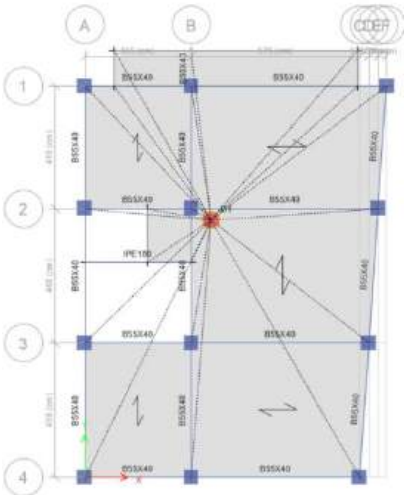
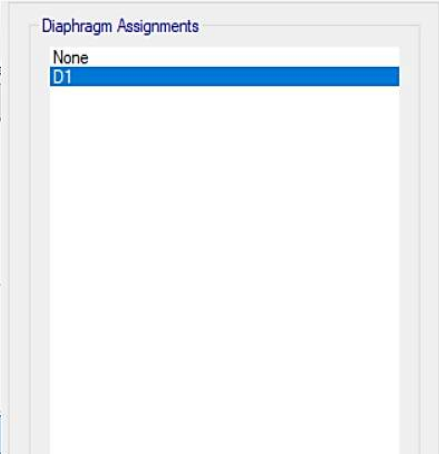
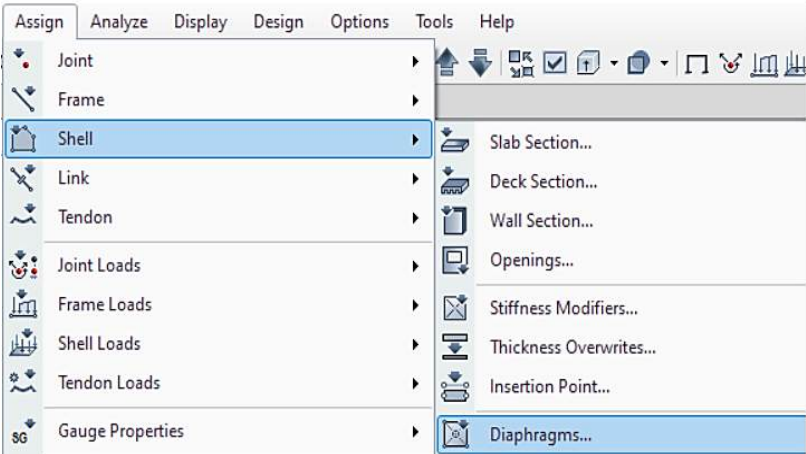
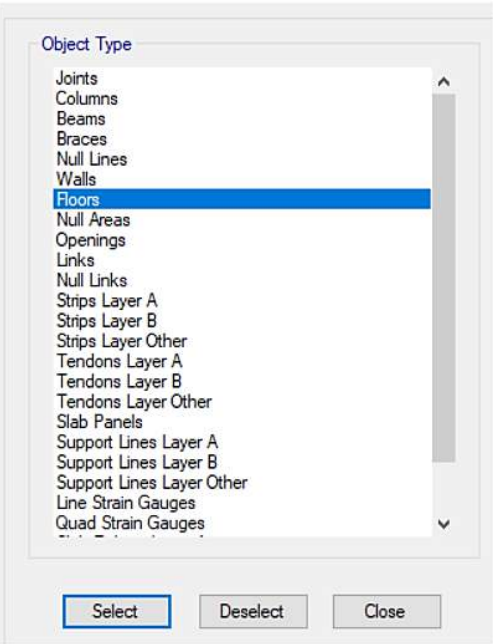
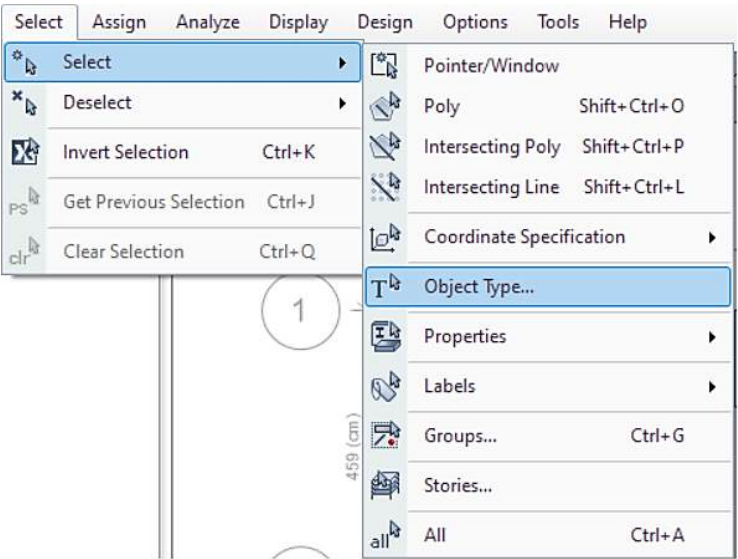
برای اختصاص دیافراگم به طبقات لازم است در ابتدا نوع دیافراگم به صورت زیر تعریف گردد. در صورت عدم وجود میان طبقه یا دو کف مجزا در یک طبقه، تعریف یک نوع دیافراگم برای کل سازه کافی خواهد بود. اما در صورتی که نیاز به حضور دو یا چند دیافراگم مجزا در اجزای یک طبقه باشد، لازم است به همین تعداد نوع دیافراگم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



E Diaphragm Data



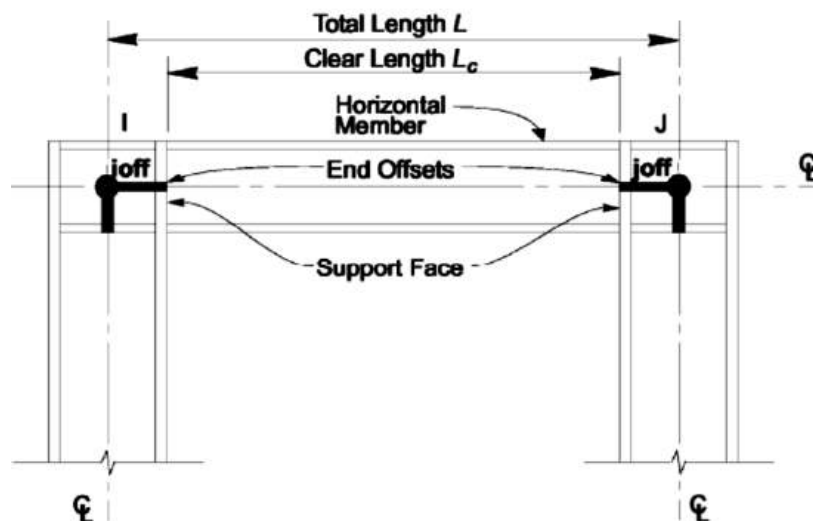
سپس با انتخاب کل اعضای کف یک طبقه به صورت زیر به گره های کف های موجود دیافراگم اختصاص داده می شود. البته اگر میان طبقه یا دیافراگم های مجزا در یک طبقه وجود نداشته باشد می توان با انتخاب تمام مدل این کار را انجام داد.



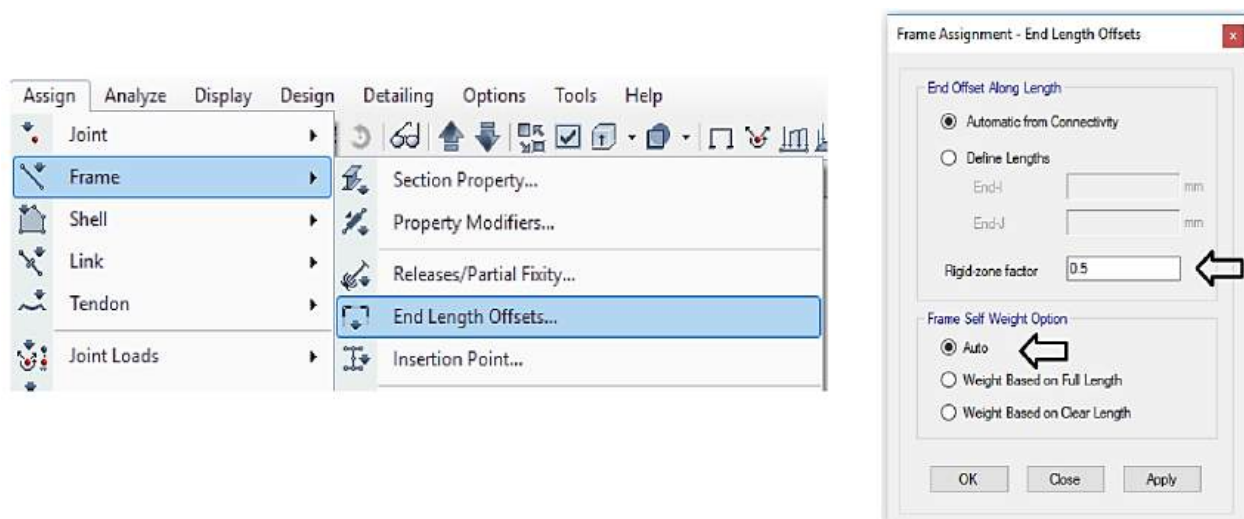


اختصاص نواحی انتهایی صلب

در نرم افزار ETABS خطوط مدل شده نماینده محور مرکزی (آکس) المان ها می باشند؛ از طرفی در تحلیل سازه باید طول آزاد المان ها مدنظر باشد. به همین خاطر باید از مسیر زیر با اختصاص نواحی صلب انتهایی طول آزاد المان ها مشخص شود.



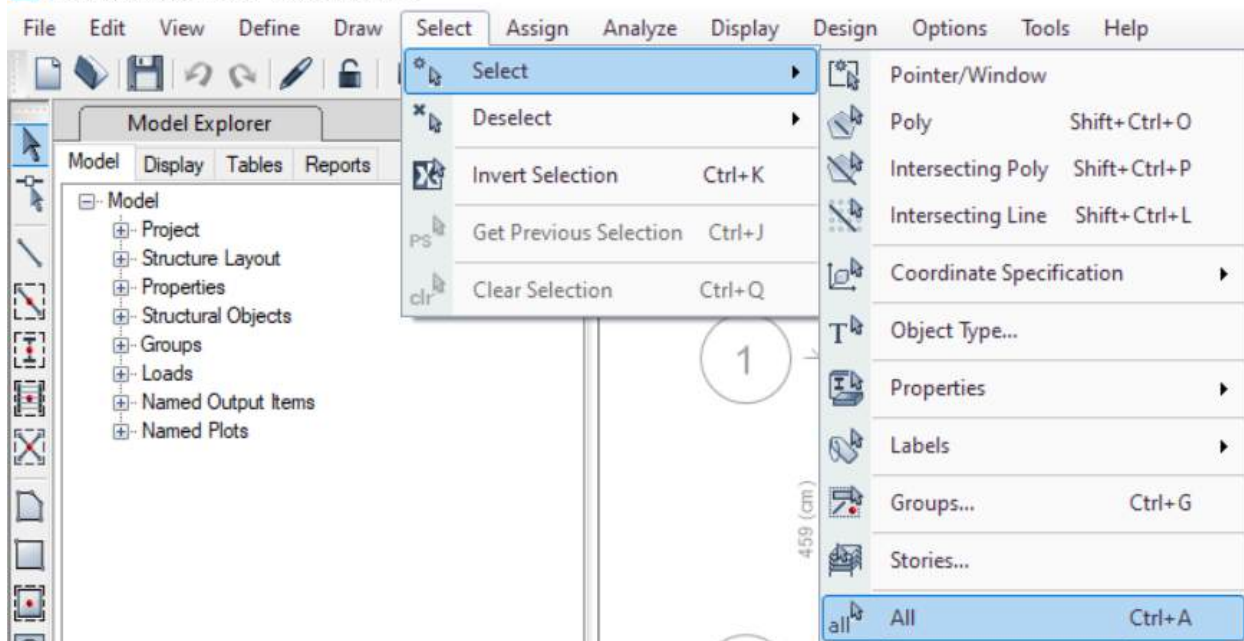
نسبت توصیه شده برای ناحیه ی صلب انتهایی (Rigid-Zone-Factor) در اعضای بتنی (تیر و ستون) ۰/۵ می باشد. بدین معنی که نیمی از بخشی از تیر که در داخل چشمه اتصال قرار می گیرد صلب در نظر گرفته می شود. همچنین در بخش فوق امکان تعیین حالت در نظرگیری وزن قسمت همپوشانی اعضا وجود دارد. انتخاب حالت Auto به صورت خودکار محاسبه وزن اعضا به گونه ای انجام می شود که از تکرار وزن قسمت همپوشانی جلوگیری شود.



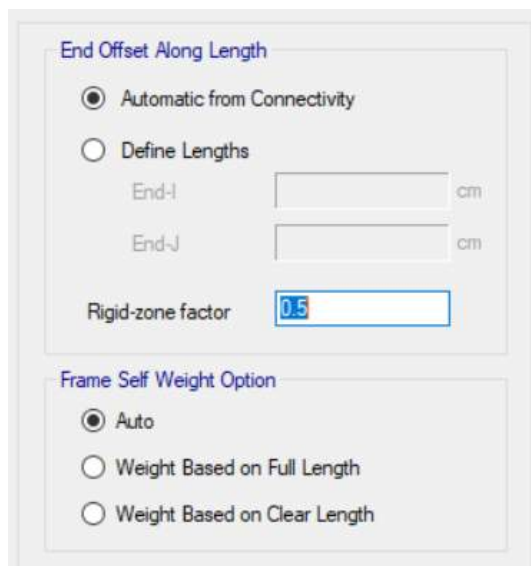
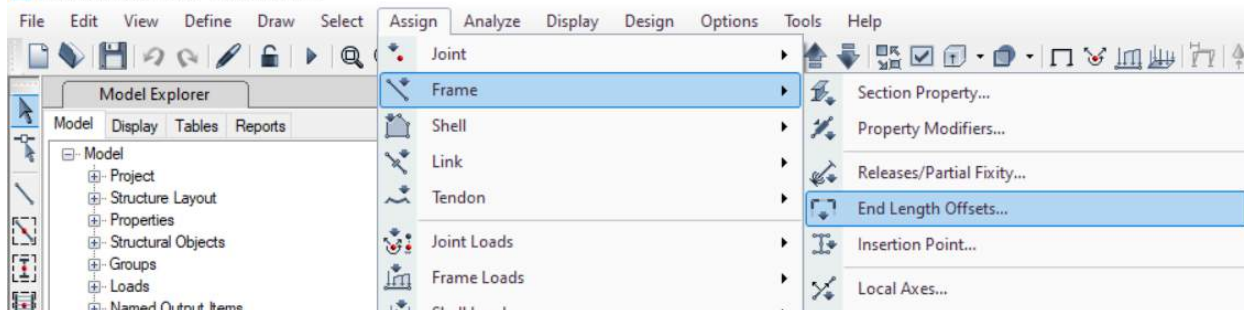


برای اختصاص ابتدا کل المان‌ها از مسیر زیر انتخاب می‌شود.

ETABS Ultimate 20.3.0 - Etabs-Main File



ETABS Ultimate 20.3.0 - Etabs-Main File





بارگذاری سازه

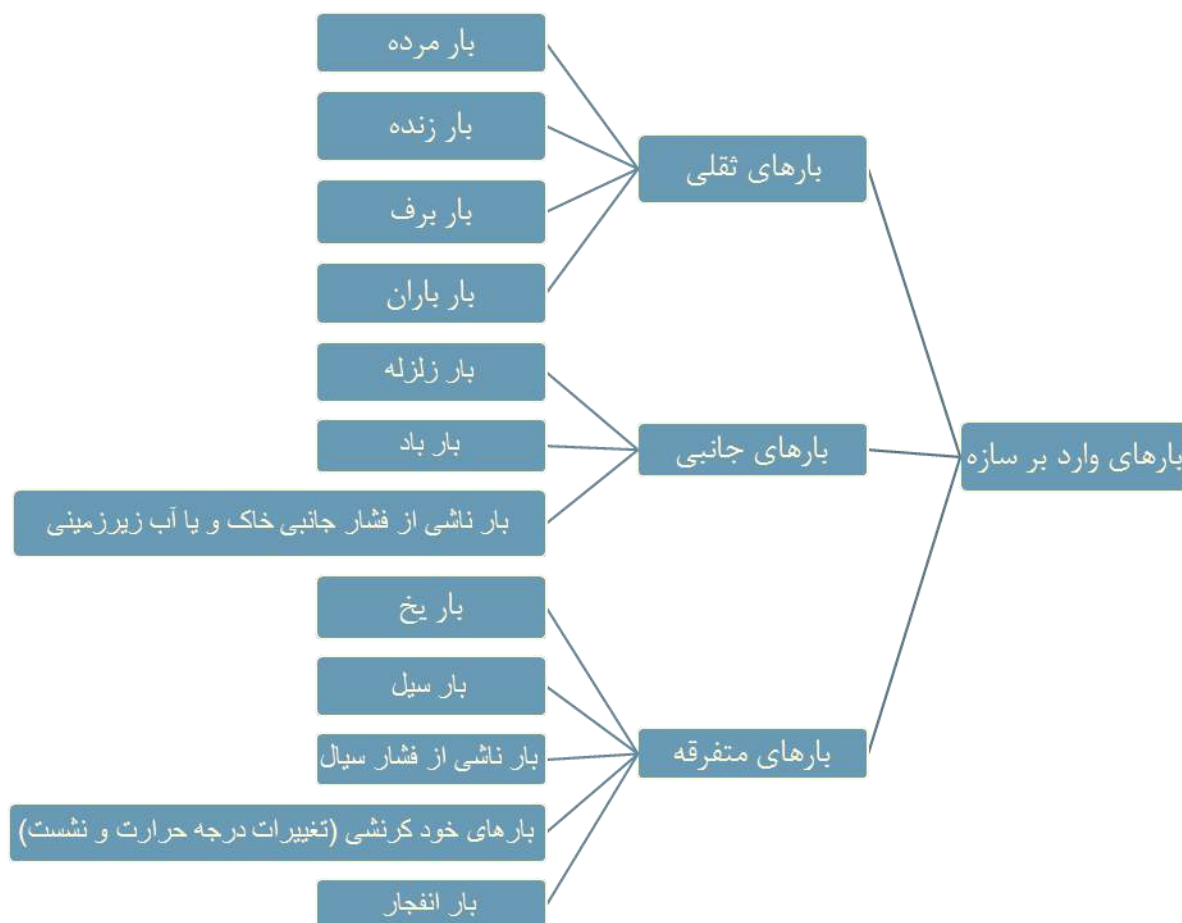
بارگذاری سازه‌ها از مباحثی است که در مجموعه‌ی مهندسی عمران، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. قبل از آنکه به تحلیل و طراحی هر سازه‌ای پرداخته شود، لازم است انواع بار وارد بر آن تعیین شده و مقادیر بار برآورده شوند. هر چه مقادیر بارهای وارد بر ساختمان به صورت واقع‌بینانه‌تر برآورد شوند، اطمینان بیش‌تری در طراحی آن سازه حاصل خواهد شد. بدین جهت لازم است دانشجویان و مهندسان مجموعه‌ی مهندسی عمران، با جزئیات موارد مرتبط با بارگذاری سازه‌ها، آشنایی کامل داشته باشد.

محاسبات ساختمان‌ها اصولاً در چند مرحله انجام می‌گیرد؛ مرحله‌ی اول، شناخت ارزیابی انواع بارهای وارد بر ساختمان و تعیین کمیت‌های عددی برای بارهاست؛ این مرحله را اصطلاحاً بارگذاری می‌گویند. مرحله‌ی دوم، تحلیل اجزای سازه تحت بارهای اعمالی است؛ این مرحله بر اساس قوانین استاتیک، مقاومت مصالح و تحلیل سازه‌ها انجام می‌گیرد. در پایان این مرحله، نیروهای داخلی اجزای مختلف سازه (به‌خصوص نیروهای بحرانی) تعیین می‌شوند. مرحله‌ی سوم طراحی اجزایی است که بر اساس قوانین حاکم بر روش‌های طراحی (مانند طراحی سازه‌های فولادی و یا طراحی سازه‌های بتن‌آرمه) انجام می‌گیرد. با این مقدمه مشخص می‌شود که بارگذاری به‌عنوان نخستین مرحله از محاسبات ساختمان‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و اگر این مرحله به‌صورت واقع‌بینانه و به‌دوراز اشتباه صورت نگیرد، محاسبات سایر مراحل نیز به جواب‌های قابل قبول نخواهد رسید. در مباحث بارگذاری، بارها به دودسته‌ی اصلی تقسیم می‌شوند: بارهای قائم و بارهای جانبی. بارهای قائم به‌صورت مشخص در راستای ثقل زمین عمل می‌کنند؛ درحالی‌که بارهای جانبی به‌صورت افقی بر ساختمان اعمال می‌شوند. بارهای مرده، زنده و بار برف موارد مشخصی از بارهای قائم می‌باشند. هم‌چنین به‌عنوان بارزترین بارهای جانبی، از بارهای باد و زلزله می‌توان نام برد.



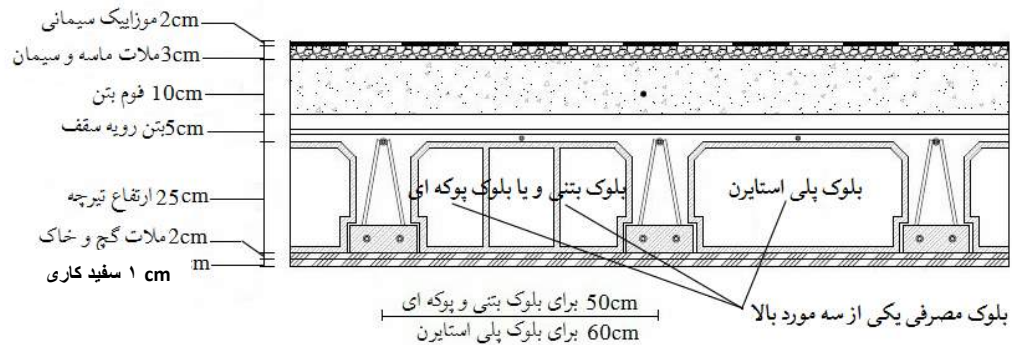
آشنایی با انواع بارها

به‌طور کلی محاسبه بارهای وارد بر سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام می‌شود.





تیرچه یونولیت در طبقات

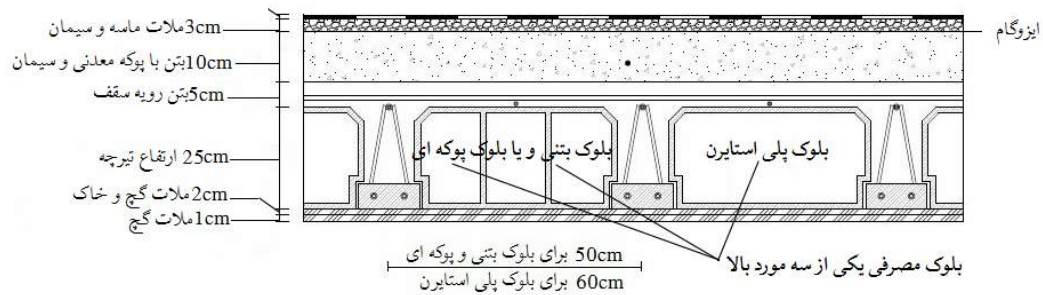


وزن واحد سطح (Kg/m ²)	وزن واحد حجم (Kg/m ³)	ضخامت (m)	جزئیات سقف تیرچه بلوک
۲۱	۲۱۰۰	۰.۰۱	سرامیک
۶۳	۲۱۰۰	۰.۰۳	ملات ماسه سیمان
۶۰	۶۰۰	۰.۱۰	فوم بتن
۱۰۴	۲۵۰۰	تعداد تیرچه در ۱۲۰ سانت ($2 \div 1.2 = 1.6$)	تیرچه بتنی
		ارتفاع تیرچه (۰.۲۵)	
		ضخامت جان تیرچه (۰.۱۰)	
۱۲۵	۲۵۰۰	۰.۰۵	بتن رویه سقف
۶		ارتفاع ۲۵ و عرض ۵۰ سانتی متر	بلوک پلی استایرن
۵۰	-	-	سقف کاذب یا ۳ سانتی متر گچ و خاک
۴۲۹			جمع کل

بار ناشی از تیغه بندی ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع بر طبق محاسبات در نظر گرفته شده است.



تیرچه بلوک در بام

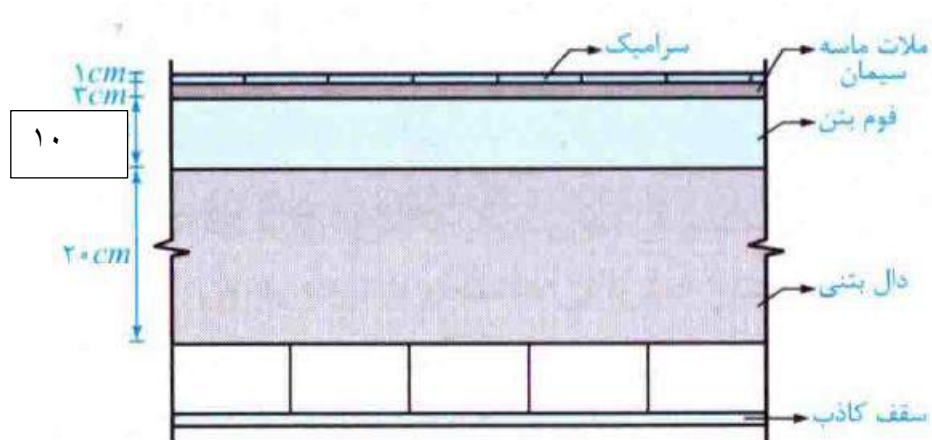


وزن واحد سطح (Kg/m ²)	وزن واحد حجم (Kg/m ³)	ضخامت (m)	جزئیات سقف تیرچه بلوک
۱۵	-	-	ایزوگام
۶۳	۲۱۰۰	۰.۰۳	ملات ماسه سیمان
۶	-	ارتفاع ۲۵ و عرض ۵۰ سانتی متر	بلوک پلی استایرن
۱۰۴	۲۵۰۰	تعداد تیرچه در ۱۲۰ سانت ($2 \div 1.2 = 1.6$)	تیرچه بتنی
		ارتفاع تیرچه (۰.۲۵)	
		ضخامت جان تیرچه (۰.۱۰)	
۱۲۵	۲۵۰۰	۰.۰۵	بتن رویه سقف
۱۳۰	۱۳۰۰	۰.۱۰	بتن با پوکه معدنی و سیمان
۵۰	-	-	سقف کاذب یا ۳ سانتی متر گچ و خاک
۴۹۳			جمع کل



دال بتنی

وزن واحد سطح (Kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (Kg/m ³)	نوع مصالح
۲۱	۰.۰۱	۲۱۰۰	سرامیک کفی
۶۳	۰.۰۳	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۶۰	۰.۱۰	۶۰۰	فوم بتن
محاسبه توسط نرم افزار			
۵۰			سقف کاذب با اندود گچی
۲۵			تاسیسات ثابت ساختمان
۲۱۹			جمع کل

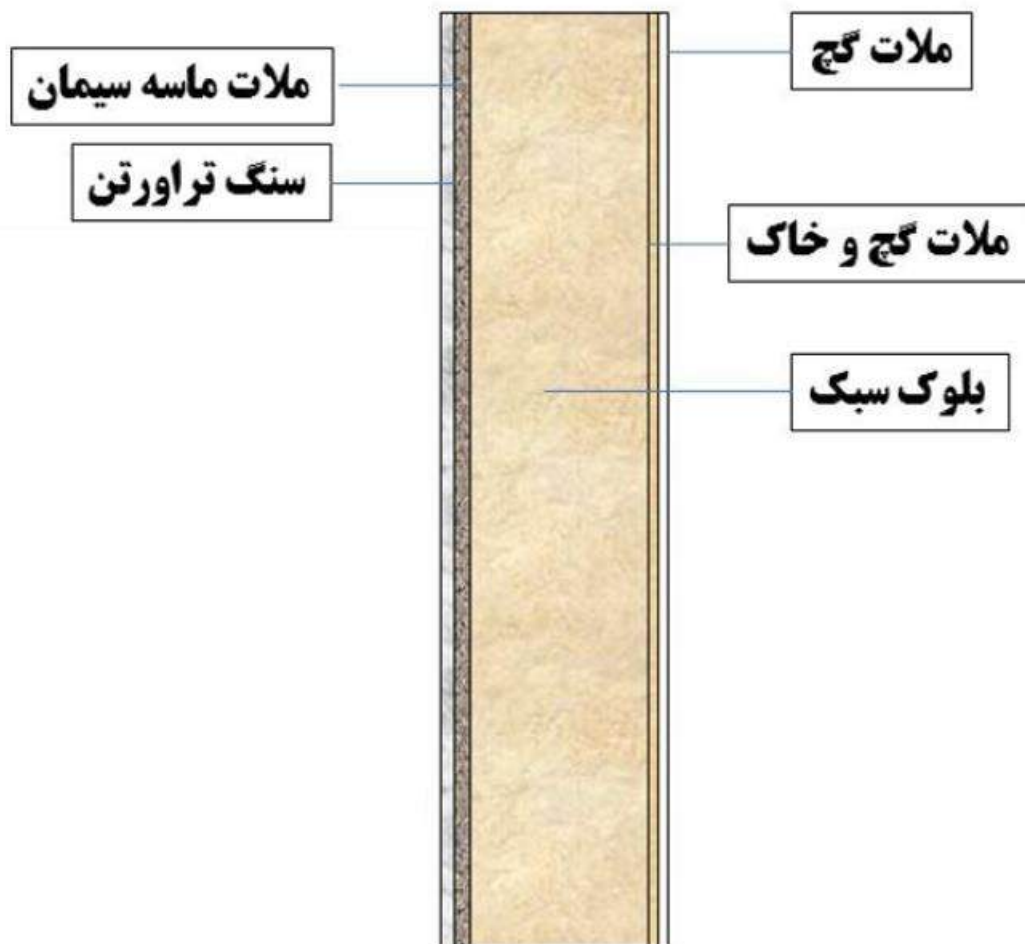


✓ از دال بتنی برای بالکن استفاده شده است.



دیوارهای پیرامونی دارای نما

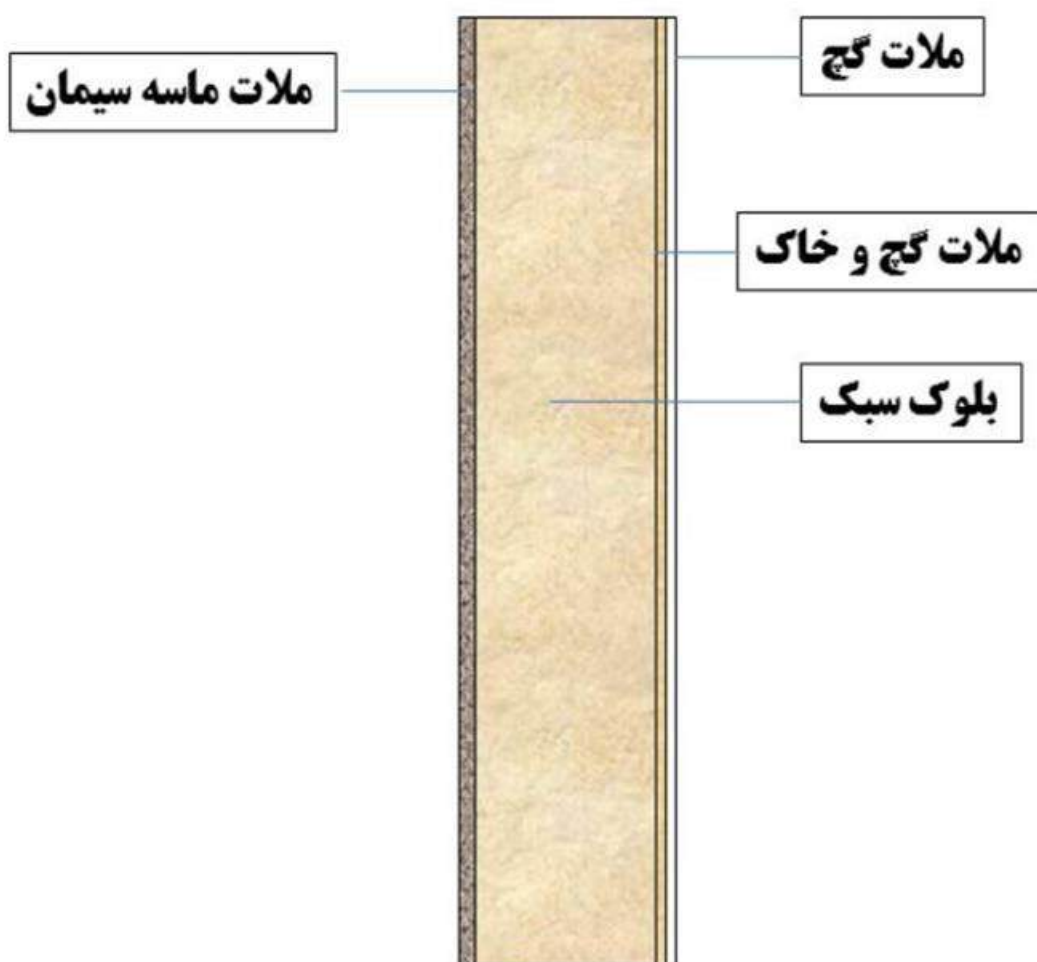
وزن واحد سطح برای دیوارهای پیرامونی دارای نما			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۵۰	۰/۰۲	۲۵۰۰	سنگ تراورتن
۴۲	۰/۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۱۱۲/۵	۰/۱۵	۷۵۰	بلوک لیکا
۲۴	۰/۰۱۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶/۵	۰/۰۰۵	۱۳۰۰	ملات گچ
مجموع = ۲۳۵			





دیوارهای پیرامونی بدون نما

وزن واحد سطح برای دیوارهای پیرامونی بدون نما			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۴۲	۰/۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۱۱۲/۵	۰/۱۵	۷۵۰	بلوک لیکا
۲۴	۰/۰۱۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶/۵	۰/۰۰۵	۱۳۰۰	ملات گچ
مجموع = ۱۸۵			





دیوارهای جان پناه بام دارای نما و بدون نما

وزن واحد سطح برای دیوارهای جان پناه بام (دارای نما)			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۵۰	۰/۰۲	۲۵۰۰	سنگ تراورتن
۴۲	۰/۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۱۱۲/۵	۰/۱۵	۷۵۰	بلوک لیکا
۴۲	۰/۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
مجموع = ۲۴۶/۵			

وزن واحد سطح برای دیوارهای جان پناه بام (بدون نما)			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۴۲	۰/۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۱۱۲/۵	۰/۱۵	۷۵۰	بلوک لیکا
۴۲	۰/۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
مجموع = ۱۹۶/۵			

همانطور که در جزییات دیوارهای جان پناه مشخص است ، سنگ درپوش به عرض 20 cm و ضخامت 4 cm در نظر گرفته شده است که وزن آن برای یک متر طول برابر با $2500 \times (1.0 \times 0.2 \times 0.04) = 20 \text{ kg/m}$ میباشد (با فرض جنس تراورتن) با توجه به این موضوع ، در صورتی که ارتفاع دیوار جان پناه را یک و بیست متر در نظر بگیریم وزن یک متر طول جان پناه برابر است با :

وزن یک متر طول سنگ درپوش + ارتفاع جان پناه $\times$ وزن واحد سطح جان پناه = وزن یک متر طول جان پناه

$$q = 246.5 \times 1.2 + 20 = 315.8 \text{ kg/m}$$

دیوار جان پناه دارای نما

$$q = 196.5 \times 1.2 + 20 = 255.8 \text{ kg/m}$$

دیوار جان پناه بدون نما

$$q = 196.5 \times 0.5 + 20 = 118.25 \text{ kg/m}$$

دیوار جان پناه خریشته بدون نما



دیوارهای داخلی (تیغه ها)

جدول دیوار جدا کننده خشک

وزن واحد سطح برای دیوارهای داخلی (تیغه ها)			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۲۱	۰/۰۱۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۷۵	۰/۱۰	۷۵۰	بلوک لیکا
۲۱	۰/۰۱۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۱۳	۰/۰۱	۱۳۰۰	سفید کاری
۱۳	۰/۰۱	۱۳۰۰	سفید کاری
مجموع = ۱۴۳			

جدول دیوار جدا کننده تر به خشک

وزن واحد سطح برای دیوارهای داخلی (تیغه ها)			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۱۳	۰/۰۱۰	۱۳۰۰	سفید کاری
۲۱	۰/۰۱۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۷۵	۰/۱۰	۷۵۰	بلوک لیکا
۵۲.۵	۰/۰۲۵	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۱۰.۲۰	۰/۰۰۶	۱۷۰۰	کاشی
مجموع = ۱۷۲			

بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۸)، در صورتی که وزن واحد سطح دیوارهای جدا کننده کمتر از 200 kg/m² باشد، میتوان آن را به صورت یک بار گسترده مرده در نظر گرفت. همچنین با توجه به این بند، اگر وزن واحد سطح دیوار بین ۴۰ تا ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع قرار داشته باشد بار گسترده معادل تیغه بندی را نباید کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر بگیریم. با توجه به این موارد بار گسترده معادل تیغه بندی در این پروژه به صورت زیر به دست می آید:

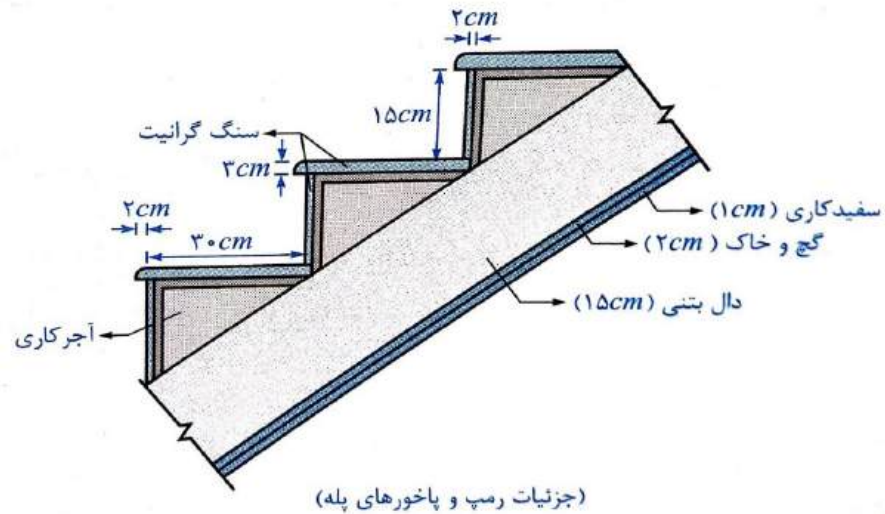
$$q = \frac{w \times l \times h}{A} = \frac{172 \times 25 \times 2.84}{145 - 20} \cong 97 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 100 \text{ kg/m}^2$$



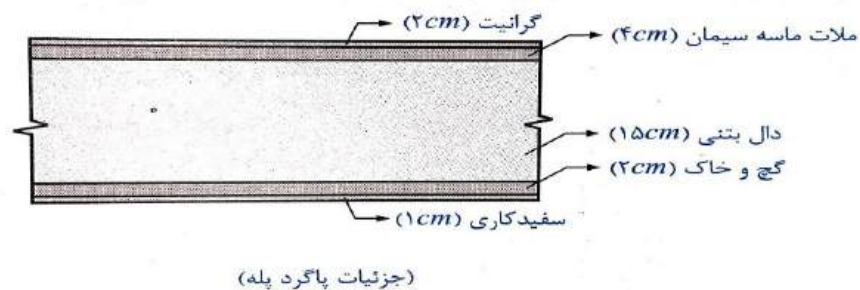
پله

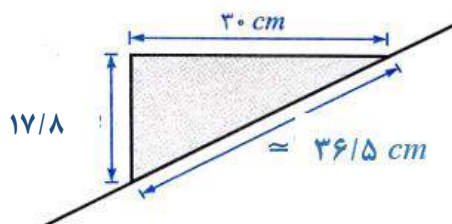
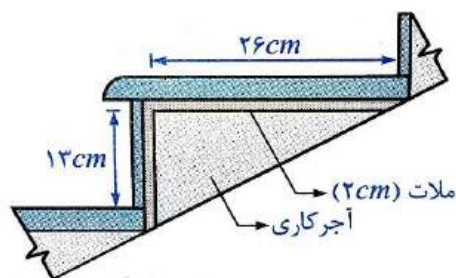
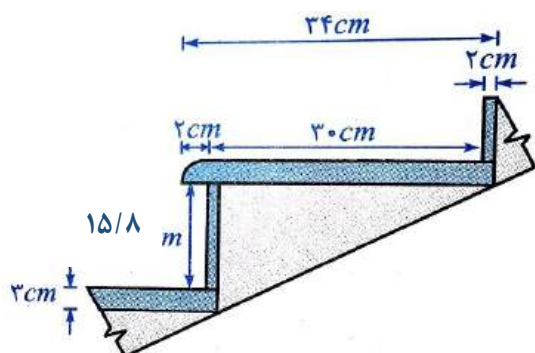
وزن واحد سطح بدنه رمپ پله			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۳۷۵	۰/۱۵	۲۵۰۰	دال بتنی پله
۳۲	۰/۰۲	۱۶۰۰	اندود گچ و خاک
۱۳	۰/۰۱	۱۳۰۰	سفید کاری
مجموع = ۴۲۰			

وزن پاخور پله برای یک متر عرض پله			
وزن واحد سطح (kg/m)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۲۸/۶	۰/۰۳ × ۰/۳۴	۲۸۰۰	سنگ کف (گرانیت)
۴/۲	۰/۰۱ × ۰/۱۷۸	۲۸۰۰	سنگ پیشانی (گرانیت)
۲۱/۳	× (۰/۳ + ۰/۲۰۸) ۰/۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۳۸	× (۰/۲۶ × ۰/۱۵۸) ۰/۵	۱۸۵۰	آجرکاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان
مجموع = ۹۲			



وزن واحد سطح برای پاگرد پله			
وزن واحد سطح (kg/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	نوع مصالح
۵۶	۰/۰۲	۲۸۰۰	سنگ گرانیت
۸۴	۰/۰۴	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۳۷۵	۰/۱۵	۲۵۰۰	دال بتنی
۳۲	۰/۰۲	۱۶۰۰	گچ و خاک
۱۳	۰/۰۱	۱۳۰۰	سفید کاری
مجموع = ۵۶۰			





در این محاسبات وزن ناشی از یک پاخور پله (برای یک متر عرض پله) به دست آمده است که برای ادامه محاسبات این وزن را به یک بار گسترده معادل در کل قسمت رمپ تبدیل میکنیم :

$$\frac{1}{0.365} \times 92 = 252 \text{ kg/m}^2$$

بار مرده رمپ پله ، برابر با مجموع بار بدنه پله و پاخور پله میباشد :

$$252 + 420 = 672 \text{ kg/m}^2$$

در محاسبات انجام شده بار رمپ پله در راستای سطح شیبدار میباشد که ما برای سادگی تصویر افقی این بار را به دست می آوریم :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{20.8}{30} \right) = 34.7^\circ$$

$$q = \frac{672}{\cos 34.7} = 820 \text{ kg/m}^2$$

برای اجرای دیوار با توجه به چهار رمپه بودن آن از دیوارک بتنی استفاده خواهد شد که بارهای وارده بر روی دیوارکها بصورت زیر قابل محاسبه خواهد بود:



- محاسبه بار مرده و زنده کل پله

$$W_{Dead} = 820 \times (2.75 \times 3.65) = 8230 \text{ Kgf}$$

$$W_{Live} = 500 \times (2.75 \times 3.65) = 5018 \text{ Kgf}$$

- محاسبه سهم برای بار زنده و مرده

$$q_{Dead} = \frac{8230}{4} = 2057 \text{ Kgf}$$

$$q_{Live} = \frac{5018}{4} = 1255 \text{ Kgf}$$



بارهای ناشی از آسانسور

مطابق شکل (۴) از پیوست (۲) مبحث پانزدهم و براساس ابعاد چاه میتوان گفت که ظرفیت آسانسور حداکثر برابر ۴۵۰ کیلوگرم میباشد.

بار زنده آسانسور

$$450 \times 2 = 900 \text{ kg} \text{ : بار زنده ناشی از ظرفیت آسانسور}$$

$$360 \times 2 \times (1.6 \times 1.9) = 2188 \text{ kg} \text{ : بار زنده ناشی از تردد افراد در موتور خانه}$$

$$\frac{2188}{4} = 550 \text{ kg} \text{ : بار زنده وارد بر هر نبشی اطراف آسانسور}$$

بار مرده آسانسور

$$2500 \times 0.2 \times (1.6 \times 1.9) = 1520 \text{ kg} \text{ : بار مرده سکوی بتنی}$$

$$1500 \times 2 = 3000 \text{ kg} \text{ : بار مرده تجهیزات آسانسور}$$

$$3000 + 1520 = 4520 \text{ kg} \text{ : بار مرده کل آسانسور}$$

$$\frac{4520}{4} = 1130 \text{ kg} \text{ : بار مرده وارد بر هر نبشی اطراف آسانسور}$$

بار زنده کفها

در جدول (۱-۵-۶) مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۸) ، حداقل بار زنده گسترده و متمرکز بر حسب کاربری بخش های مختلف ساختمان ارائه شده است.

ردیف	ردیف در جدول (۱-۵-۶) مبحث ششم	نوع کاربری	بار گسترده (kg/m ²)
۱	(۱-۱)	بامهای معمولی تخت	۱۵۰
۲	(۳-۳)	راهپله و راههای منتهی به دربهای خروجی	۵۰۰
۳	(۶-۳)	بالکنها	۱/۵ برابر بار زنده کف اتاقهای متصل به آنها
۴	(۱-۴)	اتاقها و سایر فضاهای خصوصی شامل سرویسها ، انبارها و راهروها	۲۰۰



مولفه قائم زلزله

براساس ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰، برای سازه هایی که در منطقه لرزه خیزی خیلی زیاد قرار گرفته باشند باید اثر زلزله قائم روی کل سازه منظور شود که در بخش ترکیب بار به آن اشاره خواهد شد. همچنین به دلیل وجود طره در این سازه، بار قائم برای طره ها محاسبه شده و باید به طور جداگانه به آنها اعمال شود.

در این پروژه چون سازه در منطقه با خطر نسبی زیاد واقع شده است بار قائم زلزله به قسمت بالکن و طره اعمال خواهد گردید که محاسبه آنها در ذیل آورده شده است.

- بار قائم بالکن (طبقات)

$$F_{vu} = 0.6AIw_p = 0.6 \times 0.3 \times 1 \times (300 + 595) = 161 \text{ kgf/m}^2$$

- بار قائم بالکن (بام)

$$F_{vu} = 0.6AIw_p = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (595 + 165) = 137 \text{ kgf/m}^2$$



محاسبه بار برف وارد بر سازه

بر اساس ویرایش ۱۳۹۸ از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بار برف باید در دو حالت بار گسترده و بار انباشتی تعیین شود.

محاسبه بار برف گسترده

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s$$

۱- بار برف در سطح زمین (P_s)

شهر سهند تبریز در جدول (۶-۷-۱) مبحث ششم در منطقه ۴ قرار گرفته است. بنابراین با توجه به بند (۶-۷-۱) این آیین نامه، مقدار بار برف برابر 1.5 kN/m^2 (150 kg/m^2) خواهد بود.

۲- ضریب اهمیت (I_s)

این پروژه با کاربری مسکونی میباشد که بر اساس جدول (۶-۱-۱) مبحث ششم در گروه خطرپذیری ۳ قرار میگیرد. بنابراین با توجه به جدول (۶-۱-۲) آیین نامه، ضریب اهمیت بار برف برای این ساختمان برابر واحد است

۳- ضریب برف گیری (C_n)

ساختمان مورد نظر در محیط شهری واقع شده است و با توجه به بند (۶-۷-۴-۱) مبحث ششم، در گروه ناهمواری پرتراکم قرار میگیرد. از سوی دیگر وضعیت ساختمان‌های مجاور این پروژه از نظر ارتفاعی مشخص نبوده و در آینده نیز تضمینی برای حفظ وضعیت آنها نیست، بنابراین ساختمان را بام برف گیر در نظر می‌گیریم. ضریب برف گیری بر اساس جدول (۶-۷-۲) آیین نامه برابر ۱.۱ میباشد.

۴- ضریب شرایط دمایی (C_h)

ساختمان‌های از نظر شرایط دمایی، به صورت عادی محسوب میشوند. بنابراین با توجه به جدول (۶-۷-۳) مبحث ششم، ضریب شرایط دمایی در این ساختمان برابر ۱ میباشد.

۵- ضریب شیب (C_s)

با توجه به بند (۶-۷-۶) مبحث ششم، ضریب شیب برای بام‌های مسطح برابر واحد است

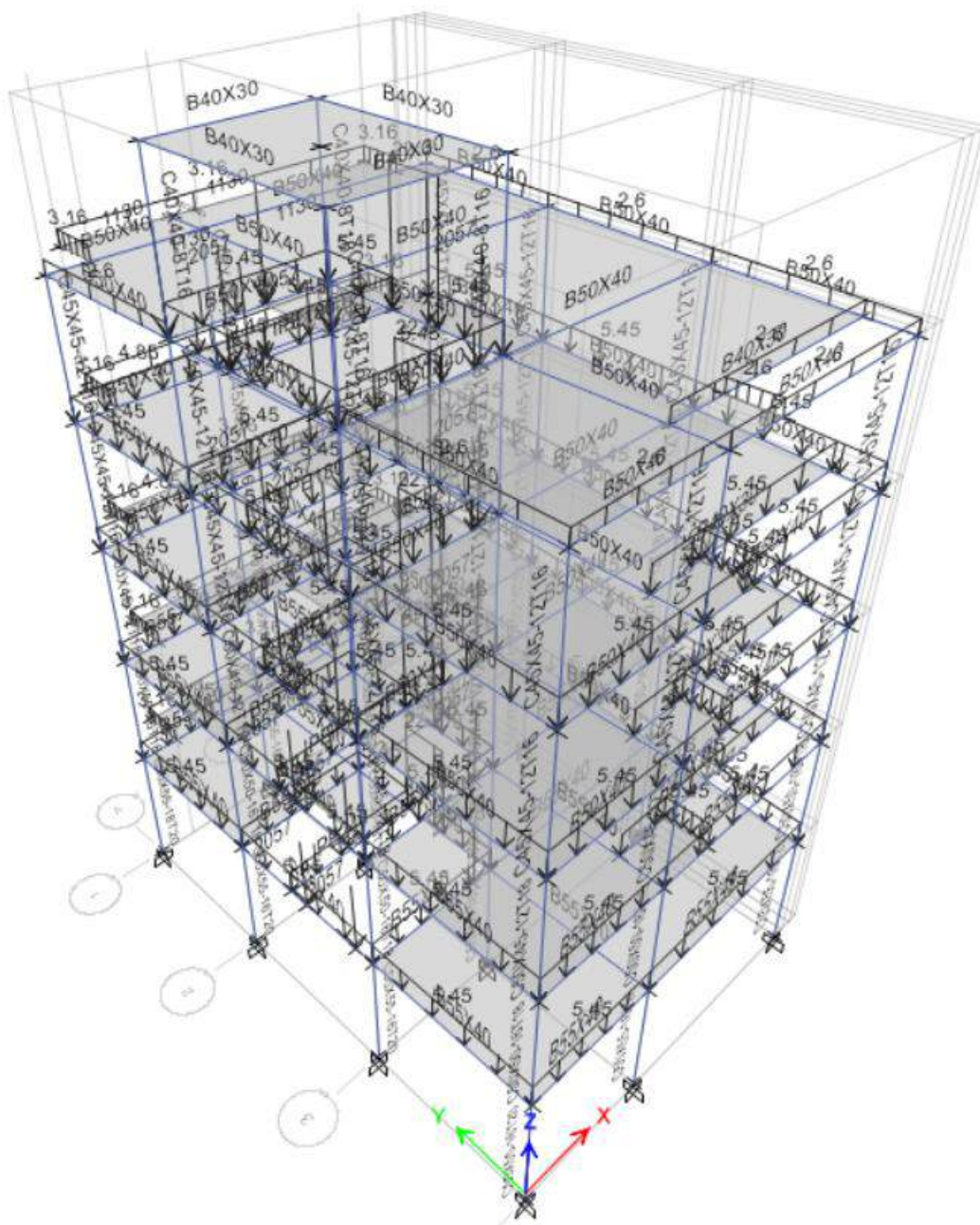
$$P_r = 1 \times 1.1 \times 1 \times 150 = 165 \text{ kg/m}^2$$

همچنین بر اساس بند (۶-۷-۲-۱) مبحث ششم مقدار بار برف محاسبه شده بام‌ها (P_r) باید با یک مقدار حداقل (P_m) کنترل شود به طوری که رابطه $P_m \leq P_r$ برقرار شود

$$P_g > 1 \rightarrow P_m = I_s \rightarrow P_m = 1 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kg/m}^2 < 165 \text{ kg/m}^2 \rightarrow OK$$



بارگذاری سازه





بارگذاری سازه بر اساس روش تحلیل استاتیکی معادل (پروژه مورد بررسی)

محاسبه ضریب زلزله

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

ضریب اهمیت ساختمان (I)

طبق بند (۱-۶) آیین نامه ساختمان موردنظر جزو ساختمان های با اهمیت متوسط (مسکونی) می باشد.

طبق جدول (۳-۳) آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب اهمیت ساختمان برابر با (۱) می باشد.

ضریب شتاب مبنای طرح (A)

طبق جدول (۲-۱) آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم ضریب مبنای طرح برای سازه ما که در شهر سهپند قرار دارد و با توجه به پیوست ۱ آیین نامه ۲۸۰۰ در پهنه لرزه خیزی با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد برابر با ۰/۳۰ می باشد.

ضریب بازتاب ساختمان (B)

$$B = B_1 N$$

رابطه ۱ - ۲ آیین نامه

برای به دست آوردن B_1 ابتدا باید مقادیر S و S_0 و T_0 و T_s و T را به دست آوریم:

مقادیر S و S_0 و T_0 و T_s از روی جدول (۲-۲) آیین نامه ۲۸۰۰ به دست می آید:

نوع زمین باتوجه به گزارش ژئوتکنیک از نوع ۳ می باشد:

$$T_0 = 0.15$$

$$T_s = 0.7$$

$$S = 1.75$$

$$S_0 = 1.1$$



برای محاسبه مقدار T از بند (۳-۳-۳) آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده می شود:

$$T = 0.05H^{0.9} = 0.05 \times 16.40^{0.9} = 0.6199 \text{ sec} \rightarrow 1.25 * T = 0.77 \text{ sec}$$

$$0.3 + 3.14 + 3.24 \times 4 = 16.4$$

تراز پایه:

مقدار B_1 طبق رابطه (۲-۲) آیین نامه ۲۸۰۰ به دست می آید:

$$T > T_s \rightarrow B_1 = (1.75 + 1) \left(\frac{0.75}{0.77} \right) = 2.48$$

مقدار N نیز برای سازه های با خطر لرزه ای خیلی زیاد از رابطه (۲-۳) آیین نامه ۲۸۰۰ به دست می آید:

$$T_s < T < 4 \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - 0.7} (0.77 - 0.7) + 1 = 1.015$$

$$B = 2.48 \times 1.015 = 2.52$$

ضریب رفتار ساختمان

با توجه به جدول (۳-۴) آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و با توجه به این که سیستم سازه ای ساختمان از نوع قاب خمشی متوسط می باشد در نتیجه مقدار R_u برابر با ۵ می باشد:

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.3 \times 2.52 \times 1}{5} = 0.1514$$



ضریب توزیع برش پایه (K)

جهت توزیع مناسب زلزله در ارتفاع سازه از ضریب K استفاده میشود.

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

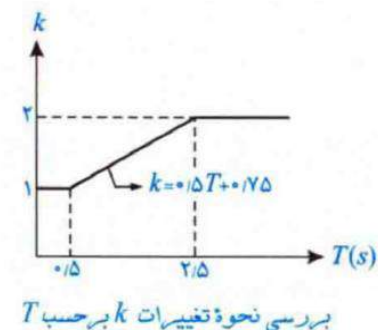
n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

$$k = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ sec}$$

$$\text{if } T < 0.5 \text{ sec} \Rightarrow k = 1$$

$$\text{if } T > 2.5 \text{ sec} \Rightarrow k = 2$$



$$K = 0.5T + 0.75 = 0.5 \times 0.77 + 0.75 = 1.1374$$

پارامتر K برای در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر بوده



ویرایش چهار	
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	16.4
درجه اهمیت سازه	I=1
ضریب A	A=0.3
نوع زمین	III
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی
Ru=	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T _{ETABS})	3.00
T ₀ =	0.15
T _s =	0.7
S ₀ =	1.1
S=	1.75
T= Min (تجربی 1.25 تحلیلی،)	0.77
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.01589
B1=(S+1)(T _s /T)=	2.48423
B=B1*N=	2.52369
C-min=0.14*A*I=	0.0360
C=A.B.I/R=	0.1514
k=0.5*T+0.75=	1.1374



بار قائم زلزله

بند ۳-۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ در مورد زلزله قائم می‌باشد.

به عبارت علمی‌تر، رکوردهای ثبت شده در نواحی نزدیک گسل نشان دهنده حرکت شدید قائم زمین هستند. زلزله‌های حوزه نزدیک به علت اثر مخرب مؤلفه قائم زلزله از زلزله‌های حوزه دور، متمایز می‌شوند. این اثرات خصوصاً بر روی دهانه‌های بلند و کنسول‌ها جدی‌تر نیز می‌باشد. آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، توجه ویژه‌ای به این مسئله دارند. به همین دلیل امروزه بررسی اثرات این نیرو یکی از مراحل مهم در طراحی سازه می‌باشد.

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

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

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

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

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

مقدار این نیرو از رابطه کلی زیر محاسبه می‌شود:

$$F_{vu} = 0.6AIw_p$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل است که در محاسبه ضریب زلزله به دست می‌آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان است که در محاسبه ضریب زلزله به دست می‌آید.

w_p : وزن مؤثر لرزه‌ای برای زلزله قائم است.



الف) پهنه لرزه ای با خطر نسبی خیلی زیاد: در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد ($A=0.35$) یکبار نیروی قائم زلزله را برای کل سازه محاسبه می کنیم. این نیرو به صورت ضربی از بار مرده خواهد بود.

محاسبه بار مرده تک تک اعضا و المان های سازه و اعمال بار زلزله قائم آن ها کار بسیار وقت گیری و زمان بری خواهد بود. پس راه حل چیست؟

برای حل این مشکل با فرض در نظر گرفتن ضریب اهمیت برابر با ۱ (ساختمان مسکونی و اداری) برای ساختمان به رابطه زیر دقت کنید:

$$F_{vu} = 0.6AIw_p = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times w_p = 0.21w_p$$

در نتیجه مطابق بالا به جای آن که بار مرده هر عضو تک تک محاسبه شده و در رابطه زلزله قائم جایگذاری شود و عدد حاصله تحت عنوان الگوی بار Ev که همان مولفه قائم زلزله هست به سازه اعمال شود، می توان ضریب بار مرده در ترکیب بارهای لرزه ای را تغییر دهیم. با این کار هنگام طراحی اعضای سازه نرم افزار ظرف چند ثانیه این مقدار را محاسبه کرده و در طراحی سازه اعمال می کند.

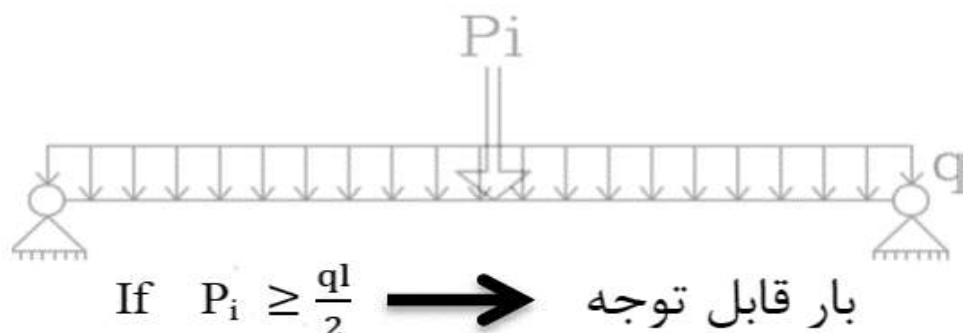
ب و پ) تیرهای خاص به همراه ستون و دیوارهای تکیه گاهی آن ها:

۱- تیرهایی که طول دهانه آن ها بیشتر از ۱۵ متر است.

۲- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی را در مقایسه با سایر بارهای وارد بر تیر تحمل می کنند (منظور از بار متمرکز قابل توجه، باری است که حداقل برابر با نصف مجموع بار وارد بر تیر باشد)

$$F_{vu} = 0.6AIw_p$$

w_p : کل بار مرده و زنده

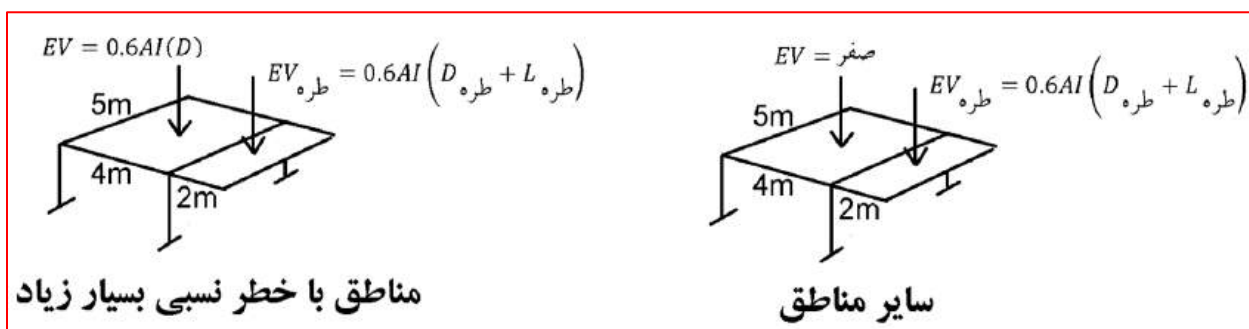




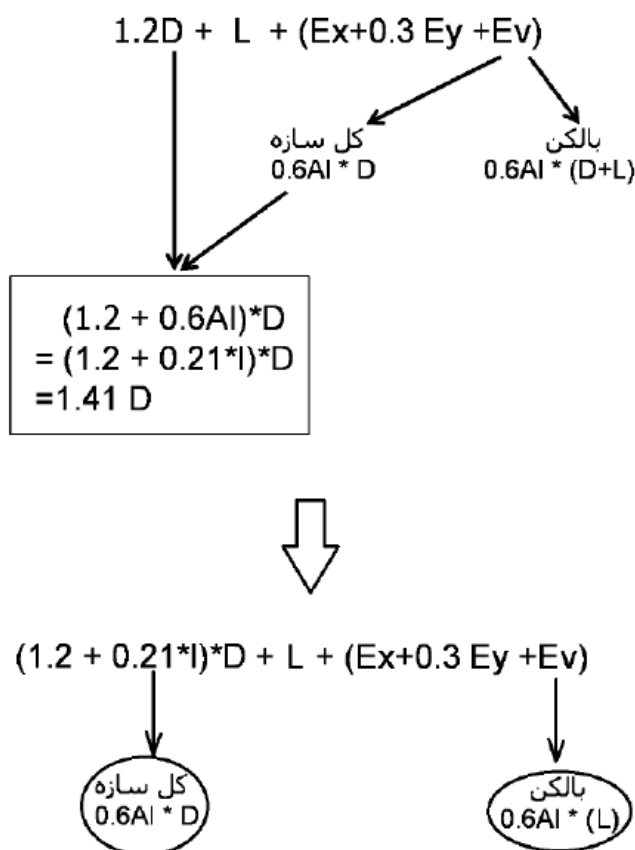
ت) بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای: اعضای طره‌ای در ساختمان‌ها شدیداً تحت تأثیر مولفه قائم زلزله قرار دارند و ممکن است به راحتی دچار آسیب شوند. از همین رو لازم است تا در همه سازه‌ها در صورت وجود اعضای طره‌ای، آن‌ها را برای نیروی قائم زلزله کنترل کنیم. مقدار نیروی زلزله قائم وارد بر بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌های طره‌ای از رابطه زیر تعیین می‌شود:

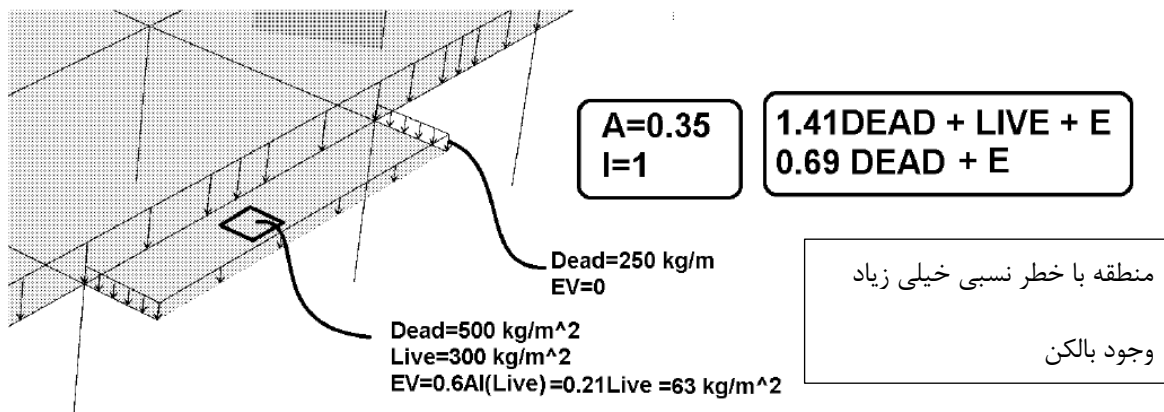
$$F_{vu} = 0.6AIw_p$$

w_p : کل بار مرده و زنده



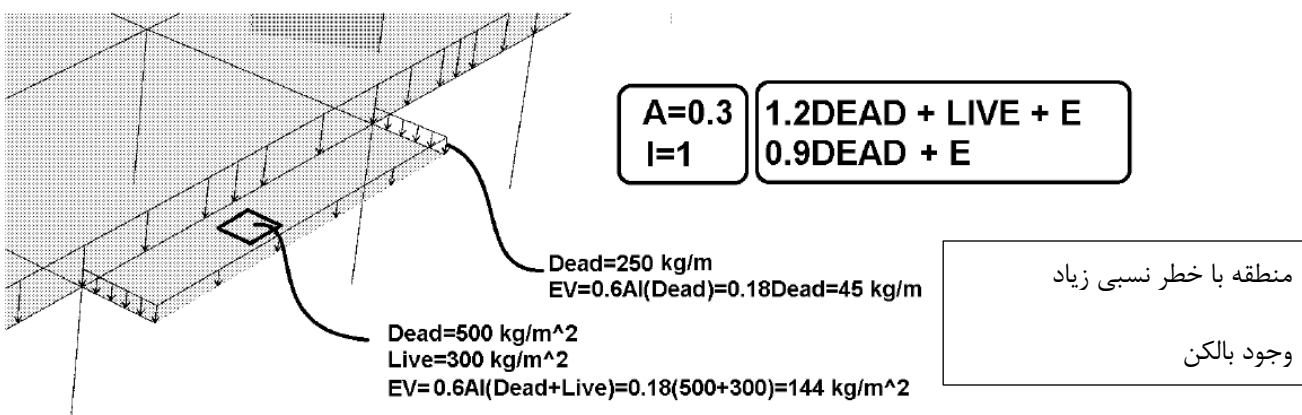
نحوه منظور کردن زلزله قائم برای کل سازه (مورد اول)





www.hoseinzadeh.net

www.t.me/hoseinzadehasl



نکته مهم:

بالکن باشد ولی طره نباشد بار قائم در این حالت نداریم فقط بار زنده بالکن را ۱.۵ برابر کف متصل به آن لحاظ می کنیم.

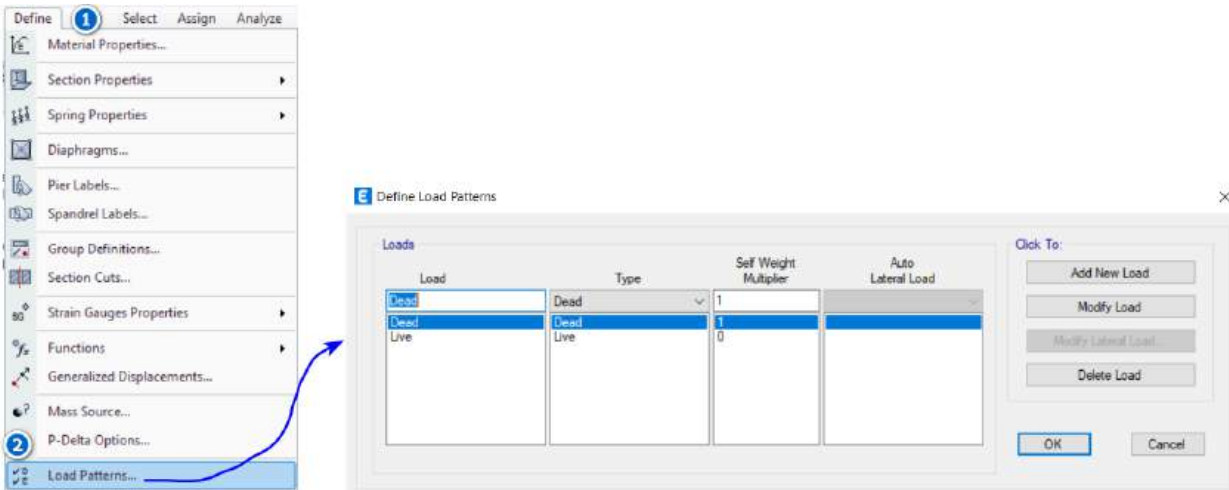
طره باشد ولی بالکن نباشد (پیش آمدگی به صورت مسکونی سر بسته باشد): بار قائم E_V وارد می شود.

هم طره باشد و هم بالکن باشد در این حالت بار زنده را نسبت به کف متصل به آن ۱.۵ برابر لحاظ می کنیم و همچنین بار قائم زلزله E_V را نیز لحاظ می کنیم.



تعریف بارها در نرم افزار

با استفاده از مسیر زیر می توان الگوهای بار را تعریف کرد.



Load: در این ستون می توان یک نام اختیاری برای الگوی بار انتخاب کرد. بهتر است تا حد امکان نام انتخاب شده بیانگر ویژگی های آن الگوی بار باشد.

Type: نوع الگوی بار موردنظر در این ستون تعریف می شود. نرم افزار ایتبس از این پارامتر برای تشخیص نوع بار، نحوه استفاده از آن در ساخت ترکیب بارهای خودکار، تشخیص بارهای قابل کاهش و ... استفاده می کند.

Self Weight Multiplier: در این ستون ضریب مشارکت وزن اسکلت در الگوی بار مربوطه مشخص می شود. برای مثال در صورتی که بخواهیم وزن اسکلت در الگوی بار مرده به طور کامل در نظر گرفته شود، برای این الگوی بار در این قسمت باید ضریب ۱ را وارد کنیم. دقت شود که این ضریب فقط باید برای یک الگوی بار برابر ۱ بوده و برای مابقی برابر صفر باشد، در غیر این صورت وزن سازه چند بار اعمال خواهد شد.

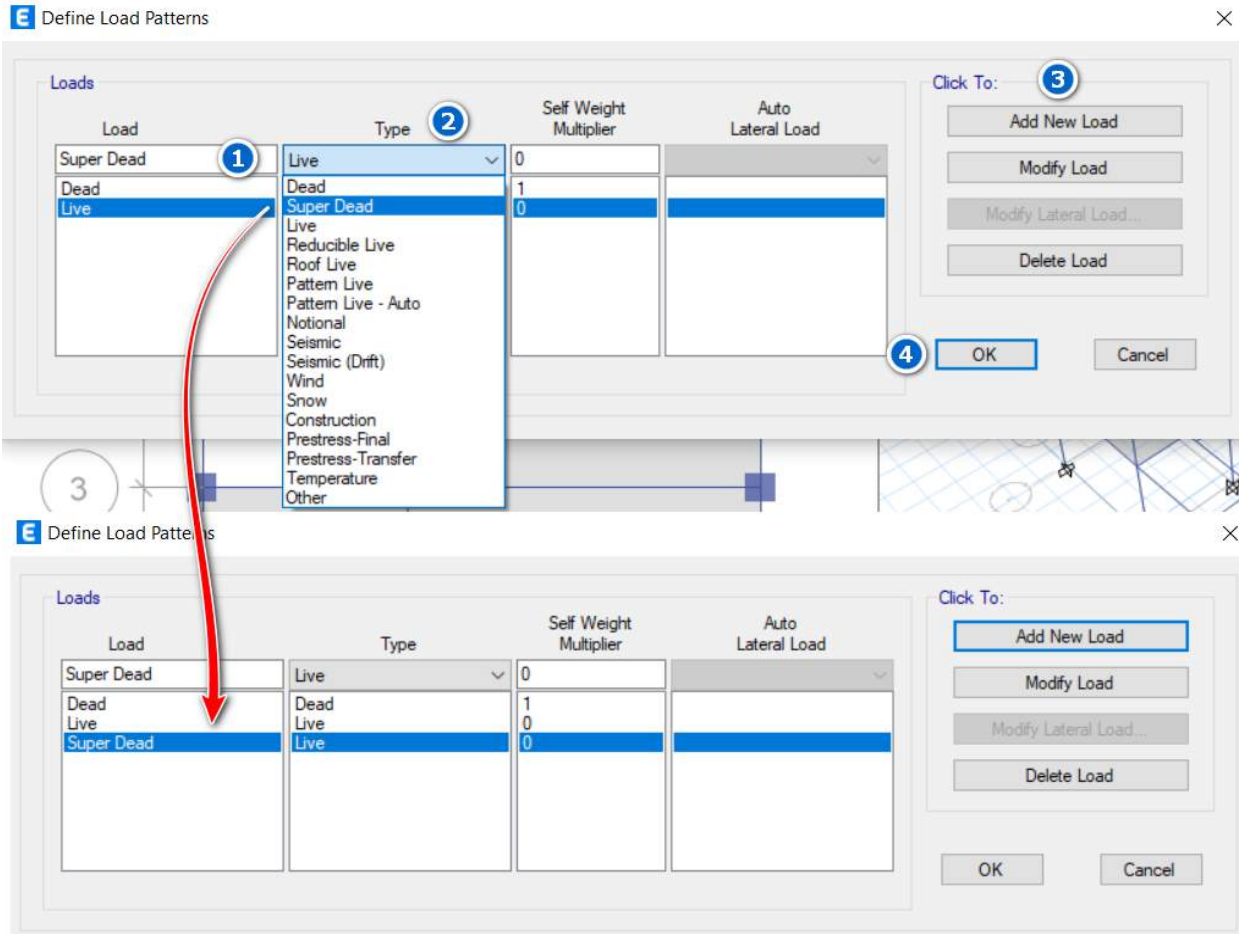
Auto Lateral Load: در این ستون رویکرد و روش محاسبه بار جانبی خودکار تعیین شده و در تعریف الگوهای بار لرزه ای کاربرد دارد.

Add New Load: افزودن یک الگوی بار جدید به لیست

Modify Load: ویرایش مشخصات یکی از الگوهای بار

Modify Lateral Load: ویرایش اطلاعات مربوط به یکی از الگوهای بار جانبی (باد و زلزله)

Delete Load: حذف یک الگوی بار از لیست



تعریف بارهای ثقیلی در نرم افزار

Dead: بار مرده

Super Dead: بار مرده کف سازی (در سازه های فولادی که سقف آنها از نوع کامپوزیت می باشد و همچنین در مواردی که نیاز به کنترل خیز دقیق دال های بتنی باشد).

Live: بار زنده غیر قابل کاهش. با ضریب ۱ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد

Live-0.5: بار زنده غیر قابل کاهش، با ضریب ۰.۵ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد

Live-Red: بار زنده قابل کاهش. با ضریب ۱ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد

Live-Red-0.5: بار زنده قابل کاهش. با ضریب ۰.۵ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد (طبق مبحث ششم استفاده از این نوع بار مجاز نیست)

Live Roof: بار زنده بام

Snow: بار برف می باشد.



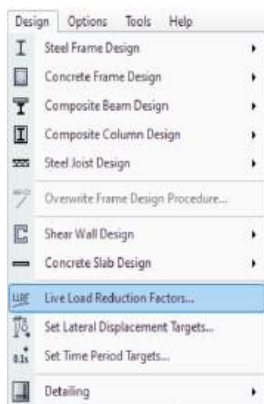
Define Load Patterns

Dead: بار مرده
Super Dead: بار مرده کف سازی (در سازه‌های فولادی که سقف آنها از نوع کامپوزیت می‌باشد و همچنین در مواردی که نیاز به کنترل خیز دقیق دال‌های بتنی باشد).
Live: بار زنده غیر قابل کاهش. با ضریب ۱ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد
Live-0.5: بار زنده غیر قابل کاهش. با ضریب ۰.۵ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد
Live-Red: بار زنده قابل کاهش. با ضریب ۱ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد
Live-Red-0.5: بار زنده قابل کاهش. با ضریب ۰.۵ در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد (طبق مبحث ششم استفاده از این نوع بار مجاز نیست)
Live Roof: بار زنده بام
Snow: بار برف می‌باشد.

بارهای ثقلی

کاهش بارهای زنده (فرمولی)

Design → Live Load Reduction Factor



حداقل درصد مشارکت بار زنده

نحوه کاربرد ضریب کاهش بار زنده

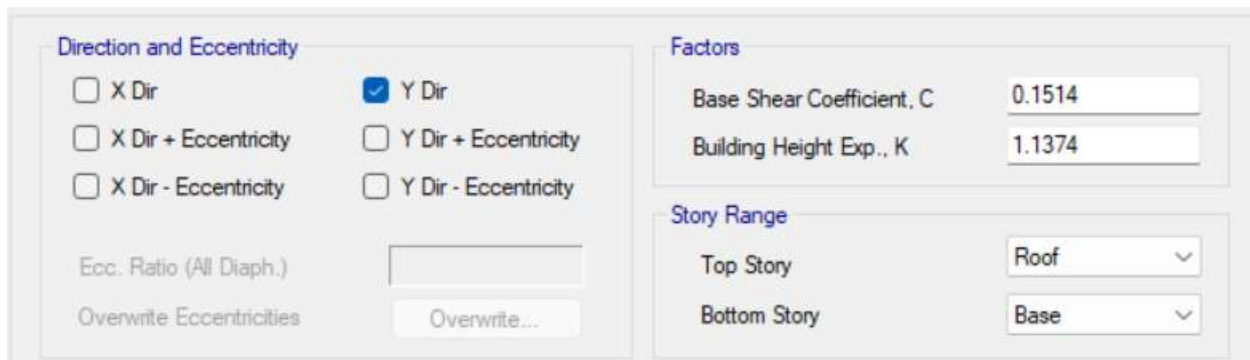
نحوه تأثیر ضریب کاهش در ستونها

$$L = L_o \left[0.25 + \frac{4/57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right]$$



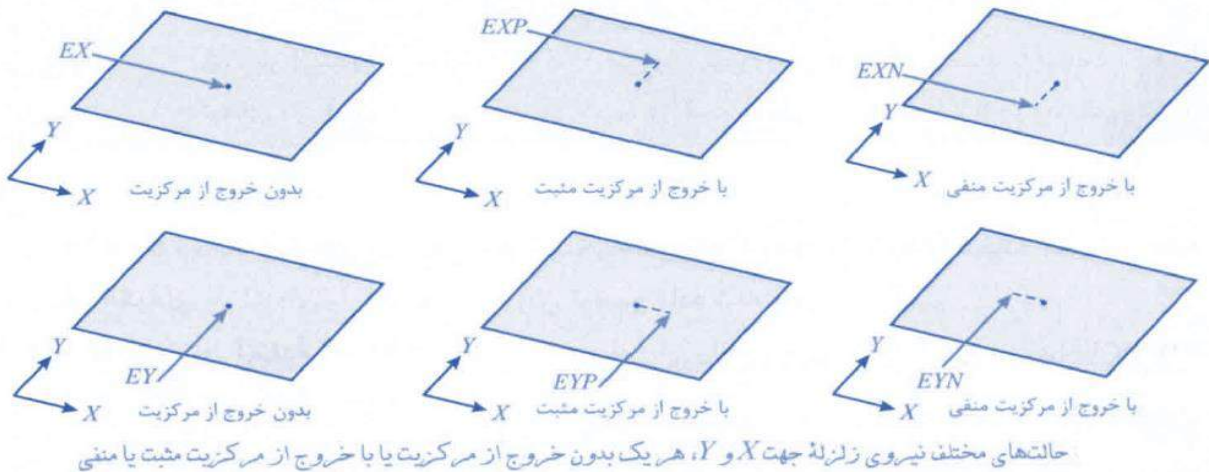
تعریف نیروی زلزله استاتیکی در نرم افزار

پس از محاسبه ضریب زلزله C و پارامتر K برای هریک از راستاهای اصلی X و Y سازه، الگوی بار Load Pattern زلزله استاتیکی به صورت زیر تعریف می شود.





از سوی دیگر براساس بند (۳-۷-۳-۳) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، نیروهای جانبی زلزله باید با یک مقدار خروج از مرکزیت به سازه اعمال شوند. برای در نظر گرفتن این موضوع، نیروی زلزله در هر دو جهت در دو حالت خروج از مرکزیت مثبت P و خروج از مرکزیت منفی N به سازه اعمال می‌شود. بنابراین در مجموع ۶ حالت کلی برای اعمال بار جانبی زلزله به سازه وجود دارد که در شکل‌های زیر ترسیم شده‌اند.



الگوی بار با خروج از مرکزیت در جهت X: EXP و EXN

الگوی بار با خروج از مرکزیت در جهت Y: EYP و EYN

در ایتبس با ورژن‌های ۲۰۱۳ به بعد می‌توان EX، EXP، EXN را به صورت همزمان تعریف کرد.

E Define Load Patterns

E Seismic Load Pattern - User Defined



E Define Load Patterns

E Seismic Load Pattern - User Defined

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

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

در صورتی که در مرحله کنترل سازه و بحث ضریب بزرگنمایی پیچش اتفاقی (A_j) مشخص گرد که مقداری بیش از ۵٪ برای خروج از مرکزیت در طبقه مورد نیاز است، اصلاحاتی باید روی این مقدار انجام شود و در نرم افزار وارد گردد. در قسمت کنترل ها مفصلاً بحث خواهد شد.



تعریف الگوی بار قائم زلزله در نرم افزار

E Define Load Patterns



Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
EZ	Other	0	User Coefficient
Live-Red-0.5	Reducible Live	0	User Coefficient
Live Roof	Roof Live	0	User Coefficient
Snow	Snow	0	User Coefficient
EX	Seismic	0	User Coefficient
EY	Seismic	0	User Coefficient
EXALL	Seismic	0	User Coefficient
EYALL	Seismic	0	User Coefficient
Wall	Other	0	User Coefficient

وقتی به Help نرم افزار مراجعه می کنیم مشاهده می شود که بار از نوع Seismic برای جهت X و Y تعریف شده است در حالی که برای قائم اشاره ای نشده است.

Seismic Load Pattern - User Defined Form

Use the **Seismic Load Pattern - User Defined** form to specify seismic coefficients for the load pattern irrespective of any code, including the direction and eccentricity, story range, base shear and building height exponent. Use the **Seismic Load Pattern form** to specify loading using code compliant parameters.

- **Direction and Eccentricity** options. Choose to specify the X or Y direction of the seismic loading, or to specify the direction with a percentage of eccentricity that is applicable to all diaphragms. Use the **Ecc Ratio (All Diaph)** edit box to specify a value for eccentricity. Five percent is the default and is entered as 0.05. The eccentricity options have meaning only when diaphragms have been assigned to **joint** or **shell** object. The program ignores eccentricities where diaphragms are not present. See the **Seismic Load Pattern** form topic for more information about how eccentricities are applied when diaphragms are present in the model.
- **Story Range** options. Choose the **Top Story** and **Bottom Story** to specify the elevation range over which the automatic static lateral loads are to be calculated. By default the bottom story is the base of the building and the top story is the uppermost level of the building. See the **Seismic Load Pattern** form topic for more information about the relationship of story range to the specification of seismic loading.
- **Factors** options. Use these edit boxes to specify the **Base Shear Coefficient** and the **Building Height Exponent, K**.



بار Mass

جهت اصلاح وزن لرزه‌ای دیوارها و تیغه‌ها، یک نوع بار خاص با نام Wall و یا Mass تعریف می‌کنیم و نوع آن را other انتخاب می‌کنیم.

فلسفه اعمال بار mass

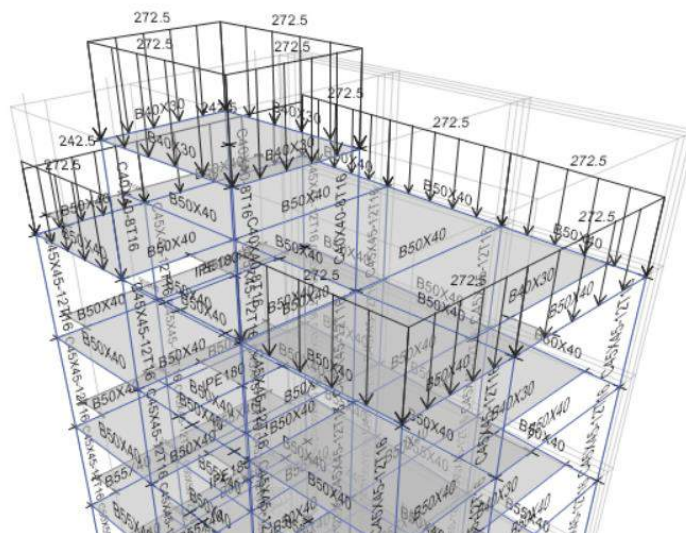
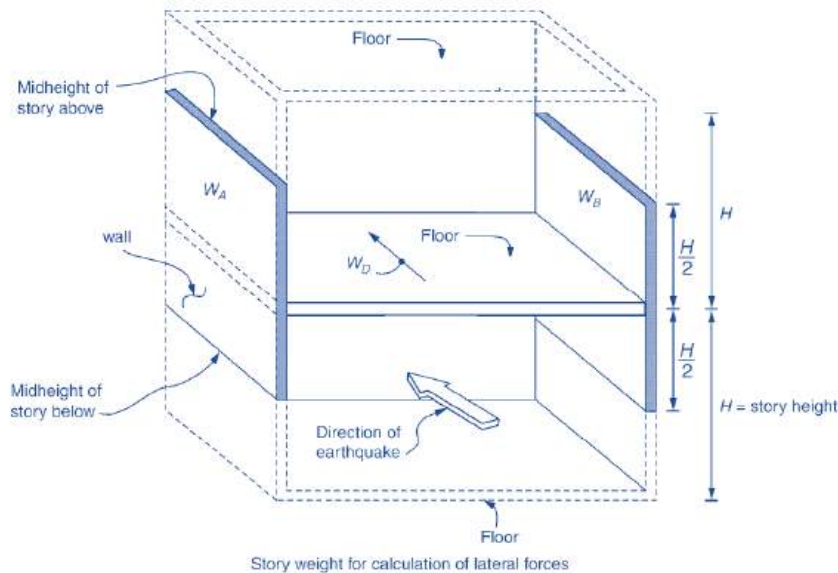
یک ساختمان چند طبقه را در نظر بگیرید؛ هنگام وقوع زلزله دیوارهای هر طبقه تمایل دارند که به سمت بیرون پرتاب شوند؛ اما تیرها و ستون‌ها از این حرکت جلوگیری می‌کنند. بنابراین هر تیر باید بتواند نیمی از وزن دیوار بالا و نیمی از وزن دیوار پایین را تحمل کرده تا از خرابی سازه جلوگیری شود. اما در سقف آخر چنین نبوده و فقط باید نصف بار دیوار زیرین توسط آن تحمل شود.

براساس بند ۳-۳-۶ از آیین نامه استاندارد ۲۸۰۰، در محاسبات نیروی زلزله، وزن هر طبقه به صورت وزن کف و قسمتی از سربار آن و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند، در نظر گرفته می‌شود که مهندسان در جهت محافظه کاری برای هر طبقه نصف وزن دیوارهای بالا و نصف وزن دیوارهای پایین را در نظر می‌گیرند.

از طرفی نرم افزار ایتبس وزن هر طبقه را برابر با وزن کف هر طبقه به علاوه وزن دیوار روی آن، در محاسبات نیروی زلزله در نظر می‌گیرد. چنانچه ارتفاع تمامی طبقات یکسان باشد، وزن طبقه طبق تعریف ایتبس و استاندارد ۲۸۰۰ یکسان است. زیرا ۲ تا نصف دیوار با یک دیوار کامل برابر است. پس نیازی به اصلاح وزن طبقات نیست. اما در طبقه بام به مشکل برمی‌خوریم؛ زیرا بر روی طبقه بام به غیر از جان‌پناه دیواری وجود ندارد. بنابراین نرم افزار ایتبس، وزن طبقه بام را همان وزن کف طبقه بام در نظر می‌گیرد. در حالی که طبق استاندارد ۲۸۰۰ باید وزن نصف دیوارهای زیرین بام نیز در نظر گرفته شود.



بنابراین نتیجه می گیریم که بین نرم افزار ایتبس و استاندارد ۲۸۰۰ در محاسبه وزن طبقه بام اختلاف وجود دارد. به عبارتی نرم افزار ایتبس وزن طبقه بام را به اندازه نصف وزن دیوارها سبک تر از مقدار واقعی آن در نظر می گیرد. این اختلاف را توسط بار mass به برنامه اعمال کرده تا وزن کلی سازه اصلاح شود.





معرفی وزن موثر لرزه‌ای در نرم‌افزار

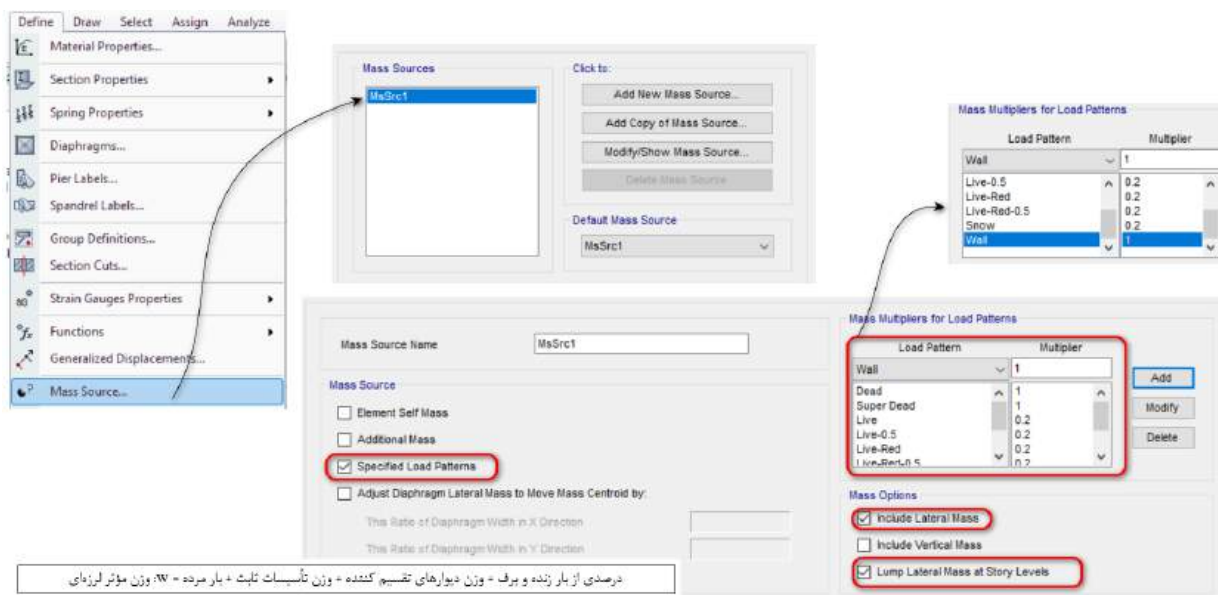
در بخش محاسبه زلزله به روش استاتیکی وزن موثر لرزه‌ای به صورت آیین‌نامه‌ای توضیح داده شده است.

درصدی از بار زنده و برف + وزن دیوارهای تقسیم کننده + وزن تأسیسات ثابت + بار مرده = W : وزن مؤثر لرزه‌ای

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

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

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



درصدی از بار زنده و برف + وزن دیوارهای تقسیم کننده + وزن تأسیسات ثابت + بار مرده = W : وزن مؤثر لرزه‌ای

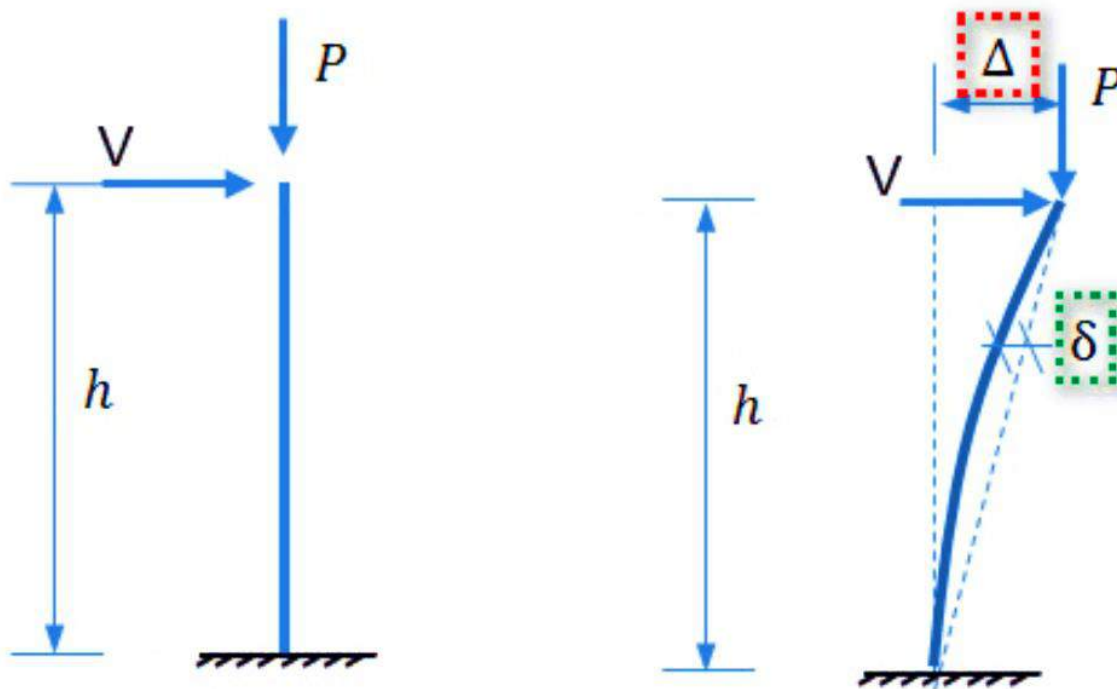
در متن آیین نامه عنوان شده که وزن تأسیسات ثابت به صورت ۱۰۰٪ در محاسبه وزن لرزه ای منظور شود. بنابراین فرض بر این است که بخشی از بار زنده بام که به صورت متصل به بام می باشد، تحت عنوان بار تأسیسات در وزن موثر لرزه ای منظور شده است. بنابراین اگر طراح احتمال دهد که در پشت بام تأسیسات ثابت خاصی در بام نصب خواهند شد، می‌تواند در محل نصب تأسیسات ثابت یک بار معادل از نوع Mass وارد کند.



اثر پی دلتا

اثر پی دلتا چیست؟

به طور کلی در آیین‌نامه‌ها اثر P-Delta رو با عنوان آثار اضافی بارها و یا آثار مرتبه دوم ازس نام می‌برند. بیابین فرض کنیم مطابق شکل زیر، یک ستون داریم که هم تحت بار محوری فشاری P قرارداره و هم تحت نیروی جانبی V قرار گرفته. ترسیم شکل تغییریافته این ستون تحت این بارها رو میشه با کمی دقت انجام داد. حتماً موافقین که ستون تحت بار جانبی میتونه تغییرشکلی به اندازه Δ داشته باشه که از روش های تحلیل سازه خطی به صورت تقریبی و تحلیل غیر خطی سازه به صورت دقیق قابل محاسبه هست و همچنین تحت نیروی محوری P ، کمی اصطلاحاً شکم بده و نسبت به راستای اصلی خودش تغییرمکانی به اندازه δ داشته باشه.



تقسیم‌بندی انواع اثر پی-دلتا

با توجه به مطالبی که گفته شد دیدیم که در شکل تغییریافته ستون پس از بارگذاری ثقلی و جانبی دو تغییرمکان Δ و δ بوجود میاد. این تغییرمکان‌ها با توجه به نیروهایی که همچنان داره به سازه وارد میشه باعث ایجاد بارهای اضافی می‌شن که در ادامه بیشتر در موردشون صحبت می‌کنیم.



در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، اثر P-Delta به نام "آثار مرتبه دوم" نام گذاری شده و به اون بارهای اضافی ای که در اثر این اتفاق به سازه تحمیل میشه میگن "آثار اضافی بارها". شکل زیر، بند مربوط به تعریف اثر پی-دلتا در مبحث دهم رو نشون میده.

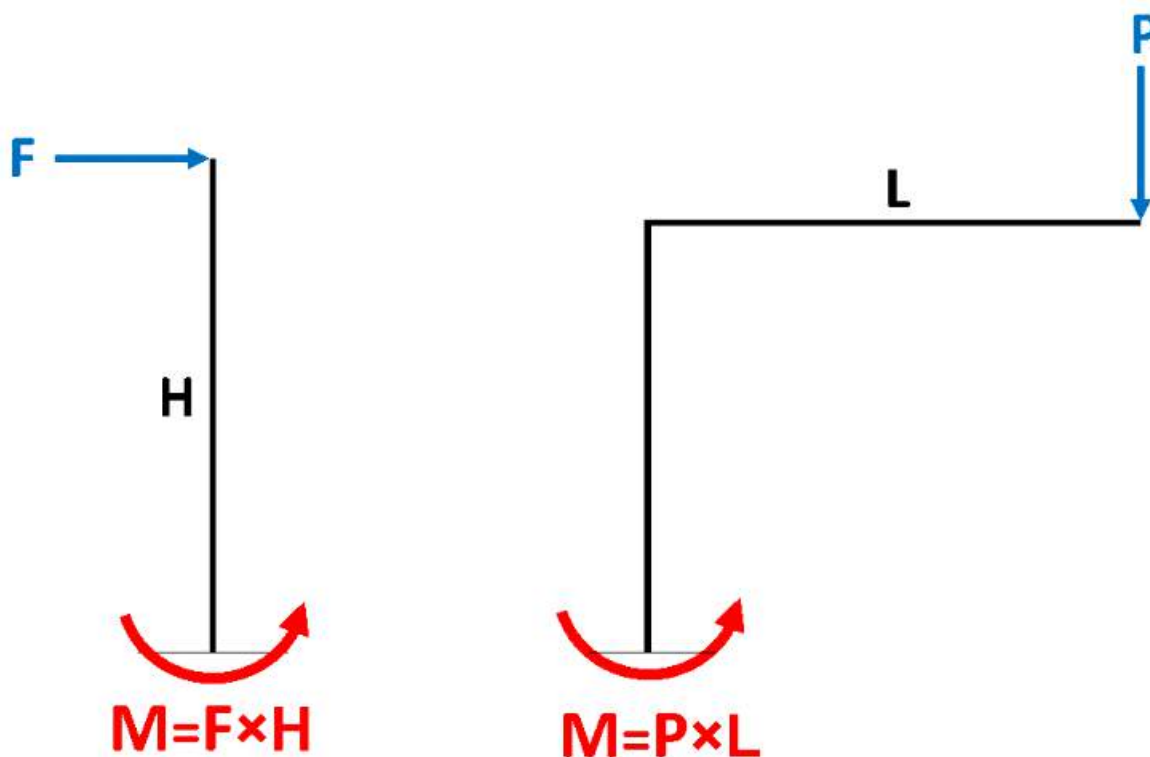
۲-۱-۲-۱۰ آثار مرتبه دوم P-Δ و P-δ

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

ب) آثار مرتبه دوم P-Δ: آثار P-Δ به آثار اضافی بارها به علت تغییر مکان جانبی نسبی اعضا مربوط می شود و سبب ایجاد نیروهای اضافی داخلی می شوند که در مقاطع اعضا به علت برون محوری ناشی از تغییر مکان جانبی یک انتهای عضو نسبت به انتهای دیگر آن به وجود می آیند. تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای عضو ممکن است به علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آنها باشد.

یادآوری:

هرگاه یک نیرو با یک فاصله، نسبت به یک نقطه مبداء وارد بشه، این نیرو حول اون نقطه ایجاد لنگر میکنه.



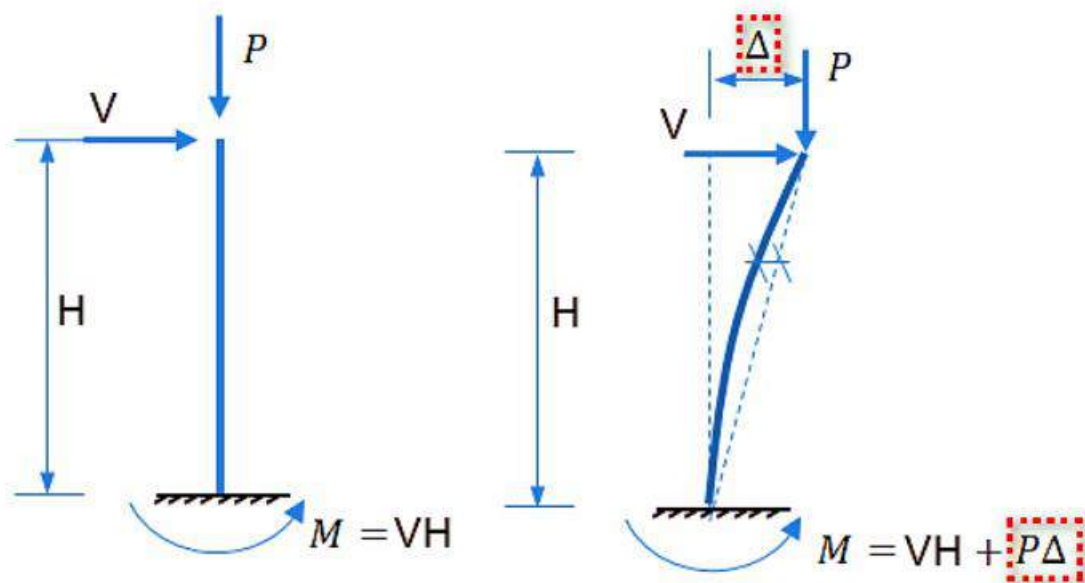


اثر Δ -P (پی-دلتای بزرگ)

فرض کنید در شکل زیر قصد داریم لنگر وارد شده در تکیه گاه رو بدست بیاریم، پس حتماً موافقین که در اینجا علاوه بر لنگری که نیروی جانبی V در تکیه گاه بوجود میاره و مقدارش برابر VH هست، یک لنگر اضافی دیگه ای هم به پای این ستون وارد میشه. چه لنگری؟!

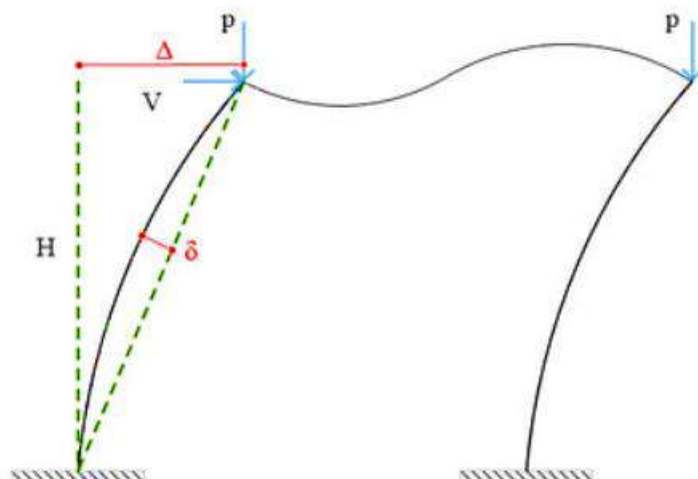
لنگری ناشی از نیروی محوری ستون یا بهتره بگیم ناشی از نیروی ثقلی (P) وارده به ستون که مقدار اون ΔP هست.

پس تا اینجا کار متوجه شدیم که تحت این تغییرمکان جانبی ایجاد شده (Δ) در ستون یک لنگر اضافی ای به مقدار ΔP به پای ستون وارد میشه. علاوه بر لنگر (VH).



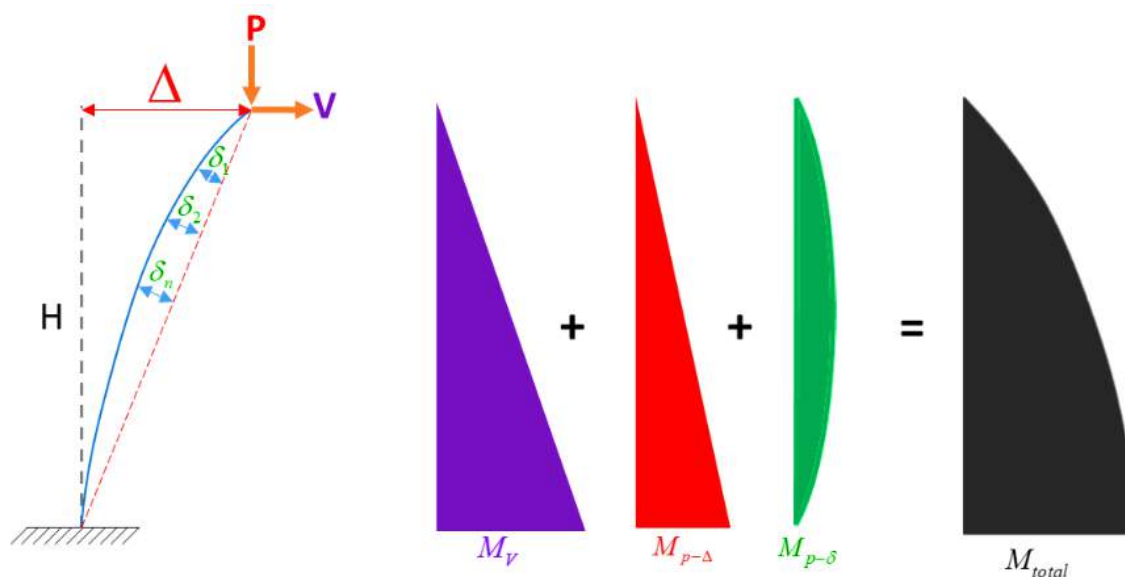
اثر P - δ (پی-دلتای کوچک)

جواب سوال بالا اینه که خیر، اگر بخواهیم کمی دقیق تر بررسی کنیم علاوه بر تغییرمکان جانبی Δ ، کمی هم انحناء یا اصطلاحاً شکم دادگی در ستون داریم که اون رو با δ نشون میدیم. این تغییرمکان δ در واقع مقدار فاصله ای هست که ستون خم شده، نسبت به خط فرضی ستون در حالت غیرخم شده در هر نقطه از طول خودش داره. به عنوان مثال در شکل زیر δ شکم دادگی مربوط به وسط طول ستون هست. بنابراین از ضرب این تغییرمکان های δ در نیروی ثقلی P ، لنگرهای خمشی اضافی ای در خود ستون بوجود میاد که دلیلش همون انحناء یا شکم دادگی ستون هست. (لازمه این رو هم بدونید که اثر پی-دلتای کوچک یا همون P - δ معمولاً در ستون های لاغر (با ارتفاع زیاد) قابل توجه و بحرانی میشه).



مقدار لنگرهای اضافی ایجاد شده

برای درک بهتر اینکه هر کدام از آثار اضافی (پی-دلتای کوچک و بزرگ) به چه اندازه می‌تونه در یک عضو لنگر خمشی رو اضافه کنه بهتره شکل زیر رو مشاهده کنید.



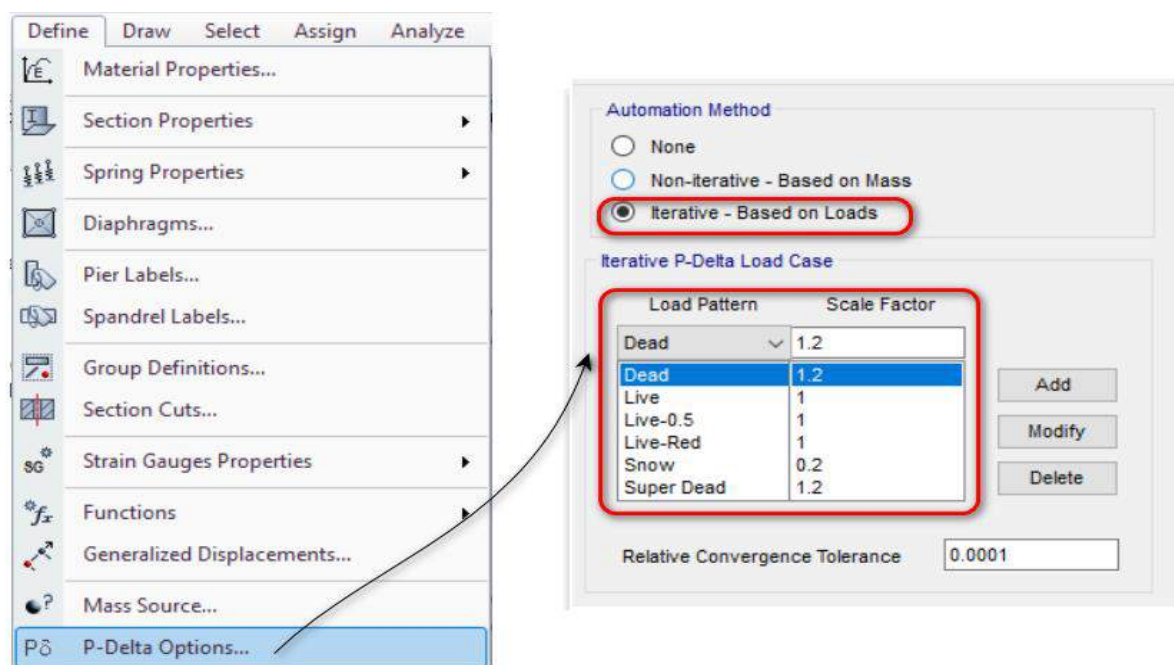
همونطور که در شکل بالا مشاهده می‌کنید سهم لنگر هر قسمت به تفکیک مشخص شده و در نهایت لنگر وارده به این عضو با M_{total} نمایش داده شده است.



اثر پی دلتا در نرم افزار ایتبس

برای این کار بایستی پس از تعریف تمامی بارهای وارده به سازه، از منوی Define به قسمت تنظیمات پی دلتا وارد بشیم. (مانند تصویر زیر)

ترکیب بار اثر P-delta برای سازه‌هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه‌هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. در صورتی که ترکیب بار لرزه‌ای حاکم باشد، می‌توان ترکیب بار P-delta را به صورت $1.2\text{Dead} + \text{Live} + 0.2\text{Snow}$ وارد کرد. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده بام (L Roof) وجود ندارد.



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



زلزله در دو راستای متعامد (قاعده ۳۰-۱۰۰)

براساس بند (۳-۱-۴) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در صورتی که در ساختمانی یکی از شرایط وجود داشته باشد، باید اثر همزمانی زلزله در دو راستای متعامد ساختمان در نظر گرفته شود:

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

الف- ساختمان های نامنظم در پلان

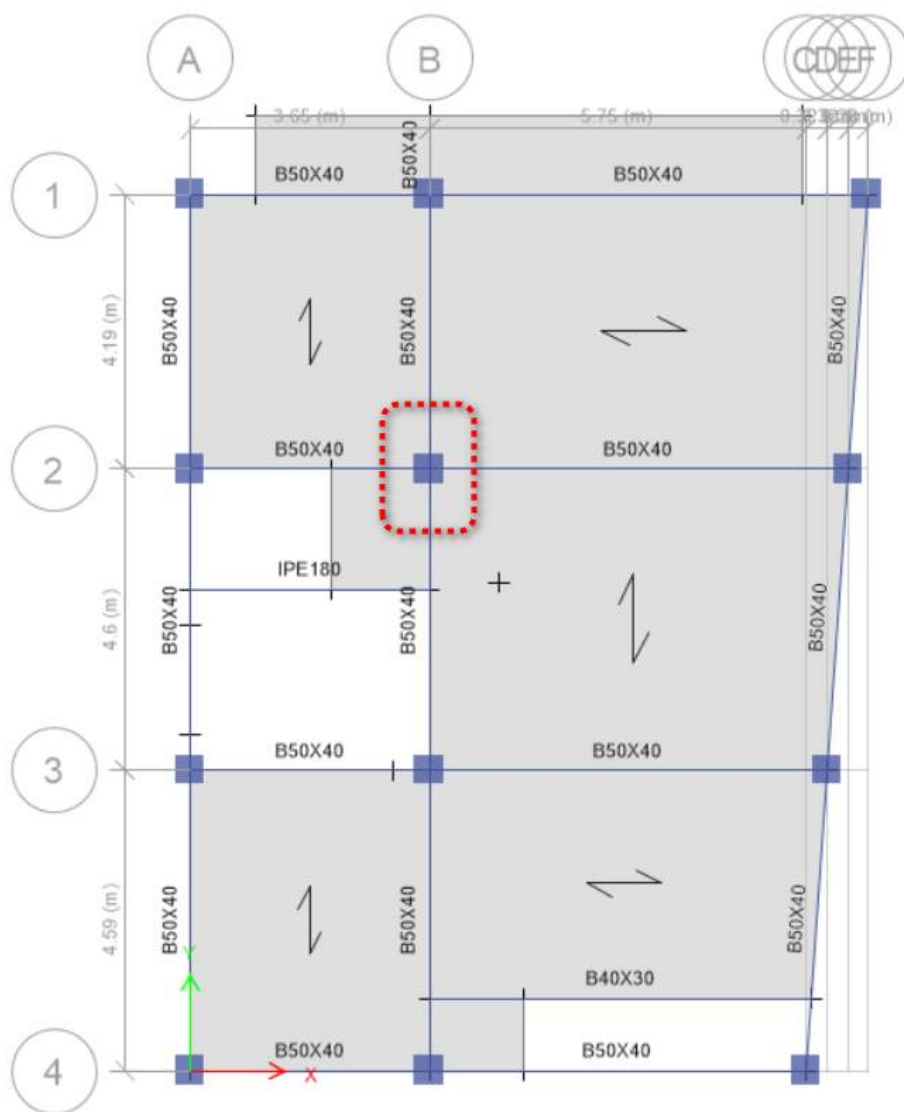
ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود و یا می توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می شود، الزامی نیست.

۳-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

با توجه به اینکه در ساختمان های بتنی اتصال مفصلی نداریم، قاب ها از نوع خمشی بوده و همه ستون ها در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی قرار می گیرند، بنابراین می توان نتیجه که تقریباً در طراحی همه قاب های بتنی باید اثر ۳۰-۱۰۰ در نظر گرفته شود.

در شکل ربرو ستون نشان داده شده در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی (۱ و ۲) قرار گرفته است.



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



Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Modal	Modal - Eigen
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
Roof	Linear Static
Snow	Linear Static
Mass	Linear Static
EX	Linear Static
EXAI	Linear Static
EY	Linear Static
EXAI+0.3EY	Linear Static
EXAI-0.3EY	Linear Static
EYAI+0.3EX	Linear Static
EYAI-0.3EX	Linear Static

Click to:

- Add New Case...
- Add Copy of Case...
- Modify/Show Case...
- Delete Case
- Show Load Case Tree...

OK Cancel

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
EY	Linear Static
EYAI	Linear Static
EXDrift	Linear Static
EYDrift	Linear Static
EZ	Linear Static
EXAI+0.3EY	Linear Static
EXAI-0.3EY	Linear Static
EYAI+0.3EX	Linear Static
EYAI-0.3EX	Linear Static

General

Load Case Name: EXAI+0.3EY

Load Case Type: Linear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings

Iterative based on loads

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EXAI	1
Load Pattern	EY	0.3

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

EXAI+0.3EY	Linear Static
EXAI-0.3EY	Linear Static
EYAI+0.3EX	Linear Static
EYAI-0.3EX	Linear Static

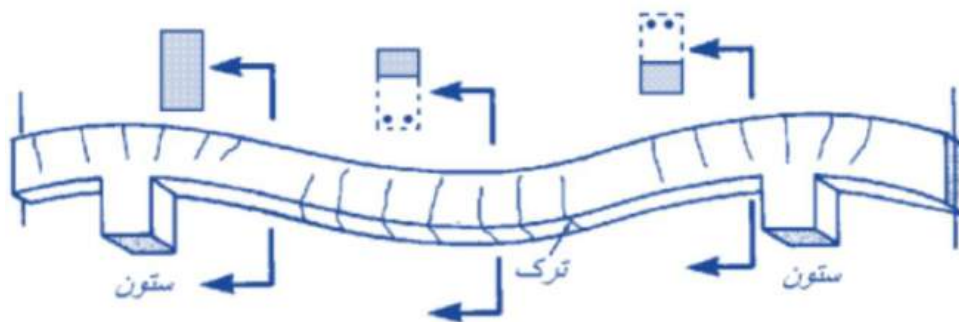


ترک خوردگی اعضای بتنی

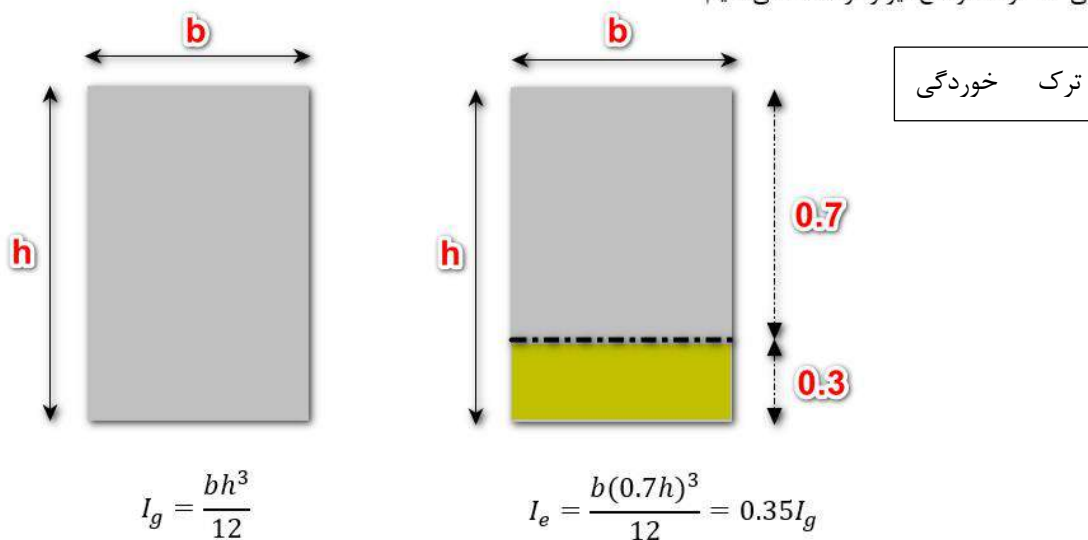
در سازه‌های بتنی یکی از دلایل ترک خوردگی بتن دوران مقاطع است که باعث افزایش کرنش و به دنبال آن افزایش تنش در تارهای کششی مقطع موردنظر می‌شود که در نتیجه قسمت‌هایی از مقطع دچار ترک خوردگی خواهد شد.

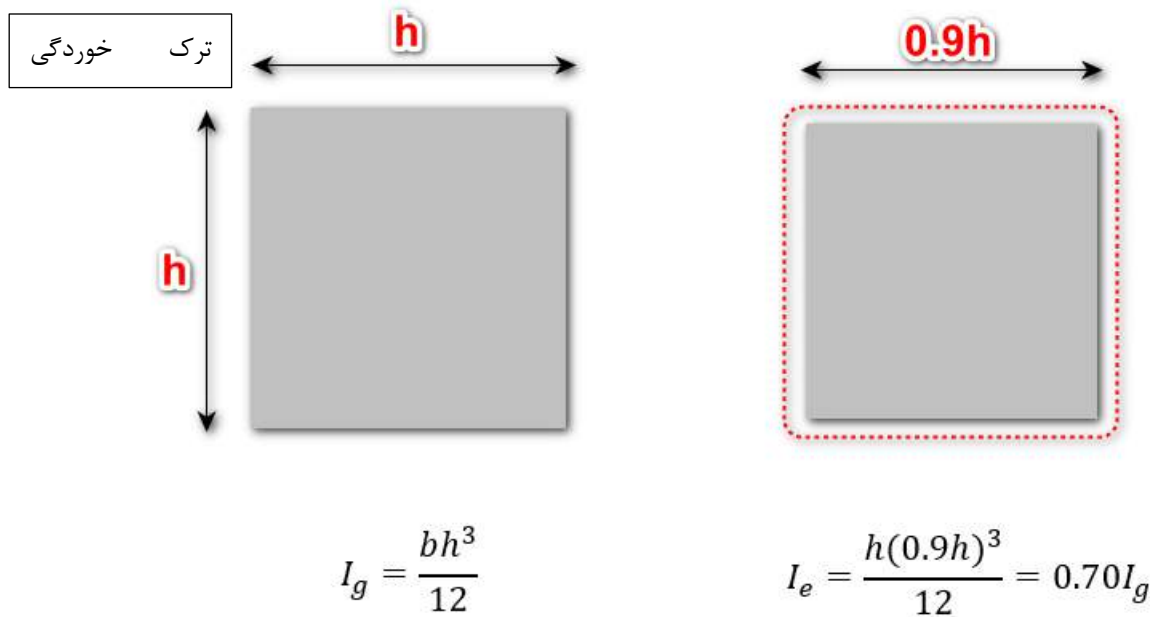
از آنجایی که سختی اعضا با ممان اینرسی اعضا مرتبط است و از طرفی اعضای سازه (تیر و ستون و ...) بر اساس سختی خود نیروهای اعمال شده با سازه را جذب می‌کنند لذا در تحلیل سازه‌های بتنی جهت توزیع درست نیروهای اعمال شده به سازه لازم است ممان‌های اینرسی اعضا اصلاح شود که این اصلاح ممان‌های اینرسی در قالب مفهوم ترک خوردگی در آیین‌نامه‌های مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانی بتن آرمه) و استاندارد ۲۸۰۰ عنوان شده است.

لازم به ذکر است که اصلاح ضرایب ترک خوردگی باعث بهینه شدن طرح سازه خواهد شد.



یعنی ۳۰ درصد ارتفاع تیر را از دست می‌دهیم.





جدول ۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب دار

عضو و شرایط آن	ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای تغییر شکل برشی
ستون ها	$0.7I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
دیوارها	$0.7I_g$		
	$0.35I_g$		
تیرها	$0.35I_g$		
دال های تخت و دال های قارچی	$0.25I_g$		



برای محاسبه دقیق ضرایب ترک خوردگی می‌توان از جدول (۶-۲-ب) آبا استفاده کرد.

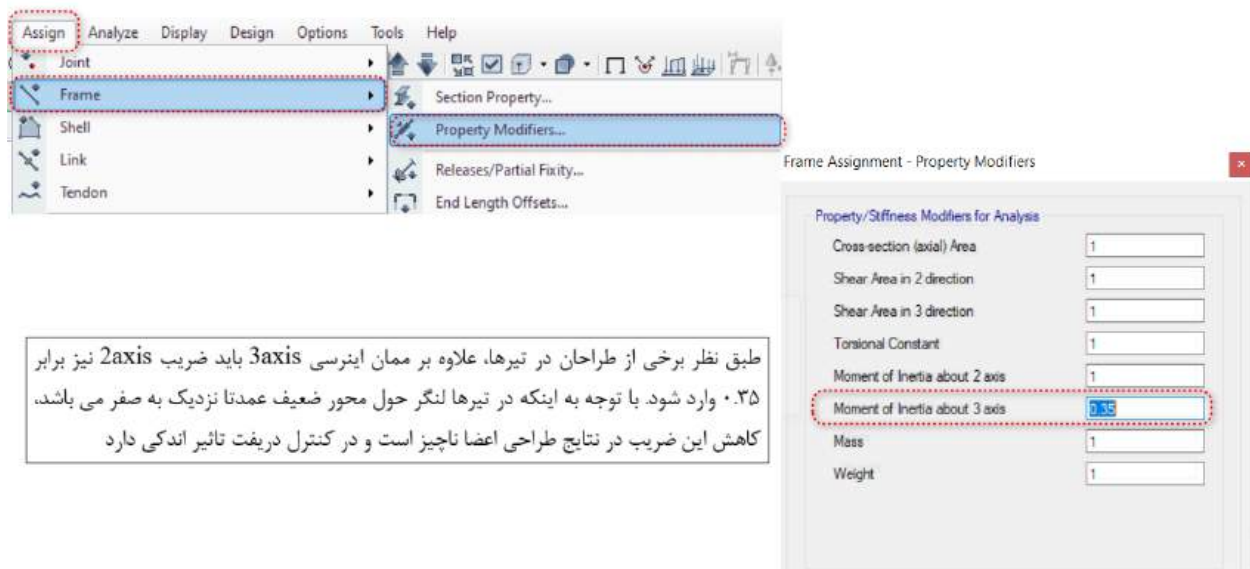
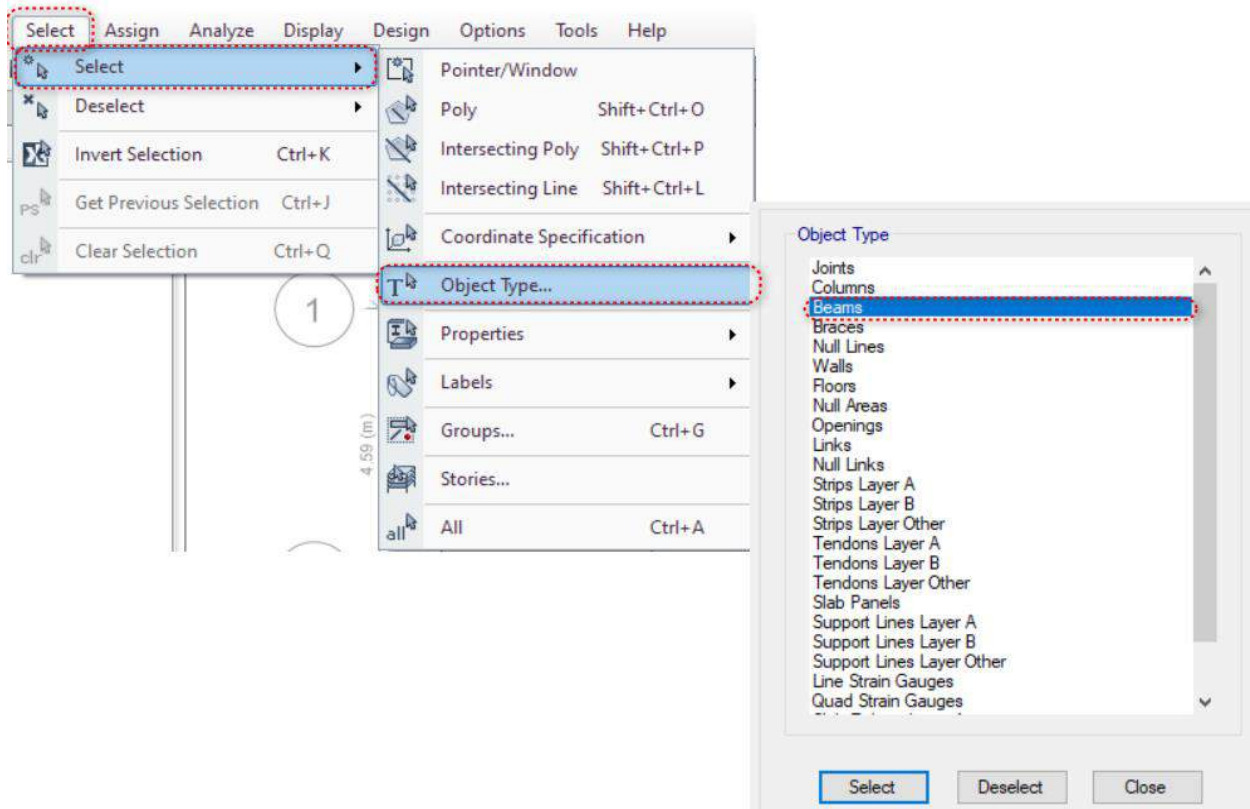
جدول ۶-۲-ب مقادیر دقیق تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

مقادیر ممان اینرسی			عضو
حداکثر	I	حداقل	
$0.875I_g$	$(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g})(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0})I_g$	$0.35I_g$	ستون‌ها و دیوارها
$0.5I_g$	$(0.10 + 25\rho)(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d})I_g$	$0.25I_g$	تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی
تبصره - در اعضای خمشی ممتد می‌توان برای I مقدار متوسط آن را در مقاطع با لنگرهای خمشی مثبت و منفی بحرانی در نظر گرفت. همچنین برای M_u و P_u باید از مقادیر متعلق به ترکیب بار مورد نظر، و یا ترکیبی که حداقل مقدار I را به دست می‌دهد، استفاده کرد.			



اعمال ضرایب ترک خوردگی به تیرها

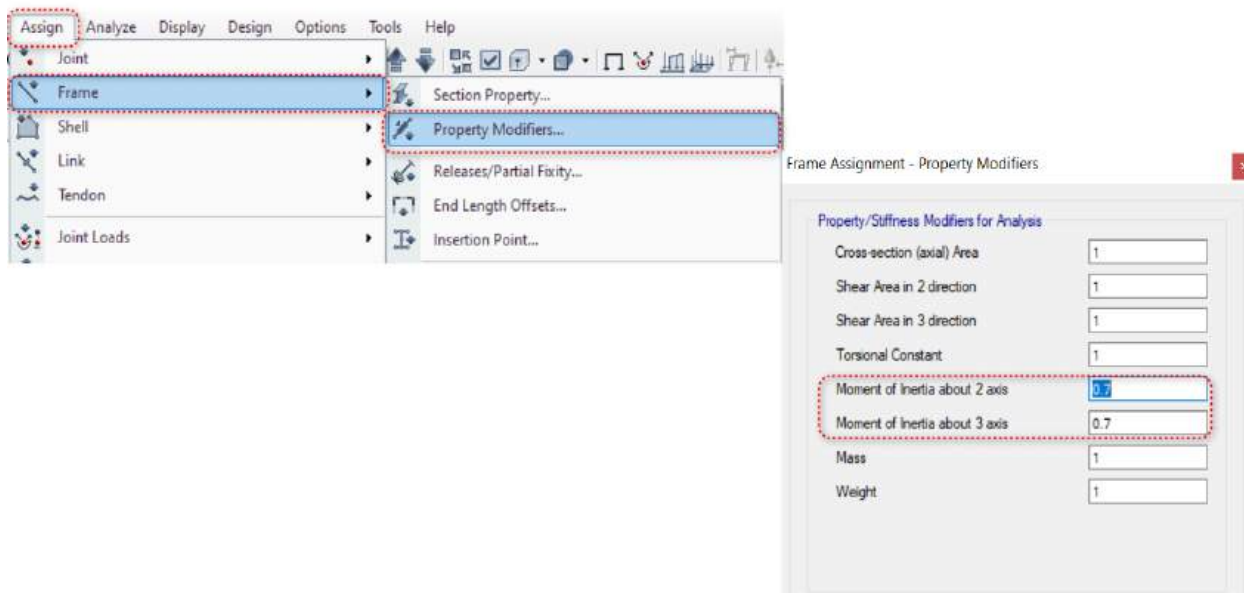
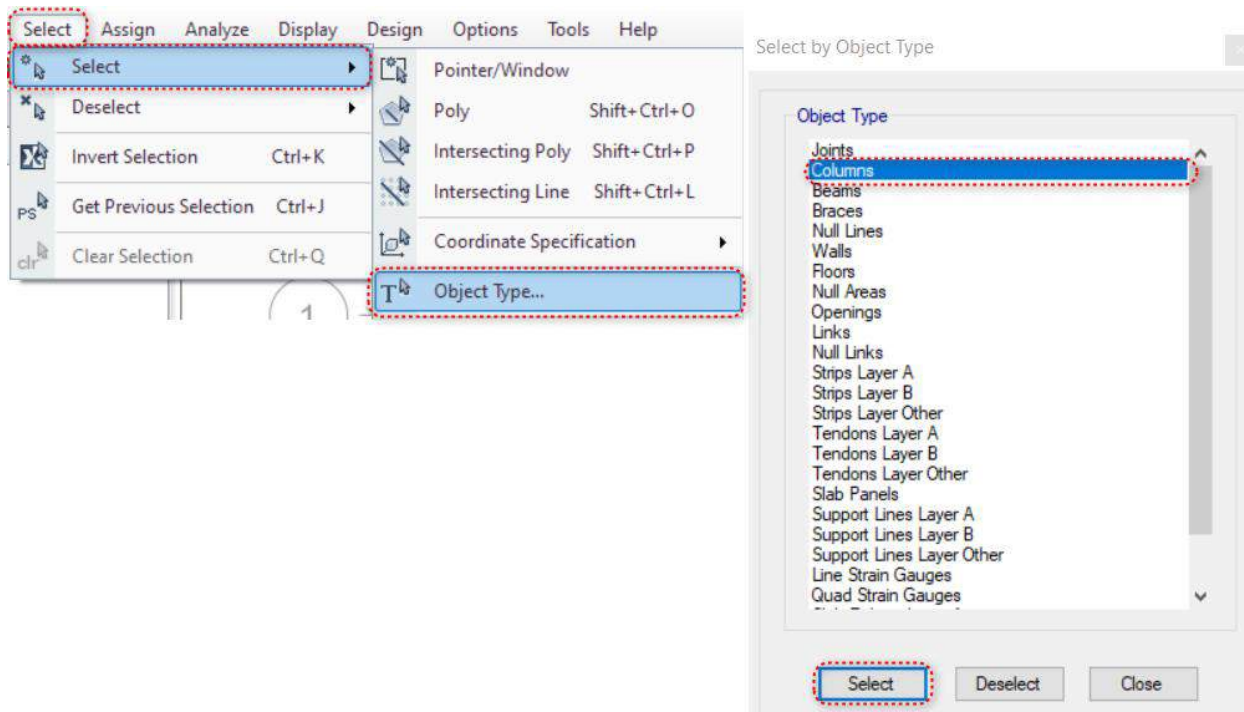
ابتدا تمامی تیرها را مطابق شکل زیر انتخاب می کنیم.





اعمال ضرایب ترک خوردگی به ستون‌ها

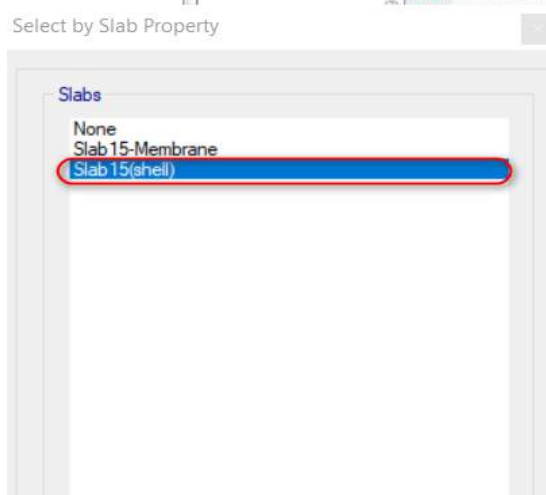
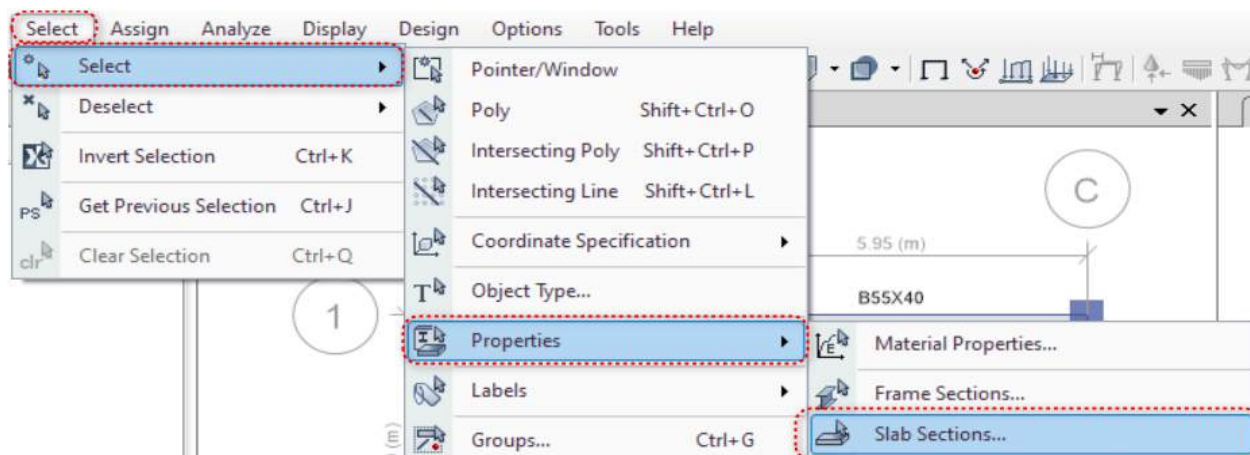
ابتدا تمامی ستون‌ها را مطابق شکل زیر انتخاب می‌کنیم.



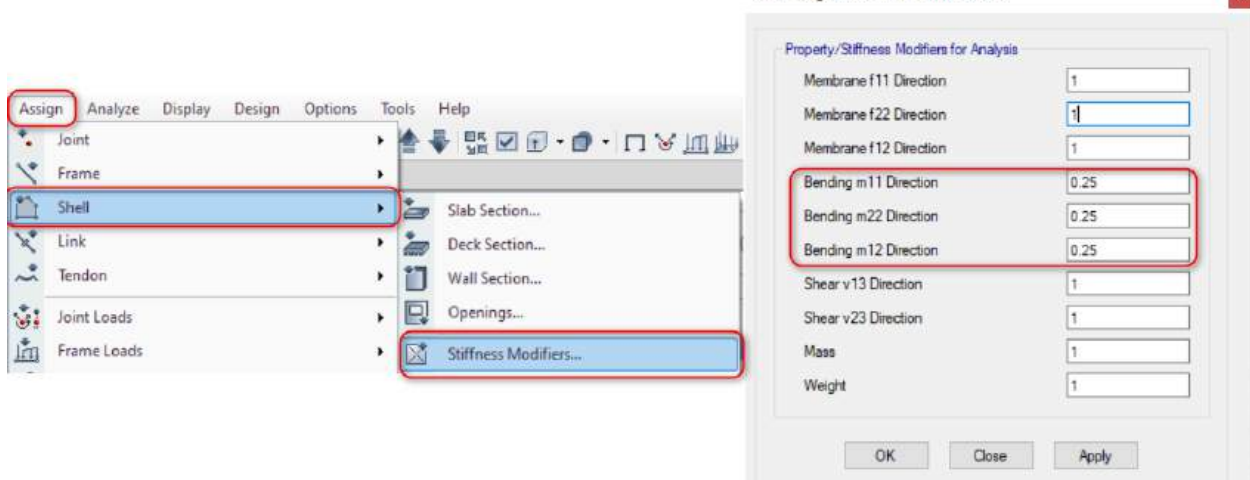


اعمال ضرایب ترک خوردگی به دال ها

در جدول مربوط به آبا ضریب سختی دال ها نیز برابر ۰.۲۵ پیشنهاد شده است بنابراین می توان دال ها را از نوع Shell مدل کرده و ضرایب سختی خمشی (m_{11} , m_{22} , m_{12}) را برابر ۰.۲۵ وارد کرد.



Shell Assignment - Stiffness Modifiers





آنالیز سازه

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

کنترل مدل

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

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

Warning

Model has been checked, 20 warning messages

Story 1, B5 & B27 are too close [10]. Check at (17990 15015 3200)

Story 1, F15 & B15 are too close [20]. Check at (18000 12000 3200)

Story 1, F15 & B23 are parallel and too close [20]. Check at (18000 12020 3200)

Story 1, F15 & B6 are too close [20]. Check at (18000 12000 3200)

Story 1, F15 & B6 are too close [20]. Check at (18000 18000 3200)

Story 1, F15 & B5 are parallel and too close [20]. Check at (20000 18020 3200)

Story 1, F15 & B23 are too close [20]. Check at (18000 12020 3200)

Story 1, F15 & B5 are too close [20]. Check at (18000 18020 3200)

Story 1, F15 & B27 are too close [10]. Check at (17990 15015 3200)

Story 1, F11 & B27 are too close [10]. Check at (17990 15015 3200)

Story 1, 5 & 28 are too close. Check at (18000 18000 3200)

Story 1, 6 & 31 are too close. Check at (18000 12000 3200)

Story 1, 30 & 34 are too close. Check at (18000 15000 3200)

Story 1, 34 & B6 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story 1, 34 & F15 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story 1, 34 & F11 are too close. Check at (17990 15015 3200)

Story 1, 34 & F14 are too close. Check at (17990 15015 3200)

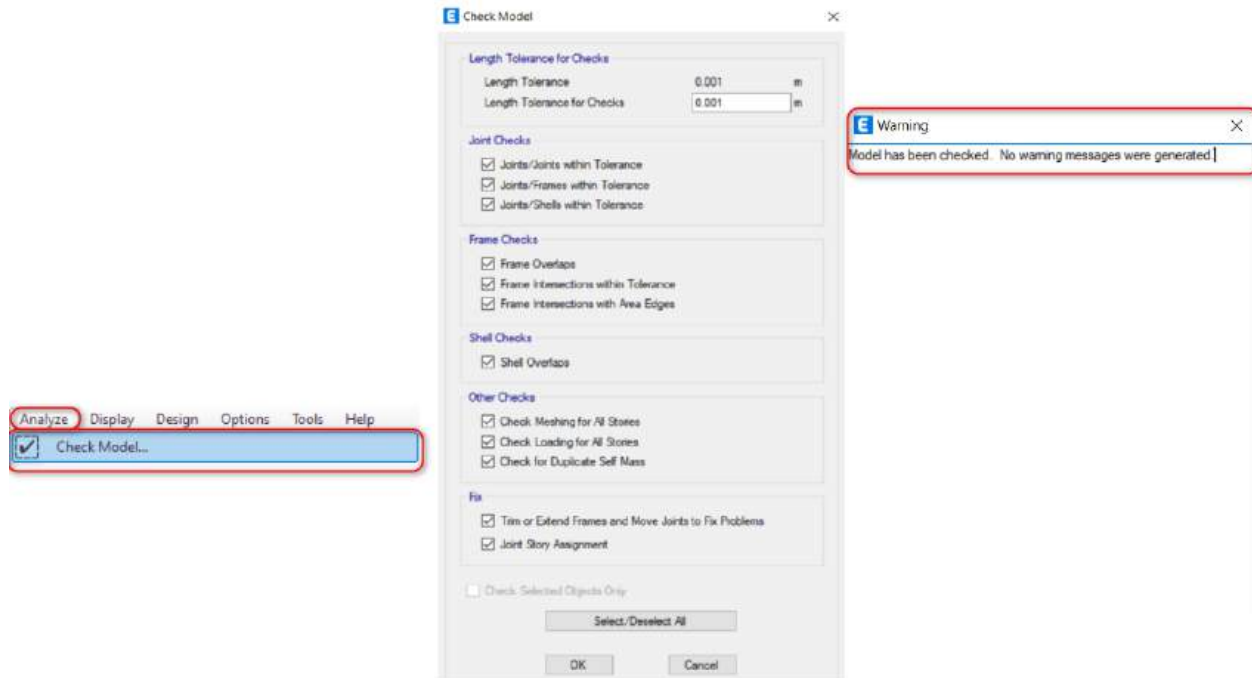
Story 1, F15 & F11 are too close. Check at (18000 12020 3200)

Story 1, F15 & F14 are too close. Check at (18000 12020 3200)

Check Selected Objects

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

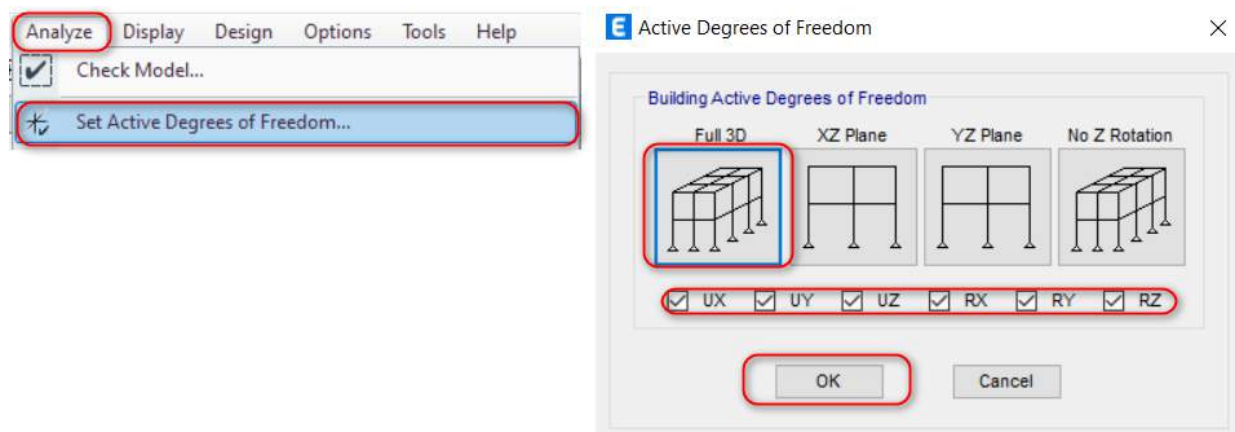
Get Previous Selection (Ctrl+J)



در صورتی که ایرادی در مدل سازی وجود نداشته باشد، پیغام شکل بالا نمایش داده خواهد شد.

تنظیم درجات آزادی سازه

برای تعیین درجات آزادی سازه که به صورت معمول مدل سه بعدی می باشد از گزینه ی زیر استفاده می شود. با انتخاب تعداد درجات آزادی سازه، مقدار پاسخ های سازه در آن درجات آزادی امکان تهیه و مشاهده دارند. یعنی نرم افزار برای آن درجات آزادی که انتخاب می کنیم نتایج را محاسبه نموده و نمایش خواهد داد.

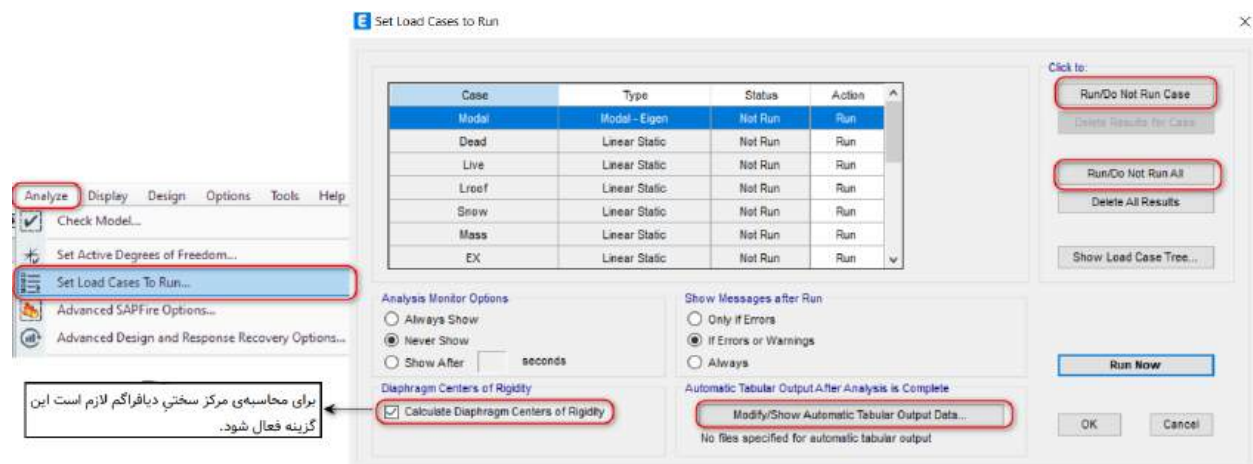


در سازه های سه بعدی گزینه Full 3D انتخاب می شود.



انتخاب الگوهای بار برای تحلیل

در صورتی که بخواهیم تعدادی از الگوهای بار تعریف شده، تحلیل نشوند، می‌توان از این قسمت آنها را انتخاب و بوسیله گزینه Run/Do Not Run Case تحلیل آنها را غیر فعال نمود. در صورتی که قرار باشد همه بارهای تعریف شده تحلیل شوند، نیازی به این مرحله نخواهد بود. اما بوسیله این مرحله می‌توان تعدادی از بارها از جمله بارهای مربوط به ترکیبات بار ۳۰-۱۰۰ و یا پیچش تصادفی را که احیاناً در پروژه نیاز نیست بدون حذف آنها غیرفعال نموده به گونه‌ای که نتایج آنها در تحلیل آورده نشود.



تحلیل مودال

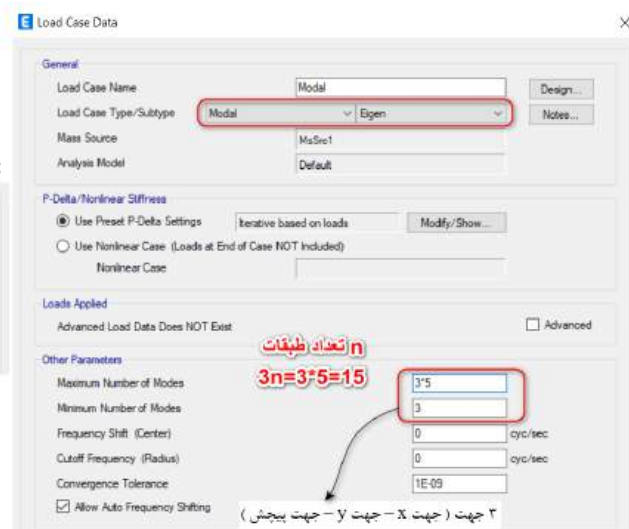
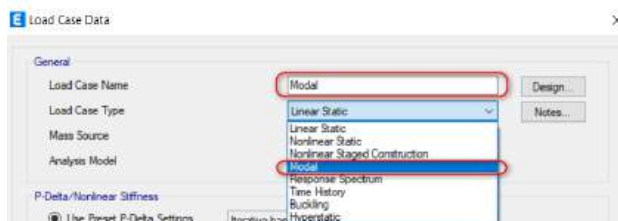
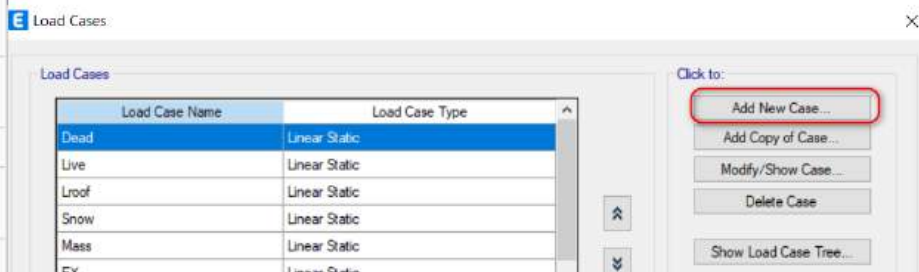
به شکل‌های مختلف ارتعاش سازه مودهای ارتعاشی سازه گویند و تعداد مودهای ارتعاشی برابر تعداد درجات آزادی سازه می‌باشد. (درجات آزادی: راستاهای مستقلى که سازه می‌توانند در آنها حرکت کنند)

یک سازه در ۳ جهت (جهت X – جهت Y – جهت پیچش) درجات آزادی خواهد داشت بنابراین تعداد مودهای ارتعاشی در هر طبقه ۳ عدد می‌باشد و برای یک سازه n طبقه تعداد مودهای ارتعاشی ۳n می‌باشد.

هر مود ارتعاشی دارای یک زمان تناوب مخصوص به خود می‌باشد و هدف از تعریف این مودها این است که می‌خواهیم بفهمیم که هر مود چه سهمی از نیروی زلزله دارد و برای ما مود ارتعاشی مهم است که بیشترین سهم را به خود اختصاص دهد.



تعریف تعداد مودها در نرم افزار



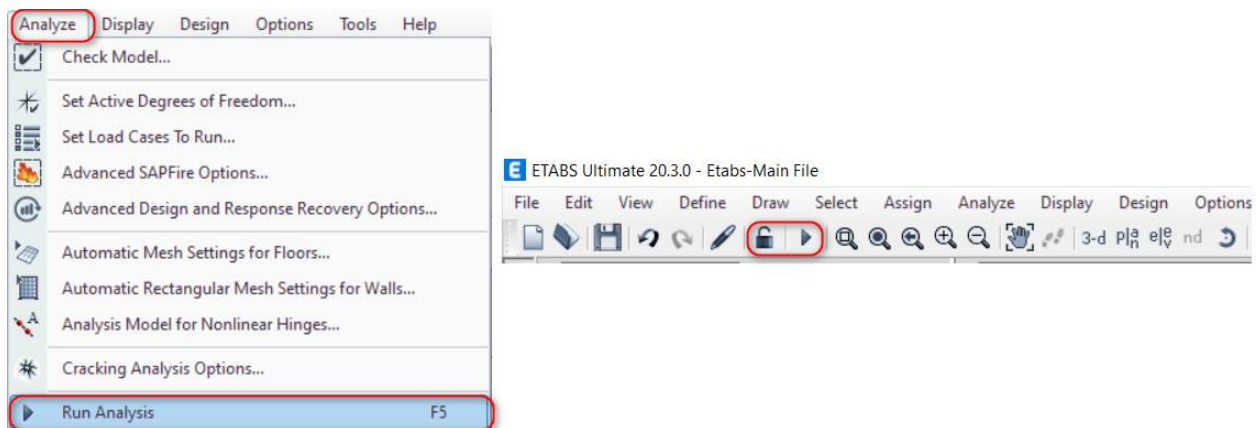


انجام تحلیل

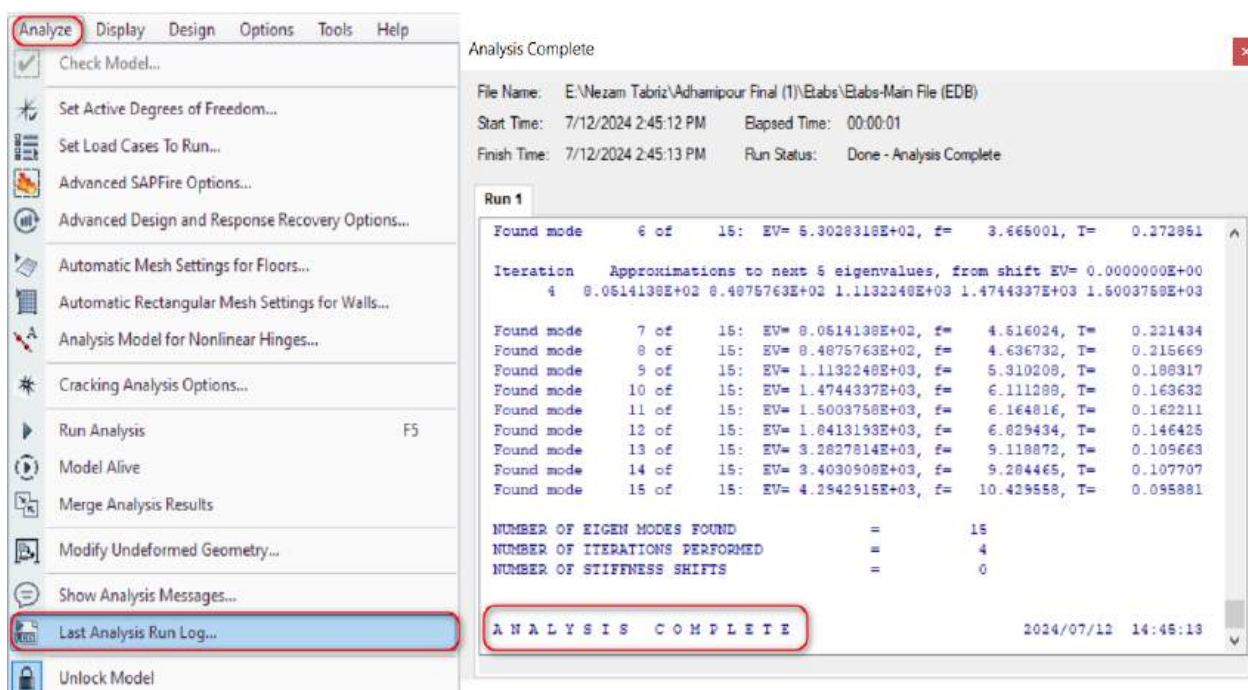
Analyze > Run Analysis

مسیر:

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



در گزارش تحلیل نباید هیچ گونه WARNING وجود داشته باشد. در صورت وجود WARNING باید سازه بررسی و مشکل رفع گردد. در صورتی که نتوان WARNING را برطرف نمود باید مدلسازی و تحلیل سازه دوباره انجام شود. و در پایان هر گزارش باید ANALYSIS COMPLETE مشاهده گردد.



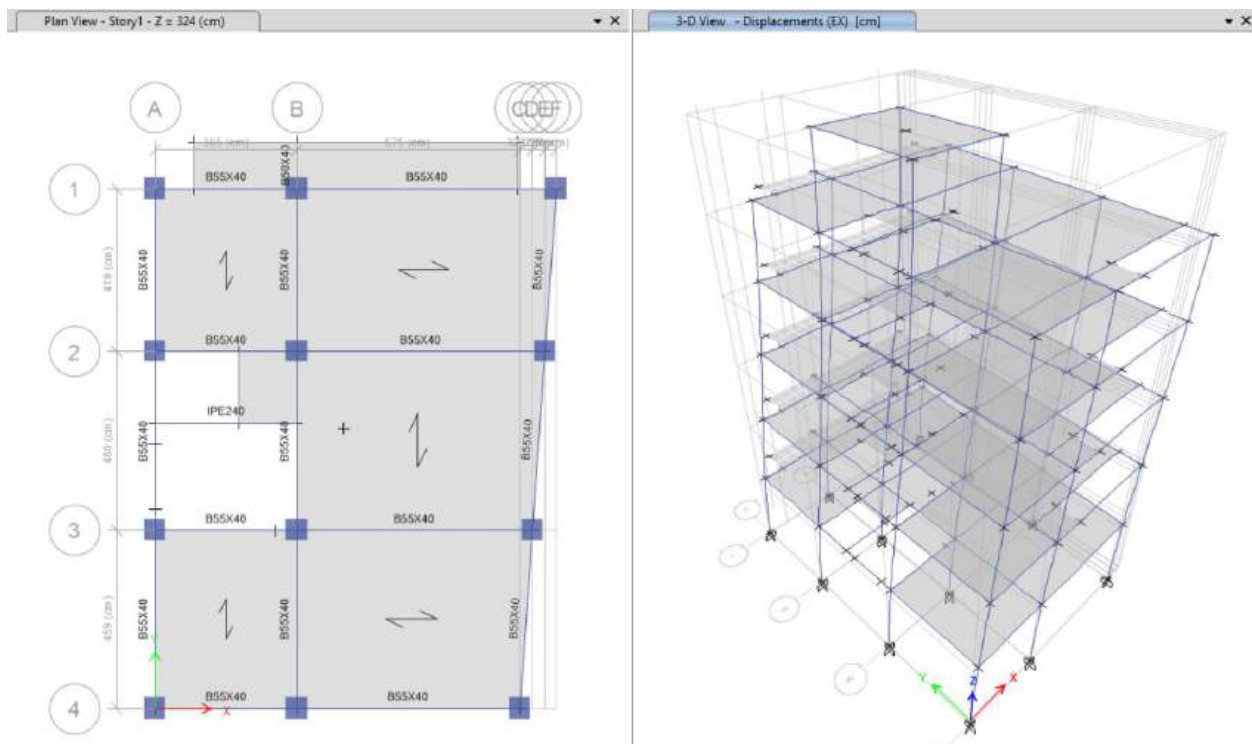
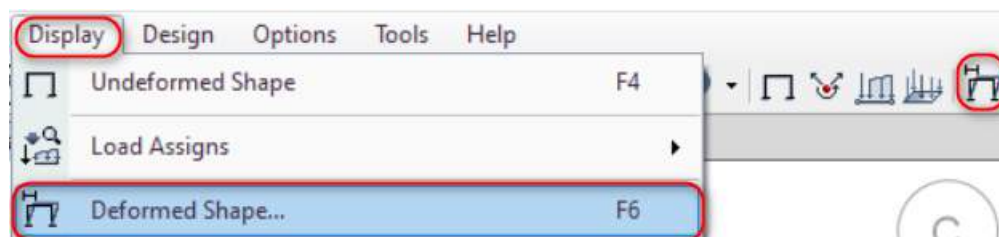


نمایش نتایج آنالیز

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

نمایش اشکال مودی و دوره تناوب سازه

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





کنترل نظم پیچشی سازه

Story	Output Case	Case Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Roof	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.002911	0.002666	1.092
Roof	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.003181	0.002694	1.181
Roof	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.002641	0.002639	1.001
Roof	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002146	0.002096	1.024
Roof	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002285	0.002113	1.081
Roof	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002149	0.002078	1.034
Story4	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.004581	0.004218	1.086
Story4	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.005022	0.004261	1.179
Story4	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.004212	0.004176	1.009
Story4	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003537	0.003445	1.027
Story4	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003766	0.003474	1.084
Story4	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003524	0.003416	1.032
Story3	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.005026	0.004643	1.082
Story3	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.005524	0.004689	1.178
Story3	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.004666	0.004597	1.015
Story3	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.00407	0.003951	1.03
Story3	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.00433	0.003984	1.087
Story3	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.004024	0.003917	1.027
Story2	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.004701	0.004344	1.082
Story2	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.005166	0.004387	1.178
Story2	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.004365	0.004301	1.015
Story2	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.00371	0.003602	1.03
Story2	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003953	0.003632	1.088
Story2	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003675	0.003571	1.029
Story1	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.00259	0.00242	1.07
Story1	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.002818	0.002423	1.163
Story1	EXAll	LinStatic	Diaph D1 X	0.002471	0.002417	1.023
Story1	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002165	0.002105	1.028
Story1	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002305	0.002122	1.086
Story1	EYAll	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002151	0.002088	1.03

✓ نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان متوسط (Ratio) مشاهده می‌شود که در تمامی طبقات و در هر دو جهت کمتر از ۱/۲ بوده که نشانگر این می‌باشد که سازه از نظر پیچشی منظم محسوب می‌شود.



کنترل زمان تناوب سازه

برای آنکه زمان تناوب تحلیلی سازه را محاسبه نمائیم از فایل اصلی یک کپی گرفته که بنام Period Time موجود می‌باشد و در این فایل با اصلاح ضرایب ترک خوردگی ستون ها از ۰/۷ به ۱ و تیرها از ۰/۳۵ به ۰/۵ طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم زمان تناوب تحلیلی را استخراج می‌نمائیم:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.853	0.7253	0.0175
Modal	2	0.801	0.0158	0.7623
Modal	3	0.701	0.035	0.0004
Modal	4	0.281	0.1216	0.0017
Modal	5	0.269	0.001	0.1199
Modal	6	0.235	0.0041	0.0022
Modal	7	0.177	0.0016	0.0214
Modal	8	0.175	0.0253	0.0015
Modal	9	0.157	0.0000232	0.000006539
Modal	10	0.134	0.0101	0.0194
Modal	11	0.129	0.021	0.0145
Modal	12	0.12	0.0034	0.0031
Modal	13	0.089	0.0138	0.0057
Modal	14	0.088	0.0068	0.0145
Modal	15	0.08	0.0016	0.0008

زمان تناوب تحلیلی جهت $X = 0.853$ ثانیه

زمان تناوب تحلیلی جهت $Y = 0.801$ ثانیه

✓ در هر دو جهت زمان تناوب تحلیلی بزرگتر از زمان تناوب تجربی بدست آمده می‌باشد بنابراین برای طراحی سازه از زمان تناوب تجربی استفاده نموده و از زمان تناوب تحلیلی برای کنترل دریافت استفاده می‌نمائیم.



کنترل دریفیت سازه

کنترل دریفیت با مقادیر مجاز:

❖ برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$$\Delta_M \leq \Delta_a \Rightarrow C_d \Delta_{eu} \leq 0.025h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.025}{C_d}$$

❖ برای سایر ساختمان‌ها

$$\Delta_M \leq \Delta_a \Rightarrow C_d \Delta_{eu} \leq 0.020h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.020}{C_d}$$

✓ بر اساس بند ۳-۵-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در سازه‌های منظم کنترل دریفیت مرکز جرم

انجام خواهد شد و بر اساس بند ۳-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در سازه‌های نامنظم پیچشی

باید کنترل دریفیت برای لبه‌های کناری انجام شود.

$$\frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.025}{C_d} = \frac{0.025}{4.5} = 0.005555$$

$C_{DRIFT} =$	0.139798945
$K_{DRIFT} =$	1.1765

$C_{DRIFT} =$	0.14728402
$K_{DRIFT} =$	1.1505



Story	Output Case	Case Type	Item	Max Drift	Avg Drift
Roof	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.002718	0.00249
Roof	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.00297	0.002516
Roof	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.002466	0.002464
Roof	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002095	0.002046
Roof	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002231	0.002063
Roof	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002098	0.002029
Story4	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.004267	0.00393
Story4	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.004678	0.003969
Story4	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.003924	0.00389
Story4	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.00345	0.00336
Story4	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003674	0.003388
Story4	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003437	0.003332
Story3	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.004668	0.004313
Story3	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.005131	0.004355
Story3	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.004334	0.00427
Story3	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003966	0.00385
Story3	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.00422	0.003882
Story3	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003922	0.003817
Story2	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.004353	0.004022
Story2	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.004784	0.004062
Story2	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.004042	0.003982
Story2	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003612	0.003506
Story2	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003847	0.003535
Story2	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.003577	0.003476
Story1	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.002394	0.002236
Story1	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.002604	0.002239
Story1	EXDrift	LinStatic	Diaph D1 X	0.002284	0.002233
Story1	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002105	0.002047
Story1	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002242	0.002064
Story1	EYDrift	LinStatic	Diaph D1 Y	0.002093	0.002031



مقاطع سازه

Elevation View - A





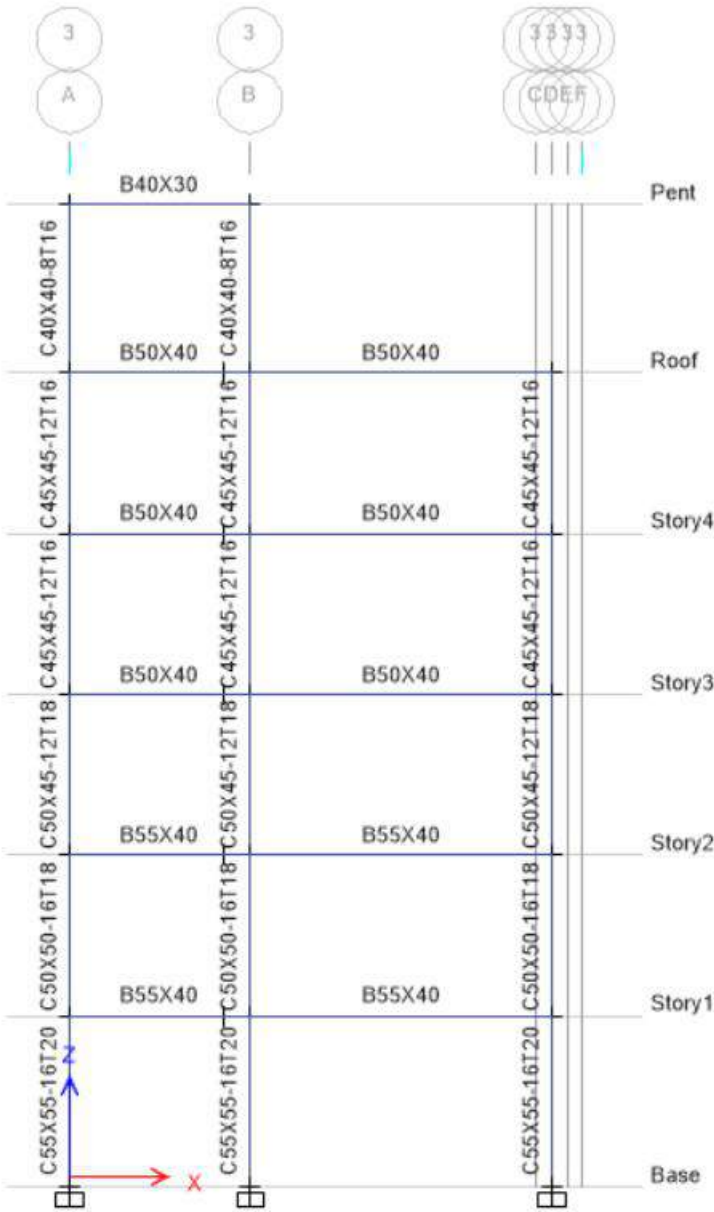
Elevation View - B

▼ X



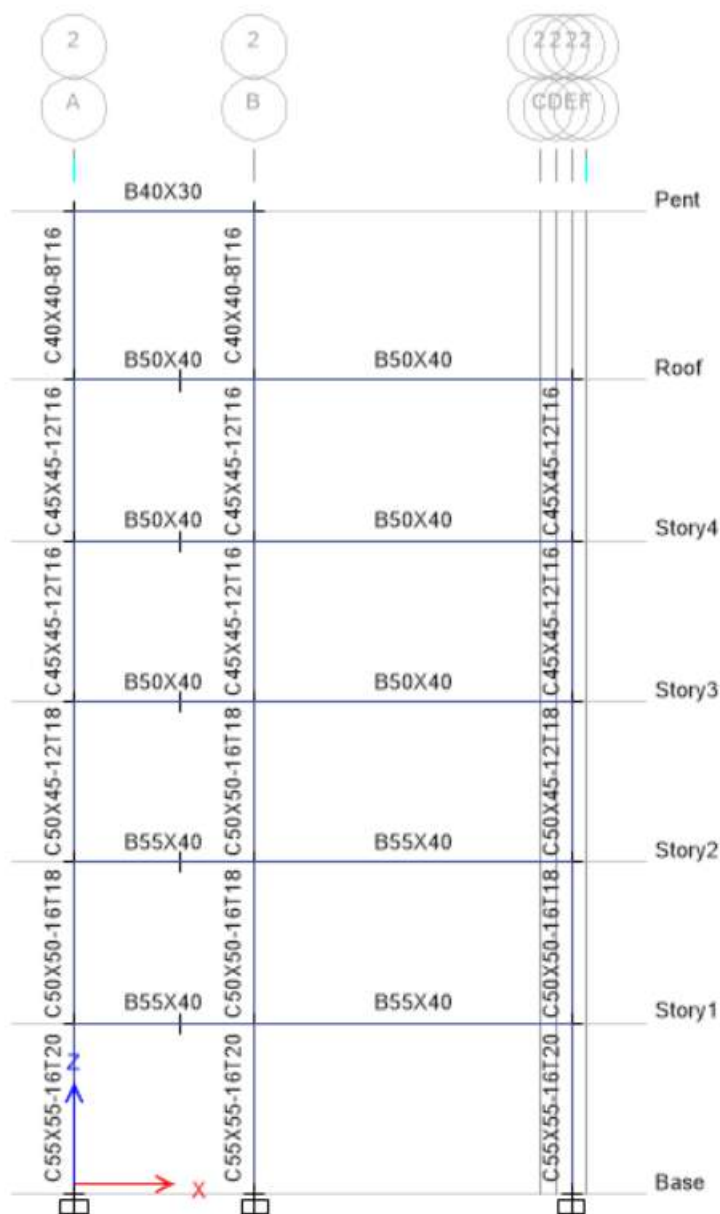


Elevation View - 3



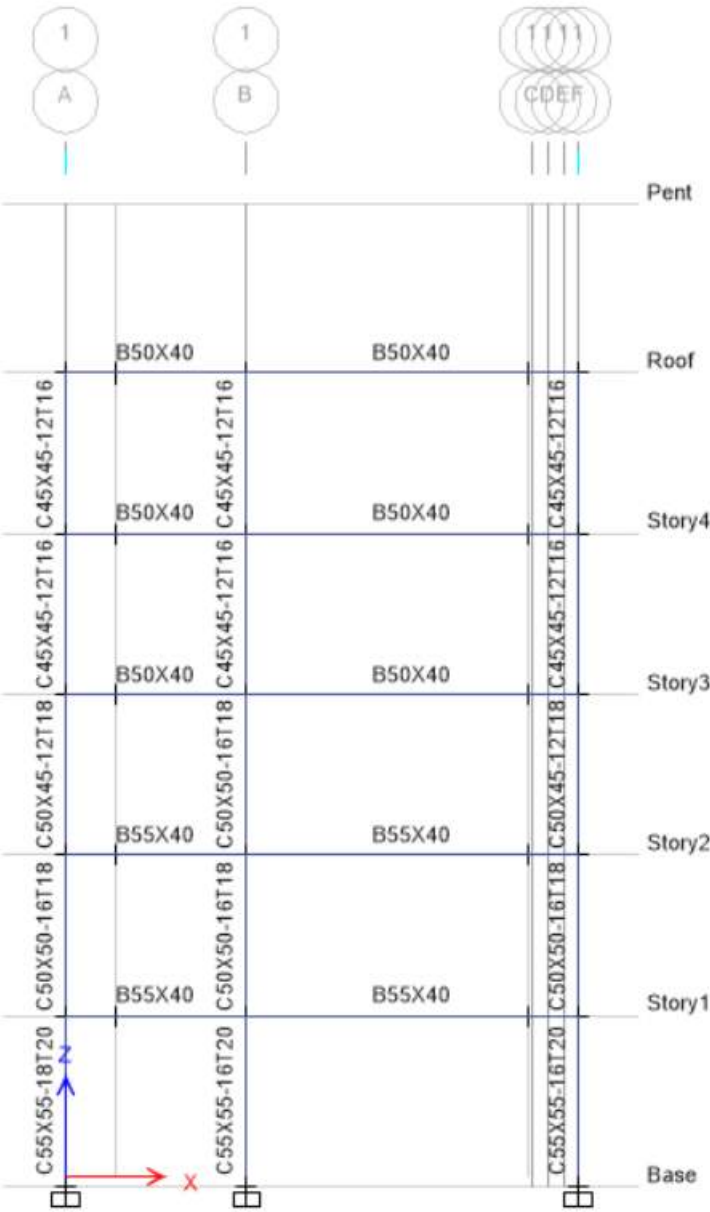


Elevation View - 2



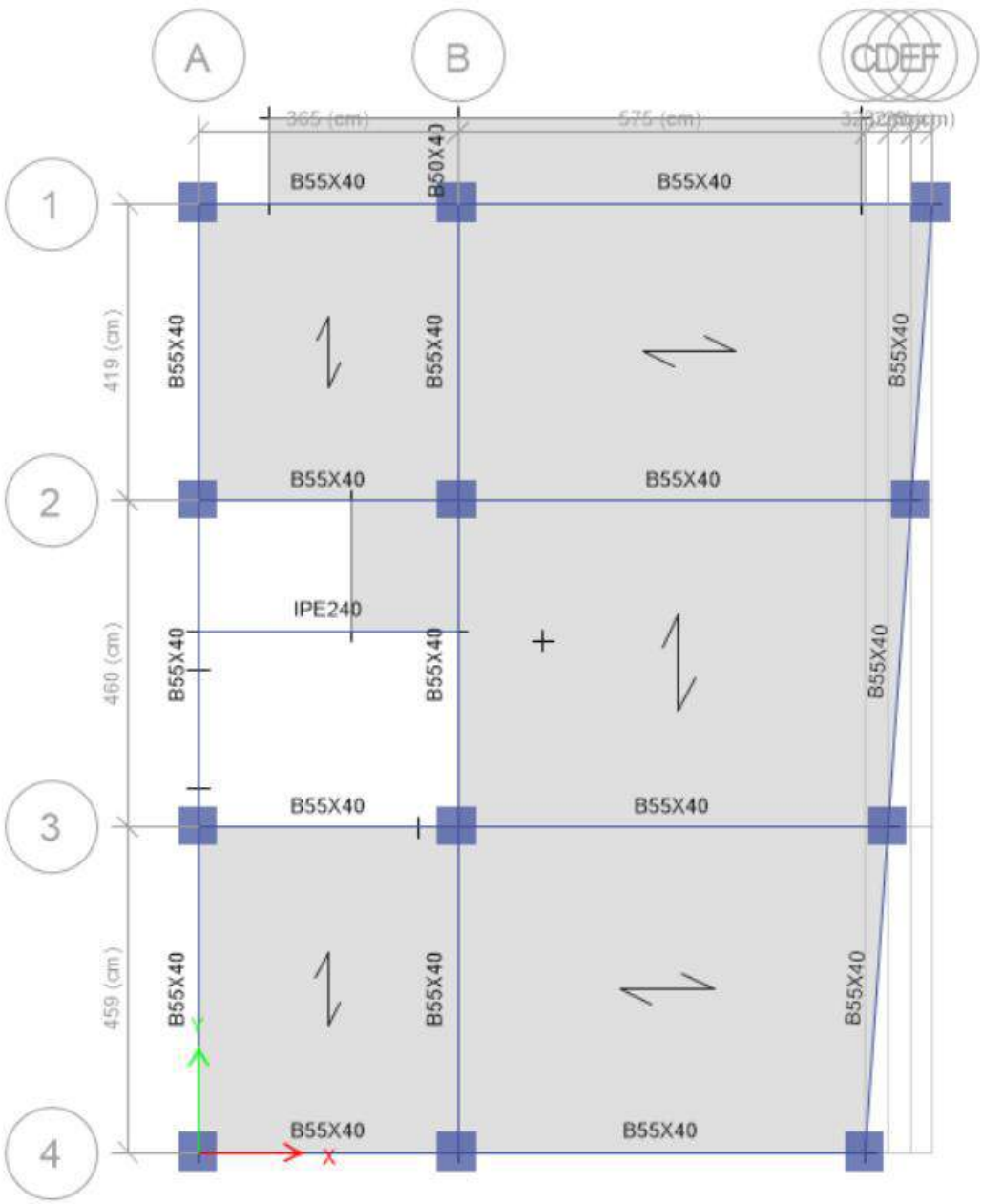


Elevation View - 1



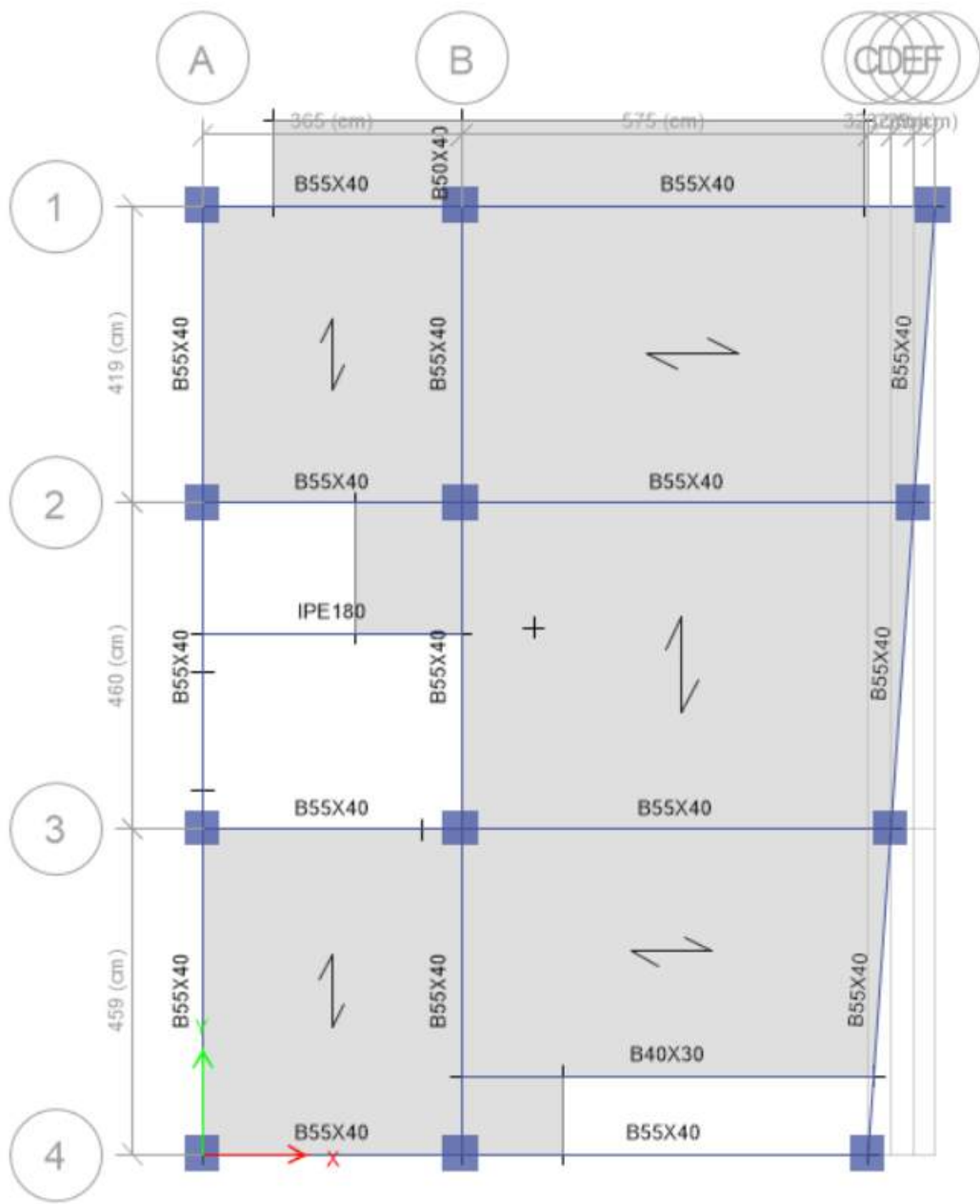


Plan View - Story1 - Z = 324 (cm) X



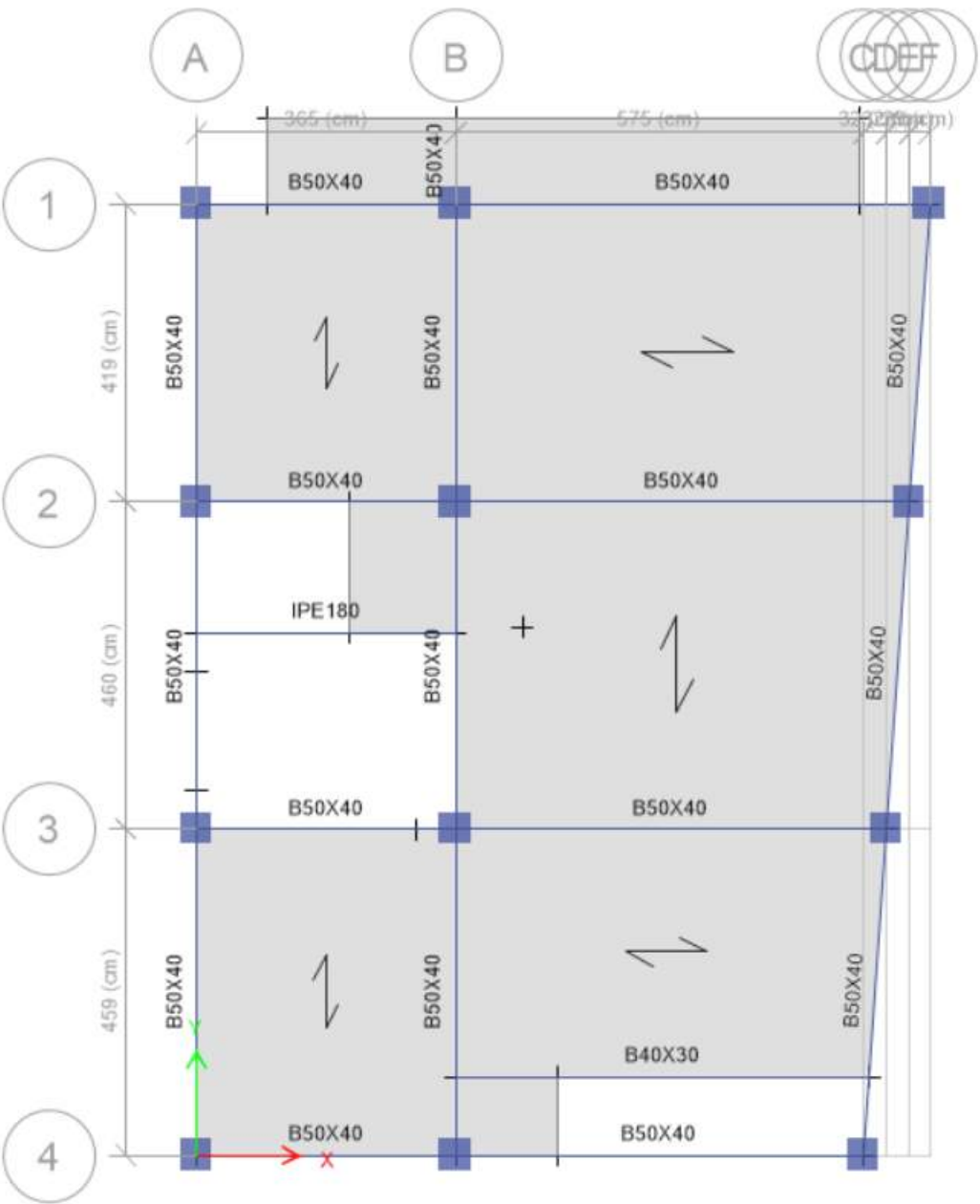


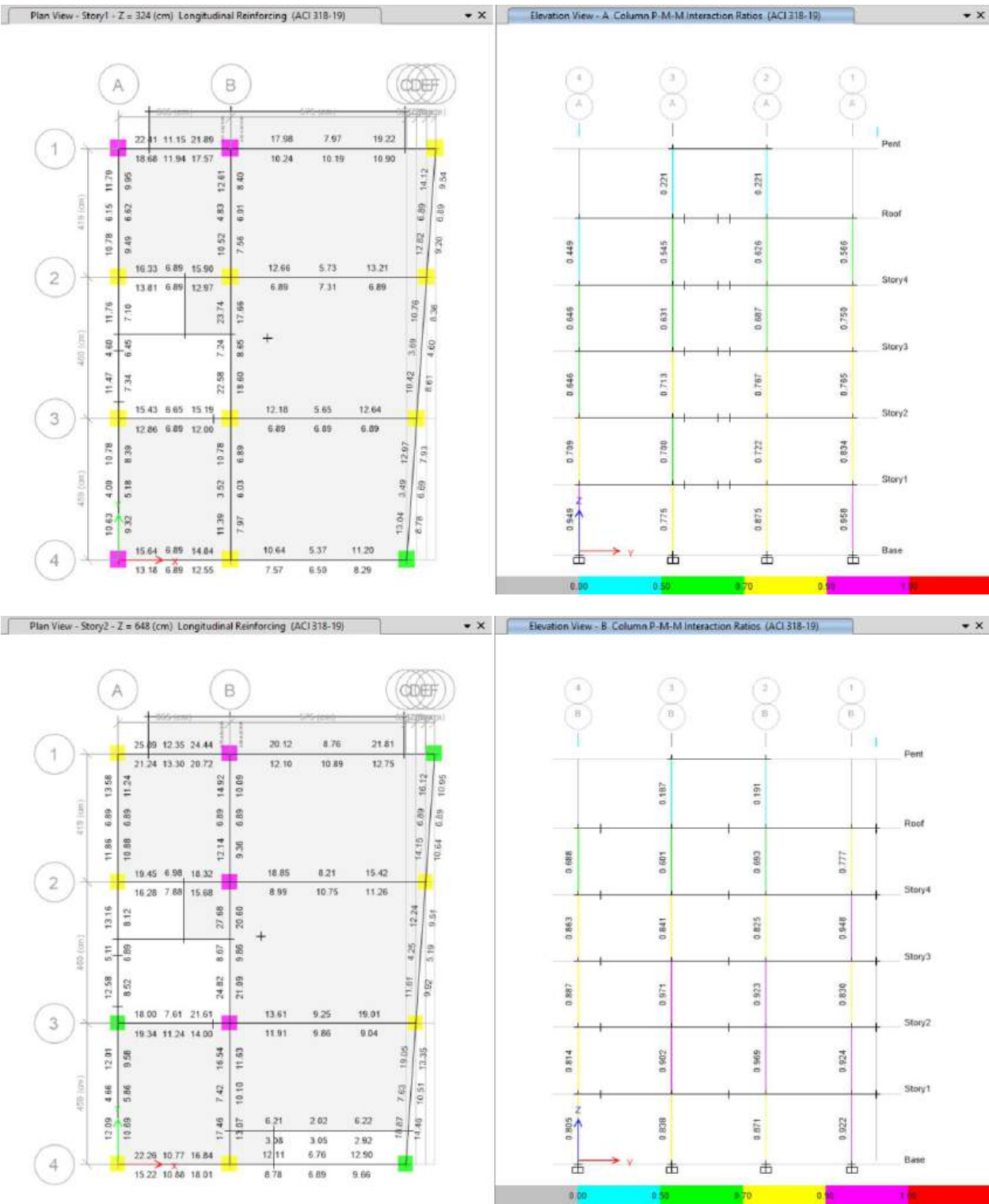
Plan View - Story2 - Z = 648 (cm) X

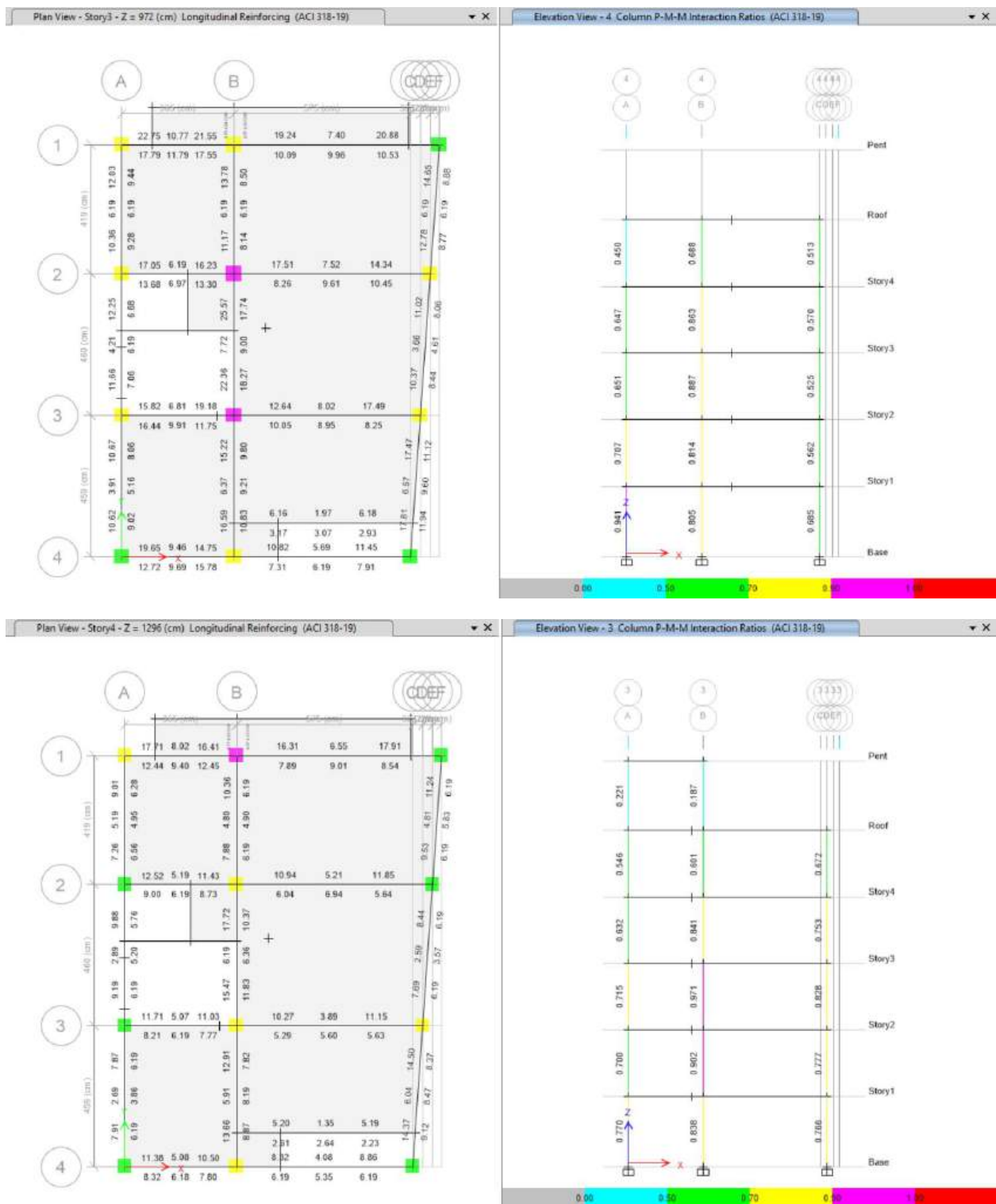


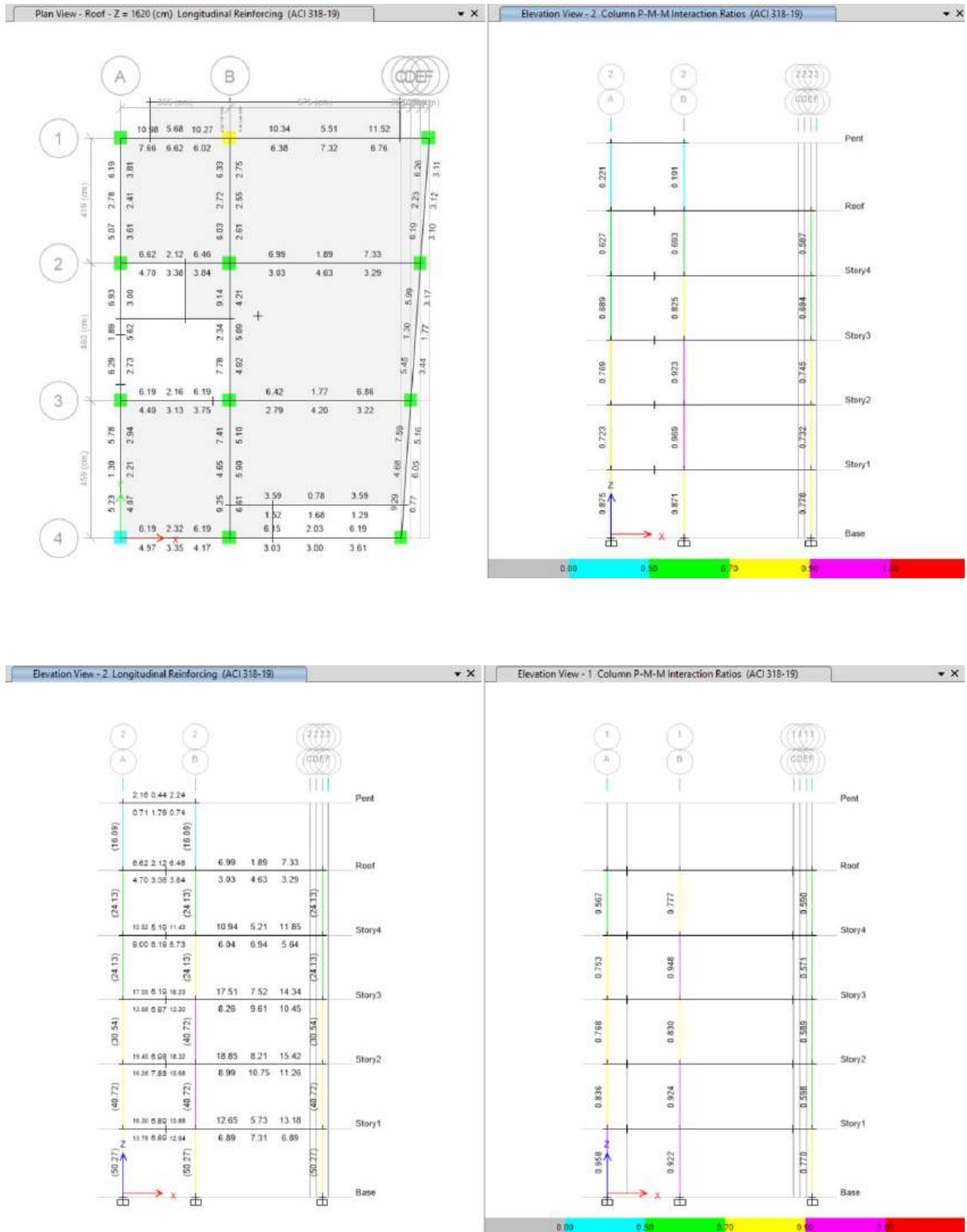


Plan View - Roof - Z = 1620 (cm) ▼ X











کنترل برش چشمه اتصال

در ورژن های فعلی ایتبس ACI-318-19 گنجانده نشده است و امکان کنترل چشمه اتصال بر اساس روابط ارائه شده برای V_n امکان پذیر نیست. منتها روابط مربوط به V_n در ACI-318-14 تا حدی با روابط ACI-318-19 همخوانی دارد. بنابراین توصیه میشود تا زمانی که ایتبس ورژن جدید با ACI-318-19 ارائه نشده از گامهای زیر جهت کنترل برش چشمه اتصال در قابهای خمشی متوسط استفاده شود.

- توجه شود که در ETABS-2019.0.2 گرچه به ظاهر آیین نامه ACI-318-19 گنجانده شده است، ولی کنترل نتایج نشان میدهد که این ورژن از ایتبس کماکان کنترل ها را با ACI-318-14 انجام میدهد.

گامهای پیشنهادی جهت کنترل برش چشمه اتصال در قاب خمشی متوسط:

- تمامی **ستونها** انتخاب و روش طراحی آنها از Sway Intermediate به Sway Special تغییر داده شود.
- تیرها** باید در حالت Sway Intermediate باقی بمانند تا نیروی وارد بر چشمه اتصال با فرض F_y محاسبه شود (البته اگر سیستم قاب خمشی ویژه باشد، باید تیرها در حالت Special قرار گیرند).
- مطابق شکل زیر ضریب کاهش مقاومت مربوط به کنترل چشمه اتصال از 0.85 به 0.75 تغییر داده شود تا کنترل چشمه ها مطابق با ضرایب مربوط به شکل پذیری متوسط انجام شود (در صورتی که قاب ویژه باشد، نیازی به این تغییر نخواهد بود).

Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-14

Item	Value
01 Design Code	ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11
05 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06 Seismic Design Category	D
07 Design System Omega0	3
08 Design System Rho	1
09 Design System Sds	1.05
10 Consider ICC_ESR 2017	No
11 Phi (Tension Controlled)	0.9
12 Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13 Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14 Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15 Phi (Shear Seismic)	0.6
▶ 16 Phi (Joint Shear)	0.75
17 Pattern Live Load Factor	0.75
18 Utilization Factor Limit	1

Item Description
The strength reduction factor for joint shear in structures that rely on special moment resisting frames or special reinforced concrete structural walls to resist earthquake effects.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

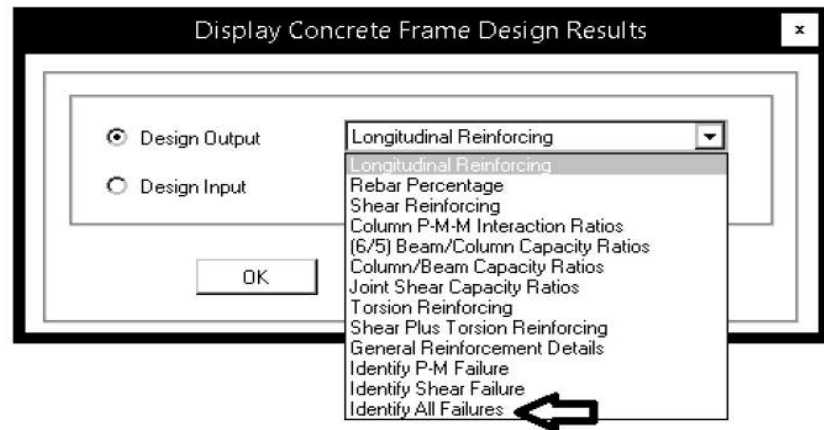
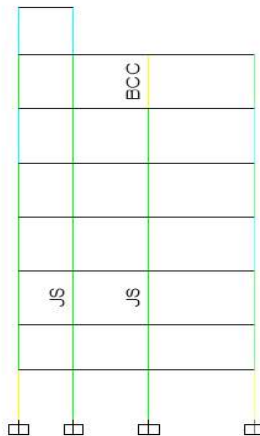
Set To Default Values

Reset To Previous Values



d- مدل را تحلیل و طراحی کنید.

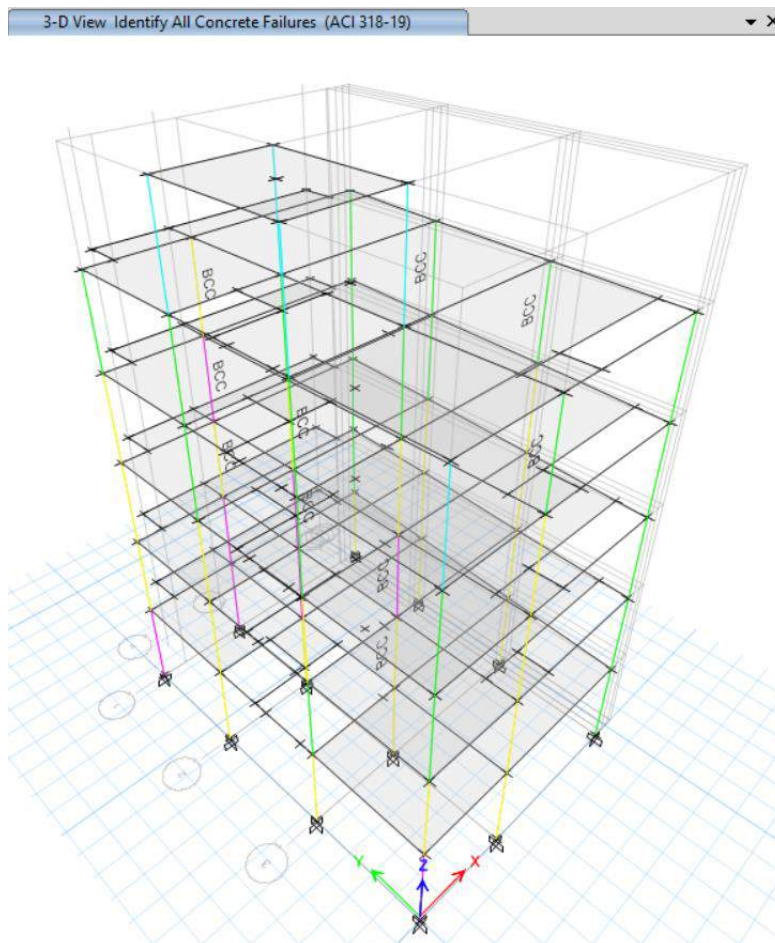
e- از طریق منوی زیر میتوانید ستونهایی که مشکل برش چشمه اتصال (Joint shear) دارند را بیابید:



ستونهایی که پیغام JS (Joint Shear) دارند، مشکل برش چشمه اتصال دارند.

پیغام BCC (Beam Column Capacity) مربوط به کنترل ضابطه تیرضعیف-ستون قوی میباشد که کنترل آن در قاب خمشی با شکل پذیری متوسط لازم نیست و بنابراین به آن توجه نکنید.

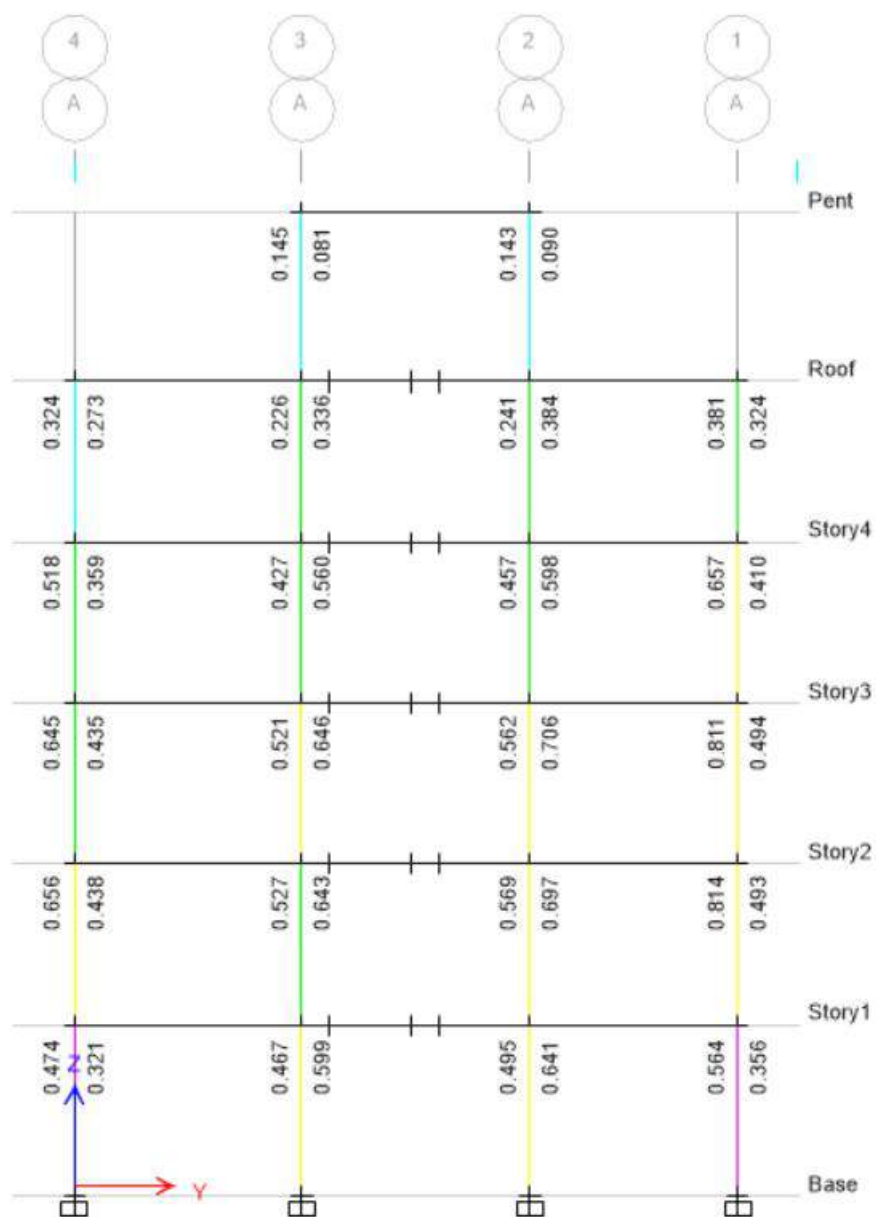
ممکن است برخی از تیرها در این فایل پیغام OS داشته باشند (سرخ شوند) با توجه به اینکه سازه متوسط می باشد، به این پیغام ها نیز توجه نکنید.





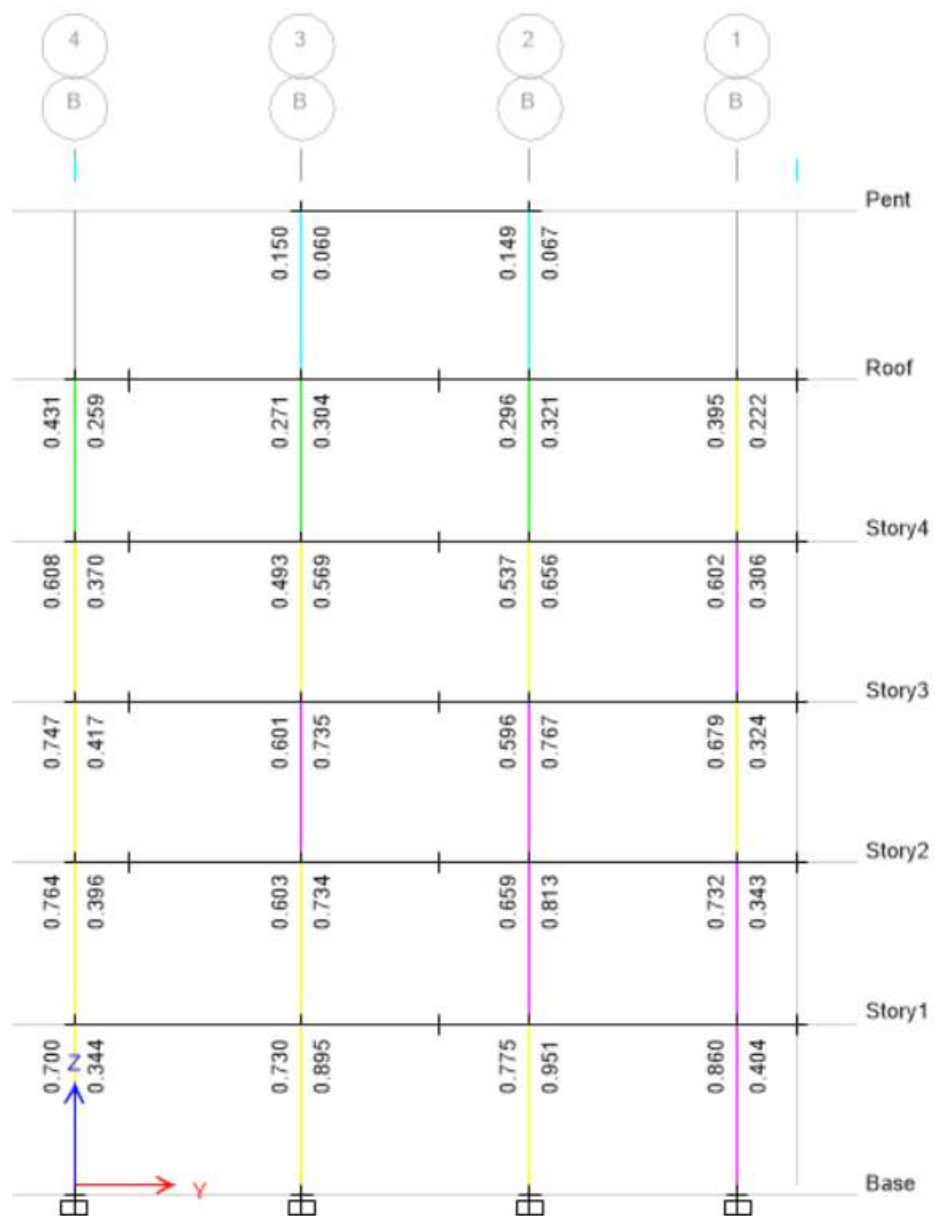
Elevation View - A Joint Shear Capacity Ratios (ACI 318-19)

▼ X





Elevation View - B Joint Shear Capacity Ratios (ACI 318-19)





پی

ابعاد پی

ضخامت پی مورد نظر برابر با ۹۰ سانتی متر می باشد و پی از نوع نواری می باشد.

مضامع مورد استفاده در پی

بتن

مشخصات مضامع بتنی	
وزن واحد حجم	2500 kg/m ³
مدول ارتجاعی	23500 MPa
ضریب پواسون	0.2
مقاومت فشاری بتن	25 MPa
تنش تسلیم میلگرد طولی (AIII)	400 MPa
تنش گسیختگی میلگرد طولی (AIII)	600 MPa

خاک

تیپ خاک مطابق آیین نامه	تنش مجاز تحت گسیختگی
III	3.42 kg/cm ²

۱۵-۳- محاسبه ضریب ارتجاعی

مقدار ضریب ارتجاعی از رابطه زیر به دست می آید :

$$K_s = \frac{(S.F) * q_a}{\Delta H}$$

که S.F برابر با ضریب اطمینان میباشد که طبق مراجع این ضریب بین ۲ تا ۳ در نظر گرفته میشود.

$$K_s = 2.56 \text{ kg/cm}^2$$



۱۵-۴- الگوهای بار

الگوهای بار در نرم افزار Safe دقیقاً مانند ETABS میباشد و اطلاعات از آنجا Export شده است. منتهی به دلیل این که پی با حالت استاتیکی تعریف شده است باید قبل از آن الگوهای بار استاتیکی در نرم افزار ETABS تعریف شود

۱۵-۵- ترکیب بارگذاری

۱۷-۵-۱- ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی

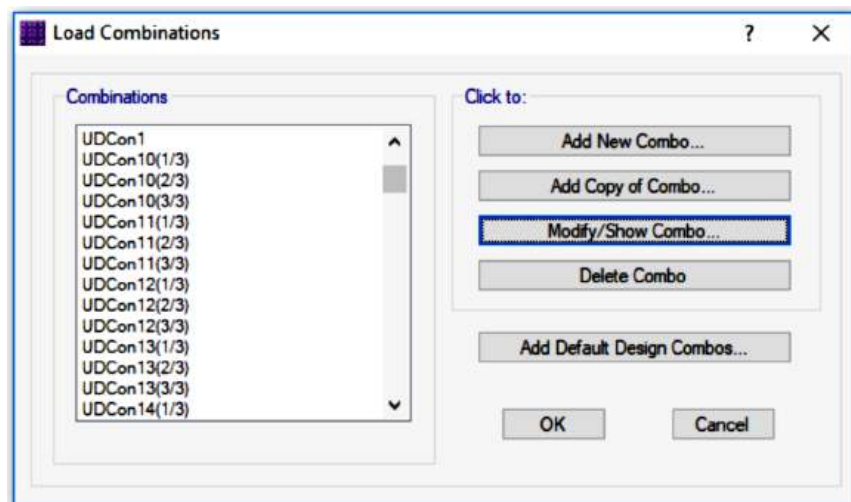
مطابق آیین نامه های طراحی ساختمان های بتنی ، ابعاد کف پی ها و یا شالوده ها بر اساس کنترل تنش مجاز خاک تعیین میشود

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

- SOIL1: $D + \text{Live} + \text{LRED} + \text{LRED}0.5$
- SOIL2: $D + \text{Lroof}$
- SOIL3: $D + \text{Snow}$
- SOIL4: $D + 0.75(\text{Live} + \text{LRED} + \text{LRED}0.5 + \text{Lroof})$
- SOIL5: $D + 0.75(\text{Live} + \text{LRED} + \text{LRED}0.5 + \text{Snow})$
- SOIL6: $(1+0.147 \times I)D \pm 0.7pE + 0.7Ev$
- SOIL7: $(1+0.11025 \times I)D + 0.75(\text{Live} + \text{LRED} + \text{LRED}0.5) \pm 0.525pE + 0.525Ev + 0.75\text{Snow}$
- SOIL8: $0.6D \pm 0.7pE$

۱۴-۵-۲- ترکیب بارهای طراحی

همانگونه که ذکر گردید الزامات و ترکیبات بار طراحی پی مشابه طراحی سازه های بتنی است. لذا ترکیبات بار مورد استفاده در طراحی پی همان ترکیبات طراحی بتنی انتقال یافته از ایتبس خواهد بود. با این تفاوت که طبق استاندارد ۲۸۰۰ اثر نیروی قائم زلزله در جهت رو به بالا میتواند در طراحی پی صرف نظر شود.





بارهای وارده به پی

بار مرده کف

نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	شدت بار (kg/m^2)
موزاییک	0.03	2250	67.5
ملات ماسه سیمان	0.02	2100	42
بتن کف	0.05	2400	120
بلوکاز	0.2	1400	280
مجموع			515

لازم به ذکر است که باید بار تیغه بندی را نیز به بار مرده اضافه کرد که با توجه به دیوارهای انباری این بار حدود ۹۰ کیلوگرم بر متر مربع به دست می آید که در این صورت باید حداقل مقدار آیین نامه یعنی ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع را ملاک قرار دهیم

در نتیجه مقدار بار مرده وارد بر کف برابر با ۶۳۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد

۱۵-۶-۲- بار زنده کف

بار زنده کف پارکینگ نیز طبق آیین نامه بحث ششم مقررات ملی ویرایش سال ۱۳۹۸ برابر با ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد. لازم به ذکر است که این بار زنده با وجود کمتر بودن از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع غیر قابل کاهش می باشد.

