

فیلم های آموزشی طراحی و محاسبات ساختمان

## Etabs - Safe

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

بیش از ۴۴ ساعت فیلم آموزشی

طراحی سازه های فولادی به روش LRFD با نرم افزارهای Etabs و Safe

طراحی سازه های بتنی با نرم افزارهای Etabs و Safe

طراحی و محاسبات سقف ها ( دال ساده - یوبوت - کویباکس و...) با Safe

مطابق با آخرین تغییرات آیین نامه ها

تشریح کامل نکات آیین نامه ای حین آموزش

مشاهده سرفصل ها و دانلود نمونه های رایگان ...



ETABS  
به زبان فارسی

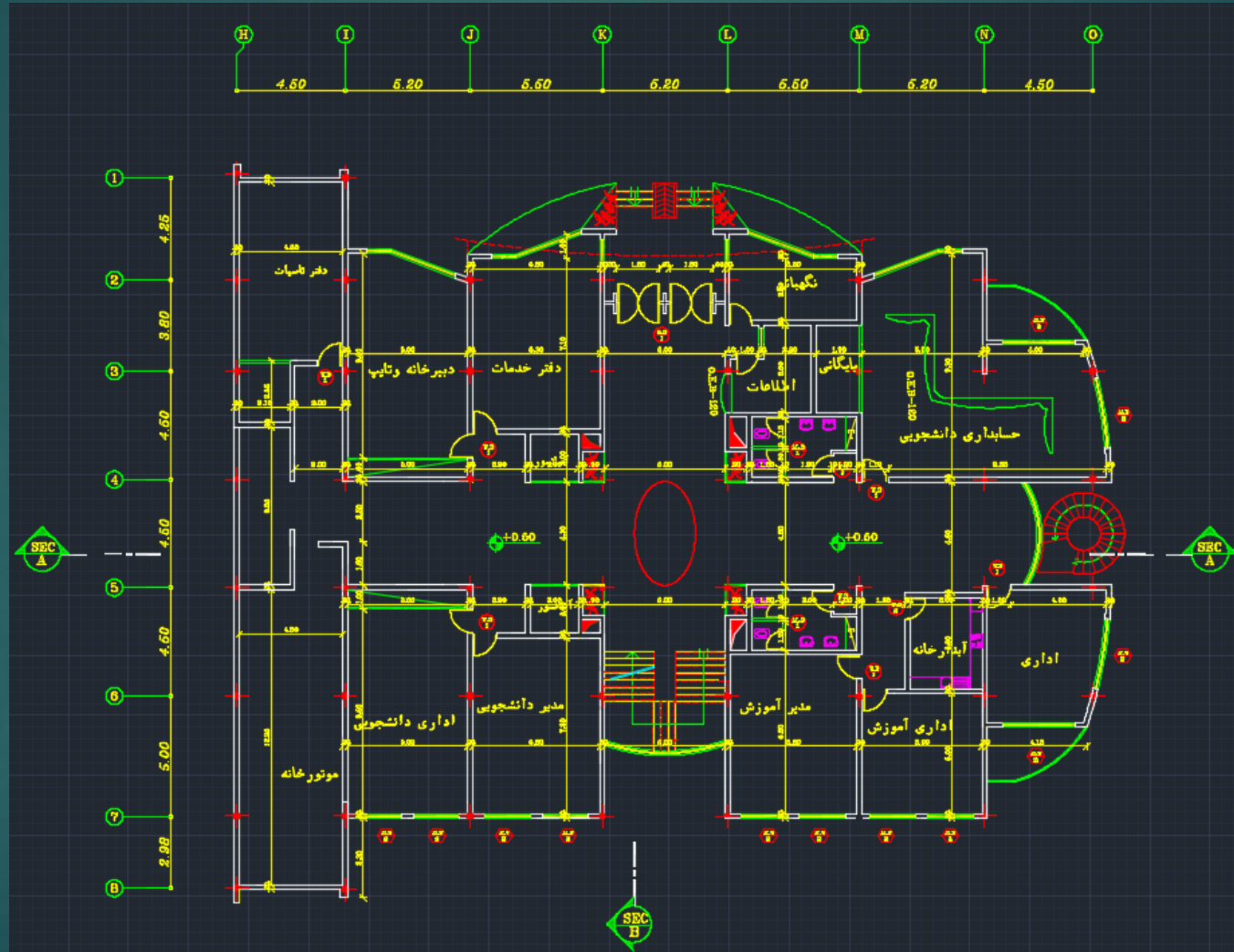
# به نام خدا

جلسه اول طراحی سازه های فولادی با نرم افزار ETABS 15.0.0

# آیین نامه های مورد استفاده

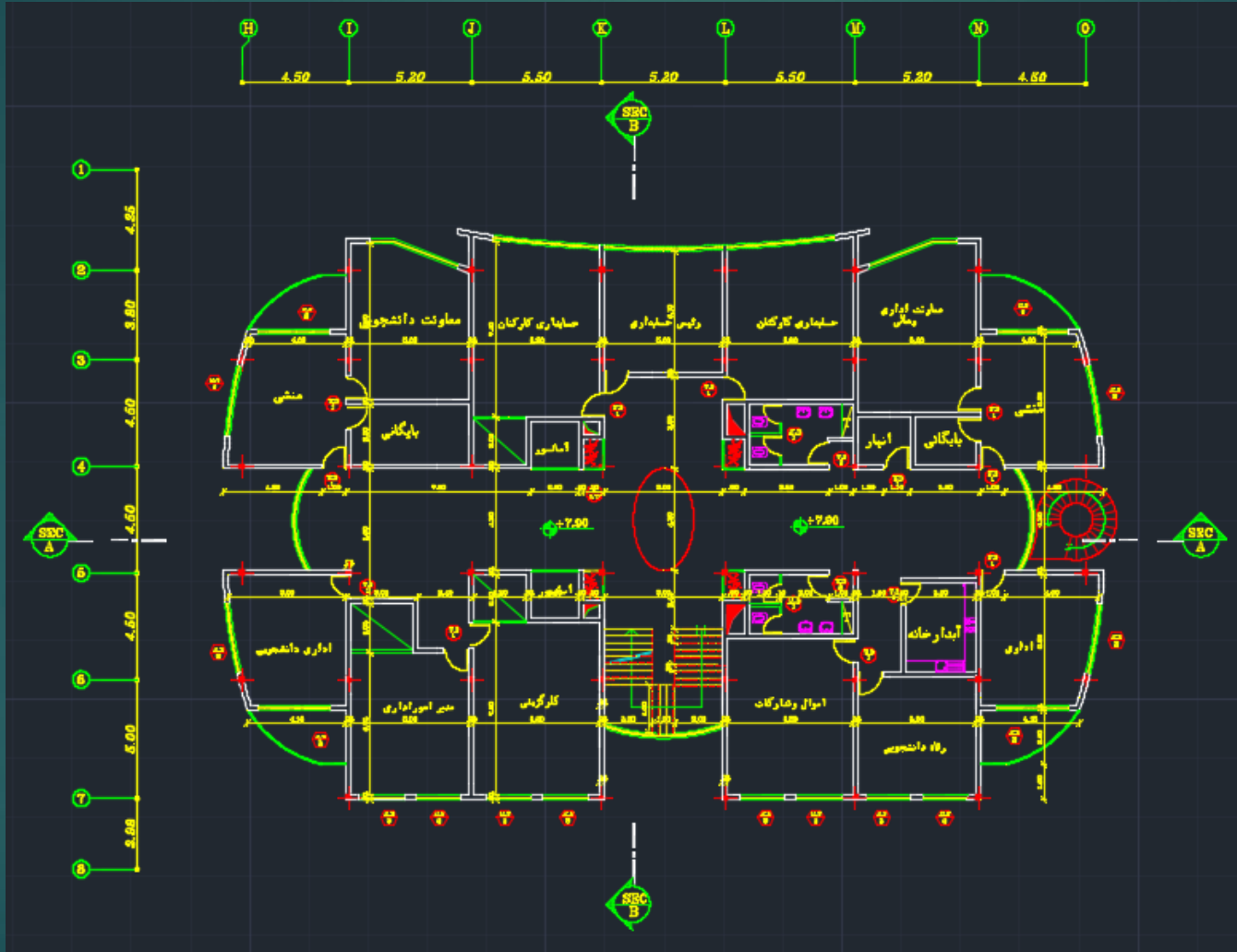
- ▶ بارگذاری لرزه ای : آیین نامه 2800 ویرایش چهارم
- ▶ طراحی : مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش 92
- ▶ بارگذاری ثقلی : مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش 92
  
- ▶ آیین نامه ASCE 7-10
- ▶ آیین نامه AISC 360-10

# پلان لابی مورد استفاده



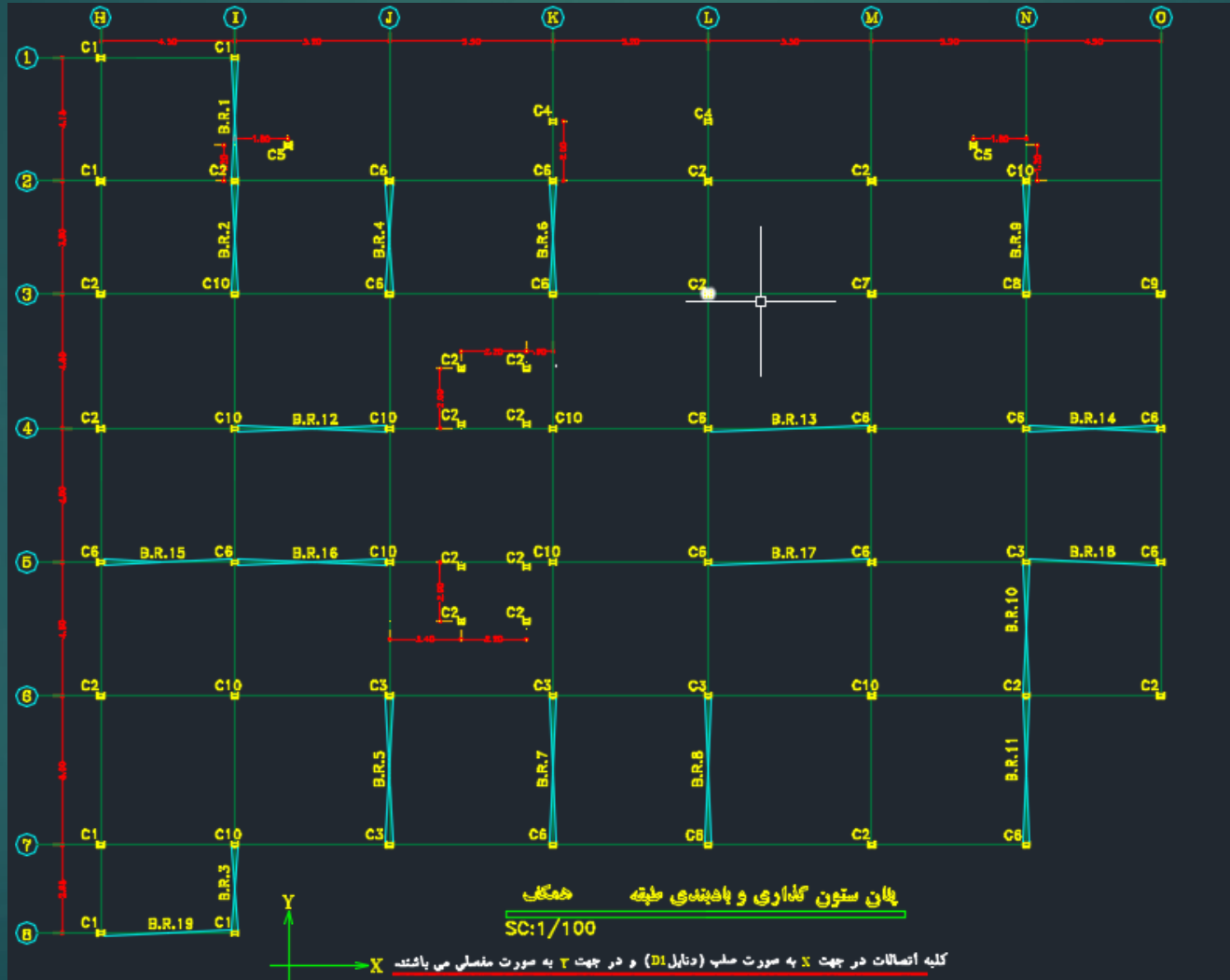
انجمن Etabs و Safe و Stp2000

# پلان بقیه طبقات



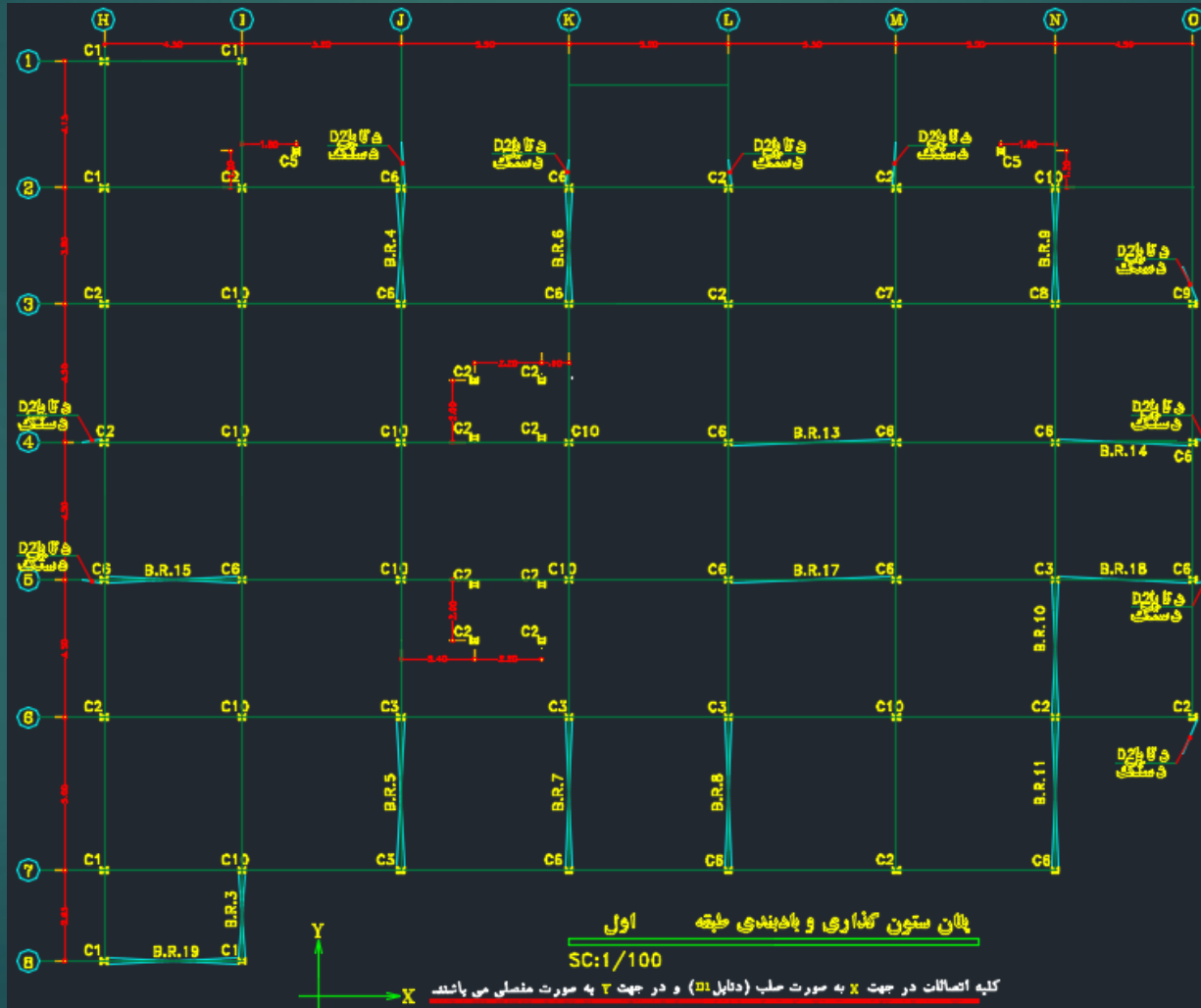
Etabs و Safe و Stp2000

# پلان ستون گذاری و بادبندی طبقه همکف



انجمن Etabs و Safe و Stp2000

# پلان ستون گذاری و بادبندی طبقه اول



انجمن Etabs و Safe و Saps2000

# پلان ستون گذاری و بادبندی بقیه طبقات



انجمن Etabs و Safe و Saps2000



# مقاطع فولادی (S235) به کار برده شده

- ▶ تیر ها : IPE یا تیر ورق با شرایط فشرده لرزه ای
- ▶ ستون ها : IPB یا تیر ورق با شرایط فشرده لرزه ای
- ▶ بادبند ها : دوبل ناودانی

## ۴-۱-۱۰ مشخصات مصالح فولادی

۴-۱-۱۰-۱ مصالح به کار رفته شامل نیمرخ‌ها، ورق‌ها، تسمه‌ها، میلگردها، پرچ‌ها، پیچ‌ها، واشرها، مهره‌ها، میل‌مه‌ها، الکترودها و ... باید مطابق با استانداردهای ملی ایران باشد. در صورتی که برای بعضی از مصالح استاندارد ایران تهیه نشده باشد، باید یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی (ترجیحاً استاندارد ISO) را مورد استفاده قرار داد. فهرستی از انواع مصالح فولادی مورد قبول این مبحث در جدول ۴-۱-۱۰ ارائه شده است.

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

۴-۱-۱۰-۳ از نظر این مبحث، ضریب پواسون مصالح فولادی (ν) مساوی ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۴-۱-۱۰ مشخصات مکانیکی فولادهای ساختمانی

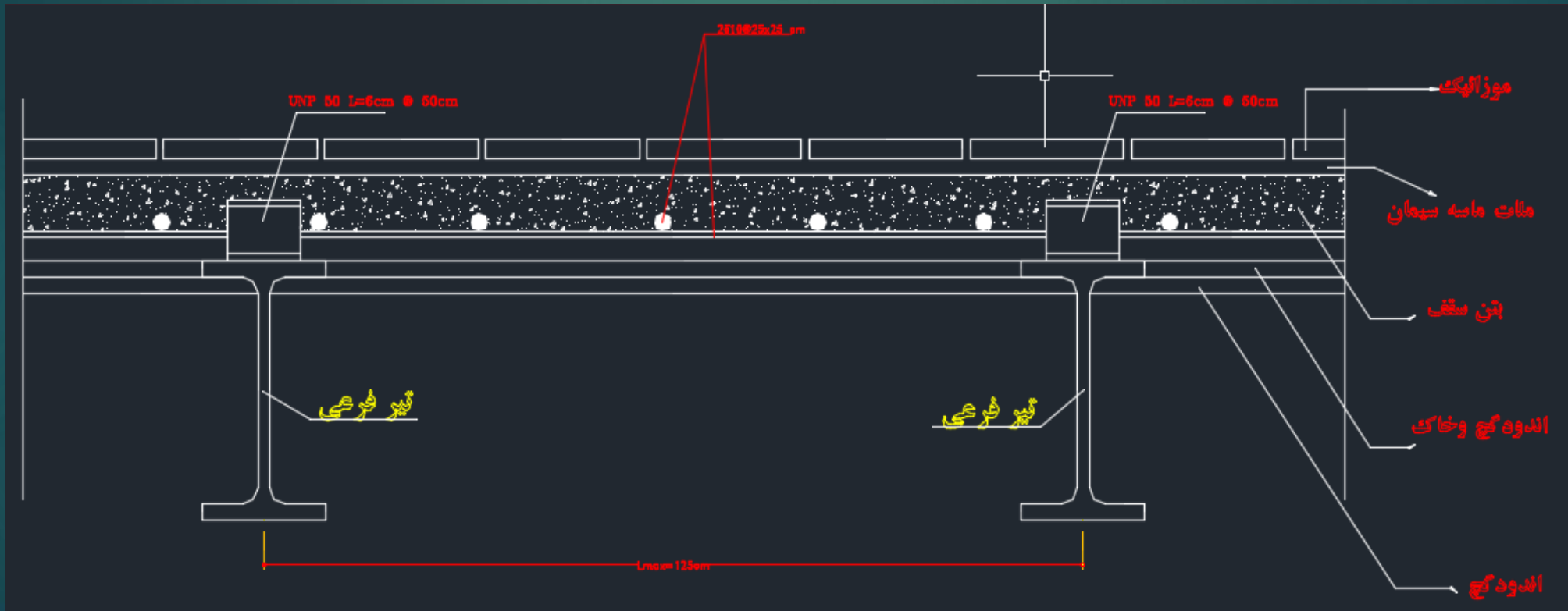
نوع فولاد	مقاومت کششی برای ضخامت (mm)					حد اقل تنش تسلیم برای ضخامت قطعه به mm									
	< ۲	≥ ۲	> ۱۰۰	≤ ۱۵۰	> ۱۵۰	≤ ۱۶	> ۱۶	> ۲۰	> ۲۲	> ۲۸	> ۳۰	> ۳۲	> ۳۸	> ۴۰	> ۴۲
	N/mm <sup>2</sup>					N/mm <sup>2</sup>									
S۲۳۵JR	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۴۰-۴۹۰	۲۳۵	۲۳۵	۲۳۵	۲۳۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵
S۲۳۵J۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۴۰-۴۹۰	۲۳۵	۲۳۵	۲۳۵	۲۳۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵
S۲۳۵J۲	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۴۰-۴۹۰	۲۳۵	۲۳۵	۲۳۵	۲۳۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵
S۲۷۵JR	۴۳۰-۵۸۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۰۰-۵۵۰	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵
S۲۷۵J۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۰۰-۵۵۰	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵
S۲۷۵J۲	۴۳۰-۵۸۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۰۰-۵۵۰	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۷۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵	۲۵۵
S۳۵۵JR	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۴۷۰-۶۳۰	۴۵۰-۶۰۰	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵
S۳۵۵J۰	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۴۷۰-۶۳۰	۴۵۰-۶۰۰	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵
S۳۵۵J۲	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۴۷۰-۶۳۰	۴۵۰-۶۰۰	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵
S۳۵۵K۲	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۵۱۰-۶۸۰	۴۷۰-۶۳۰	۴۵۰-۶۰۰	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۵۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵	۳۳۵

۱-۱۰ الزامات عمومی

# دتایل سقف

انجمن Etabs و safe و Saps2000

سقف کامپوزیت به شکل زیر :



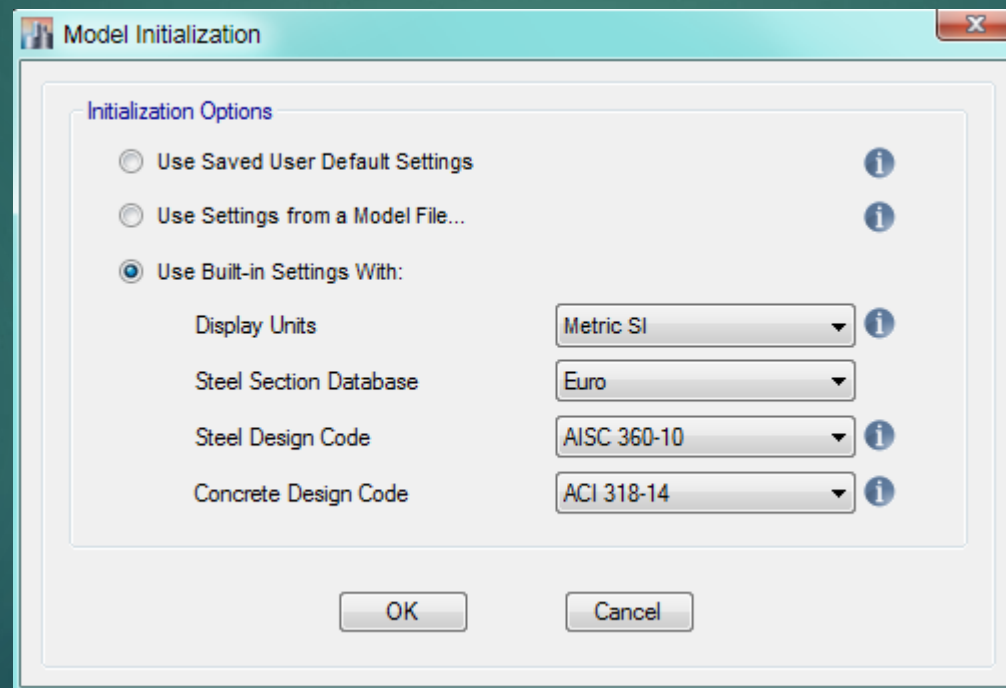
## وزن کف سازی

انجمن Etabs و Safe و Sap2000

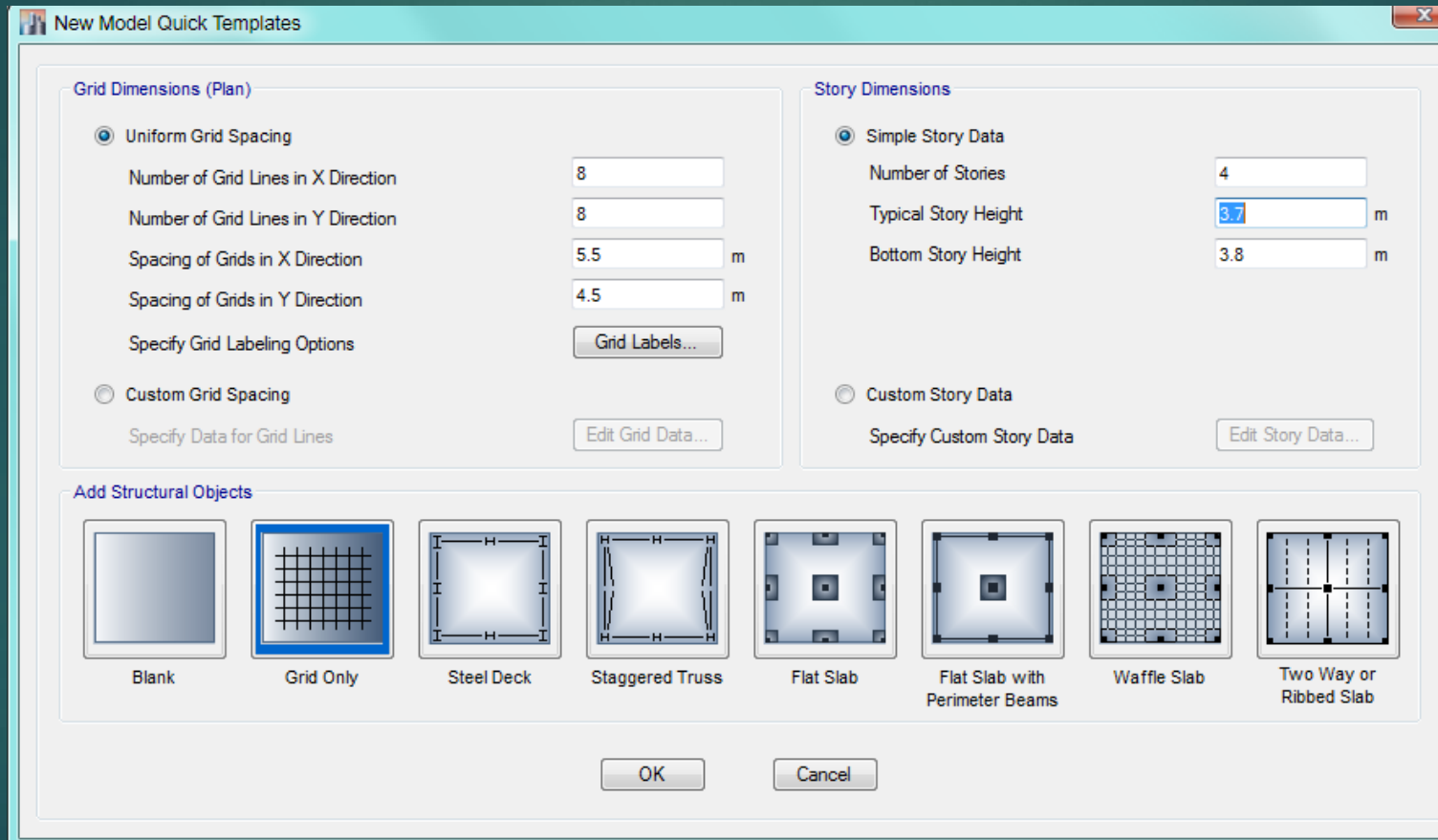
وزن واحد سطح	ضخامت	وزن واحد حجم	مصالح
60	2.5	2400	موزاییک
42	2	2100	ملات ماسه سیمان
16	1	1600	اندود گچ و خاک
6.5	0.5	1300	اندود گچ
50			سقف کاذب
<b>175</b>			مجموع

# مدل سازی در Etabs 15.0.0

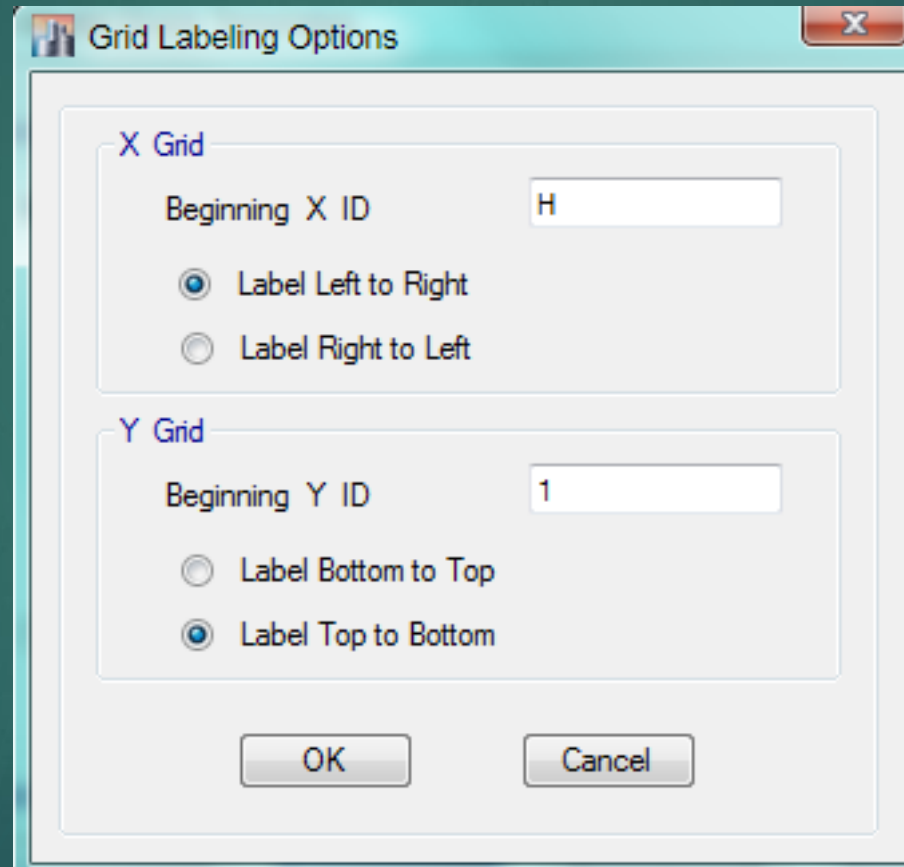
از سه حالت زیر، حالت سوم را برای این پروژه انتخاب می کنیم: ▶



# تعريف Grid Line يا خطوط راهنما



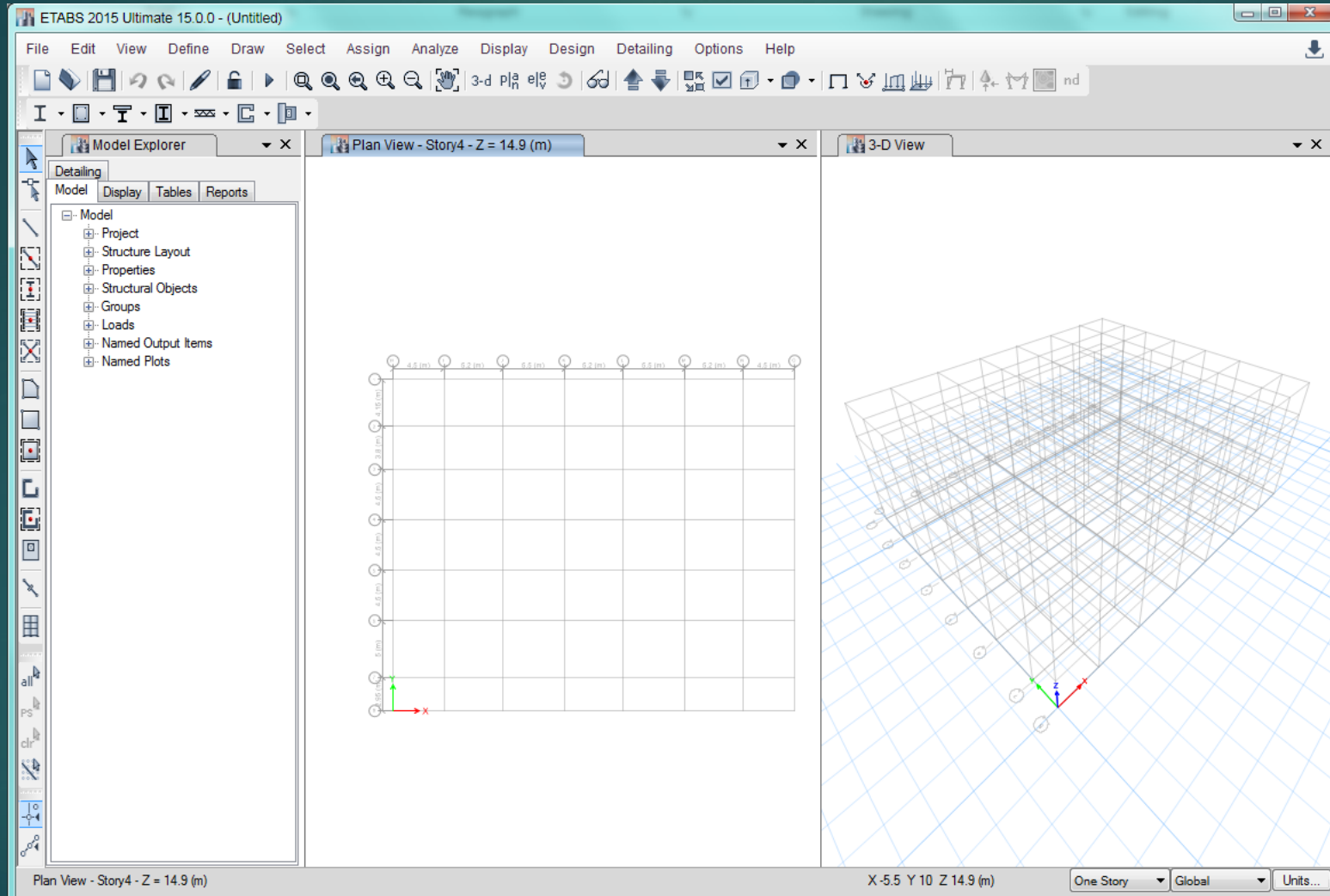
# اسم هر Grid Line یا خط راهنما



# درست کردن فاصله بين Grid Line ها

در قسمت ▶ Display Grid Data as Spacing :

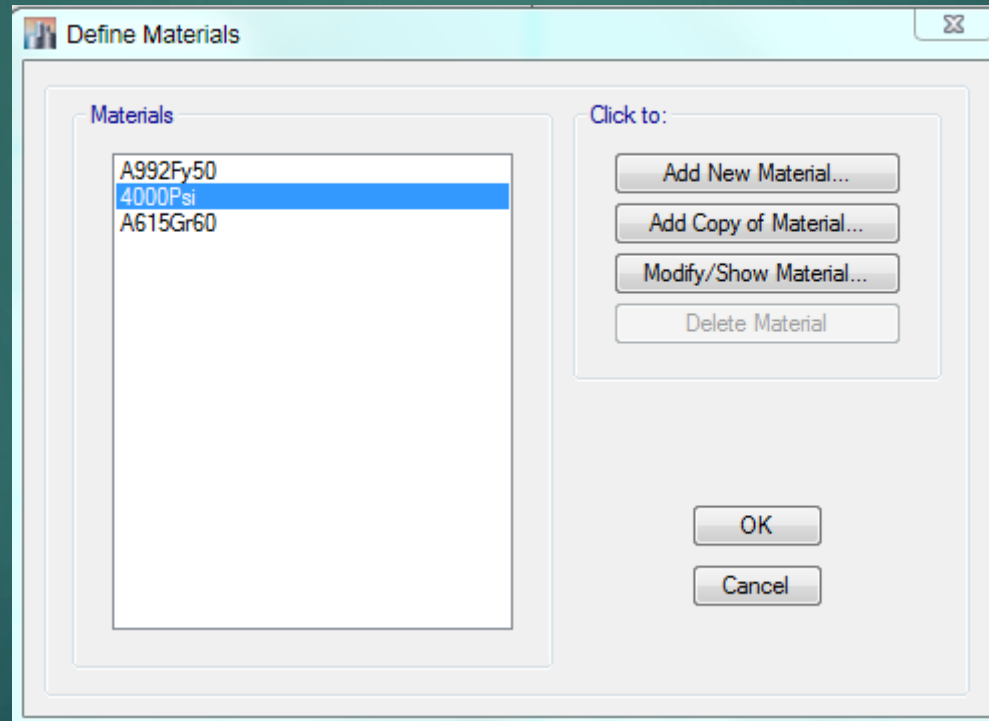
H	4.5	8	2.95
I	5.2	7	5
J	5.5	6	4.5
K	5.2	5	4.5
L	5.5	4	4.5
M	5.2	3	3.8
N	4.5	2	4.15
O	0	1	0





# تعريف مصالح فولادی

▶ ابتدا از منوی define پنجره زیر باز می شود :



# اطلاعات اولیه فولاد

17

پارک مجازی علم عمران  
Safe و Sap2000


**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: S235

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 77.0 kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 7851.815 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2e5 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 76923.08 MPa

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK      Cancel

**Add New Material Property**

Region: Europe

Material Type: Steel

Standard: EN 1993-1-1 per EN 10025-2

Grade: S235

OK      Cancel

# تنش تسلیم و نهایی و مورد انتظار

۳-۱۰ الزامات طراحی لرزهای

## ۳-۲-۳-۱۰ 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.

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

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

$F_{ye}$  = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

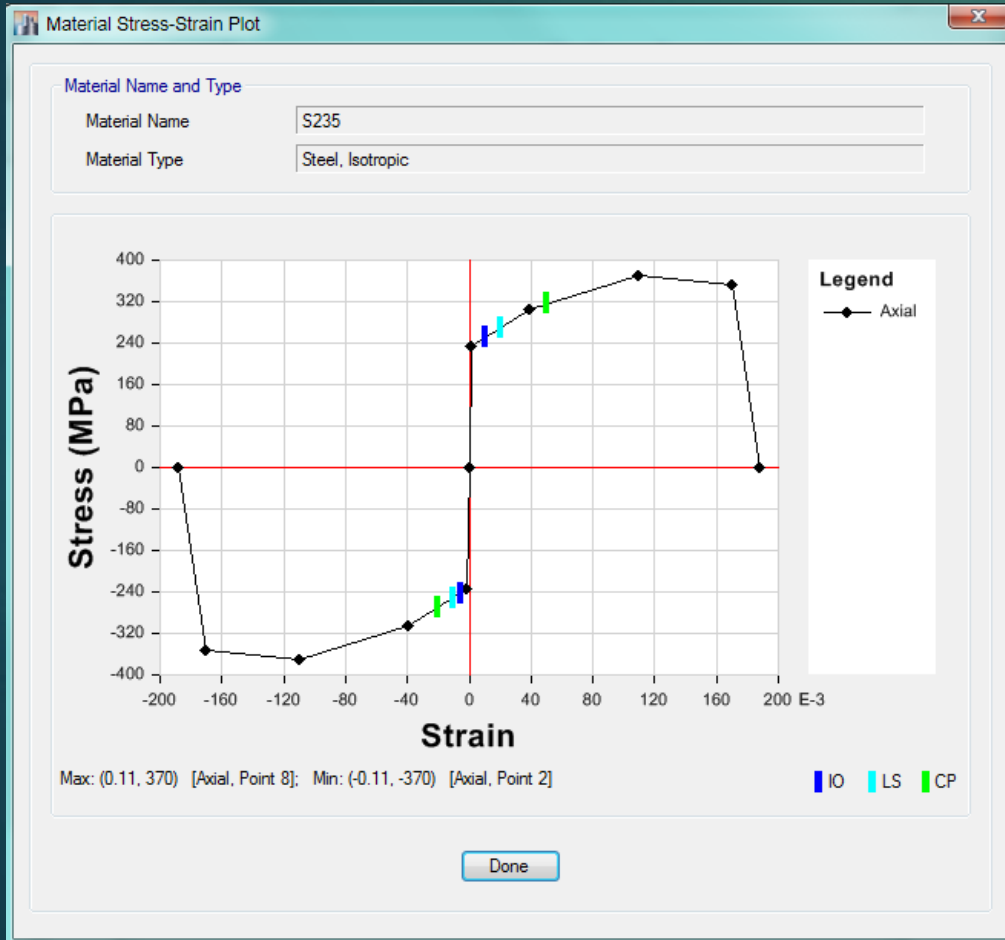
ضریب  $R_y$  اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب  $R_y$  باید به شرح جدول ۱-۲-۳-۱۰ در نظر گرفته شود.

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

$R_y$	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل 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

# تعريف فولاد غير خطي

19



Nonlinear Material Data

Material Name and Type  
Material Name: S235  
Material Type: Steel, Isotropic

Miscellaneous Parameters  
Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	mm/mm
IO	0.01	0.005	mm/mm
LS	0.02	0.01	mm/mm
CP	0.05	0.02	mm/mm

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric Simple  
Convert to User Defined

User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Onset of Strain Hardening	0.015
Strain at Maximum Stress	0.11
Strain at Rupture	0.17
Final Slope (Multiplier on E)	-0.1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

# ▶▶ با تشکر ▶▶ جلسه اول تمام شد

## آموزش ایتبز ۲۰۱۵ سازه فولادی - جلسه دوم - تلگرام

- با سلام خدمت همه
- جلسه دوم را شروع می کنیم.

21

# جلسه دوم

آموزش ETABS 15.0.0 ▶

پارک مجازی علم عمران ▶

Sap2000 و Safe و Etabs  
انجمن

پارک مجازی علم عمران

سیاوش قناعت پیشه

- جلسه قبل مسائل پایه ای مدل سازی بحث شد، در ادامه فولاد ساختمانی را تعریف کردیم. من اول توضیحاتی راجع به آن ارائه می دهم :

## فولاد در مبحث دهم

انجمن Etabs و Safe و Snp2000

- ▶ این قسمت ها از ورکشاپ مهندس شریف پور آورده می شود:
- ▶ طبق آیین نامه توصیه می شود از ورق های با ضخامت بالای 40 میلیمتر استفاده نشود. اگر استفاده می شود باید تنش تسلیم آن کاهش داده شود.
- ▶ اسم های JR و JO و بقیه از آیین نامه های اروپایی آورده شده است.



سیاوش قناعت پیشه


پارک مجازی علم عمران

- طبق مبحث دهم، اگر فولاد شما ضخامت بیشتر از ۱۶ میلیمتر داشته، باید تنش تسلیم آن را کاهش بدهید.

## فولاد در EN

انجمن Etabs و Safe و Snp2000

- ▶ حرف S مخفف فولاد سازه ای می باشد.
- ▶ در اینجا هم گفته شده تنش 235 برای ضخامت کمتر از 16 میلیمتر می باشد.



### رفتار فولادهای مختلف

Behaviour of different steel

European structural steel standard EN 10025 : 2004

Symbols used in EN 10025 : part 2 : 2004	
Non-alloy structural steels	
S...	Structural steel
E...	Engineering steel
235...	Minimum yield strength (ReH) in MPa @ 16mm
...JR...	Longitudinal Charpy V-notch impacts 27 J @ +20°C
...JO...	Longitudinal Charpy V-notch impacts 27 J @ 0°C
...J2...	Longitudinal Charpy V-notch impacts 27 J @ -20°C
...K2...	Longitudinal Charpy V-notch impacts 40 J @ -20°C
...+AR	Supply condition as rolled
...+N	Supply condition normalised or normalised rolled
Customer options	
...C...	Grade suitable for cold forming
...Z...	Grade with improved properties perpendicular to the surface

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- چون جدول فولاد مبحث ۱۰ از آیین نامه اروپایی آمده است، می توانید علائم را ببینید، که چرا S235JR استفاده می کنیم.



رفتار فولادهای مختلف  
Behaviour of different steel

European structural steel standard EN 10025 : 2004

EN 10025 : part 2 : 2004				EN 10025 : 1993		BS 4360 : 1990	
Grade	Yield (Re) min Strength at L = 16mm (MPa)	Tensile (Rm)	Charpy V-notch longitudinal Temp (°C)	Energy (J) L = 16mm	Grade	Grade	
S185	185	295/310	-	-	S185	-	-
S235	235	355/310	-	-	S235	40A	-
S235JR*			20	27	S235JR/S235J0	40B	-
S235J0			0	27	S235J0	40C	-
S235J2			-20	27	S235J2/S235J27	40D	-
S275	275	410/500	-	-	S275	43A	-
S275JR*			20	27	S275JR	43B	-
S275J0			0	27	S275J0	43C	-
S275J2			-20	27	S275J2/S275J27	43D	-
S355	355	470/530	-	-	S355	50A	-
S355JR*			20	27	S355JR	50B	-
S355J0			0	27	S355J0	50C	-
S355J2			-20	27	S355J2/S355J27	50D	-
S390J2			-20	40	S390J2/S390J40	50DD	-
S460	460	570/630	-	-	S460	-	-
S500	500	630/690	-	-	S500	-	-

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

Sap2000 و Safe و Etabs  
انجمن

- و در آخر می بینید که فولاد S235 دارای تنش تسلیم ۲۳۵ و تنش نهایی ۳۶۰ می باشد.

► به دلیل نیاز به بتن در سقف، مصالح بتنی طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعریف می کنیم :

۹-۳-۵-۱ رده بندی بتن  
رده بندی بتن بر اساس مقاومت فشاری مشخصه آن به ترتیب زیر است:  
C۶ C۸ C۱۰ C۱۲ C۱۶ C۲۰ C۲۵ C۳۰ C۳۵ C۴۰ C۴۵ C۵۰  
C۵۵ C۶۰ C۶۵ C۷۰ C۷۵ C۸۰ C۸۵ C۹۰ C۹۵ C۱۰۰ C۱۱۰ C۱۲۰  
اعداد بعد از C بیانگر مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال می باشند. در عمل، در شرایط اجرایی کارگاهی، در صورتی بتن منطبق بر مشخصات و قابل قبول تلقی می شود که با شرایط مندرج در فصل دهم مطابقت داشته باشد.

۹-۱۳-۷ مشخصات مصالح  
۹-۱۳-۷-۱ مقدار بر مبنای الاستیسیته بتن با جرم مخصوص (γ<sub>c</sub>) بین ۱۵ تا ۲۵ kN/m<sup>3</sup> از رابطه (۹-۱۳-۱) تعیین می گردد:  
$$E_c = (33.0 \cdot \sqrt{f_c} + 69.0) \left( \frac{f_c}{23} \right)^{1.5} \quad (9-13-1)$$
  
۹-۱۳-۷-۲ در تحلیل خطی مقدار E<sub>c</sub> = ۲ × ۱۰<sup>۴</sup> مگاپاسکال منظور می شود.  
۹-۱۳-۷-۳ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل (۱/°C) × ۱۰<sup>-۴</sup> در نظر گرفته می شود.  
۹-۱۳-۷-۴ ضریب پواسون به ترتیب برابر با ۰/۱۵ برای بتن معمولی و ۰/۲ برای بتن با مقاومت بالا و ۰/۳ برای فولاد است.

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

Sap2000 و Safe و Etabs  
انجمن

- برای طراحی سقف ما نیاز به بتن و آرماتور داریم، در ادامه این دو را تعریف می کنیم، همانطور که می بینید علامت بتن C می باشد، که ما در این پروژه از C25 استفاده می کنیم.



- جرم مخصوص بتن را نیز ۲۳ فرض می کنیم، با این کار مدول الاستیسیته طبق فرمول مبحث نهم ۲۳۴۰۰ به دست می آید.

## ادامه تعریف بتن

26

**Material Property Data**

General Data  
 Material Name: C25  
 Material Type: Concrete  
 Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Weight and Mass  
 Specify Weight Density  
 Weight per Unit Volume: 23.0 kN/m<sup>3</sup>  
 Mass per Unit Volume: 2345.347 kg/m<sup>3</sup>

Mechanical Property Data  
 Modulus of Elasticity, E: 23400 MPa  
 Poisson's Ratio, U: 0.2  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C  
 Shear Modulus, G: 9750 MPa

Design Property Data

Advanced Material Property Data

**Material Property Design Data**

Material Name and Type  
 Material Name: C25  
 Material Type: Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials  
 Specified Concrete Compressive Strength, F<sub>c</sub>: 25.0 MPa  
 Lightweight Concrete  
 Shear Strength Reduction Factor: [ ]

Sap2000 و Safe و Etabs  
 ایمنی

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- به ترتیب زیر بتن را نیز تعریف می کنیم، حال به پارامترهای غیر خطی بتن می پردازیم

## 27 تعریف بتن غیر خطی

### SI Metric Units:

$f_{c0}$  = cylinder strength (MPa)

$$\varepsilon_{c0} = \frac{f_{c0}^{\frac{1}{4}}}{28}$$

$$E_c = 8,200 * (f_{c0}')^{\frac{3}{8}} \quad (\text{MPa})$$

$$f_t = 0.62 * \sqrt{f_{c0}'} \quad (\text{MPa})$$

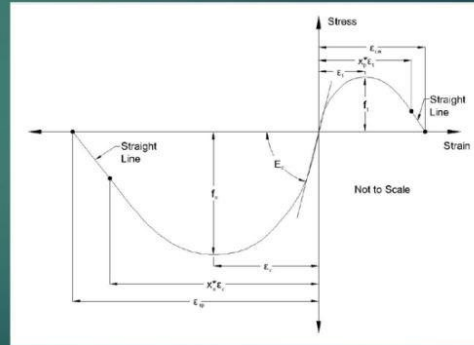
$$\varepsilon_t = \frac{2 * f_t}{E_c}$$

$$x_p = 2$$

$$x_n = 2.3$$

$$r = \frac{f_{c0}'}{5.2} - 1.9$$

طبق گفته دکتر قرهی :



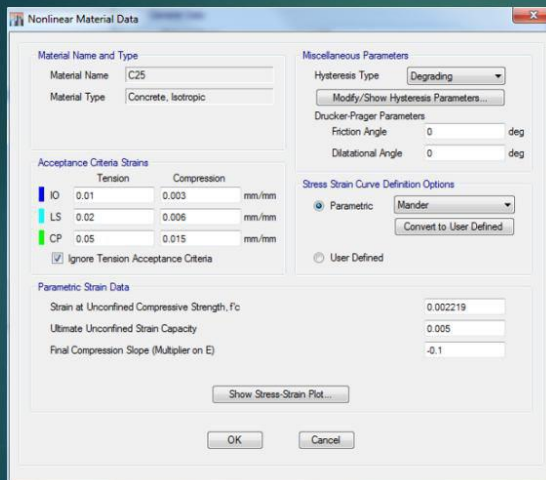
سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

Sap2000 و Safe و Etabs انجمن

- اگر نمودار بتن را به صورت بالا فرض کنیم، پارامترهای مختلف به راحتی به دست می آید.
- برای بتن ما، مقدار کرنش حد تسلیم  $\varepsilon_t$  می باشد که همان  $0.002$  می باشد.

## 28 تعریف بتن غیر خطی در ETABS 15.0.0



سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

Sap2000 و Safe و Etabs انجمن

- این پارامترها را می توانید به صورت بالا پر کنید.

## تعريف ميلگرد

۹-۱۳-۷-۶ رده ميلگردهای به کار برده در قاب‌ها و اجزای ليهای ديوارهای مقاوم در برابر زلزله و همچنين فولادهای دوربج ستونها و فولادهای عرضی پيچشی و برشی و برش اصطکاکی نبايد بالاتر از رده ۴۰۰ K باشند.

۹-۱۳-۷-۷ استفاده از ميلگردهای ساده به عنوان ميلگرد سازهای فقط در دور بيج‌ها مجاز می‌باشد.

جدول ۹-۴-۱ رده‌بندي مکانیکی ميلگردهای فولادی

رده	علامت مشخصه در استانداردهای ملی ايران	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	طبقه بندی از نظر شکل رويه	رده از نظر سختی
S۲۴۰	س ۲۴۰	۲۴۰	۳۶۰	ساده	نرم
S۳۴۰	اج ۲۴۰	۲۴۰	۵۰۰	اجدار مارپیچ	نیم سخت
S۴۰۰	اج ۴۰۰	۴۰۰	۶۰۰	اجدار جناقی	نیم سخت
S۵۰۰	اج ۵۰۰	۵۰۰	۶۵۰	اجدار مرکب	سخت

جدول ۹-۴-۲ چگالی ميلگردهای کامپوزیتی (کيلوگرم بر مترمکعب)

ميلگرد فولادی	ميلگرد کامپوزیتی با الياف شيشه	ميلگرد کامپوزیتی با الياف کربن	ميلگرد کامپوزیتی با الياف آراميد
۷۹۰۰	۱۳۵۰-۲۱۰۰	۱۵۰۰-۱۶۰۰	۱۲۵۰-۱۴۰۰

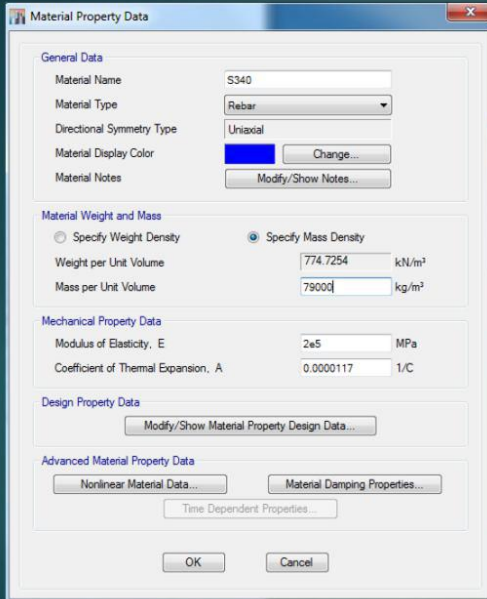
سياوش قناعت پيشه

پارك مجازی علم عمران

انجمن Etabs و Safe و Sap2000

- مشخصات ميلگرد در مبحث دهم به صورت بالا می باشد، جرم حجمی، تنش تسليم و نهايي و بقيه پارامترها آورده شده است.

## ادامه تعريف ميلگرد



سياوش قناعت پيشه

پارك مجازی علم عمران

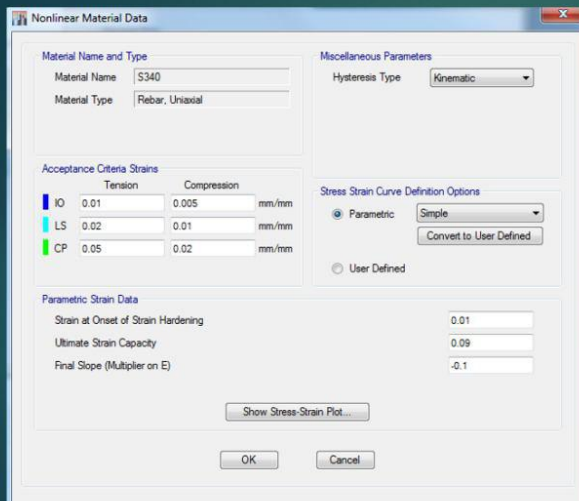
انجمن Etabs و Safe و Sap2000

جدول ۹-۴-۳ ضريب انبساط حرارتي ميلگردهای کامپوزیتی

جهت	CTE × 10 <sup>-6</sup> / °C		
	ميلگرد کامپوزیتی الياف شيشه	ميلگرد کامپوزیتی الياف کربن	ميلگرد کامپوزیتی الياف آراميد
طولی (α <sub>L</sub> )	۱۰ تا ۶	۰ تا ۹	۶ تا ۲
عرضی (α <sub>T</sub> )	۱۱/۷	۱۰۴ تا ۷۴	۲۳ تا ۲۱

ضريب انبساط حرارتي Coefficient of Thermal Expansion

- و بايد به صورت زیر در نرم افزار وارد کنیم.



- مانند مصالح دیگر، اگر نیاز به تحلیل غیر خطی داشته باشیم، باید این پارامترها بر اساس خصوصیات ماده خود اصلاح کنیم.
- در اینجا تعریف مصالح تمام شد. به سراغ تعریف مقاطع می رویم.

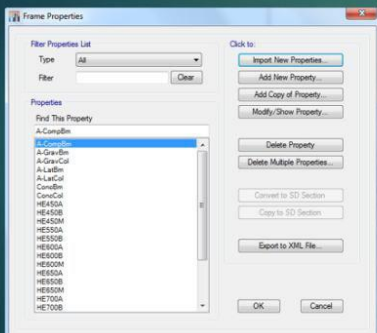
- ▶ مقاطعی که در ابتدا انتخاب می کنیم :
- ▶ IPE برای تیرها
- ▶ IPB برای ستونها
- ▶ UNP برای بادبندها می باشد. برای استفاده در مهاربند باید در SD section مقاطع دابل بسازیم.
- ▶ اگر بعد از طراحی اولیه، مقاطع قوی تری نیاز بود، تیر ورق تعریف می شود.

- چون سازه ما فولادی می باشد، از گزینه import استفاده خواهیم کرد :

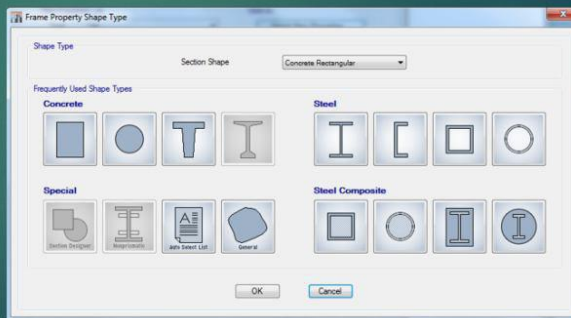
## وارد کردن مقاطع

33

► برای اینکه از مقاطع استاندارد استفاده می کنیم، می توانیم آنها را که قبلا در نرم افزار تعریف شده اند، فقط import کنیم :



سیاوش قناعت پیشه



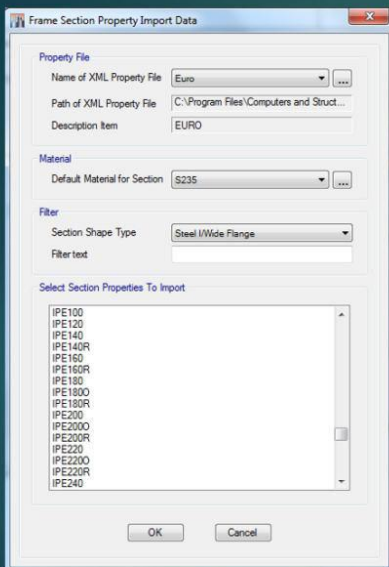
پارک مجازی علم عمران

انجمن Etabs و Safe و Sap2000

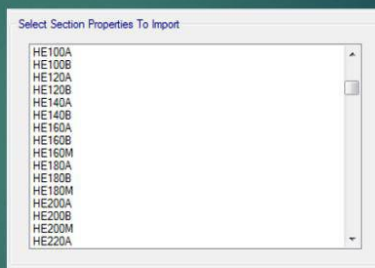
- اگر سازه بتنی می بود، باید شبیه کار مهندس قربانپور را انجام میدادیم.
- طبق شکل ۳۳، روی شکل کلیک می کنیم :

## مقاطع تیر و ستون

34



سیاوش قناعت پیشه



پارک مجازی علم عمران

انجمن Etabs و Safe و Sap2000

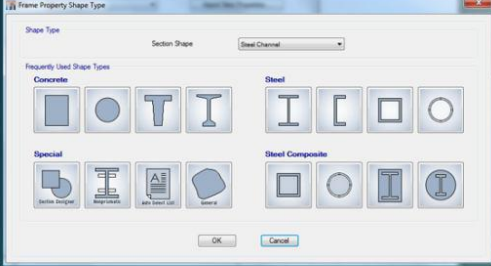
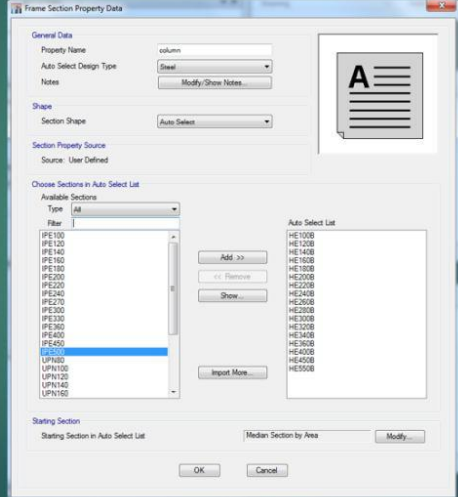
- چون ابتدای ساخت مدل گفته بودیم، مقاطع را از euro استخراج می کنیم، در اینجا پیشفرض مقاطع euro نمایش داده شده است. حال IPE و IPB یا HE...B را برداشت می کنیم.
- در ساختمان های فولادی، یکی از مزایای کار نسبت به بتنی، ایجاد مقاطع خودکار می باشد.
- با دادن چندین مقطع، نرم افزار بهینه ترین را پیدا می کند. البته باید بعد از طراحی اولیه، تیپ بندی انجام شود.

# مقاطع اتوماتیک

35

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- به صورت بالا، مقاطع اتوماتیک تیر و ستون را می سازیم

► برای ساخت مقاطع دویل ناودانی دو راه پیش رو داریم :

► 1- ساخت با SD section

► 2- ساخت با مقطع جعبه ای معادل شده

► مزیت SD section دقیق بودن ممان مقاوم خمشی و شعاع ژیراسیون مقطع می باشد.

► مزیت مقطع جعبه ای، شناخت فشرده لرزه ای بودن یا نبودن مقطع و همچنین طراحی در حالت ویژه می باشد.

► شباهت این دو در مساحت مقطع می باشد، در هر دو حالت یکسان می باشد.

- برای بادبند دویل ناودانی این سوال پیش می آید که با SD section ساخته شود، یا مقطع قوطی معادل استفاده شود
- مزیت و معایب هر دو را لیست کرده ام. به خاطر اینکه در حال حاضر دویل آی شکل را هم معادل می کنند. فکر می کنم، معادل کردن کار را خیلی بهتر انجام دهد.
- مخصوصا اینکه قاب مهاربندی ویژه می خواهیم استفاده کنیم و نرم افزار اگر پارامترهای طراحی لرزه را خودش چک کند، بسیار بهتر از چک کردن دستی می باشد.

#### ۱۰-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه ای قابهای مهاربندی شده همگرای معمولی

ب) مقاطع اعضای مهاربندی ها و تیرهای نظیر دهانه های مهاربندی شده در مهاربندی های از نوع ۷ و ۸ باید از نوع فشرده لرزه ای با محدودیت نسبت پهنای به ضخامت برابر  $M_{max} / f_y$  مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ و مقاطع کلیه ستون ها و تیرهای نظیر دهانه های مهاربندی شده در مهاربندی های از نوع فشرده لرزه ای باید فشرده باشند.

#### ۱۰-۳-۱۰-۲ مهاربندی های به شکل ۷ و ۸

قابهای مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی های از نوع ۷ باید دارای شرایط زیر باشند.  
الف) ضریب لازی (KL/r) مهاربندی های از نوع ۸ و ۷ نباید از  $\sqrt{E/F_y}$  تجاوز نماید.

ج) تیرهای دهانه های مهاربندی شده با مهاربندی های به شکل ۷ و ۸ و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندی های کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیرهای دهانه های مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبدار که با نیروی زلزله ترکیب می شوند و اثرات لرزه ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندی ها محاسبه شوند.

- نیروی لرزه ای مهاربند کششی کمتین دو مقدار  $R_{pF_y} A_s$  و  $R_{pF_y} A_s$  و نیروی کششی ناشی از ترکیب بار زلزله تشدید یافته، که در آن،  $R_p =$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی،  $F_y =$  تنش تسلیم فولاد مهاربندی و  $A_s =$  سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.
- نیروی لرزه ای مهاربند فشاری برابر  $0.33P_c$  که در آن  $P_c =$  مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری است.

#### ۱۱-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه ای قابهای مهاربندی شده همگرای ویژه

ب) مقاطع اعضای مهاربندی ها و ستون های نظیر دهانه های مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنای به ضخامت برابر  $M_{max} / f_y$  مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ و مقاطع تیرهای دهانه های مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنای به ضخامت برابر  $M_{max} / f_y$  مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ و مقاطع بقیه ستون ها باید فشرده باشند.

ت) ضریب لازی (KL/r) مهاربندی های فشاری در قابهای مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (فشرده، ضریبی، ۷ و ۸) نباید از ۲۰۰ تجاوز نمایند.

#### ۱۰-۱۱-۳-۱۰ تیرها، ستون ها و اتصالات آنها

مقاومت های طراحی تیرها، ستون ها و اتصالات آنها در قابهای مهاربندی شده همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند.

الف) تحلیلی که در آن فرض می شود نیروی مهاربندی های کششی برابر  $R_{pF_y} A_s$  و نیروی مهاربندی های فشاری برابر  $R_{pF_y} A_s$  می باشد.

ب) تحلیلی که در آن فرض می شود نیروی مهاربندی های کششی برابر  $R_{pF_y} A_s$  و نیروی مهاربندی های فشاری برابر  $R_{pF_y} A_s$  می باشد.

- همانطور که می بینید، مهاربند های معمولی، بیشتر اگر از نوع ۷ و ۸ باشند، لازم است الزامات تکمیلی رعایت کنند.
- در این پروژه که ضربدری داریم، اگر مهاربند معمولی داشته باشیم، تفاوتی بین ساخت با SD section و قوطی وجود ندارد.
- بادبند چون محوری کار می کند، مساحت نشان از سختی و باربری آن است که در هر دو یکسان می باشد.
- ولی اگر مهاربند ویژه داشته باشیم :
- ۱- نسبت پهنا به ضخامت مهم می شود. (برای فشرده لرزه ای بودن-قوطی مدل کردن دقیق است)
- ۲- ضریب لاغری مهم می شود. (برای کماتش - SD مدل کردن دقیق است).
- بادبند دو سر مفصل است، پس ممان ندارد. المانی که ممان در آن ایجاد نمی شود فقط کشیده و فشرده می شود.
- سختی یک فنر (که فقط کشیده و فشرده می شود) EA/L است. یعنی فقط مساحت در آن دخیل است.
- شما دویل UNP چه در SD چه با قوطی بسازید، مساحت یکسانی دارد، پس قاعدتا پرپود و سختی سازه و بقیه موارد یکسان می شود.
- تنها مورد این کار در طراحی است. که نرم افزار این مقطع را اگر با SD بسازید، غیر فشرده لرزه ای عنوان می کند و شما مجبورید پارامتر طراحی لرزه ای (seismic design) را خاموش کنید.
- البته مساحت ها به خاطر شعاع داخلی UNP کمی متفاوت است، SD دقیق تر است. ولی قابل صرف نظر است.
- در کل، از نظر من، به دلیل تفاوت بسیار کم SD مدل کردن و قوطی مدل کردن، من قوطی مدل می کنم.

## ساخت ناودانی دویل

38

Sap2000 و Safe و Etabs  
انجمن

سیاوش قناعت پیشه

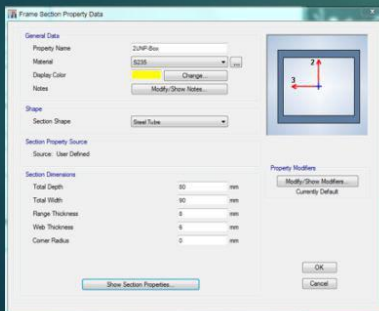
پارک مجازی علم عمران

- اگر خواستید SD مدل کنید به صورت بالا می باشد.



## مقطع جعبه ای معادل دابل ناودانی

- ▶ ارتفاع قوطی همان ارتفاع ناودانی می باشد.
- ▶ عرض قوطی (جهت 2 محلی) دو برابر عرض بال ناودانی می باشد.
- ▶ ضخامت بال و جان قوطی همان ضخامت بال و جان ناودانی می باشد



اسم ناودانی	ارتفاع	عرض بال	ضخامت جان	ضخامت بال
UNP80	80	45	6	8
UNP100	100	50	6	8.5
UNP120	120	55	7	9
UNP140	140	60	7	10
UNP160	160	65	7.5	10.5
UNP180	180	70	8	11

- اگر خواستید قوطی مدل کنید نیز به صورت بالا می باشد.

## الزامات لازم برای فشردگی معمولی و لرزه ای

جدول ۳-۳-۱- نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			عمودشده (فشرده‌ایه)	انحراف‌نشده (λ)	
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل تورد شده، توابلی‌ها و سوراخ‌ها	$b/t$	$0.738 \sqrt{E/f_y}$	$1/\lambda \sqrt{E/f_y}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق یا یک یا دو محور تقارن	$b/t$	$0.738 \sqrt{E/f_c}$	$[0.1, 1]$	
۱۲	سازه‌های اندیشه‌ای تک	$b/t$	$0.571 \sqrt{E/f_y}$	$1/\lambda \sqrt{E/f_y}$	
۱۳	بال‌های گلبه مقطع I شکل و طولانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	$b/t$	$0.738 \sqrt{E/f_y}$	$1/\lambda \sqrt{E/f_y}$	

سیاوش قناعت پیشه

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

شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
		λ زیاد	λ متوسط	
بال‌های مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق نوردانی‌ها، سبیری‌ها، ساق نشی‌های تک و نشی‌های دابل با فاصله و ساق برجسته نشی‌های دابل به هم چسبیده	$b/t$	$0.738 \sqrt{E/f_y}$	$0.738 \sqrt{E/f_y}$	

پارک مجازی علم عمران

- الزامات فشردگی معمولی و لرزه ای به صورت بالا می باشد. شکل سمت راست فشردگی لرزه است.
- در ضمن تمام مقاطع استاندارد، فشرده لرزه ای هستند.
- از بحث مقاطع خارج می شویم.
- به این ترتیب مهاربند ها را ساخته و در یک مقطع اتوماتیک قرار می دهیم

## تعریف بار های ثقیلی

41

Sap2000 و Safe و Etabs انجن

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

### ساختمان های فولادی

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

- ۱)  $1.2D$
- 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)  $1.2D+1.0E+L+0.2S$
- ۶)  $0.8D+1.0(1.4W)$
- ۷)  $0.8D+1.0E$
- ۸)  $1.2D+0.5L+0.5(L_r \text{ یا } S)+1.2T$
- ۹)  $1.2D+1.6L+1.6(L_r \text{ یا } S)+1.0T$

▶  $D =$  بار مرده

▶  $L =$  بار زنده طبقات به جز بام

▶  $L_r =$  بار زنده بام

▶  $S =$  بار برف

▶  $R =$  بار باران

▶  $W =$  بار باد

▶  $E =$  بار زلزله طرح

- ترکیب بار برای یک ساختمان فولادی به روش حدی به شکل بالا می باشد. پس لازمه ما بار های بالا تعریف کنیم.

## 42 بار های ثقیلی در نرم افزار

انجنیر Etabs و Safe و Sap2000

- ▶ Dead = بار مرده
- ▶ Super Dead = بار مرده اضافی (مخصوص سقف کامپوزیت)
- ▶ Live = بار زنده (غیر قابل کاهش)
- ▶ Reducible Live = بار زنده (قابل کاهش)
- ▶ Reducible Live 0.5 = بار زنده (قابل کاهش که بعضی موارد ضریب 0.5 در ترکیب بار می گیرد.)
- ▶ Partition Live = بار زنده تیغه بندی

پارک مجازی علم عمران

سیاوش قناعت پیشه

- بار های بالا را تعریف می کنیم. در ادامه توضیح اضافه آورده می شود.

## 43 توضیح بار های مرده و زنده

انجنیر Etabs و Safe و Sap2000

- ▶ بار Dead را برای دیوار های پیرامونی استفاده خواهیم کرد.
- ▶ بار super dead را برای کف سازی استفاده می کنیم.
- ▶ بار Live برای پارکینگ و انباری استفاده می شود.
- ▶ بار Reducible Live برای راه پله و محل تجمع می باشد.
- ▶ بار Reducible Live 0.5 بار زنده اتاق ها می باشد.
- ▶ بار partition Live مانند اسمش برای پارتیشن می باشد.

پارک مجازی علم عمران

سیاوش قناعت پیشه

- برای طراحی تیر های کامپوزیت نیاز به بار های super Dead داریم که همان کف سازی ما می باشد. و قبلا  $175 \text{ kg/m}^2$  گفته بودیم.

- دلیل تفاوت بار پارتیشن با بار زنده (Live) تفاوت آنها در جرم لرزه ای می باشد.

## توضیحات بار لرزه ای

44

Sap2000 و Safe و Etabs و اتچن

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

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

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

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- همانطور که می بینید، بار پارتیشن جزو بارهای مرده (میزان مشارکت ۱۰۰٪) و بار زنده دارای مشارکت ۲۰٪ می باشد. پس نباید در یک ترکیب بار تعریف کرد.

## تکمیل شده در ETABS

45

Sap2000 و Safe و Etabs و اتچن

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Mass	Other	0	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
SDead	Super Dead	0	
RLive	Reducible Live	0	
Lr	Roof Live	0	
S	Snow	0	
RLive0.5	Reducible Live	0	
Partition	Live	0	
Mass	Other	0	

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- در آخر در نرم افزار به صورت بالا تکمیل می شود.

- بار Mass که در آخر آورده شده، بار معادل سازی وزن و جرم می باشد.
- مثلاً در طبقه بام طبق آیین نامه نصف وزن دیوار پایین آورده می شود. ولی نرم افزار این کار را نمی کند، پس ما به صورت دستی این بار را می آوریم.
- با این کار پریود سازه درست محاسبه می شود.

46

▶ با تشکر  
▶ جلسه اول تمام شد

انجمن Etabs و Safe و Sap2000

## آموزش ایتبز ۲۰۱۵ سازه فولادی - جلسه سوم - تلگرام

- با سلام، خدمت همه دوستان
- جلسه سوم طراحی سازه فولادی را شروع می کنیم.



47

# جلسه سوم

▶ آموزش ETABS 15.0.0

▶ پارک مجازی علم عمران

Csi Software  
انجمن

سیوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

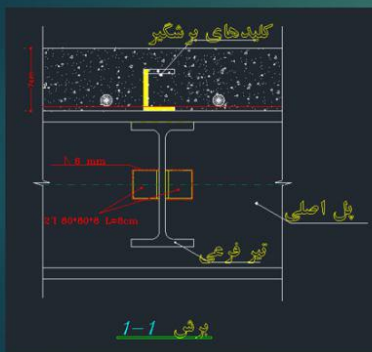
- جلسه قبل، بار های مرده و زنده مختلف را توضیح دادیم و ساختیم.
- این جلسه به احتمال زیاد تا آخر بار های جانبی خواهیم رفت.
- ابتدا، به ساخت سقف کامپوزیت می پردازیم. چون تمام مقاطع را ساخته ایم، این هم تمام بشود.

## تعريف سقف کامپوزيت

▶ برای سقف هایی مثل تیرچه بلوک، تیرچه کرومیت، عرشه فولادی، سقف های کامپوزیت و غیره از سقف Deck استفاده می کنیم.

▶ ویژگی سقف Deck پخش بار یکطرفه می باشد.

▶ در ضمن طبق نقشه زیر برای گل میخ ها از ناودانی استفاده می کنیم.



سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- سقف کامپوزیت به دلیل داشتن برش گیر، باید با Deck مدل سازی شود.

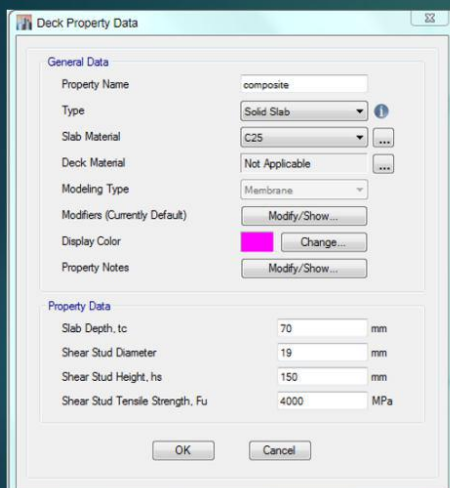
## ادامه سقف کامپوزيت

▶ همانطور که در نقشه ها معلوم است، یک سقف با ضخامت ثابت نیاز داریم.

▶ به اطلاعات گل میخ ها نیز کاری نداریم، چون

اولا در طراحی تیرکامپوزیت تأثیری ندارند.

دوما از ناودانی استفاده می کنیم.



سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- برای اینکه مدل شود، باید از solid slab استفاده کنید و ضخامت را همان که در نقشه ذکر شده (۷ سانتی متر) وارد کنید.
- اطلاعات مربوط به برش گیر در موقع طراحی گفته می شود. در ضمن به دلیل استفاده از نبشی به عنوان برش گیر، نیاز به عددگذاری دقیق نیست.

## تعریف بارهای ثقیلی وارد بر کف

► 1- کف لابی: در برنامه SAFE لازم است وارد کنیم. تنها بارهایی که می‌دانیم نصف آنها به طبقه اول می‌رسد را حساب می‌کنیم و به صورت MASS به کف طبقه اول اعمال می‌کنیم.

► الف- بار دیوار پیرامونی

► ب- بار پارِتیشن: نیازی به اعمال در لابی نیست.

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

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم‌کننده و یا جایابی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم‌کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم‌کننده نباید کمتر از ۱ کیلو نیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیرهای سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به ۰.۵ کیلو نیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن‌که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحفات آنها از ۰.۴ کیلو نیوتن تجاوز نکند.

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

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

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $I_{0.0}$  و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-تبار-راهروها)	۳	—
۲-۴	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	—
۵	هتل‌ها- فروشگاهها		
۱-۵	اتاق‌ها و سایر فضاهای هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاهها	۲	—
۲-۵	فروشگاههای کوچک و خرده‌فروشی- طبقه همکف (ورودی)	۵	۴.۵
۳-۵	فروشگاههای کوچک و خرده‌فروشی- کف سایر طبقات	۳.۵	۴.۵
۴-۵	فروشگاههای عمده‌فروشی- همه طبقات	۶ <sup>(۳)</sup>	۴.۵

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- در ابتدا توضیح می‌دهم بارهای ثقیلی گفته شده در جلسه قبل را چطور استفاده می‌کنیم و مقدار هر کدام چقدر می‌باشد.
- در طبقه همکف، به علت وجود بار زنده بزرگتر از  $kn/m2$  نیازی به در نظر گیری بار پارِتیشن نمی‌باشد.
- اگر بار پارِتیشن در نظر گرفته نشود، در طبقه اول هم بار MASS که معادل کننده وزن لرزه ای می‌باشد، برای پارِتیشن لازم نمی‌باشد.

## ادامه بارهای ثقیلی

► 2- کف طبقه اول (تجاری):

► الف) بار پارِتیشن: ابتدا بار زنده کف طبقه تجاری را حساب می‌کنیم.

► باید بار پارِتیشن اعمال شود.

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $I_{0.0}$  و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-تبار-راهروها)	۳	—
۲-۴	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	—
۵	هتل‌ها- فروشگاهها		
۱-۵	اتاق‌ها و سایر فضاهای هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاهها	۲	—
۲-۵	فروشگاههای کوچک و خرده‌فروشی- طبقه همکف (ورودی)	۵	۴.۵
۳-۵	فروشگاههای کوچک و خرده‌فروشی- کف سایر طبقات	۳.۵	۴.۵
۴-۵	فروشگاههای عمده‌فروشی- همه طبقات	۶ <sup>(۳)</sup>	۴.۵

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- حال به سراغ کف طبقه اول می‌رویم:



- ۱- بار مرده (شامل وزن المان ها و دیوار های پیرامونی) می باشد.
- ۲- بار "روی مرده" شامل وزن کف سازی می باشد.

52

## ادامه بار های ثقلی

▶ 2- کف طبقه اول (تجاری) :

▶ الف) بار پارتیشن باید برای هر کف (یا کل طبقه) طبق نقشه، طول دیوار را حساب کنید. در وزن واحد طول دیوار ضرب کنید. سپس تقسیم بر مساحت آن کف (یا کل طبقه) کنید.

▶ جرم واحد سطح دیوار به صورت زیر است :

CSI Software  
انجن - عمران

شدت بار	جرم واحد حجم	ضخامت	نوع مصالح
198	900	0.22	آجر کاری با بلوک
168	2100	2*0.04	ملات ماسه سیمان
$\frac{1}{3.4} \times 112$	2800	2*0.02	سنگ گرانیت
0			رنگ روغنی
399.0	Kg/m <sup>3</sup>		مجموع

سیاوش قناعت پیشه
پارک مجازی علم عمران

- به دلیل کمتر بودن بار زنده از 25 kN/m<sup>2</sup> بار پارتیشن را حساب می کنیم

53

## ادامه بار های ثقلی

▶ - کف طبقه اول (تجاری) :

▶ الف) بار پارتیشن :

CSI Software  
انجن - عمران

وزن واحد سطح	شدت بار	مساحت طبقه	ارتفاع پارتیشن	طول پارتیشن	طبقه
2 kN/m <sup>2</sup>	3.9 kN/m <sup>3</sup>	متر مربع m	3.4	n متر	اول

▶ ما بار را حداکثر وارده (قبل از اعمال در محل خود دیوار در نقشه) وارد می کنیم.

▶ این بار را تحت Partition Live اعمال می کنیم.

CSI Software  
انجن - عمران

سیاوش قناعت پیشه
پارک مجازی علم عمران

- به صورت بالا بار واحد سطح پارتیشن را حساب می کنیم. که من در آخر 2۲ kN/m<sup>2</sup> فرض کردم.

▶ 2- کف طبقه اول تجاری :

▶ (ب) بار زنده : طبق جدول  $3.5 \text{ kN/m}^2$

▶ این بار را تحت  $0.5 \text{ Reducible Live}$  اعمال می کنیم.

▶ ۶-۱-۱-۵ بار زنده: باری غیر دائمی است که در حین استفاده و یا بهره‌برداری از ساختمان و یا سایر سازه‌ها به آنها وارد شود و شامل بارهای حین ساخت و یا بارهای محیطی مانند بار باد، بار برف، بار باران، بار زلزله، بار سیل و یا بارهای مرده نمی‌شود.

▶ ۶-۲-۵ بار زنده گسترده یکنواخت

▶ ۶-۲-۱-۵ بار زنده لازم

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

- بار زنده ای که در جدول اول نشان دادیم نیز با  $0.5 \text{ Reducible Live}$  اعمال می کنیم.
- در اینجا بار های طبقه اول معرفی شدند.

▶ 3- کف سایر طبقات (اداری) :

▶ (الف) بار پارتیشن (partition Live): مانند طبقه اول فرض می کنیم.

▶ (ب) بار زنده ( $0.5 \text{ Reducible Live}$ ) :

۴	ساختمان‌های اداری	۲
۱-۲	دفاتر کار معمولی	۲.۵
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات- راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴.۵
۳-۷	راهروهای سایر طبقات	۳.۵

می توان طبق نقشه بار اتاق ها را از راهرو ها جدا کرد.

▶ (ج) mass : به دلیل یکسان بودن ارتفاع طبقه اول و سایر طبقات همچنین بار پارتیشن، این بار را نداریم.

▶ (د) بار پله : در ادامه جداگانه بحث می شود.

- برای طبقه دوم به صورت خلاصه، بار های به صورت بالا می باشد.

## ادامه بار های ثقیلی

- ▶ 4- بار بام :
- ▶ الف) بار زنده :

جدول ۱-۵-۶ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت I<sub>0</sub> و بار زنده متمرکز کفا

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	پامها		
۱-۱	پامهای معمولی تخت، شیبدار و قوسی	۱.۵	۱.۳
۲-۱	پام یا پوشش سبک	۰.۵	۱.۳
۳-۱	پامهای دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۴-۱	پامهایی با پوشش پارچه‌ای یا سازه اسکلتی	۰.۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱.۳
۵-۱	پامهایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۶-۱	قابهای نگهدارنده یک فضابند	۰.۲۵ (غیر قابل کاهش) فقط به اعضای قابها وارد می‌شود)	۱

- برای بام نیز بار Roof برابر ۱.۵ kN/m<sup>2</sup> در نظر گرفته می شود.

## ادامه بار های ثقیلی

- ▶ 4- بار بام
- ▶ ب) بار برف :

۱-۷-۶ بار برف زمین

بار برف زمین، P<sub>s</sub> وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که، بر اساس آمار موجود در منطقه احتمالی تجاوز از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

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

منطقه ۱- برف بسیار کم (نازک)	۰.۲۵ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۲- برف کم	۰.۵ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱.۵ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلو نیوتن بر متر مربع

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

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵	۳۱	بوشهر	۱
۲	اراک	۴	۳۲	بیجار	۴
۳	ازبیل	۵	۳۳	بیرجند	۲
۴	اردستان	۲	۳۴	پیرانشهر	۵
۵	ارومیه	۴	۳۵	تبریز	۴
۶	اسلام آباد غرب	۴	۳۶	تربت جام	۴
۷	اصفهان	۳	۳۷	تربت حیدریه	۳
۸	الیگودرز	۵	۳۸	تکاب	۴
۹	امیدیه	۱	۳۹	تهران جنوب	۴
۱۰	انار	۲	۴۰	تهران شمال	۴

۲-۷-۶ بار برف بام

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

$$P_r = 0.7 C_f C_p C_e I_r P_g \quad (1-7-6)$$

که در آن:

- I<sub>r</sub> = ضریب اهمیت طبق بخش ۳-۷-۶
- C<sub>p</sub> = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۴-۷-۶
- C<sub>e</sub> = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۵-۷-۶
- C<sub>f</sub> = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

- حال توضیحی راجع به بار برف بدهم، چون باید آن را نیز اعمال کنیم.
- طبق جدول، تهران در منطقه با برف زیاد قرار دارد.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله				
گروه خطر پذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه ای، $I_e$	ضریب اهمیت بار باد، $I_w$	ضریب اهمیت بار یخ، $I_s$	ضریب اهمیت بار برف، $I_f$
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

▶ 4- بار بام

▶ (ب) بار برف :

▶ - ضریب اهمیت : 1

▶ - ضریب برف گیری : 1

▶ - ضریب شرایط دمایی : 1

▶ - ضریب شیب : 1

▶  $P_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.05 \text{ kN/m}^2$

- مقادیر ضریب برف گیری و شرایط دمایی و غیره به راحتی به دست می آید. ولی به طور ساده، معمولاً همه ۱ به دست می آیند.
- در کل من به سادگی از آن میگذرم، اگر سوالی هست می توانید بعد کلاس بپرسید.

راهروها، راه پله ها <sup>۱۹</sup> و بالکن ها	
۱-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)
۲-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات
۳-۳	راه پله و راههای منتهی به درب های خروجی
۴-۳	راه پله اضطراری
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تاسیسات
۶-۳	بالکن ها

راهروها، راه پله ها <sup>۱۹</sup> و بالکن ها	
۱-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)
۲-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات
۳-۳	راه پله و راههای منتهی به درب های خروجی
۴-۳	راه پله اضطراری
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تاسیسات
۶-۳	بالکن ها

▶ 5- بار پله :

▶ (الف) پله ای که به خروجی منجر می شود :

▶ (ب) پله ای که به خروجی منجر نمی شود :

▶ بار پله Reducible Live می باشد.

- بار پله به دو حالت تقسیم شده است، پله ای که به خروجی منجر می شود، و پله ای که منجر نمی شود. در پروژه ما نیز دو پله با همین شرایط وجود دارد.

- در ضمن بار پله ای که به خروجی منجر نمی شود، به دلیل کمتر بودن آن از  $25 \text{ kN/m}^2$  باید با  $0.5 \text{ Reducible Live}$  وارد شود.
- یعنی در ترکیب بار ها، ضریب آن نصف می شود.

60

## ادامه بار های ثقیلی

انجنرین سی‌اس‌اف‌تور

▶ 6- بار بالکن

▶ بار زنده ( $0.5 \text{ Reducible Live}$ ):

۳	راهروها، راه پله‌ها <sup>(۱)</sup> و بالکن‌ها				
۱-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—	—	—
۲-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	۵	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—	—
۳-۳	راه‌پله و راه‌های منتهی به درب‌های خروجی	۵ <sup>(۲)</sup>	—	۱,۳	—
۴-۳	راه پله اضطراری	۵	—	۱,۳	—
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تاسیسات	۲	—	۱,۳	—
۶-۳	بالکن‌ها	۱,۵ بار زنده کف	اتاق‌های متصل به آنها	—	—
		لازم نیست بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود.			

۹-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۳,۵	۶	—	—
۱۰-۱۲	کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر	۵	۶	—	—
۱۱-۱۲	اتاق آسانسور	۳,۶	—	۱,۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود)	—

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- در ادامه بار زنده بالکن و آسانسور را می آوریم.
- حال به سراغ بار های جانبی می رویم :

61

## بار های جانبی

انجنرین سی‌اس‌اف‌تور

▶ 1- بار زلزله

▶ الف ( جهت X (سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط + مهاربند همگرای ویژه) :

**سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System**

سیستمی است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی به‌طور عمده و بارهای جانبی کلاً توسط قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تحمل می‌شوند. به بند (۴-۸-۱) مراجعه شود.

۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

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

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

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

تصوره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام‌بند (ب) را اقیان نکنند، سیستم دوگانه جزو سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام‌بند فوق را اقیان نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متنظفر در نظر گرفته شود.

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- در جهت X سیستم دو گانه داریم که توضیحاتش آورده شده است.

## ادامه بارهای جانبی

62

انجنیر سی‌سی‌اس

**مشخصات پروژه:**

محل اجرای پروژه: شهر تهران  
 خطر نسبی زلزله: خیلی زیاد  
 نسبت شتاب میزای طرح: 0.35  
 نوع خاک: Type II  
 نوع سازه: قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی  
 تعداد طبقات: 8

**محاسبه ضریب زلزله:**

A = 0.35  
 I = 1.0  
 Ru = 6  
 $T = 0.05 \times H^{0.75} = 0.05 \times (29.7)^{0.75} = 0.64 \text{ Sec}$   
 $T_0=0.1; T_s=0.5; S=1.5; S_0=1$  *for soil Type II*  
 $B1 = (S + I) \times (T_s / T) = 1.97$  *for T > T<sub>s</sub>*  
 N = 1.03  
 $B = B1 \times N = 1.97 \times 1.03 = 2.02$   
 $C = A \times B \times I / R_u = 0.35 \times 2.02 \times 1.0 / 6 = 0.1177$

K 1.07

سیاوش قناعت پیشه

Story Data

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m
هرشته	2.5	32.2	Yes	None	No	0
پایه	3.7	29.7	Yes	None	No	0
Story7	3.7	26	No	پایه	No	0
Story6	3.7	22.3	No	پایه	No	0
Story5	3.7	18.6	No	پایه	No	0
Story4	3.7	14.9	No	پایه	No	0
Story3	3.7	11.2	No	پایه	No	0
Story2	3.7	7.5	No	پایه	No	0
پایه	3.8	3.8	No	پایه	No	0
پایه	0	0				

Note: Right Click on Grid for Options

پارک مجازی علم عمران

- 1- بار زلزله
- الف) قاب دوگانه:
- ضریب زلزله C:
- از برنامه مهندس رعیت استفاده کرده ام.

- محاسبه ضریب برش پایه نیز به صورت شکل به دست می آید.
- من فکر نمیکنم کسی مشکل داشته باشد، برای همین ریز آیین نامه ای آورده نشده است.
- اگر مشکلی بود، جلسه بعد یا بعد کلاس، بندهای آن را می آورم.
- تنها نیاز به محاسبه ضریب برش پایه، سیستم و ارتفاع سازه می باشد که در شکل آورده شده است.

## ادامه بار های جانبی

63

Csi Software  
انجمن

- ▶ 1- بار زلزله
- ▶ (ب) سیستم مهاربندی ویژه

قاب مهاربندی شده همگرا: Concentrically Braced Frame  
قاب مهاربندی شده ای است که در آن امتداد اعضای مورب از محل تقاطع تیرها و ستون‌ها می‌گذرند. در این قاب‌ها اعضا عمدتاً تحت فشار یا کشش قرار دارند.

۴-۸-۱ سیستم قاب ساختمانی  
نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از  $P-\Delta$  باشند.

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- در جهت ۷ سیستم مهاربندی داریم و سیستم قاب ما مفصلی می باشد.

## ادامه بار های جانبی

64

Csi Software  
انجمن

- ▶ 1- بار زلزله
- ▶ (ب) سیستم مهاربندی ویژه
- ▶ ضریب زلزله C :

### مشخصات پروژه:

محل اجرای پروژه: شهر تهران  
خطر نسبی زلزله: خیلی زیاد  
نسبت شتاب مبنای طرح: 0.35  
نوع خاک: Type II  
نوع سازه: مهاربندی همگرای ویژه فولادی  
تعداد طبقات: 8

### محاسبه ضریب زلزله:

$$A = 0.35$$

$$I = 1.0$$

$$R_u = 5.5$$

$$T = 0.05 \times H^{0.75} = 0.05 \times (29.7)^{0.75} = 0.64 \text{ Sec}$$

$$T_0 = 0.1; T_s = 0.5; S = 1.5; S_0 = 1 \text{ for soil Type II}$$

$$B_1 = (S + 1) \times (T_s / T) = 1.97 \text{ for } T > T_s$$

$$N = 1.03$$

$$B = B_1 \times N = 1.97 \times 1.03 = 2.02$$

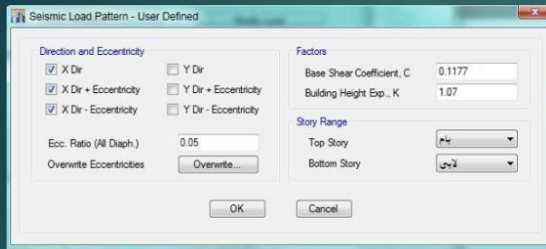
$$C = A \times B \times I / R_u = 0.35 \times 2.02 \times 1.0 / 5.5 = 0.1285$$

K 1.07

سیاوش قناعت پیشه

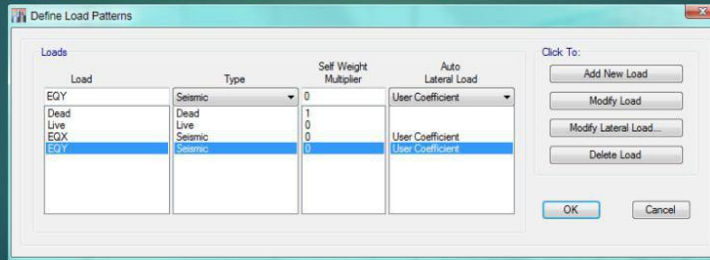
پارک مجازی علم عمران

- در جهت ۷ نیز ضریب برش پایه آورده شده است.
- تا اینجا از تبصره ۲۸۰۰ مبنی بر ۲۵٪ افزایش پریود تجربی استفاده نکردیم، بعد از تحلیل و دیدن پریود تحلیلی، چون سازه ۸ طبقه می باشد، به احتمال زیاد پریود را افزایش و ضریب برش پایه را کاهش می دهیم.



► 1- بار زلزله

► نحوه اعمال در ETABS



سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- یه صورت بالا نیز در نرم افزار وارد می کنیم.
- ما از قابلیت جدید نرم افزار مبنی بر تعریف یک ترکیب بار و علامت زدن ترکیب بار های با خروج از مرکزیت استفاده کرده ایم که در تعداد Load Combination تاثیر زیادی دارد.

۱-۲-۱-۳-۱-۵-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبه دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

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

که در آن:

$N_i$  = بار جانبی فرضی در طبقه  $i$

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

► 2- بار مجازی

► این بار ها در Load Combination

قرار می گیرند.

#### بار محازی برای تمام ترکیب بار های ثقلی

<u>NDeadX</u>	<u>NRLiveX</u>	<u>NLrX</u>
<u>NDeadY</u>	<u>NRLiveY</u>	<u>NLrY</u>
<u>NSDeadX</u>	<u>NRLive0.5X</u>	<u>NSnowX</u>
<u>NSDeadY</u>	<u>NRLive0.5Y</u>	<u>NSnowY</u>
<u>NLiveX</u>	<u>NPLiveX</u>	
<u>NLiveY</u>	<u>NPLiveY</u>	

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- تا اینجا تعریف بار زلزله تمام شد.



- در ادامه به بار های مجازی می پردازیم.
- این بار ها برای تمام بار های ثقلی تعریف می شوند.
- و با ضریب همان بار در ترکیبات بارگذاری می آیند.
- با آمدن این ترکیب بار ها، در تنظیمات آیین نامه، شما باید از روش تحلیل مستقیم ، مرتبه دوم و با سختی ثابت استفاده کنید
- در ادامه در قسمت تنظیمات آیین نامه دوباره تکرار خواهیم کرد.

## ادامه بار های جانبی

67

Csi Software  
انجنیر

2- بار مجازی ▶

نحوه اعمال در ETABS ▶

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
NLiveX	Notional	0	Auto
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
NDeadX	Notional	0	Auto
NDeadY	Notional	0	Auto
NSDeadX	Notional	0	Auto
NSDeadY	Notional	0	Auto
SDead	Super Dead	0	
NLiveX	Notional	0	Auto
NLiveY	Notional	0	Auto

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- و داخل هر کدام از این notional load ها، شما نام ترکیب بار ثقلی و جهت X یا y را انتخاب می کنید.
- در اینجا به بار باد می پردازم :

- ▶ 3- بار باد
- ▶ الف) فشار خارجی

۲-۱۰-۶ فشار ناشی از باد بر ساختمان‌ها و سازه‌ها  
فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل بدست آید.  
$$p = I_w q C_e C_{g1} C_{pi} \quad (1-10-6)$$
  
در این رابطه:

www.IranCalculator.com

مبحث ششم

$p$  = فشار خارجی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.  
 $I_w$  = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۲-۱-۶  
 $q$  = فشار مبنای باد بخش ۳-۱۰-۶ و جدول ۲-۱۰-۶  
 $C_e$  = ضریب بادگیری طبق بند ۱-۶-۱۰-۶  
 $C_{g1}$  = ضریب اثر جهشی باد طبق بند ۴-۶-۱۰-۶  
 $C_{pi}$  = ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین‌گیری شده باشد.

بار خالص باد برای کل ساختمان از جمع جبری بارهای وارده بر سطوح رو و پشت به باد (فشار یا مکش) بدست می‌آید. در برخی موارد این بار را می‌توان از جمع حاصلضرب فشار یا مکش در مساحت سطوح که فشار یا مکش میانگین‌گیری شده باشد، محاسبه نمود.

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- در آیین نامه یک فشار داخلی آمده است، یک فشار خارجی
- و گفته شده جمع این دو برابر فشار باد می باشد.
- طبق کارهای من، تا ۳۰-۴۰ طبقه بار باد کمتر از بار زلزله می باشد. برای همین مشکل خاصی ندارد. البته دوستان طبق تجربه و کارهایشان شاید نظر متفاوتی داشته باشند.

- ▶ 3- بار باد
- ▶ ب) فشار داخلی

فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش بدست می‌آید. فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می‌آید.  
$$p_i = I_w q C_e C_{g1} C_{pi} \quad (2-10-6)$$
  
در این رابطه:

$p_i$  = فشار داخلی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح، به شکل فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.  
 $I_w$  = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۲-۱-۶  
 $C_e$  = ضریب بادگیری طبق بند ۱-۶-۱۰-۶  
 $C_{g1}$  = ضریب اثر جهشی باد داخلی که طبق بند ۴-۶-۱۰-۶ بیان شده است.  
 $C_{pi}$  = ضریب فشار داخلی

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- فرمول اسلاید ۶۸ برای فشار خارجی بود، این فرمول برای فشار داخلی می باشد.
- ضریب اهمیت در اسلاید های قبل آورده شده بود.
- رای تهران  $q$  برابر  $0.741$  می باشد.
- مقدار  $C_g$  هم برای سازه داخل شهری  $2$  می باشد.
- برای اطلاعات بیشتر و دقیق تر به آیین نامه رجوع کنید یا بعد کلاس بپرسید.

## ادامه بار های جانبی

70

3- بار باد ▶

ETABS در اعمال بار باد ▶

سیاوش قناعت پیشه

پارک مجازی علم عمران

- در مورد نحوه اعمال آن هر کسی کار خاص خودش را می کند.
- بعضی با اکسل فشار را در هر تراز طبقاتی در می آورند و سپس با user Load اعمال می کنند.
- عضی از آیین نامه ASCE7-10 استفاده می کنند.
- راه من نیز استفاده از آیین نامه NBCC 10 یا همان آیین نامه کانادا می باشد.
- تا اینجا بار های جانبی به پایان رسید.

## ۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. 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.

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

$$F_v = 0.6 A I W_p$$

(۳-۱۰)

در این رابطه:

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

W<sub>p</sub> در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

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

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

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

- تعریف زلزله قائم به صورت بالا می‌باشد.
- باید ۱- به کل سازه، ۲- به بالکن‌ها اعمال شود.
- و F<sub>v</sub> نیز واحدش kN می‌باشد. یعنی نیرو می‌باشد.

► 1- وارد بر کل سازه : باید بار زلزله با type=other تعریف شود.

و در ترکیب بارها به صورت دستی وارد شود:

$$F_v = 0.6 A I W_p = 0.21 W_p$$

در این حالت W<sub>p</sub> برابر بار Dead+SDead می‌باشد.

► 2- بار وارد بر بالکن : باید بار زلزله با type=other تعریف شود.

$$F_v = 0.6 A I W_p = 0.21 W_p$$

در این حالت W<sub>p</sub> برابر با Dead+SDead+ReducibleL0.5 می‌باشد.

- به صورت خلاصه حرف آیین نامه این است که برای زلزله وارد بر کل سازه، از بار مرده استفاده کنید.

- برای زلزله وارد بر بالکن، از بار مرده + زنده
- همانطور که گفتیم، FV نیرو می باشد، در حالت وارد آمدن بر کل سازه، باید شما تک تک گره ها را انتخاب و بهش وارد کنید.

## ادامه زلزله قائم

73

- ▶ شما می توانید به جای تعریف دو ترکیب بار برای زلزله قائم، فقط یکی برای زلزله بالکن تعریف کنید.
  - ▶ علت آن اینست که چون زلزله قائم وارد بر کل سازه، فقط بار مرده را شامل می شود، می توانید ضریب بار مرده را بعلاوه 0.21 کنید. در نتیجه از 1.2 به 1.41 تغییر می کند.
  - ▶ با این توصیف، نظرتون را به پارامتر  $S_{ds}$  متوجه می کنم.
- $$(1.2 + 0.2S_{ds})D + \rho Q_E + L + 0.2S$$
- $$(0.9 - 0.2S_{ds})D + \rho Q_E$$
- ▶ خود نرم افزار این مورد را پیشبینی کرده، شما با دادن عدد 1.05 جلوی  $S_{ds}$  در زمان لحاظ کردن تغییرات در آیین نامه، بار زلزله قائم وارد بر کل سازه را وارد می کنید.

- آیین نامه راه بهتری نیز پیشنهاد داده است. و آن استفاده از  $S_{ds}$  می باشد.
- شما قبل از ساخت ترکیب بار ها، در تنظیمات مقدار  $S_{ds}$  را درست می کنید. خودش به بار مرده اضافه می کند و انگار به کل سازه بار قائم زلزله اعمال شده است.
- به بالکن ها نیز به صورت دستی به گره های آنها اعمال می شود.
- خسته نباشید دوستان.
- این جلسه تمام شد. و کل بار ها تعریف شدند.

▶ با تشکر  
▶ جلسه سوم تمام شد

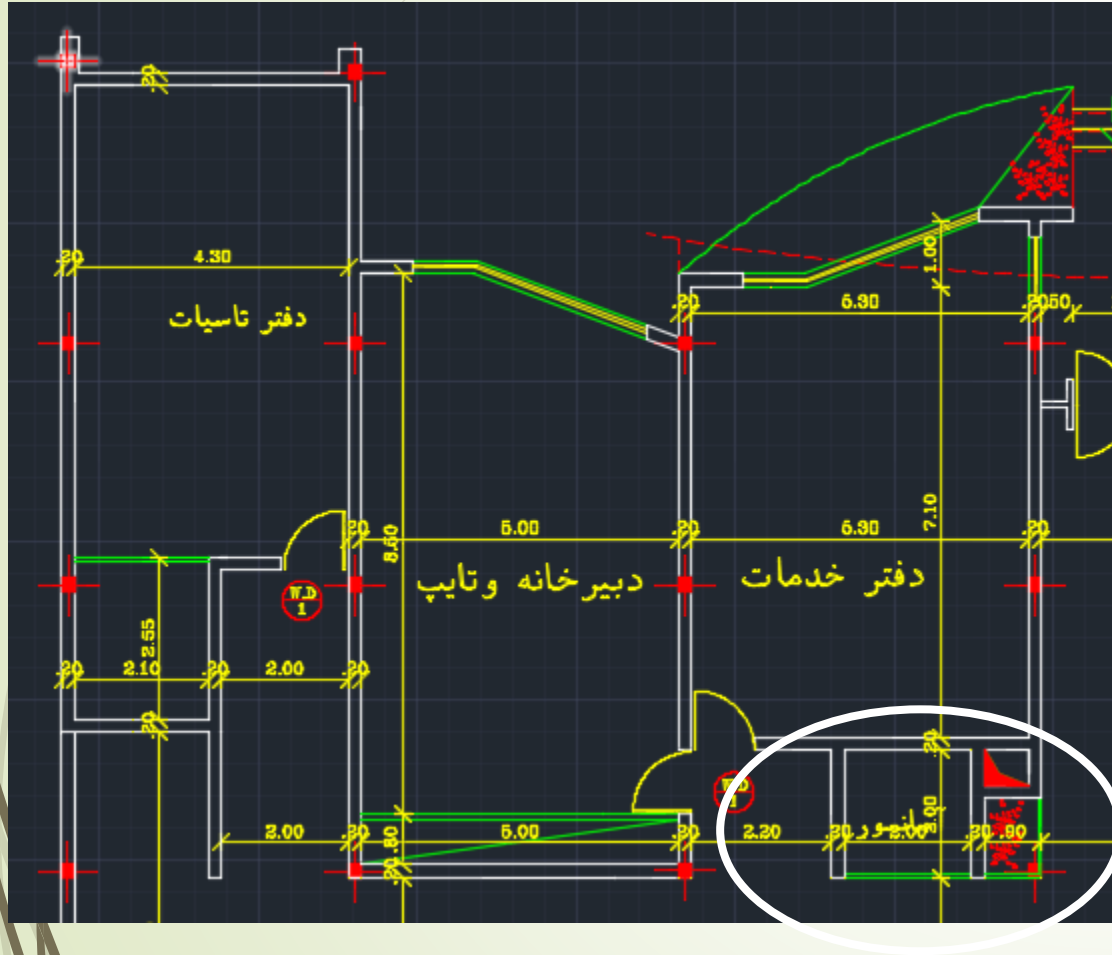
# جلسه چهارم

آموزش ETABS 15.0.0

پارک مجازی علم عمران

# بار پارتیشن

76



▶ طبق صحبت های بعد کلاس، بار پارتیشن مرده فرض می شود.

▶ در قسمت هایی که پارتیشن روی تیر می باشد، بار آن را:

$$3.9 \frac{kN}{m^2} \times 3.4 m = 13.26 kN/m$$

در نظر می گیریم.

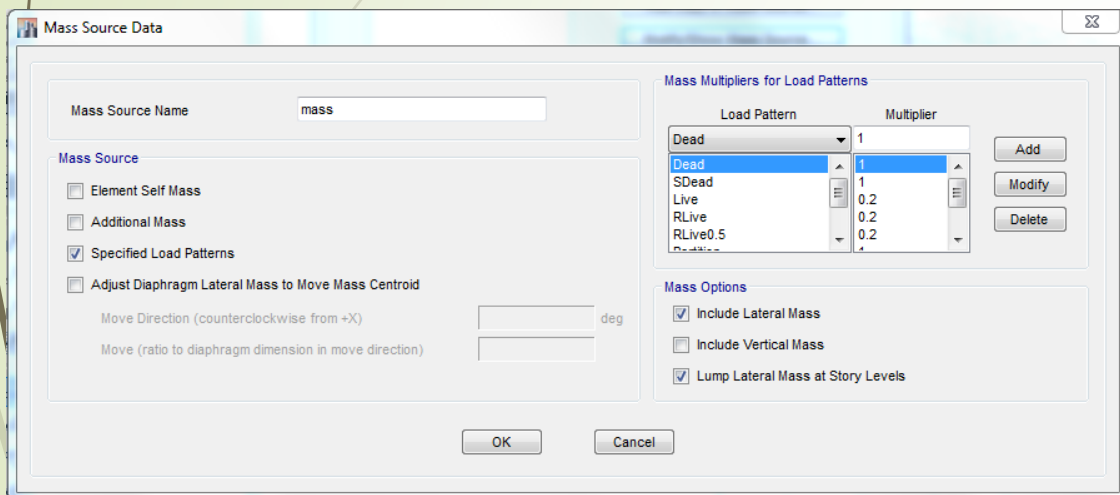
▶ در قسمت هایی که نیاز به پارتیشن ضخیم نداریم، مانند قسمت مشخص

شده، از عدد معقولی مانند  $1 kN/m^2$  روی کف استفاده می کنیم.



# تعريف جرم لرزه ای

تنها ترکیب بار Roof Live نیامده است. که در آیین نامه میزان مشارکت ندارد. به جای آن بار برف آمده است.



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

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

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

# تعریف P-Δ

## ۳-۶ اثر P-Δ

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Δ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری  $\theta_i$ ، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر  $\theta_i$  بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[ \frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i \quad (۳-۱۲)$$

ممان نامتعادلی برابر با نیروی ثقلی ضرب در تغییر مکان افقی سازه ای که تحت تغییر مکان جانبی قرار دارد.

در این رابطه:

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

$\Delta_{eu}$  = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$  حاصل از تحلیل خطی

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

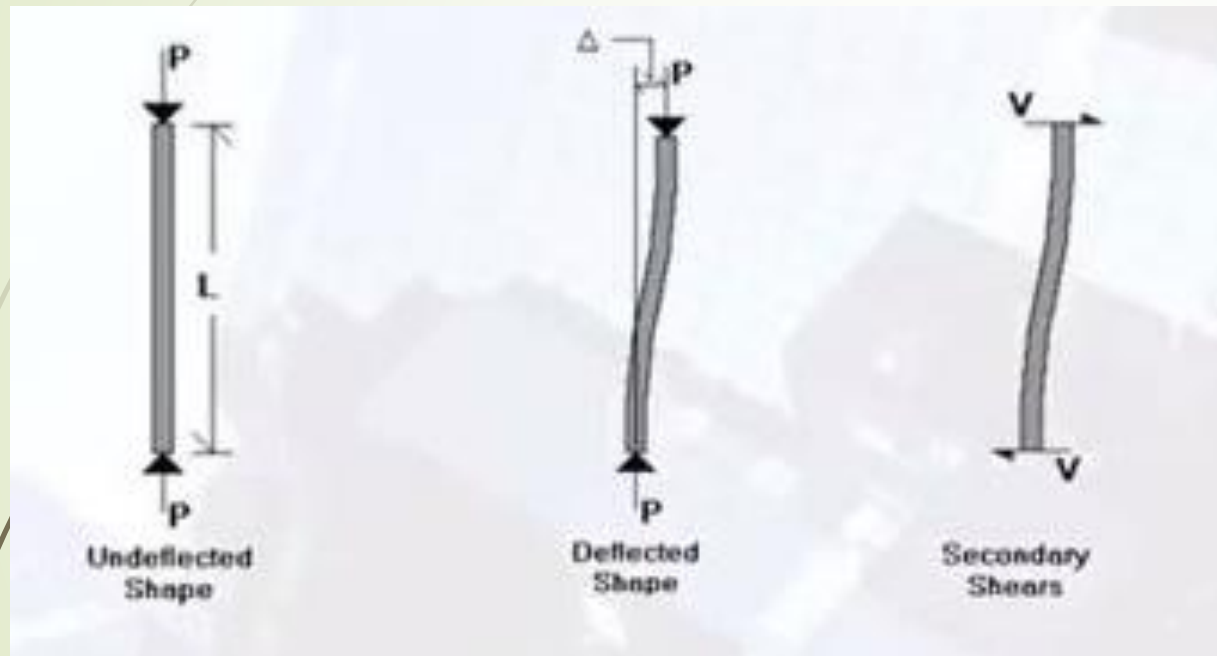
$h_i$  = ارتفاع طبقه  $i$

شاخص پایداری  $\theta_i$  در سازه‌ها نباید از  $\theta_{max}$  در رابطه (۳-۱۲) بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$P(\text{Force of Gravity}) \times \Delta(\text{Horizontal Displacement})$$

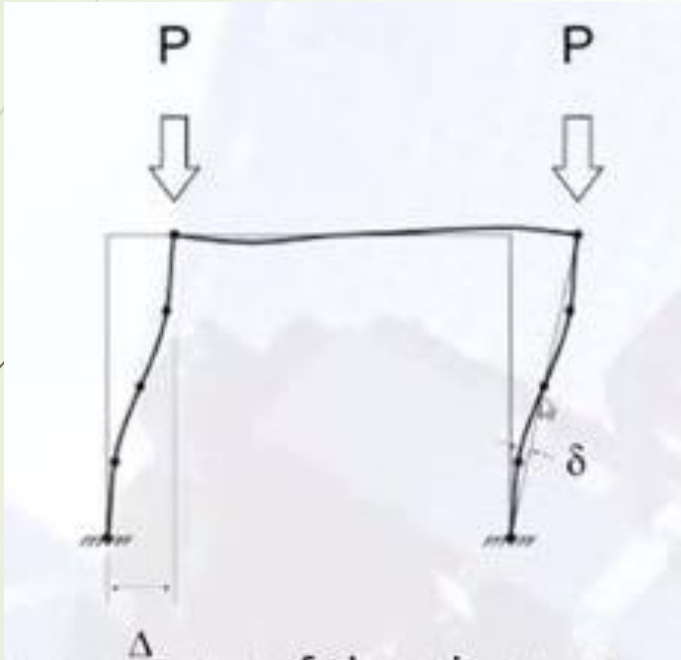
$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25 \quad (۳-۱۳)$$

## نحوه کار P- $\Delta$



1. مدل به اندازه  $\Delta$  تغییر مکان می دهد.
2. برش ثانویه محاسبه می شود.
3. مدل با این برش دوباره تحلیل می شود.
4. تحلیل ها آنقدر تکرار می شود تا به همگرایی برسد.

# تعریف $P-\delta$



➤ ناشی از انحنا عضو می باشد.

➤ برای استفاده از این حالت باید المان ها تقسیم بندی شوند.

## از کی از $P-\Delta$ استفاده می کنیم؟

از ورژن های ۱۱۳م و ۱۱۴م آیین نامه AISC در قسمت تحلیل مستقیم با روش تحلیل مرتبه دوم از  $P-\delta$  و  $P-\Delta$

استفاده شده بود.

سپس در ورژن ACI 2008 و ACI 2012 در قسمت تحلیل مرتبه دوم الاستیک از P-delta استفاده شده است.

و در ادامه آیین نامه ها نیز از این اثر استفاده شده است.

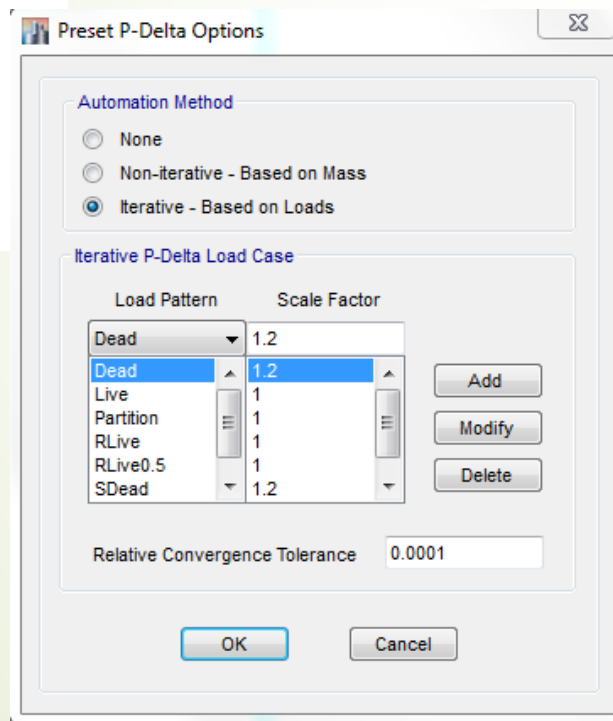
## کجا از P-Delta استفاده می کنیم؟

1. برای طراحی سیستم ثقلی از P-Delta استفاده نمی شود.
2. برای طراحی اولیه سیستم باربر جانبی می توان از P-Delta استفاده نکرد.
3. برای طراحی نهایی باید از P-Delta استفاده کنیم.

# تعريف P-Δ در ETABS

- ۱)  $1/4D$
- ۲)  $1/2D + 1/6L + 0.5(L_r \text{ يا } S \text{ يا } R)$
- ۳)  $1/2D + 1/6(L_r \text{ يا } S \text{ يا } R) + [L \text{ يا } 0.5(1/4W)]$
- ۴)  $1/2D + 1/4(1/4W) + L + 0.5(L_r \text{ يا } S \text{ يا } R)$
- ۵)  $1/2D + 1/4E + L + 0.2S$
- ۶)  $0.9D + 1/4(1/4W)$
- ۷)  $0.9D + 1/4E$
- ۸)  $1/2D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ يا } S) + 1/2T$
- ۹)  $1/2D + 1/6L + 1/6(L_r \text{ يا } S) + 1/2T$

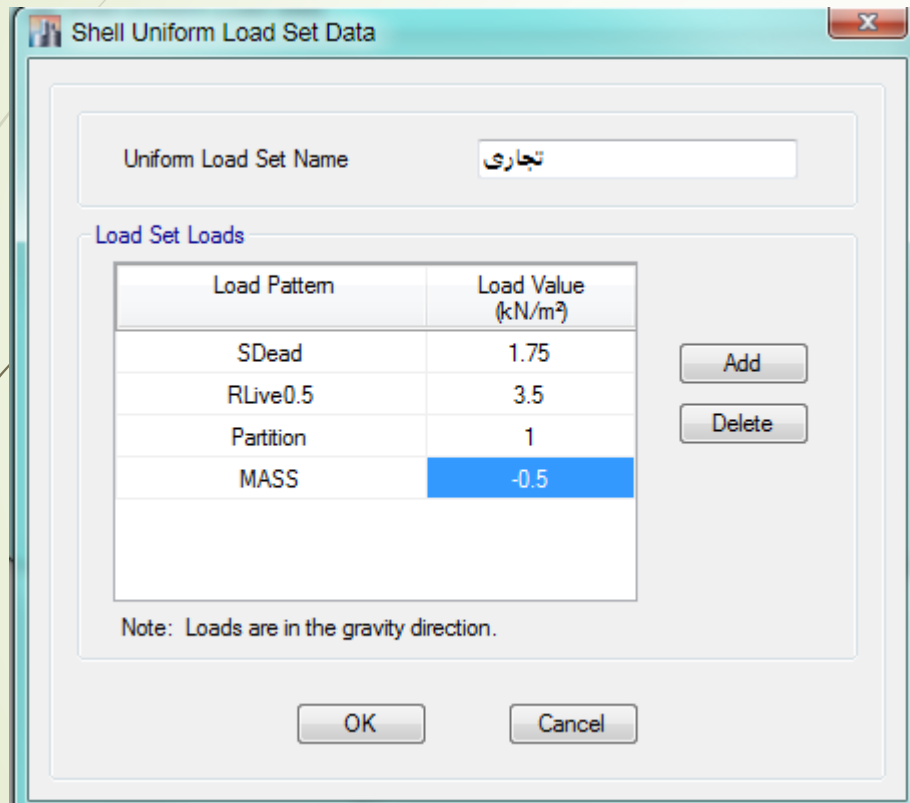
- ۱) D
- ۲) D+L
- ۳) D+(L<sub>r</sub> يا S يا R)
- ۴) **D+L+(L<sub>r</sub> يا S يا R)**
- ۵) D+T
- ۶) D+L+T+(L<sub>r</sub> يا S)



بار براساس تركيب بارى كه زلزله در آن است. ➡

فقط بار Roof Live موجود نمى باشد.

# ساخت بارهای روی کف

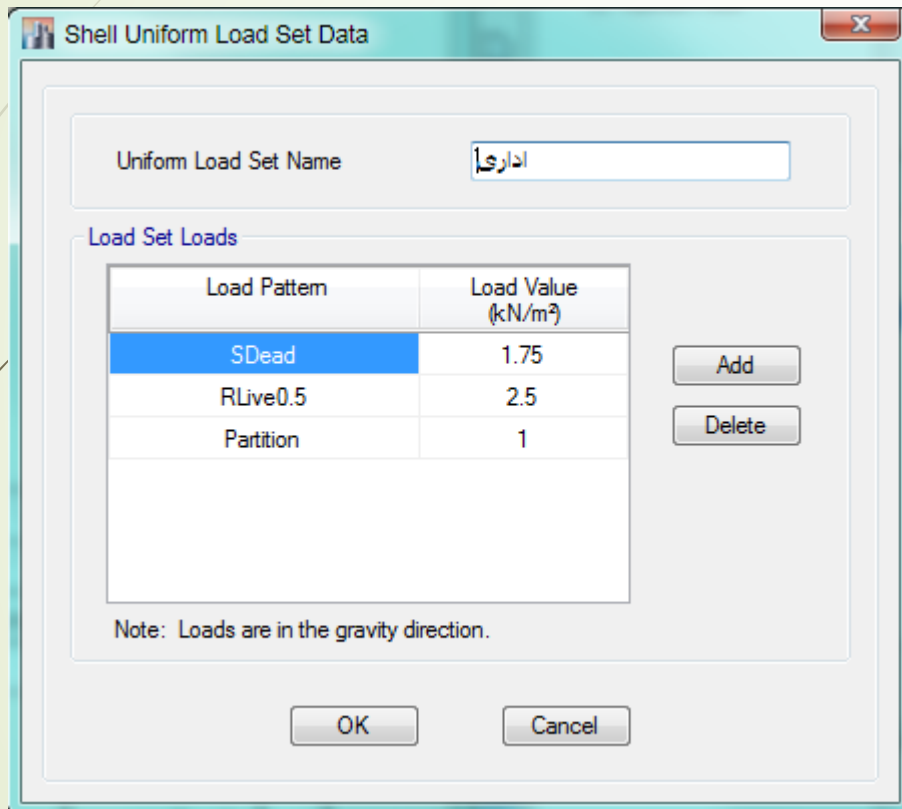


➤ کف تجاری :

بار مرده دیوار پیرامونی و پارتیشن روی تیرها اعمال می شود.

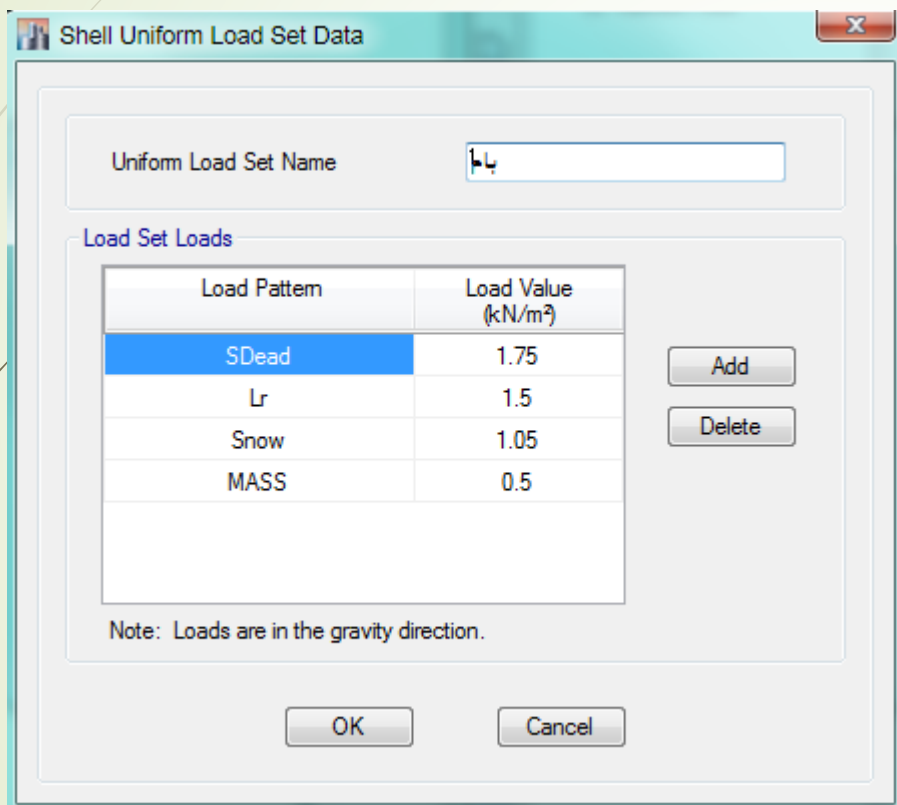


# ادامه ساخت بار های روی کف



➡ کف اداری :

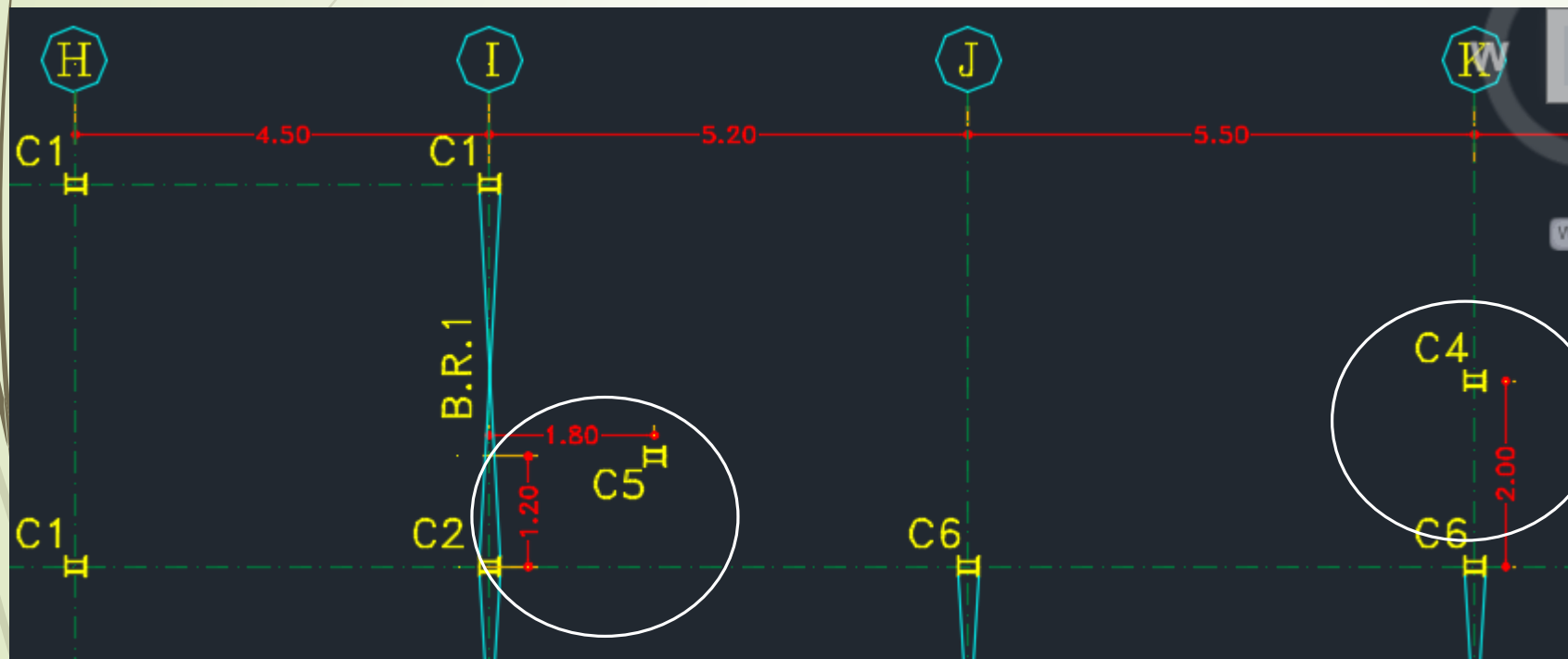
# ادامه ساخت بارهای روی کف



➔ کف بام :

➔ نصف بار پارتیشن طبقه پایین به بالا میرسد.

# مدل طبقه اول و دوم

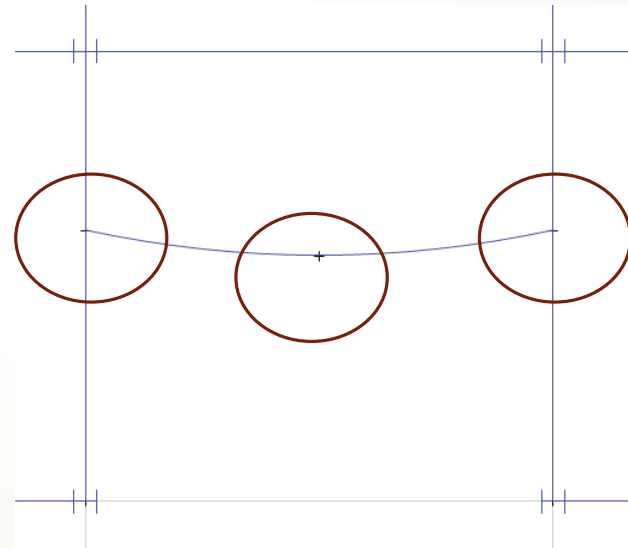


ستون های مشخص شده باید با offset x و offset y ساخته شوند.

Properties of Object	
Property	column
Moment Releases	Continuous
Angle, deg	0
Plan Offset X, mm	1800
Plan Offset Y, mm	1200
Cardinal Point	5 (Middle Center)
Draw Object Using	Grids

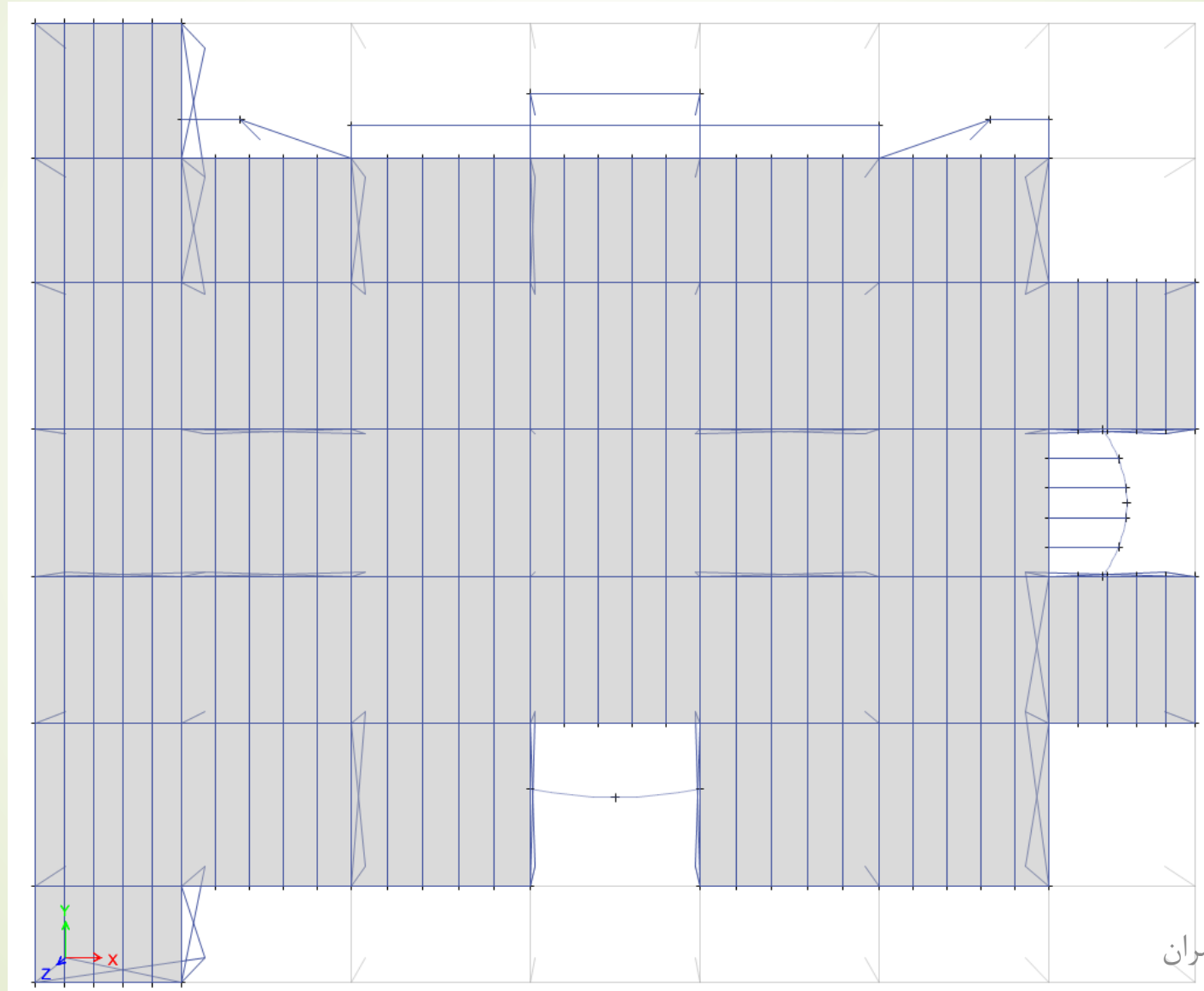
# کشیدن تیر قوسی

از سه نقطه کمکی استفاده می کنیم.  
همچنین از arc 3 point برای کشیدن تیر استفاده می کنیم.

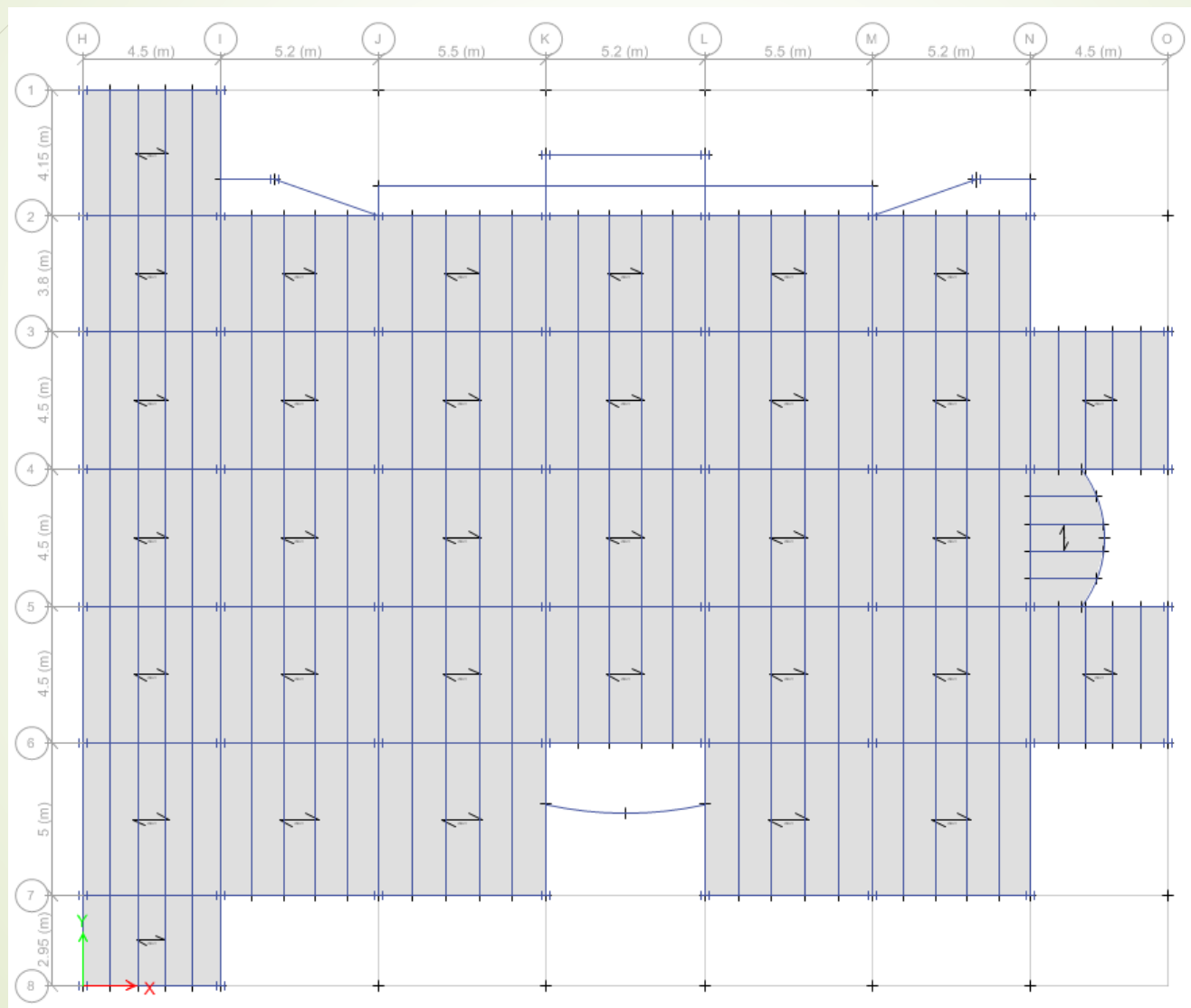


# پلان طبقه اول و دوم

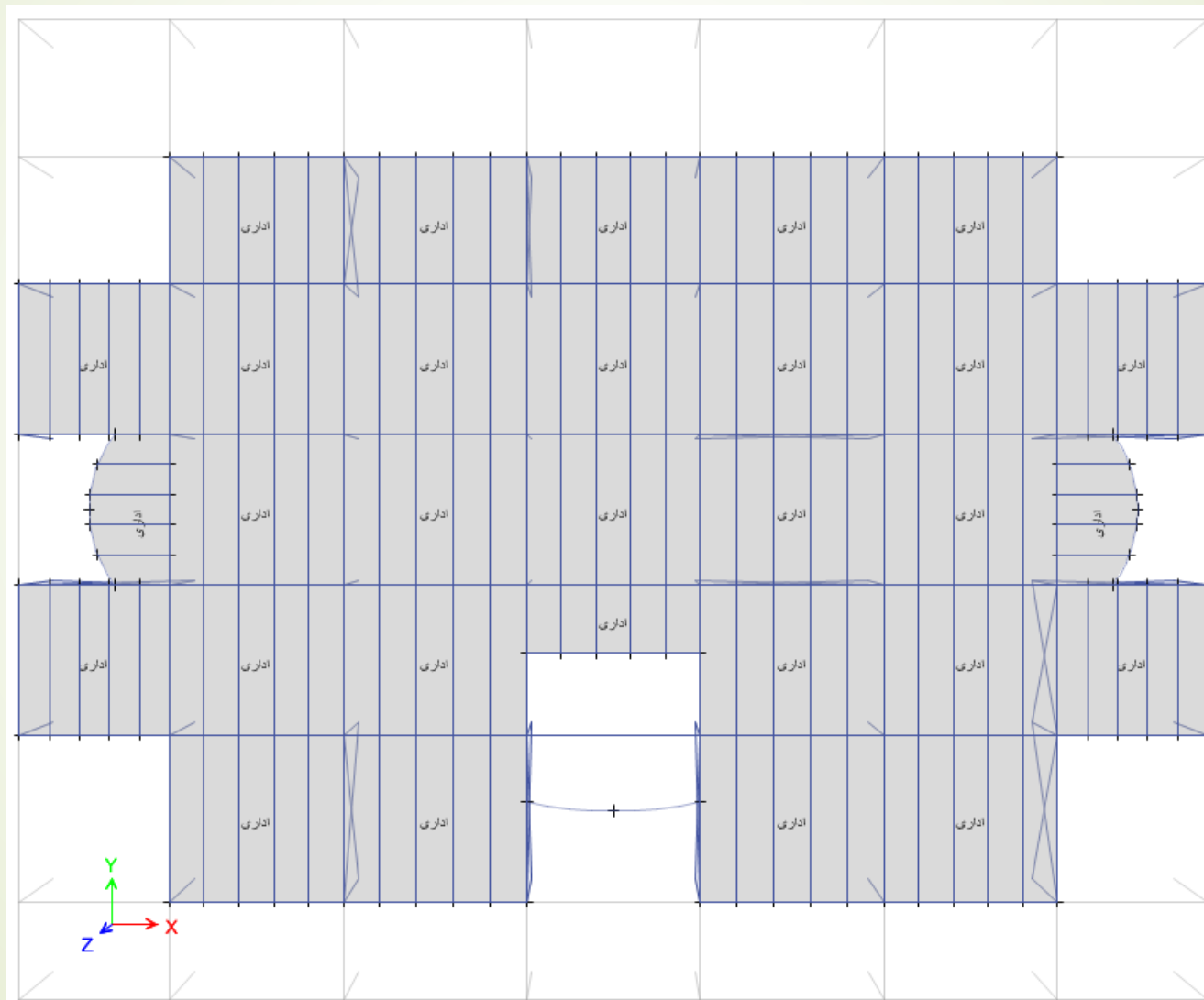
Csi Software  
انجمن



# پلان تیر ریزی و جهت سقف ها در طبقه اول و دوم

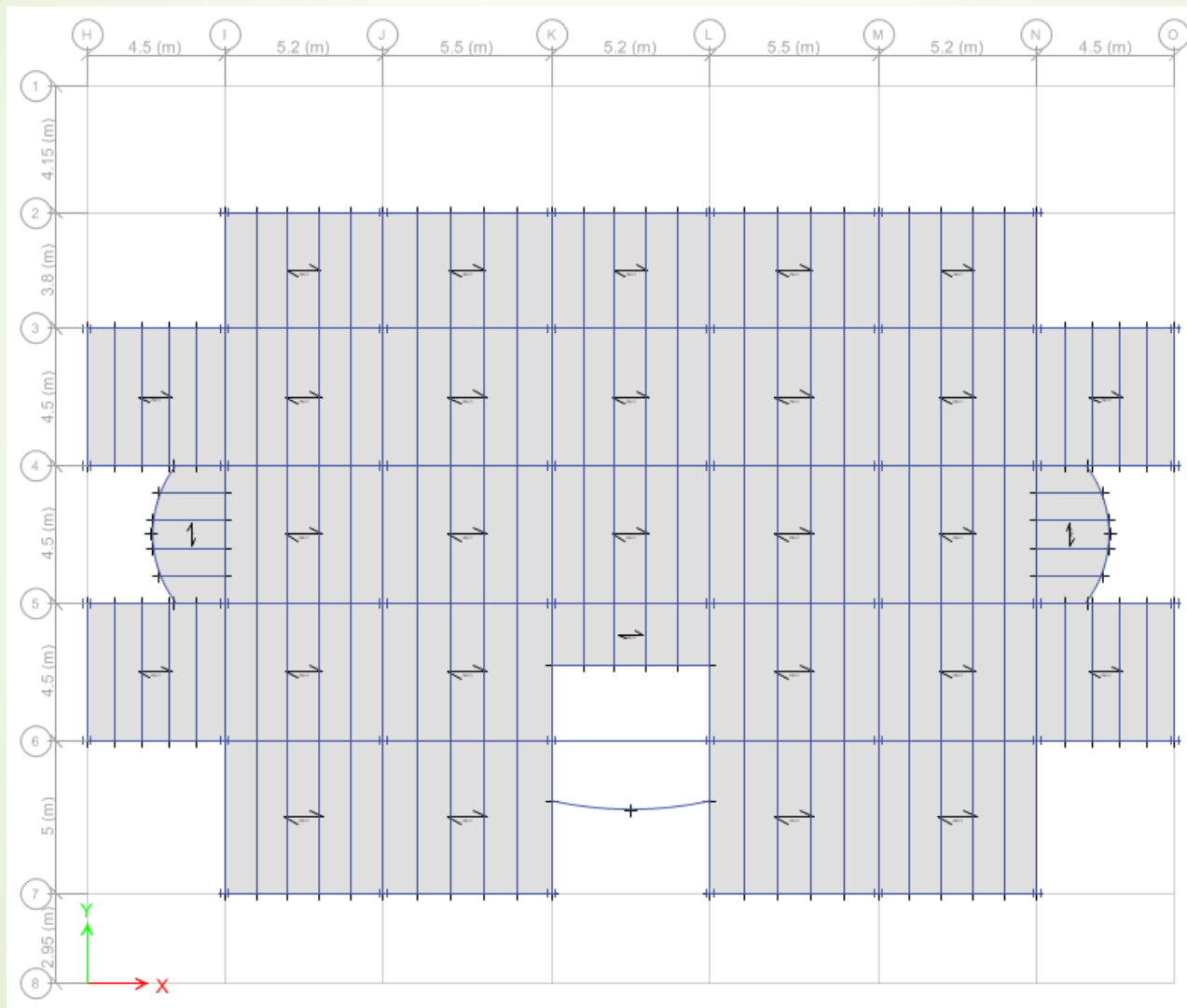


# پلان طبقات بالا تر تا بام



Csi Software  
انجمن

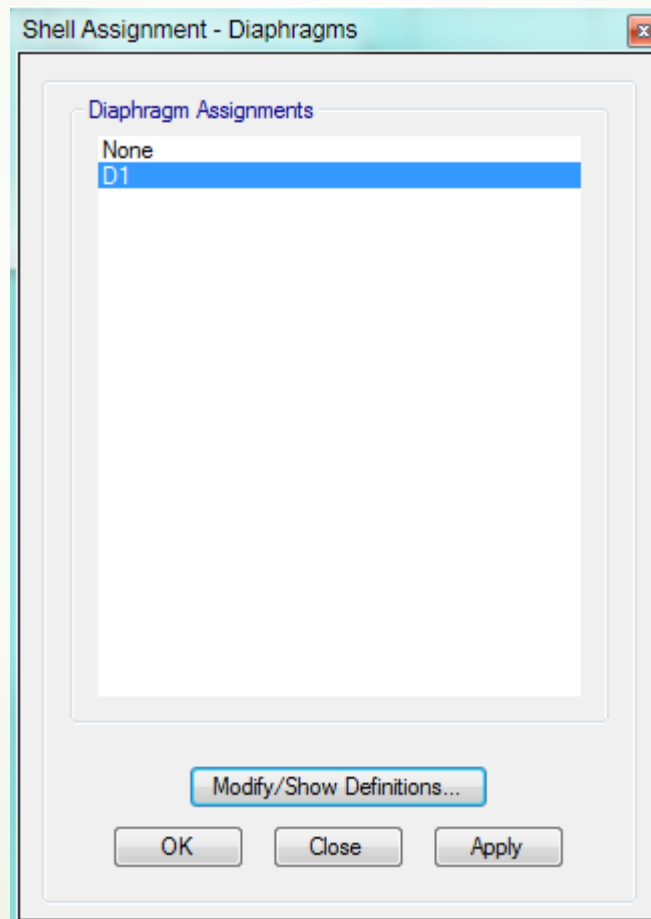
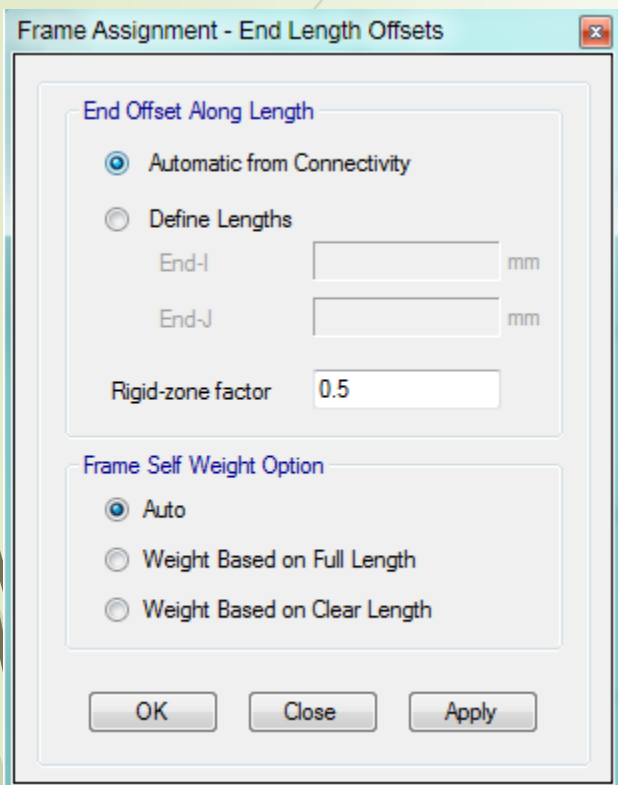
# پلان تیر ریزی و جهت سقف ها در طبقات بالاتر تا بام



Csi Software  
انجمن



# دستورات بعد از ترسیم



➤ برای تمام تیر و ستون ها offset در نظر می گیریم.

➤ برای تمام سقف های به جز بالکن Diaphragm در نظر می گیریم.

# جرم مدی مد های سازه

Modal Direction Factors							
1 of 12   Reload Apply							
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
▶	Modal	1	1.32	0.011	0.295	0	0.695
	Modal	2	1.255	0.956	0.044	0	0
	Modal	3	0.98	0.033	0.66	0	0.307
	Modal	4	0.356	0.017	0.103	0	0.88
	Modal	5	0.341	0.974	0.003	0	0.024
	Modal	6	0.273	0.006	0.871	0	0.123
	Modal	7	0.2	0.021	0.081	0	0.898
	Modal	8	0.186	0.974	0.002	0	0.023
	Modal	9	0.154	0.007	0.431	0	0.562
	Modal	10	0.145	0.017	0.585	0	0.398
	Modal	11	0.135	0.978	0.01	0	0.012
	Modal	12	0.117	0.029	0.13	0	0.841

# مرکز سختی و مرکز جرم

XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
17.8124	14.6102	20.9474	13.796
17.817	14.6066	20.6751	13.8984
17.8183	14.6055	20.3344	14.0412
17.8189	14.605	19.908	14.2391
17.8193	14.6047	19.3476	14.5426
17.8196	14.6045	18.5244	15.1017
17.5381	14.6071	17.1203	16.3369
17.3239	14.6087	16.672	14.5714

# با تشکر جلسه چهارم تمام شد

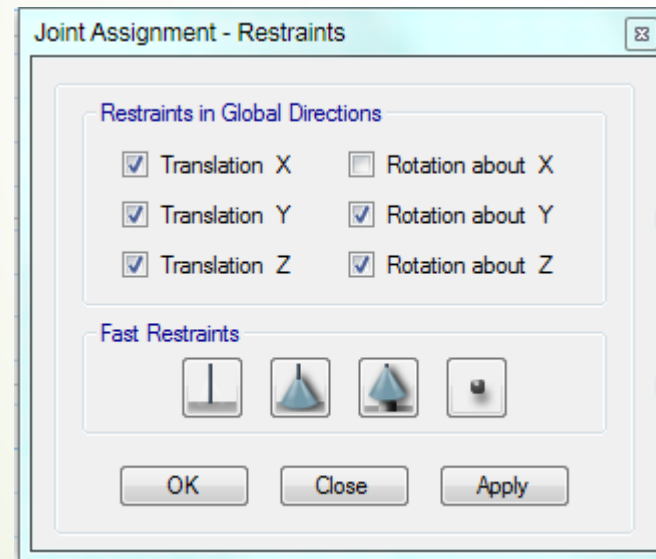
# جلسه پنجم

➔ آموزش ETABS 15.0.0

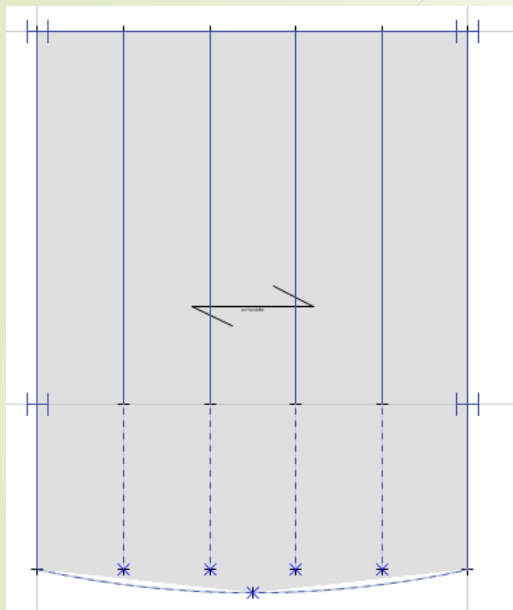
➔ پارک مجازی علم عمران

Csi Software  
انجمن

➤ اگر فرض کنیم تکیه گاه، در جهت مهاربندی به علت آمدن ممان کم در ستون ها، تکیه گاه مفصلی باشد و در جهت سیستم دوگانه، به علت زیاد بودن ممان در پای ستون، گیردار باشد. باید پای ستون ها را انتخاب و به صورت زیر بگذاریم :

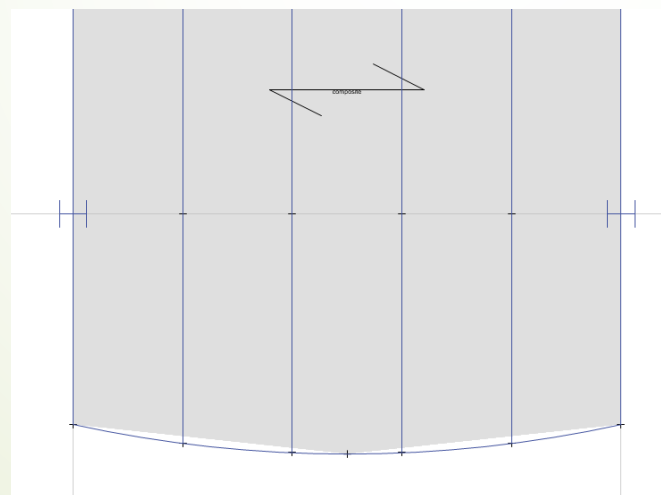


# تیر کامپوزیت روی تیر قوسی

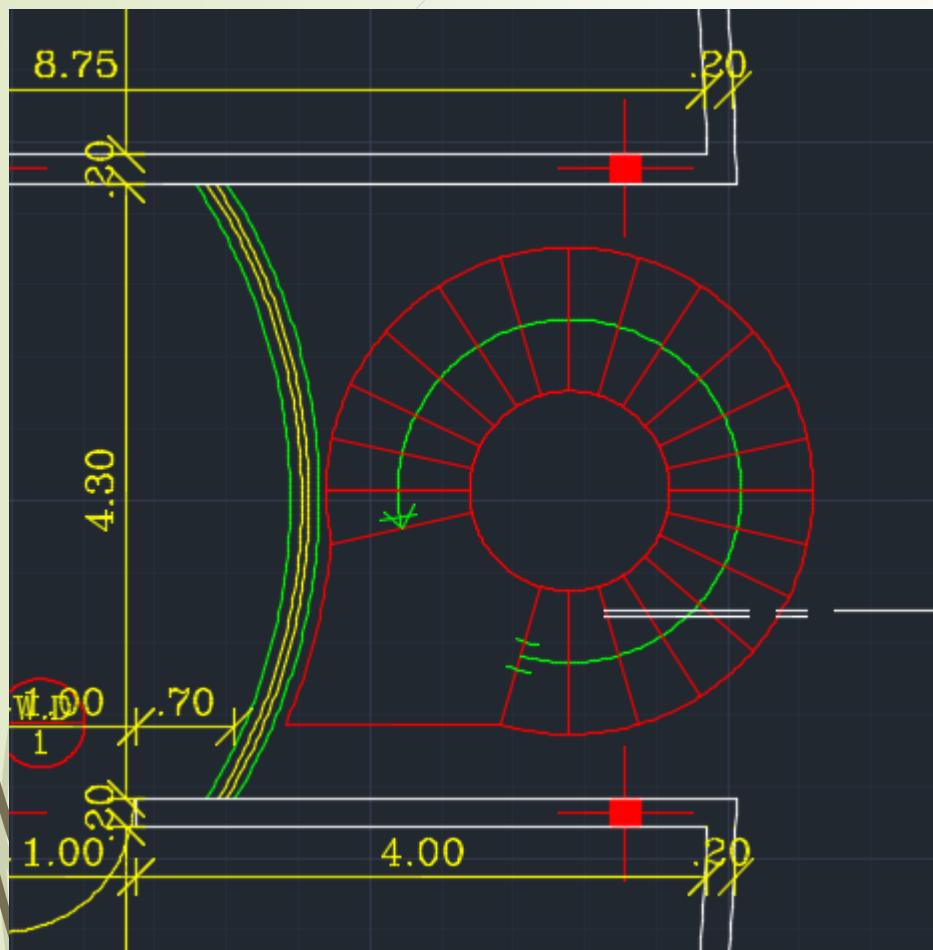


► برای کشیدن این تیر ها : باید نقاط انتهایی و خود تیر ها را انتخاب، سپس تیر قوسی را انتخاب کنید.  
سپس از دستور align و سپس extend همانند autocad تیر ها امتداد پیدا کرده و وصل می شوند.

► البته سقف نیز همانطور که می بینید کمی خطا دارد، که فکر نمیکنم مشکلی داشته باشد، با بیشتر کردن نقاط روی تیر قوسی، این خطا کمتر می شود.



# بار راه پله



- ۱- بار پله دایروی : پله ها معمولا در مدل نمی آیند ، فقط بارشان به صورت نقطه ای یا گسترده به تیر ها یا ستون های اطراف منتقل می شود.
- در پله روبرو، بار بین دو ستون کناری و تیر قوسی تقسیم می شود.
- طبق اینکه پله میچرخد و بالا می رود، باید محل وارد آمدن بار روی ستون ها به ترتیب در  $\frac{1}{3}$  و  $\frac{2}{3}$  طول آن باشد.
- برای این کار باید نقاطی در آن فواصل از طول ستون ایجاد کنیم (ستون را تقسیم کنیم).



فیلم های آموزشی طراحی و محاسبات ساختمان

## Etabs - Safe

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

بیش از ۴۴ ساعت فیلم آموزشی

طراحی سازه های فولادی به روش LRFD با نرم افزارهای Etabs و Safe

طراحی سازه های بتنی با نرم افزارهای Etabs و Safe

طراحی و محاسبات سقف ها ( دال ساده - یوبوت - کویباکس و... ) با Safe

مطابق با آخرین تغییرات آیین نامه ها

تشریح کامل نکات آیین نامه ای حین آموزش

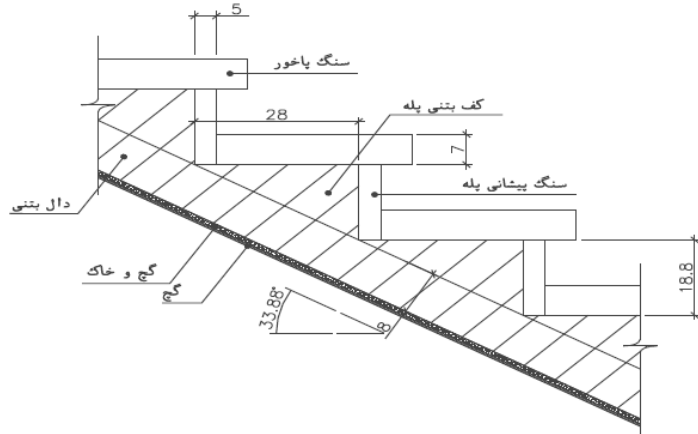
مشاهده سرفصل ها و دانلود نمونه های رایگان ...



ETABS  
به زبان فارسی

# ادامه بار پله دایروی

101



- جزئیات روبرو برای این پله نمی باشد و ما فقط از مقدار آخر استفاده می کنیم :
- در کل بار مرده را از نوع Dead به اندازه  $4.3 \text{ kN/m}^2$  یا  $430 \text{ kg/m}^2$  میگذاریم.

وزن گام پله					
جزئیات	ضخامت	طول	عرض	وزن واحد حجم	وزن
آجر کاری	0.13	0.18	1.2	850	23.87
سنگ پاخور	0.04	0.3	1.2	2800	40.32
سنگ پیشانی پله	0.025	0.14	1.2	2800	11.76
وزن گام پله					75.95

وزن واحد طول پله ها				
	مجموع	شیب	طول متوسط کف پله	وزن واحد طول
وزن گام	75.95		30	253.2
وزن واحد طول پله ها	325.6	0.83205		391.3
مجموع				644.5

وزن واحد طول افقی					
جزئیات	ضخامت	تعداد	عرض	وزن واحد سطح	وزن واحد طول
تیر آهن		2		18.8	37.6
دال بتنی	0.08		1.2	2500	240
سقف کاذب			1.2	40	48
وزن واحد طول افقی					325.6

سر بار معادل اتاق پله					
وزن واحد طول	طول پله	تعداد	وزن پله	عرض پله	سربار معادل
644.5	6	2	7733.8	3	430.0

- بار زنده نیز چون این پله به خروجی ختم نمی شود از نوع Reducible Live 0.5 به مقدار  $2.5 \text{ kN/m}^2$  قرار می دهیم.

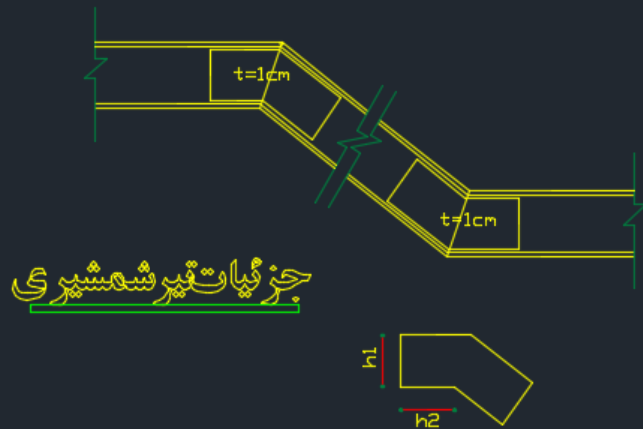
در نتیجه باری که به صورت متمرکز به ستون ها و تیر ها وارد می شود :

$$Dead = 4.3 \times 1m \times (2\pi \times 1m) = 27 \text{ kN}$$

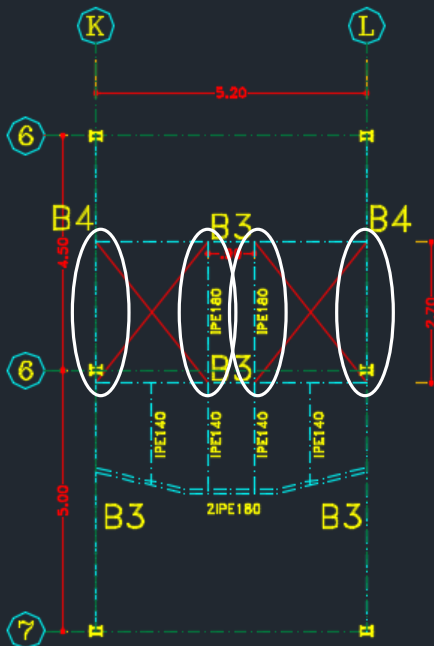
$$RLive0.5 = 2.5 \times 1m \times (2\pi \times 1m) = 16 \text{ kN}$$

- مقدار این بار ها تقسیم بر ۳ به دو ستون و تیر می رسد.

# ادامه بار پله



شماره	h1(mm)	h2(mm)
1	110	110
2	120	120
3	140	140



پلان تیرریزی راه پله

SC: 1/50

۲- بار پله منتهی به خروجی :

طبق نقشه بار پله به تیرهای مشخص شده به صورت

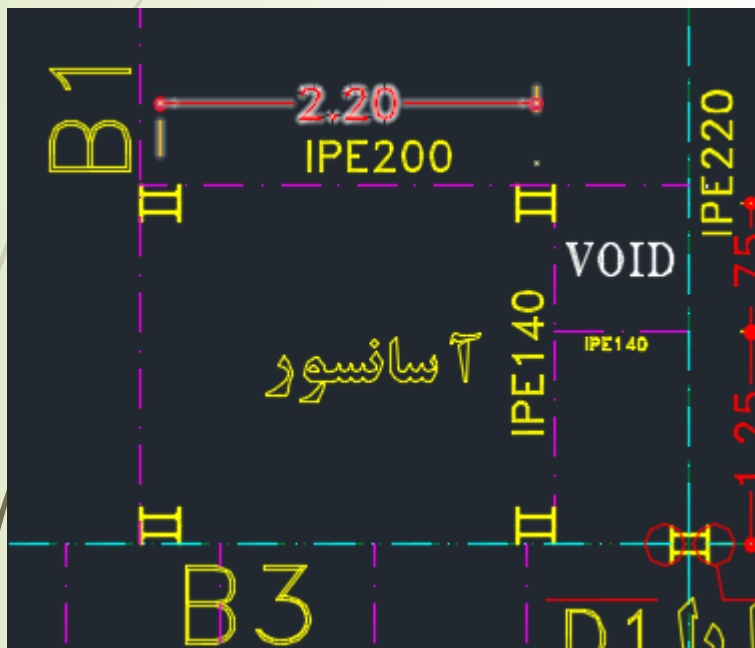
گسترده وارد می شود.

$$Dead = 6.44 \text{ kN/m}$$

$$RLive = 5.0 \times 2m/2 = 5 \text{ kN/m}$$

# آسانسور

همانطوری که می بینید، دور باکس آسانسور ۴ تا ستون قرار داده شده ، که بار های آسانسور به آنها میرسد و آنها به کنار تیر های فرعی وصل هستند تا مهار شده باشند.



## ۱۵-۱-۲ تعاریف

**آسانسور:** وسیله‌ای است متشکل از کابین، معمولاً وزنه تعادل و اجزای دیگر که با روش‌های مختلف، مسافر، بار یا هر دو را در مسیر بین طبقات ساختمان جابه‌جا می‌کند.

**آسانسور کششی:** آسانسوری است که حرکت آن بر اثر ایجاد نیروی اصطکاک بین سیم بکسل و شیار فلکه کشش، به‌هنگام چرخش آن، توسط سیستم محرکه به وجود می‌آید.

**آسانسور هیدرولیکی:** در این نوع آسانسور سیلندر و پیستون هیدرولیکی عامل حرکت کابین بوده و ممکن است دارای وزنه تعادل نیز باشد.

**بالاسری:** فاصله قائم بین کف بالاترین محل توقف کابین تا زیر سقف چاه آسانسور را بالاسری گویند.

طبق مبحث پانزدهم، اگر نیاز به آسانسور بود (برای ساختمان ۳ طبقه با بالا) باید حداقل یک آسانسور قابلیت حمل صندلی چرخدار را دارا باشد :

۱۵-۲-۱-۹ آسانسورهایی که قابلیت حمل صندلی چرخدار را دارند باید دارای الزامات زیر باشند:

- حداقل ابعاد کابین  $1400 \times 1100$  میلی‌متر باشد؛

- حداقل عرض بازشو در کابین، ۸۰۰ میلی‌متر باشد؛

- مجهز به سیستم تراز طبقه مجدد باشد؛ و

- مجهز به دکمه باز ماندن در کابین برای مدت طولانی‌تر از زمان عادی بسته شدن در باشد.

## ۱۵-۲-۲-۲ چاه آسانسور

۱۵-۲-۲-۱-۱ ابعاد چاه آسانسور باید متناسب با ظرفیت کابین، نوع در و سرعت آسانسور طراحی شود (پیوست ۲).

**تبصره:** در صورتی که دیواره‌های اطراف چاه آسانسور بتنی باشد طراح باید صفحات آهنی یا پروفیل‌های فلزی مخصوص جهت نصب اجزای آسانسور را در محل‌های مورد نیاز پیش‌بینی نماید. **در صورتی که سازه اطراف چاه آسانسور فلزی باشد، لازم است** پیش‌بینی‌های لازم جهت اتصال اجزای آسانسور به سازه ساختمان به‌عمل آید. استفاده از بولت‌های مخصوص بتن یا بولت‌های مخصوص دیواره‌های آجری که قابلیت تحمل نیروهای وارده بر اجزای مرتبط را دارند مجاز می‌باشد. در شرایطی که این اجزا دارای عملکرد کششی باشند، استفاده از صفحات آهنی که به‌وسیله تفنگ‌های چاشنی‌دار در بتن کار گذاشته می‌شوند مجاز نیست.

# مساحت آسانسور

- مساحت آسانسور در این پروژه ۲ متر مربع می باشد.

جدول ۱۵-۲-۲-۲-۱ (الف) حداکثر مساحت کابین متناسب با ظرفیت

ظرفیت - جرم (کیلوگرم)	حداکثر مساحت مفید کابین (مترمربع)
۱۰۰ <sup>(۱)</sup>	۰/۳۷
۱۸۰ <sup>(۲)</sup>	۰/۵۸
۲۲۵	۰/۷۰
۳۰۰	۰/۹۰
۳۷۵	۱/۱۰
۴۰۰	۱/۱۷
۴۵۰	۱/۳۰
۵۲۵	۱/۴۵
۶۰۰	۱/۶۰
۶۳۰	۱/۶۶
۶۷۵	۱/۷۵
۷۵۰	۱/۹۰
۸۰۰	۲/۰۰

جدول ۱۵-۲-۲-۲-۱ (ب) حداقل مساحت کابین متناسب با تعداد نفرات\*

تعداد مسافران آسانسور (نفر)	حداقل مساحت قابل دسترسی کابین (مترمربع)
۱	۰/۲۸
۲	۰/۴۹
۳	۰/۶۰
۴	۰/۷۹
۵	۰/۹۸
۶	۱/۱۷
۷	۱/۳۱
۸	۱/۴۵
۹	۱/۵۹
۱۰	۱/۷۳
۱۱	۱/۸۷
۱۲	۲/۰۱

# بار پارتیشن و دیوار های پیرامونی

- ▶ طبق نقشه تقریباً روی تمام تیر های جهت  $Y$  بار پارتیشن مرده قرار می دهیم . ( به جز قسمت راهرو)
- ▶ مقدارش قبلاً حساب شده بود.
- ▶ و دور تا دور سازه روی تیر های پیرامونی نیز بار دیوار نما قرار می دهیم.
- ▶ مقدارش می تواند مانند بار پارتیشن باشد، چون از یک طرف بار پارتیشن فقط تا ۱ متر ارتفاع سنگ داشت، در حالیکه این دیوار سرتاسری سنگ نما دارد. از طرف دیگر به خاطر وجود پنجره کمی از وزن آن کم می شود.

# با تشکر جلسه پنجم تمام شد



۵۱

# طراحی سازه های فولادی در نرم افزار ایتبس جلسه ششم

پارک مجازی علم عمران  
انجمن CSI

با ارائه جناب مهندس قناعت پیشه

پنجشنبه ۲۶ شهریور  
ساعت ۲۱



# جلسه ششم

آموزش ETABS 15.0.0

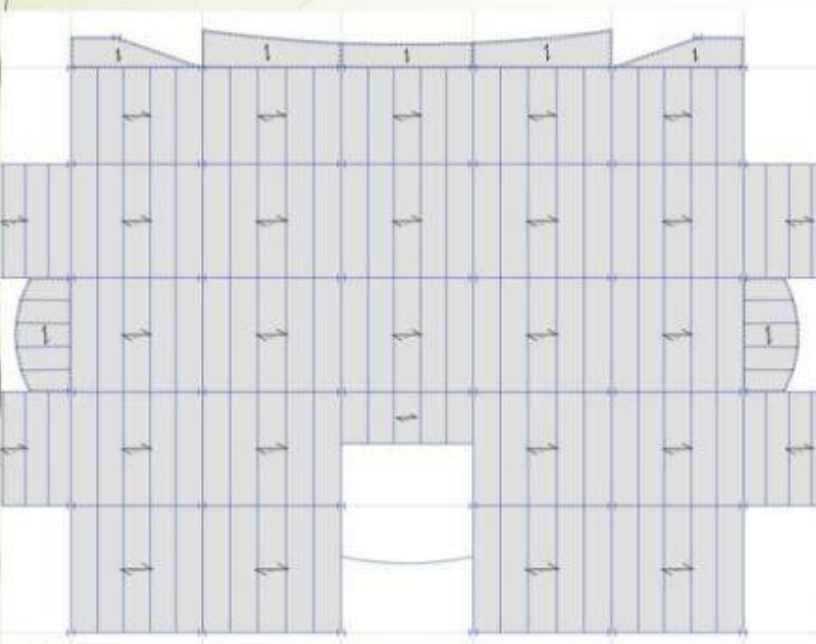
پارک مجازی علم عمران

Csi Software  
انجمن

ابتدا آخرین مرحله بارگذاری را انجام می دهیم و آن بار بالکن ها می باشد. همانطور که می بینید، سربار مرده + زنده را حساب کرده و به صورت EV که قبلا تعریف کردیم نوع other داشته باشد، به کف بالکن ها مانند شکل وارد می کنیم.

109

## بارگذاری زلزله قائم روی بالکن



■ نیروی روی بالکن به صورت زیر محاسبه می شود :

$$F_v = 0.6AIW_p = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times W_p = 0.21 \times W_p$$

$$F_v = 0.21(0.07 \times 23 + 1.75 + 2.5 + 1) = 1.44 \text{ kN/m}^2$$

■ و این نیرو را به کف بالکن قسمت اداری به صورت other وارد می کنیم.

حال سازه را تحليل مي كنيم.

اگر سازه با کف صلب مدل شده باشد، برای هر کف سه درجه آزادی تعریف می شود، در نتیجه به اندازه تعداد طبقات ضرب در سه درجه آزادی داریم.

در اینجا چون 8 طبقه داریم، قاعدتا باید 24 درجه آزادی کلا داشته باشیم، ولی به دلیل مدل سازی خرپشته و بالکن ها، مد های بیشتری وجود دارد.

روش دیگری نیز برای پیدا کردن مد ها وجود دارد و آن **ritz** می باشد.

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	1.594	0.0177	0.2909
Modal	2	1.373	0.5757	0.1001
Modal	3	1.132	0.1008	0.2897
Modal	4	0.413	0.0288	0.0496
Modal	5	0.392	0.0444	0.0455
Modal	6	0.364	0.118	0.0029
Modal	7	0.329	0.0031	0.1082
Modal	8	0.284	0.0032	0.0095
Modal	9	0.223	0.0115	0.018
Modal	10	0.208	0.0278	0.0071
Modal	11	0.181	0.0202	0.0115
Modal	12	0.173	0.008	0.0282
Modal	13	0.159	0.0003	0.0053
Modal	14	0.134	0.0183	0.0016
Modal	15	0.124	0.0009	0.0139
Modal	16	0.121	0.0002	0.0011
Modal	17	0.103	0.0079	0.0004
Modal	18	0.098	6.883E-06	0.0003
Modal	19	0.097	0.0003	0.0059
Modal	20	0.086	0.0037	2.604E-06

## تحليل مودال

با وارد کردن تمام بارها شامل، بارهای روی کف، دیوارهای پیرامونی، دیوار پارتیشن، بار پله و بالکن، سازه را تحلیل کرده و به روش eigen مدتها را به دست می آوریم :

چون دو مود انتقالی و یک مود دورانی داریم (همان پیچشی) پس باید سه شتاب در همین راستا ها تعریف کنیم که در شکل می بینید.

111

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal-v3 [Design...]

Modal Case Sub Type: Fitz [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: mass

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings Noniterative based on mass [Modify/Show...]

Note: Nonlinear case option for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	100	99
Acceleration	UY	100	99
Acceleration	RZ	100	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 20

Minimum Number of Modes: 1

[OK] [Cancel]

## تحلیل مودال

Csi Software انجمن

نتایج آنالیز تا مد 15 ام یکسان است. در نتیجه فرق خاصی بین نتایج دیده نمی شود. فرق اصلی در سرعت آنالیز می باشد که با ritz معمولاً سرعت بیشتر می باشد. البته در ساختمان های معمول دوباره فرقی ندارد.

112

## تحلیل مدال

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal-ritz	1	1.594	0.0177	0.2909
Modal-ritz	2	1.373	0.5757	0.1001
Modal-ritz	3	1.132	0.1008	0.2897
Modal-ritz	4	0.413	0.0288	0.0496
Modal-ritz	5	0.392	0.0444	0.0455
Modal-ritz	6	0.364	0.118	0.0029
Modal-ritz	7	0.329	0.0031	0.1082
Modal-ritz	8	0.284	0.0032	0.0095
Modal-ritz	9	0.223	0.0115	0.018
Modal-ritz	10	0.208	0.0278	0.0071
Modal-ritz	11	0.181	0.0203	0.0115
Modal-ritz	12	0.173	0.008	0.0283
Modal-ritz	13	0.159	0.0003	0.0055
Modal-ritz	14	0.134	0.0187	0.0015
Modal-ritz	15	0.122	0.0009	0.0149
Modal-ritz	16	0.118	0.0002	0.0028
Modal-ritz	17	0.1	0.01	0.0003
Modal-ritz	18	0.081	0.0015	0.0017
Modal-ritz	19	0.08	1.068E-05	0.0117
Modal-ritz	20	0.073	0.0091	0.0002

بعضی مواقع طراحان از آنالیز ریتز برای محاسبه پریودها استفاده می کنند :

Csi Software  
انجمن

با محاسبه مد ها، میتوان برش پایه را کاهش داد که به صورت زیر می باشد

113

## کاهش ضریب برش پایه

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

### محاسبه ضریب زلزله:

$$A = 0.35$$

$$I = 1.0$$

$$R_u = 7.5$$

$$T = 0.05 \times H^{0.75} = 0.64 \times 1.25 = 0.8 \text{ Sec}$$

$$T_0=0.1; T_s=0.5; S=1.5; S_0=1 \quad \text{for soil Type II}$$

$$B1 = (S + 1) \times (T_s / T) = 1.56 \quad \text{for } T > T_s$$

$$N = (0.7 / (4 - T_s)) \times (T - T_s) + 1 = 1.06$$

$$B = B1 \times N = 1.56 \times 1.06 = 1.65$$

$$C = A \times B \times I / R_u = 0.35 \times 2.01 \times 1.0 / 7.5 = 0.077$$

$$K = 0.5T + 0.75 = 1.15$$



# حال به محاسبه پیش سازه می پردازیم.

## پیش

114

### ۷-۳-۳ توزیع نیروی برشی زلزله در بلان ساختمان

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

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

$$M_{ai} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj} \quad (8-3)$$

در این رابطه:

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

جرم طبقه  $j$  و مرکز سختی طبقه  $i$

$e_{ij}$ : برون مرکزی اتفاقی طبقه  $j$ ، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

$F_{uj}$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $j$

■ طبق این بند، به صورت دستی توضیح داده چطور لنگر پیشی محاسبه شود که نرم افزار به صورت اتوماتیک محاسبه می‌کند.

۷-۳-۳-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه،  $e_{ij}$ ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیشی موضوع بند (۱-۲-۱-ب) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی  $A_j$  طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left( \frac{\Delta_{max}}{1.2 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 2 \quad (9-3)$$

در این رابطه:

$\Delta_{max}$ : حداکثر تغییر مکان طبقه  $j$  که با فرض  $A_j = 1/0$  محاسبه شده است.

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

طبق این بند، باید تغییر مکان نسبی نقاط را به دست بیاوریم، (در جهت  $X$  و  $Y$ ) اسپس بیشترین و کمترین آنها را پیدا کرده و میانگین آنها را حساب کنیم. حال ببینیم سازه نامنظمی پیچشی دارد یا خیر.

115

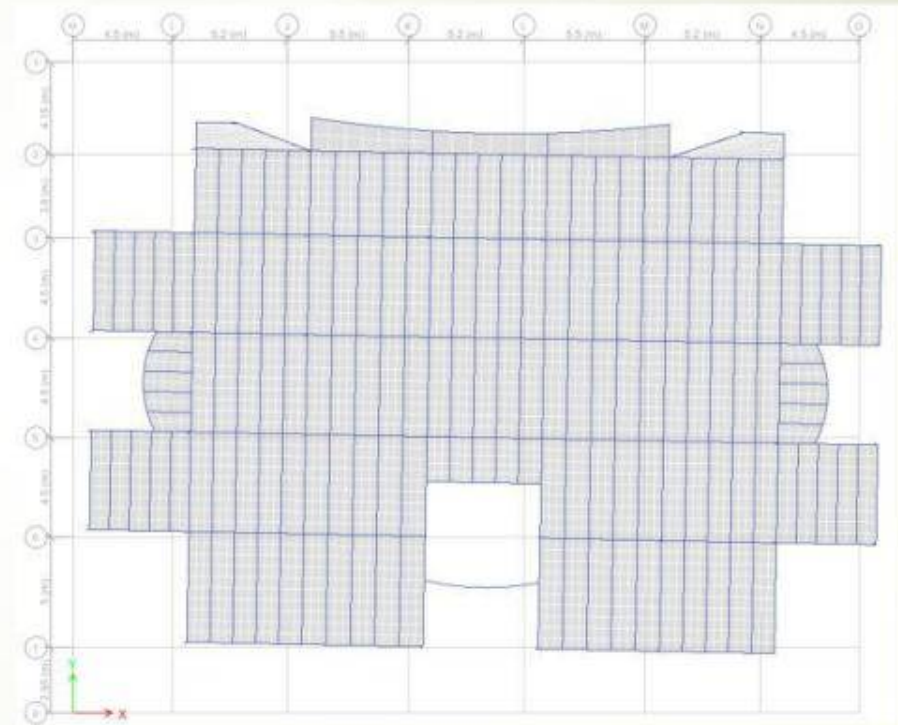
## مقدار نامنظمی پیچشی

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن  $A_T = 1/10$

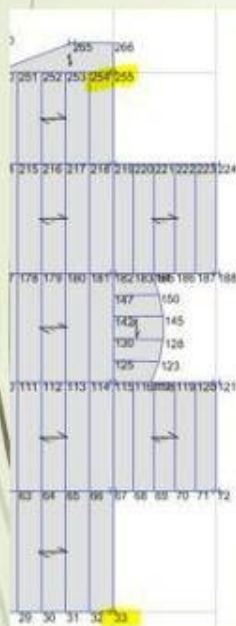
آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / ۷

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

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



# Generalized Displacement



برای نقطه 255 در جهت x دررفت را حساب می کنیم : 15.6

برای نقطه 33 در جهت x دررفت را حساب می کنیم : 9.3

مقدار متوسط برابر : 12.45

20% مقدار متوسط : 14.94

سازه نامنظم زیاد می باشد.

Generalized Displacement Definition

Generalized Displacement Name: Drift 255

Type:  Translational  Rotational

Scale Factors

Joint (Unique Name)	U1	U2	U3	R1 (mrad)	R2 (mrad)	R3 (mrad)
109	+1	0	0	0	0	0
114	-1	1	0	0	0	0

Quickly Select Existing Joins

Add Delete

OK Cancel

Name	Load Case/Combo	Displacement Type	Translation mm
Drift 255	EQX 2	Translation	15.6
Drift 33	EQX 2	Translation	9.3

طبق این بند، باید تغییر مکان نسبی نقاط را به دست بیاوریم، (در جهت  $X$  و  $Y$  اسپس بیشترین و کمترین آنها را پیدا کرده و میانگین آنها را حساب کنیم.

حال ببینیم سازه نامنظمی پیچشی دارد یا خیر.

برای نمونه، در جهت  $X$  را حساب کرده ام. دو نقطه ای که فکر میکردم بیشترین و کمترین تغییر مکان را دارند انتخاب کرده، جابه جایی نسبی آنها را تحت زلزله **EX-positive** به دست آورده ام.

همانطور که می دانید، راه معمول استفاده از اکسل می باشد، ولی به کمک **generalized displacement** این کار بسیار راحت شده است.

وقتی تغییر مکان نقطه بالا در جهت  $U1$  را  $+1$  و تغییر مکان نقطه پایین آن را در جهت  $U1$  برابر  $-1$  قرار می دهید. به عبارتی دارید تغییر مکان جانبی نسبی در جهت  $X$  را حساب می کنید.

در **tables** به راحتی می توانید پیدا کنید و نامنظمی را به دست آورید. همانطور که می بینید سازه بالا نامنظمی پیچشی زیاد دارد.

برای بیشتر کردن برون مرکزی اتفاقی ، از رابطه زیر استفاده می کنیم، در این رابطه تغییر مکان ها مطلق هستند.

117

## برون مرکزی اتفاقی

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2$$

اگر مقدار حداکثر 108 میلیمتر و مقدار حداقل 65 میلیمتر باشد :  $A_j=1.08$

باید در قسمتی که زلزله اتفاقی را 0.05 وارد کردیم ، 0.054 وارد کنیم.

برای محاسبه دستی پیچش، باید برای هر طبقه جدول سمت راست بالا را تهیه کنید. با داشتن نیروی هر طبقه، مرکز جرم و مرکز سختی، همچنین مقدار پیچش تصادفی، لن لنگر پیچشی به دست می آید.  
توضیحات کارهایی که در اکسل انجام شده در اسلاید 118 آمده است.

118

## پیچش

	مرکز جرم		مرکز سختی	
	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
خریشته	23.69	11.25	24.61	12.86
بام	17.83	15.05	21.89	13.69
7	17.82	15.05	21.53	13.68
6	17.82	15.05	21.06	13.66
5	17.82	15.05	20.46	13.64
4	17.82	15.05	19.68	13.59
3	17.82	15.05	18.56	13.45
2	15.96	15.07	16.79	13.03
تجاری	15.92	15.08	16.49	13.26

بام	$e_{ij}$	$e_{oj}$	$e_{oj}$	$F_{uj}$	$M_{ui}$	$M_{ui}$
$e_{11}$	-4.06	1.115	-1.115	-706	2077	3652
$e_{17}$	-4.07	1.115	-1.115	-734	2171	3808
$e_{16}$	-4.07	1.115	-1.115	-625	1847	3240
$e_{15}$	-4.07	1.115	-1.115	-516	1525	2676
$e_{14}$	-4.07	1.115	-1.115	-408	1207	2118
$e_{13}$	-4.07	1.115	-1.115	-302	893	1567
$e_{12}$	-5.93	1.115	-1.115	-220	1060	1550
$e_{11}$	-5.98	1.115	-1.115	-103	502	733
مجموع					11283	19345

VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
-0.7305	0.0874	10.9339	-0.2185	-1.8263
-706.2242	0.5296	10645.8642	-2.1779	-2614.8559
-1440.5571	1.0316	21723.4275	-5.9947	-7944.9171
-2065.2635	1.5032	31149.6784	-11.5565	-15586.3921
-2581.2953	1.9387	38939.4939	-18.7295	-25137.1846
-2989.7549	2.3331	45108.9116	-27.3622	-36199.2776
-3291.9556	2.6873	49677.1854	-37.3052	-48379.5131

مقدار پیچش نرم افزار برابر 10646 می باشد.

برای محاسبه لنگر واژگونی همانطور که مهندس قربانپور نیز توضیح دادند، نیروی هر طبقه را در ارتفاع نیرو تا تراز پایه حساب می کنیم، و ممان ها را با هم جمع می کنیم.

## لنگر واژگونی

### ۳-۳-۸ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

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

Story	Load Case	h	P	VX	Fx	Mx
			kN	kN	kN	kN.m
خریشته	EQX 1	Bottom		-0.7		
بام	EQX 1	Bottom	29.7	-706	-706	-20975
Story7	EQX 1	Bottom	26	-1441	-734	-19093
Story6	EQX 1	Bottom	22.3	-2065	-625	-13931
Story5	EQX 1	Bottom	18.6	-2581	-516	-9598
Story4	EQX 1	Bottom	14.9	-2990	-408	-6086
Story3	EQX 1	Bottom	11.2	-3292	-302	-3385
Story2	EQX 1	Bottom	7.5	-3512	-220	-1650
تجاری	EQX 1	Bottom	3.8	-3615	-103	-393
					مجموع	-75110

مقدار لنگر مقاوم به این صورت محاسبه شده که وزن لرزه ای سازه از قسمت **centers of mass and rigidity** دست آمده، ضرب در مرکز برش می شود. البته مرکز برش را یک بار باید همانی که نرم افزار می دهد در نظر بگیرید، بار دیگر، طول ساختمان منهای آن.

120

## لنگر مقاوم

Story	Mass X	Weight X	XCCM	
	kg	kN	m	
خريشته	23531	231	24	
بام	319307	3132	18	
Story7	382344	3751	18	
Story6	382344	3751	18	
Story5	382344	3751	18	
Story4	382344	3751	18	
Story3	382344	3751	18	
Story2	425613	4175	18	Moment
نجاری	404801	3971	17	kN.m
مجموع		30033		521362

مقدار ضریب اطمینان در جهت X برابر : 6.94

مقدار ضریب اطمینان در جهت Y برابر : 5.62



سپس به سراغ نامعینی سازه می رویم، اگر سازه نامنظم باشد، باید برای طبقاتی که میزان برش از 35% برش پایه تجاوز می کند، مقدار  $\rho$  محاسبه شود. همانطور که می بینید، به غیر از بام، در باقی طبقات برش طبقه از 35% برش پایه تجاوز می کند.

## ضریب نامعینی سازه

۲-۳-۳ ضریب نامعینی سازه،  $\rho$

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

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

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

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

Story	VX kN	V/base shear	VY kN	V/base shear
خريشنه	-0.7	0.00	-0.76	0.00
بام	-706	0.20	-756	0.20
Story7	-1441	0.40	-1541	0.40
Story6	-2065	0.57	-2210	0.57
Story5	-2581	0.71	-2761	0.71
Story4	-2990	0.83	-3198	0.83
Story3	-3292	0.91	-3521	0.91
Story2	-3512	0.97	-3756	0.97
تجاری	-3615	1	-3866	1

حال برای اینکه بینیم سازه نیاز به  $\rho = 1.2$  دارد یا خیر، باید کنترل های داخل جدول را انجام دهیم.  
مشکل در اینجا محاسبه مقاومت جانبی طبقه می باشد، که هر کسی نظری دارد، و چون محاسبه آن راحت نمی باشد، فرض می کنیم  $\rho = 1.2$  می باشد.

## ضریب نامیعنی سازه

جدول ۲-۳ محدودیت های مربوط به  $\rho = 1.0$

الزلمات	نوع سیستم مقاوم جانبی
حذف یک مهاربند یا اتصال آن	سیستم مهاربندی شده
حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع کننده آنها	سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هورسته یا نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از ۱/۱۰
حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر	سیستم قاب خمشی
حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون ها	سیستم کنسولی

۳-۲-۳-۳ ساختمان ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت های مربوط به ضریب نامیعنی نمی شوند و  $\rho$  در آنها باید برابر با ۱/۱۰ منظور شود:  
الف- ساختمان های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه تر از ۱۰ متر از تراز پایه  
ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۳۱

ب- محاسبه اثر  $P - \Delta$

- ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه ای
- ث- تعیین نیروی جانبی در سازه های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان
- ج- تعیین نیروها در دیافراگم ها، رابطه (۳-۱۵)
- چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت  $\rho$  ضرب می شود.

طبق آیین نامه 2800 برای سازه ما، نیاز به تحلیل طیفی وجود دارد و با استاتیکی معادل نمی توان ادامه داد.

## روش تحلیل طیفی

### ۲-۲-۳ روش های تحلیل خطی

روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

- الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

### ۴-۳ روش های تحلیل دینامیکی خطی

روش های تحلیل دینامیکی خطی شامل روش های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی" اند و در کاربرد آنها باید ضوابط بندهای (۱-۴-۳) و (۲-۴-۳) رعایت شوند. کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره در این روش ها همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل اند. در این روش ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده است، نیز الزامی است:

- ضریب نامعینی سازه  $\beta$ ، موضوع بند (۲-۳-۳)
- محاسبه ساختمان ها در برابر واژگونی موضوع بند (۸-۳-۳)
- نیروی قائم زلزله موضوع بند (۹-۳-۳)
- ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  موضوع بند (۱۰-۳-۳)



## روش تحلیل طیفی

### ۳-۱-۴-۴ اصلاح مقادیر بازتابها

در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتابهای سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیفهای زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازههای نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتابها باید در ۹۰ درصد نسبت

۴۴ / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازههای نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق الذکر باشد، مقادیر بازتابها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

### ۳-۱-۴-۳ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرمهای مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

### ۳-۱-۴-۲ ترکیب اثر مدها

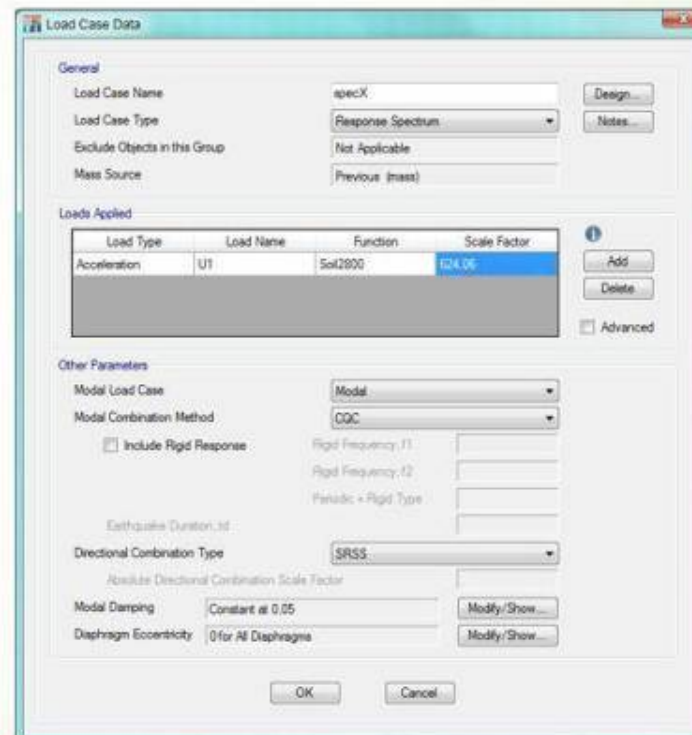
حداکثر بازتابهای دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکانها، نیروهای طبقات، برشهای طبقات و عکس العمل پایهها باید با استفاده از روشهای آماری شناخته شده، مانند روش جنر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمانهای نامنظم در پلان و یا در ساختمانهایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

برای تحلیل طیفی می گوید باید حداقل 90% جرم مدی مشارکت کند، که در سازه ما با تعریف وجود 20 مد، این اتفاق افتاده است. می توان این عدد را کمتر کرد تا جایی که 90% جرم مدی باشد.

125



## وارد کردن طیف



سپس باید طیف 2800 خاک نوع 2 را به نرم افزار معرفی کنیم.

من قبلا با اکسل مقدار **B** برای هر پریود حساب کرده ام و آن را در فایل **txt** ریخته ام. حال در ایتبس فراخوانی کرده و سپس در قسمت **load case** آن را تعریف می کنیم.

تحلیل طیفی **response spectrum** می باشد و مقدار **scale factor** همان ضریب **C** بدون **B** می باشد.

چون **B** را خودش از طیف می خواند.

نکته دیگر اینکه **A** واحدش شتاب ثقل می باشد که ما در هنگام به دست آوردن ضریب **C** آن را در نظر نمی گیریم ولی در اینجا باید در نظر گرفته شود.

پس در کل  $AI/R * g$

حال باید 4 ترکیب بار از اینها بسازیم، دو تا در جهت **X** و دو تا در جهت **Y** که یکی بدون برون محوری می باشد، دیگری با برون محوری  $+0.054$  می باشد.

این موضوع که نیاز است برای برون محوری  $-0.054$  نیز تعریف شود هم مطرح است که من فکر میکنم فقط یک طرف کافی باشد.

# با تشکر جلسه ششم تمام شد

# جلسه هفتم

➔ آموزش ETABS 15.0.0

➔ پارک مجازی علم عمران



# همپایه کردن

128

## ۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتابها

در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتابهای سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیفهای زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازههای نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتابها باید در ۹۰ درصد نسبت

۴۴ / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازههای نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق الذکر باشد، مقادیر بازتابها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

Load Case	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
EQX 1	-2882.6	0	0	0	-60774.3	43373.2
spec X Max	1416.1	545.4	0	11357.4	25801.1	29621.6

$$F.S = 0.9 \frac{2882.6}{1416.1} = 1.83$$

# تأمین پایداری

## ۱۰-۲-۱- الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. مطابق الزامات این بخش، پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن در صورتی تأمین می‌شود که آثار ذکر شده در زیر به نحو مؤثری در تحلیل و طراحی آنها لحاظ شده باشد.

(۱) تغییرشکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییرشکل‌های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه مؤثرند.

(۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ )

(۳) نواقص هندسی (شامی کجی و ناشاقولی)

(۴) کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً در اثر تنش‌های پسماند

(۵) عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت

## ۱۰-۲-۱-۳- قاب‌های مهار شده و طول موثر کمانشی اعضا

قاب‌های مهار شده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها پایداری جانبی و مقاومت در برابر بارهای جانبی به سختی خمشی ستون‌ها وابسته نبوده و در آنها حرکت جانبی قاب با تکیه کردن بر مهاربندی‌های مورب، دیوارهای برشی و یا به شیوه‌های مشابه مقید می‌شود. در این گونه قاب‌ها، ضریب طول موثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری باید برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود مگر آن‌که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید. در این مبحث تعیین طول موثر کمانش اعضا فشاری قاب‌های مهار شده بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث مجاز است.

## الف- محدودیت‌ها

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

## ب- الزامات

- (۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.
- (۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

۱۷

[www.IranCalculator.com](http://www.IranCalculator.com)

## مبحث دهم

- (۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.
- (۴) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی ( $K=1$ ) تعیین شود.

## ۱۰-۲-۱-۵ الزامات تحلیل و طراحی

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

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

# تنظیمات طراحی

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

Item	Value
01 Design Code	AISC 360-10
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Framing Type	IMF
04 Seismic Design Category	D
05 Importance Factor	1
06 Design System Rho	1.2
07 Design System Sds	1.05
08 Design System R	6
09 Design System Omega0	2.5
10 Design System Cd	5
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15 Add Notional load cases into seismic combos?	Yes
16 Beta Factor	1.3
17 BetaOmega Factor	1.6
18 Phi(Compression)	0.9

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

Item	Value
22 Phi(Shear)	0.9
23 Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24 Phi(Torsion)	0.9
25 Ignore Seismic Code?	No
26 Ignore Special Seismic Load?	No
27 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28 HSS Welding Type	SAW
29 Reduce HSS Thickness?	No
30 Consider Deflection?	Yes
31 DL Limit, L /	120
32 Super DL+LL Limit, L /	120
33 Live Load Limit, L /	360
34 Total Limit, L /	240
35 Total-Camber Limit, L /	240
36 Pattern Live Load Factor	0.75
37 Demand/Capacity Ratio Limit	1.0
38 Max Number of Auto Iterations	5

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

# ضریب کاهش سختی

(۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیه سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیه سختی‌های تمامی اعضا (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

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

$$(EI)^* = 0.8 \tau_b EI \quad (4-1-2-10)$$

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

(۳) به جای استفاده از  $\tau_b$  متغیر در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضا، می‌توان مقدار  $\tau_b$  را برای کلیه نسبت‌های  $\frac{P_u}{P_y}$  برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر  $0.001 Y_i$  به کلیه طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.

# تنظیمات طراحی

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

Item	Value
01 Current Design Section	2UNP80
02 Framing Type	SCBF
03 Omega0	2
04 BRB Beta Factor	1.3
05 BRB Beta*Omega Factor	1.6
06 Consider Deflection?	Yes
07 Deflection Check Type	Ratio
08 DL Limit, L /	120
09 Super DL+LL Limit, L /	120
10 Live Load Limit, L /	360
11 Total Limit, L/	240
12 Total-Camber Limit, L/	240
13 DL Limit, abs, mm	Varies
14 Super DL+LL Limit, abs, mm	Varies
15 Live Load Limit, abs, mm	Varies
16 Total Limit, abs, mm	Varies
17 Total-Camber Limit, abs, mm	Varies
18 Specified Camber, mm	0

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 برابر جانبی قرار

۲۶ / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

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 صددرصد 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.

نیروی اثر ۱۰۰-۳۰ برای طراحی ستون مورد استفاده قرار می گیرد.

در این تحقیق ستون هایی که در جهت Y به مهاربند متصل هستند.

در load case باری می سازیم که بار طیفی جهت x را با 0.3 جهت y جمع کند و برون محوری اتفاقی را هم لحاظ می کنیم.

۸ load combination با این بار اضافه می کنیم. فقط باید برای همان ستون ها استفاده شود.

# ترکیبات بار

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

## ساختمان‌های فولادی

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

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

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

- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار  $L_0$  آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰.۵ منظور نمود.

سیاوش قناعت پیشه

پس از ساخت ترکیبات بار اتومات، و گزینه تغییرات دستی را روشن کردیم، به ۸۴ ترکیب بار طراحی و ۲ ترکیب بار خیز دست می‌یابیم.

۲ ترکیب بار خیز: D و D+L

۴ ترکیب بار از آیتم ۱

۸ ترکیب بار از آیتم ۲

۸ ترکیب بار از آیتم ۳ (باید ضریب RLive0.5 را نصف کنیم).

بخاطر نبود بار باد، از آیتم ۴ ترکیب باری نداریم.



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

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

- ۱)  $۱,۴D$
- ۲)  $۱,۲D+۱,۶L+۰,۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳)  $۱,۲D+۱,۶(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)+[L \text{ یا } ۰,۵(۱,۴W)]$
- ۴)  $۱,۲D+ ۱,۰(۱,۴W)+L+۰,۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵)  $۱,۲D+۱,۰E+L+۰,۲S$
- ۶)  $۰,۹D+۱,۰(۱,۴W)$
- ۷)  $۰,۹D+۱,۰E$
- ۸)  $۱,۲D+۰,۵L+۰,۵(L_T \text{ یا } S)+۱,۲T$
- ۹)  $۱,۲D+۱,۶L+۱,۶(L_T \text{ یا } S)+۱,۰T$

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

- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار  $L_0$  آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰,۵ منظور نمود.

➤ ۱۶ ترکیب بار از آیتم ۵ (ضریب بار  $R_{Live}0.5$  نصف می‌شود).

➤ ۱۶ ترکیب بار از آیتم ۷

➤ ولی نرم افزار اگر load case زلزله را حذف نکنید، از آیتم ۵ و ۷ هم برای زلزله و هم برای طیفی ترکیب بار می‌سازد که در اینجا ساخته شده.

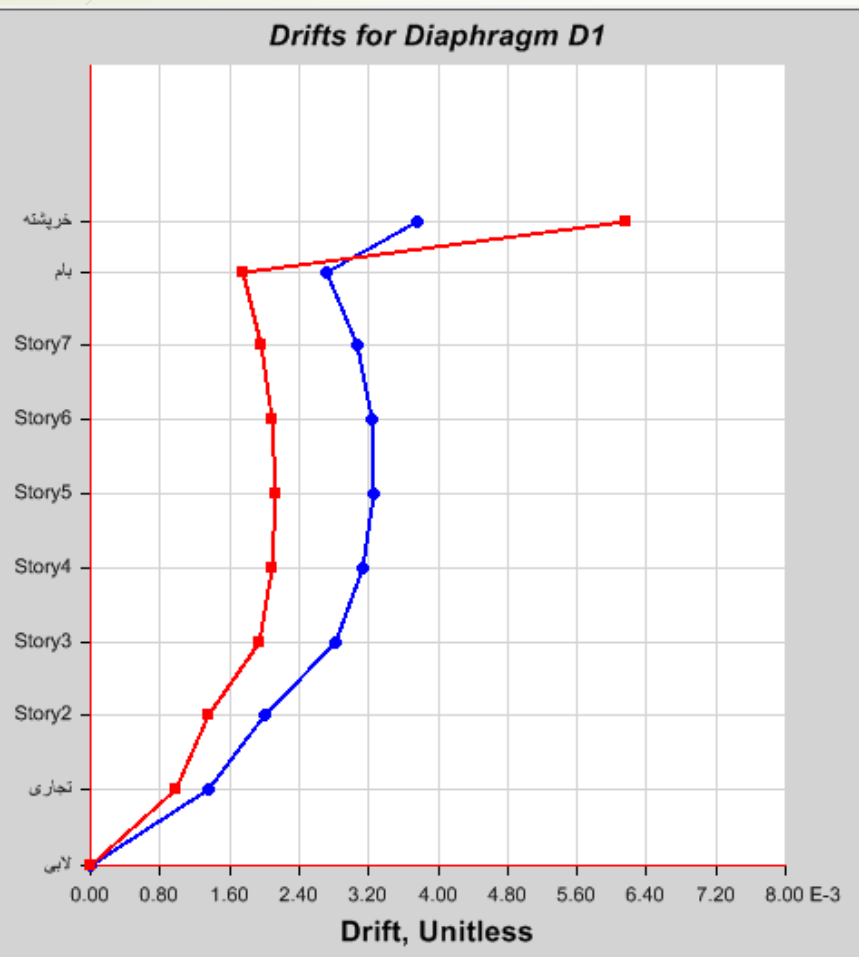
➤ بارهای مجازی به صورت اتومات وارد می‌شود.

➤ اثر زلزله قائم و  $\rho$  در ترکیب بارهای آیتم ۵ و ۷ به صورت اتومات آورده می‌شود.

➤ بار زلزله بالکن باید به آیتم ۵ و ۷ اضافه شود.

# تغییر مکان جانبی

Name	
Name	StoryResp2
Show	
Display Type	Diaph drifts
Case/Combo	spec X
Load Type	Load Case
Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	خریشنه
Bottom Story	لابی
Diaphragm	D1
Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red
Legend	
Legend Type	None
Display Type	
Indicates the type of story response to be	



۳-۵-۲ مقدار  $\Delta_M$  که با منظور کردن اثر  $P-\Delta$  در محاسبه  $\Delta_M$  به دست می آید نباید از مقدار مجاز  $\Delta_a$  زیر تجاوز نماید.

$$\Delta_a = 0.025h$$

- در ساختمان های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.020h$$

- در سایر ساختمان ها

در این روابط  $h$  ارتفاع طبقه است.

Allowable Drift = 2% ➡

Maximum Drift =  $0.32 * 5 = 1.6\%$  ➡

# با تشکر جلسه هفتم تمام شد

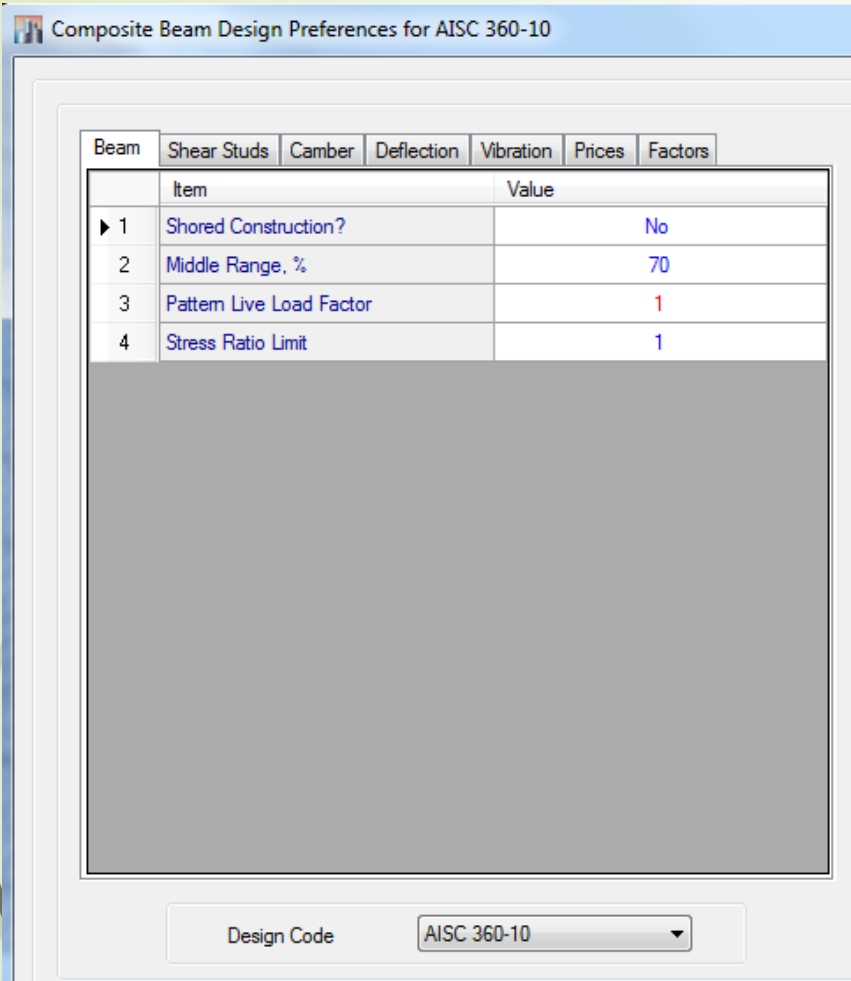
# جلسه هشتم

➔ آموزش ETABS 15.0.0

➔ پارک مجازی علم عمران

# پارامترهای طراحی تیرهای کامپوزی

140



➤ آیین نامه طراحی تیر کامپوزیت همانند المان های سازه ای AISC 36-10 می باشد.

➤ در سربرگ Beam : قسمت اول مربوط به استفاده از پایه موقت می باشد.

➤ قسمت دوم مربوط به محاسبه عرض موثر تیرهای کامپوزیت می باشد.

➤ قسمت سوم مربوط به بارگذاری نامتقارن می باشد.

➤ نسبت تنش به ظرفیت همان ۱ می باشد.

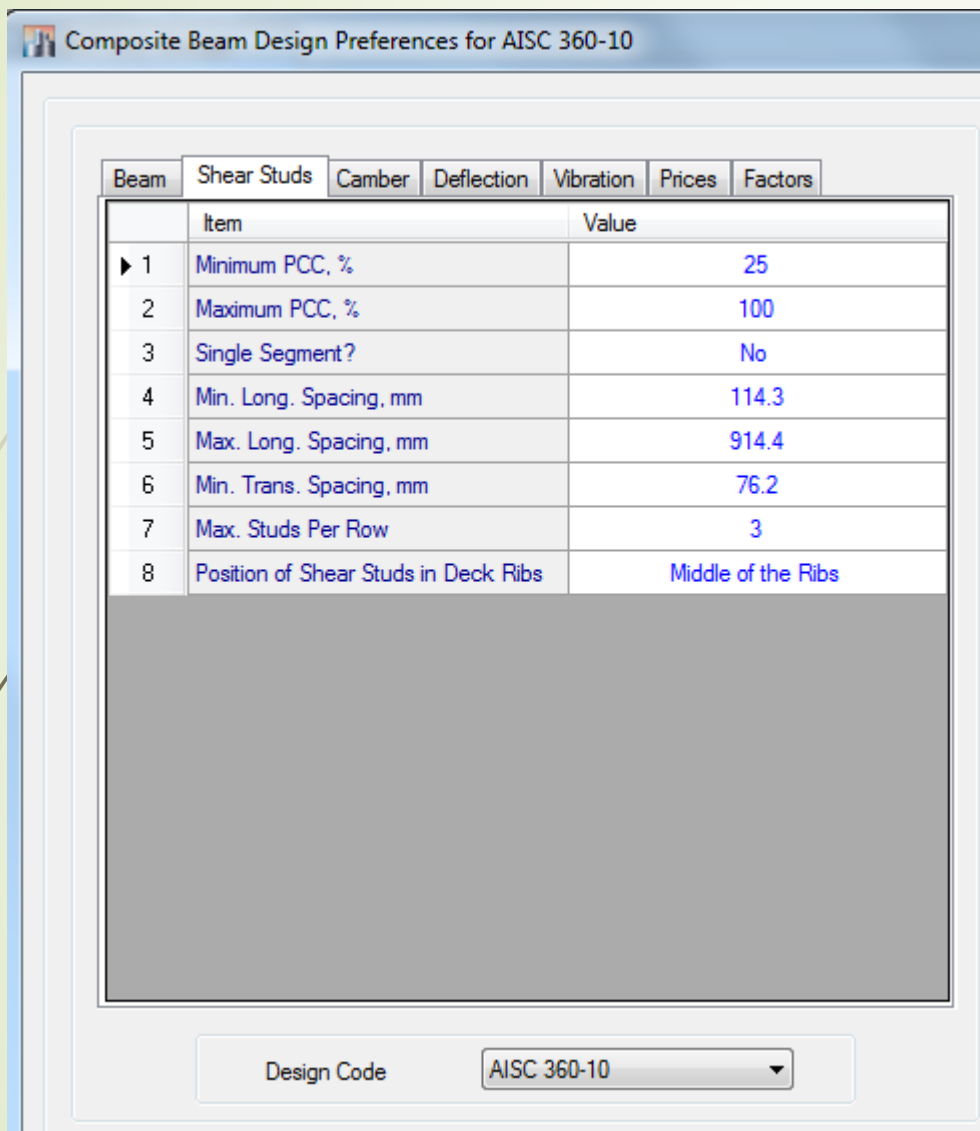
Csi Software  
انجمن

## ۶-۲-۳ نامناسبترین وضع بارگذاری

در تیرهای یکسره و در قاب‌های نامعین در مواردی که بار زنده بیشتر از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع و یا بیشتر از یک و نیم برابر بار مرده است، موقعیت قرارگیری بار زنده در دهانه‌های مختلف باید طوری در نظر گرفته شود که بیشترین اثر مورد نظر را در عضو سازه‌ای ایجاد نماید. برای این منظور کافی است علاوه بر حالت قرار دادن بار زنده در تمام دهانه‌ها، حالت‌های بارگذاری زیر نیز در نظر گرفته شوند:

الف- قرار دادن بار زنده در دو دهانه مجاور هم،

ب- قرار دادن بار زنده در دهانه‌های یک در میان.



# طراحی تیر های کامپوزیت

- در سربگ Shear studs :
- در قسمت اول و دوم مربوط به درصد عملکرد تیر های کامپوزیت می باشد.
- قسمت سوم مربوط به چیدمان برشگیرها می باشد. اگر yes قرار دهیم یکنواخت می باشند.
- قسمت چهارم و پنجم مربوط به فاصله برشگیرهای می باشد.
- قسمت ششم و هفتم مربوط به فاصله عرضی برشگیرها می باشد.
- سربگ Camber مربوط به پیش خیز می باشد.
- سربگ Deflection محدودیت های خیز تیر آورده شده است.

### ۱-۱۰-۲-۱۰ ملاحظات پیش خیز

اگر برای بعضی از اعضای خمشی، پیش خیز به خصوصی لازم است تا در هنگام بارگذاری به شکل مورد نیاز و در ارتباط با اعضای دیگر درآیند، باید اندازه، جهت و موقعیت پیش خیز در مدارک طرح و محاسبه و نیز در نقشه‌های سازه‌ای به روشنی مشخص شود.  
در خرپاهای با دهانه بیش از ۱۲ متر، لازم است به اندازه تغییرشکل بار مرده، پیش خیز داده شود. در شاه‌تیرهای مربوط به جراثقال با دهانه بزرگتر از ۱۲ متر باید پیش‌خیزی در حدود تغییرشکل ناشی از بار مرده به اضافه  $\frac{1}{4}$  بار زنده، پیش‌بینی شود.

۱۹۰

[www.IranCalculator.com](http://www.IranCalculator.com)

### ۲-۱۰ الزامات طراحی

تیرها و خرپاهایی که خیز معینی برای آنها قید نشده باشد، باید در کارخانه طوری ساخته شوند که به هر حال پس از نصب، تغییرشکل روبه بالا (پیش خیز) داشته باشند.

Composite Beam Design Preferences for AISC 360-10

Beam	Shear Studs	Camber	Deflection	Vibration	Prices	Factors	
Item	Value						
► 01	Calculate Camber?						No
02	Camber DL, %						80
03	Minimum Beam Depth for Camber, mm						342.9
04	Minimum Web Thick. for Camber, mm						6.4
05	Minimum Beam Span for Camber, m						7.3152
06	Minimum Camber, abs, mm						19.1
07	Minimum Camber, L/						900
08	Camber Abs Max Limit, mm						152.4
09	Camber Max Limit, L/						180
10	Camber Increment, mm						6.4
11	Camber Rounding Down						Yes

Design Code: AISC 360-10

## ۲-۱۰-۲-۱۰ تغییر شکل‌ها

تیرها و شاه‌تیره‌هایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییر مکان آنها در اثر ترکیبات بارگذاری متناسب با ضوابط سرویس‌دهی، طرح و محاسبه شوند. به هر حال تغییر شکل اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره‌برداری، باید به اندازه‌ای باشد که به سرویس‌دهی سازه لطمه‌ای وارد نشود.

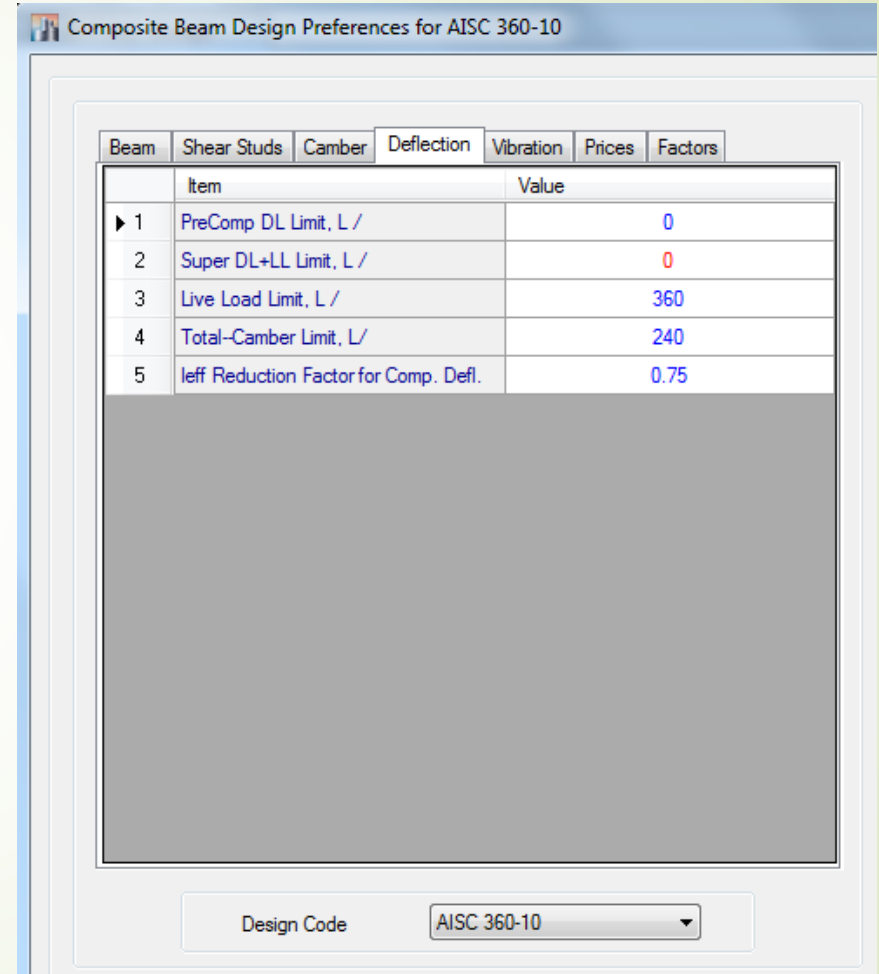
تیرها و شاه‌تیره‌هایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییر شکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده از  $\frac{1}{34}$  طول دهانه و تغییر شکل حداکثر ناشی از بار زنده از  $\frac{1}{36}$  طول دهانه بیشتر نشود.

در صورتی که در تیرهای مختلط برشگیردار، در هنگام بتن ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، کنترل تغییر شکل تیر مختلط باید شامل مراحل زیر باشد.

**گام ۱.** ابتدا بار ناشی از وزن تیر فولادی، دال بتنی و بار ناشی از قالب بندی بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تغییر شکل تیر محاسبه می‌گردد.

**گام ۲.** سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال بتنی وارد می‌شوند نظیر وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تغییر شکل تیر مختلط محاسبه می‌گردد.

مجموع تغییر شکل‌های محاسبه شده در گام‌های ۱ و ۲ نباید از  $\frac{1}{34}$  طول دهانه بیشتر شود. همچنین، در اعضای مختلط، تغییر شکل‌های اضافی در اثر خزش و افت بتن باید به نحو موثری در محاسبه تغییر شکل‌ها در نظر گرفته شود.





## ۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف‌ها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد\*.

\* برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت  $q_D$  می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

که در آن

$E$  = مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع

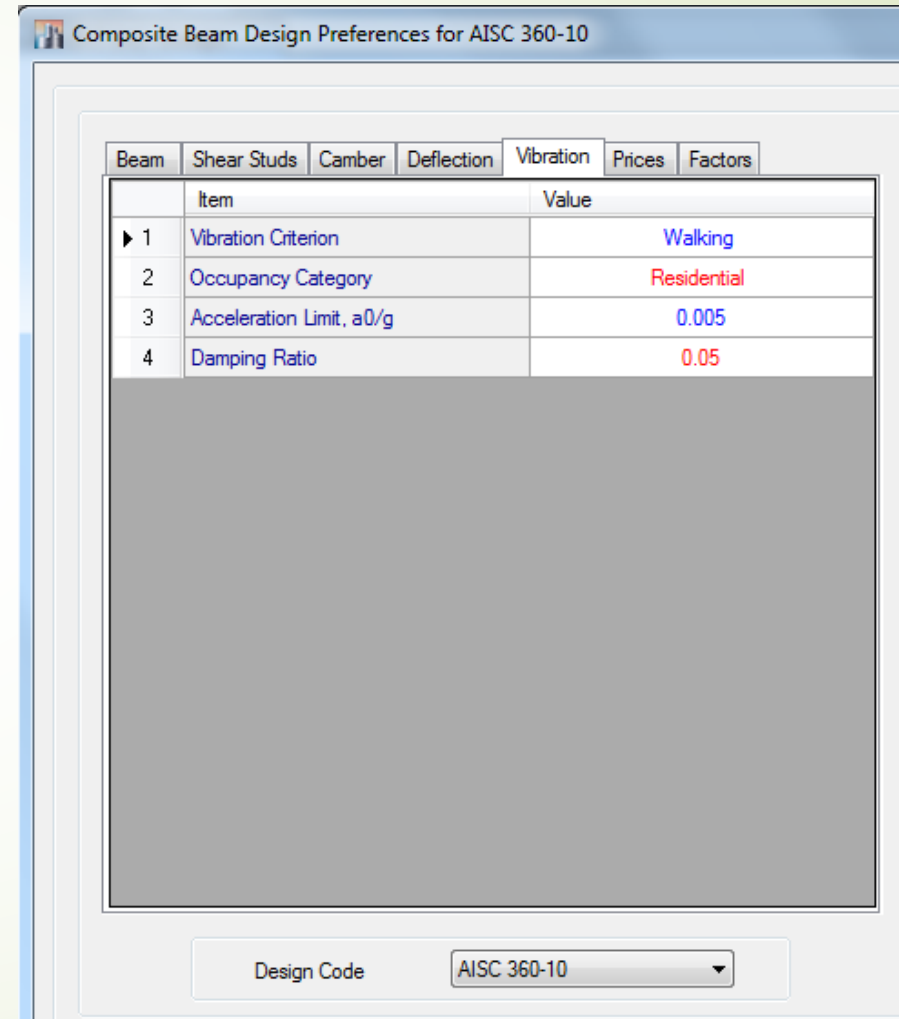
$I$  = ممان اینرسی مقطع تیر بر حسب  $m^4$

$g$  = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ )

$q_D$  = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

$L$  = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

$f$  = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز



# طراحی تیر کامپوزیت

145

Composite Beam Overwrites (AISC 360-10)

Beam	Bracing (C)	Bracing (S)	Deck	Shear Stud	Deflection	Vibration
	Item	Value				
▶ 01	Restrict Beam Depth?	No				
02	Maximum Depth, mm	1117.6				
03	Minimum Depth, mm	0				
04	Restrict Beam Width?	No				
05	Maximum Width, mm	457.2				
06	Minimum Width, mm	0				
07	Shored Construction?	No				
08	Beam Fy, MPa	235				
09	Beam Fu, MPa	370				
10	Cover Plate Present?	No				
11	Plate Width, mm	0				
12	Plate Thickness, mm	0				
13	Plate Fy, MPa	0				
14	Live Load Reduction Factor	1				

در این پروژه نیاز است از نبشی به عنوان برشگیر استفاده شود.

در سربرگ beam :

در قسمت اول، میتوان براساس ارتفاع تیر های اصلی، ارتفاع تیر کامپوزیت را محدود کنید. (وقتی از مقاطع اتوماتیک استفاده کنید.)

در قسمت چهارم عرض را میتوان محدود کرد.

در قسمت هفتم، همانند قبل، منظور پایه موقت است.

قسمت دهم برای ورق تقویتی زیر تیر می باشد.

ضریب  $C_b$  مربوط به ضریب یکنواختی لنگر خمشی می باشد.

۱۰-۲-۵-۱ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی ( $C_b$ ) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می شود.

$$C_b = \frac{12/5 M_{max}}{2/5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 2M_C} \quad (1-5-2-10)$$

که در آن:

$M_{max}$  = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

$M_A$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{1}{4}$  طول مهارنشده

$M_B$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{1}{2}$  طول مهارنشده

$M_C$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{3}{4}$  طول مهارنشده

**تبصره ۱:** برای تیرهای طره‌ای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است،  $C_b$  مساوی واحد می باشد.

Beam	Bracing (C)	Bracing (S)	Deck	Shear Stud	Deflection	Vibration
	Item	Value				
▶ 1	Cb Factor	0				
2	Bracing Condition	Bracing Specified				
3	No. Point Braces	2				
4	No. Uniform Braces	0				

# معرفی سقف کامپوزیت

Beam	Bracing (C)	Bracing (S)	Deck	Shear Stud	Deflection	Vibration
▶ 1			Deck ID Left			composite
2			Deck Direction Left			Perpendicular
3			b-eff left Condition			Program Calculated
4			b-eff left, mm			Varies
5			Deck ID Right			composite
6			Deck Direction Right			Perpendicular
7			b-eff right Condition			Program Calculated
8			b-eff right, mm			Varies

Beam	Bracing (C)	Bracing (S)	Deck	Shear Stud	Deflection	Vibration
	Item	Value				
1	Beam Type	Composite as required				
2	Minimum PCC, %	25				
3	Maximum PCC, %	100				
4	User Pattern?	Yes				
5	Uniform Spacing, mm	30				
6	No. Additional Sections	0				
7	Single Segment?	No				
8	Max. Studs Per Row	3				
▶ 9	Qn, kN	87193				

برای طراحی دو حالت وجود دارد. راه اول طراحی برشگیر و فاصله آنها توسط نرم افزار. راه دوم وارد کردن این جزییات و کنترل توسط نرم افزار می باشد.

در سازه ما ضخامت بتن را ۷ سانتی متر فرض کردیم. در نتیجه باید از UNP40 استفاده کنیم.

#### پ) جزییات بندی

به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورق‌های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله گل‌میخ تا لبه بتن در امتداد برش افقی برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی باید ۲۰ میلی‌متر و برای بتن‌های سبک ۲۵ میلی‌متر باشد.

حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصله مرکز تا مرکز در هر امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب کرد. حداکثر فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

پارک مجازی علم عمران

# مقاومت برشگیرها

149

(ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) L_a \sqrt{f_c E_c} \quad (34-8-2-10)$$

که در آن:

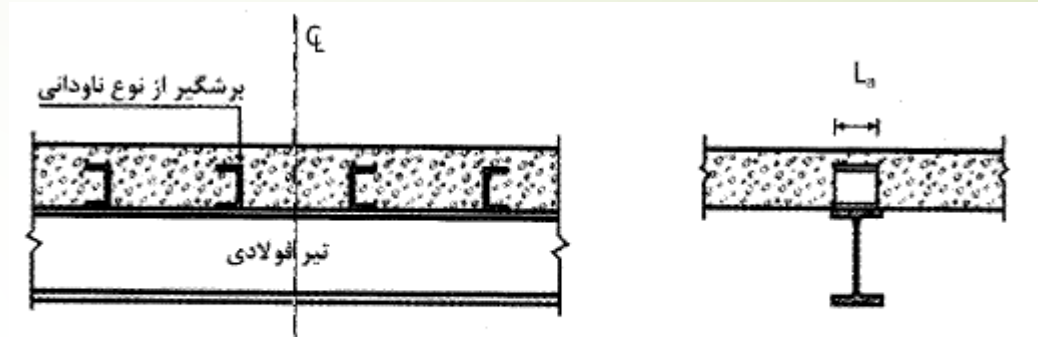
$t_f$  = ضخامت متوسط بال ناودانی

$t_w$  = ضخامت جان ناودانی

$L_a$  = طول ناودانی

$f_c$  = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

$E_c$  = مدول الاستیسیته بتن



شکل ۷-۸-۲-۱۰ برشگیرهای از نوع ناودانی

►  $Q_n = 0.3(7 + 0.5 \times 5) \times 40 \times \sqrt{25 \times 23400} = 87193 \text{ N}$

Beam	Bracing (C)	Bracing (S)	Deck	Shear Stud	Deflection	Vibration
					Item	Value
▶ 01					Deflection Check Type	Ratio
02					PreComp DL Limit, L /	0
03					Super DL+LL Limit, L /	0
04					Live Load Limit, L /	360
05					Total-Camber Limit, L/	240
06					PreComp DL Limit, abs, mm	0
07					Super DL+LL Limit, abs, mm	0
08					Live Load Limit, abs, mm	0
09					Total-Camber Limit, abs, mm	0
10					Calculate Camber?	No
11					Fixed Camber, mm	0

Beam	Bracing (C)	Bracing (S)	Deck	Shear Stud	Deflection	Vibration
					Item	Value
▶ 1					Vibration Criterion	Walking
2					Occupancy Category	Residential
3					Damping Ratio	0.05
4					Bay Frequency, cyc/sec	0
5					Acceleration Limit, a0/g	0.005
6					Additional Dead Load, kN/m <sup>2</sup>	0.192
7					Additional Live Load, kN/m <sup>2</sup>	0.287
8					Additional Colateral Load, kN/m <sup>2</sup>	0

# ترکیبات بار گذاری کامپوزیت

در قسمت ترکیبات بار سه حالت مشاهده می شود :

1. ترکیبات زمان ساخت : به صورت روبرو پیشنهاد می شود :  $C1 = 1.4Daed ; C2 = 1.2D + 1.6 \times 0.2(Live)$

2. ترکیبات کنترل خیز : ترکیبات خیز طراحی سازه

3. ترکیبات طراحی : ترکیبات ثقلی طراحی سازه بدون بار مجازی



# تنظیمات تیر های اصلی

152

## ۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

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

ب) تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

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

$$P_{bu} = 0.06 R_y F_y Z_b / h_o \quad (10-3-6)$$

که در آن:

$Z_b$  = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

$h_o$  = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

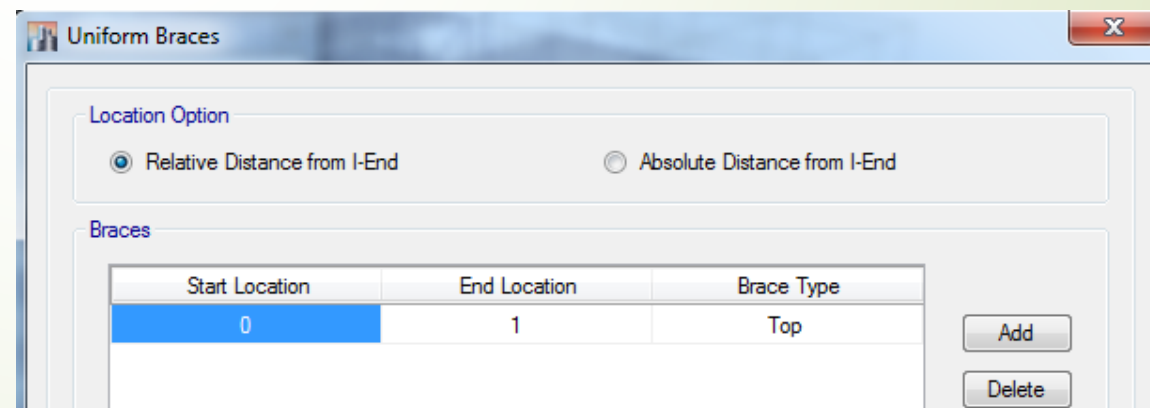
ت) مقدار حداکثر  $L_b$  برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر  $0.17 I_y \frac{E}{F_y}$  و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر  $0.086 I_y \frac{E}{F_y}$  می‌باشد، که در آن  $I_y$  شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

➤ برای تیر IPE240:

$$L_b = 0.17 \times 26.9 \frac{2 \times 10^5}{240} = 3.8m \quad \text{➤}$$

➤ برای مهار بال پایین و پیچش از تیر های کامپوزیت کمک میگیریم.

➤ بال بالا را سقف مهار می کند.



# تنظیمات ستون ها

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

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

الف- محدودیت‌ها

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

ب- الزامات

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

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

۱۷

[www.IranCalculator.com](http://www.IranCalculator.com)

مبحث دهم

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

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

ضریب  $K1$  مربوط به ضریب تشدید  $B1$  می باشد و باید ضریب طول موثر را در همه جهات ۱ قرار دهیم.

ضریب  $K2$  مربوط به ضریب تشدید  $B2$  می باشد که نرم افزار خودش محاسبه می کند.

# تنظیمات مهاربند ها

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

	Item	Value
18	Specified Camber, mm	0
19	Net Area to Total Area Ratio	1
20	Live Load Reduction Factor	1
21	Unbraced Length Ratio (Major)	0.5
22	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.67
23	Unbraced Length Ratio (LTB)	1
24	Effective Length Factor (K1 Major)	1
▶ 25	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
26	Effective Length Factor (K2 Major)	1
27	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
28	Effective Length Factor (K LTB)	1
29	Moment Coefficient (Cm Major)	1
30	Moment Coefficient (Cm Minor)	1
31	Bending Coefficient (Cb)	Varies
32	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1
33	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1
34	Sway Moment Factor (B2 Major)	1
35	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1

▶ طول مهارنشده در جهت قوی ۰.۵

▶ طول مهارنشده در جهت ضعیف ۰.۶۷

# با تشکر جلسه هشتم تمام شد

# جلسه نهم

➔ آموزش ETABS 15.0.0

➔ پارک مجازی علم عمران

# چک کردن اثر P-Delta

## ۳-۶ اثر P-Δ

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Δ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری  $\theta_i$ ، در رابطه (۳-۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر  $\theta_i$  بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[ \frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i \quad (۳-۱۳)$$

۴۸ / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

در این رابطه:

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

$\Delta_{eu}$  = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$  حاصل از تحلیل خطی

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

$h_i$  = ارتفاع طبقه  $i$

شاخص پایداری  $\theta_i$  در سازه‌ها نباید از  $\theta_{max}$  در رابطه (۳-۱۲) بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25 \quad (۳-۱۳)$$

با آنالیز P-Delta تغییر مکان جهت x تحت بار زلزله با برون مرکزی : 12.1

بدون آنالیز P-Delta تغییر مکان جهت x تحت بار زلزله با برون مرکزی : 12.0

تعیین مقدار  $\theta$  :

$$\theta = 1 - \frac{\Delta_{(no P-\Delta)}}{\Delta_{(P-\Delta)}} = 1 - \frac{12.0}{12.1} = 0.01 = 1\%$$



## اطلاعات تیر های اصلی

Steel Stress Check Information (AISC 360-10)

Story: ۳م  
Beam: B90  
Analysis Section: IPE180  
Design Section: IPE180

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
UDSt1S20	1.0400	0.483 (C)	= 0.000 + 0.483 + 0.000	0.070	0.000
UDSt1S20	1.3000	0.552 (C)	= 0.000 + 0.552 + 0.000	0.069	0.000
UDSt1S20	1.5600	0.621 (C)	= 0.000 + 0.621 + 0.000	0.069	0.000
UDSt1S20	1.5600	0.621 (C)	= 0.000 + 0.621 + 0.000	0.052	0.000
UDSt1S20	1.8200	0.673 (C)	= 0.000 + 0.673 + 0.000	0.052	0.000
UDSt1S20	2.0800	0.724 (C)	= 0.000 + 0.724 + 0.000	0.051	0.000
UDSt1S20	2.0800	0.724 (C)	= 0.000 + 0.724 + 0.000	0.009	0.000
UDSt1S20	2.3400	0.733 (C)	= 0.000 + 0.733 + 0.000	0.009	0.000
UDSt1S20	2.6000	0.742 (C)	= 0.000 + 0.742 + 0.000	0.008	0.000
UDSt1S20	2.6000	0.742 (C)	= 0.000 + 0.742 + 0.000	0.008	0.000
UDSt1S20	2.8600	0.733 (C)	= 0.000 + 0.733 + 0.000	0.009	0.000
UDSt1S20	3.1200	0.724 (C)	= 0.000 + 0.724 + 0.000	0.009	0.000
UDSt1S20	3.1200	0.724 (C)	= 0.000 + 0.724 + 0.000	0.051	0.000
UDSt1S20	3.3800	0.673 (C)	= 0.000 + 0.673 + 0.000	0.052	0.000
UDSt1S20	3.6400	0.621 (C)	= 0.000 + 0.621 + 0.000	0.052	0.000

Buttons: Overwrites, Details, Strength (selected), Deflection, OK, Cancel

➤ قسمت strength لنگر و برش وارده و مجاز را نشان می دهد.

➤ قسمت deflection تغییر مکان و خیز تیر را نشان می دهد.

➤ از سمت چپ به ترتیب :

1. ترکیب بار طراحی
2. فاصله بحرانی ترین تنش تا ابتدای عضو
3. نسبت تلاش به ظرفیت که جمع محوری و خمش می باشد.



## ETABS 2015 Steel Frame Design

### AISC 360-10 Steel Section Check (Deflection Details)

#### Element Details

Level	Element	Location (mm)	Combo	Element Type	Section
بام	B90	2600	UDStID2	Intermediate Moment Frame	IPE180

#### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
5200.0	1	1

#### DEFLECTION DESIGN (Combo UDStID2)

Type	Consider	Deflection mm	Limit mm	Ratio	Status
Dead Load	Yes	15.9	43.3	0.367	OK
Super DL + Live Load	Yes	6.3	43.3	0.146	OK
Live Load	Yes	0	14.4	0	OK
Total Load	Yes	15.9	21.7	0.735	OK
Total - Camber	Yes	15.9	21.7	0.735	OK

ابتدا اطلاعات کلی نمایش داده می شود، در ادامه بار زنده کاهش یافته و در آخر خیز تیر تحت بارگذاری های مختلف و مقدار مجاز آن

# اطلاعات طراحی تیر

161

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

Item	Value
01 Current Design Section	IPE360
02 Framing Type	IMF
03 Omega0	3
04 BRB Beta Factor	1.3
05 BRB Beta*Omega Factor	1.6
06 Consider Deflection?	Yes
07 Deflection Check Type	Ratio
08 DL Limit, L /	120
09 Super DL+LL Limit, L /	120
10 Live Load Limit, L /	360
11 Total Limit, L /	240
12 Total-Camber Limit, L /	240
13 DL Limit, abs, mm	43.3
14 Super DL+LL Limit, abs, mm	43.3
15 Live Load Limit, abs, mm	14.4
16 Total Limit, abs, mm	21.7
17 Total-Camber Limit, abs, mm	21.7
18 Specified Camber, mm	0

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

در این قسمت میتوان قسمت های آیین نامه ای را چک کرد و مطمئن شد تمام پارامترها درست است.

مثلا نشان داده شده تیرها با سیستم قاب خمشی متوسط طراحی شده اند.

## اطلاعات طراحی تیر

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

Item	Value
16 Total Limit, abs, mm	21.7
17 Total-Camber Limit, abs, mm	21.7
18 Specified Camber, mm	0
19 Net Area to Total Area Ratio	1
20 Live Load Reduction Factor	1
21 Unbraced Length Ratio (Major)	0.955769
22 Unbraced Length Ratio (Minor)	7.284E-09
23 Unbraced Length Ratio (LTB)	1
24 Effective Length Factor (K1 Major)	1
25 Effective Length Factor (K1 Minor)	1
26 Effective Length Factor (K2 Major)	1
27 Effective Length Factor (K2 Minor)	1
28 Effective Length Factor (K LTB)	1
29 Moment Coefficient (Cm Major)	1
30 Moment Coefficient (Cm Minor)	1
31 Bending Coefficient (Cb)	2.661723
32 NonSway Moment Factor (B1 Major)	1
33 NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1

Item Description

Deflection limitation for superimposed dead plus live load. Inputting 120 means that the limit is L/120. Inputting zero is special, since it means no check has to be made for this item.

Explanation of Color Coding for Values

**Blue:** All selected items are program determined

**Black:** Some selected items are user defined

**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK, Cancel

در این قسمت میتوان طول مهار شده و ضریب طول موثر را مشاهده کرد،

همانطور که می بینید به دلیل اینکه تعریف شده بود بال فشاری تیر در بتن مدفون است مقدار Unbraced Length Ratio (minor) عدد بسیار کوچکی شده است.

## اطلاعات طراحی تیر

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

Item	Value
30 Moment Coefficient (Cm Minor)	1
31 Bending Coefficient (Cb)	2.661723
32 NonSway Moment Factor (B1 Major)	1
33 NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1
34 Sway Moment Factor (B2 Major)	1
35 Sway Moment Factor (B2 Minor)	1
36 Reduce HSS Thickness?	No
37 HSS Welding Type	SAW
38 Yield stress, Fy, MPa	235
39 Expected to specified Fy ratio, Ry	1.2
40 Compressive Capacity, Pnc, kN	1106.6139
41 Tensile Capacity, Pnt, kN	1537.605
42 Major Bending Capacity, Mn3, kN-m	215.5185
43 Minor Bending Capacity, Mn2, kN-m	40.3965
44 Major Shear Capacity, Vn2, kN	406.08
45 Minor Shear Capacity, Vn3, kN	547.9542
46 Demand/Capacity Ratio Limit	1

در این قسمت آخر مقدار  $C_b$ ، ضریب  $R_y$  و مقاومت فشاری و خمشی و برشی تیر را مشاهده می کنید.

## ETABS 2015 Steel Frame Design

## AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

## Element Details

Level	Element	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story6	B9B	5070	UDStIS25	Intermediate Moment Frame	IPE360	Seismic HD

## LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
5200.0	1	1

## Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

## Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

## Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S <sub>DS</sub>	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>
No	No	Yes	D	1	1.2	1.05	6	3	5

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TV}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

در این قسمت نیز اطلاعات تعریف شده در آیین نامه آورده شده است که میتوان چک کرد و صحت سنجی نیروهای طراحی را انجام داد.

# خلاصه نیرو های طراحی

Location (mm)	$P_u$ (kN)	$M_{u33}$ (kN-m)	$M_{u22}$ (kN-m)	$V_{u2}$ (kN)	$V_{u3}$ (kN)	$T_u$ (kN-m)
5070	0	-148.2291	0	88.9099	0	0.0008

	L Factor	$K_1$	$K_2$	$B_1$	$B_2$	$C_m$
Major Bending	0.958	1	1	1	1	1
Minor Bending	0	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

$L_{TB}$	$K_{TB}$	$C_{TB}$
1	1	2.862

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn. (H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_u / 2P_o) + (M_{u33} / M_{o33}) + (M_{u22} / M_{o22})$
0.688 =	0 + 0.688 + 0

Axial Force and Capacities

$P_u$ Force (kN)	$\phi P_n$ Capacity (kN)	$\phi P_n$ Capacity (kN)
0	1108.8139	1537.605

Moments and Capacities

	$M_u$ Moment (kN-m)	$\phi M_n$ Capacity (kN-m)	$\phi M_n$ No $L_{TB}$ (kN-m)
Major Bending	148.2291	215.5185	215.5185
Minor Bending	0	40.3965	

Shear Design

	$V_u$ Force (kN)	$\phi V_n$ Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	88.9099	408.08	0.219
Minor Shear	0	547.9542	0

End Reaction Major Shear Forces

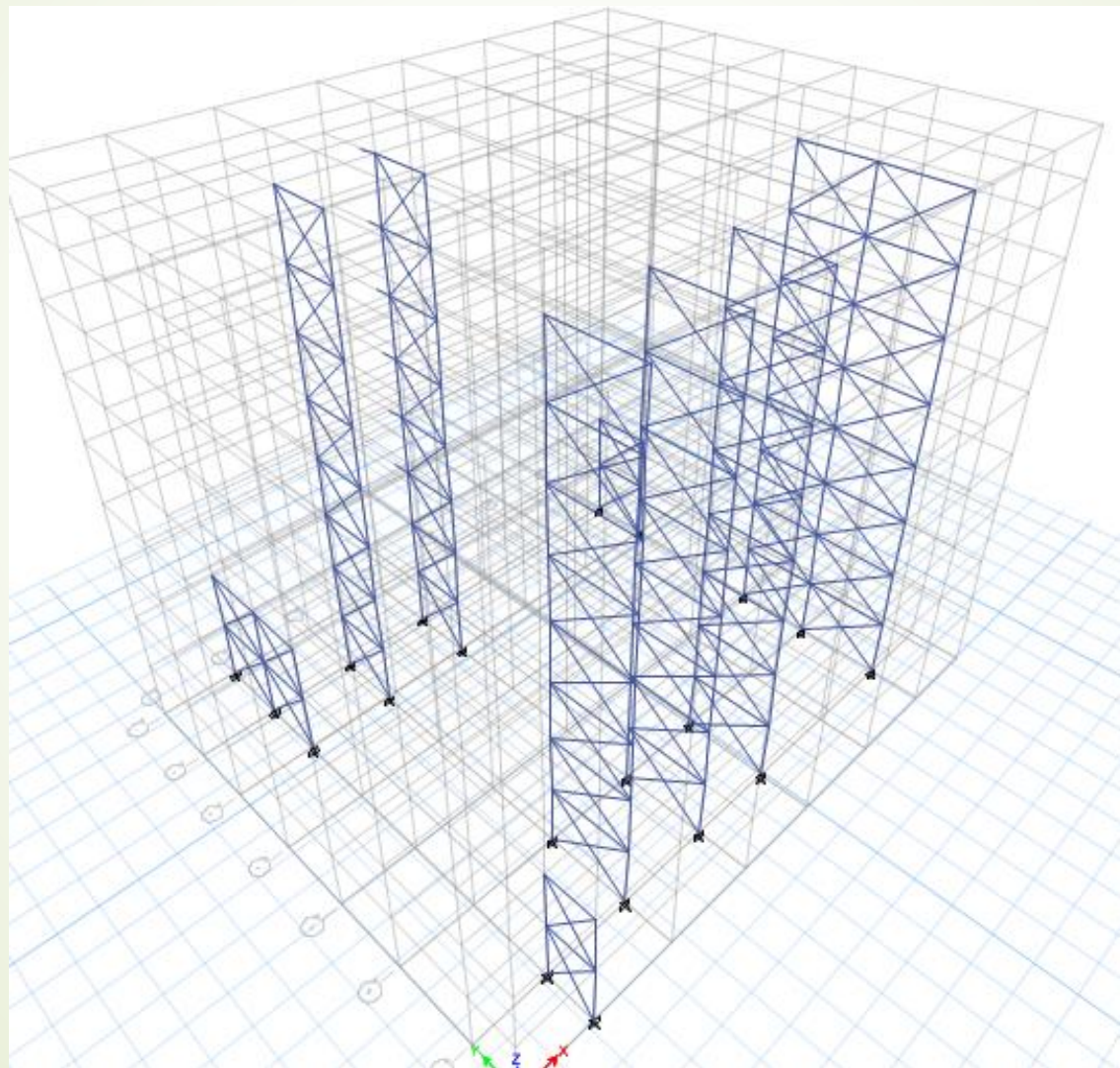
Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
-120.7881	UDStS49	139.5789	UDStS49

در این قسمت ابتدا نیرو های محوری، خمشی، برشی و پیچشی وارد بر تیر را مشاهده می کنید. دستی میتوانید این ممان را با  $Z_{fy}$  مقطع چک کنید و مقطع مناسبی انتخاب کنید.

در قسمت بعدی طول مهار نشده نشان داده شده است.

در قسمت های بعدی به ترتیب پارامتر های کمانش پیچشی-جانبی، نسبت تقاضا به ظرفیت، تنش های وارده و مقاومت های مقطع آمده است.

# ستون های محل تقاطع دو سیستم



# ستون با اثر ۱۰۰-۳۰

167

### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	α
200000	235	1.2	NA

(ASCE 12.4.3.2(5): (1.2+0.2\*S<sub>ds</sub>)\*D + 1.0\*L + Omega<sub>0</sub>\*Q<sub>e</sub>)

### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>u33</sub> (kN-m)	M <sub>u22</sub> (kN-m)	V <sub>u2</sub> (kN)	V <sub>u3</sub> (kN)	T <sub>u</sub> (kN-m)
0	-6330.0578	0	0	0	0	0

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.903	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.903	1	1	1	1	1

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>tb</sub>	K <sub>tb</sub>	C <sub>b</sub>
0.903	1	2.166

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_u/P_c) + (8/9)(M_{u33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{u22}/M_{c22})$
0.963 =	0.963 + 0 + 0

### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kN)	φP <sub>nc</sub> Capacity (kN)	φP <sub>nL</sub> Capacity (kN)
6330.0578	6574.6572	7614

### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (kN-m)	φM <sub>n</sub> Capacity (kN-m)	φM <sub>n</sub> No L <sub>TBD</sub> (kN-m)
Major Bending	0	1770.255	1770.255
Minor Bending	0	307.6056	

برای این ستون ها بار محوری بحرانی بوده و نرم افزار به صورت اتوماتیک آنها را برای این بار طراحی می کند.



# ستون های معمولی

168

## Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$R_y$	$\alpha$
200000	235	1.2	NA

## Stress Check forces and Moments

Location (mm)	$P_u$ (kN)	$M_{u33}$ (kN-m)	$M_{u22}$ (kN-m)	$V_{u2}$ (kN)	$V_{u3}$ (kN)	$T_u$ (kN-m)
3530	-960.1378	21.8575	-0.3071	0	0	-0.0011

## Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	$K_1$	$K_2$	$B_1$	$B_2$	$C_m$
Major Bending	0.929	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.929	1	1	1	1	1

## Parameters for Lateral Torsion Buckling

$L_{ltb}$	$K_{ltb}$	$C_b$
0.929	1	1.914

## Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.888 =	0.74 + 0.143 + 0.004

این ستون ها برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی طراحی می شوند.

### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	$P_u$ (kN)	$M_{u33}$ (kN-m)	$M_{u22}$ (kN-m)	$V_{u2}$ (kN)	$V_{u3}$ (kN)	$T_u$ (kN-m)
2944.9	-343.1959	-1.0263	-0.1947	-0.8468	-0.0661	0.2147

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	$K_1$	$K_2$	$B_1$	$B_2$	$C_m$
Major Bending	0.5	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.67	1	1	1	1	1

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

$L_{lb}$	$K_{lb}$	$C_b$
1	1	1.363

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.61 =	0.584 + 0.021 + 0.005

### Axial Force and Capacities

$P_u$ Force (kN)	$\phi P_{nc}$ Capacity (kN)	$\phi P_{nt}$ Capacity (kN)
343.1959	587.9058	862.92

مهاربند ها نکته خاصی ندارد فقط اینکه برای نیروی فشاری طراحی می شوند که حالت بحرانی آن کمانش می باشد که مقطع برای آن محاسبه می شود.

# تیرهای کامپوزیت



# تیر های کامپوزیت

Interactive Composite Beam Design and Review (AISC 360-10)

**Acceptable Designs**

Section	Shear Studs	Camber	Ratio
IPE140	5	0	0.961

Percent Comp.

Uniform Shear Studs

Camber

Auto Select List

Group

Show Group Results

Show All Alternates

Results for  
Beam  at Story  Last Analysis

**Strength Checks**

	Factored	Design	Ratio
Shear at Ends (kN)	19.4123	81.8103	0.237
<b>Construction Bending (kN-m)</b>	<b>8.2017</b>	<b>9.8267</b>	<b>0.835</b>
Full Comp. Bending (kN-m)	25.0571	45.7009	0.548
Partial Comp. Bending (kN-m)	25.0571	36.6643	0.683

**Constructability and Serviceability Checks**

	Actual	Allowable	Ratio
Shear Studs Distribution	5	37	0.135
Pre-composite Defl. (mm)	8.5	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (mm)	9.5	No Limit	N/A
Live Load Defl. (mm)	6.4	12.5	0.509
<b>Total Defl. (mm)</b>	<b>18</b>	<b>18.8</b>	<b>0.961</b>
Walking Acceleration ap/g	0.002642	0.005	0.528

Temporary  Show Details

در اینجا تمام اطلاعات تیر های کامپوزیت آمده است.

در قسمت strength check برش و لنگر خمشی وارده و طراحی را نشان می دهد.

قسمت percent comp مخفف عملکرد کامپوزیتی می باشد که ما از ۲۵ تا ۱۰۰ درصد ارائه دادیم.

قسمت servicibility مربوط به خیز تیر می باشد که تقاضا و ظرفیت هر کدام آورده شده است.

# تیرهای کامپوزیت

در قسمت report شما خلاصه تمام اطلاعات را می توانید ببینید که قسمت اصلی آن همان عدد ۵ می باشد که تعداد برشگیر در طول تیر می باشد.

## Composite Deck Properties

	Slab	Cover (mm)	w <sub>c</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	f' <sub>c</sub> (MPa)	b <sub>eff</sub> (mm)	E <sub>c</sub> (S) (MPa)	E <sub>c</sub> (D) (MPa)	E <sub>c</sub> (V) (MPa)	Q <sub>n</sub> (kN)
Left, Right	composite	70	23	25	N/A	550	23400	23400	31590

## Loading

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Live Red.	LLRF	Factored
Line Load (kN/m) 0 m→0.45 m	0.000	1.012	0.963→0.962	0.550	1.375	1 %	5.449
Line Load (kN/m) 0.45 m→0.9 m	0.000	1.012→0.000	0.963→0.000	0.550→0.000	1.375→0.000	1 %	5.449→0.000
Line Load (kN/m) 0.9 m→1.35 m	0.000	1.897	1.925	1.100	2.750	1 %	10.747
Line Load (kN/m) 1.35 m→1.8 m	0.000	1.897→0.000	1.925→0.000	1.100→0.000	2.750→0.000	1 %	10.747→0.000
Line Load (kN/m) 1.8 m→2.25 m	0.000	1.897	1.925	1.100	2.750	1 %	10.747
Line Load (kN/m) 2.25 m→2.7 m	0.000	1.897→0.000	1.925→0.000	1.100→0.000	2.750→0.000	1 %	10.747→0.000
Line Load (kN/m) 2.7 m→3.15 m	0.000	1.897	1.925	1.100	2.750	1 %	10.747
Line Load (kN/m) 3.15 m→3.6 m	0.000	1.897→0.000	1.925→0.000	1.100→0.000	2.750→0.000	1 %	10.747→0.000
Line Load (kN/m) 3.6 m→4.5 m	0.000	1.012	0.962	0.550	1.375	1 %	5.449

## End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Live Red.	LLRF	Combo	Factored
I end (kN)	0.0000	3.4719	3.4650	1.9800	4.9500	1 %	UDCmpS3	19.4123
J end (kN)	0.0000	3.4719	3.4650	1.9800	4.9500	1 %	UDCmpS2	19.4123

## Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	UDCmpS2	19.4123	81.8103	0.237	✓
Construction Bending (kN-m)	UDCmpC2	8.2017	9.8267	0.835	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	UDCmpS2	25.0571	36.6643	0.683	✓

## Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	5	37	0.135	✓
Pre-composite Defl. (mm)	8.5	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (mm)	9.5	No Limit	N/A	N/A
Live Load Defl. (mm)	6.4	12.5	0.509	✓
Total Defl. (mm)	18	18.8	0.961	✓
Walking Acceleration ap/g	0.002642	0.005	0.528	✓

## ضابطه ۲۵٪

### ۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

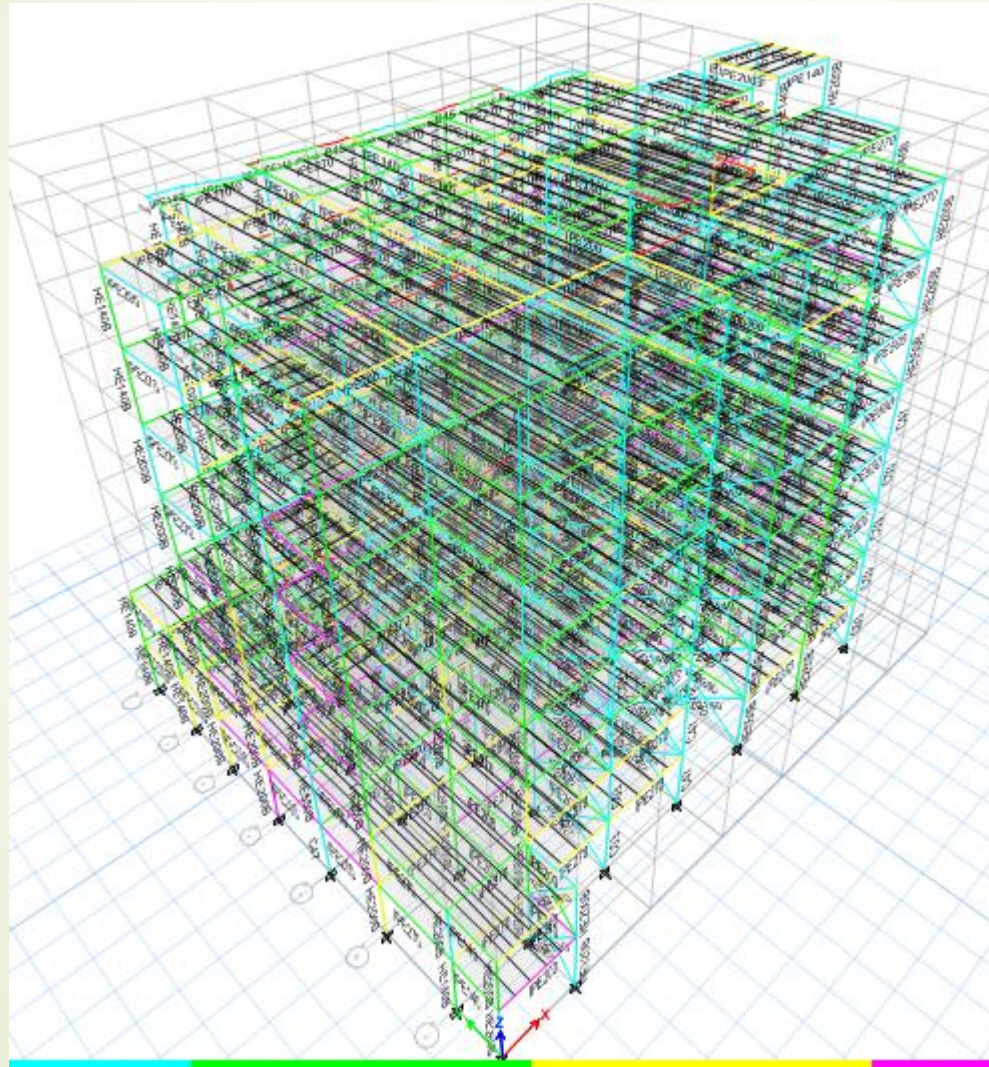
الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

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

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

باید مهاربند های جهت X را حذف کنیم، همچنین نیرو های طیفی را نیز تقسیم بر ۴ کنیم و چک کنیم که آیا مقاطع جواب می دهند ؟

# المان های طراحی شده



# چک دوباره

1. به دست آوردن دوباره پریود سازه
2. تعیین ضریب همپایگی جدید برای بار طیفی
3. چک کردن تغییر مکان جانبی نسبی
4. چک کردن P-Delta
5. طراحی دوباره با نیروی جدید



# با تشکر جلسه نهم تمام شد