

(۱) مشخصات پروژه

(۱-۱) مشخصات مصالح مصرفی

مشخص نمودن مصالح مصرفی

- بتن مصرفی

برای معرفی بتن در نرم افزار بایستی مشخصاتی نظیر وزن مخصوص، مدول الاستیسیته، نسبت پوآسون، ضریب انبساط حرارتی، مقاومت فشاری (مقاومت مشخصه) را وارد نمائیم که این مشخصات عبارتند از:

➤ وزن مخصوص

وزن مخصوص انواع بتن طبق مبحث ۶ بصورت زیر خواهد بود:

۳- بتن‌ها	
بتن با شن و ماسه معمولی	۲۴۰۰
بتن آرمه و بتن پیش تنیده با شن و ماسه معمولی	۲۵۰۰
بتن با سرباره کوره آهن گدازی	۱۷۵۰
بتن‌های سبک هوادار و گازی	۶۰۰
بتن با سنگ دانه سبک	۱۰۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)
بتن اسفنجی	۵۰۰ تا ۹۰۰ (بسته به نوع)
بتن با خرده آجر	۱۷۰۰
بتن با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰
بتن با پوکه صنعتی و سیمان	۱۰۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)

$$w_c = 2500 \text{ kgf/m}^3$$

➤ مدول الاستیسیته

۹-۱۳-۷-۱ مقدار ضریب ارتجاعی بتن با جرم مخصوص (γ_c) بین ۱۵ تا ۲۵ kN/m^۳، از رابطه (۹-۱۳-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (3300 \cdot \sqrt{f_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{23} \right)^{1.5} \quad (9-13-1)$$

$$E_c = (3300\sqrt{30} + 6900) \left(\frac{25}{23} \right)^{1.5} = 28302.25 \text{ Mpa} \cong 28302 \text{ Mpa}$$

➤ نسبت پواسون

۹-۱۳-۷-۴ ضریب پواسون برابر با ۰/۱۵ برای بتن معمولی و ۰/۲ برای بتن با مقاومت بالا و ۰/۳ برای فولاد است.

$$U = v = 0.15$$


➤ ضریب انبساط حرارتی

۹-۱۳-۷-۳ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل ($1/^\circ C$) 10^{-5} در نظر گرفته می‌شود.

$$A = 10^{-5} 1/^\circ C$$

➤ مقاومت فشاری (مشخصه)


$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

Material Property Data

×

General Data

Material Name and Display Color

C30

Material Type

Concrete

Material Notes

Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume

2500.

Mass per Unit Volume

254.929

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E

2.820E+09

Poisson, U

0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A

1.000E-05

Shear Modulus, G

1.226E+09

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c

3000000.

Expected Concrete Compressive Strength

3000000.

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor

☐ Switch To Advanced Property Display

OK

Cancel

شکل ۱، اطلاعات بتن مصرفی در نرم افزار

3

- میلگرد مصرفی

برای میلگردهای مصرفی از میلگرد S400 استفاده خواهیم نمود که مشخصات آن بصورت زیر خواهند بود:

➤ وزن مخصوص میلگرد

همانند فولاد نرمه ساختمانی می باشد.

شرح	جرم مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)
۱- فلزات	
آلومینیوم	۲۷۰۰
آهن خام خاکستری	۷۲۰۰
آهن خام سفید	۷۷۰۰
چدن	۷۲۰۰
فولاد نرم	۷۸۵۰

$$W = 7850 \text{ kgf/m}^3$$

➤ مدول الاستیسیته

۲-۷-۱۳-۹ در تحلیل خطی مقدار $E_s = 2 \times 10^5$ بر حسب مگاپاسکال منظور می شود.

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

➤ مقاومت تسلیم، گسیختگی

نوع میلگرد	مقاومت تسلیم (Fy)	مقاومت گسیختگی (Fu)
S400	400 Mpa	600 Mpa

➤ مقاومت تسلیم و گسیختگی مورد انتظار

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

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

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

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

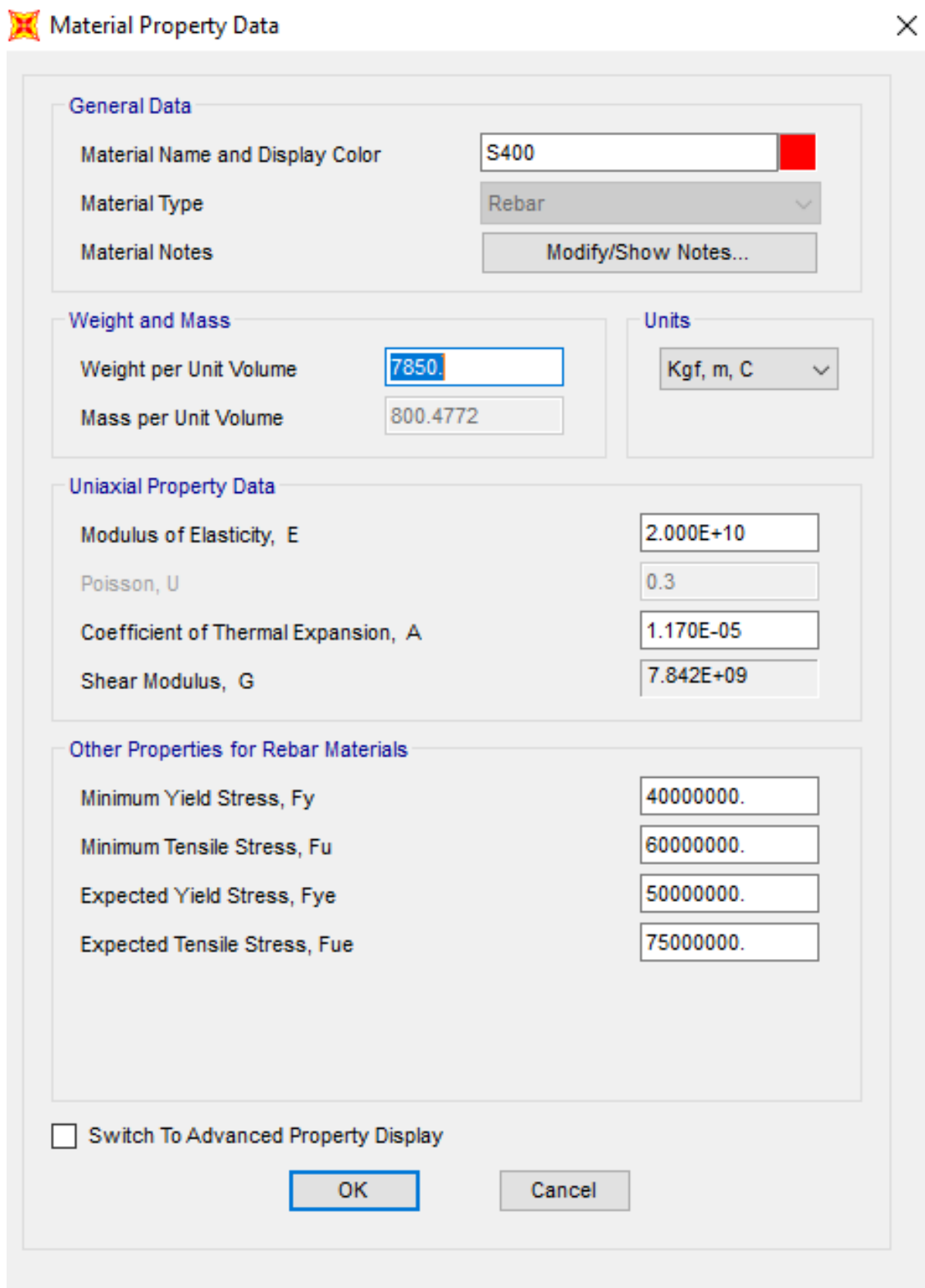
F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

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

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


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

نوع میلگرد	مقاومت تسلیم مورد انتظار (F_y)	مقاومت گسیختگی مورد انتظار (F_u)
S400	1.25*400 Mpa	1.25*600 Mpa



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: S400 

Material Type: Rebar

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7850

Mass per Unit Volume: 800.4772

Units

Kgf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.000E+10

Poisson, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 40000000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 60000000.

Expected Yield Stress, Fye: 50000000.

Expected Tensile Stress, Fue: 75000000.

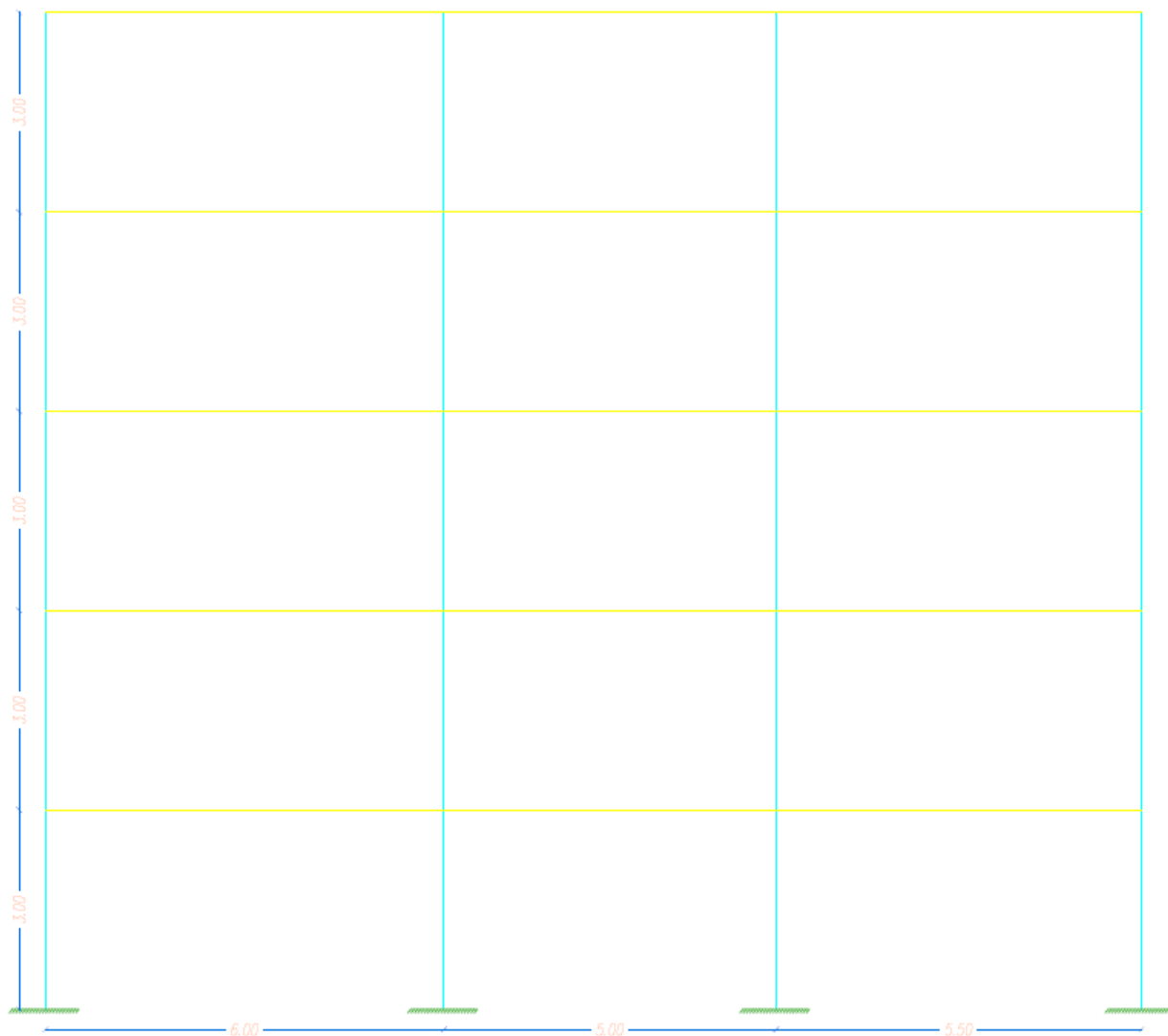
☐ Switch To Advanced Property Display

[OK](#) [Cancel](#)

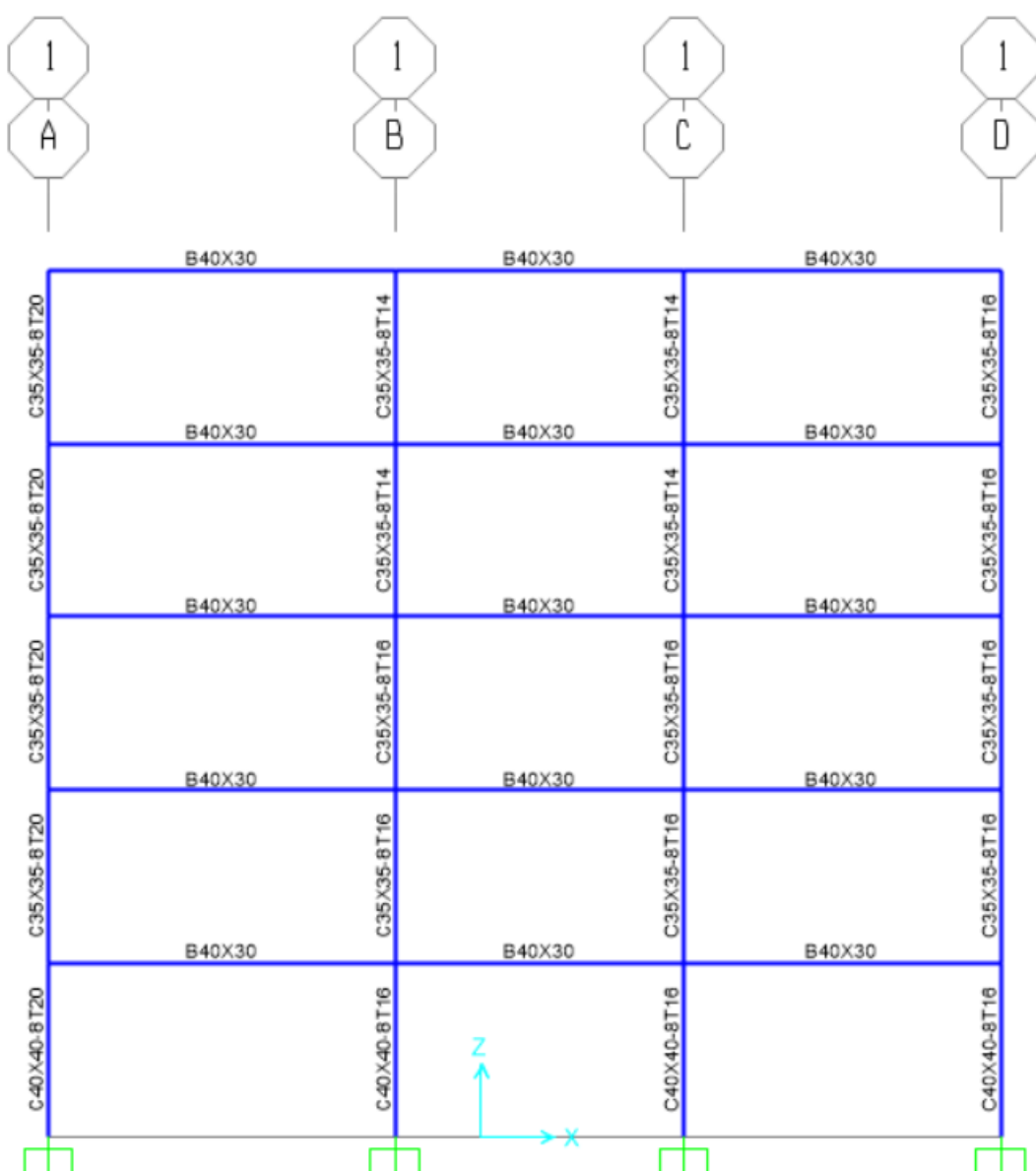
شکل ۲، اطلاعات میلگرد مصرفی در نرم افزار

۲) مشخصات هندسه سازه

سازه مورد دارای قاب زیر می باشد:



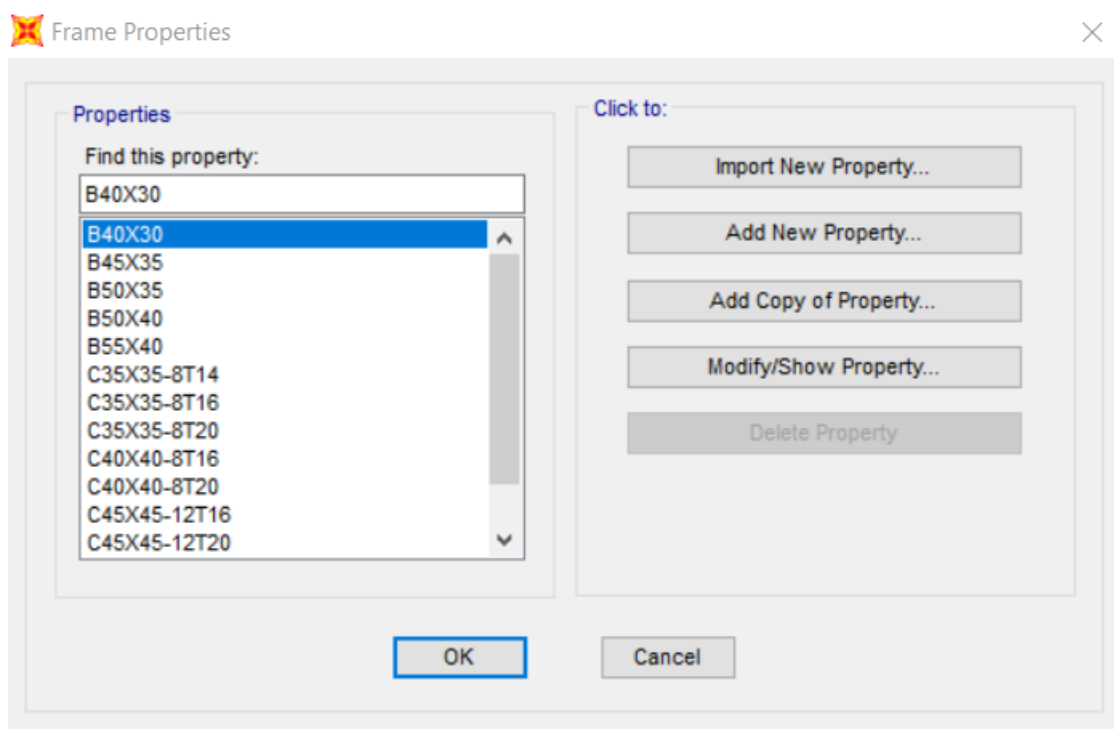
شکل ۳، مشخصات هندسی سازه



شکل ۴، مدل سازی سازه در نرم افزار SAP

سازه دارای ۵ طبقه بوده که ارتفاع هر طبقه برابر ۳ متر می باشد.

۳) مقاطع مورد استفاده تیرها و ستونها




شکل ۵، مقاطع تیر و ستون تعریف شده در نرم افزار

- مشخصات نمونه ستون تعریف شده در نرم افزار

Rectangular Section

Section Name: C45X45-12T16

Display Color: 

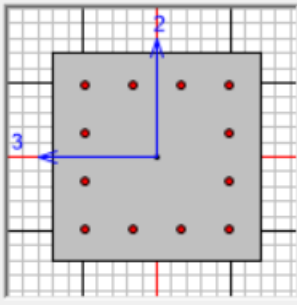
Section Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Dimensions

Depth (t3): 0.45

Width (t2): 0.45

Section



Material

+ C30

Property Modifiers

[Set Modifiers...](#)

Properties

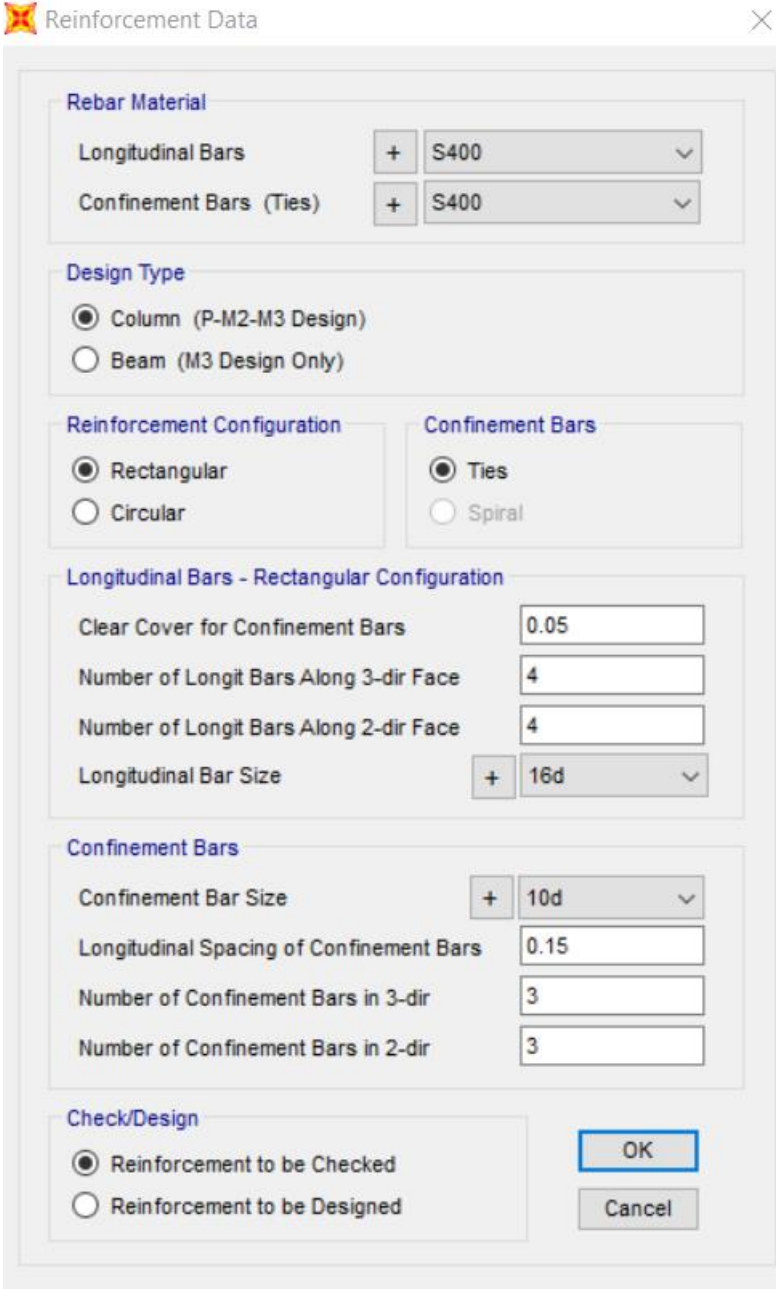
[Section Properties...](#)

[Time Dependent Properties...](#)

[Concrete Reinforcement...](#)

[OK](#) [Cancel](#)

شکل ۶، معرفی ابعاد ستون



Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + S400

Confinement Bars (Ties) + S400

Design Type

☒ Column (P-M2-M3 Design)

☐ Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.05

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 4

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 4

Longitudinal Bar Size + 16d

Confinement Bars

Confinement Bar Size + 10d

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.15

Number of Confinement Bars in 3-dir 3

Number of Confinement Bars in 2-dir 3

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

شکل ۷، معرفی موارد لازم برای آرماتورگذاری ستون


✓ مقدار پوشش بتنی روی میلگردها (کاور) طبق صورت پروژه ۵ سانتیمتر وارد شده است.

- مشخصات نمونه تیر تعریف شده در نرم افزار

Rectangular Section

Section Name: B45X35

Section Notes: Modify/Show Notes...

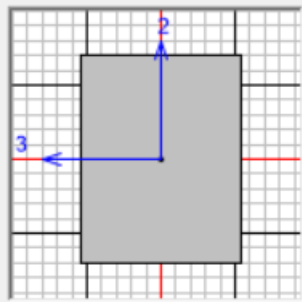
Display Color: 

Dimensions

Depth (t3) : 0.45

Width (t2) : 0.35

Section



Material: + C30

Property Modifiers: Set Modifiers...

Properties: Section Properties..., Time Dependent Properties...

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

شکل ۸، معرفی ابعاد تیر

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + S400

Confinement Bars (Ties) + S400

Design Type

☐ Column (P-M2-M3 Design)

☒ Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top 0.07

Bottom 0.07

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.

OK Cancel

شکل ۹، معرفی موارد لازم برای آرماتورگذاری تیر

✓ مقدار پوشش بتنی روی میلگرد (کاور) برای تیرها از مرکز میلگرد در نظر گرفته می‌شود به همین سبب به اندازه نصف قطر میلگرد و قطر خاموت به کاور خالص که ۵ سانتیمتر می‌باشد اضافه شده و در مجموع ۷ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.

۴) معرفی الگوهای بارگذاری برای تحلیل خطی

با توجه به اطلاعات صورت پروژه بارهای مورد استفاده برای این پروژه در تحلیل خطی بار مرده، زنده، تیغه بندی و زلزله خواهد بود که طبق شکل زیر این بارها به نرم افزار معرفی گردیده‌اند:

Define Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
DEAD	Dead	1	
Live	Live	0	
Roof	Roof Live	0	
EX	Quake	0	
Mass	Other	0	

Click To:

- Add New Load Pattern
- Modify Load Pattern
- Modify Lateral Load Pattern...
- Delete Load Pattern
- Show Load Pattern Notes...

OK
Cancel

شکل ۱۱، الگوهای بارگذاری برای تحلیل خطی

✓ برای اعمال نیروی زلزله به سازه همانطور که در شکل فوق مشاهده می‌شود برای نحوه پخش بار جانبی بار زلزله از حالت User Coefficient استفاده شده است که در این حالت مقدار ضریب زلزله (C) و ضریب توزیع برش در طبقات (K) به نرم افزار معرفی می‌گردد که بایستی آنها را محاسبه نموده و به نرم افزار وارد نمائیم که بصورت زیر محاسبه شده است:

جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_z (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	>750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	>250	>50	$375-750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70-250$	$15-50$	$175-375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	<70	<15	<175

✓ با توجه به صورت پروژه خاک از نوع III می‌باشد.

بارگذاری زلزله

محاسبه نیروی برش پایه به روش استاتیکی معادل

ملاحظات کلی

- شهر محل احداث
- کاربری ساختمان
- تعداد سقف‌ها از تراز پایه
- ارتفاع ساختمان از تراز پایه (متر)
- منظم بودن ساختمان
- شهر با خطر نسبی کم
- مسکونی
- ۵ سقف
- ۱۵ متر
- منظم

محاسبه ضریب اهمیت ساختمان (I)

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱.۴
گروه ۲	۱.۲
گروه ۳	۱
گروه ۴	۰.۸

ساختمان‌های مسکونی جزو گروه ۳ قرار دارد بنابراین ضریب اهمیت آنها برابر ۱ می‌باشد.

محاسبه نسبت شتاب مبنای طرح (A)

با در نظر گرفتن محل احداث ساختمان، نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی به شرح

جدول زیر تعیین می گردد :

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰.۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰.۳
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰.۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰.۲

در صورت پروژه ذکر شده نسبت شتاب مبنا در بخش اول پروژه برابر ۰/۱۵ در نظر گرفته شود.

محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان (T)

زمان تناوب اصلی اصلی نوسان با استفاده از روابط تجربی زیر بدست می آید :

الف - برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد ننمایند :
در قاب های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

در قاب های بتن ارمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب های ایجاد نمایند :
مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب های فولادی، از رابطه ۳-۳

پ- برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی :

$$T = 0.05H^{0.75}$$

محاسبه زمان تناوب تجربی جهت X

$$T_x = 0.05H^{0.9} = 0.05 \times 15^{0.9} = 0.572 \text{ sec}$$

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.

با توجه به این بند آئین نامه به ما موظف کرده از بین ۱/۲۵ برابر زمان تناوب تجربی و زمان تناوب تحلیلی که از نرم افزار بدست خواهیم آورد را برای طراحی سازه لحاظ کنیم و بنا به توصیه اکثر مراجع در این پروژه زمان تناوب تجربی در همین ابتدا به ۱/۲۵ ضرب شده است و در بخش های بعدی آنرا با زمان تناوب تحلیلی مقایسه و کنترل خواهیم نمود.

$$T_{ax} = 1.25 \times 0.572 = 0.715 \text{ sec}$$

محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (B)

محاسبات مربوط به ضریب بازتاب ساختمان با در نظر گرفتن پارامترهای ضریب شکل طیف و نوع زمین بصورت زیر می باشد:

جدول پارامترهای مربوط به ضریب بازتاب						
نوع زمین	T0	Ts	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S0	S	S0	S
۱	۰.۱	۰.۴	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۲	۰.۱	۰.۵	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۳	۰.۱۵	۰.۷	۱.۱	۱.۷۵	۱.۱	۱.۷۵
۴	۰.۱۵	۱	۱.۳	۲.۲۵	۱.۱	۱.۷۵

طبقه بندی نوع زمین

در این پروژه نوع زمین، نوع III مشخص گردیده است.

۲-۳-۱-۹- پارامترهای ضریب طیف شکل

مقدار ضریب (S) ۱/۷۵

مقدار ضریب (S_0) ۱/۱

مقدار ضریب (T_0) ۰/۱۵

مقدار ضریب (T_s) ۰/۷

محاسبه ضریب اصلاح طیف طرح (N)

ضریب اصلاح طیف به شرح زیر تعیین می شود :
الف- برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد :

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) \quad T_s < T < 4\text{sec}$$

$$N = 1.7 \quad T > 4s$$

ب- برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم :

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4\text{sec}$$

$$N = 1.7 \quad T > 4s$$

۲-۳-۱-۱۱- محاسبه ضریب شکل طیف (B_1)

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s$$

$$B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \quad T > T_s$$

حال با توجه به نوع خاک و زمان تناوب بدست آمده خواهیم داشت:

$$B_1 = (1.75 + 1) \left(\frac{0.7}{0.715} \right) = 2.69$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.7} (0.715 - 0.7) + 1 = 1.003$$

$$B = B_1 N = 2.69 \times 1.003 = 2.7$$

با توجه به اینکه در دو جهت تمامی پارامترها یکسان است ضریب B نیز یکسان می‌باشد

محاسبه ضریب رفتار ساختمان (R_u)

با در نظر گیری نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی مقدار ضریب رفتار در جهت های اصلی ساختمان بصورت زیر بدست می آید:

۲۰۰	۵.۵	۳	۷.۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴.۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط	
-	۲.۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی	
۲۰۰	۵.۵	۳	۷.۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳	۶- قاب خمشی فولادی معمولی	

با توجه به اینکه در دو جهت سازه از قاب خمشی متوسط استفاده شده است ضریب رفتار برابر ۵ می‌باشد.

$$R_{ux} = 5$$

۲-۳-۱-۱۳- محاسبه ضریب زلزله (C)

$$C_x = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.0}{5} = 0.081$$

$$k_x = k_y = 0.5T + 0.75 = (0.5 \times 0.715) + 0.75 = 1.1075$$

توزیع برش پایه در طبقات

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

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

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


در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

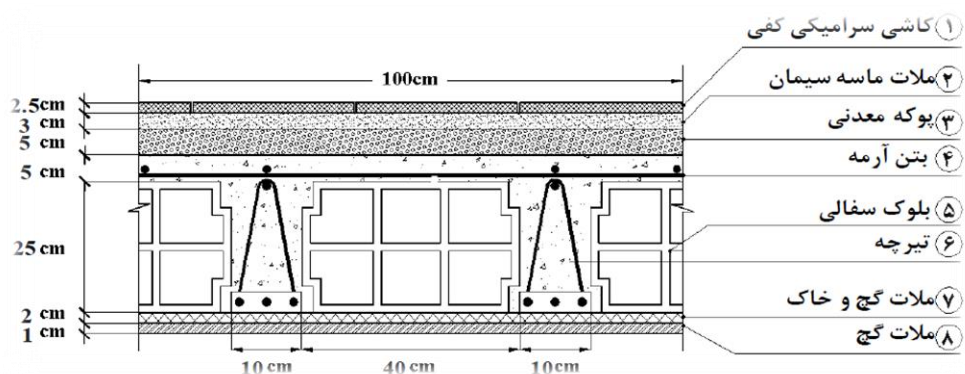
 User Defined Seismic Load Pattern ×

<p>Load Direction and Diaphragm Eccentricity</p> <p><input checked="" type="radio"/> Global X Direction</p> <p><input type="radio"/> Global Y Direction</p> <p>Ecc. Ratio (All Diaph.) <input type="text" value="0.05"/></p> <p>Override Diaph. Eccen. <input type="button" value="Override..."/></p>	<p>Other Factors</p> <p>Base Shear Coefficient, C <input type="text" value="0.081"/></p> <p>Building Height exp., K <input type="text" value="1.1075"/></p>
<p>Lateral Load Elevation Range</p> <p><input type="radio"/> Program Calculated</p> <p><input checked="" type="radio"/> User Specified <input type="button" value="Reset Defaults"/></p> <p>Max Z <input type="text" value="15."/></p> <p>Min Z <input type="text" value="0."/></p>	<p><input type="button" value="OK"/></p> <p><input type="button" value="Cancel"/></p>

شکل ۱۲، وارد نمودن مقادیر C و K در نرم افزار

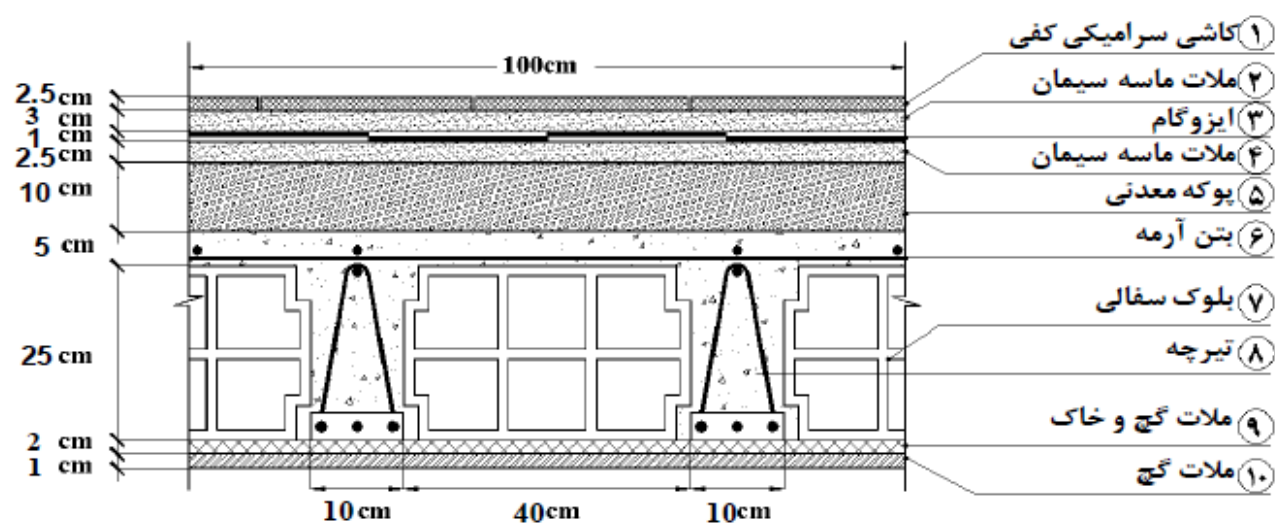
- اعمال بار مرده و زنده بر روی سازه

بار محاسباتی سقف طبقات



نام بار	وزن واحد حجم (kg/m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
کاشی سرامیکی کفی	۲۱۰۰	۲.۵	۵۳
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
پوکه معدنی	۶۰۰	۵	۳۰
بتن آرمه	۲۵۰۰	۵	۱۲۵
چاله بتنی	۲۵۰۰	—	۱۲۵
بلوک سفالی	—	۲۵	۸۰ **
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
ملات گچ	۱۳۰۰	۱	۱۳
مجموع		۴۴	۵۲۱

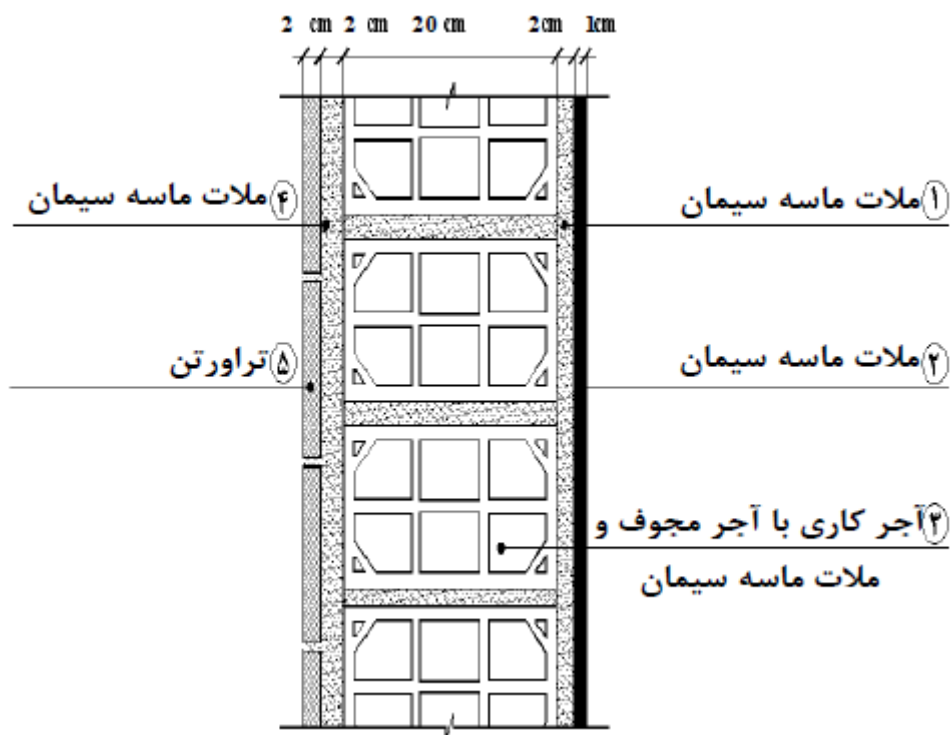
مشخصات تیرچه (سانتی متر)	فاصله تیرچه ها	عرض تیرچه	ارتفاع بلوک
	۵۰	۱۰	۲۵



نام بار	وزن واحد حجم (kg/m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
کاشی سرامیکی کفی	۲۱۰۰	۲.۵	۵۳
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
ایزوگام	-----	۱	۱۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۳
پوکه معدنی	۶۰۰	۱۰	۶۰
بتن آرمه	۲۵۰۰	۵	۱۲۵
چاله بتنی	۲۵۰۰	-----	۱۲۵
بلوک سفالی	-----	۲۵	۸۰ **
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
ملات گچ	۱۳۰۰	۱	۱۳
مجموع		۵۰	۶۱۸

مشخصات تیرچه (سانتی متر)	فاصله تیرچه ها	عرض تیرچه	ارتفاع بلوک
	۵۰	۱۰	۲۵

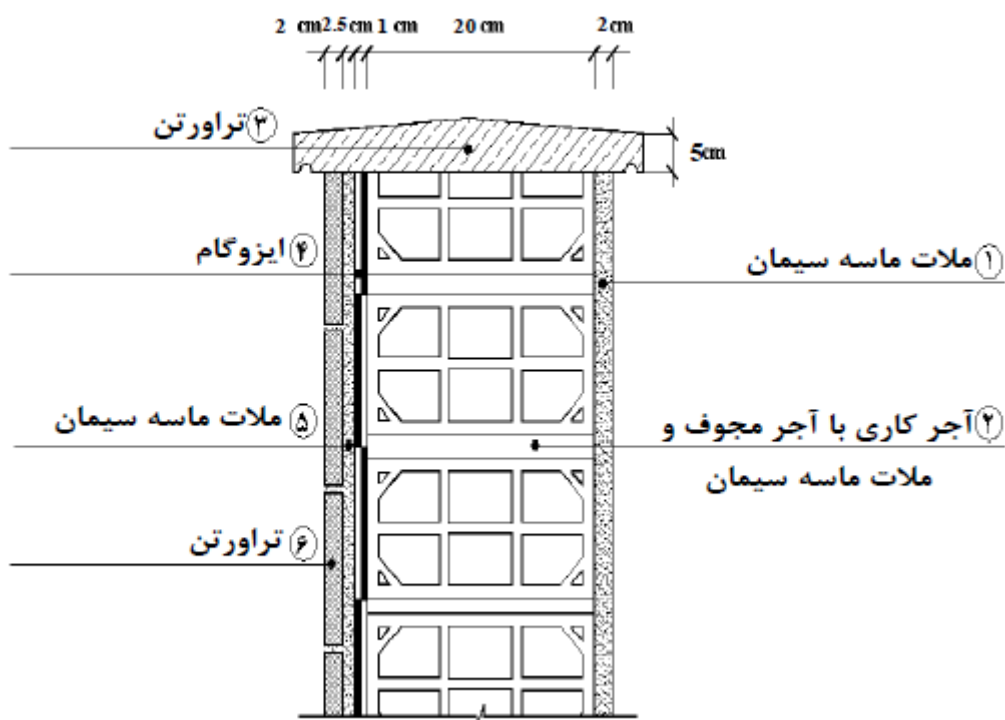
** وزن بلوک سفالی ۸۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است.



ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m^2)
۱	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱	۲۱
۲	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۳	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۲۰	۱۷۰
۴	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
۵	تراورتن	۲۵۰۰	۲	۵۰
مجموع			۲۷.۵	۳۳۵.۵

$$q = 335.5 \times (3.0 - 0.4) \times 0.7 = 610 \text{ Kg/m}$$

دیوار نمادار در نظر گرفته شده است و ۳۰ درصد بخاطر بازشوها از مقدار آن کسر گردیده است.



ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m^2)
۱	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۲	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۲۰	۱۷۰
۳	تراورتن	۲۵۰۰	۵	۳۷.۵ *
۴	ایزوگام	-----	۱	۱۵
۵	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
۶	تراورتن	۲۵۰۰	۲	۵۰
مجموع			۳۲.۵	۳۶۷

$$q = 367 \times (1.2) = 440.4 \text{ Kg/m}$$

ارتفاع جان پناه برابر ۱/۲ متر در نظر گرفته شده است.

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بامها		
۱-۱	بامهای معمولی تخت، شیبدار و قوسی	۱٫۵ ^(۱)	۱٫۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۱	بامهای دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۴-۱	بامهایی با پوشش پارچه‌ای با سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱٫۳
۵-۱	بامهایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۴	ساختمانها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-انبار-راهروها)	۲	—
۲-۴	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	—

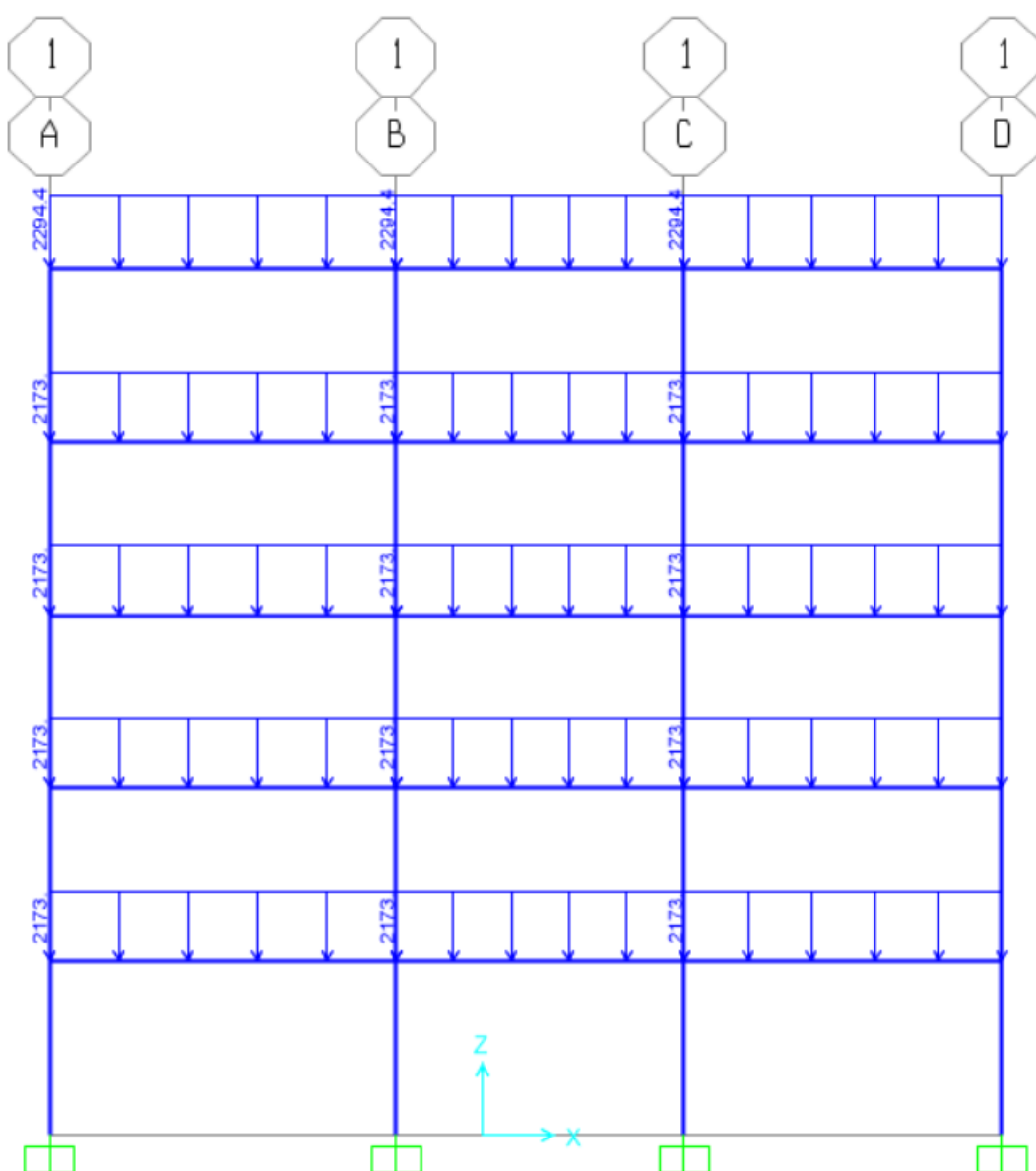
سقف طبقات را اگر از نوع یکطرفه (تیرچه) فرض نموده بایستی بارهای وارده را به تیرهای طبقات مطابق عرض بارگیر هر تیر اعمال نمائیم به همین منظور عرض بارگیر برابر نصف دهانه عمود می‌باشد که برابر ۶ متر بوده که نصف آن برابر ۳ متر خواهد بود.

$$\text{بار مرده طبقات} = 521 \times \frac{6}{2} = 1563 \text{ kgf/m}$$

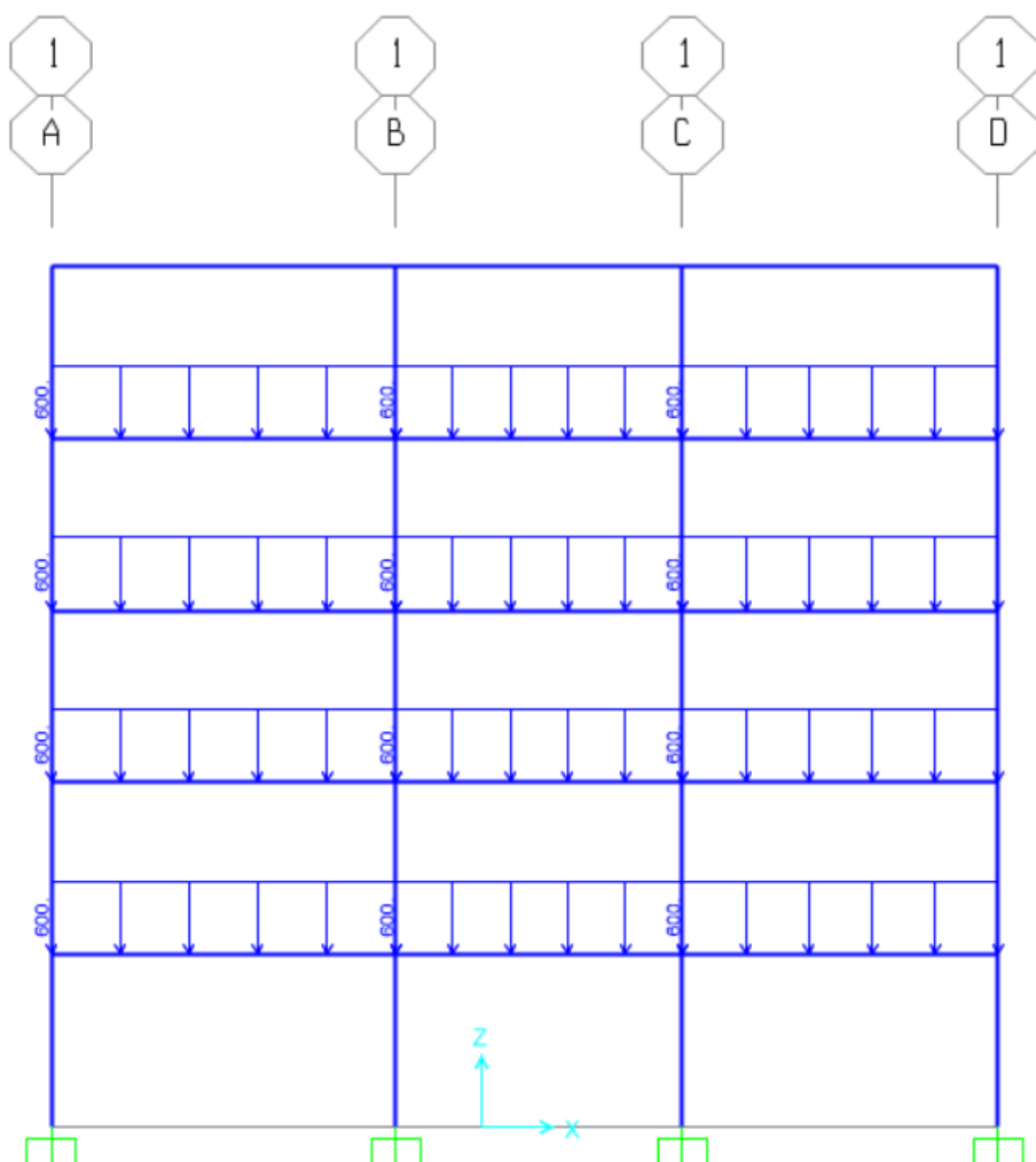
$$\text{بار مرده بام} = 618 \times \frac{6}{2} = 1854 \text{ kgf/m}$$

$$\text{بار زنده طبقات} = 200 \times \frac{6}{2} = 600 \text{ kgf/m}$$

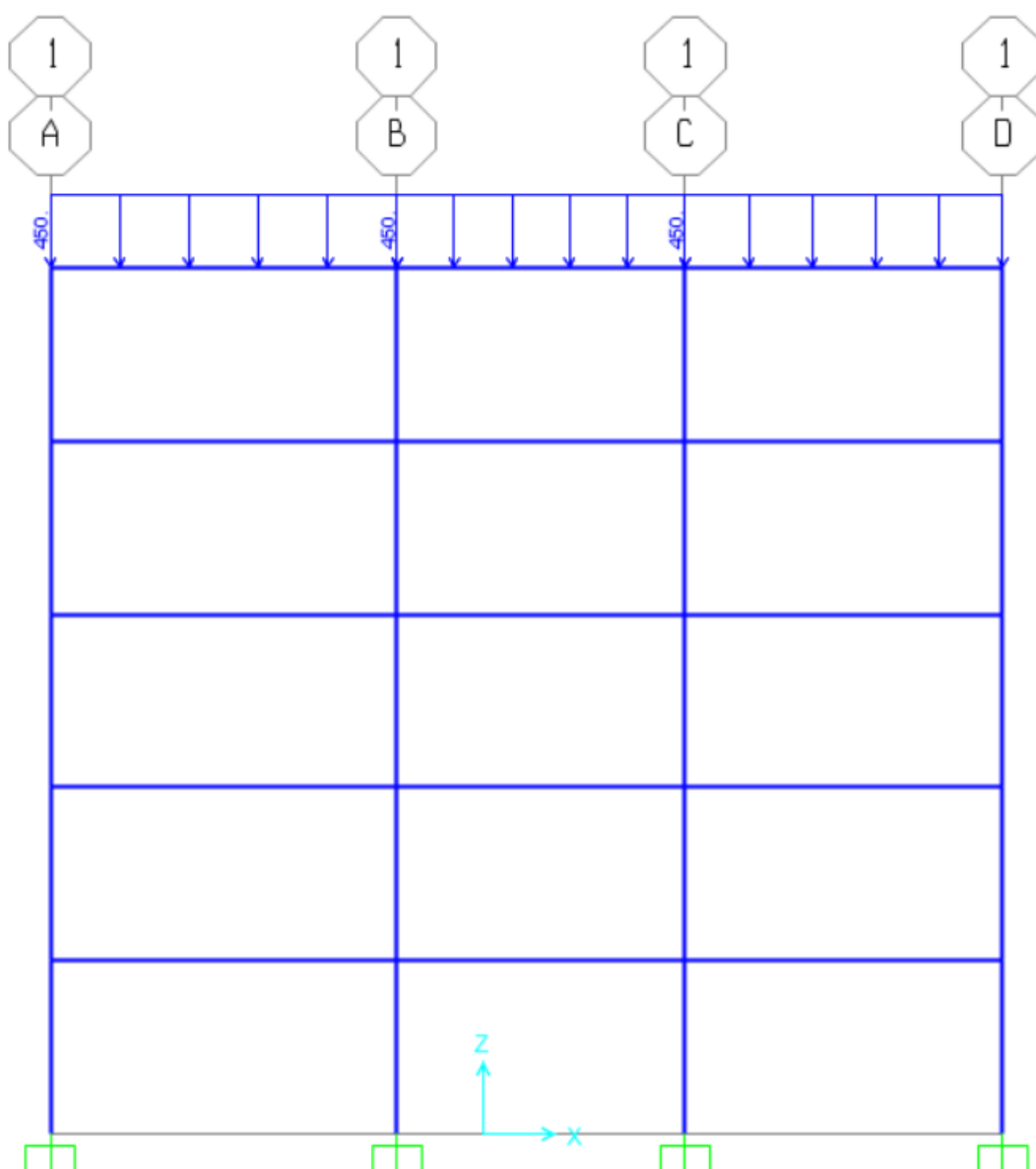
$$\text{بار زنده بام} = 150 \times \frac{6}{2} = 450 \text{ kgf/m}$$



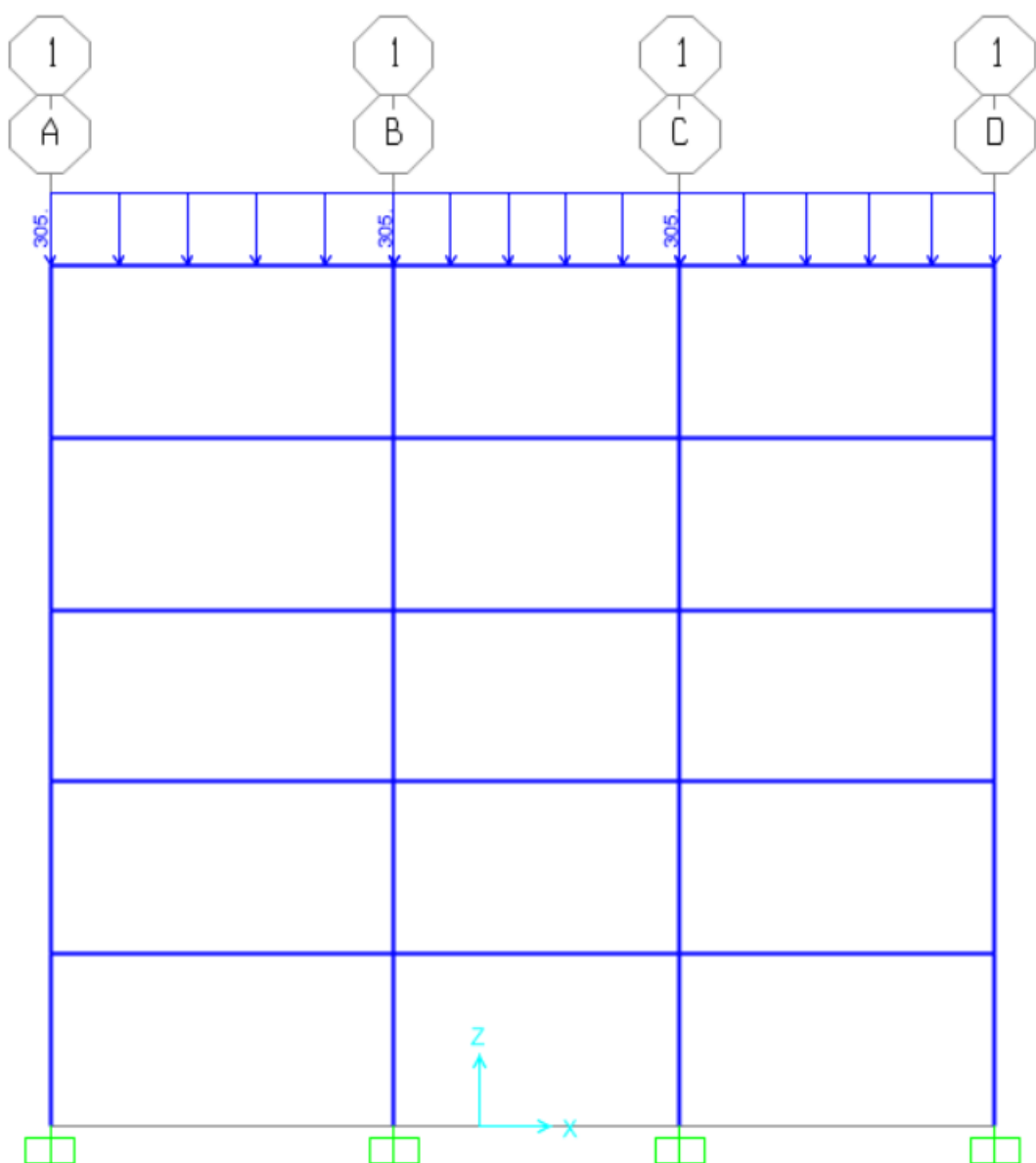
شکل ۱۵، کل بارهای مرده اعمالی در نرم افزار



شکل ۱۶، کل بارهای زنده اعمالی در نرم افزار

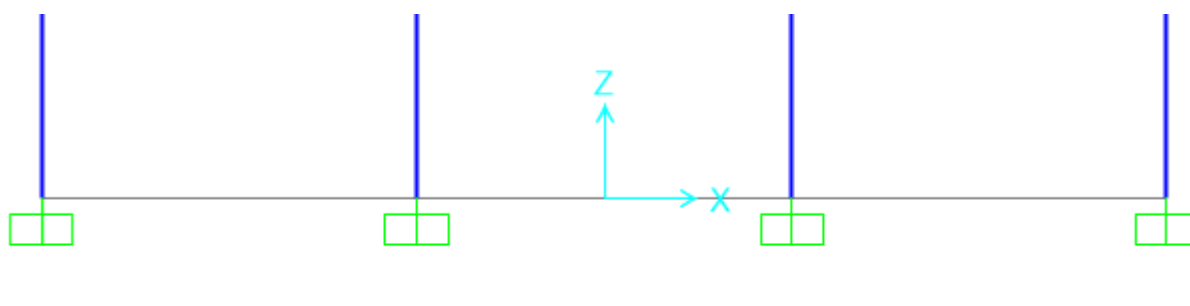
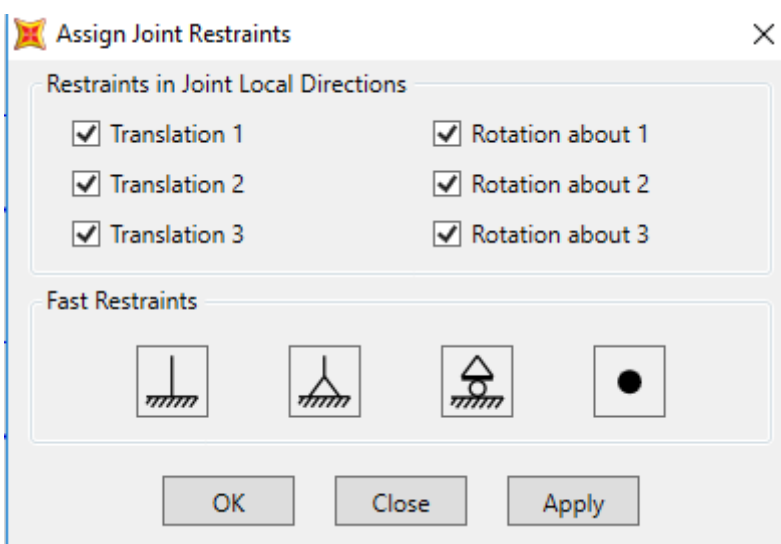


شکل ۱۷، کل بارهای زنده بام اعمالی در نرم افزار



شکل ۱۸، کل بارهای MASS بام اعمالی در نرم افزار

- اختصاص تکیه گاه به پای ستون‌ها در محل اتصال به فونداسیون



شکل ۱۹، اختصاص تکیه‌گاه گیردار پای ستون‌ها

- اختصاص ضرایب ترک خوردگی

۹-۱۳-۸-۴ اثر ترک خوردگی

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

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل $0/35$ و $0/7$ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل $0/5$ و 1 برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.


سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند $0/35$ و در غیر این صورت $0/7$ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

Property Modifiers for Analysis	
Cross-section (Axial) Area	1
Shear Area in 2 Direction	1
Shear Area in 3 Direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2-Axis	0.7
Moment of Inertia about 3-Axis	0.7
Mass	1
Weight	1

Reset Form to Default Values

OK Close Apply


شکل ۲۰، اعمال ضریب ترک خوردگی ستون

 Assign Frame Property Modifiers ✕

Property Modifiers for Analysis

Cross-section (Axial) Area	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 2 Direction	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 3 Direction	<input type="text" value="1"/>
Torsional Constant	<input type="text" value="1"/>
Moment of Inertia about 2-Axis	<input type="text" value="1"/>
Moment of Inertia about 3-Axis	<input type="text" value="0.35"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

شکل ۲۱، اعمال ضریب ترک خوردگی تیر

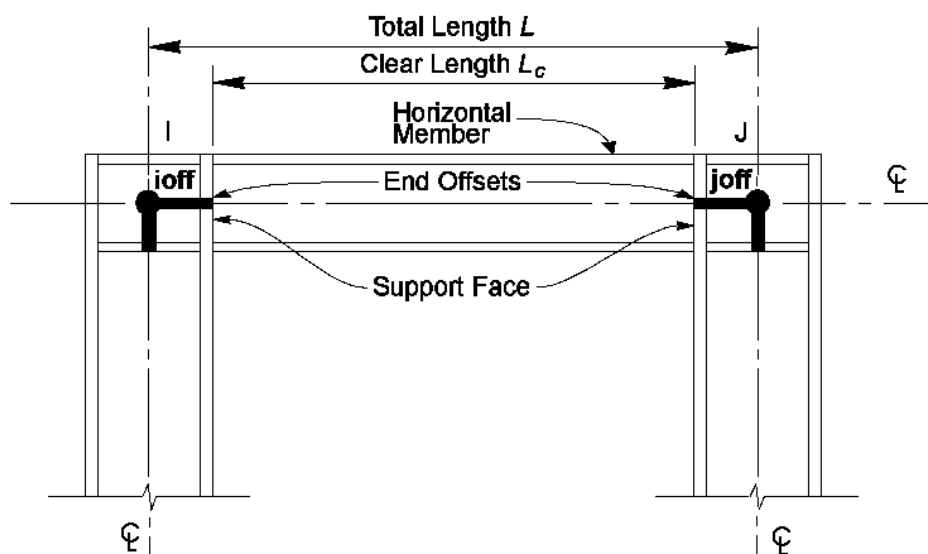
 Assign Area Stiffness Modifiers ✕

Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Membrane f22 Modifier	<input type="text" value="0.7"/>
Membrane f12 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Bending m11 Modifier	<input type="text" value="0.25"/>
Bending m22 Modifier	<input type="text" value="0.25"/>
Bending m12 Modifier	<input type="text" value="0.25"/>
Shear v13 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Shear v23 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

شکل ۲۲، اعمال ضریب ترک خوردگی دیوار برشی

- اختصاص نواحی انتهایی صلب



Assign Frame End Length Offsets

Options for End Offset Along Length

☒ Automatic from Connectivity

☐ User Defined Lengths

Parameters

User Defined Length Offset at End-I: Auto

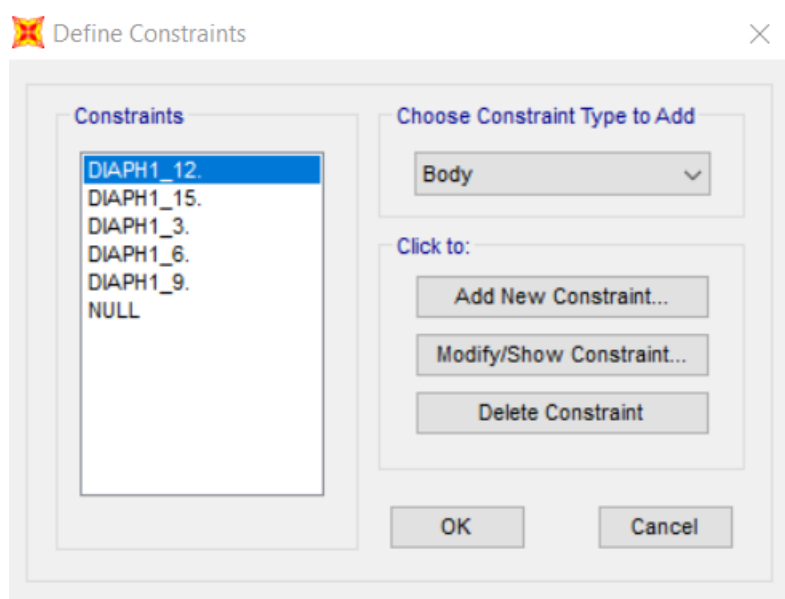
User Defined Length Offset at End-J: Auto

Rigid Zone Factor: 0.5

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

شکل ۲۳، اختصاص نواحی انتهایی صلب



شکل ۲۴، اختصاص دیافراگم طبقات

- وزن مؤثر لرزه‌ای

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

شکل ۲۵، معرفی وزن مؤثر لرزه‌ای به نرم افزار

- تنظیم تعداد مدهای نوسان

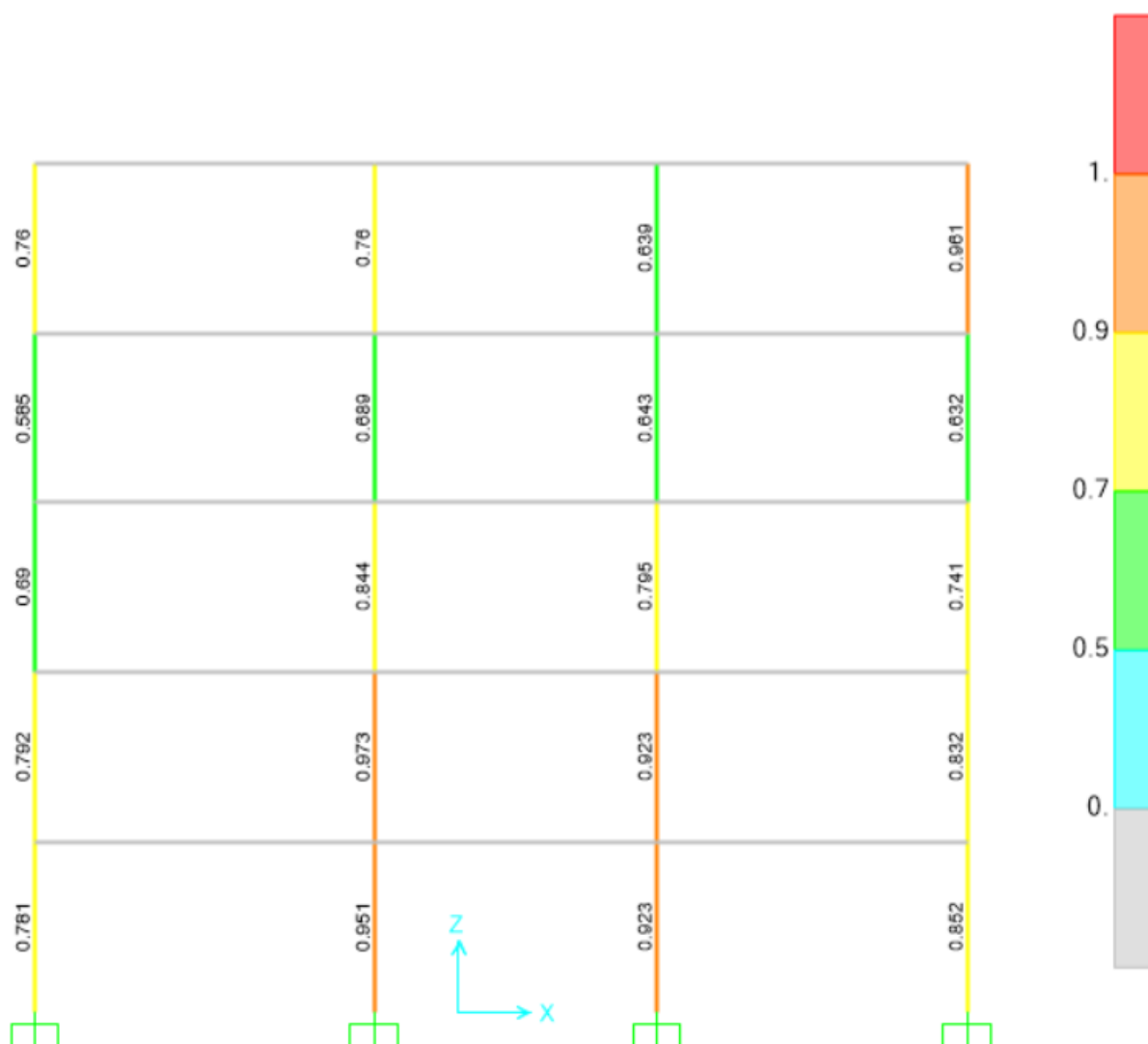
شکل ۲۶، تنظیم تعداد مد نوسان در نرم افزار

Maximum Number of Modes = 5

Minimum Number of Modes = 3 or 1 = 1

✓ در رابطه فوق N تعداد طبقات می باشد.

۶) تحلیل و طراحی سازه (تحلیل خطی)



شکل ۲۷، نسبت نیرو به ظرفیت

✓ مقاطع بنحوی طراحی شده‌اند که در اقتصادی‌ترین حالت ممکن بوده و جوابگوی نیروهای وارده نیز باشند که در ادامه

کنترل ضوابط شکل‌پذیری و تغییر مکان جانبی نیز آورده خواهد شد.

- کنترل تغییر مکان جانبی (دریافت)

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۳-۱۱)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب $1/4$ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

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

- در ساختمان های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

$$\Delta_M = C_d \Delta_{eu} \leq \Delta_a = 0.025h = 0.025 \times 300 = 7.5 \text{ cm}$$

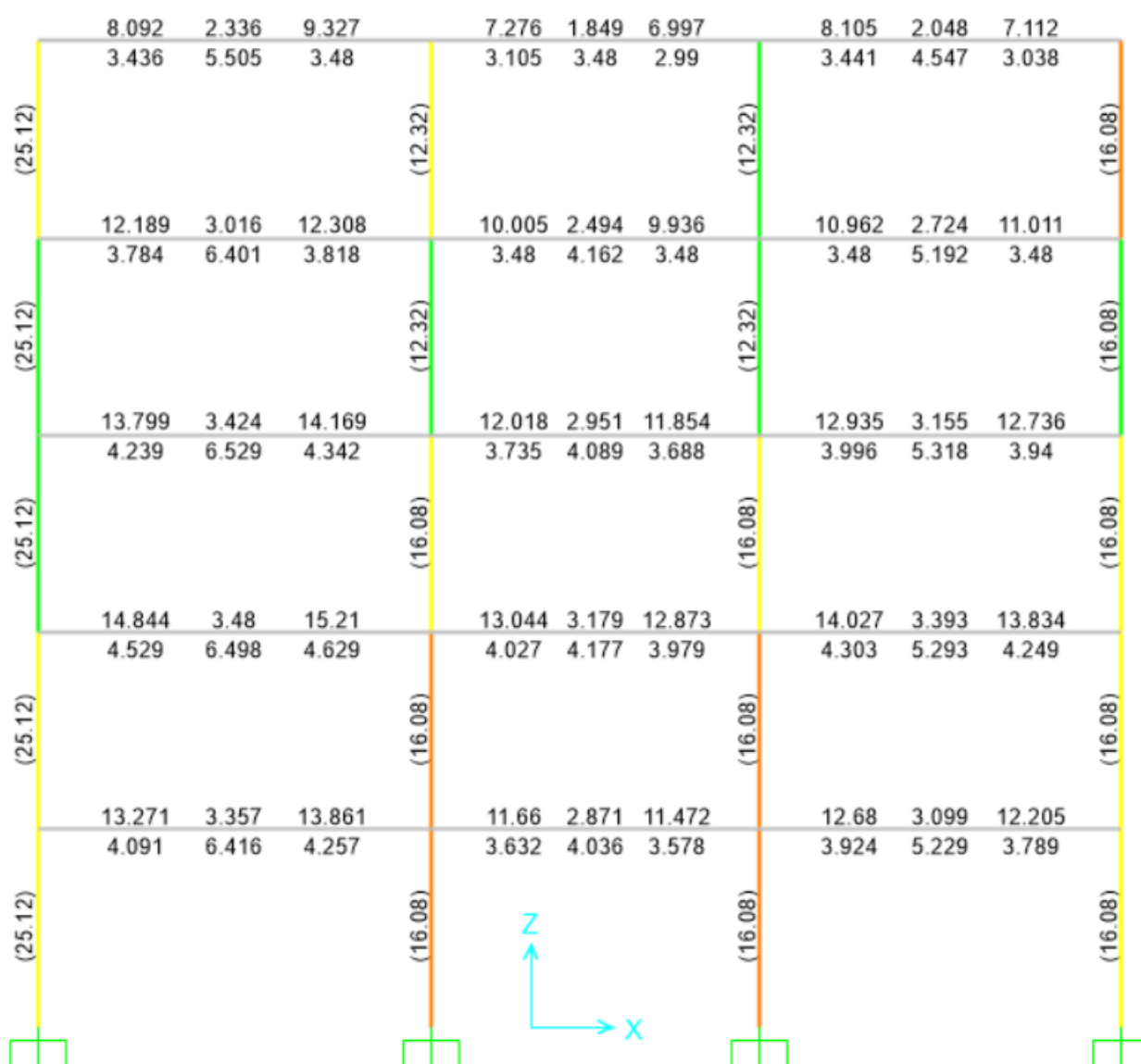
TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Drift	Cd	Drift X Cd	Delta a	Status
Text	Text	Text	cm	cm				
19	EX	LinStatic	0	0	4.5	0	7.5	.ok
20	EX	LinStatic	0.782738	0.782738	4.5	3.522321	7.5	.ok
21	EX	LinStatic	2.285897	1.503159	4.5	6.764216	7.5	.ok
22	EX	LinStatic	3.767411	1.481514	4.5	6.666813	7.5	.ok
23	EX	LinStatic	4.934373	1.166962	4.5	5.251329	7.5	.ok
24	EX	LinStatic	5.667357	0.732984	4.5	3.298428	7.5	.ok

✓ مشاهده می شود تمامی طبقات از نظر دریفت جوابگو می باشند.

- کنترل ضوابط شکل پذیری

با توجه به اینکه آرماتورگذاری تیرها در نرم افزار انجام نمی گیرد به همین خاطر ابتدا طراحی قاب را انجام داده سپس ضوابط شکل پذیری را انجام خواهیم داد.

طراحی دستی قاب



شکل ۲۸، مقدار آرماتورهای طولی تیرها و ستونها

آرماتورگذاری ستون‌ها در نرم‌افزار انجام شده و طراحی آنها انجام گرفته است که آرماتورگذاری آنها بصورت زیر می‌باشد.

مقاطع و آرماتورگذاری ستون‌ها

ستون اول	ستون دوم	ستون سوم	ستون چهارم	طبقات
$40 \times 40 - 8\emptyset 20$	$40 \times 40 - 8\emptyset 16$	$40 \times 40 - 8\emptyset 16$	$40 \times 40 - 8\emptyset 16$	۱
$35 \times 35 - 8\emptyset 20$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	۲
$35 \times 35 - 8\emptyset 20$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	۳
$35 \times 35 - 8\emptyset 20$	$35 \times 35 - 8\emptyset 14$	$35 \times 35 - 8\emptyset 14$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	۴
$35 \times 35 - 8\emptyset 20$	$35 \times 35 - 8\emptyset 14$	$35 \times 35 - 8\emptyset 14$	$35 \times 35 - 8\emptyset 16$	۵

۳-۲-۳-۳-۲۳-۹ در دو انتهای ستون‌ها به طول ℓ_0 باید آرماتور عرضی بسته مطابق ضوابط بند ۳-۲-۳-۳-۲۳-۹ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول ℓ_0 ، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ- ۴۵۰ میلی‌متر

- طبقه اول (۴۰ × ۴۰ - ۸Ø۲۰)

$$L_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{260}{6} = 45 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

طول بحرانی $L_0 = 50 \text{ cm}$

- طبقه اول (۴۰ × ۴۰ - ۸Ø۱۶)

$$L_0 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{260}{6} = 45 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

طول بحرانی $L_0 = 50 \text{ cm}$

- طبقه دوم و سوم و چهارم و پنجم (35 × 35 - 8Ø16)

$$L_0 \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{260}{6} = 45 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

طول بحرانی $L_0 = 50 \text{ cm}$

- طبقه دوم و سوم و چهارم و پنجم (35 × 35 - 8Ø20)

$$L_0 \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{260}{6} = 45 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

طول بحرانی $L_0 = 50 \text{ cm}$

- طبقه چهارم و پنجم (35 × 35 - 8Ø14)

$$L_0 \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{260}{6} = 45 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

طول بحرانی $L_0 = 50 \text{ cm}$

فواصل خاموت ستونها در نواحی بحرانی

۹-۲۳-۳-۲-۴ آماتور عرضی مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹ تعیین گردد. فواصل آماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

- طبقه اول (۴۰ × ۴۰ - ۸Ø۲۰)

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 8 \times 2.0 = 16 \text{ cm} \\ 24 \times 1 = 24 \text{ cm} \\ \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

فواصل خاموت در نواحی بحرانی $S = 15 \text{ cm}$

- طبقه اول (۴۰ × ۴۰ - ۸Ø۱۶)

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 8 \times 1.6 = 12.8 \text{ cm} \\ 24 \times 1 = 24 \text{ cm} \\ \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

فواصل خاموت در نواحی بحرانی $S = 10 \text{ cm}$

- طبقه دوم و سوم و چهارم و پنجم (35 × 35 - 8Ø16)

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 8 \times 1.6 = 12.8 \text{ cm} \\ 24 \times 1 = 24 \text{ cm} \\ \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی بحرانی $S = 10 \text{ cm}$

- طبقه دوم و سوم و چهارم و پنجم (35 × 35 - 8Ø20)

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 8 \times 2.0 = 16 \text{ cm} \\ 24 \times 1 = 24 \text{ cm} \\ \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی بحرانی $S = 15 \text{ cm}$

- طبقه چهارم و پنجم (35 × 35 - 8Ø14)

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 8 \times 1.4 = 11.2 \text{ cm} \\ 24 \times 1 = 24 \text{ cm} \\ \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی بحرانی $S = 10 \text{ cm}$

۹-۱۵-۱۲ جزئیات تکمیلی آرماتورهای عرضی

۹-۱۵-۱۲-۱ تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموتهایی در بر گرفته شوند و ضوابط بندهای ۹-۱۵-۱۲-۱ تا ۹-۱۵-۱۲-۸ در آنها رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۲-۲ قطر خاموت ها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند اختیار شود:

الف) $\frac{1}{3}$ قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی متر

ب) ۱۰ میلی متر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از ۳۰ میلی متر و نیز برای گروه میلگردهای تماس

۹-۱۵-۱۲-۳ قطر خاموت ها به هر حال نباید از ۸ میلی متر کمتر باشد.

۹-۱۵-۱۲-۴ فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر (الف) تا (ت) بیشتر باشد:

الف) ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس به شمار آید.

ب) ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت

پ) کوچکترین بعد عضو فشاری

ت) ۲۵۰ میلی متر

- طبقه اول (۴۰ × ۴۰ - ۸Ø۲۰)

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \times 2.0 = 24 \text{ cm} \\ 36 \times 1 = 36 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی عادی $S = 20 \text{ cm}$

- طبقه اول (۴۰ × ۴۰ - ۸Ø۱۶)

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \times 1.6 = 19.2 \text{ cm} \\ 36 \times 1 = 36 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی عادی $S = 15 \text{ cm}$

- طبقه دوم و سوم و چهارم و پنجم (35 × 35 – 8Ø16)

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \times 1.6 = 19.2 \text{ cm} \\ 36 \times 1 = 36 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی عادی $S = 15 \text{ cm}$

- طبقه دوم و سوم و چهارم و پنجم (35 × 35 – 8Ø20)

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \times 2.0 = 24 \text{ cm} \\ 36 \times 1 = 36 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی عادی $S = 20 \text{ cm}$

- طبقه چهارم و پنجم (35 × 35 – 8Ø14)

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \times 1.4 = 16.8 \text{ cm} \\ 36 \times 1 = 36 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی عادی $S = 15 \text{ cm}$

محدودیت مربوط به ابعاد هندسی ستونها در ستونها

۹-۲۳-۳-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۲-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

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

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{1}{۲۵}$ کمتر باشد.

با توجه به اینکه ستونها مربعی می‌باشند و کمترین ستون مورد استفاده ۴۰ سانتیمتر می‌باشد بنابراین بند الف در همه ستونها

رعایت شده است؛ در بند ب بایستی نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون بایستی بیشتر از $\frac{1}{25}$ باشد:

- ستون ۳۵ در ۳۵

$$\frac{35}{260} = 0.134 > \frac{1}{25} = 0.04 \quad Ok$$

- ستون ۴۰ در ۴۰

$$\frac{40}{260} = 0.154 > \frac{1}{25} = 0.04 \quad Ok$$

۹-۲۳-۳-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۲-۱ در ستونها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر

گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد $S400$ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.

۱۰	صفحه ۲۰۱ بند ۹-۱۴-۱	۹-۱۴-۱ در مقاطع فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. در صورت استفاده از فولاد $S400$ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.	۹-۱۴-۱ در مقاطع فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۸ سطح مقطع کل باشد.
----	---------------------	---	--

اصلاحیه مبحث نهم

$$\rho_{Max} = 0.08 = 8\%$$

$$\rho_{Min} = 0.01 = 1\%$$

درصد هندسی آرماتور ستون (40 × 40 – 8Ø20)

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{8 \times 3.14}{40 \times 40} = 0.0157 = 1.57\% < 4\% \quad Ok$$

درصد هندسی آرماتور ستون (40 × 40 – 8Ø16)

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{8 \times 2.01}{40 \times 40} = 0.01 = 1.0\% < 4\% \quad Ok$$

درصد هندسی آرماتور ستون (35 × 35 – 8Ø16)

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{8 \times 2.01}{35 \times 35} = 0.13 = 1.3\% < 4\% \quad Ok$$

درصد هندسی آرماتور ستون (35 × 35 – 8Ø20)

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{8 \times 3.14}{35 \times 35} = 0.205 = 2.05\% < 4\% \quad Ok$$

درصد هندسی آرماتور ستون (35 × 35 – 8Ø14)

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{8 \times 1.54}{35 \times 35} = 0.1 = 1.0\% < 4\% \quad Ok$$

۹-۲۱-۴-۲ وصله میلگردهای کششی

۹-۲۱-۴-۲-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با $1/3 l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

الف - مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب - حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

l_d طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید براساس ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۲ محاسبه شود. در محاسبه l_d ، ضریب اضافه آرماتور موضوع بند ۹-۲۱-۴-۲ باید برابر با یک منظور شود. طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

$$l_d = \left[\frac{f_y d_b}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \quad (۹-۲۱-۱)$$

مقدار $\frac{C + k_{tr}}{d_b}$ نایستی بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

الف- ضریب α ، یا ضریب موقعیت میلگردها، برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با یک است.

ب- ضریب β ، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر با ۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضریب γ یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر و یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلیمتر برابر با یک است.

ت- ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

$$L_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b$$

$$L_d = \left[\frac{0.86 \times 400}{\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2.5} \right] \times 20 = 502.44 \text{ mm} = 55 \text{ cm}$$

بعد از محاسبه طول گیرایی طول وصله پوششی ۱/۳۳ برابر مقدار فوق خواهد بود که خواهیم داشت:

$$1.33 L_d = 1.33 \times 55 = 73.15 \text{ cm}$$

$$75 \text{ cm} = \text{طول وصله پوششی}$$

۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

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

زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

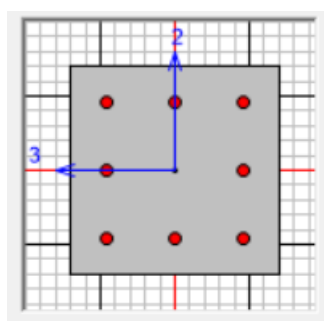
ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) $\frac{1}{33}$ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۴-۱۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر،

نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

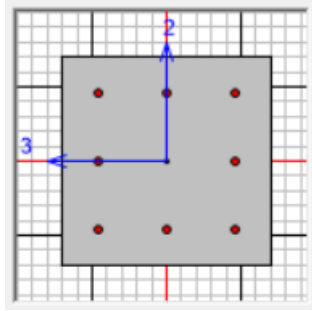
$$- (40 \times 40 - 8\phi 20)$$



$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = \frac{40 - (2 \times 5) - (2 \times 1) - (2 \times 2)}{2} = 12 \text{ cm} > 25 \text{ mm } Ok$$

$$\text{فاصله محور به محور میلگردها} = 12 + \frac{2}{2} + \frac{2}{2} = 14 \text{ cm} < 200 \text{ mm } Ok$$

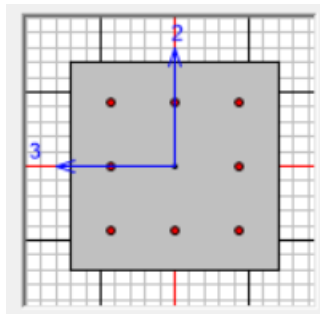
- (40 × 40 – 8Ø16)



$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = \frac{40 - (2 \times 5) - (2 \times 1) - (2 \times 1.6)}{2} = 12.4 \text{ cm} > 25 \text{ mm Ok}$$

$$\text{فاصله محور به محور میلگردها} = 12.4 + \frac{1.6}{2} + \frac{1.6}{2} = 14 \text{ cm} < 200 \text{ mm Ok}$$

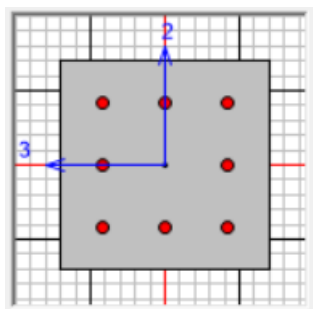
- (35 × 35 – 8Ø16)



$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = \frac{35 - (2 \times 5) - (2 \times 1) - (2 \times 1.6)}{2} = 9.9 \text{ cm} > 25 \text{ mm Ok}$$

$$\text{فاصله محور به محور میلگردها} = 9.9 + \frac{1.6}{2} + \frac{1.6}{2} = 11.5 \text{ cm} < 200 \text{ mm Ok}$$

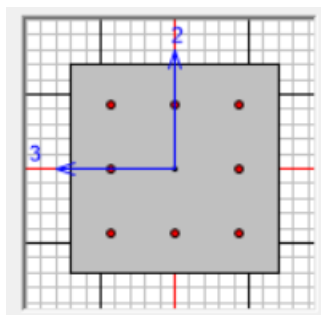
- (35 × 35 – 8Ø20)



$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = \frac{35 - (2 \times 5) - (2 \times 1) - (2 \times 2)}{2} = 9.5 \text{ cm} > 25 \text{ mm Ok}$$

$$\text{فاصله محور به محور میلگردها} = 9.5 + \frac{2}{2} + \frac{2}{2} = 11.5 \text{ cm} < 200 \text{ mm Ok}$$

- (35 × 35 – 8Ø14)

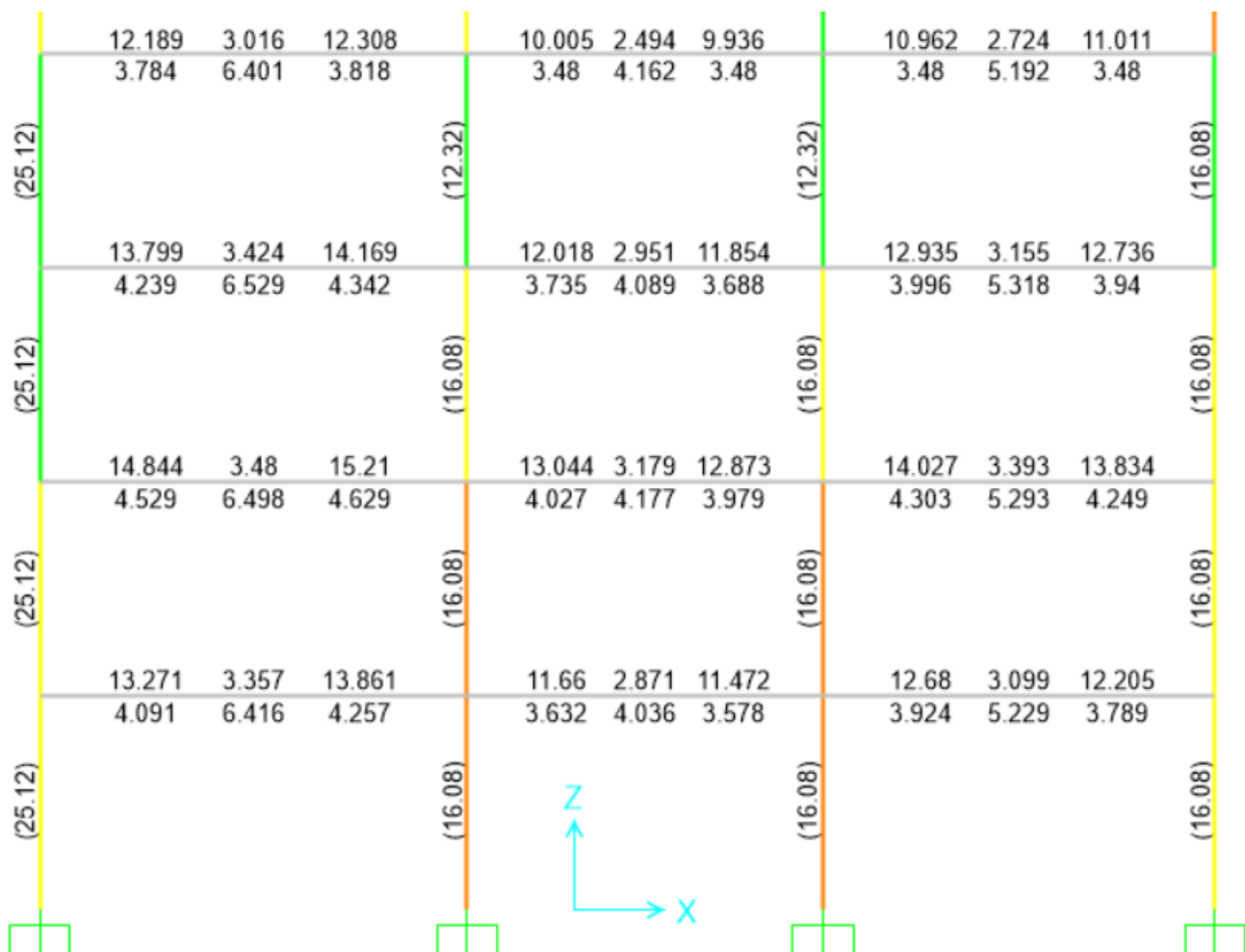


$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = \frac{35 - (2 \times 5) - (2 \times 1) - (2 \times 1.4)}{2} = 10.1 \text{ cm} > 25 \text{ mm Ok}$$

$$\text{فاصله محور به محور میلگردها} = 10.1 + \frac{1.4}{2} + \frac{1.4}{2} = 11.5 \text{ cm} < 200 \text{ mm Ok}$$

آرماتورگذاری تیر

با توجه به اینکه در خروجی آرماتورهای طولی مشاهده می‌شود آرماتورهای لازم در طبقات اول تا چهارم نزدیک هم می‌باشد بنابراین طبقات اول تا چهارم را چون ابعاد یکسانی نیز دارند تیپ در نظر گرفته و بصورت زیر آرماتورگذاری خواهیم نمود.



برای تیرها مقدار میلگرد هر قسمت را محاسبه نمائیم که معمولاً در تیرها بخاطر مسائل اجرایی عدد کوچکتر را برداشت نموده و تعداد میلگرد طولی آنرا بصورت سرتاسری آرایش داده و در بقیه محل‌ها میلگردهای تقویتی تعبیه می‌نمایند.

مقدار مساحت میلگرد در دهانه‌های میانی کمتر می‌باشد به دلیل اینکه آرماتور سرتاسری برای همه دهانه‌ها جوابگو باشد از اعداد گزارش شده در دهانه میانی بزرگترین را بر می‌داریم:

$$A_{sReq} = 6.529 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Use } 4\phi 16 \text{ (Cont)}$$

$$A_{sProv} = 4 \times 2 = 8 \text{ cm}^2$$

برای میلگردهای تحتانی، مساحت در همه جا جوابگو بوده و نیازی به میلگرد تقویتی در قسمت تحتانی نخواهیم داشت.

برای میلگردهای فوقانی از ۵ عدد میلگرد نمره ۱۶ برای میلگردهای سرتاسری استفاده خواهیم نمود.

$$A_{sProv} = 5 \times 2 = 10 \text{ cm}^2$$

برای میلگردهای فوقانی نیز بزرگترین عدد برابر ۱۴/۸۴۴ می باشد که مقدار آرماتور طولی را از آن کم کرده و آرماتور تقویتی را به دست خواهیم آورد.

$$A_{sreq} = 14.844 - 10 = 4.844 \text{ cm}^2$$

از دو عدد میلگرد نمره ۲۰ بعنوان میلگرد تقویتی استفاده خواهیم نمود.

$$A_{sAdd Bars} = 2 \times 3.14 = 6.28 \text{ cm}^2$$

طول میلگردهای تقویتی نیز یکسوم دهانه خواهد بود که برای دهانه ها برابر خواهد بود با:

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت چپ} = \frac{L_1}{3} = \frac{600}{3} = 200 \text{ cm}$$

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت چپ میانی} = \frac{L_1}{3} + \frac{L_2}{3} + b_{column} = \frac{600}{3} + \frac{500}{3} + 400 = 767 \text{ cm}$$

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت راست میانی} = \frac{L_2}{3} + \frac{L_3}{3} + b_{column} = \frac{500}{3} + \frac{550}{3} + 400 = 750 \text{ cm}$$

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت راست} = \frac{L_3}{3} = \frac{550}{3} = 183 \text{ cm}$$

$$l_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \quad (9-21-1)$$

مقدار $\frac{C + k_{tr}}{d_b}$ نبايستی بيش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

الف- ضريب α ، يا ضريب موقعيت ميلگردها، براي ميلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ ميليمتر بتن تازه در زير آنها، در ناحيه طول گيرایی، ريخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای ساير ميلگردها برابر با يك است.

ب- ضريب β ، يا ضريب اندود ميلگرد، براي ميلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی ميلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد ميلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای ساير ميلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر با ۱/۲ و برای ميلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با يك است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بيشتر از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضريب γ يا ضريب قطر ميلگرد برای ميلگردهای با قطر کمتر و يا مساوی ۲۰ ميليمتر برابر با ۰/۸ و برای ميلگردهای با قطر بيش از ۲۰ ميليمتر برابر با يك است.

ت- ضريب λ يا ضريب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با يك می‌باشد.

$$L_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b$$

$$L_d = \left[\frac{0.86 \times 400}{\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2.5} \right] \times 16 = 401.95 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

۹-۲۱-۴-۲ وصله میلگردهای کششی

۹-۲۱-۴-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با $1/3 l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

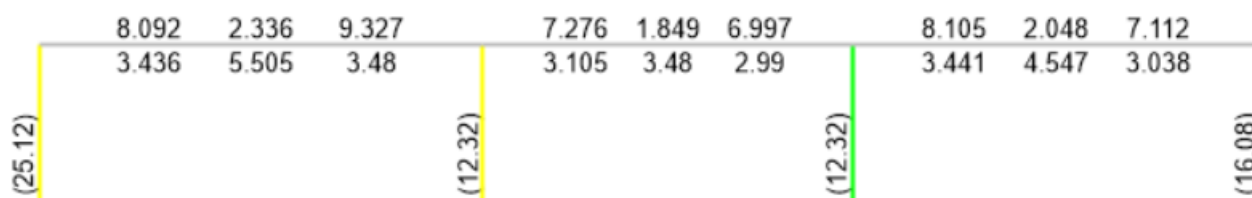
الف - مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب - حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

$$1.33L_d = 1.33 \times 40 = 53.2 \text{ cm}$$

$$55 \text{ cm} = \text{طول وصله پوششی}$$

- تیر طبقه پنجم



برای تیرها مقدار میلگرد هر قسمت را محاسبه نمائیم که معمولاً در تیرها بخاطر مسائل اجرایی عدد کوچکتر را برداشت نموده و تعداد میلگرد طولی آنرا بصورت سرتاسری آرایش داده و در بقیه محل‌ها میلگردهای تقویتی تعبیه می‌نمایند.

مقدار مساحت میلگرد در دهانه‌های میانی کمتر می‌باشد به دلیل اینکه آرماتور سرتاسری برای همه دهانه‌ها جوابگو باشد از اعداد گزارش شده در دهانه میانی بزرگترین را بر می‌داریم:

$$A_{sReq} = 5.505 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Use } 4\phi 16 \text{ (Cont)}$$

$$A_{sProv} = 3 \times 2 = 8 \text{ cm}^2$$

برای میلگردهای تحتانی، مساحت در همه جا جوابگو بوده و نیازی به میلگرد تقویتی در قسمت تحتانی نخواهیم داشت.

برای میلگردهای فوقانی از ۴ عدد میلگرد نمره ۱۶ برای میلگردهای سرتاسری استفاده خواهیم نمود.

$$A_{sProv} = 4 \times 2 = 8 \text{ cm}^2$$

برای میلگردهای فوقانی نیز بزرگترین عدد برابر ۹/۳۲۷ می باشد که مقدار آرماتور طولی را از آن کم کرده و آرماتور تقویتی را به دست خواهیم آورد.

$$A_{sreq} = 9.327 - 8 = 1.327 \text{ cm}^2$$

از یک عدد میلگرد نمره ۲۰ بعنوان میلگرد تقویتی استفاده خواهیم نمود.

$$A_{sAdd Bars} = 1 \times 3.14 = 3.14 \text{ cm}^2$$

طول میلگردهای تقویتی نیز یکسوم دهانه خواهد بود که برای دهانه ها برابر خواهد بود با:

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت چپ} = \frac{L_1}{3} = \frac{600}{3} = 200 \text{ cm}$$

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت چپ میانی} = \frac{L_1}{3} + \frac{L_2}{3} + b_{column} = \frac{600}{3} + \frac{500}{3} + 400 = 767 \text{ cm}$$

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت راست میانی} = \frac{L_2}{3} + \frac{L_3}{3} + b_{column} = \frac{500}{3} + \frac{550}{3} + 400 = 750 \text{ cm}$$

$$\text{طول میلگرد تقویتی دهانه سمت راست} = \frac{L_3}{3} = \frac{550}{3} = 183 \text{ cm}$$

$$l_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \quad (9-21-1)$$

مقدار $\frac{C + k_{tr}}{d_b}$ نبايستی بيش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

الف- ضريب α ، يا ضريب موقعيت ميلگردها، براي ميلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ ميليمتر بتن تازه در زير آنها، در ناحيه طول گيرایی، ريخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای ساير ميلگردها برابر با يك است.

ب- ضريب β ، يا ضريب اندود ميلگرد، برای ميلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی ميلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد ميلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای ساير ميلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر با ۱/۲ و برای ميلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با يك است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بيشتر از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضريب γ يا ضريب قطر ميلگرد برای ميلگردهای با قطر کمتر و يا مساوی ۲۰ ميليمتر برابر با ۰/۸ و برای ميلگردهای با قطر بيش از ۲۰ ميليمتر برابر با يك است.

ت- ضريب λ يا ضريب نوع بتن، برای بتن‌های سبك برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با يك می‌باشد.

$$L_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b$$

$$L_d = \left[\frac{0.86 \times 400}{\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2.5} \right] \times 16 = 401.95 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

۹-۲۱-۴-۲ وصله میلگردهای کششی

۹-۲۱-۴-۲-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با $1/3 l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

- الف - مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.
- ب - حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

$$1.33L_d = 1.33 \times 40 = 53.2 \text{ cm}$$

$$55 \text{ cm} = \text{طول وصله پوششی}$$

محاسبه طول بحرانی تیرها

۹-۲۳-۱-۳-۲-۴ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۱-۳-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

- الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه
- ب- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

در این پروژه تمامی تیرها با ابعاد ۴۰ در ۳۰ می‌باشد که ارتفاع مقطع ۴۰ سانتیمتر بوده که دو برابر آن برابر ۸۰ سانتیمتر می‌باشد پس طول ناحیه بحرانی ۸۰ سانتیمتر می‌باشد.

فواصل خاموت تیرها در نواحی بحرانی

۵-۲-۱-۳-۲۳-۹ خاموت‌ها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر

کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

$$S \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \times 40 = 10 \text{ cm} \\ 8 \times 1.6 = 12.8 \text{ cm} \\ 24 \times 1 = 24 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

فواصل خاموت در نواحی بحرانی $S = 10 \text{ cm}$

فواصل خاموت تیرها در نواحی عادی

۴-۲-۱-۳-۲۳-۹ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۴-۲-۱-۳-۲۳-۹

خاموت‌گذاری نمی‌شود، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

$$S < \frac{d}{2} = \frac{(40 - 7)}{2} = 16.5 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

فواصل خاموت در نواحی عادی

۸) بخش دوم (بررسی عملکرد تحت تغییرات زیر)

مقاوم سازی سازه ضعیف طراحی شده

ضوابط لرزه ای را باید تامین کند

همچنین کاربری سازه را هم تغییر می دهیم

۱. تغییر کاربری سازه از مسکونی به اداری (بارگذاری زنده عوض می شه)

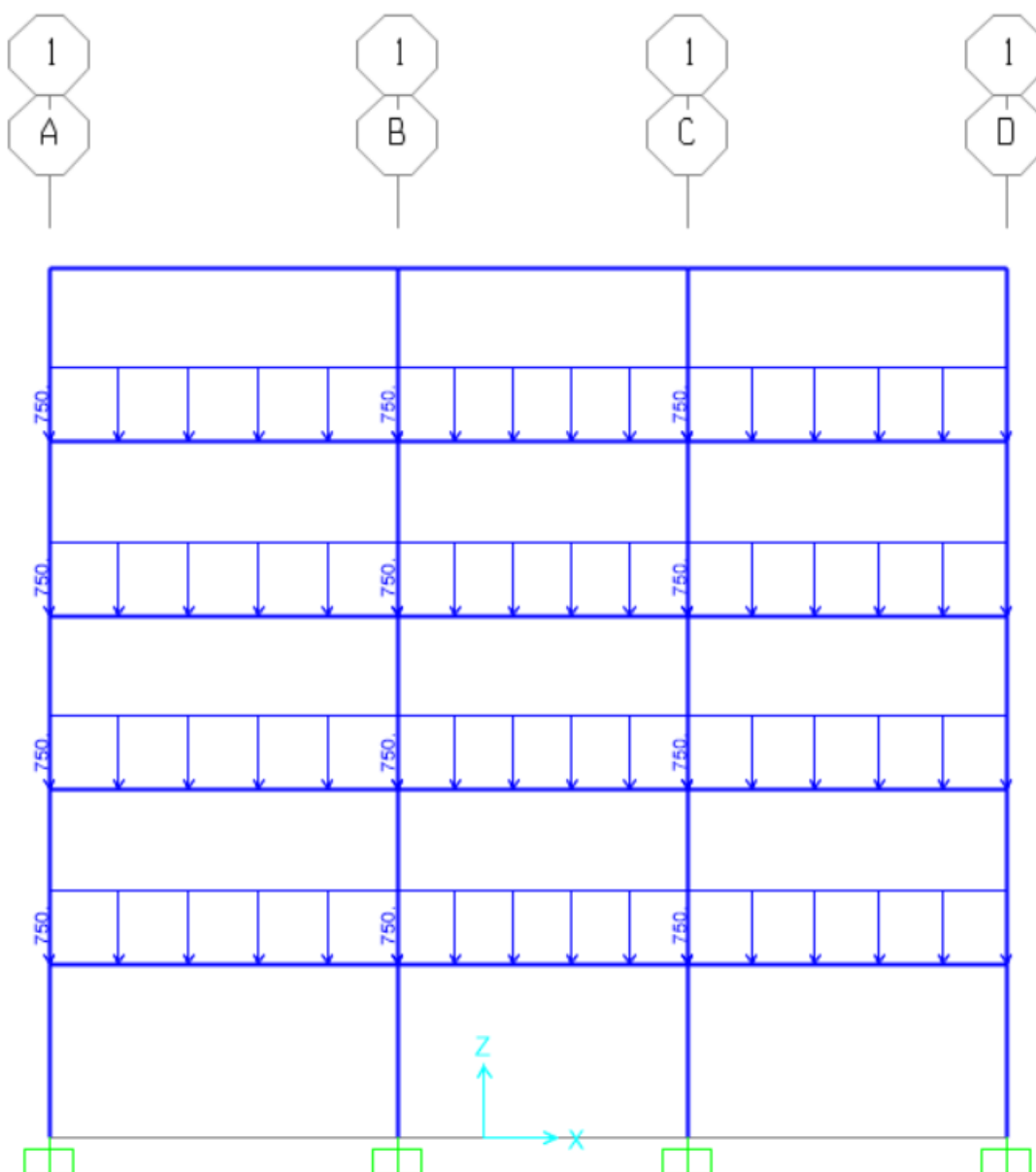
۲. پشت بام را به روف گاردن تغییر می دهیم (بارگذاری پشت بام تغییر می کند) بار زنده و مرده روف را استخراج کنید

۳. عملکرد این سازه را تحت بارگذاری جدید و زلزله 0.35g ارزیابی کنید

برای تغییر کاربری سازه از مسکونی به اداری بار مرده طبقات دستخوش تغییر نخواهد شد و فقط بار زنده طبقات مطابق مبحث ششم از ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع به ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع تغییر خواهد یافت.

۷	ساختمان های اداری		
۱-۷	دفاتر کار معمولی	۲/۵	۹
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات- راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴/۵	۹
۳-۷	راهروهای سایر طبقات	۳/۵	۹

$$\text{بار زنده طبقات} = 250 \times \frac{6}{2} = 750 \text{ kgf/m}$$



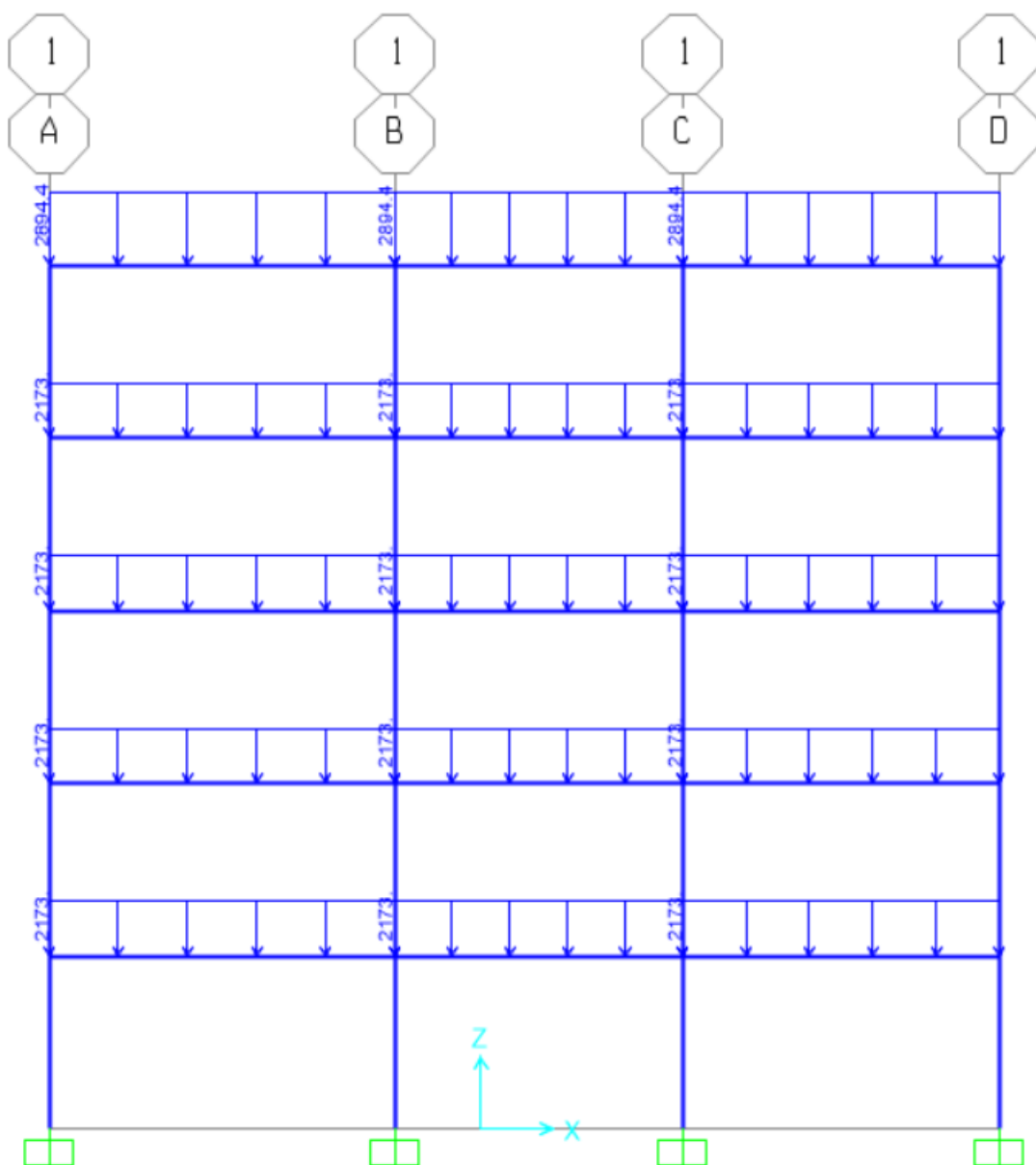
شکل ۲۹، تغییر بار زنده طبقات

برای تغییر بار بام نیز بام‌های روف گاردن به تعداد گیاهان و باغچه‌ها وابسته بوده که این بار به بار طبقه اضافه می‌گردد که ما مقدار ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع را به مقدار بار مرده بام اضافه خواهیم نمود.

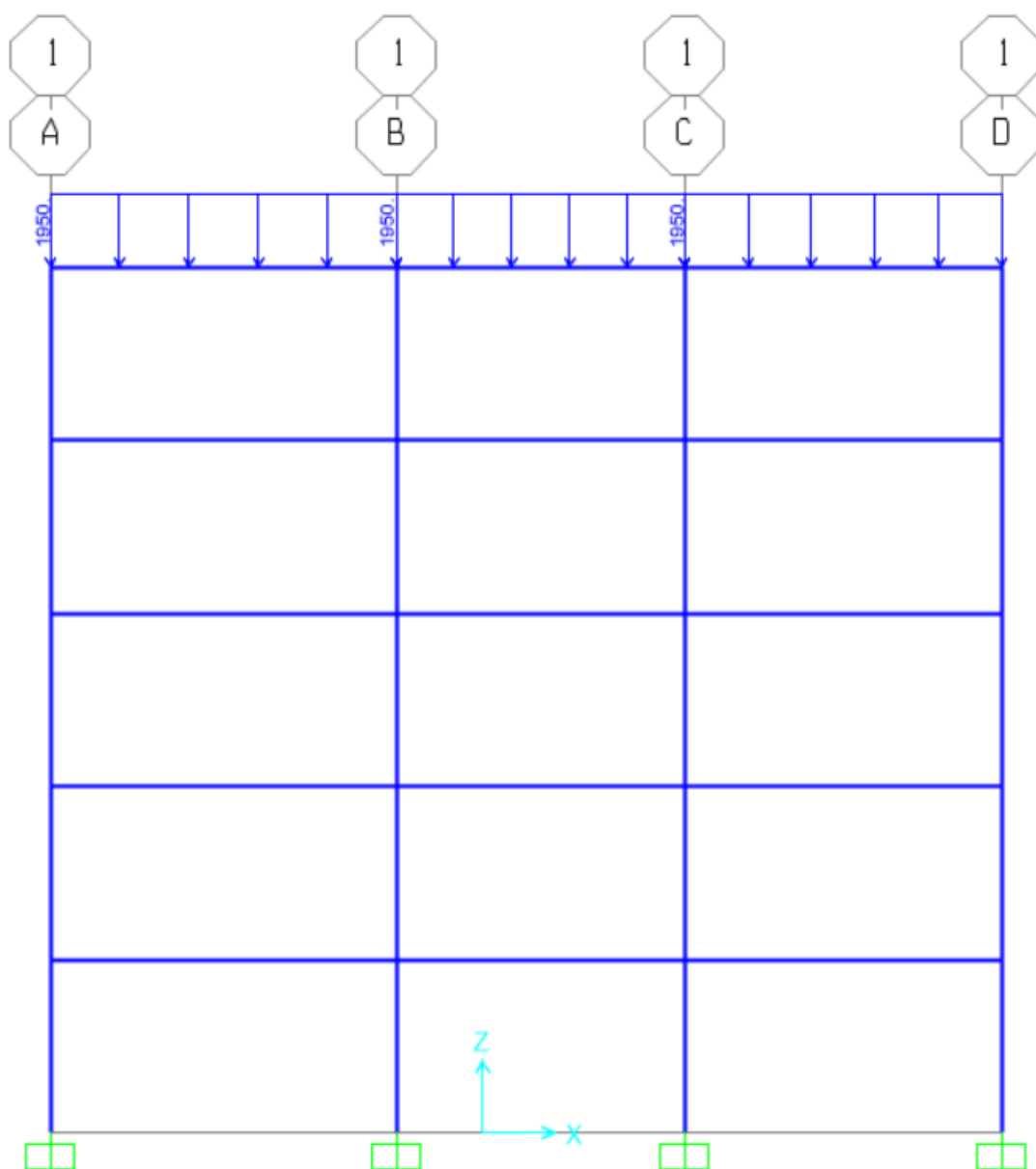
$$\text{بار مرده روف گاردن} = (618 + 200) \times \frac{6}{2} = 2454 \text{ kgf/m}$$

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	$۱/۵^{(۱)}$	$۱/۳$
۲-۱	بام با پوشش سبک	$۰/۵$	$۱/۳$
۳-۱	بام‌های دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۴-۱	بام‌هایی با پوشش پارچه‌ای با سازه اسکلتی	$۰/۲۵$ (غیر قابل کاهش)	$۱/۳$
۵-۱	بام‌هایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۶-۱	قاب‌های نگهدارنده یک فضا بند	$۰/۲۵$ (غیر قابل کاهش، فقط به اعضای قابها وارد می‌شود)	۱

$$\text{بار زنده روف گاردن} = 500 \times \frac{6}{2} = 1500 \text{ kgf/m}$$



شکل ۳۰، بار مرده روف گاردن (بعلاوه بار جان پناه)



شکل ۳۱، بار زنده روف گاردن

- اصلاح بار زلزله و محاسبه آن برای $A=0.35$

محاسبه ضریب اهمیت ساختمان (I)

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱.۴
گروه ۲	۱.۲
گروه ۳	۱
گروه ۴	۰.۸

ساختمان‌های مسکونی جزو گروه ۳ قرار دارد بنابراین ضریب اهمیت آنها برابر ۱ می‌باشد.

محاسبه نسبت شتاب مبنای طرح (A)

با در نظر گرفتن محل احداث ساختمان، نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی به شرح

جدول زیر تعیین می‌گردد :

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰.۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰.۳
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰.۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰.۲

در صورت پروژه ذکر شده نسبت شتاب مبنا در بخش دوم پروژه برابر $۰/۳۵$ در نظر گرفته شود.

محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان (T)

زمان تناوب اصلی اصلی نوسان با استفاده از روابط تجربی زیر بدست می آید :

الف - برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد ننمایند :
در قاب های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

در قاب های بتن ارمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب های ایجاد نمایند :
مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب های فولادی، از رابطه ۳-۳

پ- برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی :

$$T = 0.05H^{0.75}$$

محاسبه زمان تناوب تجربی جهت X

$$T_x = 0.05H^{0.9} = 0.05 \times 15^{0.9} = 0.572 \text{ sec}$$

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.

با توجه به این بند آئین نامه به ما موظف کرده از بین ۱/۲۵ برابر زمان تناوب تجربی و زمان تناوب تحلیلی که از نرم افزار بدست خواهیم آورد را برای طراحی سازه لحاظ کنیم و بنا به توصیه اکثر مراجع در این پروژه زمان تناوب تجربی در همین ابتدا به ۱/۲۵ ضرب شده است و در بخش های بعدی آنرا با زمان تناوب تحلیلی مقایسه و کنترل خواهیم نمود.

$$T_{ax} = 1.25 \times 0.572 = 0.715 \text{ sec}$$

محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (B)

محاسبات مربوط به ضریب بازتاب ساختمان با در نظر گرفتن پارامترهای ضریب شکل طیف و نوع زمین بصورت زیر می باشد:

جدول پارامترهای مربوط به ضریب بازتاب						
نوع زمین	T0	Ts	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S0	S	S0	S
۱	۰.۱	۰.۴	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۲	۰.۱	۰.۵	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۳	۰.۱۵	۰.۷	۱.۱	۱.۷۵	۱.۱	۱.۷۵
۴	۰.۱۵	۱	۱.۳	۲.۲۵	۱.۱	۱.۷۵

طبقه بندی نوع زمین

در این پروژه نوع زمین، نوع III مشخص گردیده است.

۲-۳-۱-۹- پارامترهای ضریب طیف شکل

مقدار ضریب (S) ۱/۷۵

مقدار ضریب (S_0) ۱/۱

مقدار ضریب (T_0) ۰/۱۵

مقدار ضریب (T_s) ۰/۷

محاسبه ضریب اصلاح طیف طرح (N)

ضریب اصلاح طیف به شرح زیر تعیین می شود :
الف- برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد :

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) \quad T_s < T < 4\text{sec}$$

$$N = 1.7 \quad T > 4s$$

ب- برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم :

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4\text{sec}$$

$$N = 1.7 \quad T > 4s$$

۲-۳-۱-۱۱- محاسبه ضریب شکل طیف (B_1)

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s$$

$$B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \quad T > T_s$$

حال با توجه به نوع خاک و زمان تناوب بدست آمده خواهیم داشت:

$$B_1 = (1.75 + 1) \left(\frac{0.7}{0.715} \right) = 2.69$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.7} (0.715 - 0.7) + 1 = 1.003$$

$$B = B_1 N = 2.69 \times 1.003 = 2.7$$

با توجه به اینکه در دو جهت تمامی پارامترها یکسان است ضریب B نیز یکسان می‌باشد

محاسبه ضریب رفتار ساختمان (R_u)

با در نظر گیری نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی مقدار ضریب رفتار در جهت های اصلی ساختمان بصورت زیر بدست می آید:

۲۰۰	۵.۵	۳	۷.۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴.۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط	
-	۲.۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی	
۲۰۰	۵.۵	۳	۷.۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳	۶- قاب خمشی فولادی معمولی	

با توجه به اینکه در دو جهت سازه از قاب خمشی متوسط استفاده شده است ضریب رفتار برابر ۵ می‌باشد.

$$R_{ux} = 5$$

محاسبه ضریب زلزله (C)

$$C_x = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.7 \times 1.0}{5} = 0.189$$

$$k_x = k_y = 0.5T + 0.75 = (0.5 \times 0.715) + 0.75 = 1.1075$$

User Defined Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

☒ Global X Direction

☐ Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Other Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height exp., K

Lateral Load Elevation Range

☐ Program Calculated

☒ User Specified

Max Z

Min Z

شکل ۳۲، اصلاح بار زلزله

✓ با توجه به اینکه در این بخش سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شده است بنابراین علاوه بر زلزله افقی لازم است بار قائم زلزله نیز اعمال شود که برای اعمال این بار خواهیم داشت.

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 ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu}=0.6 A I W_p \quad (3-10)$$

در این رابطه:

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

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است. نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

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.

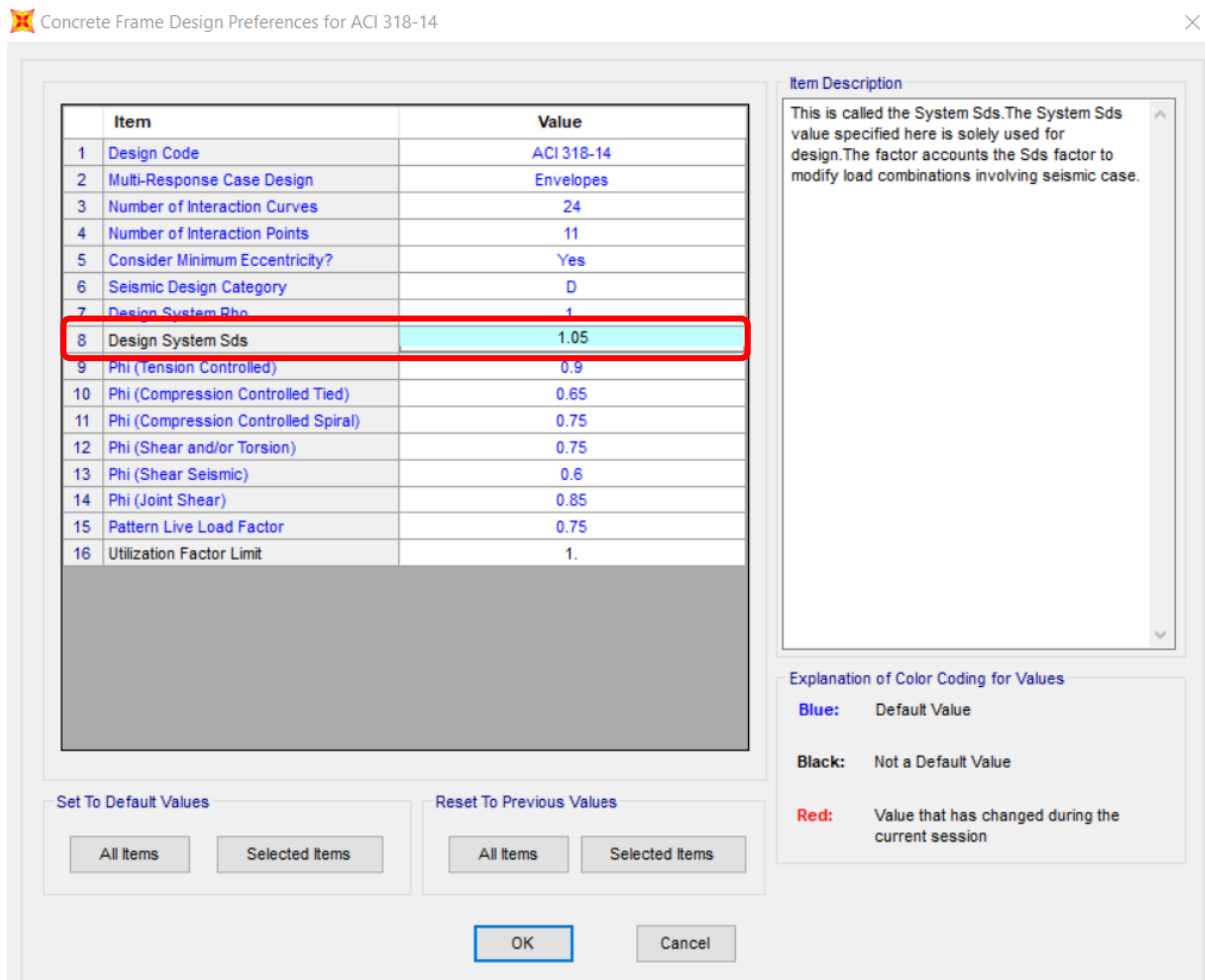
$$F_{vu} = 0.6AIW_p = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times Dead = 0.21Dead$$

مقدار بار قائم زلزله در نرم افزار مطابق آئین نامه ASCE7-10 با ضریبی بنام sds اعمال می شود که مقدار بار قائم زلزله برابر است با:

$$0.2sds \times Dead$$


اگر دو رابطه را معادل هم قرار دهیم خواهیم داشت:

$$0.21Dead = 0.2sds \times Dead \rightarrow sds = 1.05$$



شکل ۳۳، اعمال ضریب sds برای بار قائم زلزله

بعد از اعمال ضریب فوق ترکیبات بار را دوباره فراخوانی می‌نمائیم تا نرم‌افزار بار قائم زلزله را در ترکیبات بارگذاری اعمال نماید.

 Load Combination Data ✕

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

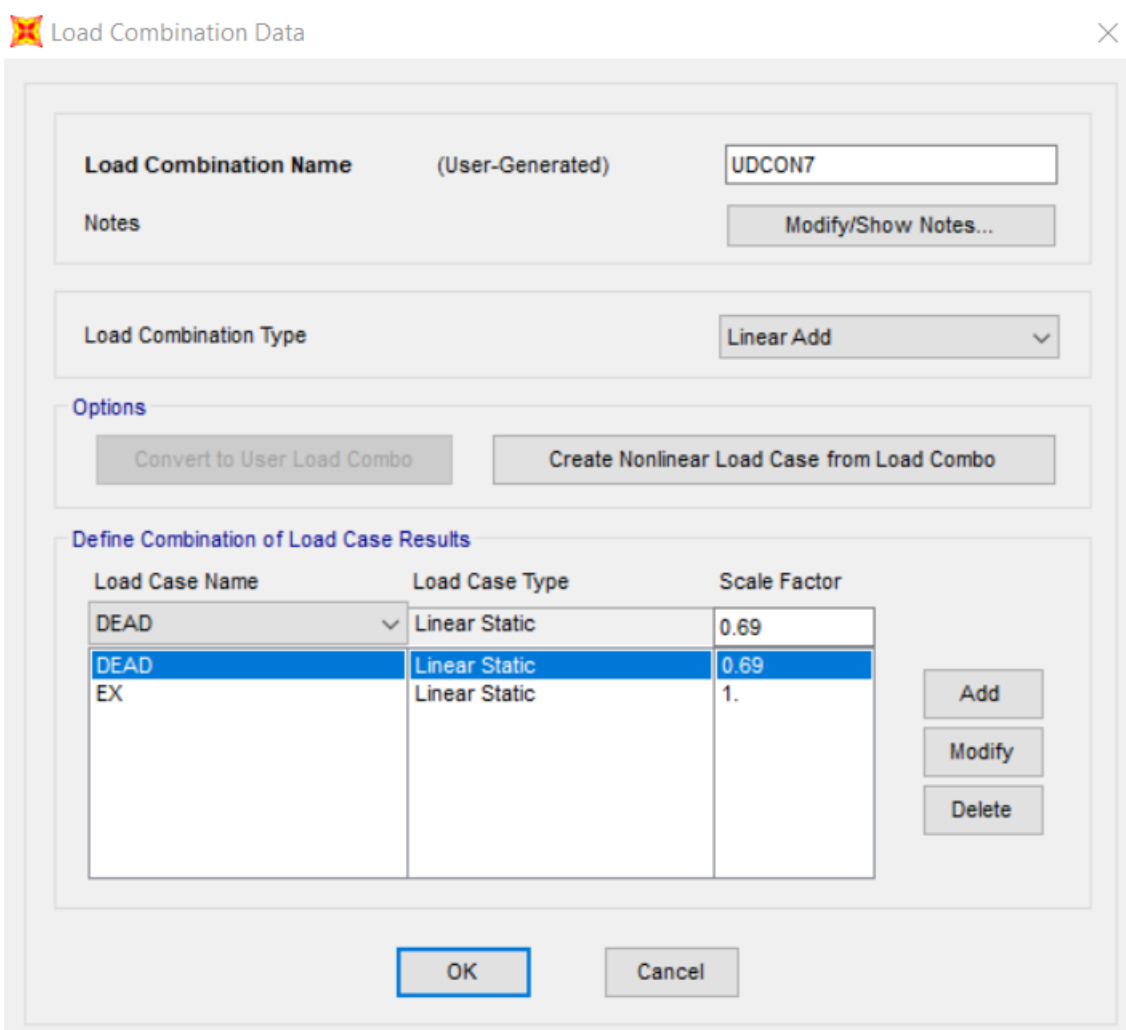
Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.41
DEAD	Linear Static	1.41
Live	Linear Static	1.
EX	Linear Static	1.

شکل ۳۴، تغییر مقدار ضریب بار مرده در ترکیب بار (به اضافه ۰/۲۱)



Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): UDCON7

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options:

- Convert to User Load Combo
- Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.69
DEAD	Linear Static	0.69
EX	Linear Static	1.

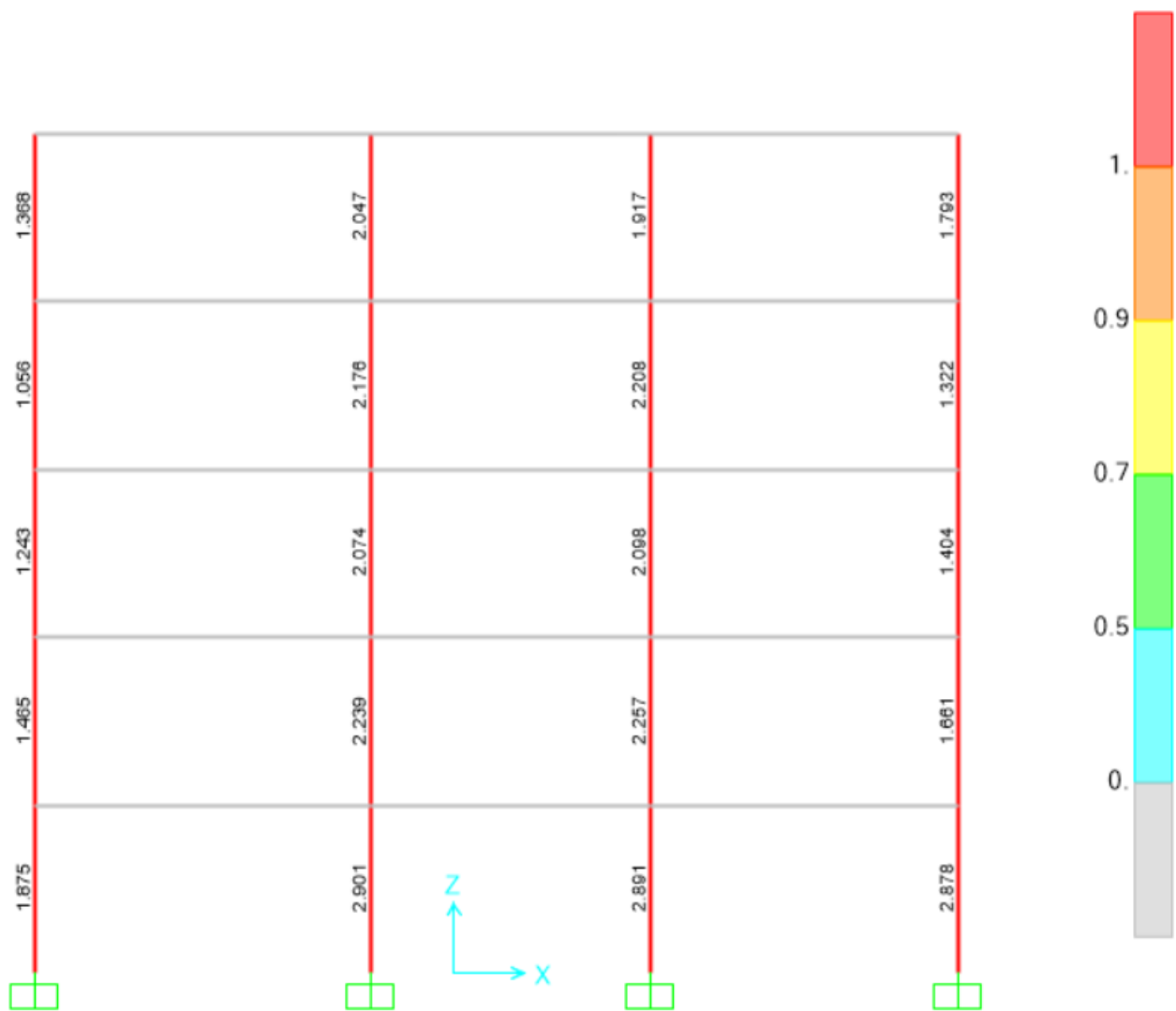
Add, Modify, Delete

OK, Cancel

شکل ۳۵، تغییر مقدار ضریب بار مرده در ترکیب بار (منهای ۰/۲۱)

نرم افزار در جهت اطمینان برای آنکه حالت بحرانی تر را در طراحی ملاک قرار دهد در ترکیبات بار لرزه ای که با ۱/۲ شروع می شود مقدار ۰/۲۱ را اضافه نموده و در ترکیبات بار لرزه ای که ۰/۹ شروع می شود مقدار ۰/۲۱ را کسر می نماید تا حالت بحرانی تر ایجاد شود.

حال سازه را تحلیل و طراحی نموده و نتایج را مورد بررسی قرار می دهیم.



شکل ۳۶، نسبت نیرو به ظرفیت مقاطع بعد از اعمال تغییرات

✓ مشاهده می شود که بعد از انجام تغییرات مذکور هیچکدام از ستون ها جوابگو نبوده و نیازمند مقاومسازی آنها می باشد.

۹) انتخاب روش تحلیل برای مقاومسازی

در انجام تحلیل استاتیکی از دو روش برای تحلیل سازه می‌توان استفاده کرد که عبارتند از:

الف) تحلیل استاتیکی خطی (تحلیل استاتیکی معادل)

ب) تحلیل استاتیکی غیر خطی (تحلیل پوش آور)

طبق نشریه ۳۶۰ بنا به بندی که در ادامه آورده شده است در فرضیات مدلسازی اگر تحلیل سازه از نوع استاتیکی خطی باشد باید مدلسازی بصورت سه بعدی باشد اما در تحلیل غیرخطی استاتیکی می‌توان از حالت دو بعدی نیز استفاده نمود با توجه به اینکه پروژه مورد بررسی ما قاب دو بعدی می‌باشد بنابراین روش تحلیل در نظر گرفته شده تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور) خواهد بود.

۳-۲-۲- مدل سازی

۳-۲-۲-۱- فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه بعدی مدل سازی شود. در موارد ذکر شده در این بند برای تحلیل‌های غیرخطی می‌توان از مدل دو بعدی نیز استفاده نمود. در صورتی که سازه دارای دیافراگم صلب، مطابق با تعریف بند (۳-۲-۴) باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (۳-۲-۳) ملحوظ شده باشد، می‌توان از مدل سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیرخطی نیز استفاده نمود. در سازه‌های با دیافراگم نرم، مدل سازی دوبعدی در تحلیل‌های غیرخطی می‌تواند با توجه به بند (۳-۲-۴-۲) انجام شود. هنگامی که سازه در تحلیل‌های غیرخطی دوبعدی مدل می‌شود، برای محاسبه‌ی سختی و مقاومت اجزا و اعضای سازه باید خواص سه بعدی آن‌ها مدنظر قرار گیرد. در مدل سازی، سختی اعضای سازه‌ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل‌های ۵ یا ۶ برآورد شود. در تحلیل‌های غیرخطی، اگر اتصالات ضعیف‌تر و یا دارای شکل‌پذیری کم‌تر از اعضای متصل‌شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با در نظر گرفتن اتصالات در مدل، نتایج حاصل بیش از ۱۰٪ تغییر خواهد داشت، اثر آن‌ها باید به نحو مناسب در مدل سازه منظور شود.

شکل ۳۷، بند نشریه ۳۶۰ در خصوص فرضیات مدلسازی

۱۰) تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور)

در این روش، بار جان بی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه ی خاص (نقطه ی کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) برسد و یا سازه فروریزد. تغییرشکل ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار گیرد.

- نکات نشریه ۳۶۰ در ارتباط با تحلیل پوش آور

۳-۳-۳-۱- ملاحظات خاص مدل سازی و تحلیل

۳-۳-۳-۱-۱- کلیات

تحلیل استاتیکی غیرخطی می تواند به دو روش کامل و ساده شده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی در مدل وارد شده و رفتار غیرخطی آن ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می شود. همچنین اثرات کاهندگی به نحوی وارد محاسبات می شود.

۲- در روش ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل می شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوطبقی شبیه سازی می شود و از اثرات کاهندگی صرف نظر می شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (۳-۴-۲-۲) در نظر گرفته می شود. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می توان آن ها را در دسته ی اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

✓ با توجه به استفاده از نرم افزار SAP2000 برای این پروژه از روش (۲) برای انجام تحلیل پوش آور استفاده خواهیم نمود.

۳-۳-۳-۲- نقطه ی کنترل

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه ی کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می شود (مرکز جرم سقف خرپشته به عنوان نقطه ی کنترل انتخاب نمی شود).

۳-۳-۳-۱-۳- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود.

۱- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده نمود.

۱-۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه (۳-۱۰)، از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول درجهت موردنظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۲-۱- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش درجهت موردنظر، از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۳-۱- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۲- توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

۱-۲- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

۲-۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی برحسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.

بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می‌شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه‌ی بین برش پایه و تغییرمکان نقطه‌ی کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود. در تحلیل غیرخطی بارهای ثقلی اعضا مطابق بند (۳-۲-۸) در ترکیب با بار جانبی باید منظور شود.

۳-۳-۱-۴- مدل رفتار دوخطی نیرو- تغییر مکان سازه

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل را مطابق شکل (۱-۳) مشخص می‌نماید به منظور محاسبه‌ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دوخطی ساده جایگزین شود. برای ساده‌سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه‌ی B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد و همچنین طول پاره‌خط AD برابر $0.6AB$ باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه‌ی B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و برای برش پایه‌ی $0.6V_y$ در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیان‌گر سختی جانبی موثر (K_e) می‌شود. در مدل ساده‌شده باید دقت شود که V_y بزرگ‌تر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) مدل رفتاری مطابق شکل (الف) است و در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) مدل رفتاری مطابق شکل (ب) می‌باشد.

۳-۳-۱-۵- محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی موثر

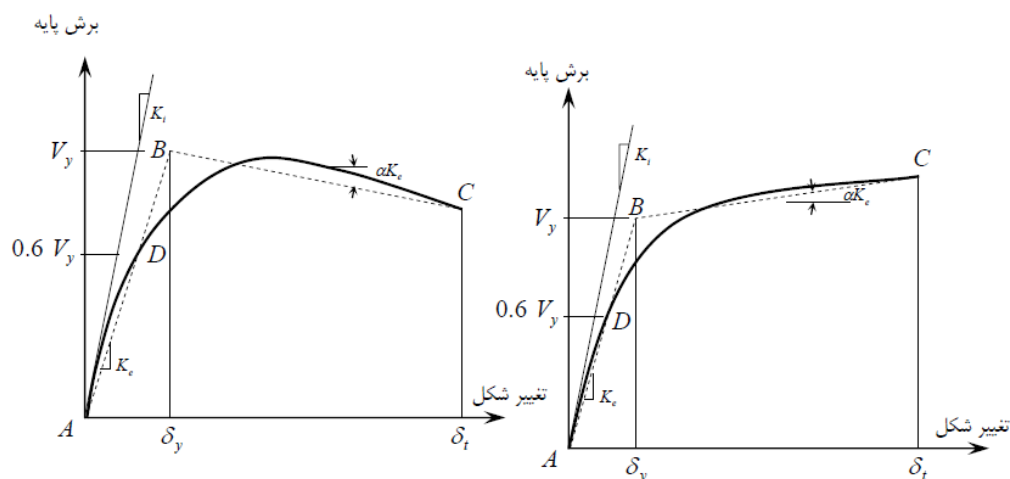
زمان تناوب اصلی موثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دوخطی برابر است با:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۱۳-۳)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل (۱-۳) می‌باشد.

۳-۳-۲- برآورد نیروها و تغییر شکل‌ها

تغییر مکان هدف برحسب نوع دیافراگم مطابق بندهای (۱-۲-۳-۳-۳) تا (۳-۲-۳-۳-۳) تعیین می‌شود. در سازه‌هایی که دارای دیافراگم صلب یا نیمه‌صلب هستند تغییر مکان هدف باید به‌دلیل پیچش مطابق بند (۳-۲-۳) اصلاح شود. دیافراگم طبقات باید برای نیرویی برابر یکی از دو مقدار بندهای (۵-۱-۳-۳) و (۳-۲-۳-۳) طراحی شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد موردنظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۷-۲-۳) در نظر گرفته شود.



شکل (۳-۱): منحنی ساده‌شده‌ی نیرو - تغییرمکان

۳-۳-۳-۱- ساختمان با دیافراگم صلب

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه (۳-۱۴) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3-14)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه‌ی (۳-۱۳) برای امتداد مورد نظر است. C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود:

- ضریب مشارکت مود اول
- مقادیر تقریبی مطابق جدول (۳-۲)

جدول (۳-۲): مقدار ضریب C_0

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی *		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول مطابق بند (۳-۱-۳-۳-۳)	توزیع بار یکنواخت	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییرمکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه‌ی زیرین باشد.

ضریب C_1 از رابطه‌ی (۱۵-۳) محاسبه می‌شود.

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + [R - 1] \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad (15-3)$$

در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچک‌تر از ۱ و بزرگ‌تر از مقدار آن براساس بند (۲-۱-۳-۳) اختیار شود. در این رابطه R نسبت مقاومت است که از رابطه‌ی (۱۶-۳) محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (16-3)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است و C_m ضریب جرم موثر در مود اول است که می‌تواند با استفاده از جدول (۱-۳) یا از تحلیل دینامیکی به‌دست آید.

ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکان‌ها به‌دلیل رفتار غیرارتجاعی آن‌ها منظور می‌کند و مقدار آن با استفاده از جدول (۳-۳) تعیین می‌شود.

جدول (۳-۳): مقادیر ضریب C_2

$T \geq T_s$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد موردنظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه‌ی فروریزش

در این جدول قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آن‌ها بیش از ۳۰٪ بار جانبی توسط اعضای حمل می‌شود که هنگام زلزله کاهش سختی و مقاومت دارند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های مهاربندی‌شده با محورهای متقارب،

قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب، قاب‌های با مهاربندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیرمسلح و دیوارهای غیرشکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین $0/1$ و T_s مقدار C_2 با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

ضریب C_3 برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر ۱ و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| [R - 1]^{1.5}}{T_e}$$

مقدار C_3 لزومی ندارد بزرگ‌تر از مقادیر داده‌شده در بند (۳-۱-۳) در نظر گرفته شود.

بنا به توضیحات آئین نامه می‌توان گفت برای تحلیل پوش آور گام‌های زیر بایستی انجام گیرد:

۱. معرفی طیف به نرم افزار
۲. محاسبه تغییر مکان هدف
۳. اختصاص رفتار غیر خطی اعضا (تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک)
۴. تعریف الگوهای بارگذاری
۵. تنظیمات لازم قبل از تحلیل
۶. تحلیل سازه و برداشت سختی موثر از خروجی نرم افزار و اصلاح تغییر مکان هدف
۷. تحلیل نهایی و کنترل خروجی‌های لازم (کنترل نمودار پوش، تشکیل مفاصل پلاستیک)

گام اول) معرفی طیف به نرم افزار

با توجه به اینکه سازه بر روی زمین نوع III قرار گرفته و در منطقه با لرزه خیزی بسیار زیاد قرار دارد اطلاعات طیف برابر خواهد بود با:

نسبت شتاب مبنا	تهران	تهران	$A = 0.35$
نوع زمین	سه		III

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S			
1.1	1.75	0.7	0.15	III

T (Sec)	B
0.00	1.10000
0.02	1.32000
0.04	1.54000
0.06	1.76000
0.08	1.98000
0.10	2.20000
0.12	2.42000
0.14	2.64000
0.16	2.75000
0.18	2.75000
0.20	2.75000
0.22	2.75000
0.24	2.75000
0.26	2.75000
0.28	2.75000
0.30	2.75000
0.32	2.75000
0.34	2.75000
0.36	2.75000
0.38	2.75000
0.40	2.75000
0.42	2.75000
0.44	2.75000
0.46	2.75000
0.48	2.75000

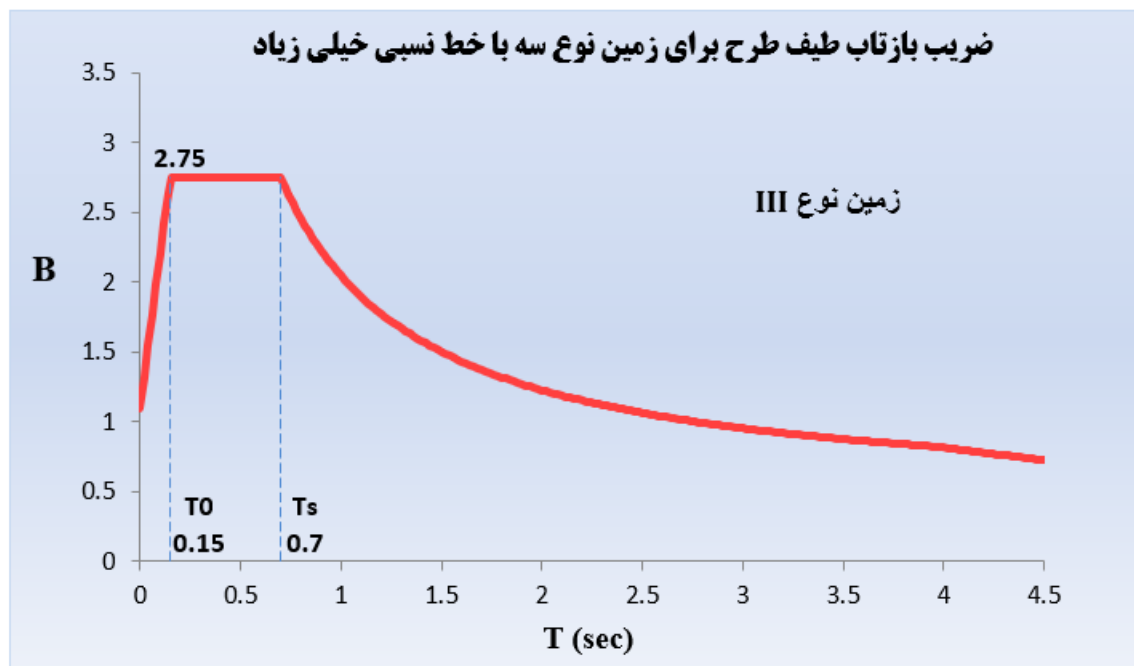
0.50	2.75000
0.52	2.75000
0.54	2.75000
0.56	2.75000
0.58	2.75000
0.60	2.75000
0.62	2.75000
0.64	2.75000
0.66	2.75000
0.68	2.75000
0.70	2.75000
0.72	2.68495
0.74	2.62342
0.76	2.56513
0.78	2.50983
0.80	2.45729
0.82	2.40732
0.84	2.35972
0.86	2.31434
0.88	2.27102
0.90	2.22963
0.92	2.19004
0.94	2.15213
0.96	2.11580
0.98	2.08095
1.00	2.04750
1.02	2.01536
1.04	1.98446
1.06	1.95472
1.08	1.92608
1.10	1.89848
1.12	1.87188
1.14	1.84620
1.16	1.82141
1.18	1.79746
1.20	1.77431
1.22	1.75191
1.24	1.73024
1.26	1.70926
1.28	1.68893
1.30	1.66923
1.32	1.65013
1.34	1.63159
1.36	1.61360
1.38	1.59614
1.40	1.57917
1.42	1.56268

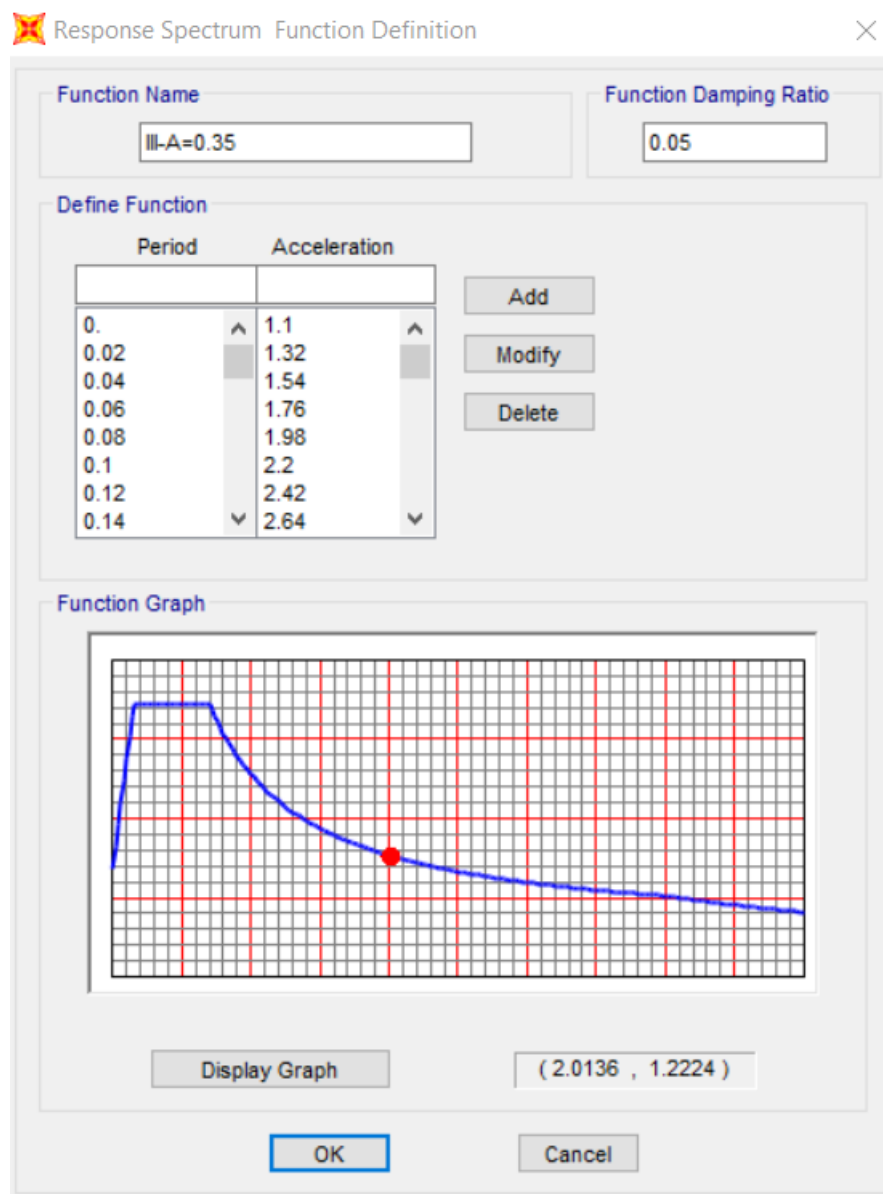
1.44	1.54664
1.46	1.53105
1.48	1.51588
1.50	1.50111
1.52	1.48673
1.54	1.47273
1.56	1.45908
1.58	1.44578
1.60	1.43281
1.62	1.42016
1.64	1.40783
1.66	1.39578
1.68	1.38403
1.70	1.37255
1.72	1.36134
1.74	1.35038
1.76	1.33968
1.78	1.32921
1.80	1.31898
1.82	1.30897
1.84	1.29918
1.86	1.28961
1.88	1.28023
1.90	1.27105
1.92	1.26207
1.94	1.25326
1.96	1.24464
1.98	1.23620
2.00	1.22792
2.02	1.21980
2.04	1.21185
2.06	1.20405
2.08	1.19639
2.10	1.18889
2.12	1.18153
2.14	1.17430
2.16	1.16721
2.18	1.16024
2.20	1.15341
2.22	1.14670
2.24	1.14010
2.26	1.13363
2.28	1.12727
2.30	1.12101
2.32	1.11487
2.34	1.10883
2.36	1.10290
2.38	1.09706

2.40	1.09132
2.42	1.08567
2.44	1.08012
2.46	1.07466
2.48	1.06929
2.50	1.06400
2.52	1.05880
2.54	1.05367
2.56	1.04863
2.58	1.04367
2.60	1.03878
2.62	1.03397
2.64	1.02923
2.66	1.02456
2.68	1.01996
2.70	1.01543
2.72	1.01097
2.74	1.00657
2.76	1.00223
2.78	0.99796
2.80	0.99375
2.82	0.98960
2.84	0.98550
2.86	0.98147
2.88	0.97749
2.90	0.97356
2.92	0.96969
2.94	0.96587
2.96	0.96211
2.98	0.95839
3.00	0.95472
3.02	0.95110
3.04	0.94753
3.06	0.94401
3.08	0.94053
3.10	0.93710
3.12	0.93371
3.14	0.93036
3.16	0.92706
3.18	0.92379
3.20	0.92057
3.22	0.91739
3.24	0.91425
3.26	0.91115
3.28	0.90808
3.30	0.90505
3.32	0.90206
3.34	0.89910

3.36	0.89618
3.38	0.89329
3.40	0.89044
3.42	0.88762
3.44	0.88484
3.46	0.88208
3.48	0.87936
3.50	0.87667
3.52	0.87401
3.54	0.87137
3.56	0.86877
3.58	0.86620
3.60	0.86366
3.62	0.86114
3.64	0.85865
3.66	0.85619
3.68	0.85376
3.70	0.85135
3.72	0.84897
3.74	0.84661
3.76	0.84428
3.78	0.84198
3.80	0.83969
3.82	0.83743
3.84	0.83520
3.86	0.83299
3.88	0.83080
3.90	0.82863
3.92	0.82649
3.94	0.82437
3.96	0.82226
3.98	0.82018
4.00	0.81813
4.02	0.81405
4.04	0.81002
4.06	0.80603
4.08	0.80208
4.10	0.79817
4.12	0.79430
4.14	0.79046
4.16	0.78666
4.18	0.78289
4.20	0.77917
4.22	0.77547
4.24	0.77182
4.26	0.76819
4.28	0.76460
4.30	0.76105

4.32	0.75752
4.34	0.75403
4.36	0.75057
4.38	0.74715
4.40	0.74375
4.42	0.74038
4.44	0.73705
4.46	0.73374
4.48	0.73047
4.50	0.72722
4.52	0.72400
4.54	0.72081
4.56	0.71765
4.58	0.71452
4.60	0.71141
4.62	0.70833
4.64	0.70528
4.66	0.70225
4.68	0.69925
4.70	0.69628
4.72	0.69333
4.74	0.69040
4.76	0.68750
4.78	0.68462
4.80	0.68177
4.82	0.67894
4.84	0.67614
4.86	0.67335
4.88	0.67059
4.90	0.66786
4.92	0.66514
4.94	0.66245
4.96	0.65978
4.98	0.65713
5.00	0.65450





شکل ۳۷، معرفی طیف به نرم افزار

رابطه محاسبه تغییر مکان هدف طبق آئین‌نامه ASCE برابر است با:

7.4.3.3 Determination of Forces, Displacements, and Deformations for NSP

7.4.3.3.1 General Requirements for NSP. For buildings with rigid diaphragms at each floor level, the target displacement, δ_t , shall be calculated in accordance with Eq. (7-28) or by an approved procedure that accounts for the nonlinear response of the building.

For buildings with nonrigid diaphragms at each floor level, diaphragm flexibility shall be explicitly included in the model. The target displacement shall be calculated as specified for rigid diaphragms, except that it shall be amplified by the ratio of the maximum displacement at any point on the roof to the displacement at the center of mass of the roof ($\delta_{\max}/\delta_{cm}$). δ_{\max} and δ_{cm} shall be based on a response spectrum analysis of a three-dimensional model of the building. The target displacement so calculated shall be no less than that displacement given by Eq. (7-28). No line of vertical seismic framing shall be evaluated for displacements smaller than the target displacement.

Alternatively, for buildings with flexible diaphragms at each floor level, a target displacement shall be calculated for each line of vertical seismic framing. The target displacement for an individual line of vertical seismic framing shall be as specified

for buildings with rigid diaphragms, except that the masses shall be assigned to each line on the basis of tributary area.

Element forces and deformations corresponding to the control node displacement equaling or exceeding the target displacement shall comply with acceptance criteria of Section 7.5.3.

7.4.3.3.2 Target Displacement for NSP. The target displacement, δ_t , at each floor level shall be calculated in accordance with Eq. (7-28) and as specified in Section 7.4.3.3.1.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

محاسبه ضریب C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی که مقدار تقریبی آن از جدول زیر قابل محاسبه می‌باشد:

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

^a Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Structures

برای سازه ۵ طبقه برابر است با:

$$C_0 = 1.4$$

محاسبه ضریب C_1 : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان های غیرارتجاعی.

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where

a = Site class factor:
 = 130 for Site Class A or B;
 = 90 for Site Class C;

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

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

$T_s = 0.7$ برای خاک نوع سه

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.410261	0.801	0	0.801	0
MODAL	Mode	2	0.423739	0.111	0	0.912	0
MODAL	Mode	3	0.217339	0.048	0	0.96	0
MODAL	Mode	4	0.135026	0.026	0	0.986	0
MODAL	Mode	5	0.101549	0.014	0	1	0

$$T_e = 1.41 \text{ Sec} > T_s = 0.7$$

$$C_1 = 1$$

محاسبه ضریب C_2 : برای اعمال اثرات $P - \Delta$ با رفتار غیرخطی مصالح، بر تغییر مکان ها می باشد.

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

$$C_2 = 1$$

محاسبه S_a :

$$B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} \quad T > T_s$$

$$B_1 = (1.75 + 1) \frac{0.7}{1.41} = 1.365$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec}$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.7} (1.41 - 0.7) + 1 = 1.15$$

$$B = B_1 N = 1.365 \times 1.15 = 1.57$$

$$S_a = ABI = 0.35 \times 1.57 \times 1 = 0.55$$

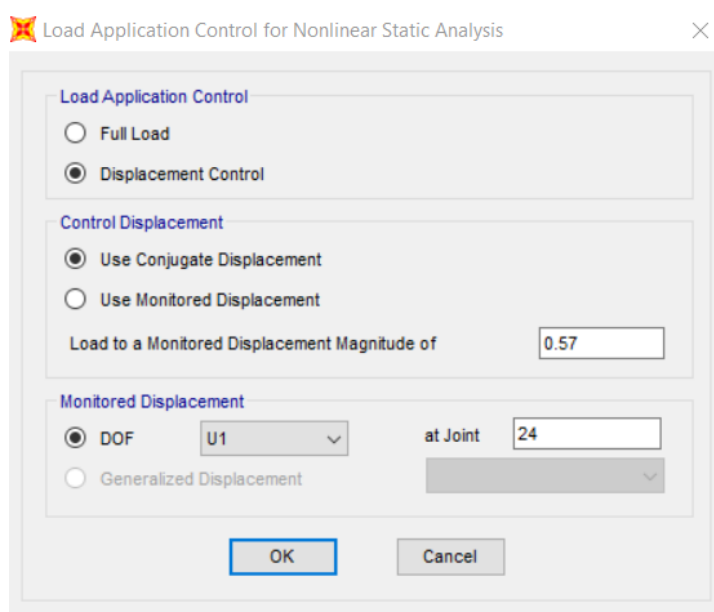
محاسبه تغییر مکان هدف:

$$\delta_t = 1.4 \times 1 \times 1 \times 0.55 \times \frac{1.41^2}{4\pi^2} \times 9.81 = 0.38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 38 \text{ cm}$$

مطابق آئین نامه بایستی مقادیر تغییر مکان هدف در مقدار ۱/۵ ضرب شوند تا رفتار اعضا لرزه‌بر پس از رسیدن به مقادیر تغییر مکان هدف پیش بینی گردد.

$$1.5\delta_t = 1.5 \times 38 = 57 \text{ cm}$$

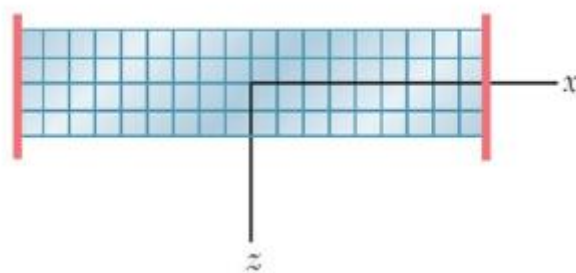


شکل ۳۸، وارد نمودن تغییر مکان هدف در نرم افزار

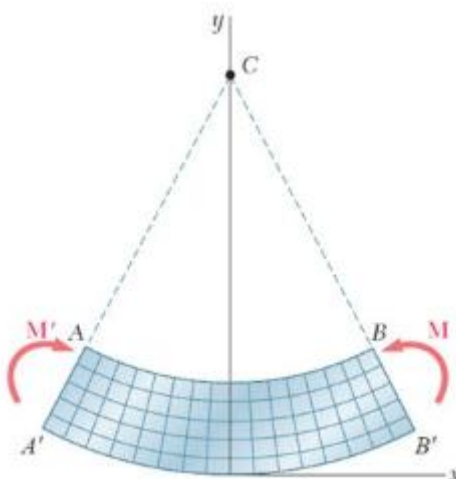
گام سوم) اختصاص رفتار غیر خطی اعضا (تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک)

مفهوم مفصل پلاستیک

تیر نشان داده شده در شکل ۳۹ را نظر بگیرید که بعد طولی آن را با استفاده از خطوط مستقیم عمود بر هم شبکه بندی کرده‌ایم. طبق اصل برنولی، زمانی که عضوی تحت اثر خمش خالص قرار می‌گیرد، زوایای بین این خطوط بعد از تغییر شکل های خمشی و ایجاد انحناء در مقطع، عمود بر یکدیگر باقی خواهند ماند (به شکل ۴۰ نگاه کنید)



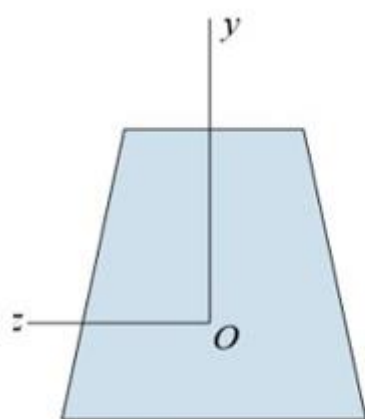
شکل ۳۹، تیر با بعد طولی تقسیم شده توسط خطوط عمود بر هم



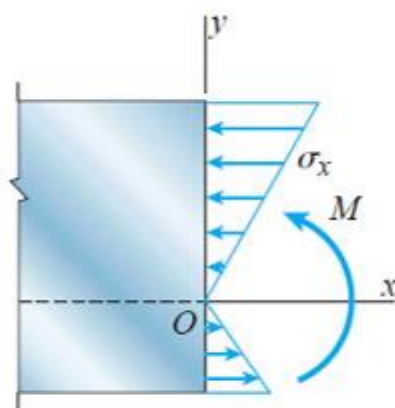
شکل ۴۰، تیر تحت خمش خالص و وضعیت تارهای مقطع بعد از تغییر شکل های خمشی

این رفتار، نشان دهنده ی خطی بودن کرنش ها در مقطع می باشد. حتی اگر مقطع، رفتاری پلاستیک از خود نشان دهد و رفتار مصالح غیرخطی باشد، اصل برنولی تا لحظه ی گسیختگی کامل مقطع نیز صادق خواهد بود.

علاوه بر این، از مقاومت مصالح می دانیم که توزیع تنش های ناشی از خمش در یک مقطع، مستقل از جنس مصالح بوده و در تارهای دور از محور خنثی مقطع، شاهد بیشترین مقدار تنش خواهیم بود و در مقابل، در نواحی نزدیک تار خنثی، مقادیر تنش ها بسیار کمتر خواهند بود (شکل ۴۱-ب). همان طور که می دانیم، مقادیر تنش در هر تار عرضی مقطع، از رابطه (۱) قابل محاسبه است:



(الف)



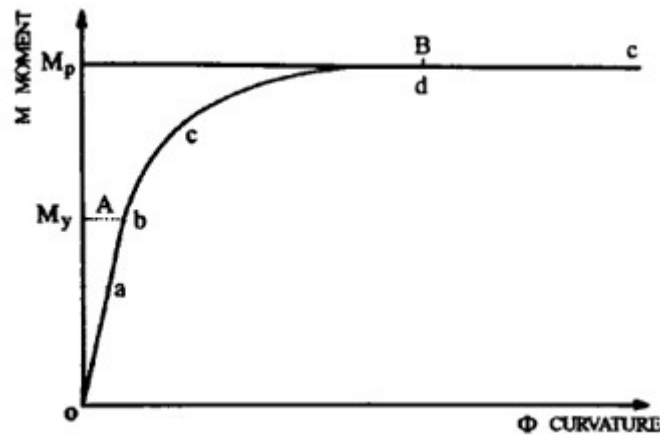
(ب)

$$\sigma_x = -\frac{My}{I}$$

(۱)

شکل ۴۱، مقطع قرار گرفته تحت خمش خالص و چگونگی توزیع تنش

در رابطه ی (۱)، مقدار لنگر خمشی اعمالی (M) و ممان اینرسی مقطع (I)، معلوم و مشخص است و مقادیر تنش، تنها به فاصله محور مورد نظر از تار خنثی مقطع، یعنی (Y) وابسته است. زمانی که تنش در هر تار مقطع، کوچک تر از مقدار تنش تسلیم مصالح باشد، مقطع به صورت الاستیک رفتار می کند.



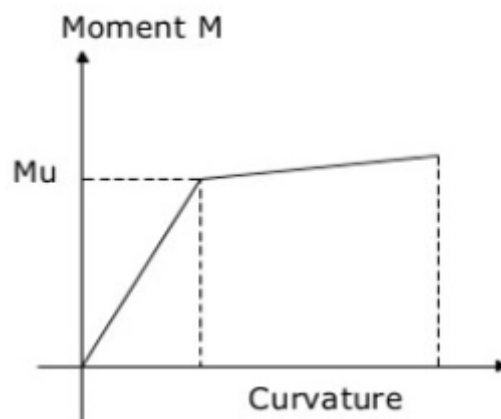
شکل ۴۲، منحنی لنگر انحنا

ساده سازی منحنی لنگر-انحناء بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰

بر اساس بند ۲-۲ پیوست دوم از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، می توان دو حالت برای تبدیل منحنی لنگر-انحناء به صورت خطی در نظر گرفت:

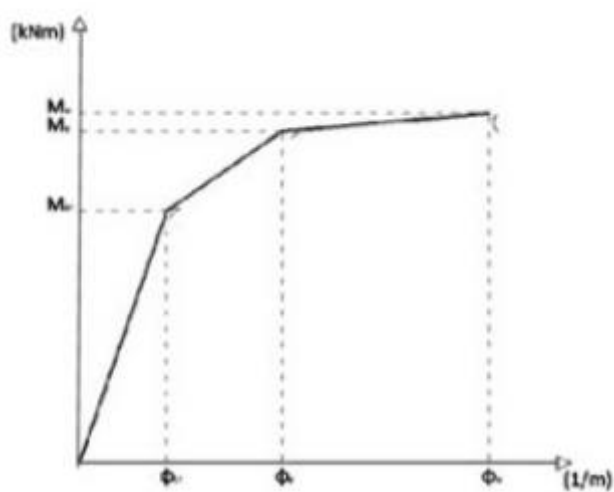
رویکرد اول بدین شکل است که نمودار لنگر-انحناء می تواند به صورت دو خط در نظر گرفته شود که خط اول بیانگر ناحیه رفتار الاستیک مقطع و خط دوم که دارای سختی و به دنبال آن شیب کمتر می باشد، مربوط به رفتار پلاستیک مقطع است. نمونه ای از منحنی دوخطی لنگر-انحناء را در شکل (۴۳) مشاهده می کنید:

قابل ذکر است که می توان با صرف نظر از قابلیت سخت شدگی مجدد فولاد، قسمت دوم منحنی را با شیب صفر (به صورت افقی) در نظر گرفت.



شکل ۴۳، منحنی لنگر-انحنای ساده شده بصورت دو خطی

در رویکرد دوم، نمودار لنگر-انحناء به صورت یک منحنی سه خطی معادل سازی می‌شود. مزیت این حالت نسبت به منحنی دوخطی، دقت بالاتر و بهتر نشان دادن مراحل مختلف کاهش سختی عضو، تحت خمش می‌باشد. شکل (۴۴)، نمونه ای از منحنی لنگر-انحناء را که به صورت سه خطی نرمال شده است، نشان می‌دهد.



شکل ۴۴، منحنی لنگر-انحنای ساده شده بصورت سه خطی

با توجه به طراحی سازه‌های بتنی و وجود آرماتور در آنها برای جبران ضعف بتن در برابر نیروهای کششی، باعث ناهمگنی مقاطع ساخته شده از بتن مسلح می‌شود که این مورد، یکی از بارزترین وجوه تمایز مقاطع بتن مسلح و فولادی است؛ چرا که مقاطع فولادی، عموماً از نظر مصالح تشکیل دهنده، دارای خاصیت همگنی (هموزن) می‌باشند. رفتار آرماتورها در بتن مسلح، به طور ویژه‌ای در رفتار کلی این نوع از مقاطع تأثیر می‌گذارد. از این رو، در این مقاله، چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک و بررسی آن در اعضای بتن مسلح و اعضای فولادی به طور جداگانه مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

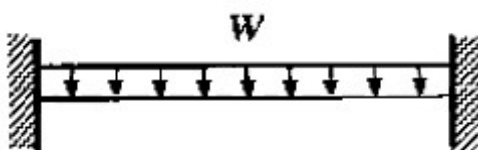
در اعضای خمشی بتن آرمه، زمانی که لنگر خمشی در یک نقطه از تیر به حد ظرفیت خمشی مقطع می‌رسد، تسلیم میلگرد های خمشی مقطع اتفاق می‌افتد. از این زمان به بعد این نقاط، مانند یک مفصل با خصوصیات توضیح داده شده در ابتدای مقاله عمل کرده و در ازای دوران بیشتر، لنگرهای مضاعف بر ظرفیت خود را به مقاطعی که تحت تنش‌های کمتری قرار دارند، انتقال می‌دهد.

تیر دوسر گیردار شکل (۴۰) که تحت اثر بار گسترده خطی قرار گرفته است، در نظر بگیرید. می‌دانیم که تحت این شرایط، نقاط دو انتهای تیر، بیشترین لنگر خمشی را تجربه می‌کنند. حال اگر این نقاط، دارای مقاومت خمشی کمتری باشند، طوریکه ابتدا آرماتورهای این دو مقطع از تیر (دو سر تیر) جاری شوند و به دنبال آن مفاصل پلاستیک، در این مقاطع تشکیل می‌شوند و سپس، فرآیند بازتوزیع لنگرها توسط مفاصل پلاستیک تشکیل شده، آغاز می‌گردد.

ممکن است با خواندن جمله پیشین این سوال برایتان پیش آمده باشد که منظور از مکانیزم شدن عضو چیست؟ برای پاسخ به این سوال بهتر است با اصطلاح «مکانیزم» یا «مکانیسم» بیشتر آشنا شویم. این لغت واژه‌ای فرانسوی است که ساده‌ترین و در عین حال، کاربردی‌ترین معادل فارسی آن به خصوص در زمینه‌ی علوم مهندسی، «طرز کار یا توصیف عملکرد یک دستگاه یا سیستم» می‌باشد. به طور مثال اگر بخواهیم مکانیزم «برف‌پاک‌کن» یک خودرو را تشریح کنیم، می‌توانیم بگوییم؛ برف‌پاک‌کن خودرو، قطعی با زاویه‌ی مشخص از دایره را با یک سرعت ثابت و در زمان مشخصی طی کرده و سپس به موقعیت اولیه خود باز می‌گردد و در صورت نیاز این عمل تکرار می‌شود. حال که با مفهوم لغوی مکانیزم آشنایی پیدا کرده‌ایم، در ادامه می‌توانیم

درک بهتری را نسبت به تبدیل یک عضو سازه‌ای (به طور مثال یک تیر) به مکانیزم پیدا کنیم. مفاصل پلاستیک در یک عضو، دائماً نیروهای بزرگتر از ظرفیت پلاستیک خودِ مقطع را به مقاطع دیگری از همان عضو انتقال می‌دهند تا زمانی که سومین مفصل پلاستیک نیز در عضو تشکیل شود. در این شرایط، به دلیل تشکیل سومین مفصل پلاستیک و معین شدن سازه، مکانیزم (عملکرد) رفتاری عضو بگونه‌ای تغییر می‌کند که با افزایش مقدار کمی در نیرو، شاهد جابجایی‌های بزرگ و ناپایداری در آن خواهیم بود. در مهندسی عمران به این حالت از عضو که عملکرد اولیه آن دچار تغییر جدی می‌شود، اصطلاحاً مکانیزم شدن عضو اطلاق می‌شود.

گفتنی است امکان بازتوزیع لنگر در یک عضو بتنی به آرایش میلگردهای تقویتی و شکل پذیری در مقاطع تحت لنگر حداکثر وابسته است. در اشکال (۴۵) تا (۴۷)، مراحل گفته شده تا تبدیل سازه (تیر) به مکانیزم، نشان داده شده است که بطور خلاصه، این مراحل عبارتند از:



شکل ۴۵، تیر تحت بارگذاری گسترده خطی

- تشکیل مفاصل پلاستیک در نزدیک تکیه گاه‌ها (به دلیل حداکثر بودن لنگر در این نقاط و ضعف مقاومت خمشی)



شکل ۴۶، تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر و شروع فرآیند باز توزیع لنگر

بازتوزیع لنگرها توسط مفاصل پلاستیک تشکیل شده و انتقال لنگرها به مقاطع دیگر از عضو

تسلیم شدن میلگردهای سومین مقطع از عضو (در بین دو مفصل پلاستیک قبلی و در حوالی وسط دهانه تیر) و تبدیل سیستم (تیر) به مکانیزم



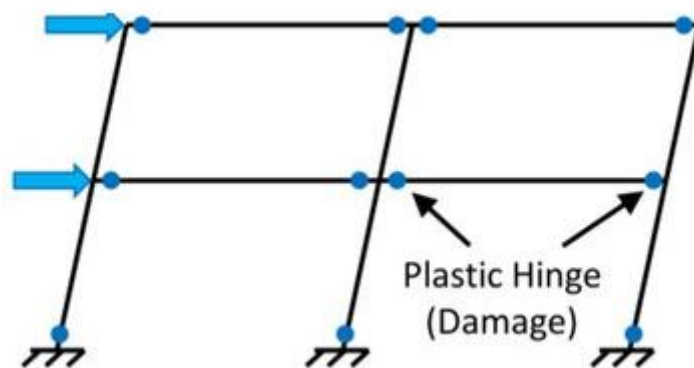
شکل ۴۷، ادامه باز توزیع لنگر و تشکیل سومین مفصل پلاستیک در وسط دهانه و ناپایداری سازه

لازم به ذکر است که اگر بخواهیم مفاصل پلاستیک، ابتدا در دو انتهای یک تیر تشکیل شود، این امر مستلزم آن است که طراحی به گونه ای صورت گیرد که مقاطع دو انتهای عضو، دارای ظرفیت خمشی کمتر و در مقابل، محل پیش‌بینی شده به منظور تشکیل سومین مفصل پلاستیک (معمولاً در وسط دهانه)، دارای ظرفیت خمشی بالاتری باشد.

مفصل پلاستیک در قاب های خمشی

قاب خمشی شکل (۴۸) را که تحت نیروی جانبی قرار گرفته است، در نظر بگیرید. در اثر اعمال بار جانبی، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در تیرها و ستون های سازه ایجاد می‌شود. با افزایش مقدار نیروی اعمالی به سازه و به تبع آن افزایش تنش ها، امکان شکل گیری مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و ستون ها وجود دارد. اما به طور کلی ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای مختلف سازه‌ای، دارای اهمیت فراوانی می‌باشد به طوریکه مهندسین تلاش می‌کنند سازه‌ها را به گونه‌ای طراحی کنند که مفاصل پلاستیک تحت نیروهای لرزه ای وارده، ابتدا در تیرها و سپس در ستون ها تشکیل شود؛ چرا که ایجاد مفصل پلاستیک در عضو، با خرابی همراه است و در صورتی که مفاصل پلاستیک در ستون ها، قبل از تیرها تشکیل شوند، مقدار خرابی های وارده به سازه بسیار شدیدتر از حالتی خواهد بود که مفاصل پلاستیک قبل از ستون ها، در تیرها شکل بگیرد. از این رو همواره سعی می‌شود که تیرها نسبت به ستون ها، ضعیف تر طراحی شده به شکلی که فلسفه ی کنترل تیر ضعیف-ستون قوی، که بند ۱۰-۳-۹-۲ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به این موضوع اختصاص داده شده است، از همین بحث نشأت گرفته است. علاوه بر اینکه کنترل های محاسباتی و نرم افزاری در تحقق این امر بسیار حائز اهمیت می باشند، اما در مقابل،

ارائه دیتیل های اجرایی، نظارت دقیق بر اجرای سازه ها منطبق بر نظر طراحان، مصالح مورد استفاده و دیگر عوامل در دستیابی به این مهم دخیل می باشند.



شکل ۴۸، قاب خمشی تحت نیروی جانبی و تشکیل مفاصل پلاستیک در ترها و ستون ها

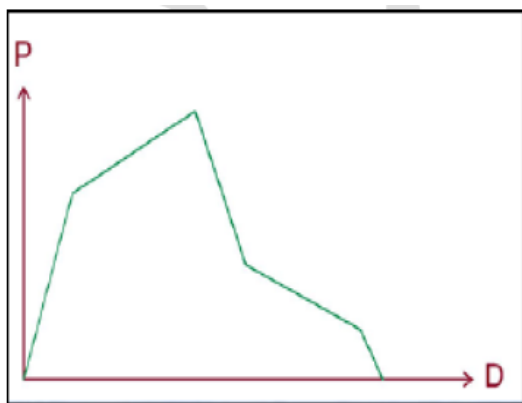
رفتار غیرخطی مصالح برای انجام یک تحلیل غیرخطی معمولاً به سه روش زیر انجام می گیرد.

(۱) روش اجزاء محدود

(۲) روش فایبر

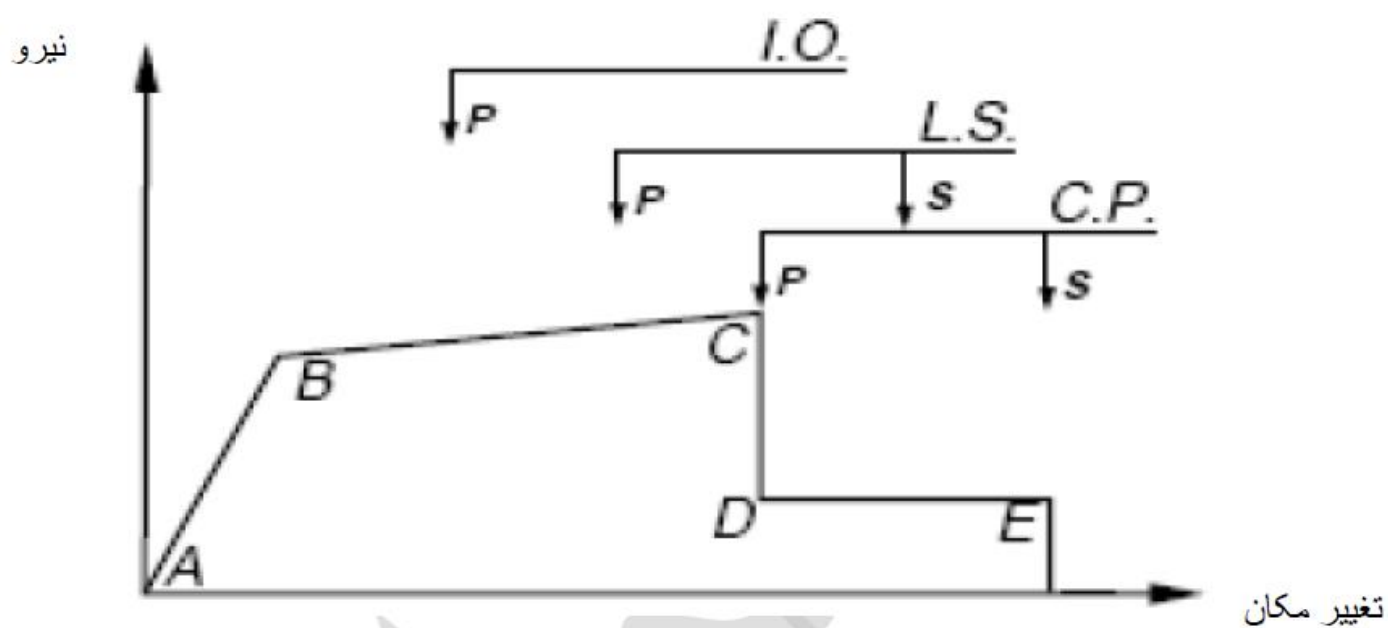
(۳) روش مفصل پلاستیک

در برنامه Sap2000 رفتار غیرخطی مصالح از طریق مفصل پلاستیک تعریف می شود. مفصل پلاستیک خاصیتی است که با اختصاص آن به عضو امکان تعریف رفتار نیرو تغییر مکانی برای عضو در نقاط مشخص – امکان پذیر می شود. رفتار مفاصل پلاستیک بر اساس اینکه عضو مورد نظر تغییر شکل کنترل هست یا نیرو کنترل، تعریف می گردد. در حالت کلی اگر لحظه شکست عضو بر اساس مقدار تغییر شکل قابل بررسی باشد، عضو تغییر شکل کنترل هست و در حالتی که لحظه شکست عضو بر اساس نیرو مشخص باشد، نیرو کنترل گفته می شود.



شکل ۴۹، رفتار نیرو - تغییر مکان المان‌ها

در حالت کلی بوسیله مفصل پلاستیک، رفتار نیرو تغییر مکان برای عضو در نقاطی که مستعد وارد شدن به مرحله غیرخطی قبل از سایر قسمت‌های عضو است، تعریف می‌گردد. نمودار نیرو تغییر مکان برای عضوهای تغییرشکل کنترل بر اساس نشریه ۳۶۰ بصورت شکل ۵۰ است.



شکل ۵۰، منحنی نیرو - تغییر مکان مفاصل پلاستیک

در نمودار فوق، نقطه B لحظه وارد شدن عضو به مرحله غیرخطی است که در این لحظه مفصل پلاستیک در عضو تشکیل می‌شود؛ نقطه C لحظه فروریزش عضو یا لحظه باربرداری از عضو است که در این مرحله عضو دیگر قادر به تحمل بار نمی‌باشد. ما بین نقطه B و نقطه C سطوح عملکرد مختلفی تعریف شده است. منظور از سطوح عملکرد، مقدار تغییر شکل (خرابی) ایجاد شده در سازه است که بر اساس معیارها و انتظاراتی که از سازه داریم، تعریف شده‌اند.

انواع سطوح عملکرد

سطوح عملکرد سازه‌ای

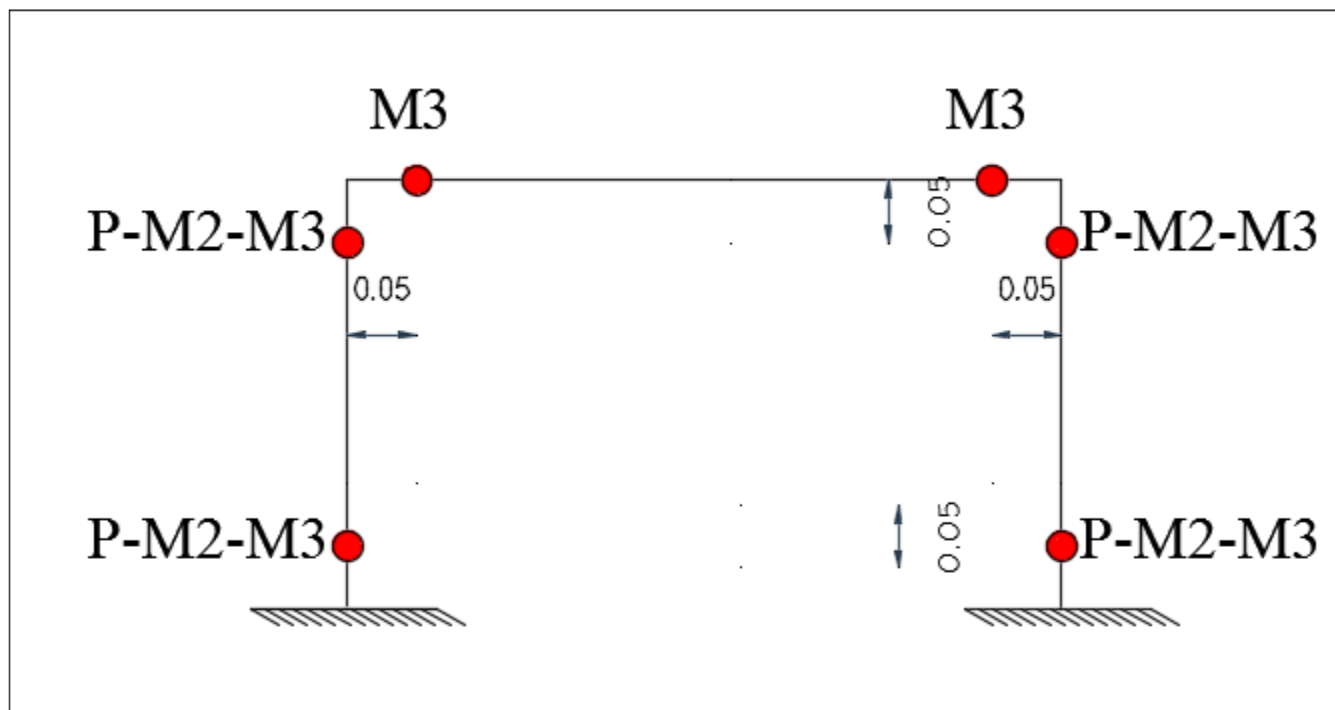
استفاده بی وقفه (Immediate Occupancy:IO): در این سطح عملکرد سازه آسیب جزئی دیده و قابل استفاده است. خرابی در این سطح عملکرد در حدی است که در بهره‌برداری سازه نمی‌تواند اختلال ایجاد نماید و بعد از زلزله قابل تعمیر است (خرابی محدود).

ایمنی جانی (Life Safety:LS): در این سطح عملکرد خرابی سازه‌های قابل توجه است ولی مقدار خسارت جانی کمتر است. در این سطح عملکرد ممکن است سازه به اندازه‌ای آسیب ببیند که بعد از زلزله قابل استفاده مجدد نباشد. خرابی در این سطح در حدی است که افراد داخل آن خسارت کمتری دیده‌اند (ایمنی جانی محدود).

آستانه فروریزش (Collapse Prevention:CP): در این سطح عملکرد خسارات سازه بسیار زیاد است اما تلفات انسانی (مرگ) کمتر است. برای این حد از خرابی سطح عملکردی تعریف نشده است. می‌توان گفت که اگر سازه در این محدوده قرار بگیرد، امکان دارد که، سازه قابلیت تعمیر مجدد نداشته باشد.

بعد از مشخص کردن سطوح عملکرد برای المان‌های سازه‌ای، نوبت به اختصاص مفاصل پلاستیک برای المان‌ها می‌رسد. در اختصاص مفاصل پلاستیک به المان‌ها، باید دقت نماییم که مفصل پلاستیک به المانی اختصاص خواهد یافت که، المان مقاوم در برابر بارهای جانبی باشد، یا نیروی جانبی زلزله در مقدار تلاش‌های داخلی آن المان تاثیرگذار باشد (المان مقاوم جانبی). از طرفی در هنگام اختصاص مفاصل پلاستیک باید مدنظر باشد که، مفاصل در نقاطی از المان باید اختصاص یابد که در آن نقطه احتمال ورود به مرحله غیرخطی بیشتر از سایر نقاط باشد؛ که این موضوع بستگی به نوع سیستم مقاوم جانبی و تلاش‌های داخلی مورد نظر دارد.

قابهای خمشی: در قاب خمشی با توجه به اینکه تیرها و ستونها المانهای مقاوم جانبی هستند، لذا مفاصل پلاستیک به تیرها و ستونها اختصاص خواهد یافت.



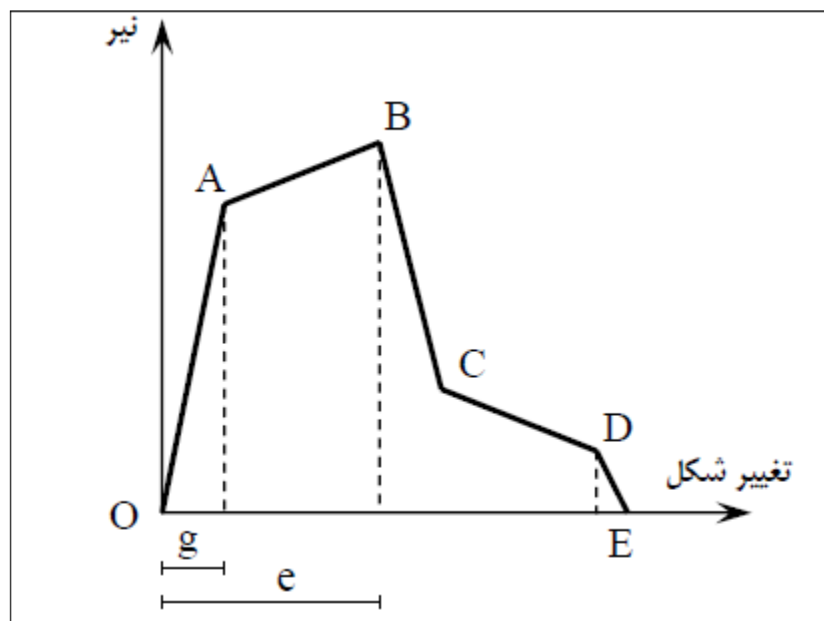
شکل ۵۱، اختصاص مفاصل پلاستیک به قاب خمشی

نکته: تشکیل مفصل پلاستیک در هر المان نشان دهنده شروع خرابی در المان است هر چقدر خرابی در المان مفصل بیشتر شود متعاقبا به همان اندازه سختی عضو کاهش خواهد یافت، بنابراین جابه‌جایی‌های جانبی سازه افزایش خواهد یافت لذا می‌توان گفت با تشکیل مفصل سختی کاهش و جابه‌جایی می‌تواند افزایش یابد.

تلاش‌های تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل

برای اختصاص مفاصل پلاستیک به المان‌های مقاوم جانبی ابتدا باید، نوع المان را از نظر نیرو کنترل و تغییرشکل کنترل تعیین نمود. برای اینکار میتوان تعاریفی که نشریه ۳۶۰ از اعضای نیرو کنترل و تغییرشکل کنترل آورده است استفاده نمود. در نشریه ۳۶۰ داریم:

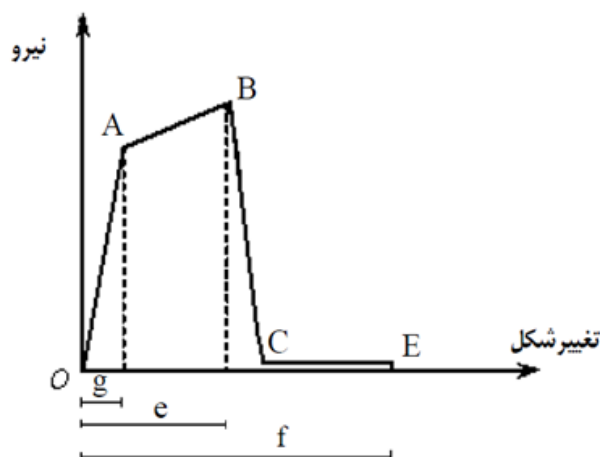
رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو تغییرشکل حاصل به صورت تغییر شکل کنترل و یا نیرو کنترل می باشد. منحنی نیرو تغییرشکل مطابق شکل‌های (۵۲) تا (۵۴) می‌تواند بیانگر رفتار شکل پذیر، نیمه شکل پذیر یا ترد باشد. در رفتار شکل پذیر، منحنی نیرو تغییرشکل مطابق شکل ۵۲ دارای چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است.



شکل ۵۲، نمودار نیرو تغییر مکان

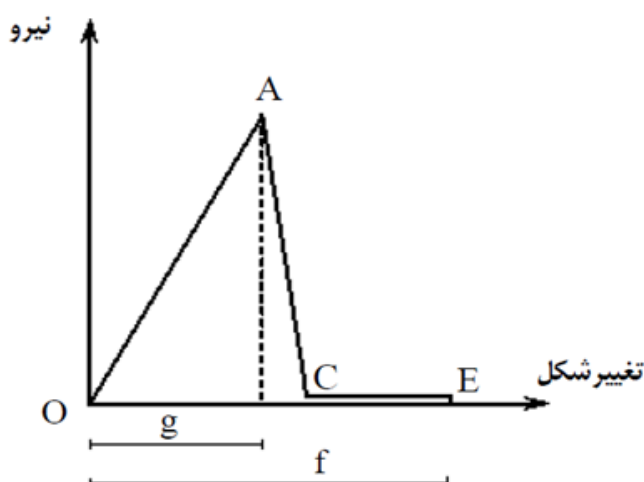
در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری با شیب مثبت یا منفی است. در قسمت سوم (شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش می‌یابد اما به طور کلی از بین نمی‌رود و در قسمت چهارم (شاخه CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم شونده است. اعضای اصلی و غیر اصلی که رفتاری مطابق شکل (۵۲) دارند تغییرشکل کنترل محسوب می‌شوند.

در رفتار نیمه شکل‌پذیر منحنی نیرو تغییر شکل مطابق شکل ۵۳ دارای سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری با شیب مثبت یا منفی است. در قسمت سوم (شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش یافته و نزدیک به صفر می‌رسد. برای آن که اعضای اصلی با رفتار فوق، تغییر شکل کنترل محسوب شوند، باید تغییر شکل نظیر آستانه کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر شکل حد خطی یا به عبارت دیگر $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد. اما اعضای غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۵۳) دارند با نسبت $\frac{f}{g}$ (شکل ۵۳) بزرگتر از ۲، تغییر شکل کنترل محسوب می‌شوند.



شکل ۵۳، منحنی رفتار جزء نیمه شکل‌پذیر

در رفتار ترد، منحنی نیرو تغییر شکل - مطابق شکل (۵۴) دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و نزدیک به صفر می‌رسد. اعضای اصلی با رفتاری مطابق شکل ۵۰ نیرو کنترل محسوب می‌شوند. اما اعضای غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۵۳) دارند با نسبت $\frac{f}{g}$ (شکل ۵۴) بزرگتر از ۲، تغییر شکل کنترل محسوب می‌شوند.




شکل ۵۴، منحنی رفتار جزء شکننده

تفاوت اعضای نیروکنترل و تغییرشکل کنترل، در مدلسازی و کنترل معیارهای پذیرش در روش‌های تحلیل خطی و غیرخطی است. نمونه‌هایی از تلاش‌های تغییرشکل کنترل و نیروکنترل در جدول زیر ارائه شده است.

نمونه‌هایی از تلاش‌های نیروکنترل و تغییرشکل کنترل

جزء	تغییرشکل کنترل	نیروکنترل
۱- قاب های خمشی		
تیر ها	لنگر خمشی (M)	برش (V)
ستون ها	---	نیروی محوری (P) و برش (V)
اتصالات	---	برش (V)
۲- دیوار های برشی	لنگر خمشی (M) و برش (V)	نیروی محوری (P)
۳- قاب های مهاربندی شده		
مهاربند ها	نیروی محوری (P)	---
تیر ها	---	نیروی محوری (P)
ستون ها	---	نیروی محوری (P)
۴- اجزای اتصالات	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) ^۲	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)
۵- دیافراگم ها	لنگر خمشی (M) و برش (V) ^۲	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)

✓ برای تیرها و ستون‌های بتنی در نرم افزار SAP2000 می‌توان از حالت اتوماتیک برای اختصاص مفاصل پلاستیک استفاده کرد که به شکل زیر آنها را اختصاص داده‌ایم.

 Auto Hinge Assignment Data ✕

Auto Hinge Type
 From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
 Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i


Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

V Value From
☒ Case/Combo UDCON2
☐ User Value V2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

 Assign Frame Hinges ✕

Frame Hinge Assignment Data


Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.95
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3

Options
☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 15
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 0

شکل ۵۵، اختصاص مفصل پلاستیک اتوماتیک تیرها

 Auto Hinge Assignment Data ✕

Auto Hinge Type
 From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
 Table 10-8 (Concrete Columns)


Degree of Freedom
☐ M2 ☐ P-M2 ☐ Parametric P-M2-M3
☐ M3 ☒ P-M3
☐ M2-M3 ☐ P-M2-M3

P and V Values From
☒ Case/Combo UDCON2
☐ User Value
 V2 V3

Concrete Column Failure Condition
☐ Condition i - Flexure ☐ Condition iv - Development
☒ Condition ii - Flexure/Shear
☐ Condition iii - Shear

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

 Assign Frame Hinges ✕

Frame Hinge Assignment Data

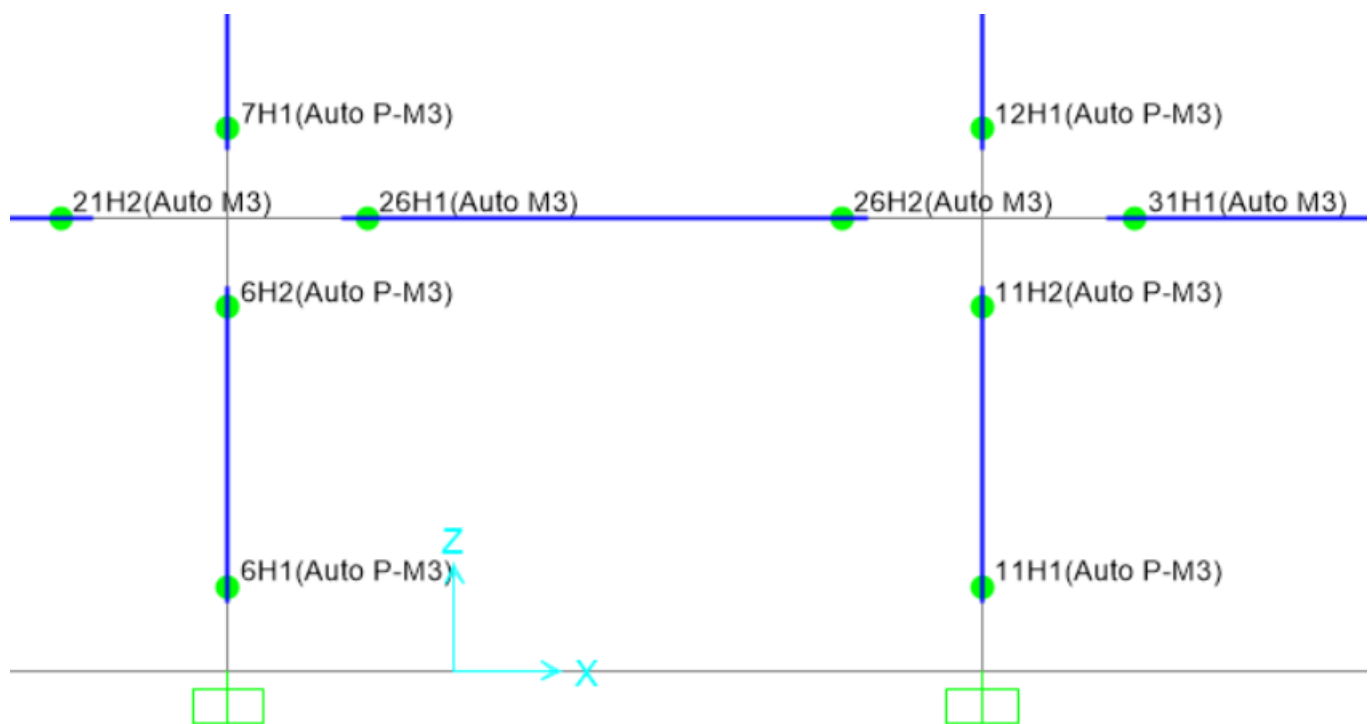
Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.95
Auto P-M3	0.05
Auto P-M3	0.95

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
 DOF: P-M3

Options
☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 20
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 0

شکل ۵۶، اختصاص مفصل پلاستیک اتوماتیک ستون‌ها



شکل ۵۷، مفاصل پلاستیک اختصاص یافته قاب خمشی

گام چهارم) تعریف الگوهای بارگذاری

الف) الگوهای بار ثقلی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود:


$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (۱-۳)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۳)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده‌ی موثر براساس استاندارد ۵۱۹ می‌باشد.

$$G_1 = 1.1[Dead + 0.25Live] = 1.1Dead + 0.275Live$$

$$G_2 = 0.9Dead$$

 Load Case Data - Nonlinear Static ×

Load Case Name

QG1 Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Static Design...

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case ▼

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL ▼

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern ▼	DEAD ▼	1.1
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	Live	0.275

Add Modify Delete

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

☐ None

☒ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

W ▼

Other Parameters

Load Application Full Load Modify/Show...

Results Saved Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters Default Modify/Show...

OK Cancel

شکل ۵۸، الگوی بار ثقلی QG1

Load Case Name

QG2

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Static

Design...

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	0.9
Load Pattern	DEAD	0.9

Add

Modify

Delete

Other Parameters

Load Application

Full Load

Modify/Show...

Results Saved

Final State Only

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

Default

Modify/Show...

Analysis Type

☐ Linear
 ☒ Nonlinear
 ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

☐ None
 ☒ P-Delta
 ☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

W

OK

Cancel

شکل ۵۹، الگوی بار ثقیلی QG2

ب) الگوهای بار یکنواخت

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: UniformX-QG1 Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case QG1

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1.
Accel	UX	-1.

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application: Displ Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

☐ None

☒ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: W

OK Cancel

شکل ۵۹، الگوی بار یکنواخت وابسته به QG1 (UniformX-QG1)

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of 0.57

Monitored Displacement

☒ DOF U1 at Joint 24

☐ Generalized Displacement

OK Cancel

شکل ۶۰، وارد نمودن تغییر مکان هدف و نقطه نزدیک مرکز جرم بام

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: UniformX-QG2 Set Def Name Modify/Show...

Notes

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case QG2

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1.
Accel	UX	-1.

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application: Displ Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

شکل ۶۱، الگوی بار یکنواخت وابسته به QG2 (UniformX-QG2)

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of 0.57

Monitored Displacement

☒ DOF U1 at Joint 24

☐ Generalized Displacement

OK Cancel

شکل ۶۲، وارد نمودن تغییر مکان هدف و نقطه نزدیک مرکز جرم بام

ب) الگوهای بار وابسته به مود نوسان

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: ModeX-QG1 Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case QG1

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1.
Mode	1	-1.

Add Modify Delete

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

☐ None

☒ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

W

Other Parameters

Load Application: Displ Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

شکل ۶۳، الگوی بار مود نوسان وابسته به QG1 (ModeX-QG1)

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of 0.57

Monitored Displacement

☒ DOF U1 at Joint 24

☐ Generalized Displacement

OK Cancel

شکل ۶۴، وارد نمودن تغییر مکان هدف و نقطه نزدیک مرکز جرم بام

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: ModeX-QG2 Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case QG2

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1.
Mode	1	-1.

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application: Displ Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

☐ None

☒ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: W

OK Cancel

شکل ۶۵، الگوی بار مود نوسان وابسته به QG2 (ModeX-QG2)

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of 0.57

Monitored Displacement

☒ DOF U1 at Joint 24

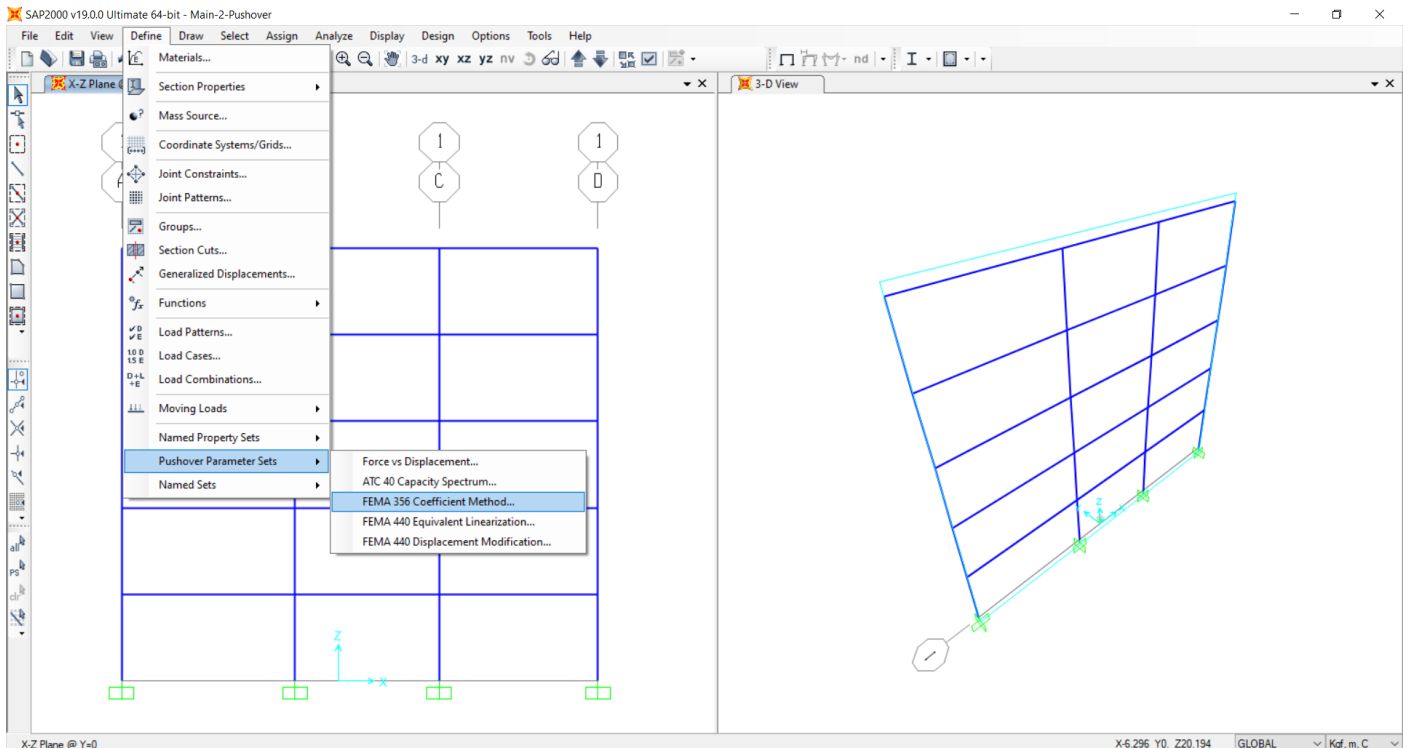
☐ Generalized Displacement

OK Cancel


شکل ۶۶، وارد نمودن تغییر مکان هدف و نقطه نزدیک مرکز جرم بام

گام پنجم) تنظیمات لازم قبل از تحلیل

معرفی پارامترهای پوش آور طبق آئین نامه FEMA 356



شکل ۶۷، تنظیم پارامترهای پوش آور

 Parameters For FEMA 356 Coefficient Method
 ×

Pushover Parameters Name

Name

Units

Kgf, m, C
 ▼

Demand Spectrum Definition

Effective Viscous Damping (0 < Damp < 1)

☒ Defined Function

▼

Scale Factor

Characteristic Period of Resp Spec, Ts

☐ FEMA 356 General Response Spectrum

Mapped SpectralAccel at Short Period, Ss

Mapped SpectralAccel at 1 Sec Period, S1

Site Class

Selected Coefficients

☒ User Value for C2

☐ User Value for C3

☐ User Value for Cm

Items Visible On Plot

☒ Show Capacity Curve

Color

☒ Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve

Color

Reset Default Colors

Update Plot
Set Axis Labels and Range...

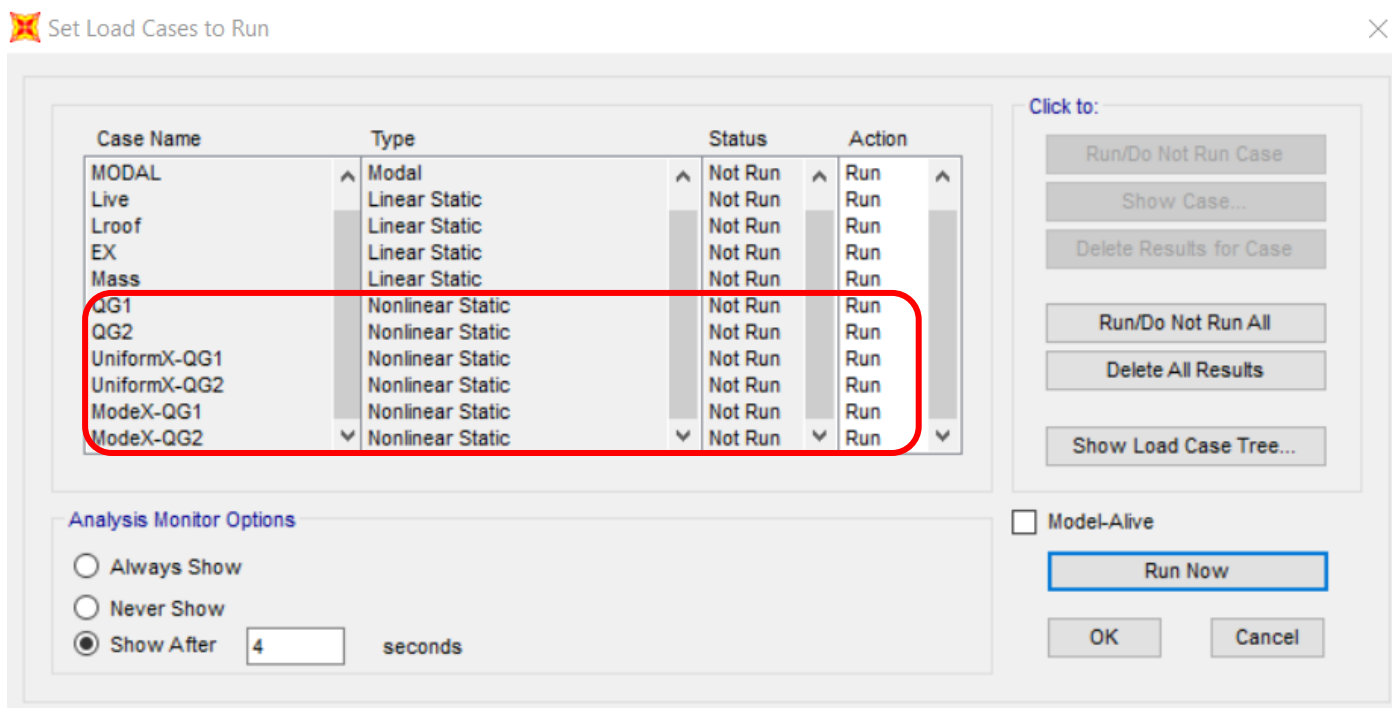
OK

Cancel

شکل ۶۸، مشخص نمودن طیف طراحی و مشخصات نوع خاک

$$Scale\ Factor = A_g = 0.35 \times 9.81 = 3.4335$$

گام ششم) تحلیل سازه و برداشت سختی موثر از خروجی نرم افزار و اصلاح تغییر مکان هدف



شکل ۶۹، تحلیل سازه

File

Static Nonlinear Case

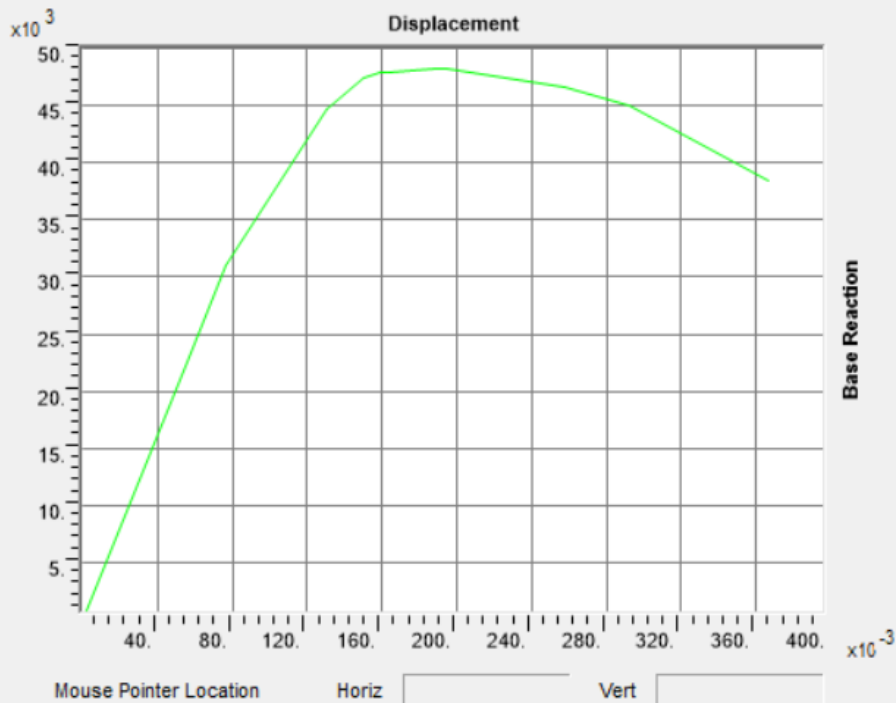
UniformX-QG1

Plot Type

Resultant Base Shear vs Monitored Displacement

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

VDPO1

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

OK

Cancel

شکل ۷۰، نمودار پوش آور تحت بار UniformX-QG1

File

Static Nonlinear Case

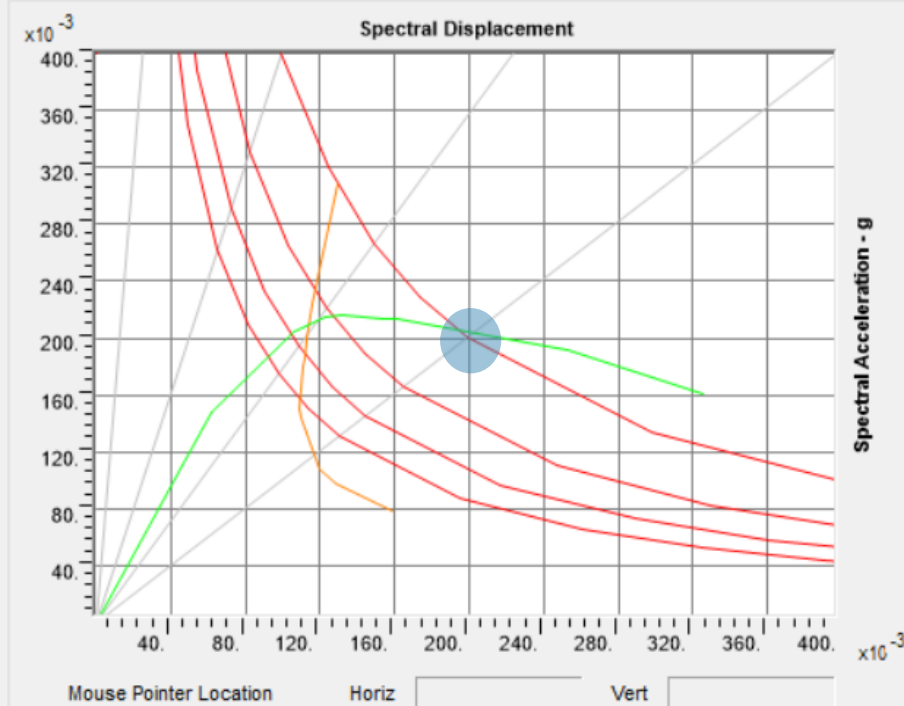
UniformX-QG1

Plot Type

ATC-40 Capacity Spectrum

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

A40PO1

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Performance Point (V, D)

(46073.626 , 0.141)

Performance Point (Sa, Sd)

(0.21 , 0.114)

Performance Point (Teff, Beff)

(1.479 , 0.123)

OK

Cancel

شکل ۷۱، پیدا کردن نقطه پرفورمنس از تقاطع دیماند و ظرفیت

✓ همانطور که مشخص است نقطه پرفورمنس تغییر مکان هدف را نشان می‌دهد که این عدد برابر ۰/۲۱ متر یا همان ۲۱ سانتیمتر ثبت گردیده است که با تغییر مکان هدف محاسبه شده ما اختلافی دارد که این اختلاف به این دلیل ایجاد شده است که ما در هنگام محاسبه تغییر مکان هدف مقدار زمان تناوب موثر را برابر زمان تناوب تحلیلی سازه اختیار کردیم در حالیکه زمان تناوب موثر بایستی محاسبه گردیده و اعمال گردد که این کار با دو خطی کردن نمودار پوش قابل انجام بوده و با انجام این کار اختلاف تغییر مکان هدف محاسبه شده در دو روش کمتر خواهد شد که در ادامه قصد داریم با اصلاح تغییر مکان هدف این اختلاف را مشاهده نمائیم.

File

Static Nonlinear Case

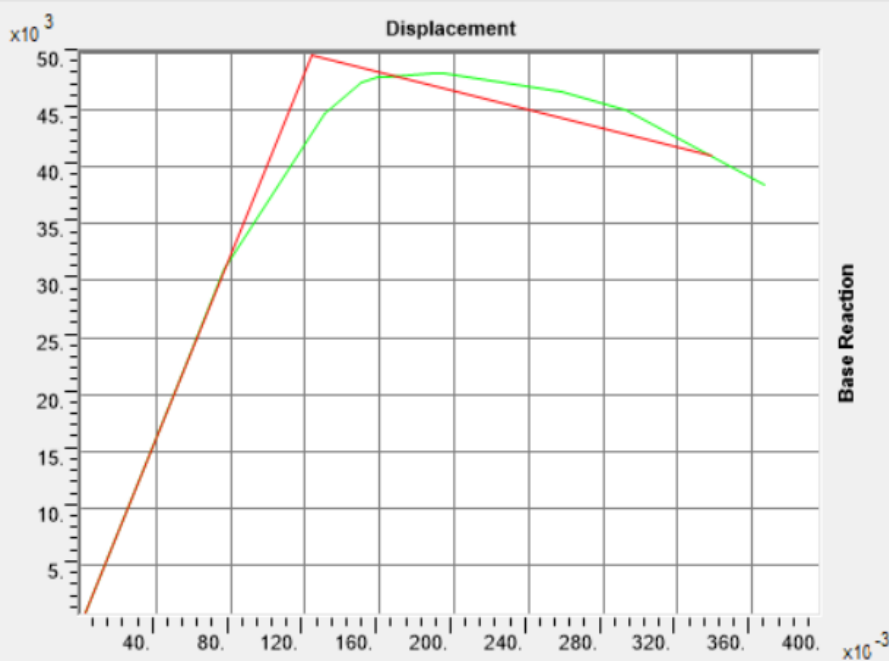
UniformX-QG1

Plot Type

FEMA 356 Coefficient Method

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

III-A=0.35

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(40929.206 , 0.338)

Base Reaction

Mouse Pointer Location

Horiz


Vert

Show Calculated Values...

OK

Cancel

شکل ۷۲، نمودار دوطبقی پوش سازه تحت بار UniformX-QG1


Calculated Items
×

Edit

Units
Kgf, m, C

Item	Value
C0	1.1356
C1	1.
C2	1.
C3	1.227
Sa	0.5852
Te	1.2976
Ti	1.2976
Ki	402564.4
Ke	402564.4
Alpha	-0.1027
R	3.0184
Vy	49790.5
Weight	256793.1
Cm	1.

Done

شکل ۷۳، برداشت زمان تناوب اصلی (T_e)

$$T_e = 1.2976 \text{ Sec}$$

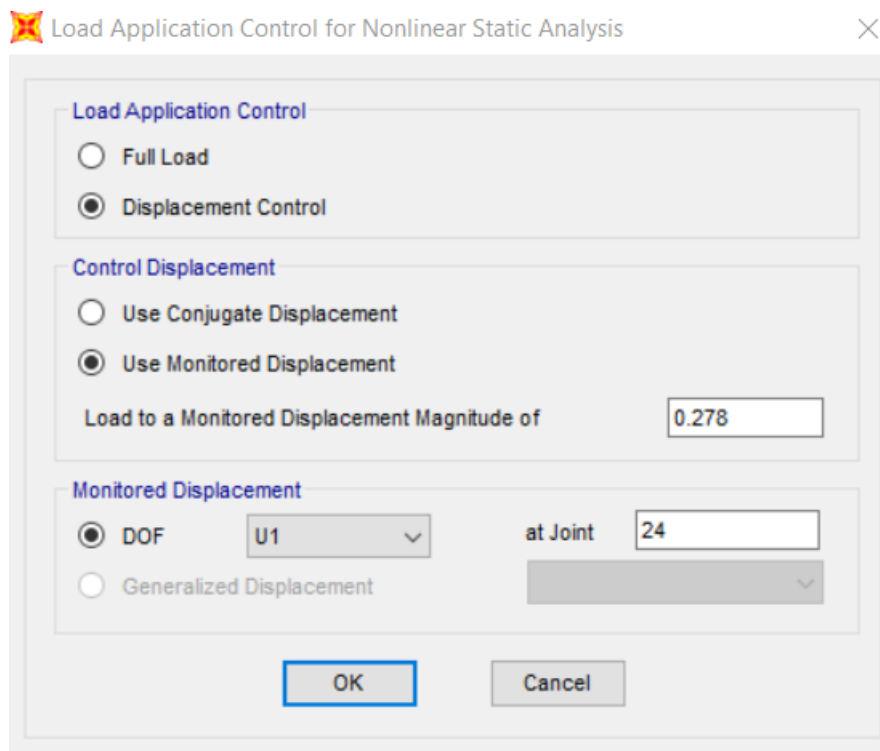
$$S_a = 0.5852$$

$$C_0 = 1.1356$$

$$\delta_t = 1.1356 \times 1 \times 1 \times 0.5852 \times \frac{1.2976^2}{4\pi^2} \times 9.81 = 0.278 \text{ m} = 27.8 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 27.8 \text{ cm}$$

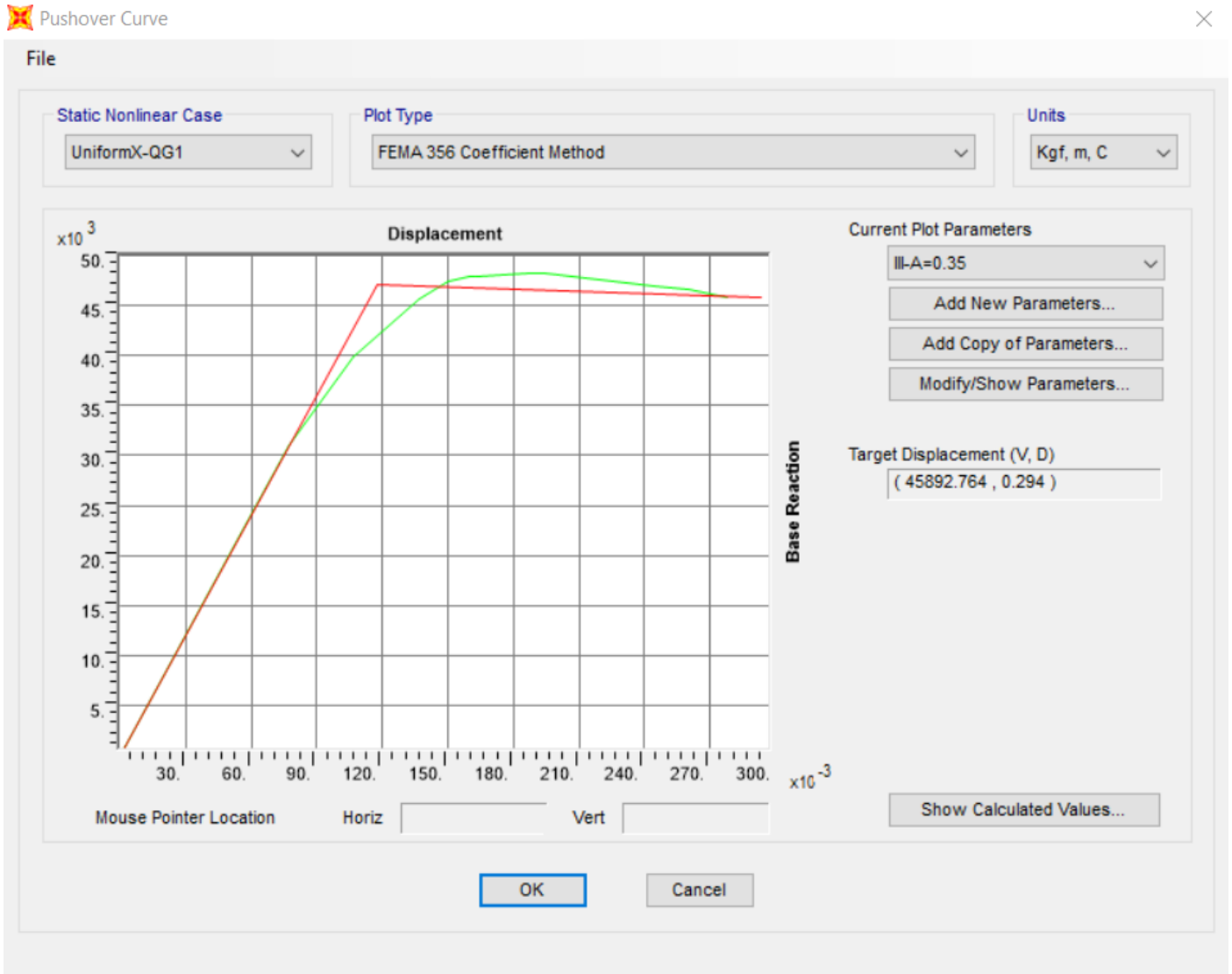
✓ مشاهده می‌شود اختلاف به مقدار زیادی کاهش یافته و با این محاسبات اختلافی در حدود ۷ سانتیمتر مابین دو روش مشاهده می‌شود که دلیل بعدی در ایجاد این اختلاف تنظیمات پارامترهای مورد نیاز برای به دست آوردن طیف طراحی و نمودار ظرفیت می‌باشد که به دلیل اختلاف ساختگاه‌ها در این دو روش تغییر مکان محاسبه شده دارای اختلاف خواهد بود.



شکل ۷۴، اصلاح تغییر مکان هدف در الگوهای بارگذاری

گام هفتم) تحلیل نهایی و کنترل خروجی های لازم (کنترل نمودار پوش، تشکیل مفاصل پلاستیک)

کنترل نمودار پوش آور



شکل ۷۵، نمودار پوش آور تحت بار UniformX-QG1

File

Static Nonlinear Case

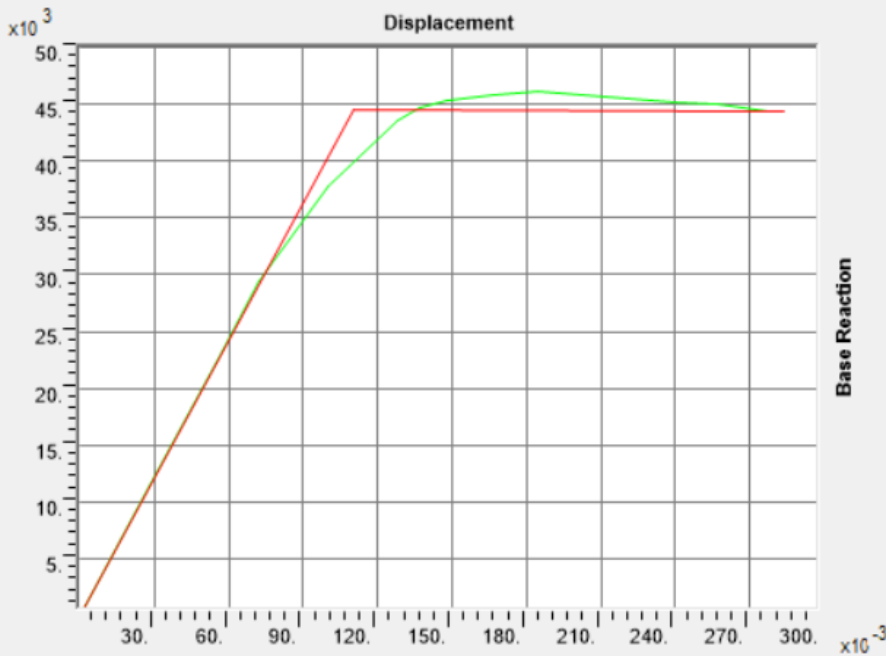
UniformX-QG2

Plot Type

FEMA 356 Coefficient Method

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

III-A=0.35

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(44398.258 , 0.284)

Mouse Pointer Location

Horiz

Vert

Show Calculated Values...

OK

Cancel

شکل ۷۶، نمودار پوش آور تحت بار UniformX-QG2

File

Static Nonlinear Case

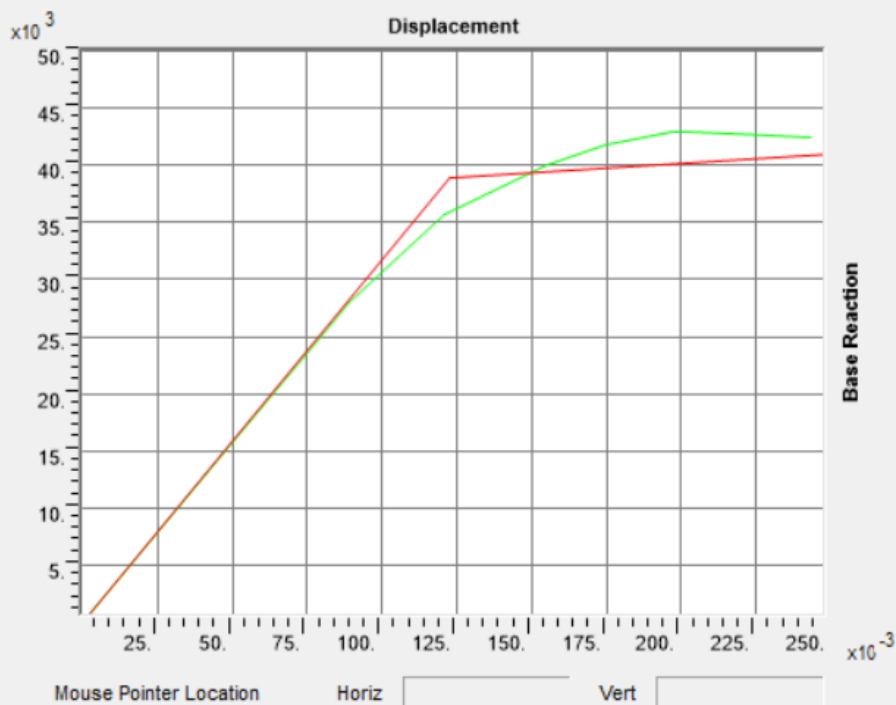
ModeX-QG1

Plot Type

FEMA 356 Coefficient Method

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

III-A=0.35

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(42404.948 , 0.339)

Show Calculated Values...

OK

Cancel

شکل ۷۷، نمودار پوش آور تحت بار ModeX-QG1

File

Static Nonlinear Case

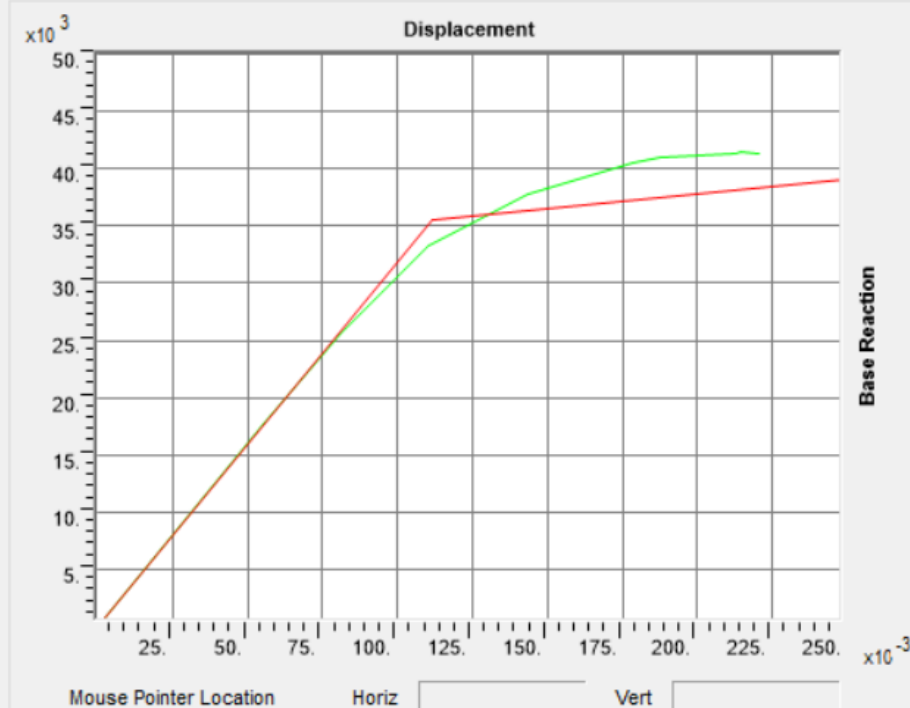
ModeX-QG2

Plot Type

FEMA 356 Coefficient Method

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

III-A=0.35

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(41344.238 , 0.337)

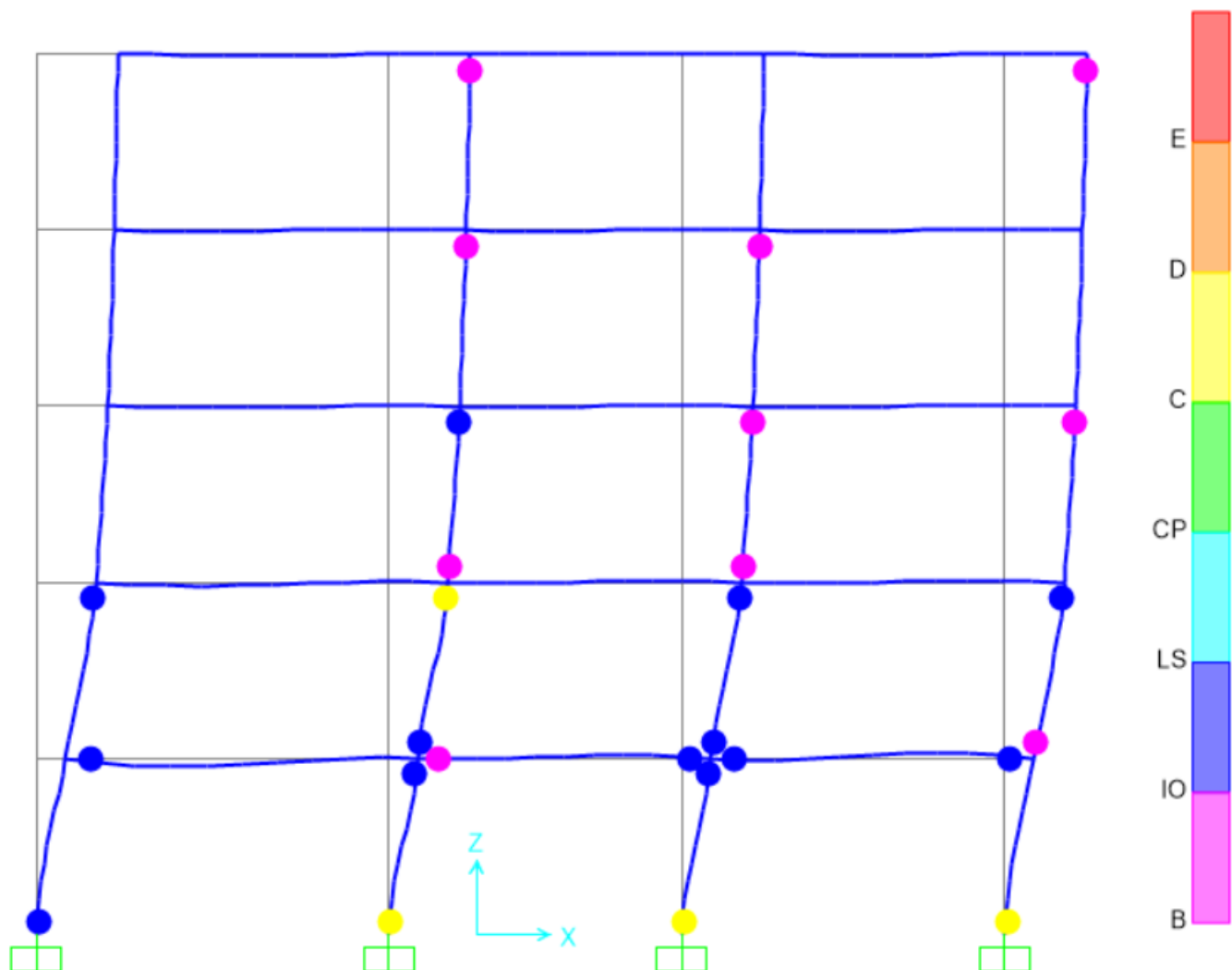
Show Calculated Values...

OK

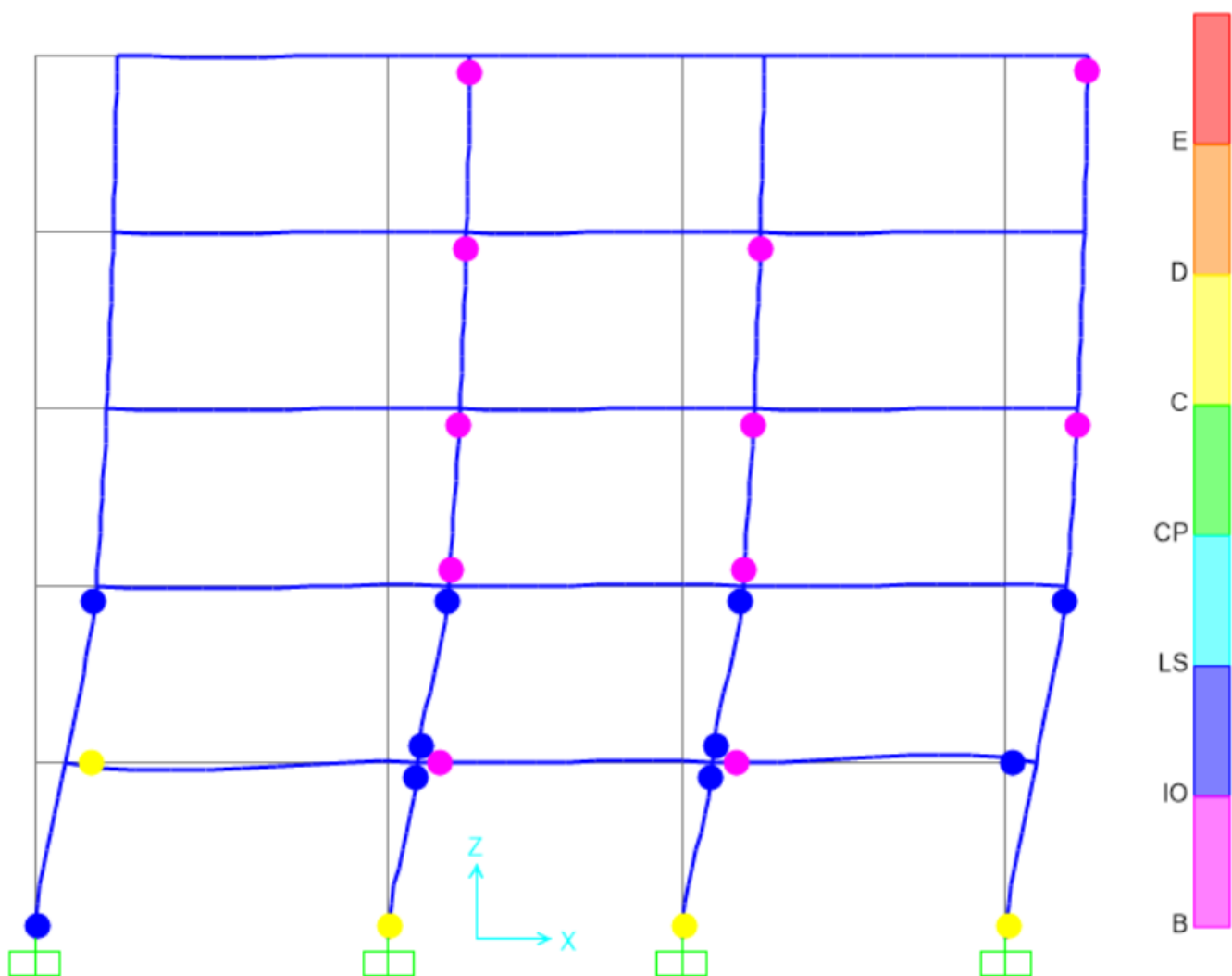
Cancel

شکل ۷۸، نمودار پوش آور تحت بار ModeX-QG2

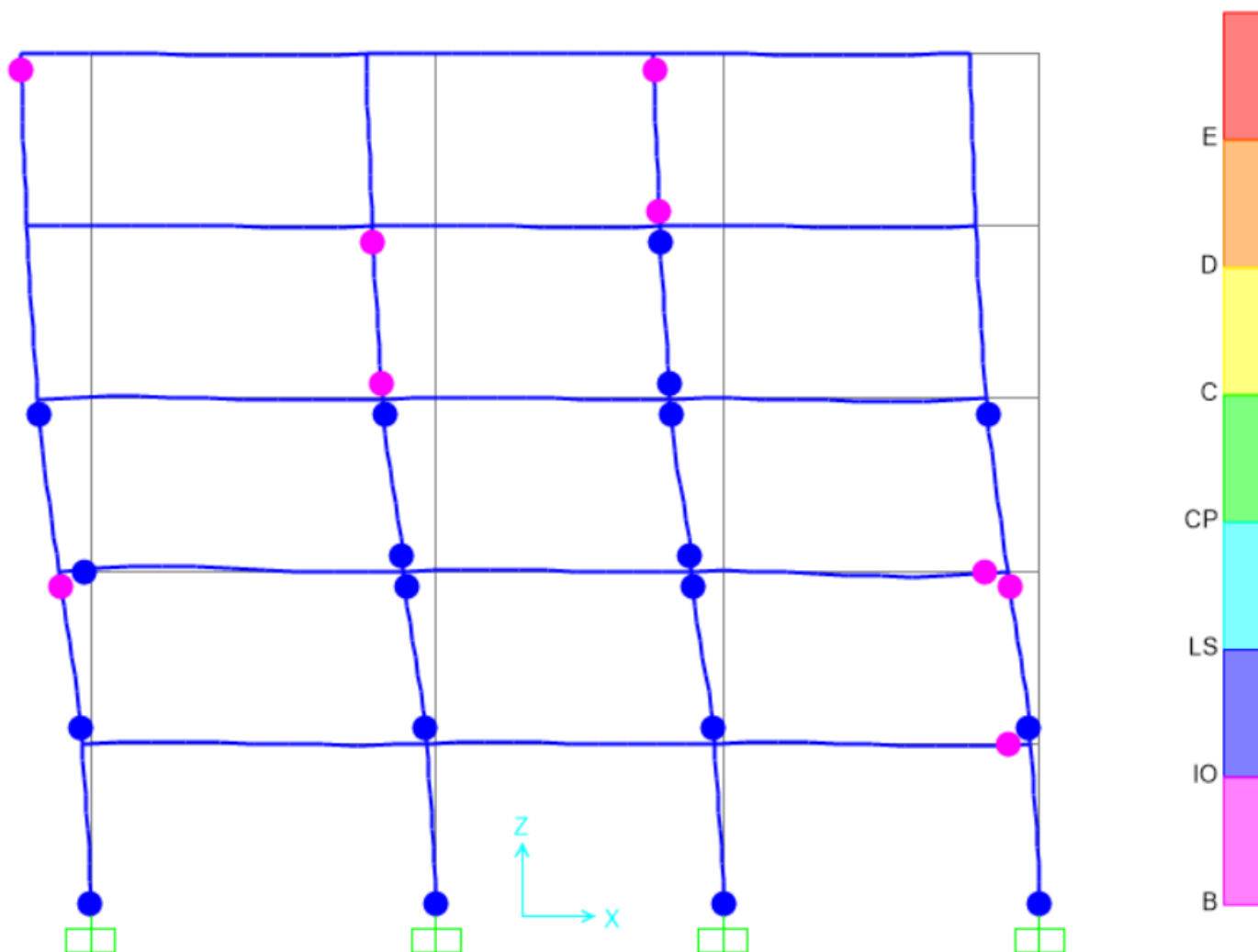
✓ مطابق نمودارها مشاهده می‌شود عمده رفتار سازه در مرحله خطی بوده و در مرحله غیرخطی دوام کمتری داشته و احتمالاً در مرحله تشکیل مفاصل مشاهده خواهیم کرد که سازه نیاز به مقاومسازی خواهد داشت.



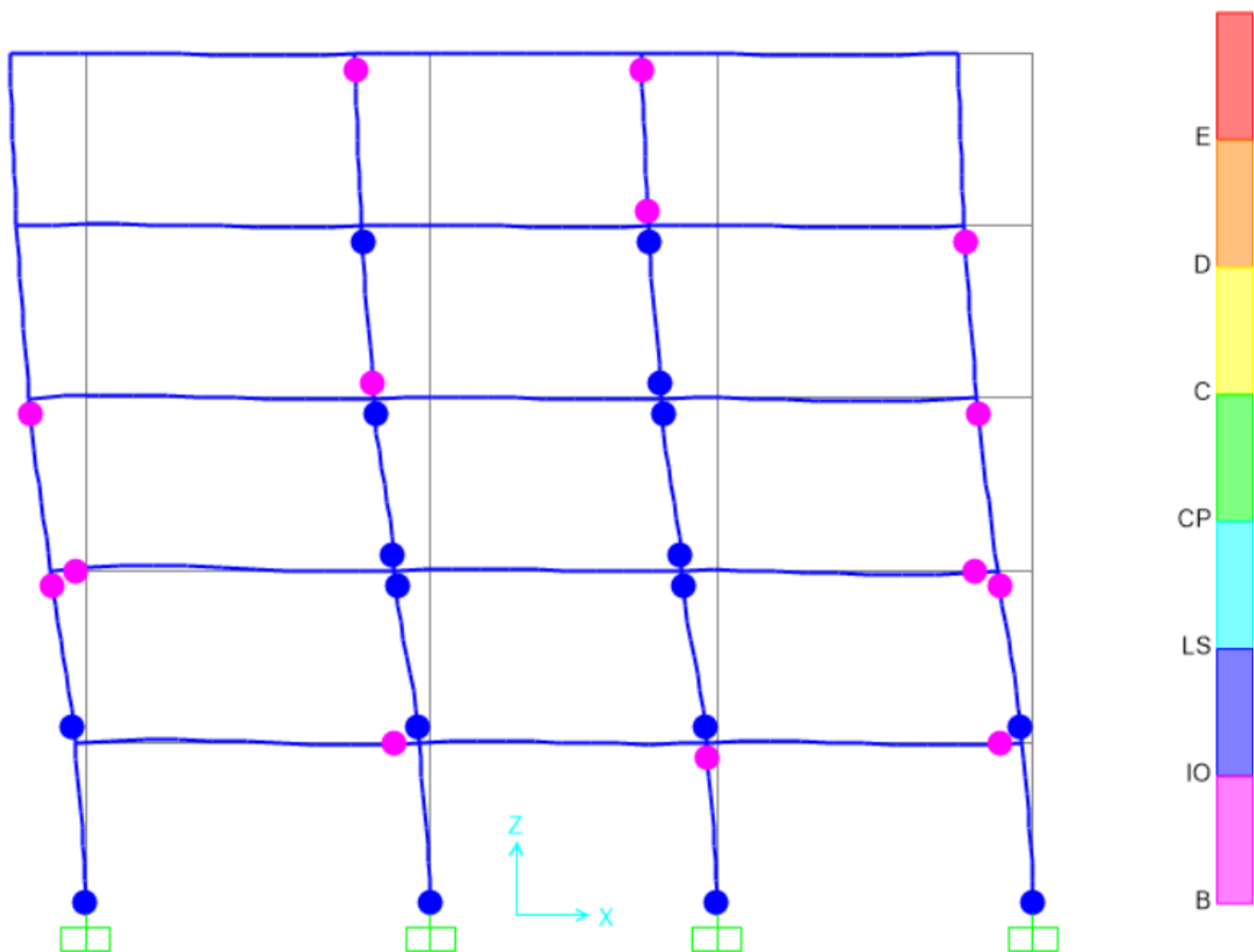
شکل ۷۹، تشکیل مفاصل پلاستیک گام آخر تحت بار UniformX-QG1



شکل ۸۰، تشکیل مفاصل پلاستیک گام آخر تحت بار UniformX-QG2



شکل ۸۱، تشکیل مفاصل پلاستیک گام آخر تحت بار ModeX-QG1



شکل ۸۲، تشکیل مفاصل پلاستیک گام آخر تحت بار ModeX-QG2

✓ بحرانی ترین حالت در بین بارها، الگوی بار UniformX-QG1 می باشد که سطح عملکرد مورد انتظار سازه ما یعنی ایمنی جانی (LS) را برآورده ننموده و جوابگو نمی باشد لذا بدین سبب بایستی سازه مقاومسازی شده و رفتار سازه مورد بررسی قرار گیرد.

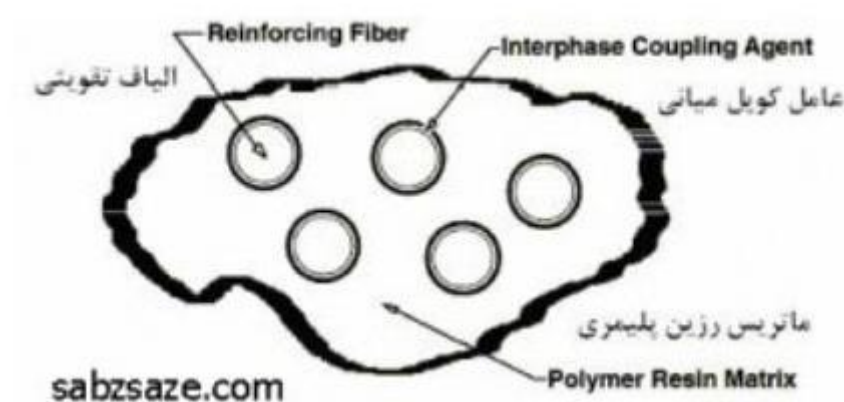
بطور کلی مقاوم سازی سازه های بتنی موجود یا مرمت آنها به منظور تحمل بارهای مضاعف طراحی، بهبود نارسایی های ناشی از فرسایش، افزایش شکل پذیری سازه یا سایر موارد با استفاده از مصالح مناسب و شیوه های اجرایی صحیح بطور متعارف انجام می گردد.

استفاده از مواد مرکب ساخته شده از الیاف در محیط رزین پلیمری به عنوان پلیمرهای مسلح شده با الیاف FRP – Fiber Reinforced Polymers به عنوان یک ضرورت در جایگزینی مصالح سنتی و شیوه های موجود معرفی شده است.

سیستم FRP بدین صورت تعریف می شود که الیاف و رزین ها برای ساخت چند لایه مرکب مورد استفاده قرار می گیرند، به نحوی که رزین های مصرفی به منظور چسباندن چند لایه مرکب به سطح بتن زیرین و پوشش ها به منظور محافظت مصالح ترکیب شده استفاده می شوند.

استفاده از FRP به دلیل وزن کم، سرعت اجرای بالا، مقاومت بالا و عدم ایجاد محدودیت معماری به خصوص در ساختمان های بتنی توجیه پذیر می باشد.

FRP چیست ؟



سیستم تقویتی FRP (فیبرهای پلیمری تقویت شده) یکی از مصالح کامپوزیت متشکل از دو بخش فیبر یا الیاف تقویتی است که به وسیله یک ماتریس رزین از جنس پلیمر احاطه شده است.

فیبرهای FRP به روش پلی اکریلونیتریل (PAN) ساخته می شوند و میلگردها و پروفیل ها به روش پالتروژن (Pultrusion) تولید می گردند که در این روش دسته های الیاف پس از آغشته شدن در رزین پس از عبور از یک قالب در کنار هم قرار گرفته و یک پروفیل دارای مقطع ثابت منشوری را به وجود می آورند.

محصولات پلیمری مورد استفاده در سازه ها به شکل ورق های FRP ، میلگردهای FRP ، مش های FRP و پروفیل های FRP وجود دارد که از این محصولات برای ساخت و تقویت سازه ها استفاده می شود.

نقش ماتریس در: FRP

انتقال برش از فیبر تقویتی به ماده مجاور

محافظت از فیبر در شرایط محیطی

جلوگیری از خسارات مکانیکی وارد بر الیاف

کنترل کمانش موضعی الیاف تحت فشار

انواع FRP بر اساس فیبر تشکیل دهنده ی آنها:

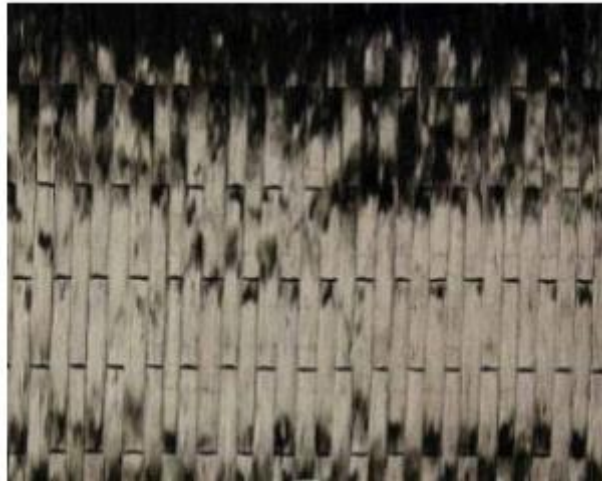
CFRP با الیافی از جنس کربن

GFRP با الیافی از جنس شیشه

AFRP با الیافی از جنس آرامید

BFRP با الیافی از جنس بازالت

CFRP Carbon



Glass FRP



Aramid FRP



basalt FRP



موارد کاربرد FRP

از FRP در تقویت ستون ها، تیرها، دال ها، اتصالات، دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای آجری، پایه و عرشه پل ها و ... می توان استفاده نمود.

تکنیک مقاوم سازی ستون های مسلح بتنی با استفاده از کامپوزیت های FRP به طور گسترده ای به جای پوشش نمودن به وسیله فولاد (Steel Jacketing) مورد کاربرد قرار گرفته است. در مقایسه با استفاده از تنگ ها و مارپیچ فولادی،

تکنیک محصور سازی با استفاده از FRP قابلیت این را دارد که محصور شدگی را به صورت پیوسته برای تمام مقطع عرضی ستون تامین کنند.

همچنین این مواد دارای خواص ذاتی مطلوبی (نسبت زیاد مقاومت به وزن و مقاومت بالا در برابر خوردگی و خنثی بودن الکترو مغناطیسی) هستند به گونه ای که می توان در مقاوم سازی یا بازسازی اعضای بتنی به طور موفقیت آمیزی از آنها بهره گرفت.

FRP می تواند در تیرها و دال های بتنی به عنوان جایگزین تمام یا بخشی از میلگرد کششی مورد نیاز بکار رود. همچنین FRP در اتصالات بتنی می تواند استفاده گردد و شکل پذیری اتصال را افزایش دهد (تقریباً هیچ روش دیگری نمی تواند چنین تاثیری داشته باشد). از FRP در تقویت دیوارهای برشی نیز استفاده می گردد.

FRP می تواند شکل پذیری دیوارهای بنایی را افزایش داده و آنها را مهار نماید.

بر طبق گزارش اداره فدرال بزرگراه های آمریکا هنگام بررسی پل ها از نظر سازه ای به دلیل پوشش کم بتن، طراحی ضعیف، عدم مهارت کافی هنگام اجرا و سایر عوامل همانند شرایط آب و هوایی، سبب ایجاد ترک در بتن و خوردگی آرماتورهای فولادی شده است. که پس از سال ها مطالعه بر روی خوردگی، FRP به عنوان یک جایگزین مناسب برای آرماتورهای فولادی کششی در بتن پیشنهاد شد.

از این مواد به جای آرماتورهای فولادی یا کابل های پیش تنیده در سازه های بتنی پیش تنیده و یا غیر پیش تنیده استفاده می شود. مواد FRP موادی غیر فلزی با مقاومت بالا در برابر خوردگی است که در کنار خواص مهم دیگری همانند مقاومت کششی زیاد، آنها را برای استفاده بعنوان آرماتور کششی مناسب می کند. از آنجایی که FRP ها مصالحی ناهمسانگرد هستند نوع و مقدار فیبر و رزین مورد استفاده، سازگاری فیبر و کنترل کیفیت لازم هنگام ساخت آن نقش اصلی را در بهبود خواص مکانیکی آن دارد.

مزایای استفاده از: FRP

وزن کم (چگالی آن در حدود ۲۰٪ فولاد است)

مقاومت کششی زیاد

مقاومت در برابر خوردگی

نفوذناپذیری مغناطیسی

امکان تقویت به صورت خارجی

حمل و نقل آسان و سرعت اجرای بالا به دلیل وزن کم

روشهای تولید حجیم و وسیع FRP

لذا به دلیل مزایای بالا، FRP به عنوان یک جایگزین مناسب برای آرماتورهای فولادی در سازه های دریایی، سازه پارکینگ ها، عرشه های پل ها، ساخت بزرگراه هایی که بطور زیادی تحت تاثیر عوامل محیطی هستند و در نهایت سازه هایی که در برابر خوردگی و میدان های مغناطیسی حساسیت زیادی دارند پیشنهاد می شود.

انواع محصولات FRP

۱- ورقه های FRP

ورقه های FRP، ورقه های با ضخامت چند میلیمتر از جنس FRP هستند. این ورقه ها با چسب های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می شوند.

از ورقه‌های FRP جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده (ناشی از زلزله و یا ناشی از خوردگی آب های یون‌دار) استفاده می‌شود.

ورق های FRP از لحاظ شکل پذیری می توانند به شکل پارچه‌ای و صفحه‌ای باشند. شکل پارچه‌ای خاصیت شکل پذیری بالایی دارد و راستای الیاف در آن می تواند در یک جهت یا دو جهت باشد. صفحه‌ها بر خلاف الیاف پارچه‌ای، شکل پذیر نیستند و در ضخامت و عرض های مختلف یافت می شوند.

۲- کابل، نوار و تاندن‌های پیش‌تنیدگی

محصولاتی شبیه میله‌های FRP، ولی به صورت انعطاف‌پذیر هستند که در سازه‌های کابلی و بتن پیش‌تنیده (مطالعه مقاله پیش‌تنیدگی خالی از لطف نمی باشد) در محیط های دریایی و خورنده کاربرد دارند. این محصولات در اجزاء پیش‌تنیده در مجاورت آب نیز بکار گرفته می‌شوند.



کابل FRP

۳- میلگردهای FRP

فولادهای ساختمانی به طور مختصر در مقابل خوردگی به وسیله قلیای بتن محافظت می‌شوند و معمولاً سبب دوام خدمت‌پذیری سازه می‌گردند. اما برای خیلی از سازه‌هایی که در محیط‌های مهاجم از قبیل سازه‌های دریایی، پل‌ها، پارکینگ که در معرض نمک‌های یخ‌زا قرار می‌گیرند، ترکیب رطوبت، افزایش دما و محیط کلریدی، قلیایی بتن را کاهش می‌دهد و سبب خوردگی

فولادها می‌شود که در نهایت موجب تخریب سازه بتنی می‌شود. به همین خاطر امروزه از میلگردهای ساخته شده با مواد پلیمری FRP در این سازه‌ها استفاده می‌کنند.

به دلیل اینکه میلگردهای FRP دارای یک رفتار غیر شکل‌پذیر می‌باشند لذا موارد استفاده این میلگردها محدود به سازه‌هایی می‌شود که مهمترین مشکل آنها خوردگی یا خاصیت الکترومغناطیسی فولاد می‌باشد.

رفتار مکانیکی میلگردهای FRP با میلگردهای فولادی تفاوت دارد؛ لذا نحوه طراحی سازه‌های بتنی با استفاده از میلگردهای FRP دارای تغییراتی نسبت به میلگردهای فولادی می‌باشد. میلگردهای فولادی دارای رفتار تقریباً همسانگرد می‌باشند ولی میلگردهای FRP دارای رفتار ناهمسانگرد هستند. این رفتار ناهمسانگرد در مقاومت برشی و رفتار چسبندگی میلگردهای FRP به بتن تاثیر می‌گذارد.

مصلح FRP بر خلاف مصالح فولادی، رفتار الاستیک خطی از خود نشان می‌دهند.

در شکل زیر میلگردهای FRP نشان داده شده است.



- چگونگی بدست آوردن منحنی تنش- کرنش سازه مقاوم شده جهت معرفی به SAP

مدل های زیادی برای پیشبینی رفتار بتن محصور در FRP ارائه شده است، اما به نظر می رسد برای مقاطع مستطیلی محصور شده با FRP مدل تنش-کرنش لام و تنگ مناسبترین مدل برای استفاده در طراحی می باشد چرا که با وجود داشتن شکلی ساده مهمترین خصوصیات رفتاری تنش کرنش بتن محصور با انواع FRP را منعکس می کند. مزیت دیگر این مدل این است که برای بتن غیر محصور این مدل کاملاً با منحنی تنش-کرنش ایده آل داده شده توسط کدهای مختلف طراحی مانند Eurocode انطباق دارد.

مدل ارائه شده توسط لام و تنگ

این مدل در سال ۲۰۰۳ توسط لام و تنگ برای بتن محصور شده پیشنهاد شد که از مزایای این مدل آن است که به محصورشدگی مقاطع چهارگوش نیز توجه شده است. فرمولبندی آن به قرار زیر است.

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 f'_{c0}} \varepsilon_c^2 : \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f'_{c0} + E_2 \varepsilon_c : \text{for } \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (23-2)$$

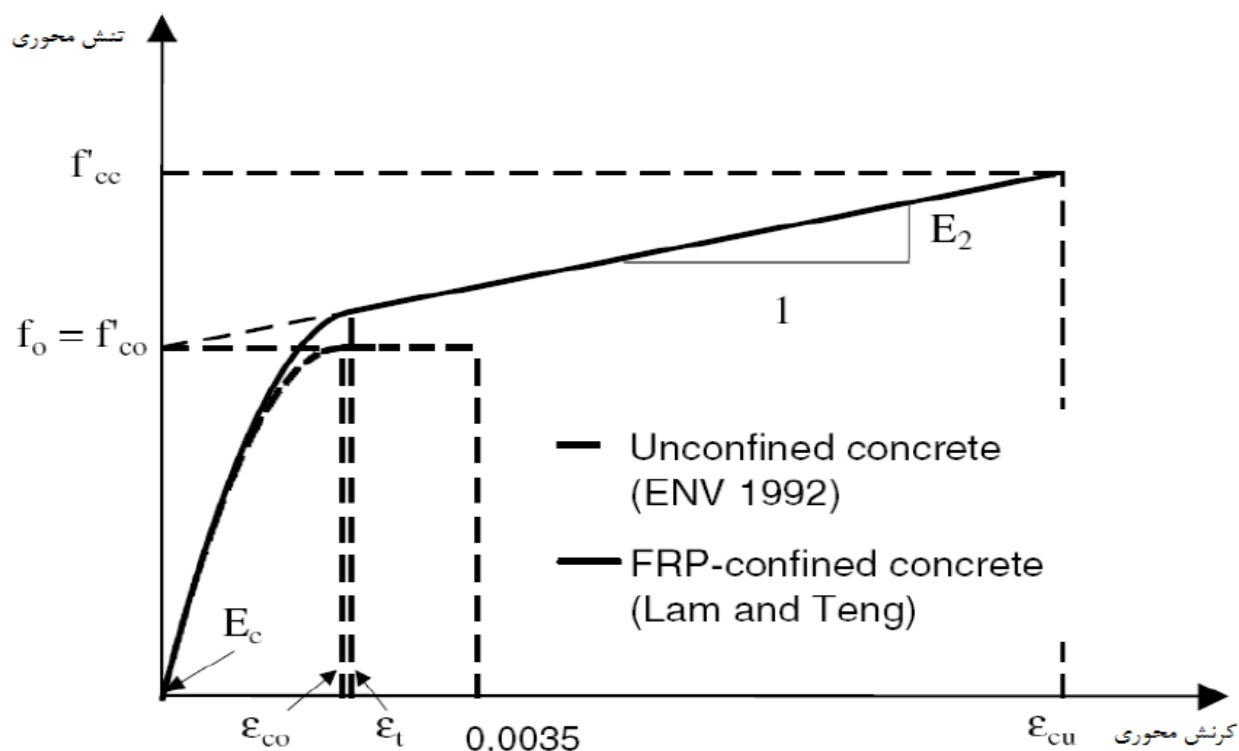
$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_{c0}}{\varepsilon_{cu}} \quad (24-2)$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2 f'_c}{E_c - E_2} \quad (25-2)$$

که f'_{cc} بیشینه تنش فشاری بتن محصور شده، f'_{c0} ، مقاومت نهایی بتن محصور نشده E_c مدول الاستیسیته اولیه بتن، E_2 شیب قسمت دوم و خطی مدل، ε_t کرنشی که در آن ناحیه سهموی ابتدایی به ناحیه خطی دوم با یک انتقال هموار می رسد؛ و ε_{cu} کرنش متناظر با بیشینه تنش فشاری بتن محصور شده است. بیشینه تنش و کرنش فشاری بتن محصور با استفاده از روابط زیر به دست می آید.

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 3.3 \kappa_{s1} \frac{f_l}{f'_{c0}} \quad (26-2)$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c0}} = 1.75 + 12 \kappa_{s2} \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right) \left(\frac{\varepsilon_{h, rup}}{\varepsilon_{c0}} \right)^{0.45} \quad (27-2)$$



مدل پیشنهادی لام و تنگ برای بتن محصور در FRP

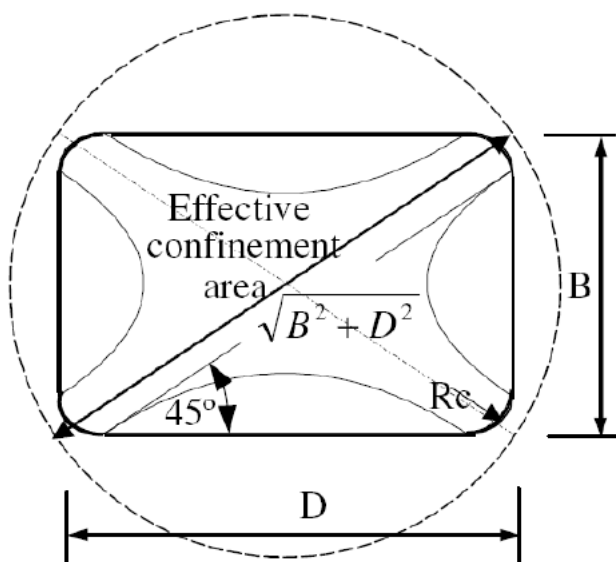
در رابطه دوم ε_{c0} کرنش محوری متناظر با تنش حداکثر بتن، برابر با ۰/۰۰۲، کرنش گسیختگی حلقه ای، f_l فشار محصورکنندگی معادل؛ ضرایب شکل برای کرنش و مقاومت نهایی κ_{s1} و κ_{s2} نیز با استفاده از روابط زیر به دست می‌آیند.

$$\kappa_{s1} = \left(\frac{B}{D} \right)^2 \frac{A_e}{A_c} \quad (28-2)$$

$$\kappa_{s2} = \left(\frac{D}{B} \right)^{0.5} \frac{A_e}{A_c} \quad (29-2)$$

در مقاطع دایروی، فشار محصورکنندگی در اطراف محیط یکنواخت است. اما در مقاطع مستطیلی فشار محصورکنندگی غیر یکنواخت و در گوشه ها بزرگتر می باشد، لذا تنها بخشی از مقطع به صورت موثر محصور است. فشار محصورکنندگی معادل پوشش FRP برای یک مقطع مستطیلی با ابعاد B و D ($D \geq B$) به صورت فشار محصورکنندگی فراهم شده توسط پوشش FRP با ضخامت یکسان برای یک مقطع دایره ای با قطر معادل تعریف می شود. مقدار این قطر معادل برابر طول قطر مقطع مستطیلی یعنی $\sqrt{D^2 + B^2}$ می باشد. لذا فشار محصورکنندگی معادل f_l از رابطه زیر به دست می آید.

$$f_l = \frac{2E_{frp}t_{frp}\varepsilon_{h,rupt}}{\sqrt{D^2 + B^2}} \quad (30-2)$$



محصورکنندگی در مقاطع مستطیلی

در روابط مربوط به ضرایب شکل A_e و A_c به ترتیب مساحت ناحیه به طور موثر محصور شده و مساحت کل ناحیه پوشیده شده توسط FRP می باشند، که نسبت آن ها توسط رابطه زیر به دست می آید.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\frac{B}{D}(D - 2R_c)^2 + \frac{D}{B}(B - 2R_c)^2}{3A_g} - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad (31-2)$$

- دیاگرام اندرکنش بار ممان ستون های بتن مسلح محصور شده با FRP

ستونهای بتنمسلح جهت تحمل بار محوری و ممان خمشی طراحی میشوند؛ به این صورت که یا تحت بار با خروج از محوری قرار گرفته یا به ترتیب تحت نیروی محوری همراه با ممان خمشی قرار دارند. در چنین مواردی، طراح معمولاً دیاگرام اندرکنش بار محوری ممان خمشی (P-M) را به دست آورده، تا از آن طریق ترکیبات متفاوت بار محوری و ممان خمشی (که ستون قادر به تحمل آن است) را به طور واضح مشاهده کند.

به منظور ترسیم دیاگرام (P-M) یک ستون مقاوم نشده، در ابتدا مشخصات هندسی مقطع (h, d, d', b) مشخصات میلگردهای داخلی، کمیت، محل قرارگیری آنها در مقطع (f_y, E_s, A_s, A'_s) و مقاومت بتن (f'_c) مورد نیاز است.

کرنش حداکثر بتن، ϵ_{cu} طبق آیین نامه ACI برابر 0.002 در نظر گرفته می شود. بلوک تنش ویتنی برای نشان دادن رابطه غیرخطی تنشکرنش بتن ناحیه فشاری به هنگام خرابی مورد استفاده قرار می گیرد. به منظور ترسیم دیاگرام اندرکنش، معمولاً شرایط کرنش بالانس اعمال شده و مقادیر P_b و e_b مربوط به این حالت را به دست می آید.

بعد از آن، با انتخاب مقادیر متفاوتی برای خروج از مرکزیت، θ خواه بزرگتر، خواه کوچکتر از e_b ، که به ترتیب مربوط به مناطق با کنترل کشش و مناطق با کنترل فشار میشوند، دیاگرام اندرکنش حاصل می شود. این مراحل در کتاب های طراحی بتنمسلح توضیح داده شده است. امروزه این عملیات به آسانی با یک برنامه کامپیوتری قابل انجام است. در شکل زیر یک منحنی اندرکنش شماتیک، برای ظرفیت اسمی یک ستون بتن مسلح نشان داده است. تعیین دیاگرام اندرکنش (P-M) یک ستون مقاوم شده با FRP موضوعی غیربديهی بوده و مطالعات آزمایشگاهی محدودی جهت تعیین دیاگرام اندرکنش (P-M) ستون های محصورشده با FRP گزارش شده است. منحنی های اندرکنش آزمایشگاهی ستون های محصورشده با FRP که دارای جزئیات مناسب باشند، به دلایل زیر در دسترس نمی باشند:

اولاً: به این دلیل که انجام این آزمایشات بسیار مشکل است.

ثانیاً: تقاضا جهت کاربرد آنها زیاد نیست.

خصوصیات FRP مورد استفاده برای مقاوم سازی را مشخصات FRP تحقیقات لام و تنگ در نظر خواهیم گرفت که این مشخصات برابر مقادیر زیر هستند.

خصوصیات FRP

$T(\text{mm})$	$F_{\text{frp}}(\text{Mpa})$	$E_{\text{frp}}(\text{Gpa})$	$\varepsilon_{h,\text{rup}}(\%)$
0.5	3900	240	1.05

روابط مربوط به مدل لام و تنگ در بخش قبل آمده، در این بخش نحوه بدست آوردن منحنی تنش - کرنش برای یک ستون ۴۰ در ۴۰ با نسبت میلگرد طولی ۱/۶٪، شعاع گردی گوشه ۳ سانتیمتر، محصور شده با یک لایه FRP به ضخامت ۰/۵ میلیمتر، مدول الاستیسیته ۲۴۰ گیگاپاسکال کرنش گسیختگی ۰/۱۰۵ نشان داده شده است.

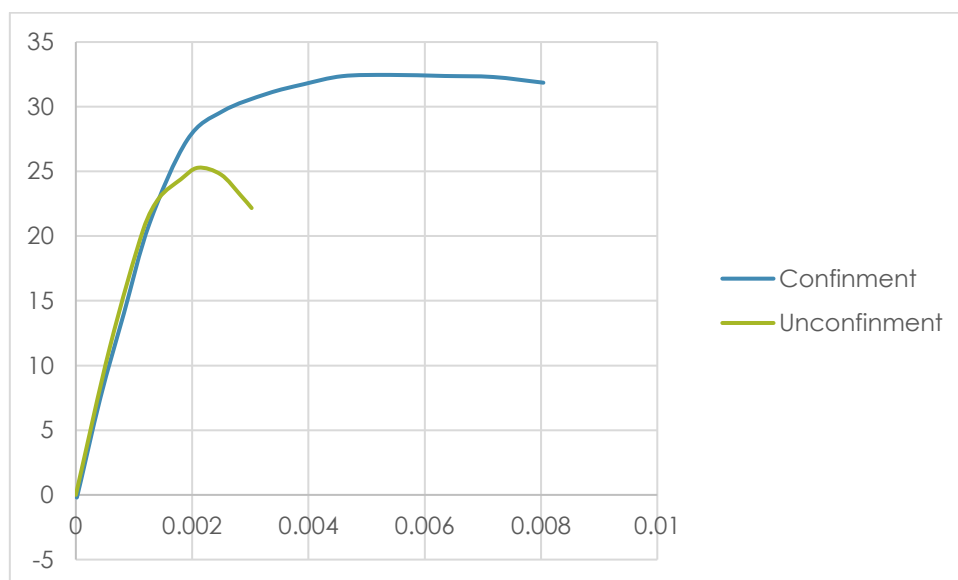
$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{1(40 - 2(3))^2 + 1(40 - 2(3))^2}{3 \times 40 \times 40} - 0.016}{1 - 0.016} = 0.473$$

$$k_{s1} = k_{s2} = 1 \times 0.473 = 0.473$$

$$f_l = \frac{2 \times (2.4 \times 10^6) \times 0.05 \times 0.0105}{\sqrt{40^2 + 40^2}} = 44.548$$

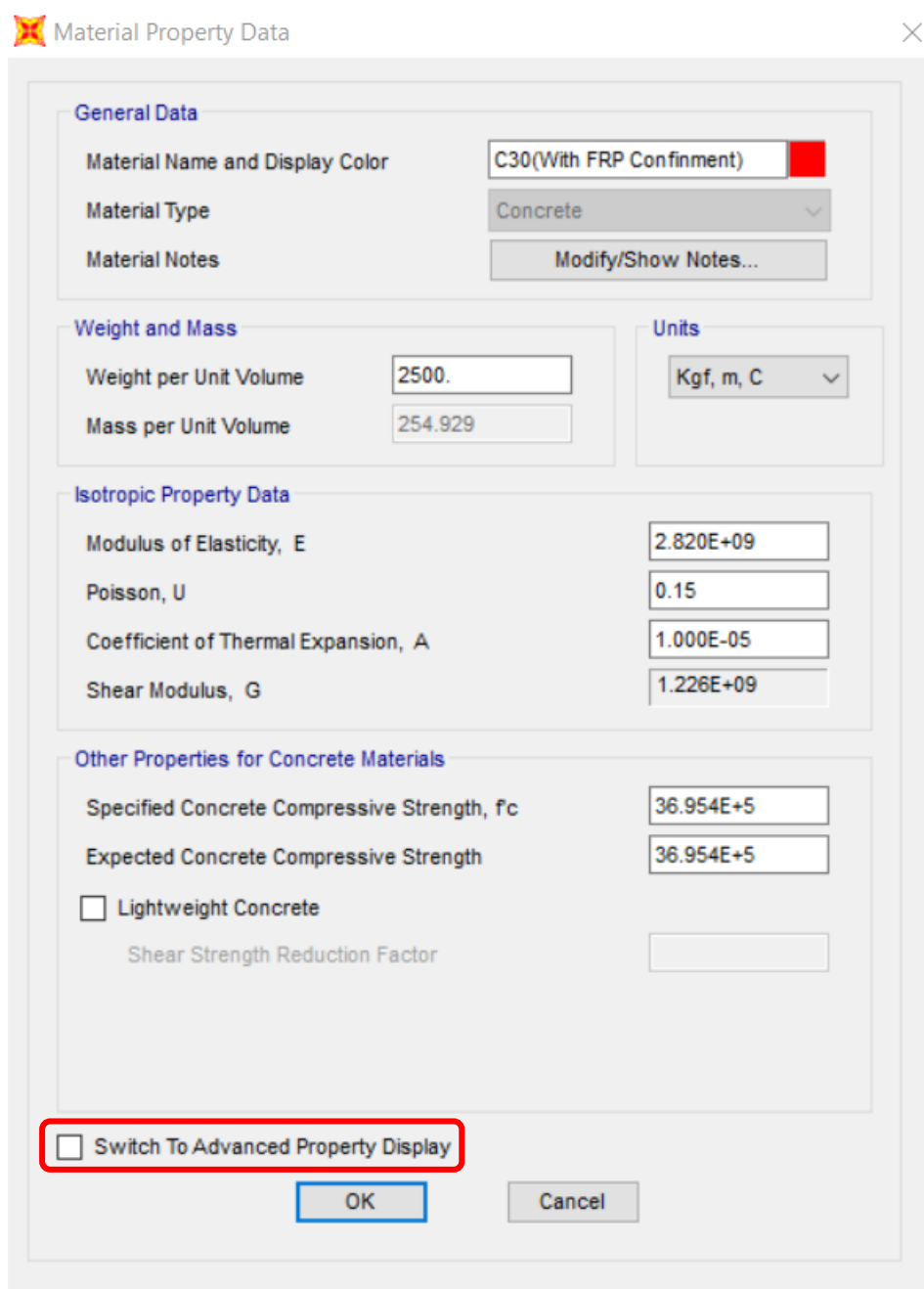
$$\varepsilon_{cu} = 0.002 \times (1.75 + 12 \times (0.473)) \left(\frac{44.548}{300} \right) \left(\frac{0.105}{0.002} \right)^{0.45} = 0.0131$$

$$f'_{cc} = 300 \times \left(1 + 3.3 \times (0.473) \left(\frac{44.548}{300} \right) \right) = 369.54 \text{ kgf/cm}^2$$



شکل ۸۳، منحنی تنش کرنش بتن محصور شده و محصور نشده

حال یک متریال با مقاومت جدید و تنش - کرنش به دست آمده تعریف می‌نماییم و به سازه اختصاص خواهیم نمود.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties. The "General Data" section includes fields for "Material Name and Display Color" (set to "C30(With FRP Confinment)" with a red color swatch), "Material Type" (set to "Concrete"), and "Material Notes" with a "Modify/Show Notes..." button. The "Weight and Mass" section has input fields for "Weight per Unit Volume" (2500) and "Mass per Unit Volume" (254.929), along with a "Units" dropdown set to "Kgf, m, C". The "Isotropic Property Data" section includes fields for "Modulus of Elasticity, E" (2.820E+09), "Poisson, U" (0.15), "Coefficient of Thermal Expansion, A" (1.000E-05), and "Shear Modulus, G" (1.226E+09). The "Other Properties for Concrete Materials" section includes fields for "Specified Concrete Compressive Strength, f_c" and "Expected Concrete Compressive Strength" (both 36.954E+5), a checkbox for "Lightweight Concrete" (unchecked), and a "Shear Strength Reduction Factor" field. At the bottom, there is a checkbox labeled "Switch To Advanced Property Display" which is highlighted with a red rectangle. Below this are "OK" and "Cancel" buttons.

شکل ۸۴، تعریف مشخصات عمومی بتن کانفاینمنت

گزینه Switch To Advanced Property Display را زده و تنش - کرنش را نیز وارد خواهیم نمود.

Nonlinear Material Data

Material Name

C30 (With FRP Confinment)

Material Type

Concrete

Hysteresis Type

Takeda

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle

0.

Dilatational Angle

0.

Units

Kgf, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options

Parametric

User Defined

Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve

10

	Strain	Stress	Point ID
1	0.00E+00	0	-E
2	1.89E-05	-0.178403	
3	4.22E-04	7.50377	
4	8.26E-04	14.0252	-C
5	0.0012673	20.9935	
6	0.00191463	27.4278	
7	0.00252906	29.6654	
8	0.00329398	31.0116	A
9	0.00391003	31.7313	B
10	0.00458226	32.3623	E

Order Rows

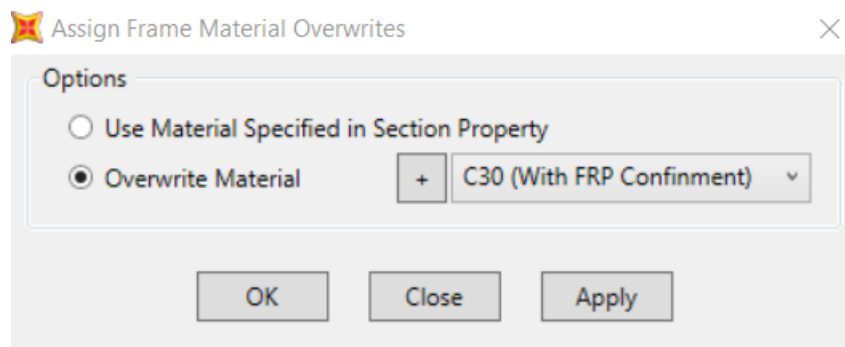
Show Plot...

OK

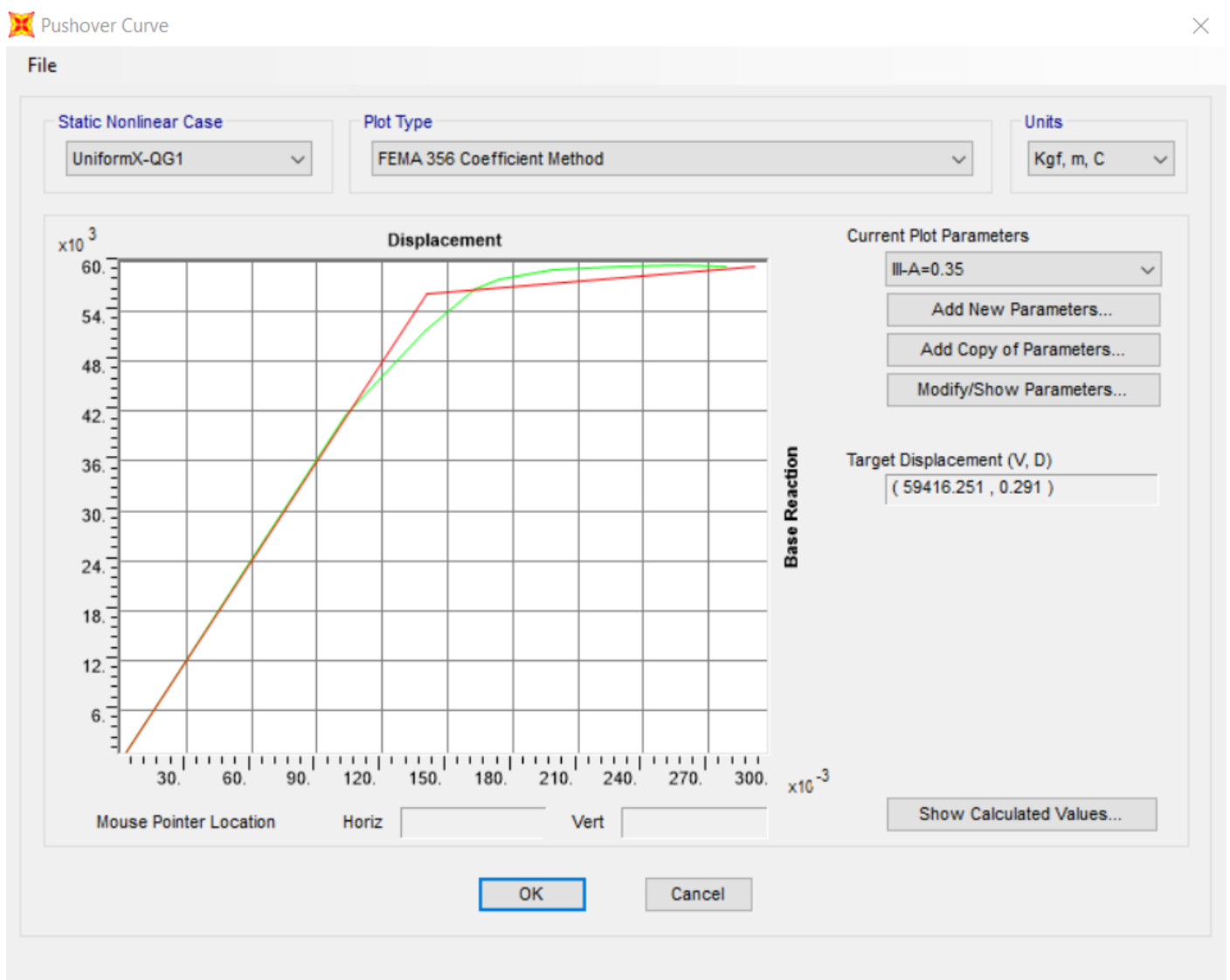
Cancel

شکل ۸۵، وارد نمودن تنش – کرنش بتن کانفاینمنت

حال متریال ساخته شده را به تیرها و ستونها اختصاص خواهیم داد و بعد از تحلیل عملکرد آنها را مورد بررسی قرار خواهیم داد تا ببینیم عملکرد ایمنی جانی (LS) را تامین می نمایند یا جوابگوی این نیاز نیستند.



شکل ۸۶، اختصاص متریال با FRP به تیرها و ستونها



شکل ۸۶، نمودار پوش دو خطی سازه تحت بار UniformX-QG1

File

Static Nonlinear Case

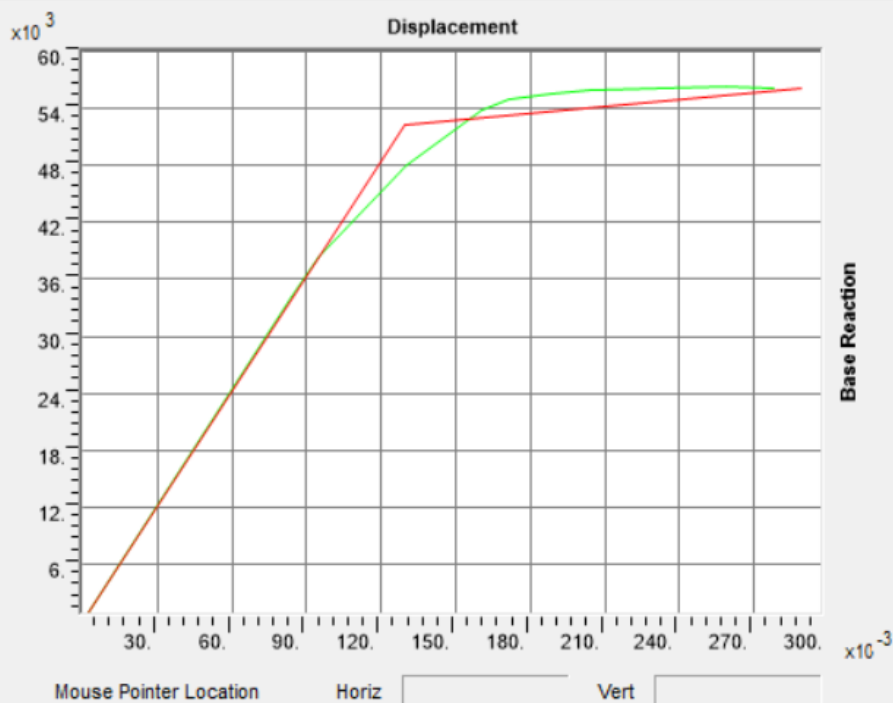
UniformX-QG2

Plot Type

FEMA 356 Coefficient Method

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

III-A=0.35

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(56230.973 , 0.289)

Show Calculated Values...

OK

Cancel

شکل ۸۷، نمودار پوش دو خطی سازه تحت بار UniformX-QG2

File

Static Nonlinear Case

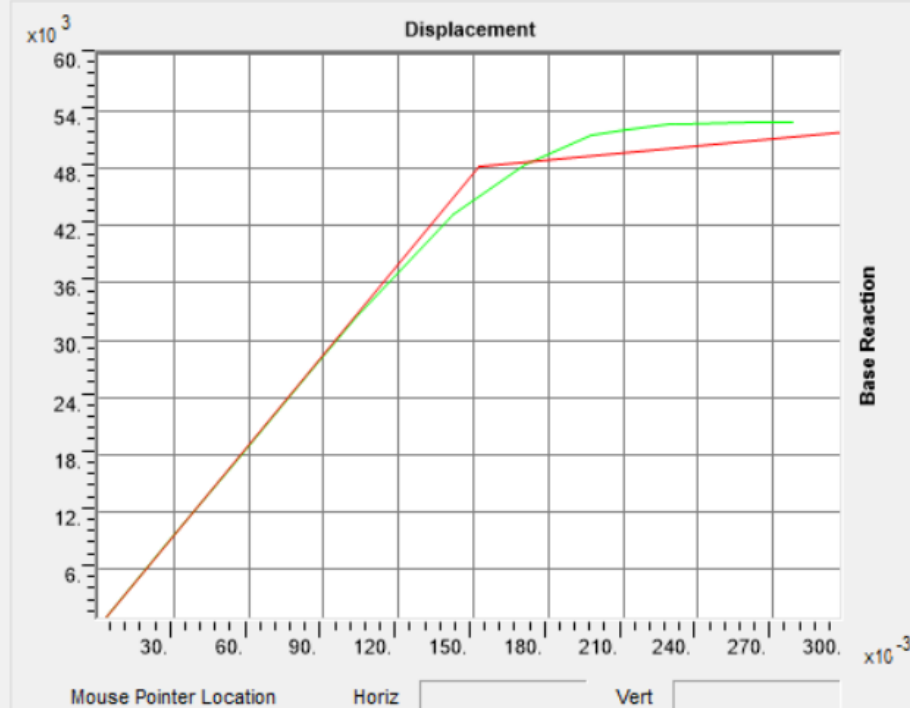
ModeX-QG1

Plot Type

FEMA 356 Coefficient Method

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

III-A=0.35

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(52801.099 , 0.339)

Show Calculated Values...

OK

Cancel

شکل ۸۸، نمودار پوش دو خطی سازه تحت بار ModeX-QG1

File

Static Nonlinear Case

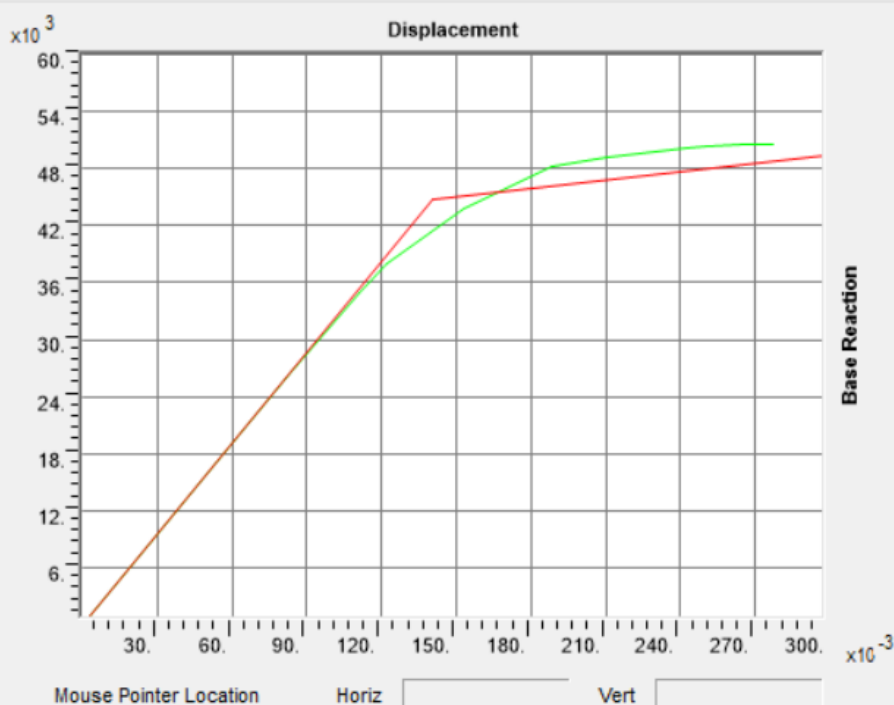
ModeX-QG2

Plot Type

FEMA 356 Coefficient Method

Units

Kgf, m, C



Current Plot Parameters

III-A=0.35

Add New Parameters...

Add Copy of Parameters...

Modify/Show Parameters...

Target Displacement (V, D)

(50587.053 , 0.337)

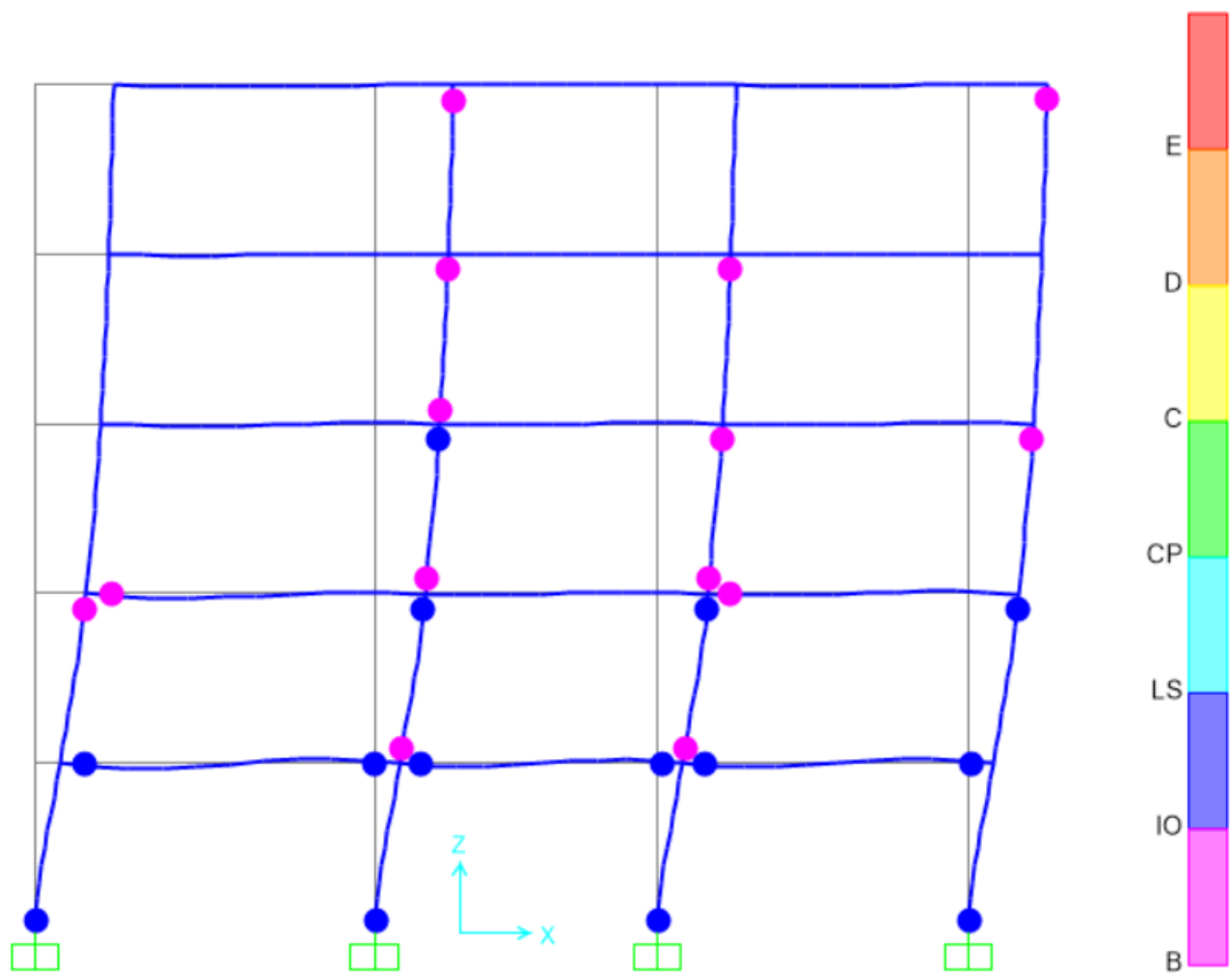
Show Calculated Values...

OK

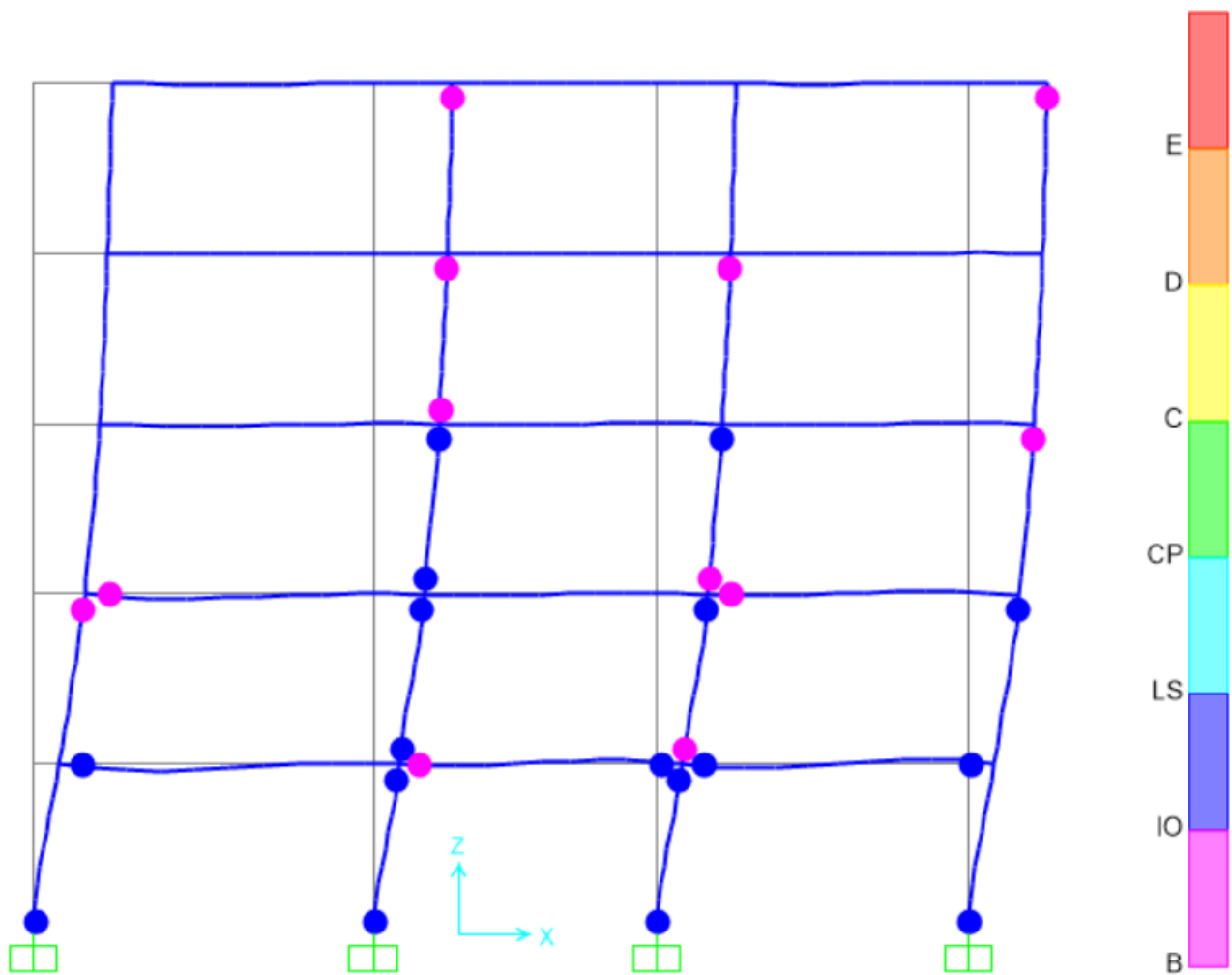
Cancel

شکل ۸۹، نمودار پوش دو خطی سازه تحت بار ModeX-QG2

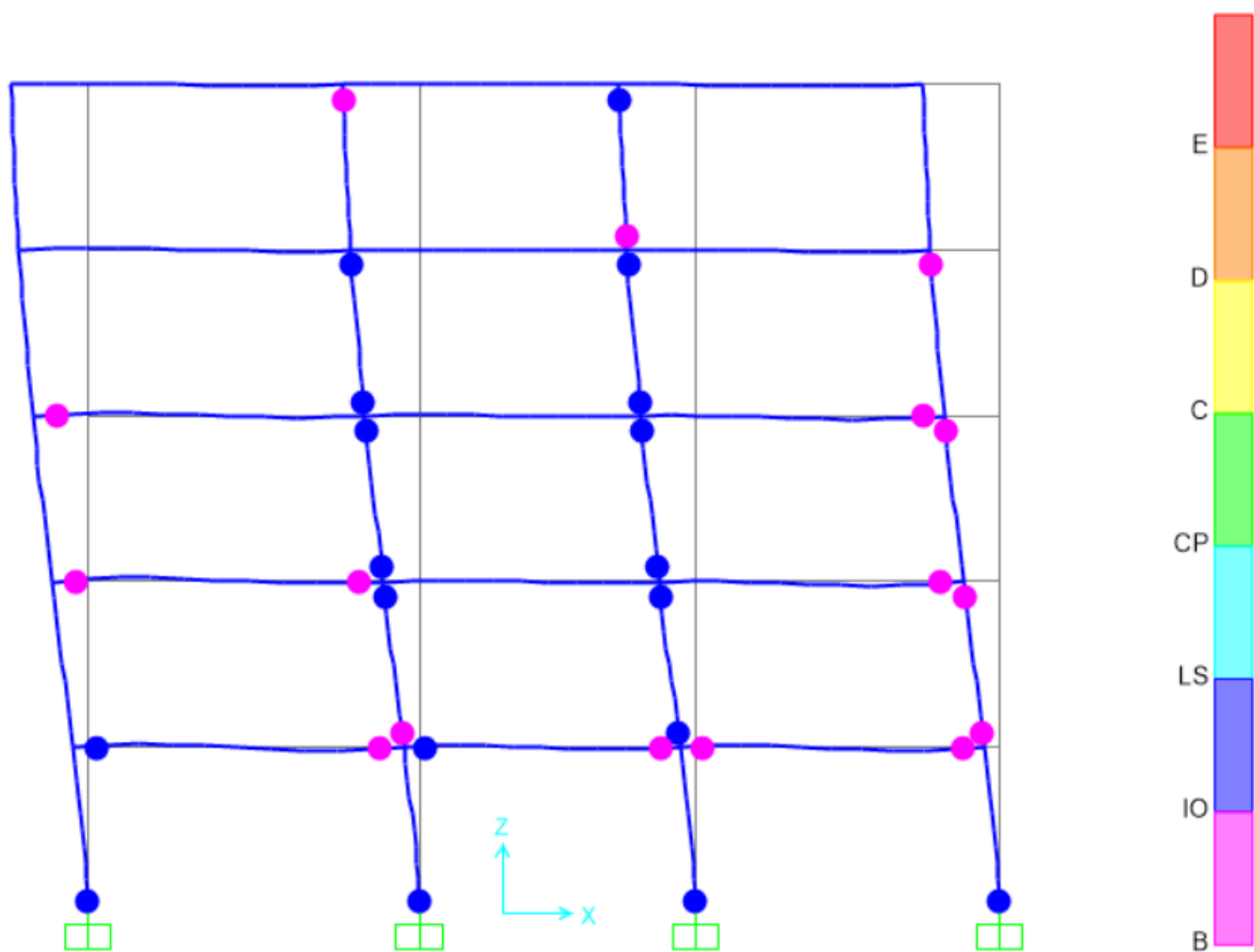
✓ مشاهده می‌شود بعد از مقاومسازی ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری سازه افزایش یافته سطح زیر نمودار در تمامی حالات بار نسبت به سازه مقاومسازی نشده با افزایش چشمگیری روبرو شده است.



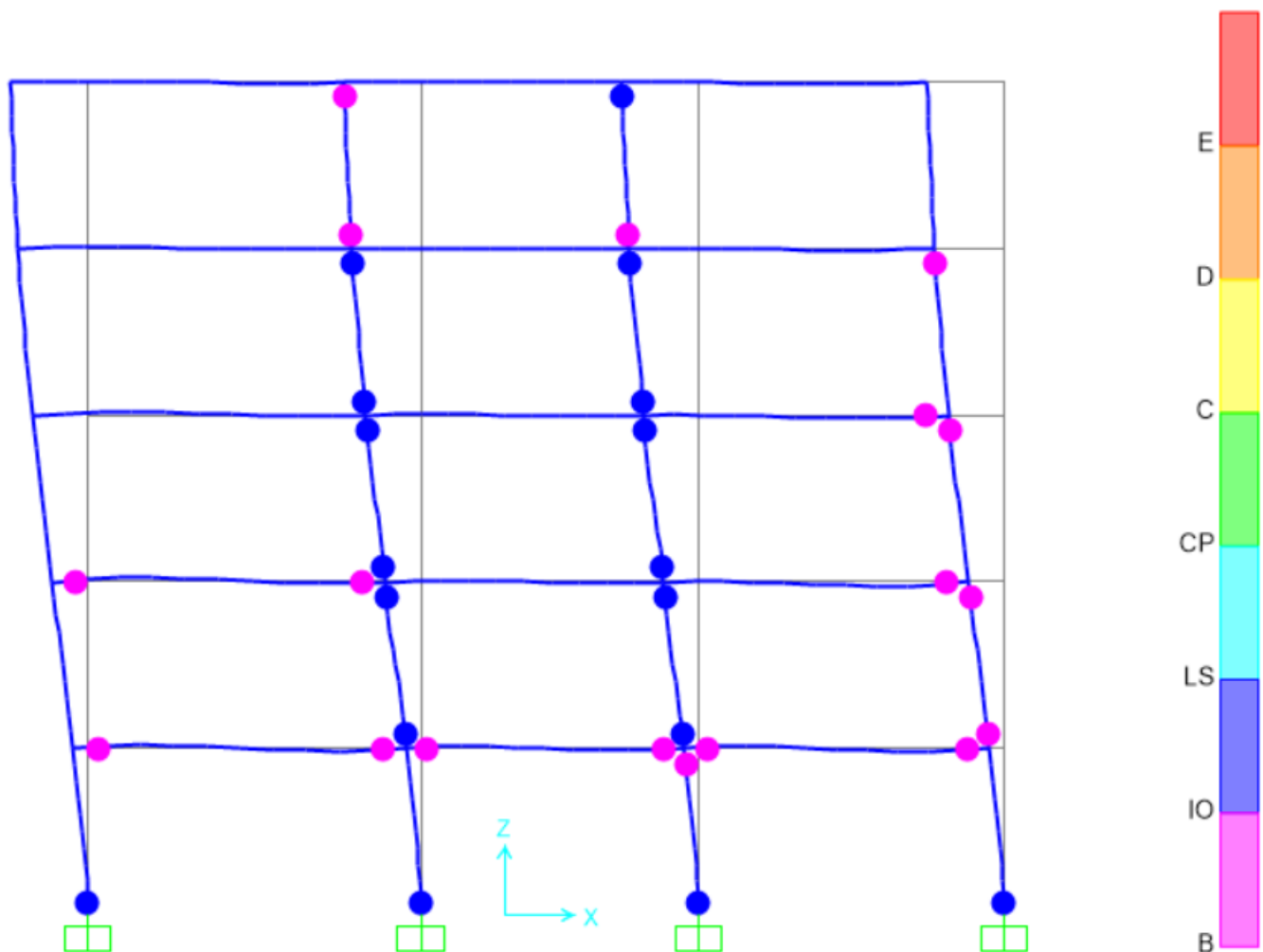
شکل ۹۰، مفاصل پلاستیک گام آخر سازه تحت بار UniformX-QG1



شکل ۹۱، مفاصل پلاستیک گام آخر سازه تحت بار UniformX-QG2



شکل ۹۲، مفاصل پلاستیک گام آخر سازه تحت بار ModeX-QG1



شکل ۹۳، مفاصل پلاستیک گام آخر سازه تحت بار ModeX-QG2

✓ مشاهده می‌شود همه مفاصل پلاستیک تشکیل شده پاسخگوی سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) بوده و مقاومتی

سازه بخوبی انجام گرفته است.

(۱۱) طراحی دستی تیر و ستون

الف) طراحی دستی تیر

در این قسمت ابتدا به اصول طراحی تیرها اشاره می‌کنیم و در ادامه یکی از تیرهای پروژه را به صورت دستی طراحی می‌کنیم.

• طراحی خمشی تیرها

در این قسمت مروری مختصر بر روابط طراحی تیرها می‌کنیم و در ادامه آرماتورهای خمشی برای یکی از تیرهای پروژه را به صورت دستی طراحی می‌کنیم و نتایج آن را با نتایج حاصل از نرم افزار مایسه می‌کنیم. به طور کلی برای طراحی خمشی یک تیر بتن آرمه باید به نکات زیر دقت کنیم:

۱. نرم افزار برای طراحی تیرها از آیین نامه *ACI* استفاده می‌کند. همان طور که می‌دانیم در این آیین نامه، طراحی به روش مقاومت نهایی صورت می‌گیرد، بنابراین مقاومت خمشی طراحی (ϕM_n) باید مساوی یا بیشتر از لمگر خمشی وارد بر عضو (M_u) باشد.
۲. مقدار لمگر خمشی وارد بر عضو (M_u) نتیجه تحلیل سازه در *ETABS* است و با استفاده از ترکیب بارهای طراحی و با در نظر گرفتن ضوابط طراحی لرزه ای به دست می‌آید.
۳. برای تعیین ضریبیت خمشی اسمی عضو (M_n)، نرم افزار فرضیاتی را برای رفتار بتن و فولاد در نظر می‌گیرد. با در نظر گرفتن این فرضیات، برای تامین مقاومت خمشی کافی در عضو، نرم افزار مقدار آرماتور کششی و یا در صورت نیاز آرماتور فشاری را محاسبه کرده و گزارش می‌کند.
۴. برای محاسبه مقدار آرماتور مورد نیاز در مقطع، ابتدا باید تشخیص دهیم که عضو به آرماتور فشاری احتیاج دارد یا خیر؟ به همین دلیل برای شروع طراحی، ابتدا با استفاده از روابط زیر، مقدار بیشینه مجاز ارتفاع بلوک فشاری ویتنی (a_{max}) به دست می‌آید:

$$a_{max} = \beta_1 c_{max} : \text{ارتفاع بلوک فشاری معادل (ویتنی)} \Rightarrow c_{max} = \frac{\epsilon_{c,max}}{\epsilon_{c,max} + \epsilon_{s,min}} d : \text{ارتفاع بلوک فشاری واقعی}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.65 & f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ 1.05 - 0.00714 f'_c & 28 < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ 0.85 & 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \end{cases}$$

- در روابط بالا $\epsilon_{c,max}$ حداکثر کرنش بتن (کرنش نهایی) بوده که آن را با ϵ_{cu} نمایش می‌دهیم و در آیین نامه *ACI* برابر 0.003 می‌باشد. همچنین $\epsilon_{s,min}$ حداقل کرنش فولاد کششی است و مقدار آن بر اساس آیین نامه *ACI* برابر 0.005 در نظر گرفته می‌شود.
۵. در یک مقطع بتنی که تحت اثر لمگر M_u قرار گرفته است، عمق بلوک فشاری ویتنی (a) با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85 f'_c \phi b}}$$

ترم افزار ETABS به صورت پیش فرض گسیختگی مقطع تحت لنگرهای خمشی را به صورت کشش-کنترل در نظر گرفته و در همه موارد روابط طراحی تیرها، مقدار ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برابر ۰.۹ اعمال می کند.

۶. در صورتی که عمق بلوک فشاری (a) از مقدار حداکثر آن (a_{max}) بیشتر نشود، مقطع به فولاد فشاری نیاز نداشته و مقدار آرماتور در ناحیه کشش از رابطه زیر به دست می آید:

$$a \leq a_{max} \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

واضح است که اگر لنگر خمشی وارد بر مقطع مثبت باشد، آرماتور A_s باید در پایین مقطع قرار گیرد و اگر لنگر خمشی منفی باشد، آرماتور A_s باید در بالای مقطع تعبیه شود.

۷. در صورتی که $a > a_{max}$ ، لازم است مقطع به همراه آرماتور فشاری (دوبل آرمه) طراحی شود. در این حالت مقدار آرماتور کششی و فشاری در چند گام به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

✓ ابتدا حداکثر ظرفیت ناشی از با بلوک فشاری به ارتفاع a_{max} به صورت زیر محاسبه می شود:

$$C = 0.85 f'_c b a_{max}$$

✓ بنابراین بلوک فشاری بتن قادر است همراه با آرماتورهای کششی، لنگر معدل M_{uc} را تحمل کند. در نتیجه لنگر سهم آرماتورهای فشاری برابر است با:

$$M_{uc} = C \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) \phi$$

✓ حال می توان مقدار آرماتور فشاری مورد نیاز برای تحمل لنگر M_{us} را از رابطه زیر به دست آورد:

$$A'_s = \frac{M_{us}}{(f'_s - 0.85 f'_c)(d - d') \phi}$$

در رابطه فوق f'_s تنش ایجاد شده در آرماتور فشاری بوده و به صورت زیر به دست می آید:

$$f'_s = E_s \varepsilon_{c,max} \left[\frac{c_{max} - d'}{c_{max}} \right] \leq f_y$$

✓ در ادامه مقدار آرماتور کششی مورد نیاز، با استفاده از روابط زیر و در دو بخش تعیین می شود:

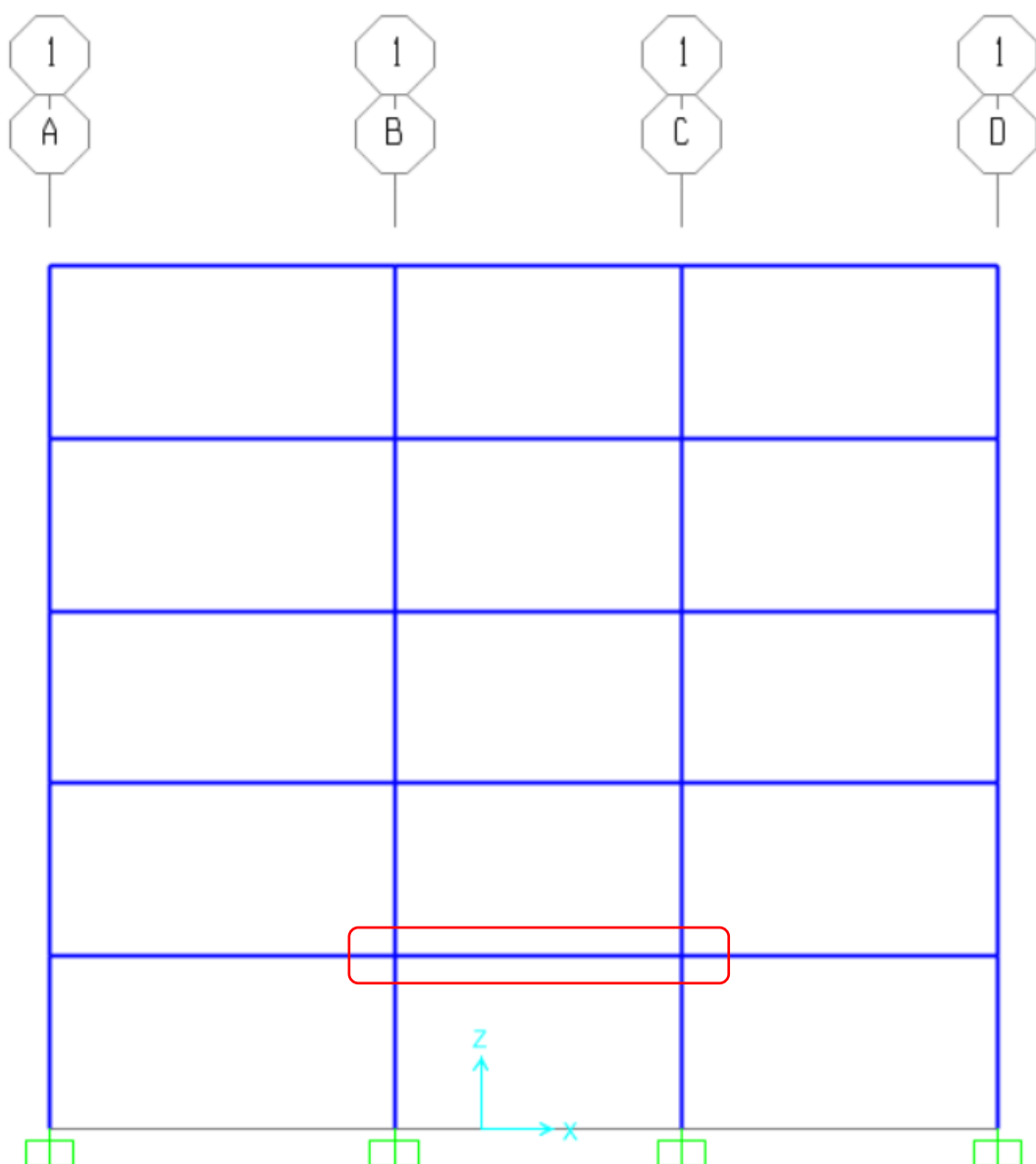
$$A_{s1} = \frac{M_{uc}}{f_y \left[d - \frac{a_{max}}{2}\right] \phi} \quad \text{فولاد کششی در تعادل با نیروی فشاری بتن :}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{us}}{f_y (d - d') \phi} \quad \text{فولاد کششی در تعادل با نیروی ناشی از آرماتورهای فشاری :}$$

✓ در نهایت فولاد کششی مورد نیاز در مقطع برابر مجموع این دو مقدار می باشد:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

تیر انتخابی در طبقه اول بوده که تیر دهانه انتخابی بصورت زیر می باشد:



تیر انتخابی برای طراحی دستی

ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Intermediate Units: Kgf, cm, C (Summary)

Element	: 26	D=40.000	B=30.000	bf=30.000
Section ID	: B40X30	ds=0.000	dct=7.000	dcb=7.000
Combo ID	: DCON6	E=282000.000	fc=3695.400	Lt.Wt. Fac.=1.000
Station Loc	: 20.000	L=500.000	fy=4000.000	fys=4000.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
778002.810	-2334008.43	778002.810	-2334008.43

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	19.901	0.000	19.901	11.968
Bottom (-2 Axis)	8.769	6.577	0.000	8.769

با توجه به جداول فوق، این تیر دارای ابعاد ۴۰ در ۳۰ سانتیمتر بوده و ضخامت کاور بتن تا آکس آرماتور ۷ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. همچنین مقاومت نهایی بتن و تنش تسلیم آرماتورهای طولی به ترتیب برابر ۳۰۰ و ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. در ادامه مقدار آرماتور طولی مورد نیاز برای قسمت فوقانی تیر در دو ایستگاه ابتدا (End - I) را محاسبه می کنیم. بر اساس این جدول، مقدار لنگر خمشی طراحی و آرماتورهای مورد نیاز در این ایستگاه ها برابر مقادیر زیر است:

Design M_u (kgf.cm) Rebar Area A_s cm²

End - I

-778002.81

6.577

حال با توجه به روند بیان شده، ابتدا باید حدکثر ارتفاع بلوک فشاری ویتنی a_{max} را به دست آوریم. این مقدار برابر است با:

$$C_{max} = \frac{\varepsilon_{c,max}}{\varepsilon_{c,max} + \varepsilon_{s,min}} d = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} \times (40 - 7) = 12.375 \text{ cm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$a_{max} = 0.85 \times 12.375 = 10.52 \text{ cm}$$

واضح است که این مقدار برای هر دو مقطع ابتدا و انتهای تیر یکسان خواهد بود. حال ارتفاع بلوک فشاری برای مقطع ابتدای تیر (I - End) برابر است با:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85f'_c\phi b}}$$

$$a = 33 - \sqrt{33^2 - \frac{2 \times |-778002.81|}{0.85 \times 300 \times 0.9 \times 30}} = 3.62 \text{ cm}$$

مقدار فوق از مقدار ماکزیمم a_{max} کمتر است، پس در این مقطع نیازی به آرماتور فشاری نداریم. مقدار آرماتور کششی مورد نیاز برابر است با:

$$A_s^- = \frac{|M_u^-|}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s^- = \frac{|-778002.81|}{0.9 \times 4000 \times \left(33 - \frac{3.62}{2}\right)} = 6.62 \text{ cm}^2$$

نتیجه نرم افزار نیز 6.577 بوده و محاسبات با دقت خوبی روبرو است.

• طراحی برشی تیرها

در این بخش ابتدا مروری کلی بر روند طراحی برشی تیرها خواهیم داشت و در ادامه تیر مورد نظر در بخش قبل را به صورت دستی برای برش نیز طراحی می کنیم. روند طراحی تیرهای بتن آرمه به شرح زیر است:

۱. در طراحی برشی تیر نیز مانند طراحی خمشی، همواره رابطه زیر باید برقرار باشد:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{در } ACI \text{ رابطه اساسی طراحی برشی}$$

۲. مقدار نیروی برشی که باید تیر برای آن طراحی شود (V_u)، به برش ناشی از ترکیب بارها و برش ظرفیتی تیر بستگی دارد.

۳. مقاومت برشی تامین شده توسط بتن مقطع برابر است با:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

در اغلب تیرهایی که نیروی محوری صفر است، رابطه V_c به صورت فوق خواهد بود. در صورتی که نیروی محوری عضو غیر صفر باشد، روابط دیگری برای V_c به کار می رود که دقت بالاتری دارد.

۴. حداکثر برشی که از نظر آیین نامه مجاز است به مقطع وارد شود، با پارامتر V_{max} شناخته شده و به صورت زیر تعیین می گردد:

$$V_{max} = V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \xrightarrow{\text{در تیرهای بدون نیروی محوری}} V_{max} = 5V_c = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

۵. بر اساس مقدار نیروی برشی ایجاد شده در تیر، ۴ حالت زیر ممکن است به وجود آید:

✓ حالت اول ($V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$): در این حالت نیازی به در نظر گرفتن آرماتور برشی در تیر نیست ($\frac{A_v}{s} = 0$).

✓ حالت دوم ($\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$): در این حالت، مقاومت برشی بتن پاسخگوی نیروی برشی ایجاد شده در تیر می باشد، ولی باید مقدار حداقلی از آرماتور برشی در تیر تعبیه شود که به صورت زیر تعیین می شود:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = \max \left\{ 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}, 0.35 \frac{b_w}{f_y} \right\}$$

✓ حالت سوم ($\phi V_c < V_u \leq \phi V_{max}$): در این حالت بتن به تنهایی برای تحمل برش وارد بر مقطع کافی نبوده و

حتما لازم است از آرماتور برشی در تیر استفاده کنیم. مقدار این آرماتور به صورت زیر به دست می آید:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_s + \phi V_c \Rightarrow \phi V_s = V_u - \phi V_c \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d}$$

مقدار $\frac{A_v}{s}$ محاسبه شده نباید از $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min}$ کمتر در نظر گرفته شود. همچنین حداکثر مقدار فولاد عرضی باید بر اساس رابطه

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{max} = 0.66 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y} \quad \text{کنترل گردد.}$$

✓ حالت چهارم ($V_u > \phi V_{max}$): در این حالت حتی با تعبیه آرماتور برشی نیز نمی توان در تیر مقاومت برشی کافی

را تامین نمود و الزاما باید ابعاد مقطع افزایش یابد.

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
0.000	21061.036	23936.263	0.000	11275.403

در این تیر مقدار برش در مقطع ابتدای آن End – I برابر 21061.036 کیلوگرم بوده و نرم افزار آرماتور مورد نیاز برای تامین مقاومت کافی در این مقطع را $0.0 \text{ cm}^2/\text{cm}$ تعیین نموده است. حال بر اساس روابط گفته شده، مقدار آرماتور برشی مورد نیاز را به صورت دستی محاسبه می کنیم. در این تیر با توجه به ابعاد آن، مقاومت برشی تامین شده توسط بتن مقطع برابر است با:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 330 = 903740 \text{ N} = 90374 \text{ kgf}$$

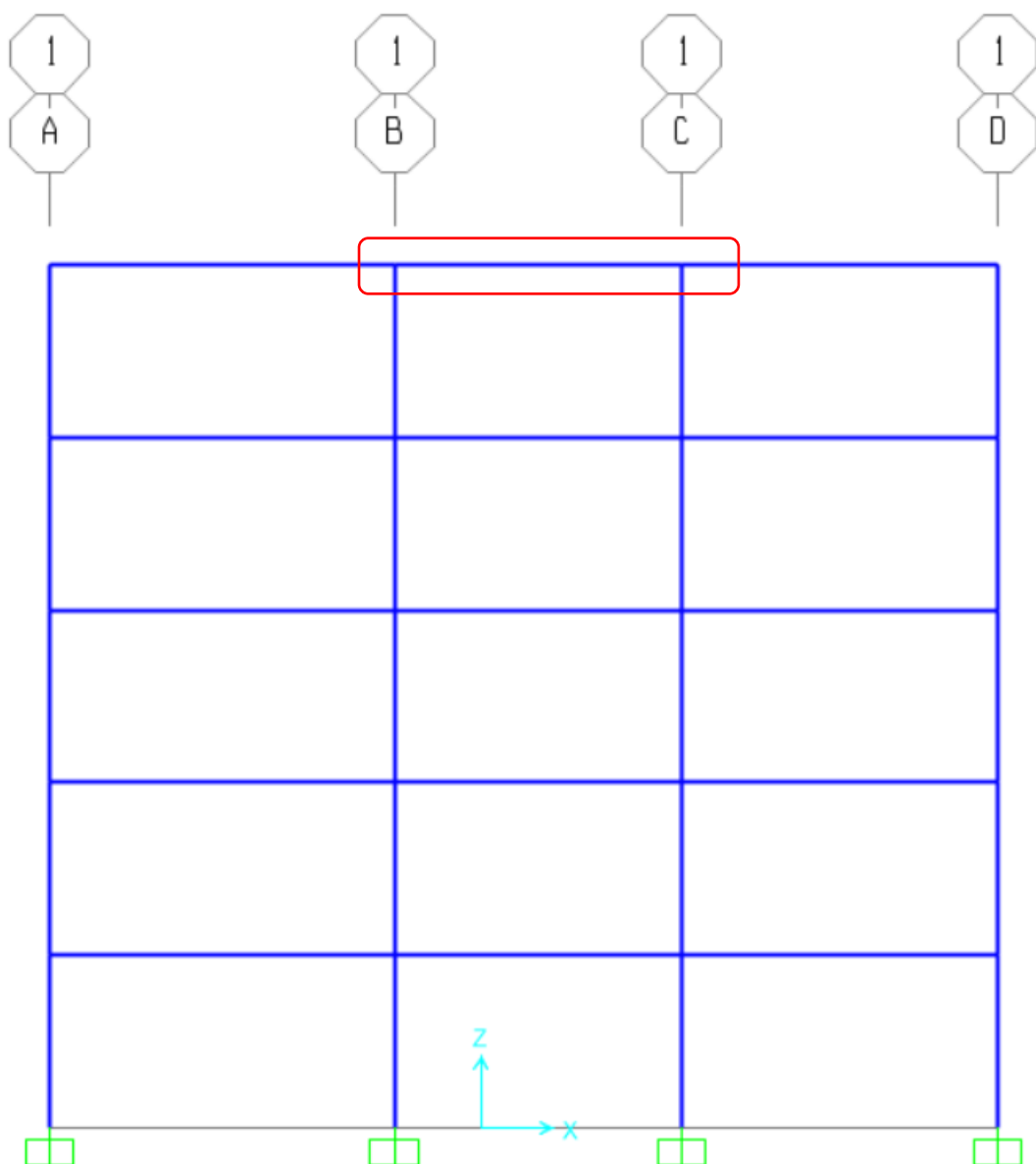
$$V_u = 21061.036 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 90374 = 67780 \text{ kgf}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{67780}{2} = 33890 \text{ kgf}$$

$$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2} \rightarrow \frac{A_v}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

تیر انتخابی دوم در طبقه پنجم بوده که تیر دهانه انتخابی بصورت زیر می باشد:



تیر انتخابی برای طراحی دستی

ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Intermediate Units: Kgf, cm, C (Summary)

Element : 30 D=40.000 B=30.000 bf=30.000
 Section ID : B40X30 ds=0.000 dct=7.000 dcb=7.000
 Combo ID : DCON6 E=282000.000 fc=3695.400 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Station Loc : 17.500 L=500.000 fy=4000.000 fys=4000.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
498960.352	-1496881.06	498960.352	-1496881.06

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	12.704	0.000	12.704	11.968
Bottom (-2 Axis)	5.615	4.211	0.000	5.615

با توجه به جداول فوق، این تیر دارای ابعاد ۴۰ در ۳۰ سانتیمتر بوده و ضخامت کاور بتن تا آکس آرماتور ۷ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. همچنین مقاومت نهایی بتن و تنش تسلیم آرماتورهای طولی به ترتیب برابر ۳۰۰ و ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. در ادامه مقدار آرماتور طولی مورد نیاز برای قسمت فوقانی تیر در دو ایستگاه ابتدا (End - I) را محاسبه می کنیم. بر اساس این جدول، مقدار لنگر خمشی طراحی و آرماتورهای مورد نیاز در این ایستگاه ها برابر مقادیر زیر است:

Design M_u (kgf.cm) Rebar Area A_s cm²

End - I

-498960.352

4.211

حال با توجه به روند بیان شده، ابتدا باید حدکثر ارتفاع بلوک فشاری ویتنی a_{max} را به دست آوریم. این مقدار برابر است با:

$$C_{max} = \frac{\epsilon_{c,max}}{\epsilon_{c,max} + \epsilon_{s,min}} d = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} \times (40 - 7) = 12.375 \text{ cm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$a_{max} = 0.85 \times 12.375 = 10.52 \text{ cm}$$

واضح است که این مقدار برای هر دو مقطع ابتدا و انتهای تیر یکسان خواهد بود. حال ارتفاع بلوک فشاری برای مقطع ابتدای تیر (I - End) برابر است با:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85f'_c\phi b}}$$

$$a = 33 - \sqrt{33^2 - \frac{2 \times |-498960.352|}{0.85 \times 300 \times 0.9 \times 30}} = 2.27 \text{ cm}$$

مقدار فوق از مقدار ماکزیمم a_{max} کمتر است، پس در این مقطع نیازی به آرماتور فشاری نداریم. مقدار آرماتور کششی مورد نیاز برابر است با:

$$A_s^- = \frac{|M_u^-|}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s^- = \frac{|-498960.352|}{0.9 \times 4000 \times \left(33 - \frac{2.27}{2}\right)} = 4.34 \text{ cm}^2$$

نتیجه نرم افزار نیز 4.211 بوده و محاسبات با دقت خوبی روبرو است.

• طراحی برشی تیرها

در این بخش ابتدا مروری کلی بر روند طراحی برشی تیرها خواهیم داشت و در ادامه تیر مورد نظر در بخش قبل را به صورت دستی برای برش نیز طراحی می کنیم. روند طراحی تیرهای بتن آرمه به شرح زیر است:

۱. در طراحی برشی تیر نیز مانند طراحی خمشی، همواره رابطه زیر باید برقرار باشد:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{در } ACI \text{ رابطه اساسی طراحی برشی}$$

۲. مقدار نیروی برشی که باید تیر برای آن طراحی شود (V_u)، به برش ناشی از ترکیب بارها و برش ظرفیتی تیر بستگی دارد.

۳. مقاومت برشی تامین شده توسط بتن مقطع برابر است با:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

در اغلب تیرهایی که نیروی محوری صفر است، رابطه V_c به صورت فوق خواهد بود. در صورتی که نیروی محوری عضو غیر صفر باشد، روابط دیگری برای V_c به کار می رود که دقت بالاتری دارد.

۴. حداکثر برشی که از نظر آیین نامه مجاز است به مقطع وارد شود، با پارامتر V_{max} شناخته شده و به صورت زیر تعیین می گردد:

$$V_{max} = V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \xrightarrow{\text{در تیرهای بدون نیروی محوری}} V_{max} = 5V_c = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

۵. بر اساس مقدار نیروی برشی ایجاد شده در تیر، ۴ حالت زیر ممکن است به وجود آید:

$$\checkmark \text{ حالت اول } (V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}) : \text{ در این حالت نیازی به در نظر گرفتن آرماتور برشی در تیر نیست } \left(\frac{A_v}{s} = 0 \right).$$

✓ حالت دوم $(\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c)$: در این حالت، مقاومت برشی بتن پاسخگوی نیروی برشی ایجاد شده در تیر می باشد، ولی باید مقدار حداقلی از آرماتور برشی در تیر تعبیه شود که به صورت زیر تعیین می شود:

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{min} = \max \left\{ 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}, 0.35 \frac{b_w}{f_y} \right\}$$

✓ حالت سوم $(\phi V_c < V_u \leq \phi V_{max})$: در این حالت بتن به تنهایی برای تحمل برش وارد بر مقطع کافی نبوده و حتما لازم است از آرماتور برشی در تیر استفاده کنیم. مقدار این آرماتور به صورت زیر به دست می آید:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_s + \phi V_c \Rightarrow \phi V_s = V_u - \phi V_c \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d}$$

مقدار $\frac{A_v}{s}$ محاسبه شده نباید از $\left(\frac{A_v}{s} \right)_{min}$ کمتر در نظر گرفته شود. همچنین حداکثر مقدار فولاد عرضی باید بر اساس رابطه $\left(\frac{A_v}{s} \right)_{max} = 0.66 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}$ کنترل گردد.

✓ حالت چهارم $(V_u > \phi V_{max})$: در این حالت حتی با تعبیه آرماتور برشی نیز نمی توان در تیر مقاومت برشی کافی را تامین نمود و الزاما باید ابعاد مقطع افزایش یابد.

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
0.000	16122.421	23936.263	0.000	7153.553

در این تیر مقدار برش در مقطع ابتدای آن End - I برابر 16122.421 کیلوگرم بوده و نرم افزار آرماتور مورد نیاز برای تامین مقاومت کافی در این مقطع را $0.0 \text{ cm}^2/\text{cm}$ تعیین نموده است. حال بر اساس روابط گفته شده، مقدار آرماتور برشی مورد نیاز را به صورت دستی محاسبه می کنیم. در این تیر با توجه به ابعاد آن، مقاومت برشی تامین شده توسط بتن مقطع برابر است با:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 330 = 903740 \text{ N} = 90374 \text{ kgf}$$

$$V_u = 16122.421 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 90374 = 67780 \text{ kgf}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{67780}{2} = 33890 \text{ kgf}$$

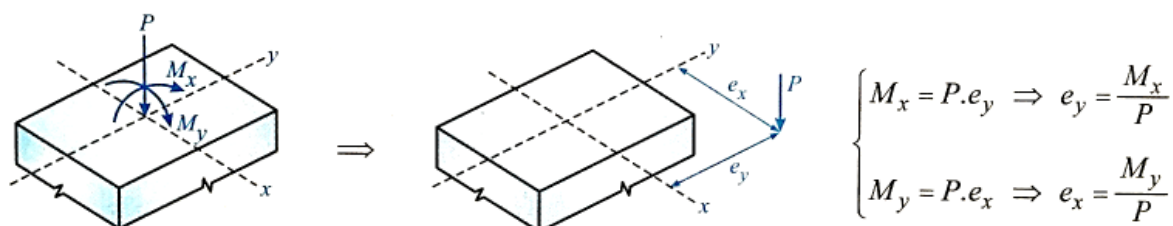
$$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2} \rightarrow \frac{A_v}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

ب) طراحی دستی ستون‌ها

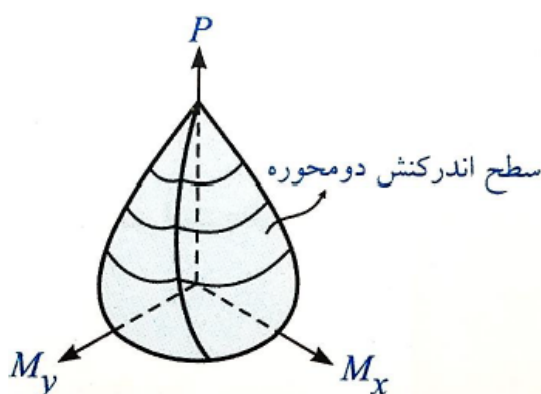
در سازه‌های دارای قاب خمشی به عنوان سیستم باربر جانبی در دو راستا، ستون‌ها تحت خمش دو محوری قرار می‌گیرند و در طراحی ستون لازم است ظرفیت باربری عضو بر همین اساس تعیین شود. نرم افزار ETABS قادر است با در نظر گرفتن فرضیاتی، منحنی اندرکنش خمش و نیروی محوری را برای زوایای مختلف خروج از مرکزیت رسم کند، که حاصل این کار یک منحنی اندرکنش سه بعدی خواهد بود. در این منحنی به راحتی می‌توان با تعیین وضعیت تلاش‌های ایجاد شده در عضو $(P - M_2 - M_3)$ نسبت $Ratio$ و یا مقدار آرماتور مورد نیاز را محاسبه نمود. واقعیت این است که انجام این کار به صورت دستی نیازمند محاسبات بسیار زیادی بوده و تقریباً غیرممکن است. به همین دلیل معمولاً برای کنترل و یا طراحی دستی ستون‌های بتنی از روش‌های تقریبی از جمله روش برسلر (معکوس بار) و یا روش خروج از مرکزیت معادل (روش مک گریگور) استفاده می‌شود. در بین این دو روش، اغلب روش برسلر دارای دقت بیشتری بوده و محدودیت کمتری دارد. به همین دلیل در ادامه با استفاده از روش برسلر یکی از ستون‌ها را طراحی می‌کنیم.

• اصول طراحی ستون‌ها

در شکل زیر مقطع یک ستون تحت خمش دو محوره نشان داده شده است. در این حالت می‌توان گفت که مقطع تحت اثر یک نیروی محوری همراه با دو خروج از مرکزیت قرار دارد، به طوری که:



$$\begin{cases} M_x = P \cdot e_y \Rightarrow e_y = \frac{M_x}{P} \\ M_y = P \cdot e_x \Rightarrow e_x = \frac{M_y}{P} \end{cases}$$



می‌توان نشان داد که در ترکیب خمش دو محوره و نیروی محوری، محور خنثی به صورت مورب در مقطع قرار می‌گیرد. بنابراین اگر بخواهیم مقطع را به صورت دقیق بررسی کنیم، باید با یک محاسبات طولانی و به صورت سعی و خطا، ابتدا محل دقیق محور خنثی و زاویه آن با یکی از لبه‌های مقطع را پیدا کرده و سپس مقادیر تنش‌ها و نیروها را به دست آوریم. در این حالت سطح اندرکنش ستون مطابق شکل زیر خواهد بود. اگر نقطه‌ای که ترکیب $(P - M_x - M_y)$ وارد بر ستون را نشان می‌دهد، در داخل حجم نمودار داده شده قرار گیرد، ستون ایمن بوده و دارای مقاومت کافی است. نرم افزار ETABS نیز برای کنترل ظرفیت ستون و یا تعیین مساحت آرماتور مورد نیاز، از نمودار سه بعدی مشابه این شکل استفاده می‌کند.

با توجه به پیچیدگی و طولانی بودن به دست آوردن این نمودارها، معمولاً در بررسی های دستی ستون های بتن آرمه تحت خمش دو محوره، از روش های تقریبی استفاده می شود. یک روش تقریبی بسیار مناسب و با درصد خطای بسیار کم برای آنالیز ستون تحت خمش دو محوره، روش بار متقابل یا روش برسلر است که در آیین نامه ها نیز توصیه شده است. پروفیسور برسلر رابطه ساده زیر را برای تخمین ظرفیت اسمی ستون یعنی P_n ، هنگامی که ستون تحت لنگرهای هم زمان M_x و M_y قرار می گیرد، پیشنهاد می کند:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0}$$

ظرفیت محوری ستون تحت اثر لنگرهای همزمان M_x و M_y : P_n ظرفیت محوری خالص فشاری ستون: P_0

ظرفیت محوری ستون تحت خروج از مرکزیت e_x (یا لنگر M_y): P_{ny} ظرفیت محوری ستون تحت خروج از مرکزیت e_y (یا لنگر M_x): P_{nx}

متوسط خطای رابطه برسلر حدود ۳ درصد است. با این حال اگر $P < 0.1P_0$ باشد، خطای این روش زیاد شده و استفاده از روش برسلر مجاز نخواهد بود. معمولاً اگر P از ۱۰ درصد P_0 کوچک تر باشد، مقطع را می توان به ازای خمش خالص دو محوره طراحی کرد؛ یعنی اثر بار محوری را با توجه به کوچک بودن آن در نظر نگرفت.

برای به دست آوردن پارامترهای مورد استفاده در رابطه برسلر، باید روند زیر را طی کنیم:

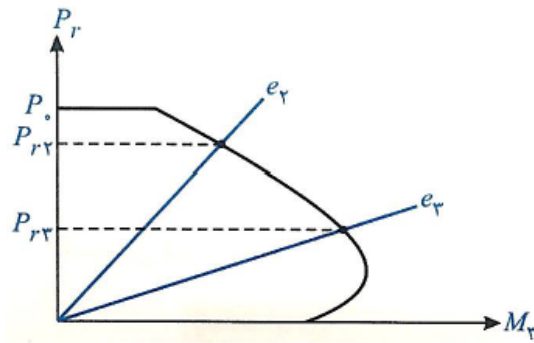
۱. با استفاده از کلید *Summary* در پنجره *Information* ستون، تلاش های مورد استفاده در طراحی ستون مورد نظر یعنی P_u ، M_{u2} و M_{u3} را به دست می آوریم.

۲. با استفاده از روابط زیر، مقدار خروج از مرکزیت معادل در دو راستای (۲) و (۳) را تعیین می کنیم.

$$e_2 = \frac{M_{u3}}{P_u} \quad . \quad e_3 = \frac{M_{u2}}{P_u}$$

۳. برای تعیین ظرفیت ستون در دو راستای (۲) و (۳) به صورت مجزا (P_{r3} و P_{r2}) به منحنی تک محوری اندرکنش ستون نیاز داریم. نرم افزار *ETABS* منحنی اندرکنش خمش و نیروی محوری را برای مقطع ستون ها محاسبه می کند. اطلاعات این منحنی را می توانیم با استفاده از کلید *Interaction* در پنجره *Information* مشاهده کنیم. ستون های مورد استفاده در این پروژه، دارای مقطع یا آرماتورگذاری کاملاً متقارن هستند، به همین دلیل منحنی اندرکنش آن ها در هر دو راستای مقطع یکسان خواهد بود. به منظور مشاهده مختصات مورد استفاده برای رسم منحنی $P - M_3$ در قسمت پاییم پنجره باید منحنی شماره ۱ که برای زاویه صفر درجه نسبت به محور (۳) رسم شده است را انتخاب کنیم.

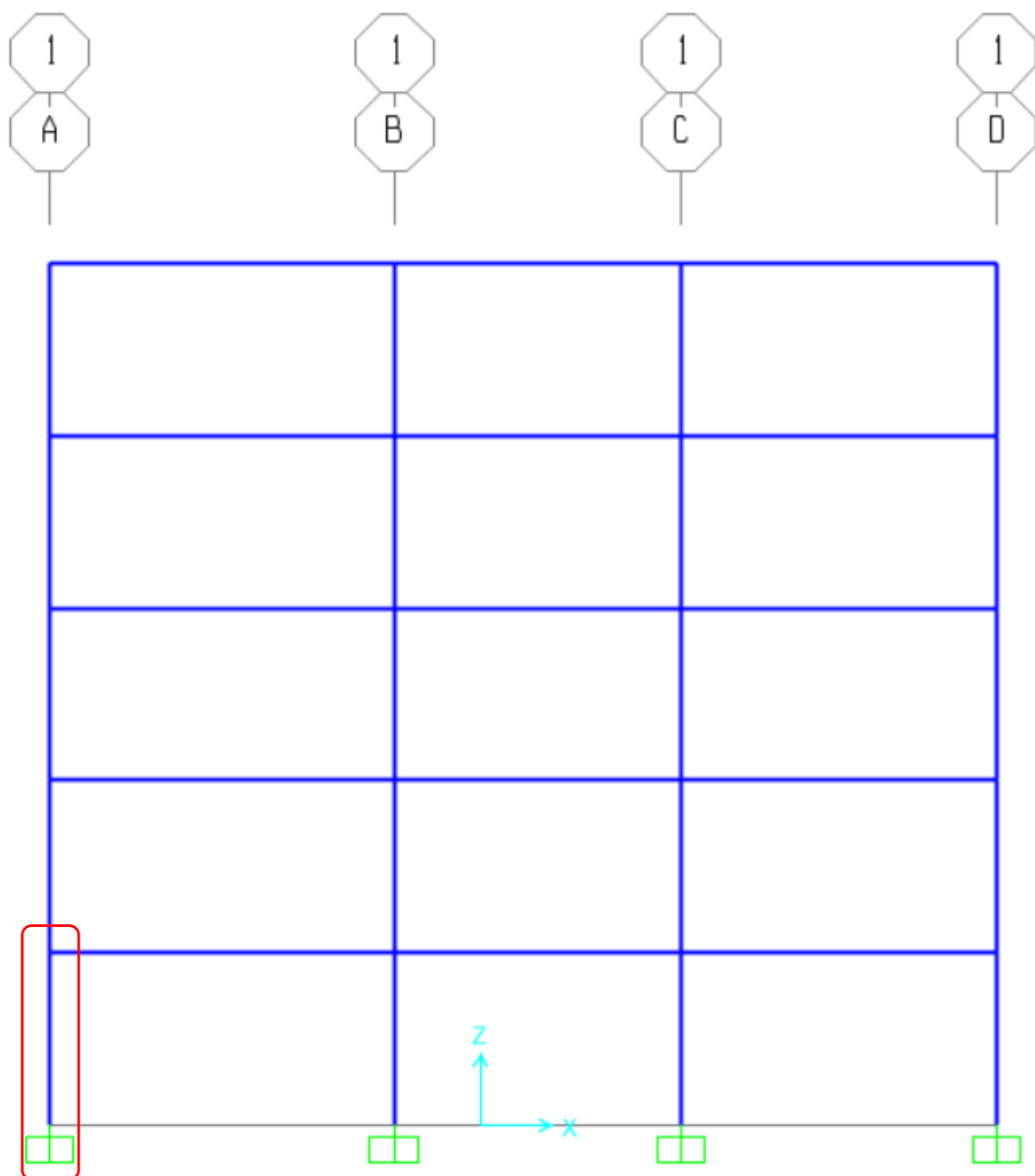
۴. حال باید برای محاسبه ظرفیت محوری ستون، در نمودار رسم شده در Excel دو خط با شیب $\left(\frac{1}{e_2}\right)$ و $\left(\frac{1}{e_3}\right)$ به گونه ای رسم شود که منحنی ظرفیت ستون را قطع کند. محل تقاطع این دو خط با منحنی ستون، بیانگر ظرفیت ستون بوده و بنابراین مقادیر P_{r2} و P_{r3} به دست می آیند. همچنین مقدار ماکزیمم نیروی محوری در این نمودار، بیانگر مقدار پارامتر P_0 می باشد. این مقادیر در شکل مقابل نشان داده شده اند.



۵. در این مرحله می توان با استفاده از رابطه زیر، ظرفیت معادل ستون را محاسبه نمود:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0}$$

در صورتی که رابطه $P_r \geq P_u$ برقرار باشد، ظرفیت ستون کافی است؛ در غیر اینصورت لازم است ستون به طریقی (افزایش ابعاد مقطع و یا مساحت آرماتورها) تقویت شود.



ستون انتخابی برای طراحی دستی

ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Intermediate Units: Kgf, cm, C (Summary)

Element : 1 B=40.000 D=40.000 dc=7.000
 Section ID : C40X40-8T20 E=282000.000 fc=3695.400 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : DCON7 L=300.000 fy=4000.000 fys=4000.000
 Station Loc : 0.000 RLLF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.750
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
1.875	7148.802	19596.657	2703795.347	19473.337	19473.337

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.000	1.006	1.000	1.000	280.000
Minor Bending(M2)	1.000	1.006	1.000	1.000	280.000

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	0.000	9070.909	32929.116	0.000	9070.909
Minor Shear(V3)	0.000	0.000	32929.116	0.000	0.000

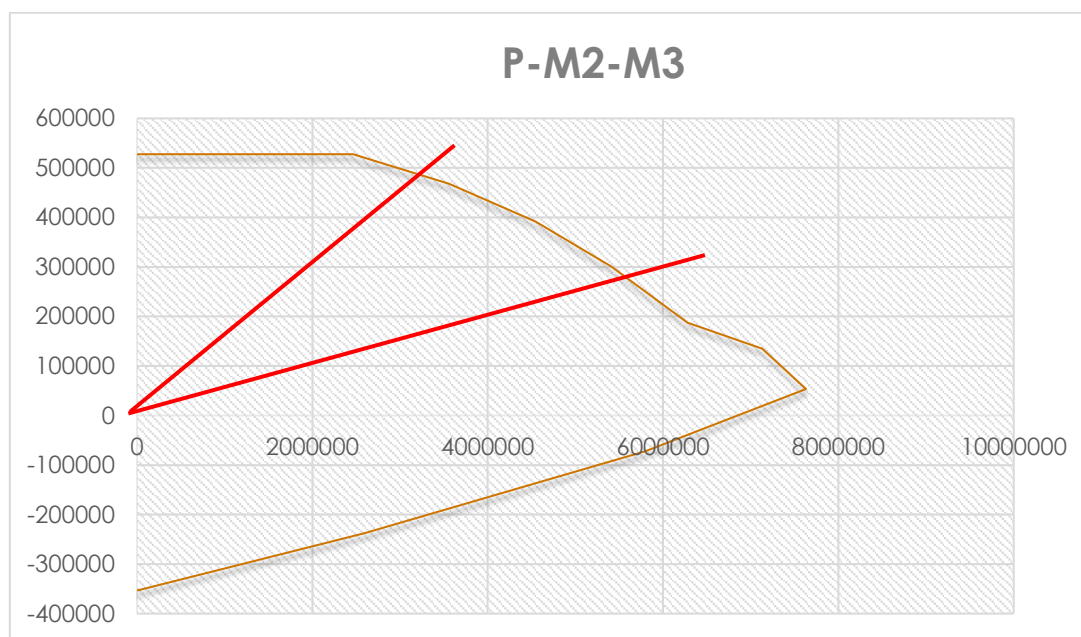
با استفاده از مقادیر جدول فوق، مقدار خروج از مرکزیت معادل را در دو راستای ۲ و ۳ تعیین می کنیم.

$$e_2 = \frac{M_{u3}}{P_u} = \frac{2703795.347}{7148.802} = 378.21 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{M_{u2}}{P_u} = \frac{19596.657}{7148.802} = 2.74 \text{ cm}$$

اطلاعات منحنی اندرکنش ستون را از نرم افزار ETABS استخراج کرده و نمودار آن را در نرم افزار Excel رسم می کنیم.

همچنین در این نمودار دو خط با شیب $\frac{1}{e_2} = 0.365$ و $\frac{1}{e_3} = 0.00264$ را نیز رسم می کنیم.



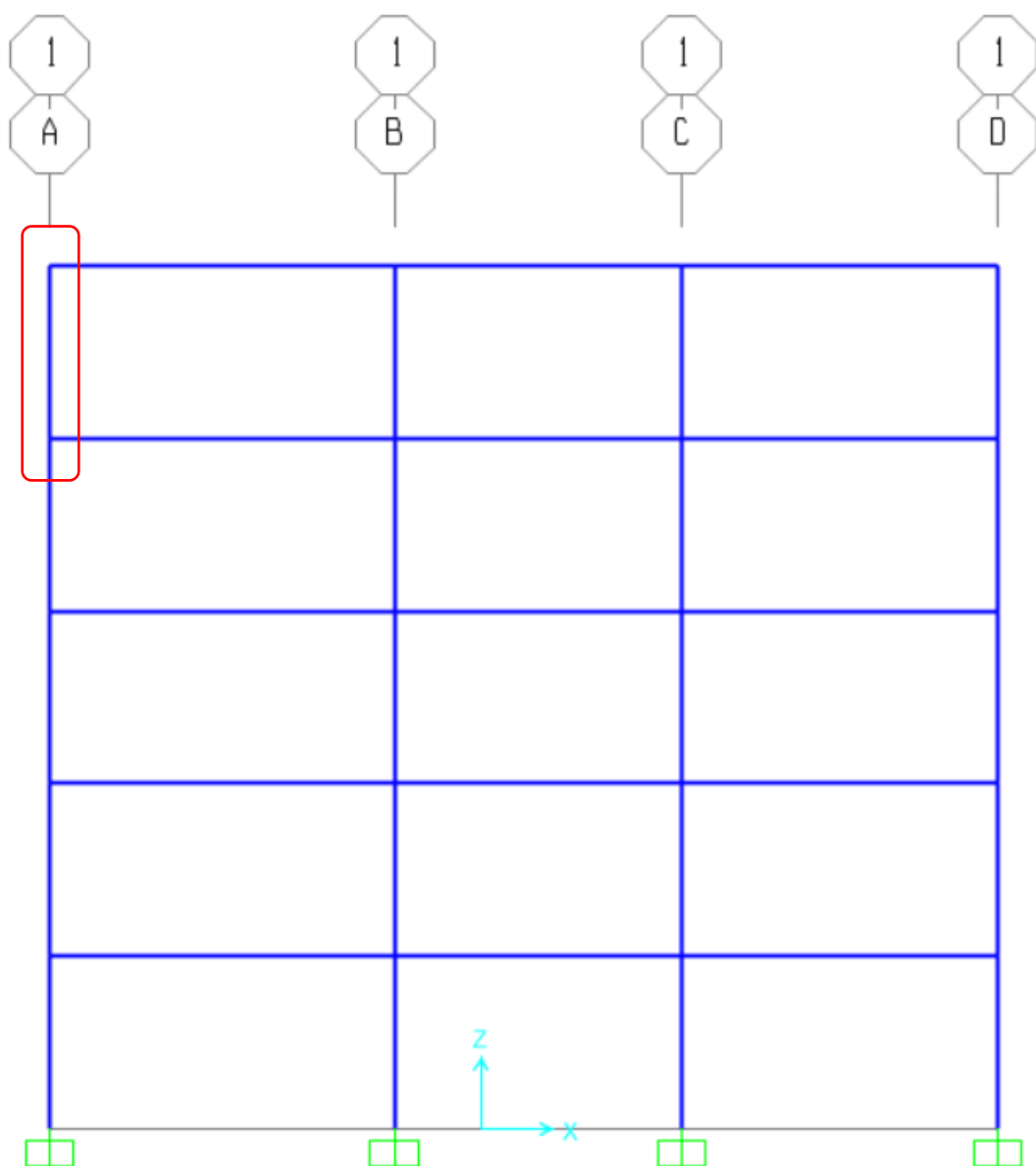
$$P_0 = 518000 \text{ kgf} , P_{r2} = 500000 \text{ kgf} , P_{r3} = 300000 \text{ kgf}$$

حال با استفاده از رابطه برسلر، ظرفیت محوری معادل ستون را به دست می آوریم:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_{r2}} + \frac{1}{P_{r3}} - \frac{1}{P_0}$$

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{500000} + \frac{1}{300000} - \frac{1}{518000} \rightarrow P_r = 322450 \text{ kgf}$$

$$P_u = 147388.24 \text{ kgf} < P_r = 154172 \text{ kgf}$$



ستون انتخابی برای طراحی دستی

ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Intermediate Units: Kgf, cm, C (Summary)

Element : 5 B=35.000 D=35.000 dc=7.000
 Section ID : C35X35-8T20 E=282000.000 fc=3695.400 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : DCON6 L=300.000 fy=4000.000 fys=4000.000
 Station Loc : 280.000 RLLF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.750
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
1.368	15416.381	40429.497	1710433.463	39681.765	39681.765

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending (M3)	1.000	1.019	1.000	1.000	260.000
Minor Bending (M2)	1.000	1.019	1.000	1.000	260.000

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear (V2)	0.000	10970.719	25815.114	0.000	10970.719
Minor Shear (V3)	0.000	0.000	25815.114	0.000	0.000

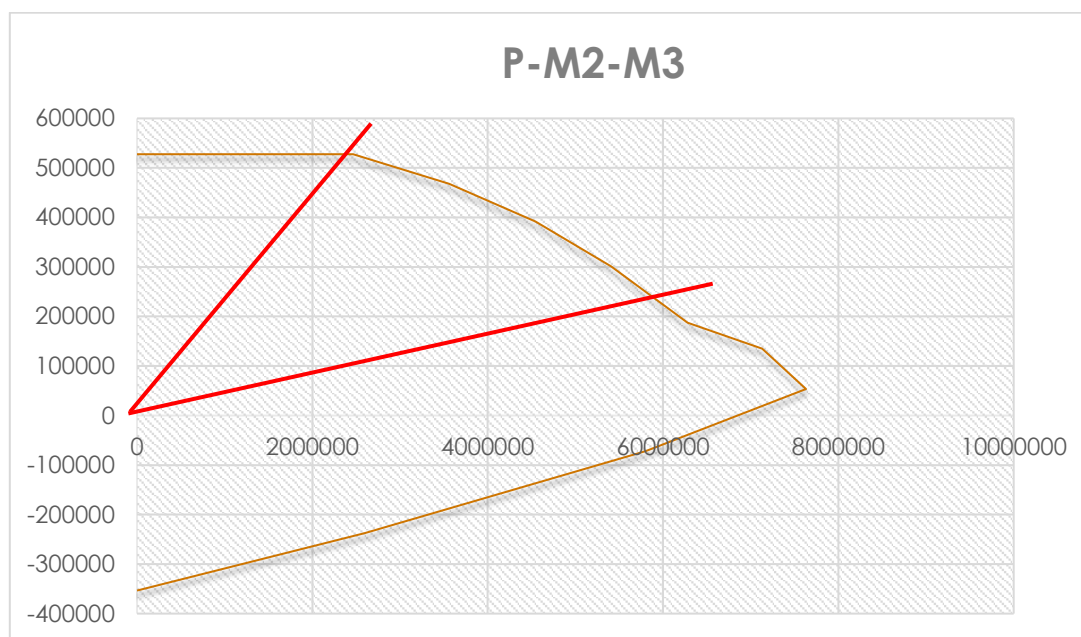
با استفاده از مقادیر جدول فوق، مقدار خروج از مرکزیت معادل را در دو راستای ۲ و ۳ تعیین می کنیم.

$$e_3 = \frac{M_{u3}}{P_u} = \frac{1710433.463}{15416.381} = 110.95 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{M_{u2}}{P_u} = \frac{40429.497}{15416.381} = 2.62 \text{ cm}$$

اطلاعات منحنی اندرکنش ستون را از نرم افزار ETABS استخراج کرده و نمودار آن را در نرم افزار Excel رسم می کنیم.

همچنین در این نمودار دو خط با شیب $\frac{1}{e_2} = 0.381$ و $\frac{1}{e_3} = 0.00901$ را نیز رسم می کنیم.



$$P_0 = 546000 \text{ kgf} , P_{r2} = 525000 \text{ kgf} , P_{r3} = 275000 \text{ kgf}$$

حال با استفاده از رابطه برسلر، ظرفیت محوری معادل ستون را به دست می آوریم:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_{r2}} + \frac{1}{P_{r3}} - \frac{1}{P_0}$$

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{525000} + \frac{1}{275000} - \frac{1}{546000} \rightarrow P_r = 514493 \text{ kgf}$$

$$P_u = 208156.4 \text{ kgf} < P_r = 212405 \text{ kgf}$$

۱۲) طراحی سازه برای ۰/۵g

در این بخش لازم است مقدار بار زلزله اصلاح شده و سازه دوباره تحت تحلیل پوش‌آور قرار گیرد.

محاسبه ضریب زلزله (C)

$$C_x = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.5 \times 2.7 \times 1.0}{5} = 0.27$$

محاسبه ضریب (K)

$$k_x = k_y = 0.5T + 0.75 = (0.5 \times 0.715) + 0.75 = 1.1075$$

User Defined Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

- ☒ Global X Direction
- ☐ Global Y Direction
- Ecc. Ratio (All Diaph.)
- Override Diaph. Eccen.

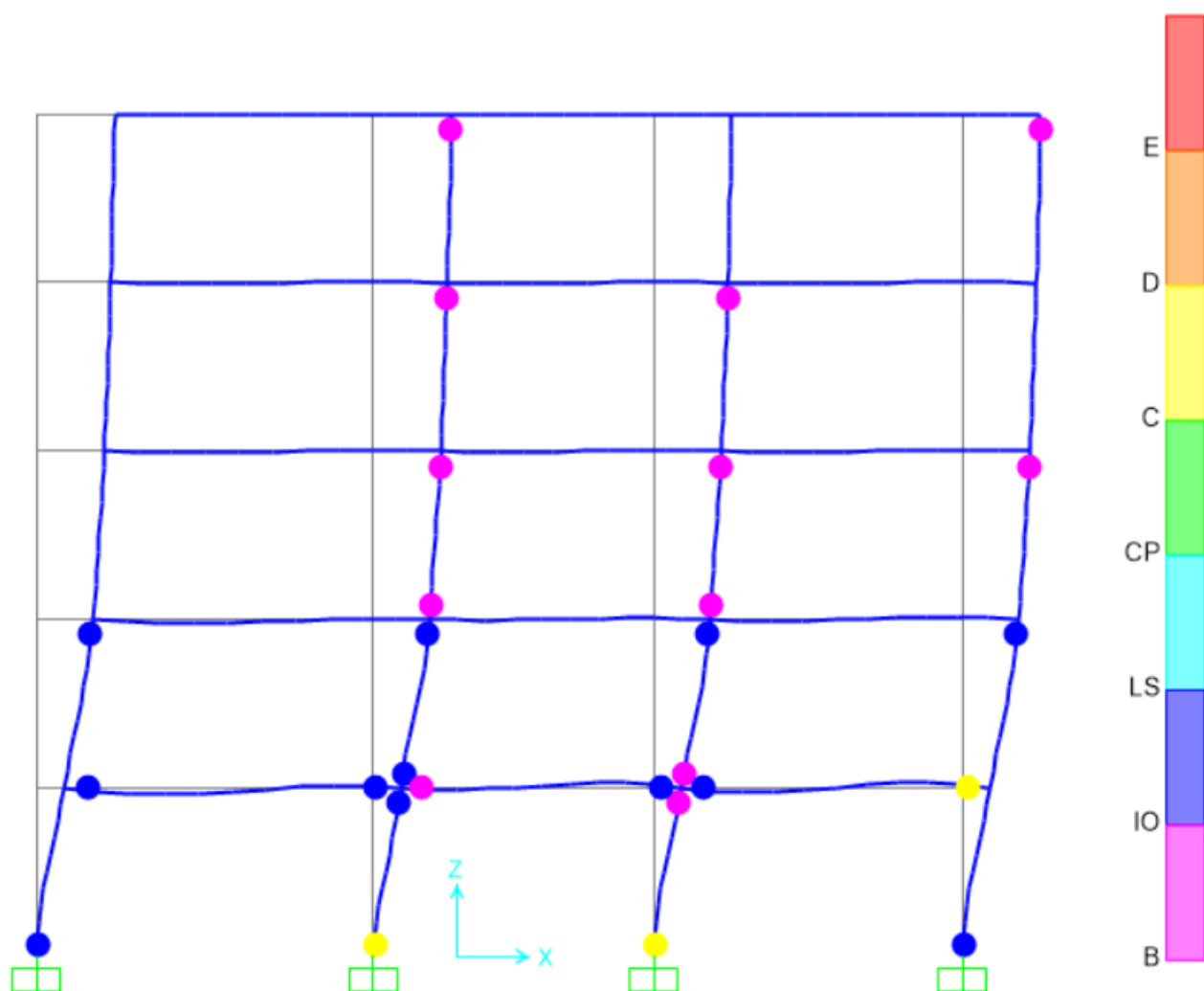
Other Factors

- Base Shear Coefficient, C
- Building Height exp., K

Lateral Load Elevation Range

- ☐ Program Calculated
- ☒ User Specified
- Max Z
- Min Z

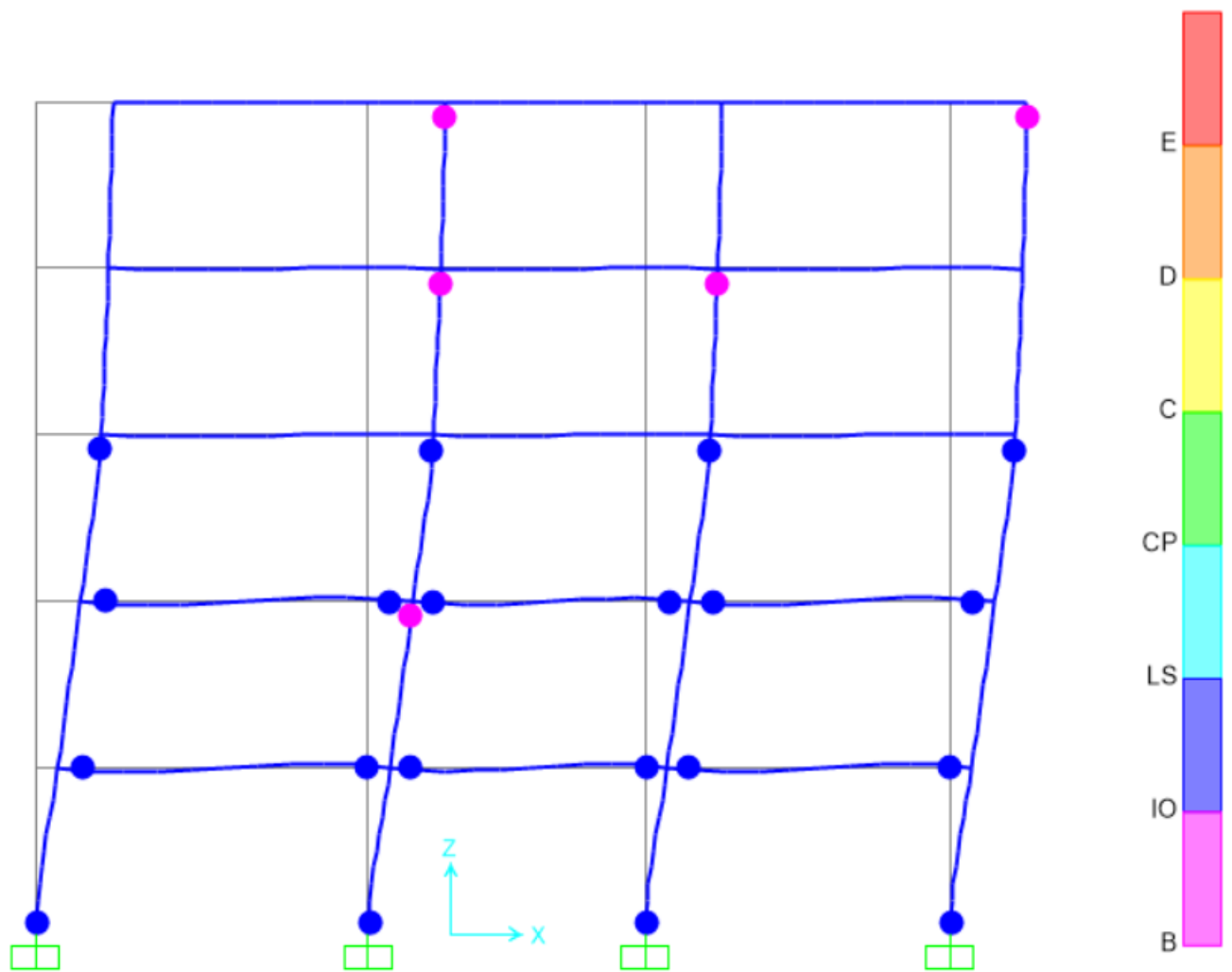
شکل ۹۴، اصلاح بار زلزله



شکل ۹۵، روند تشکیل مفاصل پلاستیک تحت بار UniformX-QG1

مشخص است که با تغییر انجام گرفته سازه پاسخگوی سطح عملکرد ایمنی جانی نبوده بدین سبب ابعاد مقاطع را افزایش خواهیم داد.

ستون‌های طبقات اول و دوم را به ۴۵ در ۴۵ با ۱۲ میلگرد نمره ۱۶ و ستون‌های طبقات سوم و چهارم و پنجم را به ۴۰ در ۴۰ با ۸ میلگرد نمره ۱۶ تغییر می‌دهیم که در این حالت جوابگوی سطح عملکرد ایمنی جانی می‌باشد.



شکل ۹۶، روند تشکیل مفاصل پلاستیک سازه با افزایش ابعاد مقاطع تحت بار UniformX-QG1