معرفی پروژه:

برای ایجاد یک ساختمان تجاری شش طبقه، پلان ستون‌گذاری به شرح زیر در نظر گرفته شده است. برای اسکلت ساختمان دو راه حل به شرح زیر مورد بررسی می‌باشد.

1. اسکلت بتن‌آرمه با سقف تیر و تاوه(ضخامت تاوه 150 میلیمتر)
2. اسکلت فلزی با سقف تیرچه و بلوک

ارتفاع طبقه اول 4.5 متر و سایر طبقات 4 متر است و سربار ساختمان تجاری می‌باشد.

طراحی سازه با استفاده از ویرایش 4 آیین‌نامه 2800 انجام شود.

موارد خواسته شده در این پروژه به شرح زیر می‌باشد.

1. با تعیین مشخصات هندسی و میزان بارهای وارده، صلبیت پوشش بالاترین طبقه را بررسی کنید.
2. طراحی دستی قاب شماره 4 با فرض شکل‌پذیری زیاد
3. طراحی هسته مقاوم از نوع دیوار برشی کامپوزیت و دیوار برشی بتن‌آرمه
4. تهیه نمودار بارافزون برای قاب مورد نظرو محاسبه ضریب شکل پذیری
5. مقایسه تحلیل استاتیکی و شبه دینامیکی

محل پروژه شهر تهران با سطح خطرپذیری خیلی زیاد و همچنین خاک زیر سازه از نوع 3 می‌باشد.

نرم افزارهای مورد استفاده در این پروژه نرم‌افزار تحلیل و طراحی سازه ETABS برای طراحی سازه و همچنین نرم‌افزار SAP2000 برای تهیه نمودار بار افزون می‌باشد.

در انتها از زحمات جناب آقای دکتر علیرضا رهایی که در انتقال مفاهیم مورد نیاز برای انجام پروژه کمک شایانی را داشته‌اند، تشکر می‌نمایم.

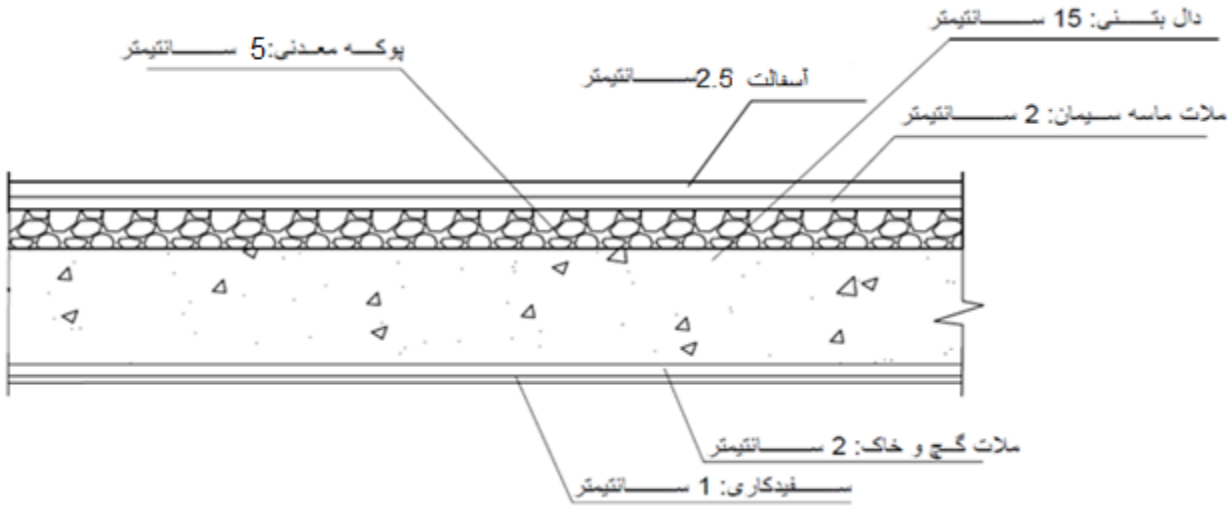
فصل اول

سازه بتنی

بخش اول

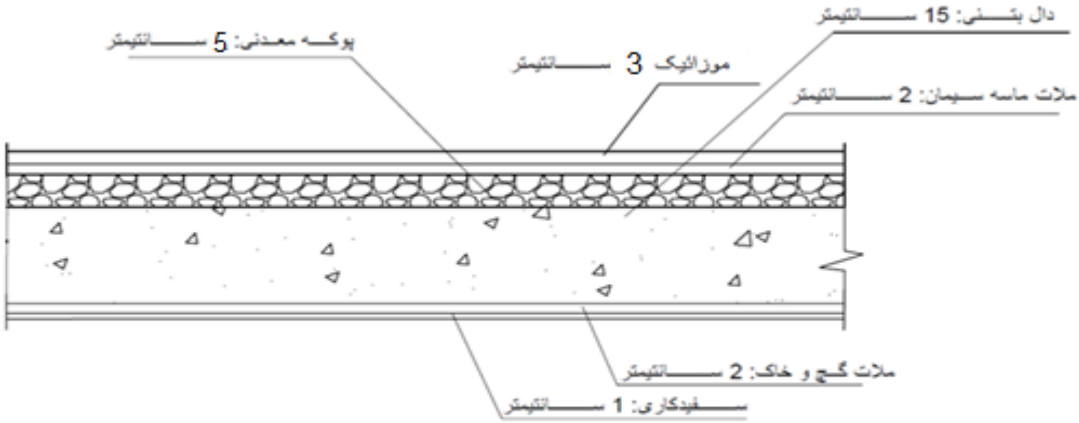
بارگذاری سازه بتنی

دیتیل سقف بام



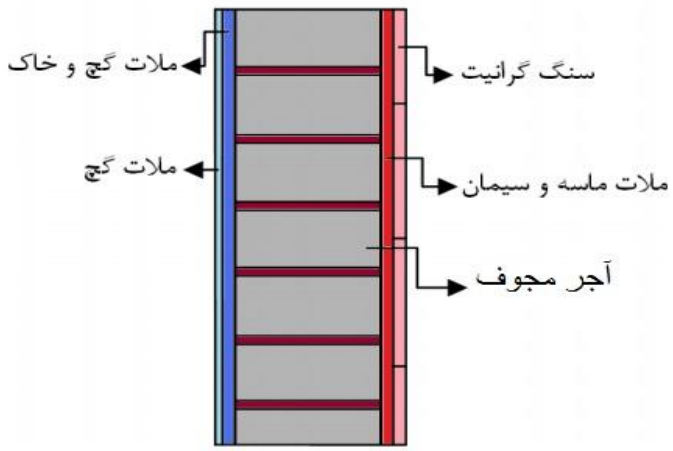
مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
وزن واحد سطح دال بتنی	0/15	2500	375
وزن آسفالت	0/03	2200	66
وزن ملات ماسه- سیمان	0/02	2100	42
پوکه معدنی	0.05	1300	65
وزن ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
وزن ملات گچ	0.01	1300	13
			593

دیتیل سقف طبقات:



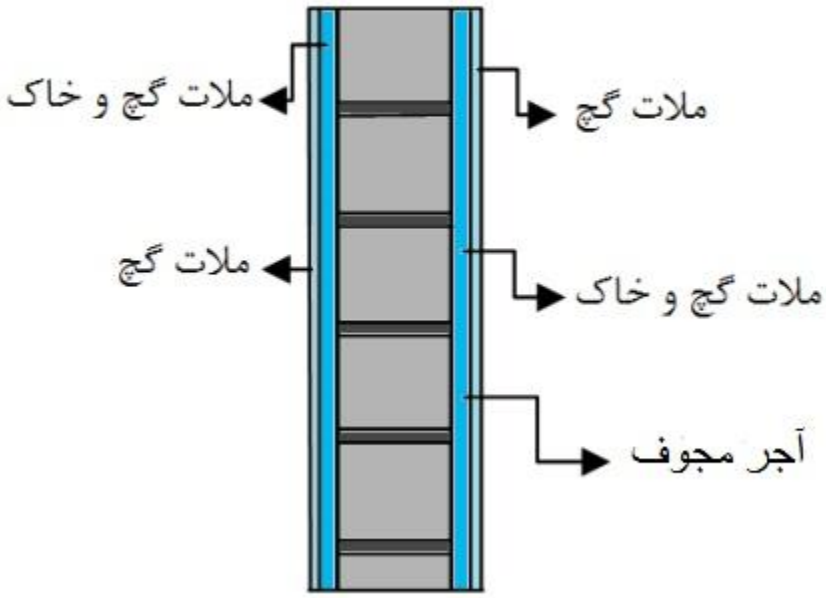
مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
وزن واحد سطح دال بتنی	0.15	2500	375
وزن موزائیک	0.03	2100	63
وزن ملات ماسه- سیمان	0.02	2100	42
پوکه معدنی	0.05	1300	65
وزن ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
وزن ملات گچ	0.01	1300	13
			590

دیتیل دیوارهای جانبی



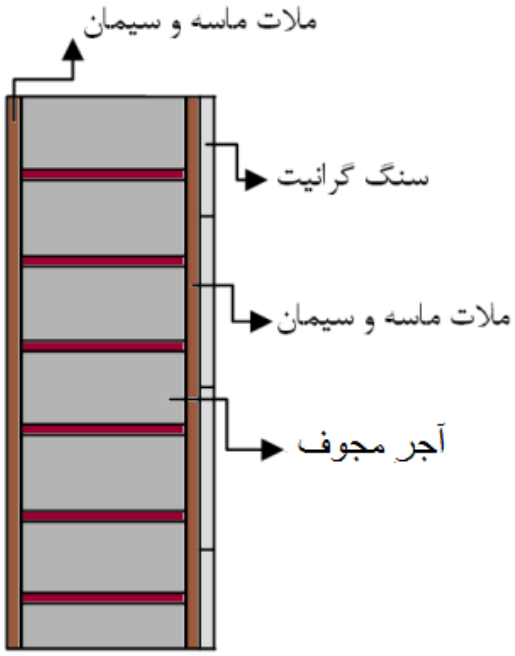
مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
ملات گچ	0.005	1300	6.5
ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
آجر مجوف	0.2	850	170
ملات ماسه- سیمان	0.025	2100	52.5
سنگ گرانیت	0.02	2800	56
	وزن واحد سطح دیوار نما دار = $320\frac{kg}{m^2}$		
	وزن واحد سطح دیوار بدون نما = $265\frac{kg}{m^2}$		

دیتیل دیوار پارتیشن



مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
ملات گچ	2×0.005	1300	13
ملات گچ و خاک	2×0.02	1600	64
آجر مجوف	0.1	850	85
وزن واحد سطح دیوار پارتیشن			$\sum = 162$

دیتیل جانپناه



مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
آجر مجوف	0.1	850	85
ملات ماسه - سیمان	2×0.02	2100	84
سنگ گرانیت	0.025	2800	70
وزن واحد سطح جان پناه			$\sum = 240$
وزن واحد سطح جان پناه با ارتفاع (1) متر			$\sum = 240$

محاسبه بار واحد طول دیوارها

H_w=ارتفاع یک طبقه – ضخامت یک سقف

H_w= 400-28=372

ارتفاع دیوارها برابر کف تا زیر سقف طبقات است.

25٪ بازشو برای جهت های نما دار در نظر گرفته شده است.

بار مرده دیوار جانبی نما دار= $3.72 \times 320 \times 0.75 = 892.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

بار مرده دیوار جانبی بدون نما = $3.72 \times 265 = 985.8 \ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

بار مرده دیوار جانبی خرپشته = $2.2 \times 320 = 704 \ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

- **محاسبه بارهای زنده :**

با توجه به جدول 6-3-1 حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت طبق صفحه 13 مبحث ششم تعیین می گردد

.

بار زنده بام = $150 \frac{kg}{m^2}$

بار زنده طبقات = $500 \ \frac{kg}{m^2}$

بار زنده همکف = $500 \ \frac{kg}{m^2}$

بار ناشی از نیروی برف :

- تهران دارای برف زیاد می باشد .
- P_s: بار برف مبنا
- $P_S = 150\ kg/m^2$
- با توجه به نوع بام که مسطح می باشد و با توجه به بند 6-4-3-2 آیین نامه بارگذاری
- C_s : ضریب اثر شیب
- $C_s = 1$
- P_r : بار برف بام
- $P_r = P_S \times C_s = 150 \times 1 = 150\ kg/m^2$

در این پروژه چون زاویه شیب بام کمتر از 15 درجه است طبق بند 6-4-4-1 اثر بارگذاری نامتقارن در نظر گرفته نمی شود.

خلاصه بار ثقلی :

مقادیر بار زنده، از آیین نامه بار گذاری(مبحث ششم) با استفاده از جداول مربوطه به دست آمده است.

برای محاسبه وزن طبقات مقدار وزن پارتیشن ها برابر $84\ \frac{kg}{m^2}$ در نظر گرفته شده است.

برای محاسبه وزن طبقات به صورت دستی مقدار بار ناشی از اسکلت سازه برابر $250\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}$ در نظر گرفته شده است.

خلاصه بار ثقلی در جدول شکل زیر تنظیم شده است.

	طبقات	بام و خرپشته
بار زنده	500	150
بار مرده	590	593

محاسبه بار جانبی زلزله:

با توجه به آیین نامه 2800 ویرایش4 مقدار مشارکت بار زنده در وزن طبقات برابر $\alpha = 0.2$ در نظر گرفته شده است.

در دیوار های نما دار فرض شده است که مساحت بازشوها برابر 25 ٪ مساحت دیوار است.

- **محاسبه وزن طبقه بام وخرپشته :**

W_R=(مساحت پلان) ×[(کل بار مرده واحد سطح طبقه + بار واحد اسکلت +(بار زنده*درصد مشارکت بار زنده)]

$$+\left(\frac{\text{طول دیوار نمادار}}{2}\right)\times\left[\text{بار واحد طول دیوار نمادار}\right]+\left(\frac{\text{طول دیوار بدون نما}}{2}\right)\times\left[\text{بار واحد طول دیوار بدون نما}\right]$$

$$+\left(\text{محیط پلان خرپشته}\right)+\left[\text{بار واحد طول جان پناه}\right]\times\left(\text{طول دیوار بدون نما}+\text{طول دیوار نمادار}\right)+\left(\text{بار واحد طول دیوار جانبی خرپشته}\right)\times$$

$$W_R = 265.65\ \times\ [593 + 250 +\ (0.2\ \times 150)] + \left(\frac{32.2}{2}\right)[892.8] + \left(\frac{33}{2}\right)[985.8] + (65.2)[240] + 19.1 \times 704 = 292\ ton$$

- محاسبه وزن طبقات

W_R=(مساحت) ×[کل بار مرده واحد سطح طبقه + بار واحد اسکلت +(بار زنده*درصد مشارکت بار زنده)]

$+ \left(\text{طول دیوار نمادار}\right) \times \left[\text{بار واحد طول دیوار نمادار}\right] + \left(\text{طول دیوار بدون نما}\right) \times \left[\text{بار واحد طول دیوار بدون نما}\right]$

- $W_R = 265.65 \times [590 + 250 + (0.2 \times 500)] + (32.2)[892.8] + (33)[985.8] = 311\ ton$

وزن کل سازه :

$$W_{\text{total}} = (1 \times 292) + (4 \times 311) + 320 = 1856\ \text{ton}$$

محاسبه برش پایه :

$$V = C \times W$$

نیروی برشی در تراز پایه=V

ساختمان از نوع منظم می باشد . با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل ، نیروی زلزله را محاسبه می کنیم

ارتفاع ساختمان زیر 50 متر می باشد .(24.5 متر)

- طبق جدول 6-7-2 خطر نسبی زلزله زیاد می باشد

- ارتفاع ساختمان

H = 24.5

- طبق جدول 6-7-5 ضریب اهمیت ساختمان

I = 1

- طبق جدول 6- 7-6 ضریب رفتار ساختمان (قاب صلب متوسط)

$R_x = R_y = 7.5$

- زمان تناوب اصلی ساختمان

در قابهای بتن آرمه طبق بند 6-7-2-5-6 و رابطه 6-7-7

$T_x = 0.05\ H^{3/4} = 0.05 \times 24.5^{3/4} = 0.55$

$T_y = 0.05\ H^{0.9} = 0.89$

- اگر نوع خاک 3 و طبق جدول 6-7-3 ضریب بازتاب ساختمان
-

$T_0 = 0.15$ & $T_s = 0.7$ & $s = 1.75$ & $S_0 = 1.1$

$T_0 < T_x < T_s$

$N = 1$, $B = S + 1 = 2.75$

$T_y > T_s$

$$N = \frac{0.4}{4-T_s}(T - T_s) + 1 = 1.02 \quad , \quad B = (S+1)\frac{T_s}{T} = 2.163$$

- محاسبه ضریب زلزله

$$C_x = \frac{ABI}{R_x} = \frac{0.35*2.75*1}{7.5} = 0.128$$

$$C_y = \frac{ABI}{R_y} = \frac{0.35*2.163*1}{7.5} = 0.1$$

- نیروی برشی پایه

V_x= C × W = 0.128 × 1856 = 237.57 ton>$V_{u\min}$ =0.12AIW=77.95 ton

V_y= C × W = 0.1 × 1856 = 185.6 ton>$V_{u\min}$ =0.12AIW=77.95 ton

$$F_{ui} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{k} w_i h_i^k} V_u$$

K=0.5T+0.75

Kx=0.5*0.55+0.75=1.025

Ky=0.5*0.89+0.75=1.195$_i$

hi : ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i ام

W_i : وزن طبقه i ام

جدول نیروی زلزله در جهت X

Story	W_i	$(W_i h_i)^k$	F_{xi}	V_{xi}
بام	292	7749.58	64.476	64.476
5	311	6875.56	57.204	121.68
4	311	5504.04	45.794	167.474
3	311	4140.88	34.452	201.926
2	311	2788.78	23.203	225.129
1	320	1495.18	12.44	237.57
$\sum$	1856	28554.02		

جدول نیروی زلزله در جهت Y

Story	W_i	$(W_i h_i)^k$	F_{xi}	V_{xi}
بام	292	13348.62	53.850	53.850
5	311	11489.63	46.350	100.2
4	311	8864.49	35.76	1335.96
3	311	6361.62	25.66	161.62
2	311	4012.51	16.19	177.81
1	320	1930.81	7.79	185.6
$\sum$	1856	46007.681		

بخش دوم

تعیین صلبیت دیافراگم کف

در این قسمت طبق صورت پروژه باید صلبیت بالاترین سقف در سازه با اسکلت بتنی بررسی گردد. برای این منظور از روش ارائه شده در آیین‌نامه 2800 استفاده می‌شود و میزان تغییر مکان نسبی طبقه (Δ_{story}) و حداکثر تغییرشکل دیافراگم را به دست می‌آوریم. در صورتیکه $\Delta_{diaph}/\Delta_{story} < 0.5$ دیافراگم صلب محسوب می‌گردد و در صورتی که بزرگتر از 0.5 باشد، دیافراگم انعطاف‌پذیر محسوب می‌شود.

تعیین تغییرمکان نسبی طبقه

برای این منظور سازه در نرم‌افزار ETABS مدل گردید و پس از تحلیل، تغییر مکان جانبی در دو راستا برابر مقادیر زیر به دست آمد:

$\Delta_{story\text{-}x} = 0.016$ m , $\Delta_{story\text{-}y} = 0.048$ m

تعیین تغییرمکان حداکثر دیافراگم

برای تعیین تغییرمکان حداکثر دیافراگم از روش دستی ارائه شده در پیوست 6 آیین‌نامه 2800 استفاده می‌کنیم. البته این روابط برای تیرهای با دهانه ساده پیشنهاد شده است، اما به طور محافظه‌کارانه از آن می توان برای دیافراگم‌های چند دهانه هم استفاده کرد.

ابتدا نیروی وارد بر دیافراگم را طبق ضوابط بند 2-9-1 به دست می‌آوریم:

$$0.35AIW_i \le F_{pi} = \frac{(\sum_{j=i}^{n} F_j)}{\sum_{j=i}^{n} W_j} W_i \le 0.7AIW_i$$

$$0.35AIW_i = 35.77\text{ton} \quad , \quad 0.7AIW_i = 71.54\text{ton}$$

$$F_{px} = \frac{(237.57)}{1856} \times 292 = 37.38 \text{ ton}$$

$$F_{py} = \frac{(185.6)}{1856} \times 292 = 29.2\text{ton}$$

این بار به صورت متمرکز می‌باشد و باید آن را گسترده خطی بکنیم.

$$q_x = \frac{F_{px}}{16.1} = \frac{37.38}{16.1} = 2.32\ \text{ton/m}$$

$$q_y = \frac{F_{py}}{16.5} = \frac{35.77}{16.5} = 2.17\ \text{ton/m}$$

تغییرشکل دیافراگم از دو مولفه تغییر شکل خمشی(Δ_f) و تغییرشکل برشی(Δ_s) تشکیل شده است که مطابق زیر محاسبه می‌شوند:

$$\Delta_{diaph} = \Delta_f + \Delta_s$$

$$\Delta_f = \frac{5WL^4}{384EI}$$

$$\Delta_s = \frac{\alpha WL^2}{8AG} \qquad , \qquad \alpha = 1.5$$

$$E = 5000\sqrt{f_c} = 5000\sqrt{30} = 27386\ \text{MPa} = 273.86 \times 10^4\ \text{ton/m}^2$$

$$G = 0.4E = 0.4 \times 273.86 \times 10^4 = 109.54 \times 10^4\ \text{ton/m}^2$$

تغییرشکل را برای دهانه‌های کناری و میانی محاسبه می‌کنیم و مقدار بحرانی را درنظر می‌گیریم.

- دهانه کناری در جهت X:

$$I = \frac{th^3}{12} = \frac{0.15 \times 16.1^3}{12} = 52.17\ \text{m}^4$$

$$\Delta_f = \frac{5 \times 2.32 \times 3.5^4}{384 \times 273.86 \times 10^4 \times 52.17} = 3.17 \times 10^{-8}\text{m}$$

$$\Delta_s = \frac{1.5 \times 2.32 \times 3.5^2}{8 \times (0.15 \times 16.5) \times 109.54 \times 10^4} = 1.96 \times 10^{-6}\text{m}$$

$$\Delta_{diaph} = 3.17 \times 10^{-8} + 1.96 \times 10^{-6} = 2 \times 10^{-6}$$

- دهانه میانی در جهت X:

$$I = \frac{th^3}{12} = \frac{0.15 \times 16.1^3}{12} = 52.17\ \text{m}^4$$

$$\Delta_f = \frac{5 \times 2.32 \times 4.55^4}{384 \times 273.86 \times 10^4 \times 52.17} = 9.06 \times 10^{-8}\text{m}$$

$$\Delta_s = \frac{1.5 \times 2.32 \times 4.55^2}{8 \times (0.15 \times 16.5) \times 109.54 \times 10^4} = 3.32 \times 10^{-6}\text{m}$$

$$\Delta_{diaph} = 9.06 \times 10^{-6} + 3.32 \times 10^{-6} = 3.41 \times 10^{-6} m$$

با توجه به دو مقدار محاسبه شده برای تغییرشکل دیافراگم، تغییر شکل دهانه میانی بزرگتر است و آن را در نظر می‌گیریم.

- **صلبیت دیافراگم در جهت x :**

$$\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} = \frac{3.41 \times 10^{-6}}{0.016} = 0.00021 < 0.5 \rightarrow$$ دیافراگم صلب است

- **دهانه کناری در جهت y:**

$$I = \frac{th^3}{12} = \frac{0.15 \times 16.5^3}{12} = 56.15\ \text{m}^4$$

$$\Delta_f = \frac{5 \times 2.17 \times 5^4}{384 \times 273.86 \times 10^4 \times 56.15} = 1.15 \times 10^{-7}\text{m}$$

$$\Delta_s = \frac{1.5 \times 2.17 \times 5^2}{8 \times (0.15 \times 16.5) \times 109.54 \times 10^4} = 3.75 \times 10^{-6}\text{m}$$

$$\Delta_{diaph} = 1.15 \times 10^{-7} + 3.75 \times 10^{-6} = 3.87 \times 10^{-6}$$

- **دهانه میانی در جهت Y:**

$$I = \frac{th^3}{12} = \frac{0.15 \times 16.5^3}{12} = 56.15$$

$$\Delta_f = \frac{5 \times 2.17 \times 6.5^4}{384 \times 273.86 \times 10^4 \times 56.15} = 3.28 \times 10^{-7}\text{m}$$

$$\Delta_s = \frac{1.5 \times 2.17 \times 6.5^2}{8 \times (0.15 \times 16.5) \times 109.54 \times 10^4} = 6.34 \times 10^{-6}\text{m}$$

$$\Delta_{diaph} = 6.34 \times 10^{-6} + 3.28 \times 10^{-7} = 6.67 \times 10^{-6} m$$

با توجه به دو مقدار محاسبه شده برای تغییرشکل دیافراگم، تغییر شکل دهانه میانی بزرگتر است و آن را در نظر می‌گیریم.

- **صلبیت دیافراگم در جهت Y :**

$$\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} = \frac{6.67 \times 10^{-6}}{0.048} = 0.000138 < 0.5 \rightarrow$$ دیافراگم صلب است

بخش سوم :

طراحی قاب 4 با اسکلت بتنی

قاب مورد نظر یک بار برای بار زنده و یک بار برای بار مرده و یک برای برای بار زلزله تحلیل می‌گردد.

محاسبه بار مرده وارد بر قاب محور (4)

مقدار بار مرده از مجموع بار مرده کف و اسکلت به دست می‌آید:

$$\text{بار مرده کف بام} = \left(\text{بار مرده کف} + \text{بار مرده اسکلت}\right) = 593 + 250 = 0.843\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{بار مرده کف طبقات} = \left(\text{بار مرده کف} + \text{بار مرده اسکلت}\right) + \text{بار پارتیشن} = 590 + 84 + 250$$
$$= 0.924\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

محاسبه بار زنده وارد بر قاب خمشی محور (4)

مقادیر بار زنده به صورت زیر است:

بار زنده در تراز بام $= 0.15\ \frac{ton}{\text{m}^2}$

بار زنده در تراز کف طبقات $= 0.5\ \frac{ton}{\text{m}^2}$

دهانه	طول متر	بار خطی مرده بام تن / متر مربع	بار خطی زنده بام تن/ متر مربع	بارخطی مرده طبقات تن/ متر مربع	بار خطی زنده طبقات تن/ متر مربع
A4-B4	5	3.393	0.604	3.719	2.013
B4-C4	6.5	3.393	0.604	3.719	2.013
C4-D4	5	3.393	0.604	3.719	2.013

طبق صورت پروژه قاب محور 4 باید طبق ضوابط شکل‌پذیری زیاد و در نظر گرفتن اثر P-Δطراحی گردد که برای این منظور از ضوابط بند 9-20-4 مبحث نهم مقررات ملی ساختمان استفاده گردید. برای در نظر گرفتن اثر P-Δ نیز در نرم‌افزار ETABS، این پارامتر را در آنالیز فعال می‌کنیم. به دلیل بزرگ بودن دهانه‌ها و نیروی زیاد وارده به المان‌های تیر و ستون ابعاد این المان به صورت زیر است. ابعاد تیرها همگی 45* 30،ابعاد ستون ها در2 طبقه اول 60x60 cm و در طبقات فوقانی 50x50 cm, 40x40,در نظر گرفته شد. ترکیب‌بارهای طراحی مطابق مبحث نهم برابر زیر در نظر گرفته شد. برای بار زلزله خروج از محوریت در جهت مثبت (Epx) و خروج از محوریت در جهت منفی (Enx) در نظر گرفته شد و در دو جهت هم به سازه اعمال گردید. با استفاده نیروهای به دست آمده از نرم‌افزار برای ترکیب‌بارهای معرفی شده طراحی اعضا صورت گرفته است.

ترکیب بار	نام	ترکیب بار	نام
D+1.2L-1.2Ex	MDLEx	1.25D+1.5L	DL
D+1.2L-1.2Epx	MDLEpx	D+1.2L+1.2Ex	DLEx
D+1.2L-1.2Enx	MDLEnx	D+1.2L+1.2Epx	DLEpx
D+1.2L-1.2Ey	MDLEy	D+1.2L+1.2Enx	DLEnx
D+1.2L-1.2Epy	MDLEpy	D+1.2L+1.2Ey	DLEy
D+1.2L-1.2Eny	MDLEny	D+1.2L+1.2Epy	DLEpy
0.85D-1.2Ex	MDEx	D+1.2L+1.2Eny	DLEny
0.85D-1.2Epx	MDEpx	0.85D+1.2Ex	DEx
0.85D-1.2Enx	MDEnx	0.85D+1.2Epx	DEpx
0.85D-1.2Ey	MDEy	0.85D+1.2Enx	DEnx
0.85D-1.2Epy	MDEpy	0.85D+1.2Ey	DEy
0.85D-1.2Eny	MDEny	0.85D+1.2Epy	DEpy
		0.85D+1.2Eny	DEny

طراحی تیر

1- کنترل محدودیت‌های هندسی:

طبق ضوابط بند 9-20-4-1-1 محدودیت‌های هندسی زیر برای اعضای خمشی باید در نظر گرفته شود.

الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیش از یک‌چهارم طول دهانه آزاد باشد. دهانه تیرها در این قاب 5 و 6.5 و 5 متر می‌باشد و ارتفاع موثر مقطع هم 40 سانتیمتر می‌باشد.

$$d = 0.40m < \frac{6.5}{4} = 1.625 \ \rightarrow OK$$

ب) عرض مقطع نباید کمتر از سه‌دهم ارتفاع آن و 250 میلی‌متر باشد.

$$b = 30\ cm > \max(25\ cm\ , 0.3h = 15\ cm) \rightarrow OK$$

پ) عرض مقطع نباید بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد و همچنین عرض مقطع نباید بیشتر از عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی در هر طرف آن باشد. با توجه به اینکه ابعاد ستون‌ها 60cm*60cm و50cm*50cm و40cm*40cm ابعاد تیرها 45cm*30cm است، لذا این محدودیت نیز ارضا می‌شود.

2- طراحی آرماتورهای خمشی تیر:

برای تعیین آرماتورهای خمشی تیر، مقادیر حداکثر لنگر خمشی وارد بر تیر ناشی از بارهای وارده در نقاط انتهایی و وسط تیرها به دست می‌آوریم. با توجه به لنگر وارده میزان فولاد مورد نیاز را از رابطه زیر به دست می‌آوریم.

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} bd}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f_{cd} bd^2}} \right]$$

$$f_{yd} = \varphi_y f_y = 0.85 \times 450 = 382.5\ MPa$$

$$f_{cd} = \varphi_c f_c = 0.65 \times 30 = 19.5\ MPa$$

$$b = 300\ mm \quad , \quad d = 400\ mm$$

مقدار درصد فولاد به دست آمده باید با مقادیر ماکزیمم و مینیمم مقایسه گردد.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad \rho_{min} \le \rho \le \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = max\left\{\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right\} = max\{0.00311\ , 0.00304\} = 0.00311$$

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.805 \quad , \quad \beta = 0.97 - 0.0025 f_c = 0.895$$

$$\rho_{max} = min\left\{\rho_b = \alpha\beta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \times \frac{700}{700 + f_y}\ , 0.025\right\} = min\{0.0223\ , 0.025\} = 0.025$$

$$\rightarrow \quad 0.00311 \leq \rho \leq 0.025$$

هم‌چنین مطابق بند 9-20-4-1-2-1 حداقل دو میلگرد با قطر 12 میلیمتر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالا مقطع در سراسر طول تعبیه گردد و طبق بند 9-20-4-1-2-2 در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، باید آرماتور فشاری به مقدار نصف آرماتور کششی موجود در آن مقطع تامین گردد.

با توجه به روابط و ضوابط ارائه شده و مقادیر حداکثر لنگرهای ماکزیمم مثبت و منفی در دو انتها و وسط تیر و مقادیر فولاد مثبت و منفی موردنیاز را به دست می‌آوریم که نتایج این محاسبات در جدول ارائه شده است

کف		دهانه A4-B4			دهانه B4-C4			دهانه C4-D4		
1		ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه
	لنگر مثبت (KN.m)	-	145.64	-	-	148.552	-	-	145.596	-
	لنگر منفی (KN.m)	-291.275	-	-291.275	-297.105	-	-297.105	-291.192	-	-291.192
	As (cm^2)	25.09	10.599	25.09	25.84	10.84	25.84	25.08	10.596	25.08
		8φ20	4φ20	8φ20	8φ22	4φ20	8φ22	8φ20	4φ20	8φ20
2		ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه
	لنگر مثبت (KN.m)	-	182.742	-	-	175.854	-	-	182.850	-

	لنگر منفی (KN.m)	-365.484	-	-365.484	-351.709	-	-351.709	-365.7	-	-365.7
	As (cm^2)	37.18	13.77	37.18	34.30	13.16	34.3	37.23	13.77	37.23
		10φ22	4φ22	10φ22	10φ22	4φ22	10φ22	10φ22	4φ22	10φ22
3		ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه
	لنگر مثبت (KN.m)	-	188.469	-	-	183.490	-	-	188.428	-
	لنگر منفی (KN.m)	-376.937	-	-376.937	-366.981	-	-366.981	-376.857	-	-376.857
	As top (cm^2)	40.09	14.28	40.09	37.53	13.83	37.53	40.07	14.27	40.07
		12φ22	4φ22	12φ22	10φ22	4φ22	10φ22	12φ22	4φ22	12φ22
4		ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه
	لنگر مثبت (KN.m)	-	164.09	-	-	168.224	-	-	184.051	-
	لنگر منفی (KN.m)	-328.178	-	-328.178	-336.449	-	-336.449	-328.102	-	-328.102
	As (cm^2)	30.25	12.14	30.25	31.58	12.50	31.58	30.23	13.88	30.23
		10φ20	4φ20	10φ20	10φ20	4φ20	10φ20	10φ20	4φ20	10φ20
5		ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه
	لنگر مثبت (KN.m)	-	120.932	-	-	128.829	-	-	120.903	-

	لنگر منفی (KN.m)	-241.865	-	-241.865	-257.858	-	-257.858	-241.805	-	-241.805
	As top (cm^2)	19.44	8.62	19.44	21.16	9.241	21.16	19.44	8.62	19.44
		6φ22	4φ18	6φ22	6φ22	4φ18	6φ22	6φ22	4φ18	6φ22
6		ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه	ابتدای دهانه	وسط دهانه	انتهای دهانه
	لنگر مثبت (KN.m)	-	70.067	-	-	81.48	-	-	70.045	-
	لنگر منفی (KN.m)	-140.134	-	-140.134	-162.097	-	-162.097	-140.90	-	-140.90
	As top (cm^2)	10.15	4.80	10.15	11.97	5.63	11.97	10.21	4.8	10.21
		4φ18	2φ18	4φ18	4φ20	3φ18	4φ20	4φ18	2φ18	4φ18

3- طراحی آرماتورهای برشی تیر:

برای تعیین آرماتورهای برشی تیر براساس ضوابط فصل 9-12 مبحث نهم عمل می‌کنیم. در مقاطع تحت برش باید ضابطه زیر برقرار باشد:

$$V_u \leq V_r$$

V_u برش نهایی مقطع می‌باشد که از تحلیل سازه توسط خروجی برنامه ETABS به دست می‌آید. V_r برش مقاوم مقطع می‌باشد که از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$V_r = V_c + V_s$$

V_c برش مقاوم تامین شده توسط بتن می‌باشد و با استفاده بند 9-12-3-1-1 آن را به دست می‌آوریم.

$$V_c = v_c b_w d \qquad , \qquad v_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f_c} = 0.71\ MPa$$
$$\rightarrow \quad V_c = 0.71 \times 300 \times 400 \times 10^{-3} = 85.2\ KN$$

V_s نیروی برشی تعیین شده توسط آرماتورها می‌باشد. در این‌جا از خاموت‌های عمود بر محور عضو استفاده می‌کنیم که نیروی برشی مقاوم آن‌ها از طبق بند 9-12-4-2-1 رابطه زیر به دست می‌آید.

$$V_s = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{s} \quad \rightarrow \quad \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{\varphi_s f_{yv} d}$$

اگر مقدار V_u از نصف مقدار V_c تجاوز کند، باید آرماتور برشی به کار برده شود. بنابراین با کم کردن برش مقاوم بتن از V_u ، سهم نیروی آرماتورها به دست می‌آید و با استفاده از آن نسبت $\frac{A_v}{S}$ را به دست می‌آوریم. مقدار آرماتور برشی حداقل را از رابطه زیر به دست می‌آوریم.

$$(\frac{A_v}{S})_{min} = 0.35\frac{b_w}{f_{yv}} = 0.35\frac{300}{450} = 0.233$$

بنابراین با رعایت ضابطه آرماتور برشی حداقل، میزان فولاد برشی را به دست می‌آوریم. S فاصله بین خاموت‌های برشی می‌باشد که طبق ضابطه بند 9-12-6-4-1 نباید از d/2 بیشتر باشد. در اینجا این فاصله برابر 200 و 150*میلی*متر در نظر گرفته شد.

هم‌چنین طبق ضابطه بند 9-12-2-3 مقدار برش مقطع نباید از مقدار زیر بیشتر باشد:

$$0.25\varphi_c f_c b_w d = 585\ \mathrm{KN}$$

مقادیر برش تیرها در جدول آمده است و همه مقادیر از 585 KN کمتر هستند. در جدول زیر محاسبات مربوط به تمام تیرهای قاب 4 آورده شده است و آرماتور انتخابی همراه با فاصله آن ارائه شده است.

کف	تیر	Vu (KN)	Vc (KN)	Vs (KN)	Asv/S (mm)	Asv (mm^2)	آرماتور
1	دهانه A4-B4	228.173	85.2	142.973	0.934	186.8	4φ8 @200mm
	دهانه B4-C4	174.145	85.2	88.945	0.581	116.2	2φ10 @200mm
	دهانهC4-D4	228.1	85.2	142.9	0.934	186.8	4φ8 @200mm
2	دهانه A4-B4	268.801	85.2	183.601	1.200	240	4φ8 @200mm
	دهانه B4-C4	192.649	85.2	107.449	0.702	140.4	2φ10 @200mm
	دهانهC4-D4	268.778	85.2	183.578	1.2	240	4φ10 @200mm
3	دهانه A4-B4	275.222	85.2	190.022	1.242	248.4	4φ10 @200mm
	دهانه B4-C4	233.333	85.2	148.133	0.968	193.6	4φ8 @200mm
	دهانهC4-D4	275.139	85.2	189.939	1.241	248.2	4φ10 @200mm
4	دهانه A4-B4	242.758	85.2	157.558	1.03	206	4φ8 @200mm
	دهانه B4-C4	185.503	85.2	100.303	0.656	131.2	2φ10@200mm
	دهانهC4-D4	242.691	85.2	157.491	1.029	205.8	4φ8 @200mm
5	دهانه A4-B4	195.694	85.2	110.494	0.722	144.4	2φ10 @200mm
	دهانه B4-C4	201.159	85.2	115.959	0.758	151.6	2φ10@200mm
	دهانهC4-D4	195.637	85.2	110.437	0.722	144.4	2φ10 @200mm
6	دهانه A4-B4	119.499	85.2	34.299	0.224	44.8	2φ8 @200mm
	دهانه B4-C4	149.155	85.2	63.955	0.418	83.6	2φ8 @200mm
	دهانهC4-D4	119.455	85.2	34.255	0.224	44.8	2φ8 @200mm

طبق ضوابط بند 9-20-4-1-3 در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی باید خاموت‌گذاری ویژه صورت گیرد. طول ناحیه بحرانی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه می‌باشد که در این‌جا با توجه به اینکه ارتفاع مقطع برابر 50 سانتیمتر است، در طولی معادل 1 متر از بر تکیه گاه باید خاموت‌گذاری ویژه صورت گیرد. تنگ‌های ویژه و فواصل آن‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) حداقل قطر خاموت‌ها برابر 8 میلی‌متر در نظر گرفته شود.

ب) حداکثر فاصله خاموت‌ها برابر کمترین مقادیر زیر می‌باشد:

$$S \leq \min\left\{\frac{d}{4}, 8\varphi_l, 24\varphi_t, 300mm\right\} = max\{100\ , 176\ , 192{,}300\ \} = 192\ mm$$

$$\rightarrow \quad use\ \varphi_8 @\ 150mm$$

پ) فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه از 50 میلی‌متر بیشتر نشود.

طراحی ستون و کنترل حداقل مقاومت خمشی آن‌ها

1- کنترل محدودیت‌های هندسی:

طبق ضوابط بند 9-20-4-2-1 محدودیت های هندسی زیر برای این اعضا باید رعایت شود:

الف) عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از 300 میلی‌متر باشد. با توجه به اینکه ابعاد ستون‌ها 40cm*40 cm و 50cm*50cm و 60cm*60cm می‌باشند، این محدودیت ارضا می‌گردد.

ب) نسبت عرض مقطع به طول آزاد آن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم می‌شوند، نباید کمتر از 1/16 باشد.

$$\frac{0.6}{3.7} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad OK$$

$$\frac{0.5}{3.7} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad OK$$

$$\frac{0.4}{3.7} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad OK$$

و برای طبقه اول که ارتفاع کل آن 4.5 متر و ارتفاع مفید آن 4.2 متر می باشد ، داریم :

$$\frac{0.6}{4.2} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad OK$$

$$\frac{0.5}{4.2} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad OK$$

$$\frac{0.4}{4.2} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad OK$$

2- طراحی آرماتورهای طولی ستون:

در طراحی آرماتور طولی ستون‌ها باید اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در نظر گرفته شود. باید توجه گردد که در یکسری از ستون‌ها تحت بارگذاری وارده خمش دومحوره ایجاد می‌گردد. یکی از روش‌های تحلیل مقاطع تحت خمش دومحوره ، روش برسلر می‌باشد. به این صورت که اگر یک مقطع مستطیلی تحت نیروی p و لنگرهای M_x و M_y قرار گیرد، بار حدی ستون با خروج از محوریت در دو جهت از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\frac{1}{P_{exy}} = \frac{1}{P_{ex}} + \frac{1}{P_{ey}} - \frac{1}{P_e}$$

در این رابطه P_{ex} بار حدی ستون با خروج از محوریت در جهت x، P_{ey} بار حدی ستون با خروج از محوریت در جهت y، P_e بار حدی ستون بدون خروج از محوریت و P_{exy} بارحدی ستون با خروج از محوریت در دو جهت می‌باشد. برای این منظور فولادگذاری اولیه برای مقطع درنظر گرفته می‌شود و نمودار اندرکنش برای آن رسم می‌کنیم. نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از 1 درصد و بیشتر از 6 درصد در نظر گرفته شود. با توجه به این نمودار و لنگرهای وارده، مقادیر P_e، P_{ex} و P_{ey} را به دست می‌آوریم و با جاگذاری در رابطه بالا P_{exy} را محاسبه کرده و با P_u وارد بر مقطع مقایسه می‌کنیم و باید از آن بیشتر باشد. در جداول ارائه نتایج مربوطه برای بحرانی‌ترین حالت ارائه شده است که در تمام حالات مقاطع انتخابی جوابگو هستند.

هم‌چنین مقاطع ستون‌ها باید طوری طراحی شوند که ضوابط بند 9-20-4-2-4 برای حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها را برآورده نمایند. طبق آن لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\frac{\sum M_{\mathrm{c}}}{\sum M_{\mathrm{g}}} \geq 1.2$$

$\sum M_{\mathrm{c}}$ مجموع لنگر مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی موردنظر که کمتری مقدار لنگرها را به دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_{\mathrm{g}}$ مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

بنابراین در طراحی ستون‌ها علاوه برکنترل رابطه برسلر این ضابطه نیز باید کنترل گردد. نتایج مربوط به این کنترل نیز در جداول ارائه می‌شود اما همانطور که دیده می‌شود ستون‌ها در طبقه آخر پاسخگوی این ضابطه نمی‌باشند، ولی طبق بند 9-20-4-2-4-3 ستون‌های طبقه آخر می‌توانند این ضابطه را ارضا نکنند اما در این صورت در تمام طول باید میلگرد گذاری عرضی ویژه گردند که محاسبات آن در قسمت بعد ارائه خواهد شد. در ادامه ابتدا نمودارهای اندرکنش مربوط به مقاطع استفاده شده آورده شده است، سپس نتایج مربوط به کنترل رابطه برسلر برای بحرانی‌ترین حالت بارگذاری آورده شده است و سپس نتایج مربوط به کنترل حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها آورده شده است که تمام مقاطع جوابگو هستند.

برای طراحی ستون‌های بتن آرمه روند طراحی و موارد آیین نامه‌ای به صورت زیر می‌باشد:

1- به دست آوردن نیروی‌های وارده به ستون‌ها:

P , M_{ux} , M_{uy}

2- بدست آوردن مقادیر I_g مربوط به تیرها و ستون ها و I_g / L آن ها:

$I_g = bh^3 / 12$

$I_c = I_{gc}$

$I_b = 0.5I_{gb}$

3- بدست آوردن Ψ_m و در نهایت k برای محاسبه ضریب لاغری:

$\omega = \Sigma(EI_c / L) / \Sigma(EI_b /L)$

- ضریب طول مؤثر برای ستون های قاب مهار شده

$k = \min (k_1 , k_2)$

$k_1 = 0.7 + 0.1\ \Psi_m < 1$

$k_2 = 0.85 + 0.05\ \Psi_{min} < 1$

- ضریب طول مؤثر برای ستون های قاب مهار نشده

$\Psi_m < 2 \qquad k = (1 - 0.05\ \Psi_m)\times(1 + \Psi_m)^{1/2}$

$\Psi_m > 2 \qquad k = 0.9\times(1 + \Psi_m)^{1/2}$

4- تعیین لاغری ستون:

If $\qquad kL_u / r < 34 - 12(M_{1b} / M_{2b})$

سیستم مهاربندی شده و ستون لاغر نیست

M_{1b} لنگر کوچکتر و M_{2b} لنگر بزرگتر از لحاظ قدر مطلق می باشد

If $kL_u / r < 22$

سیستم مهاربندی نشده و ستون لاغر نیست

5- تعیین روش تحلیل:

در صورتی که ستون لاغر باشد

- اگر $L_u / r < 100$ از روش تشدید لنگر استفاده می کنیم

- اگر ستون مهارشده باشد و $L_u / r < 80$ از روش تقلیل ظرفیت استفاده می کنیم

- اگر ستون مهارنشده باشد و $k'L_u / r < 40$ از روش تقلیل ظرفیت استفاده می کنیم

$K' = 0.78 + 0.22\ \Psi_m$

روش تقلیل ظرفیت و تشدید لنگر به طور مفصل در کتاب بتن مهندس شاپور طاحونی توضیح داده شده است.

6- محاسبه $M_{u\,eq}$ به صورت زیر:

این روش برگرفته از کتاب بتن دکتر شاپور طاحونی است

If $M_{uy} / M_{ux} > b/h$

$M_{u\,eq} = M_{uy} + 0.55M_{ux}\ b/h$

If $M_{uy} / M_{ux} < b/h$

$M_{u\,eq} = M_{ux} + 0.55M_{uy}\ b/h$

7- محاسبه مقادیر مربوط به $N_u / (\Phi_c.f_c.b.h)$ و $M_u / (\Phi_c.f_c.b.h^2)$ و γ و استفاده از نمودارهای طراحی برای بدست آوردن ρ

$\gamma = (h - 2d') / h$

$m = (\Phi_s.F_y) / (0.85\Phi_c.F_c) = 19.45$

$\rho = A_s / bh$

$\% 1 < \rho < \% 6$

حال تعداد و نوع Φ را تعیین می کنیم

8- محاسبه $N_{r\,max}$:

$N_{r\,max} = 0.8\ [\ 0.85\Phi c.F_c.b.h + A_s(F_{yd} - F_{cd})\ ]$

9- محاسبه مقادیر e_x / h و e_y / h به صورت زیر و استفاده از نمودارهای طراحی برای بدست آوردن N_{rxo} و N_{ryo}

If $N_u > 0.1\Phi c.F_c.b.h$

$1 / N_{rxy} = 1 / N_{rxo} + 1 / N_{ryo} - 1 / N_{ro}$

If $N_u < 0.1\Phi c.F_c.b.h$

$M_{ux} / M_{rxo} + M_{uy} / M_{ryo} < 1$

$e_x / h = M_x / N_u.h$

$e_y / h = M_y / N_u.b$

10- محاسبه N_{ro} :

$N_{ro} = 0.85F_{cd}.b.h + A_s(F_{yd} - F_{cd}) = N_{r\,max} / 0.8$

11- تعیین N_{rxy} و کنترل آن

$1 / N_{rxy} = 1 / N_{rxo} + 1 / N_{ryo} - 1 / N_{ro}$

$N_{rxy} < N_{r\,max}$

12- طراحی و محاسبه خاموت:

S_{max} = min {16 × قطر میلگرد طولی ، 48× قطر خاموت ، کوچکترین بعد مقطع ، 300 mm }

If قطر میلگرد طولی < 30 mm

قطر خاموت = قطر میلگرد طولی / 3

If قطر میلگرد طولی > 30 mm

قطر خاموت = 10 mm

طبقه	محور ستون	0.5∑(I/L)b bot	∑(I/L)c bot	ψ_1	0.5∑(I/L)b top	∑(I/L)c top	ψ_2	ψ_m	K
1	A4	-	-	1.000	227.810	4533.330	19.900	10.450	3.045
	B4	-	-	1.000	403.050	4533.330	11.248	6.124	2.402
	C4	-	-	1.000	403.050	4533.330	11.248	6.124	2.402
	D4	-	-	1.000	227.810	4533.330	19.900	10.450	3.045
2	A4	227.810	4533.330	19.900	227.810	3435.410	15.080	17.490	3.870
	B4	403.050	4533.330	11.248	403.050	3435.410	8.524	9.886	2.969
	C4	403.050	4533.330	11.248	403.050	3435.410	8.524	9.886	2.969
	D4	227.810	4533.330	19.900	227.810	3435.410	15.080	17.490	3.870
3	A4	227.810	3435.410	15.080	227.810	1835.420	8.057	11.568	3.191
	B4	403.050	3435.410	8.524	403.050	2604.170	6.461	7.492	2.623
	C4	403.050	3435.410	8.524	403.050	2604.170	6.461	7.492	2.623
	D4	227.810	3435.410	15.080	227.810	1835.420	8.057	11.568	3.191
4	A4	227.810	1835.420	8.057	227.810	1066.670	4.682	6.370	2.443
	B4	403.050	2604.170	6.461	403.050	1835.420	4.554	5.507	2.296
	C4	403.050	2604.170	6.461	403.050	1835.420	4.554	5.507	2.296
	D4	227.810	1835.420	8.057	227.810	1066.670	4.682	6.370	2.443
5	A4	227.810	1066.670	4.682	227.810	1066.670	4.682	4.682	2.145
	B4	403.050	1835.420	4.554	403.050	1066.670	2.646	3.600	1.930
	C4	403.050	1835.420	4.554	403.050	1066.670	2.646	3.600	1.930
	D4	227.810	1066.670	4.682	227.810	1066.670	4.682	4.682	2.145
6	A4	227.810	1066.670	4.682	227.810	533.335	2.341	3.512	1.912
	B4	403.050	1066.670	2.646	403.050	533.335	1.323	1.985	1.555

	C4	403.050	1066.670	2.646	403.050	533.335	1.323	1.985	1.555
	D4	227.810	1066.670	4.682	227.810	533.335	2.341	3.512	1.912

طبقه	محور ستون	r(mm)	$\frac{KL_u}{r}$	K'	M_{uy}	M_{ux}	$\frac{M_{uy}}{M_{ux}}$	$\frac{b}{h}$	M_{ueq}
1	A4	180	76.135	-	692.13	57.42	12.05	1	723.71
	B4	180	60.053	-	689.58	71.28	9.67	1	728.78
	C4	180	60.053	-	690.03	71.27	9.68	1	729.23
	D4	180	76.135	-	691.68	57.44	12.04	1	723.27
2	A4	180	86.000	-	429.69	46.83	9.18	1	455.45
	B4	180	65.987	-	548.25	44.33	12.37	1	572.63
	C4	180	65.987	-	549.24	44.34	12.39	1	573.63
	D4	180	86.000	-	430.62	46.85	9.19	1	456.39
3	A4	150	85.085	-	277.06	32.11	8.63	1	294.72
	B4	150	69.940	-	348.91	31.9	10.94	1	366.46
	C4	150	69.940	-	348.74	31.91	10.93	1	366.29
	D4	150	85.085	-	276.84	32.13	8.62	1	294.51
4	A4	120	81.441	-	170.51	19.37	8.80	1	181.16
	B4	150	61.223	-	351.28	23.12	15.19	1	364.00
	C4	150	61.223	-	351.38	23.12	15.20	1	364.10
	D4	120	81.441	-	170.56	19.37	8.81	1	181.21
5	A4	120	71.513	-	169.52	10.87	15.60	1	175.50
	B4	120	64.344	-	147.02	8.92	16.48	1	151.93
	C4	120	64.344	-	165.75	6.69	24.78	1	169.43
	D4	120	71.513	-	169.54	18.52	9.15	1	179.73

6	A4	120	63.722	-	119.76	24.35	4.92	1	133.15
	B4	120	51.830	-	100.38	11	9.13	1	106.43
	C4	120	51.830	-	133.56	3.44	38.83	1	135.45
	D4	120	63.722	-	119.8	24.29	4.93	1	133.16

$\gamma = (h - 2d') / h = 0.97$

$m = (\Phi_s.F_y) / (0.85\Phi_c.F_c) = 23.07$

طبقه	محور ستون	Γ	m	P_u	A_{st}	$N_{r\,max}(ton)$	ρ	$m\rho$	$\frac{e_x}{h}$
1	A4	0.83	23.07	1727.45	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
	B4	0.83	23.07	2144.44	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
	C4	0.83	23.07	2144.14	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
	D4	0.83	23.07	1728.12	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
2	A4	0.83	23.07	1408.91	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
	B4	0.83	23.07	1337.71	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
	C4	0.83	23.07	1333.94	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
	D4	0.83	23.07	1409.54	9650	8016	0.0268	0.264	0.06
3	A4	0.8	23.07	1062	7390	5798.04	0.0296	0.264	0.06
	B4	0.8	23.07	1054.94	7390	5798.04	0.0296	0.264	0.06
	C4	0.8	23.07	1055.14	7390	5798.04	0.0296	0.264	0.06
	D4	0.8	23.07	1062.44	7390	5798.04	0.0296	0.264	0.06
4	A4	0.75	23.07	710.99	5891	4100.98	0.0368	0.264	0.07
	B4	0.8	23.07	764.44	5891	5294.38	0.0236	0.264	0.06
	C4	0.8	23.07	764.57	5891	5294.38	0.0236	0.264	0.06
	D4	0.75	23.07	711.26	5891	4100.98	0.0368	0.264	0.07
5	A4	0.75	23.07	399.08	3770	3388.32	0.0236	0.374	0.07
	B4	0.75	23.07	327.386	3770	3388.32	0.0236	0.374	0.07

	C4	0.75	23.07	245.234	3770	3388.32	0.0236	0.374	0.07
	D4	0.75	23.07	399.155	3770	3388.32	0.0236	0.374	0.12
6	A4	0.75	23.07	140.99	3054	3147.74	0.0191	0.374	0.43
	B4	0.75	23.07	153.14	3054	3147.74	0.0191	0.374	0.18
	C4	0.75	23.07	126.41	3054	3147.74	0.0191	0.374	0.07
	D4	0.75	23.07	141	3054	3147.74	0.0191	0.374	0.43

طبقه	محور ستون	$\frac{e_y}{h}$	$\frac{N_x}{\emptyset_c f_c bh}$	N_x	$\frac{N_y}{\emptyset_c f_c bh}$	N_y	$0.1\Phi_c f_c bh$	N_{ro}	$N_{\gamma xy}$	$P(u) < N_{\gamma xy}$
1	A4	0.67	0.95	6669	0.45	3159	702	10020	2727	OK
	B4	0.54	0.95	6669	0.38	2667.6	702	10020	2352.85	OK
	C4	0.54	0.95	6669	0.38	2667.6	702	10020	2352.85	OK
	D4	0.67	0.95	6669	0.45	3159	702	10020	2727	OK
2	A4	0.51	0.95	6669	0.4	2808	702	10020	2461.40	OK
	B4	0.68	0.95	6669	0.25	1755	702	10020	1613.04	OK
	C4	0.69	0.95	6669	0.26	1825.2	702	10020	1672.15	OK
	D4	0.51	0.95	6669	0.4	2808	702	10020	2461.40	OK
3	A4	0.52	0.95	4631.25	0.41	1998.75	487.5	7247.55	1729.33	OK
	B4	0.66	0.95	4631.25	0.3	1462.5	487.5	7247.55	1312.84	OK
	C4	0.66	0.95	4631.25	0.3	1462.5	487.5	7247.55	1312.84	OK
	D4	0.52	0.95	4631.25	0.41	1998.75	487.5	7247.55	1729.33	OK
4	A4	0.60	0.89	2776.8	0.3	936	312	5126.23	810.75	OK
	B4	0.92	0.95	4631.25	0.25	1218.75	487.5	6617.98	1129.52	OK
	C4	0.92	0.95	4631.25	0.25	1218.75	467.5	6617.98	1129.52	OK
	D4	0.60	0.89	2776.8	0.3	936	312	5126.23	810.75	OK
5	A4	1.06	1	3120	0.35	1092	312	4235.40	999.84	OK
	B4	1.12	1	3120	0.25	780	312	4235.40	731.82	OK
	C4	1.69	1	3120	0.15	468	312	4235.40	450.22	OK
	D4	1.06	0.86	2683.2	0.35	1092	312	4235.40	950.27	OK
6	A4	2.12	0.58	1809.6	0.13	405.6	312	3934.68	361.80	OK
	B4	1.64	0.85	2652	0.15	468	312	3934.68	442.54	OK

	C4	2.64	1.1	3432	0.1	312	312	3934.68	308.42	OK
	D4	2.12	0.58	1809.6	0.13	405.6	312	3934.68	361.80	OK

در مورد خاموت‌بندی ستون باید به موارد زیر دقت گردد:

- در فاصله بحرانی باید میلگردهای عرضی با فواصل زیر استفاده گردد.

$$S \le \min\left\{8\phi_\ell, \frac{b}{4}, 12.5cm\right\}$$

- طول بحرانی برابر است با :

$$\ell_0 = \max\left\{\frac{L_n}{6}, \mathrm{b}, 45\,\mathrm{cm}\right\}$$

طبقه	محور ستون	$S(mm)$	$L_0(mm)$	ϕ
1	A4	125	800	12
	B4	125	800	12
	C4	125	800	12
	D4	125	800	12
2	A4	125	700	12
	B4	125	700	12
	C4	125	700	12

	D4	125	700	12
3	A4	125	700	12
	B4	125	700	12
	C4	125	700	12
	D4	125	700	12
4	A4	100	700	12
	B4	100	700	12
	C4	100	700	12
	D4	100	700	12
5	A4	100	700	12
	B4	100	700	12
	C4	100	700	12
	D4	100	700	12
6	A4	100	700	12
	B4	100	700	12
	C4	100	700	12
	D4	100	700	12

بخش چهارم

طراحی دیوار برشی

طراحی دیوار برشی:

طراحی دیوار برشی بر مبنای آیین نامه ACI318-08 می‌باشد.

نیروی کل وارده به دیوار به صورت زیر می‌باشد:

$$Mu = 3978.55\ KN.M$$

$$P_u = 10020.91\ KN$$

$$V_u = 1013.8KN$$

1. ضوابط فولاد گذاری:

برای تعیین حداقل فولاد گذاری $V_u > \frac{1}{12}A_{cv}f_c'$ را کنترل می‌کنیم.

$$A_{cv} = 300 \times 3500 = 105 \times 10^4 mm^2$$

$$\frac{1}{12}A_{cv}\sqrt{fc} = \frac{1}{12}105 \times 10\text{^}4 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 479.25KN < 1013.84KN$$

حداقل فولاد گذاری در هر دو راستای طولی و عرضی به ازای هر متر مربع طول دیوار به شرح زیر است:

$$A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.0025 \times 300 \times 1000 = 750\frac{mm^2}{m}$$

$$\frac{1}{6}A_{cv}\sqrt{f_c} = 958.5\text{KN} < 1013.84\text{KN}$$

از فولاد گذاری در دو شبکه استفاده می‌کنیم. در هر شبکه از میلگرد Φ16 استفاده می‌کنیم.

$$A_s = 2 \times 201 = 402$$

$$S = \frac{402}{1000} \times 1000 = 402\text{mm}$$

بنابراین از s=400 استفاده میکنیم

2. ضوابط مقاومت برشی: کنترل می‌کنیم که آیا دو شبکه از میلگردهای $\Phi16@400mm$ نیروی برشی وارد بر پای دیوار را تحمل میکند یا خیر:

$$h_w = 4.5 + 5 \times 4 = 24.5$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{24.5}{3.5} = 7 > 2$$

$$\alpha_c = \frac{1}{6}$$

$$\Phi V_n = \Phi A_{cv}(\alpha_c\sqrt{f_c} + \rho_t \times f_y = 0.75 \times 105 \times 10^4 \times \left(\frac{1}{6}\sqrt{30} + 0.0025 \times 450\right) \times 10^{-3}$$

$$= 1605\text{KN} > 1013.8\text{KN}$$

دو شبکه از میلگرد $\Phi16$ به فاصله 400 میلیمتر نیروی برشی وارد در پای دیوار را تحمل می‌کنند.

3. برای نیروی محوری و لنگر خمشی طراحی می‌کنیم: دیوار را مانند ستون تحت نیروی محوری و لنگرخمشی طراحی می‌کنیم.

$$P_u = 10020.91KN \qquad M_u = 3978.55KN.M$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{3978.55}{10020.91} = 0.4$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{3978.55}{0.65} = 6120.84KN.M$$

$$P_n = \frac{P_u}{\Phi} = \frac{10020.91}{0.65} = 15416.32KN$$

کل مساحت فولاد گذاری شامل $32\Phi34$ در اجزای مرزی و $14\Phi16$ در جان دیوار به کار رفته است.

$$A_s = (14 \times 201) + (32 \times 907) = 31838mm^2$$

$$A_g = 300 \times 3500 = 1050000mm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{31838}{1050000} = 0.03 > .01 \;\; OK$$

$$\frac{P_n}{f_c \times A_g} = \frac{15416320}{30 \times 1050000} = 0.5$$

از نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ACI خواهیم داشت:

$$\frac{M_n}{f_c A_g h} = 0.12$$

$$M_n = 0.12 \times 30 \times 1050000 \times 3500 \times 10^{-6} = 13230KN.M > 6120.84$$

برای تعیین ضرورت اجزای مرزی،از روش مبتنی بر برش استفاده می‌کنیم.

$$A_g = 1050000mm^2$$

$$I_g = \frac{300 \times 3500^3}{12} = 1.072 \times 10^{12}$$

$$C = \frac{l_w}{2} = \frac{3500}{2} = 1750$$

$$f = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \times C}{I_g} = \frac{10020.91}{1050000} + \frac{3978.55 \times 10^6 \times 1750}{1.072 \times 10^{12}} = 6.5Mpa$$

$$0.2f_c = 0.2 \times 30 = 6Mpa < 6.5Mpa$$

در نتیجه جزء مرزی ویژه لازم است فولاد گذاری عرضی جزء مرزی باید مانند اعضای قاب خمشی ویژه تحت نیروی محوری و لنگر خمشی طراحی گردد.

از میلگرد $\phi 14$ به صورت تنگ مستطیلی وقلاب در اطراف میلگردهای طولی در هر دو راستا استفاده می‌شود. حداکثر فاصله فولادهای عرضی به شرح زیر می‌باشد:

$$S_{\max} = \min(0.25b, 6\phi_l, 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right)) = \min(225, 204, 166.7) = 150mm$$

$$S = 150mm$$

فولاد عرضی جزء ویژه از مقطع بحرانی تا ارتفاعی که در آن تنش فشاری $0.15f_c' = 4.5Mpa$ گردد باید ادامه یابد. تعیین مساحت تنگ‌های لازم:

$$A_{sh} = \frac{0.09sb_c f_c}{f_y} = \frac{0.09 \times 150 \times (900 - 2 \times 50 - 12) \times 30}{450} = 710mm^2$$

$$A_{sh} = 0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\left(\frac{f_c}{f_y}\right) = 0.3 * 150 \times 788 \times (\frac{1050000}{808500} - 1)\frac{30}{450} = 706.13mm^2$$

از میلگرد $\phi 14$ به صورت تنگ‌های مستطیلی و قلاب دور میلگردهای طولی در هر دو راستا استفاده می‌کنند.

$$A_{sh=}6 \times 154 = 924 > 710 \quad ok$$

طول گیرایی میلگرد افقی را با فرض اینکه انتهای میلگردها قلاب شده باشند،محاسبه کنید.

$$\frac{f_y d_b}{5.4\sqrt{f_c}} = \frac{450 \times 16}{5.4\sqrt{30}} = 243mm$$

$$8d_b = 8 \times 16 = 128mm$$

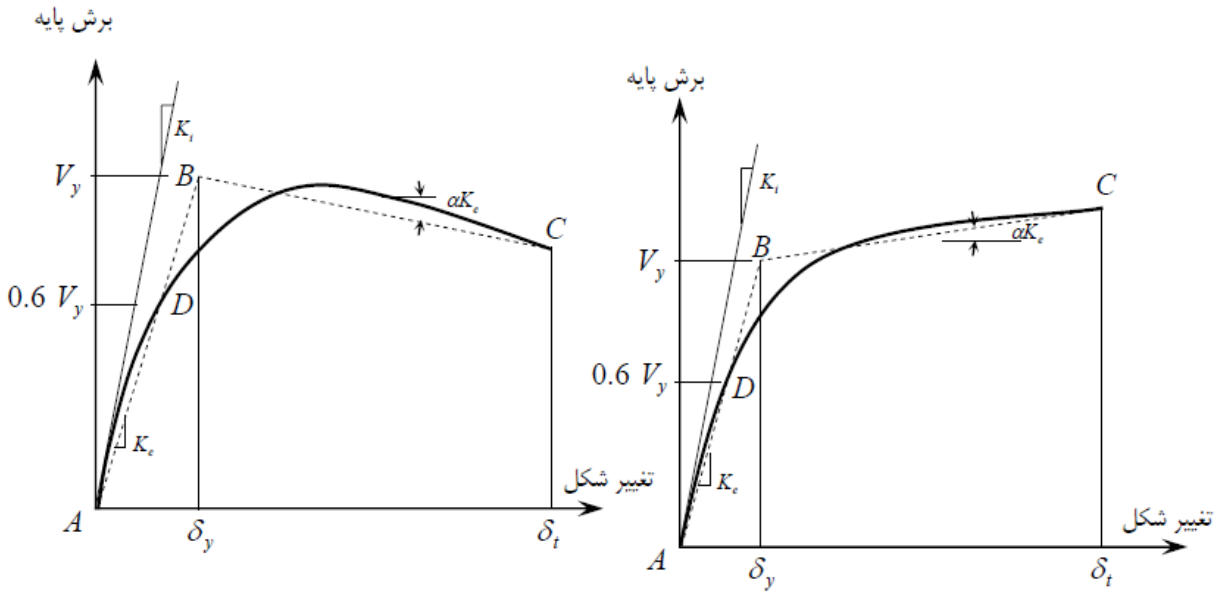
بنابراین طول قلاب را برابر 240 میلیمتر و طول مستقیم میلگرد برابر $3.5 \times 216 = 756mm$ خواهد شد که از بعد جزء مرزی(ستون) کوچکتر است.بنابراین می‌توان به طور مستقیم میلگرد را مهار کرد.

بخش پنجم

تهیه نمودار بار افزون

آنالیز پوش آور:

در این قسمت طبق صورت پروژه باید شکل‌پذیری قاب 4 را با استفاده از آنالیز پوش‌آور به دست آوریم. برای این منظور قاب 4 به همراه بارهای قائم وارد به آن را در نرم‌افزار SAP مدل می‌کنیم، سپس با استفاده از نشریه 360 نوع رفتار مفاصل تشکیل شده در اعضا را مشخص می‌کنیم و در نرم‌افزار تعریف کرده و به اعضا اختصاص می‌دهیم. هم‌چنین طیف آیین‌نامه 2800 را نیز به عنوان طیف تقاضا (Demand) به نرم‌افزار معرفی می‌کنیم. پس از تحلیل پوش‌آور، نرم‌افزار منحنی ظرفیت قاب و هم‌چنین نقطه عملکرد قاب را به ما می‌دهد .هم‌چنین لازم است که برای محاسبه پارامترها رابطه نیرو-تغییرمکان سازه با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود به طوری سطح زیر آن با سطح زیر منحنی ظرفیت سازه یکسان باشد، و به همین منظور از مدل ارائه شده در نرم‌افزار براساس FEMA356 استفاده می‌کنیم که جزئیات آن مانند نشریه 360 می‌باشد.



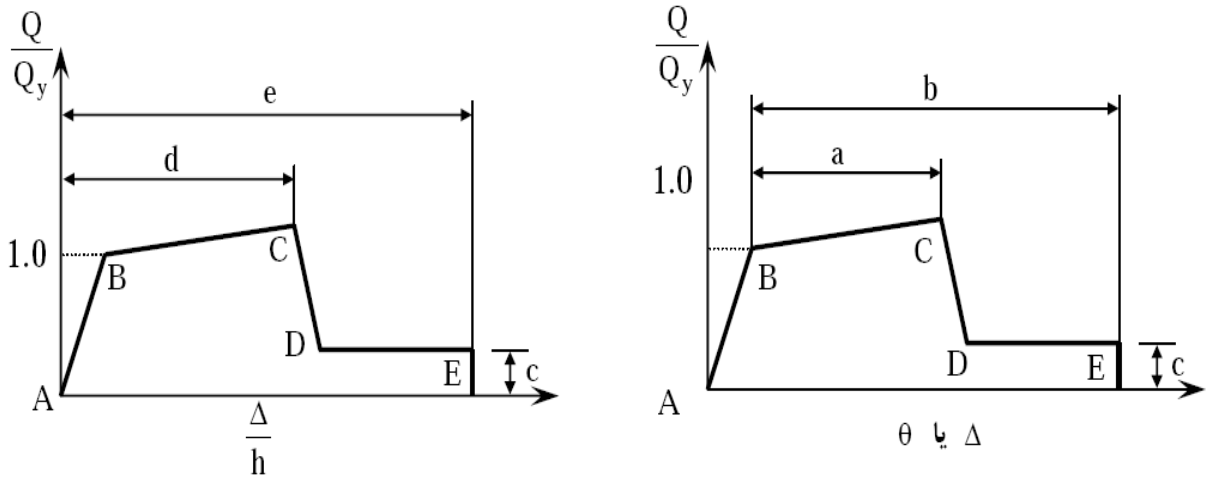
شکل (۳-۱): منحنی ساده‌شده‌ی نیرو – تغییرمکان

در این نمودار δ_t تغییر مکان هدف می‌باشد و با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g$$

بنابراین نرم‌افزار با استفاده از این پارامترها، منحنی دوخطی متناظر را رسم می‌کند. با استفاده از این منحنی، نقاط Δ_u و Δ_y را به دست می‌آوریم و از نسبت آن‌ها شکل‌پذیری به دست می‌آید.

برای تعیین رفتار اعضای بتنی از دستورالعمل‌های فصل ششم نشریه 360 که مشابه با آیین‌نامه FEMA356 می‌باشد، استفاده می‌نماییم. برای تعیین رابطه بار-تغییرشکل اعضا از نمودار ارائه شده در نشریه 360 استفاده می‌کنیم.



ب) نسبت تغییرشکل

الف) تغییرشکل

شکل (۶-۱): رابطه‌ی بار- تغییرشکل کلی (تعمیم‌یافته) برای اعضا و اجزای بتنی

ضرایب a، b و c مطابق جداول ارائه شده در 360 تعیین میشوند. همچنین شیب از نقطه B تا C در نشریه 360 بین صفر تا 10 درصد توصیه شده است که در مدلسازی صورت گرفته برابر 10 منظور شده است.

در تیرها ، با توجه به اینکه با خمش کنترل می‌شوند، شرایط زیر را کنترل می‌کنیم:

1- در تیرهای قاب موردنظر، نیروی محوری برابر صفر می‌باشد، بنابراین $\frac{P}{A_g f_c} \leq 0$ می‌باشد.

2- فاصله تنگ‌ها در ناحیه بحرانی برابر 15 سانتیمتر می‌باشند، و مقاومت برشی تعیین شده توسط تنگ‌ها برابر است:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{s} = 0.85 \times 314 \times 400 \times \frac{400}{150} = 284.7 \text{ KN } > \frac{3}{4} V_u$$

بنابراین اعضا واجد شرایط conforming می‌باشند.

3- همانطور که در جدول محاسبات برشی تیر نیز محاسبه گردید،در برخی از حالات $\frac{2V}{V_c} \leq 3$ و در برخی از حالات $\frac{2V}{V_c} \geq 6$ می‌باشد.

با توجه به موارد فوق از ضرایب موجود در جدول 6-7 نشریه 360 مطابق شکل استفاده می‌کنیم.

$$for \quad \frac{2V}{V_c} \leq 3 \quad a = 0.025, b = 0.05, c = 0.2$$

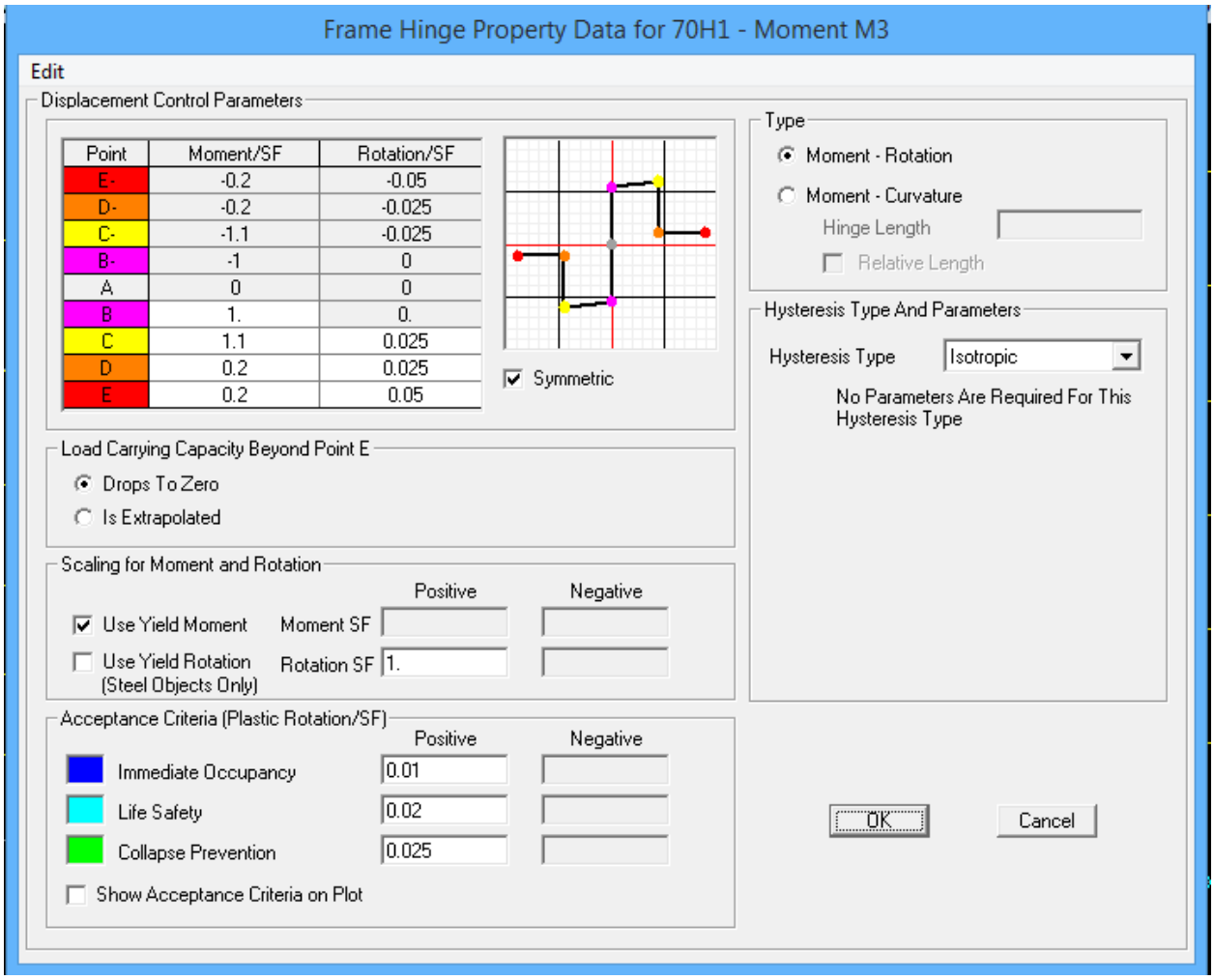
$$for \quad \frac{2V}{V_c} \geq 6 \quad a = 0.02, b = 0.04, c = 0.2$$

با استفاده از این ضرایب می‌توان مفاصل خمشی تیرها را مانند شکل در نرم‌افزار SAP تعریف نمود.

جدول(۶-۷): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی[1]			معیارهای پذیرش[1]					
			زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
						سطح عملکرد					
						نوع عضو					
						اصلی		غیر اصلی			
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند[2]											
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی[3]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c}} = \frac{2V_p}{V_c}$									
≤ ۰/۰	C	≤ ۳	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲	۰/۰۵	
≤ ۰/۰	C	≥ ۶	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۴	
≥ ۰/۵	C	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳	
≥ ۰/۵	C	≥ ۶	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲	
≤ ۰/۰	NC	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳	
≤ ۰/۰	NC	≥ ۶	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≥ ۰/۵	NC	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≥ ۰/۵	NC	≥ ۶	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	

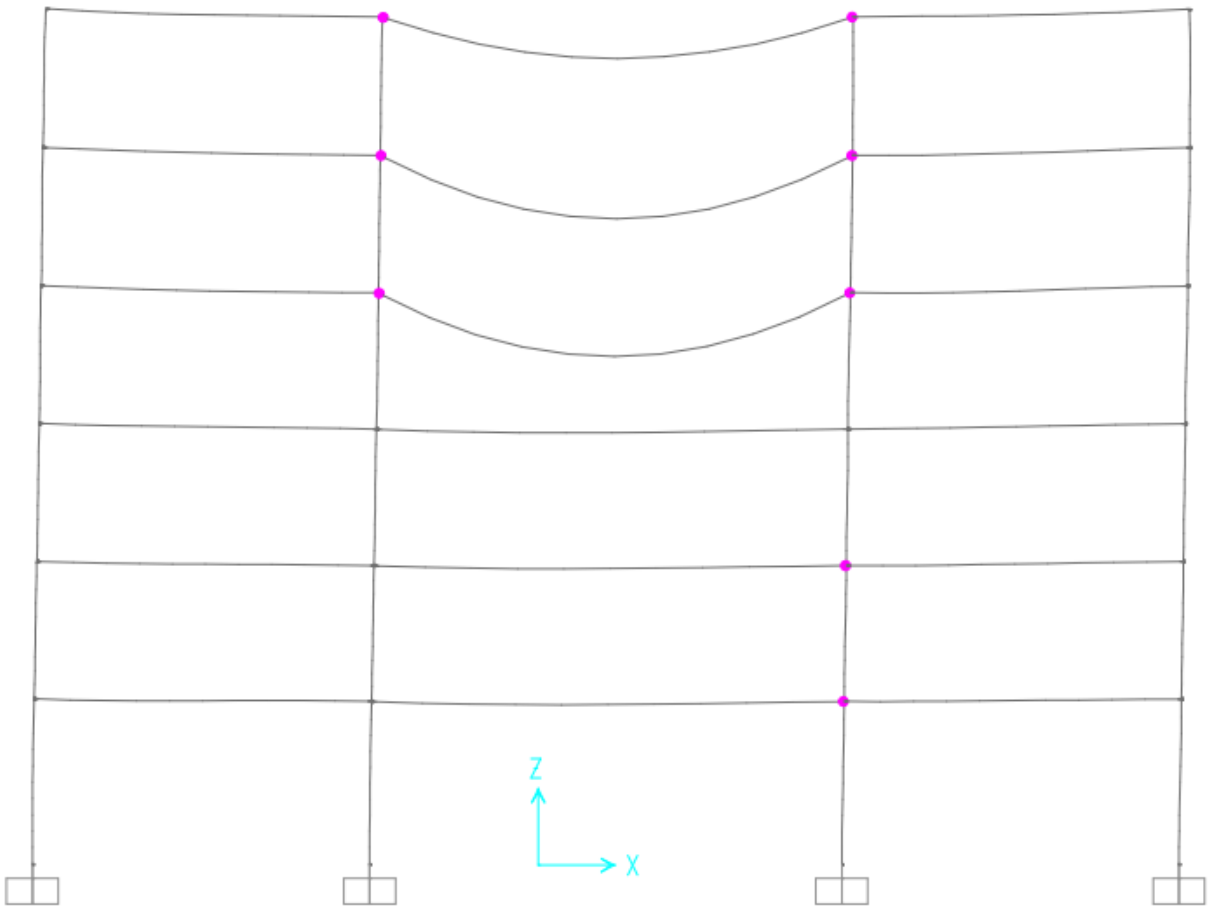
با استفاده از این ضرایب می‌توان مفاصل خمشی تیرها را مانند شکل در نرم‌افزار SAP تعریف نمود.

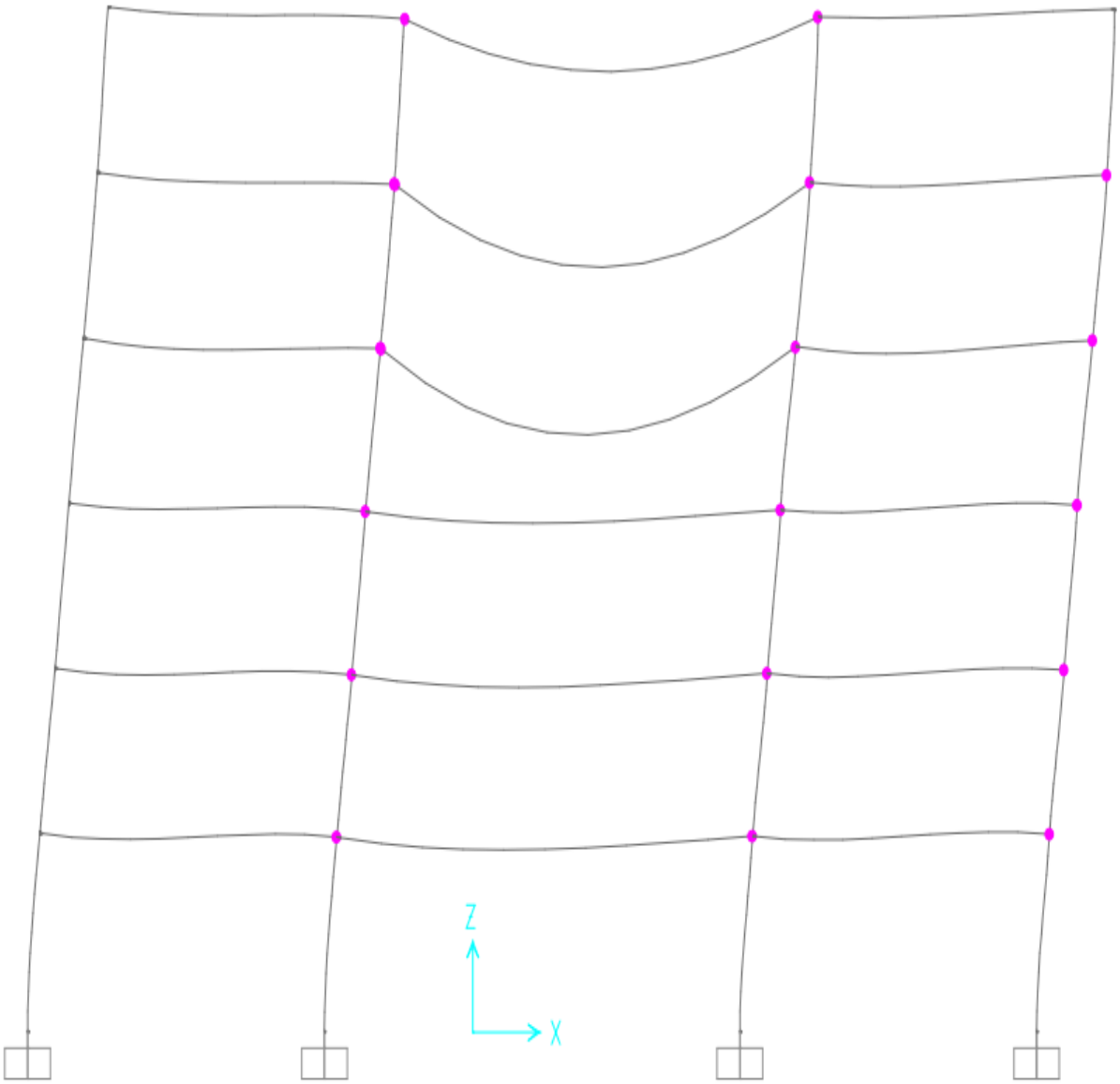


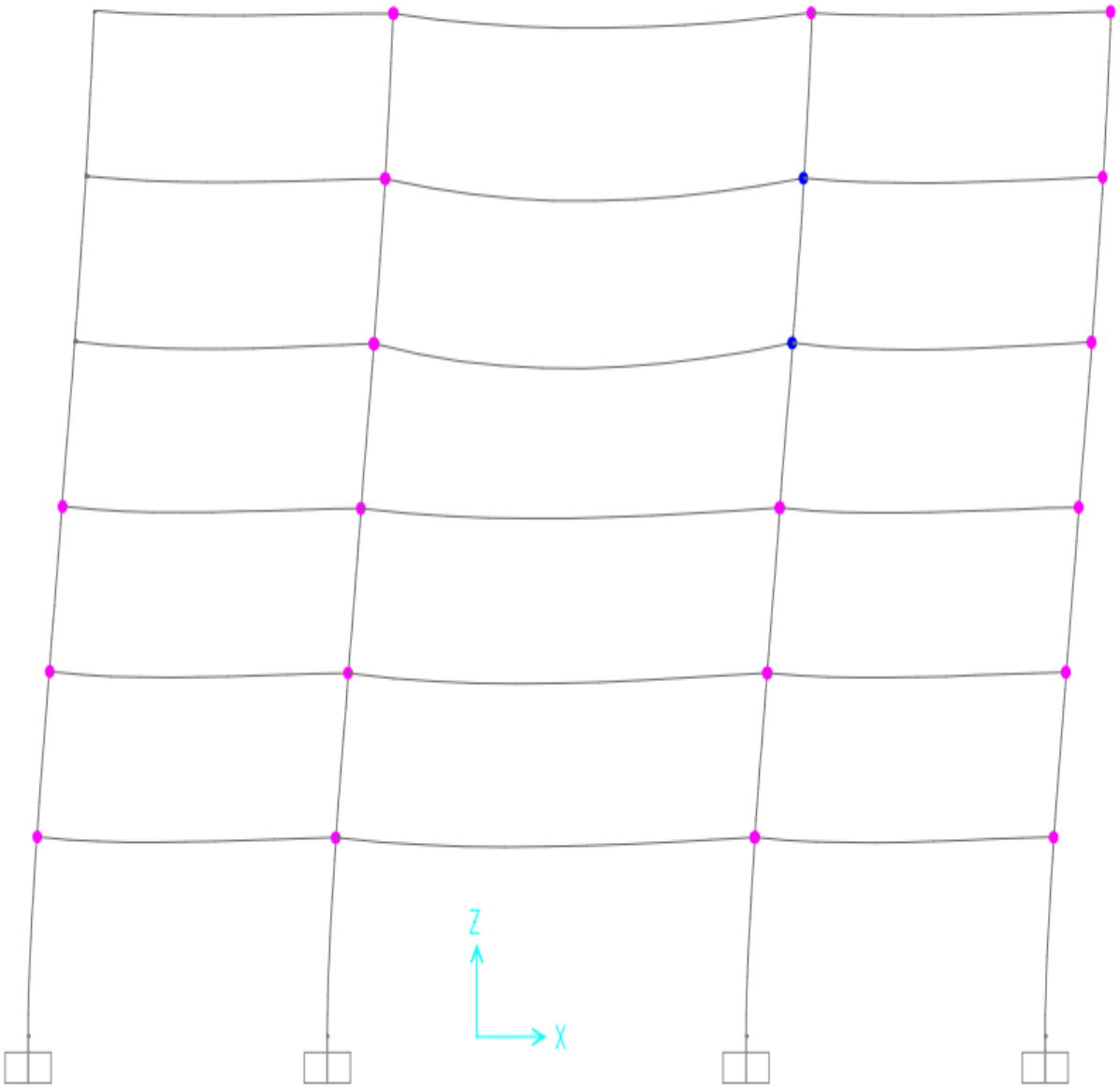
برای ستون‌ها نیز از مفصل ارائه شده در نرم‌افزار با توجه به جدول FEMA356 استفاده می‌کنیم. با توجه به طراحی صورت گرفته و کنترل حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف انتظار داریم که مفاصل ابتدا در تیرها تشکیل شوند.

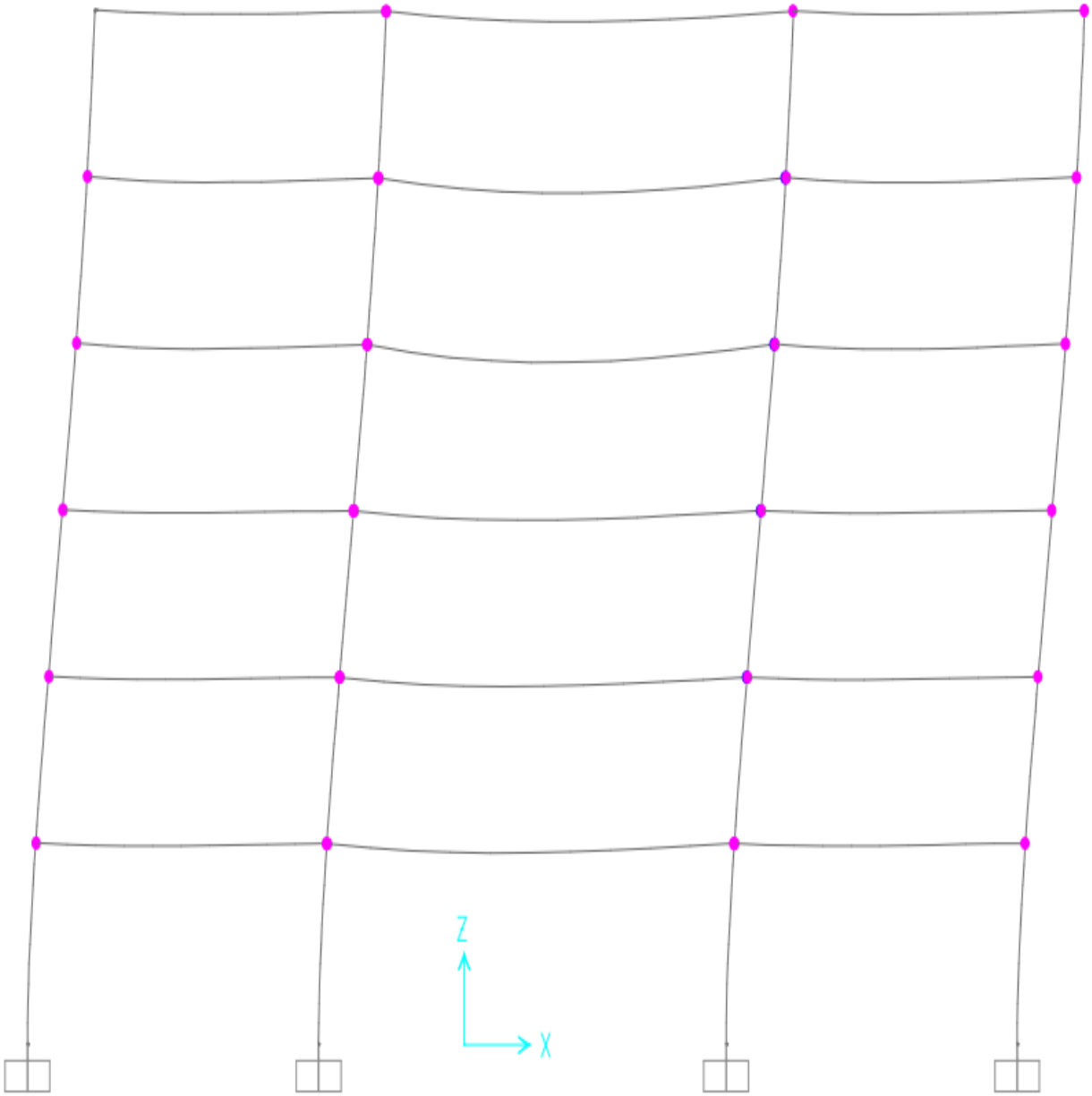
برای بار ثقلی از دو ترکیب بار 1.1D+1.1L و 0.9D استفاده گردید که ترکیب بار 1.1D+1.1L بحرانی‌تر بود و از نتایج آن استفاده گردید.

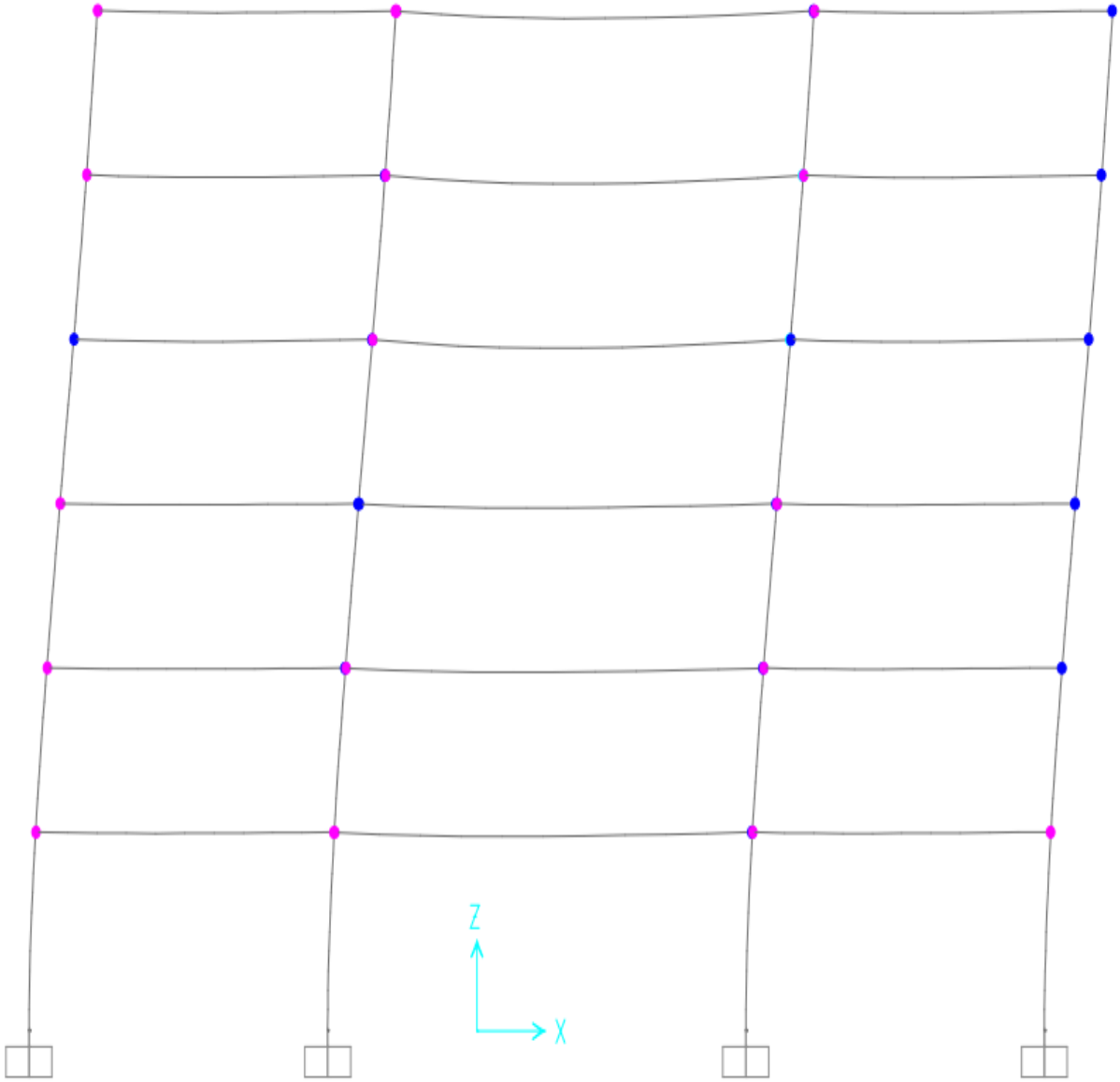
بنابراین با فرضیات زیر آنالیز پوش‌آور در نرم‌افزار SAP صورت گرفت . در ادامه روند تشکیل مفاصل در گام‌های مختلف در نرم‌افزار نشان داده شده است و همانطور که دیده می‌شود مفاصل در تیرها تشکیل می‌گردند که مطلوب می‌باشد.

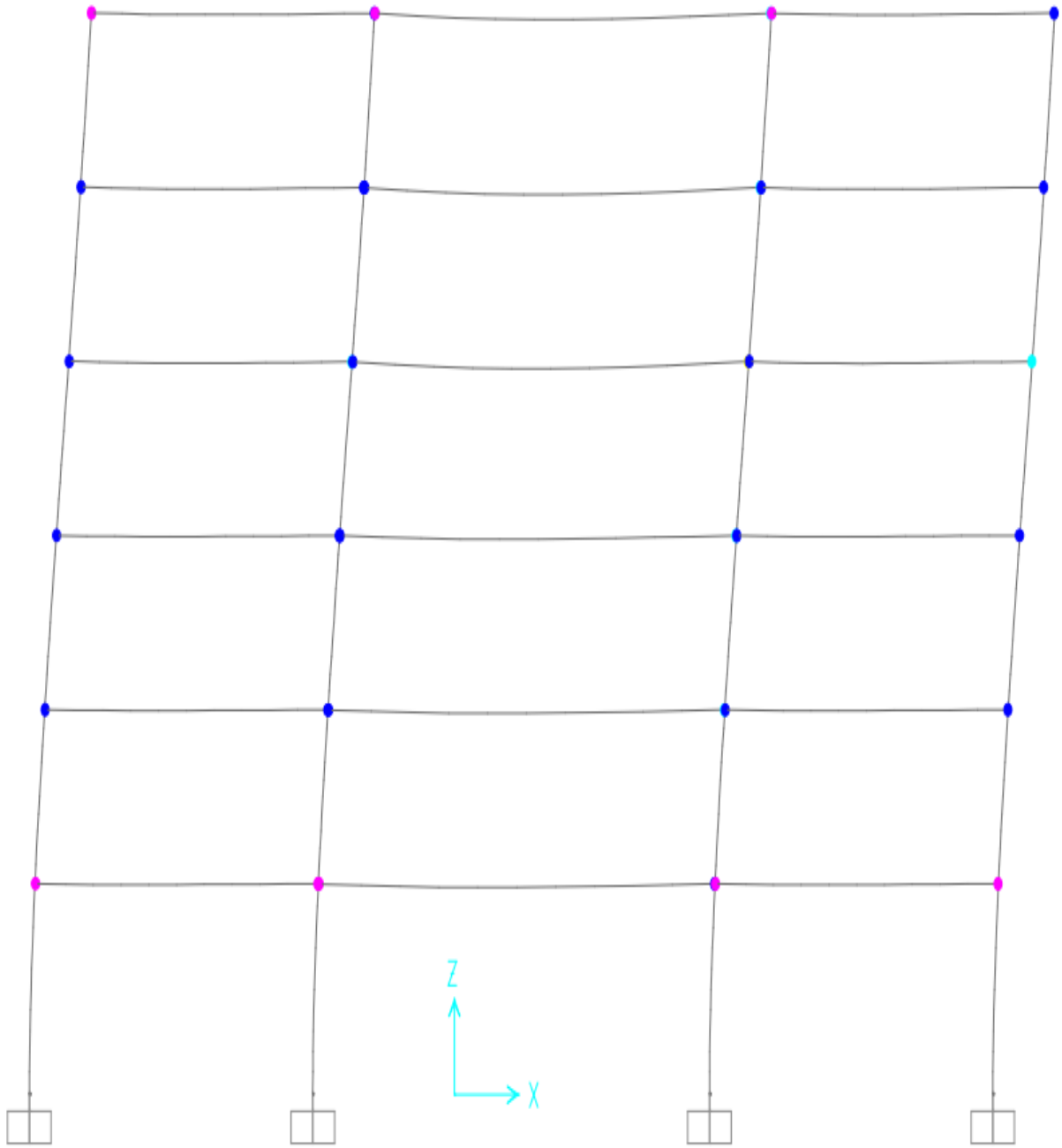


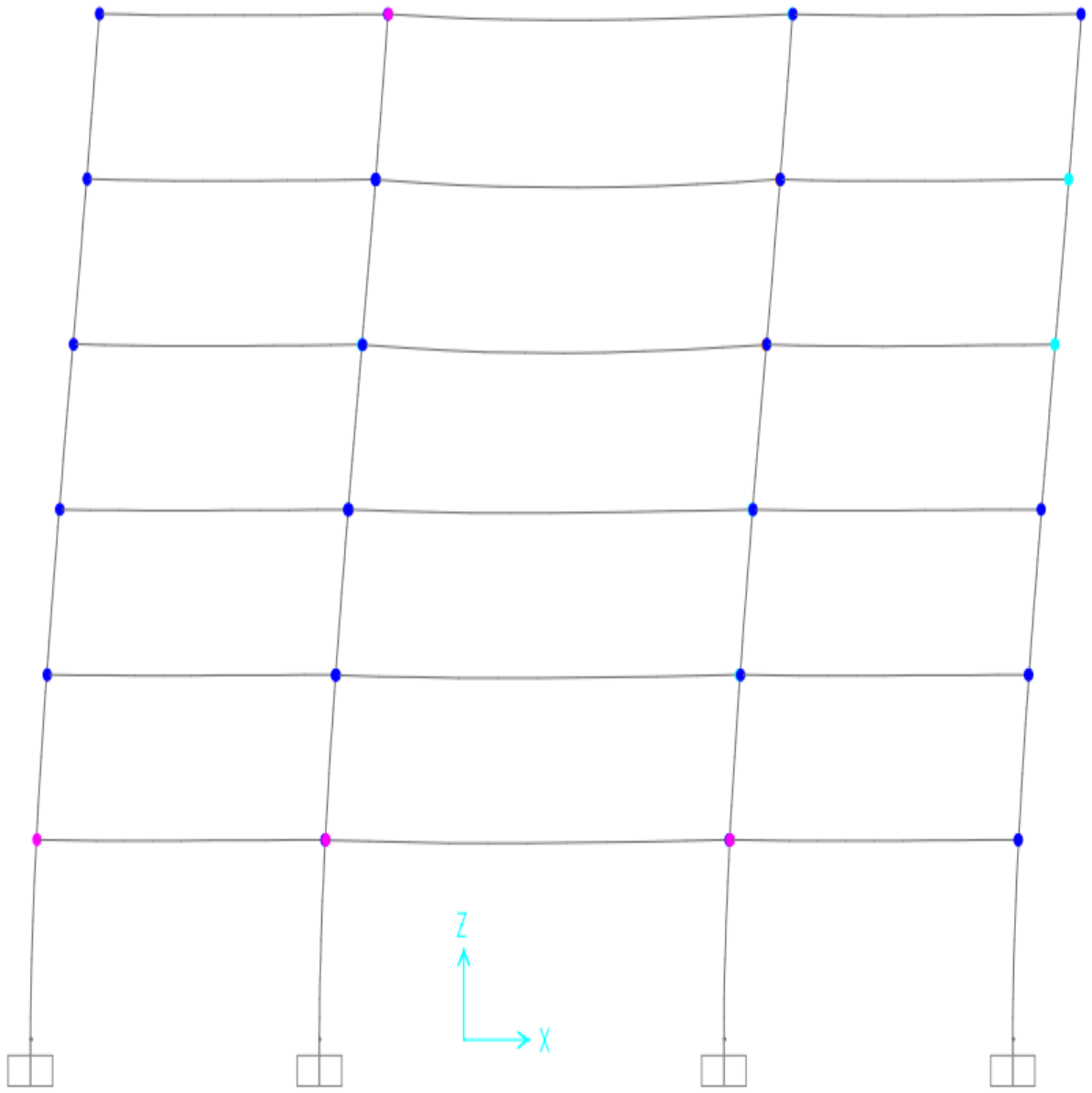

Z
X

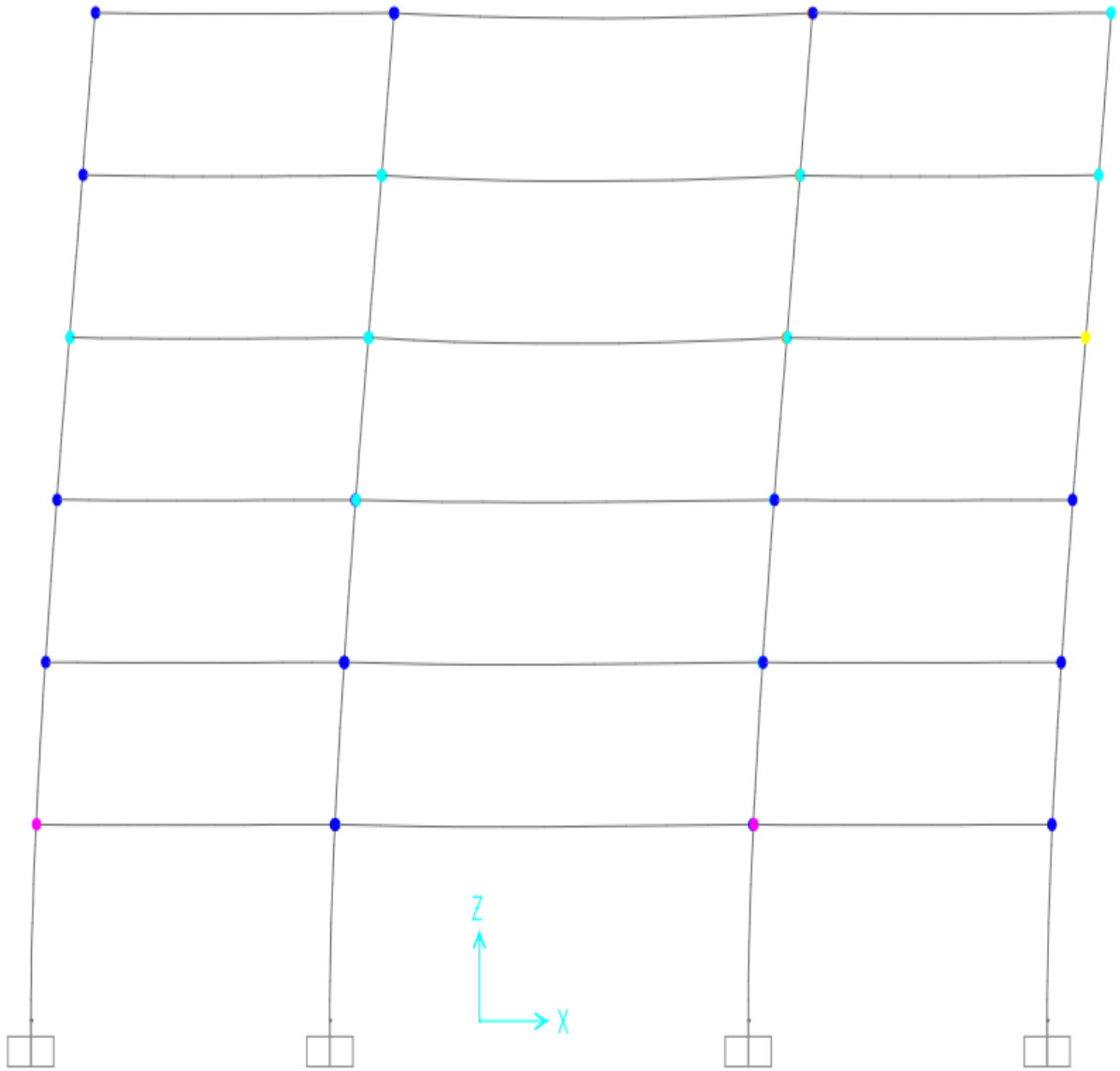

Z
X

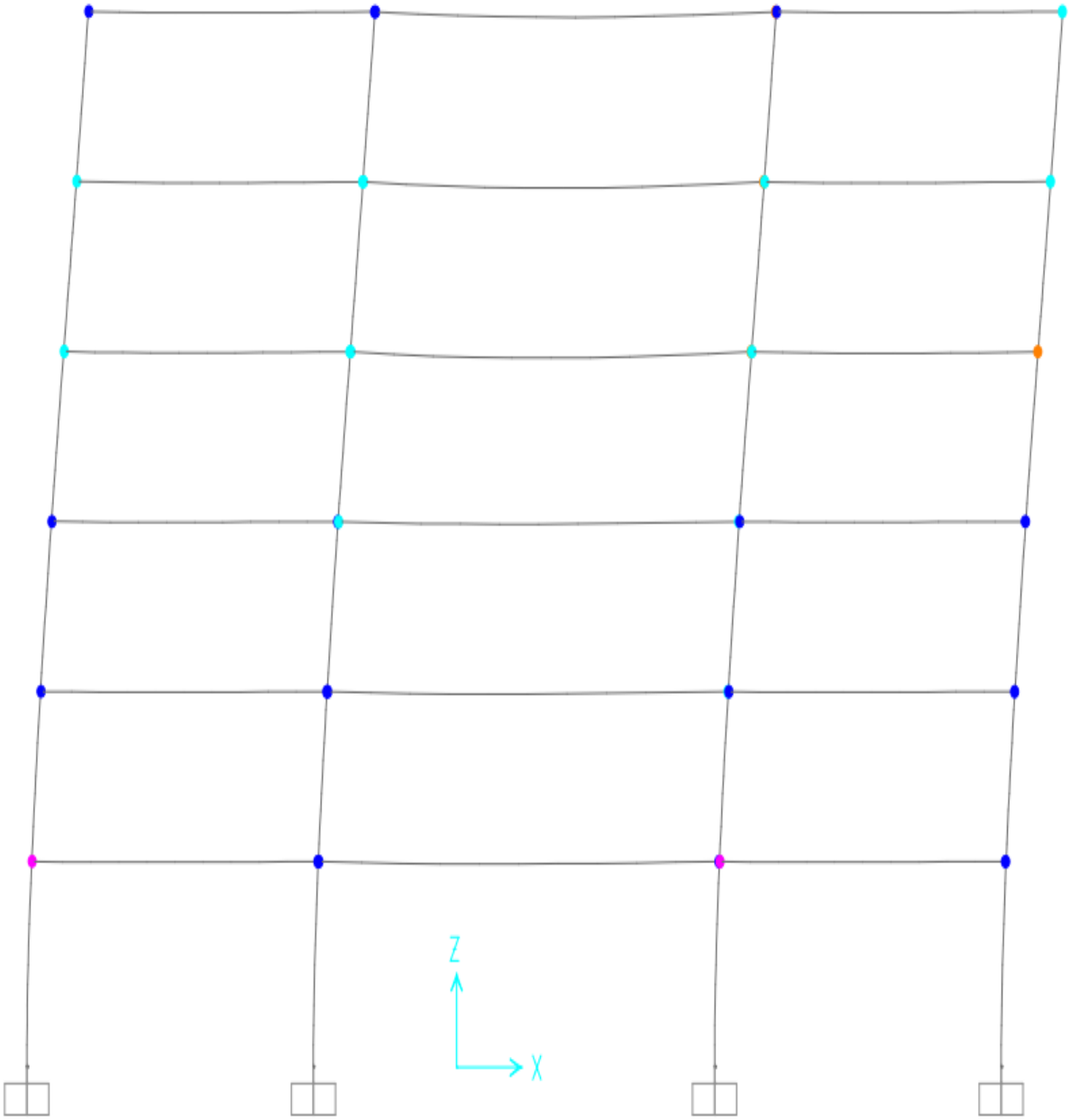

Z
X

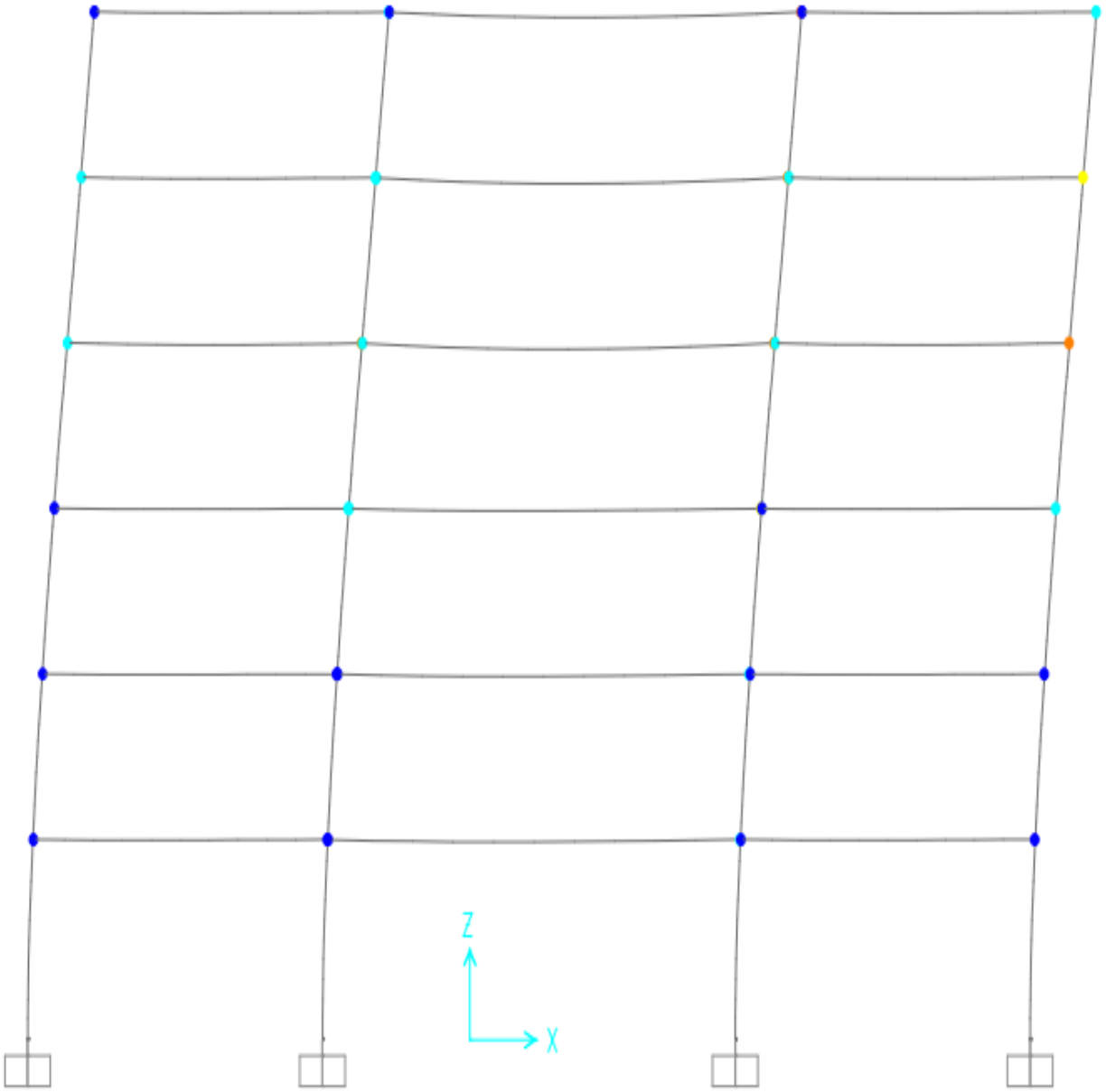

Z
X

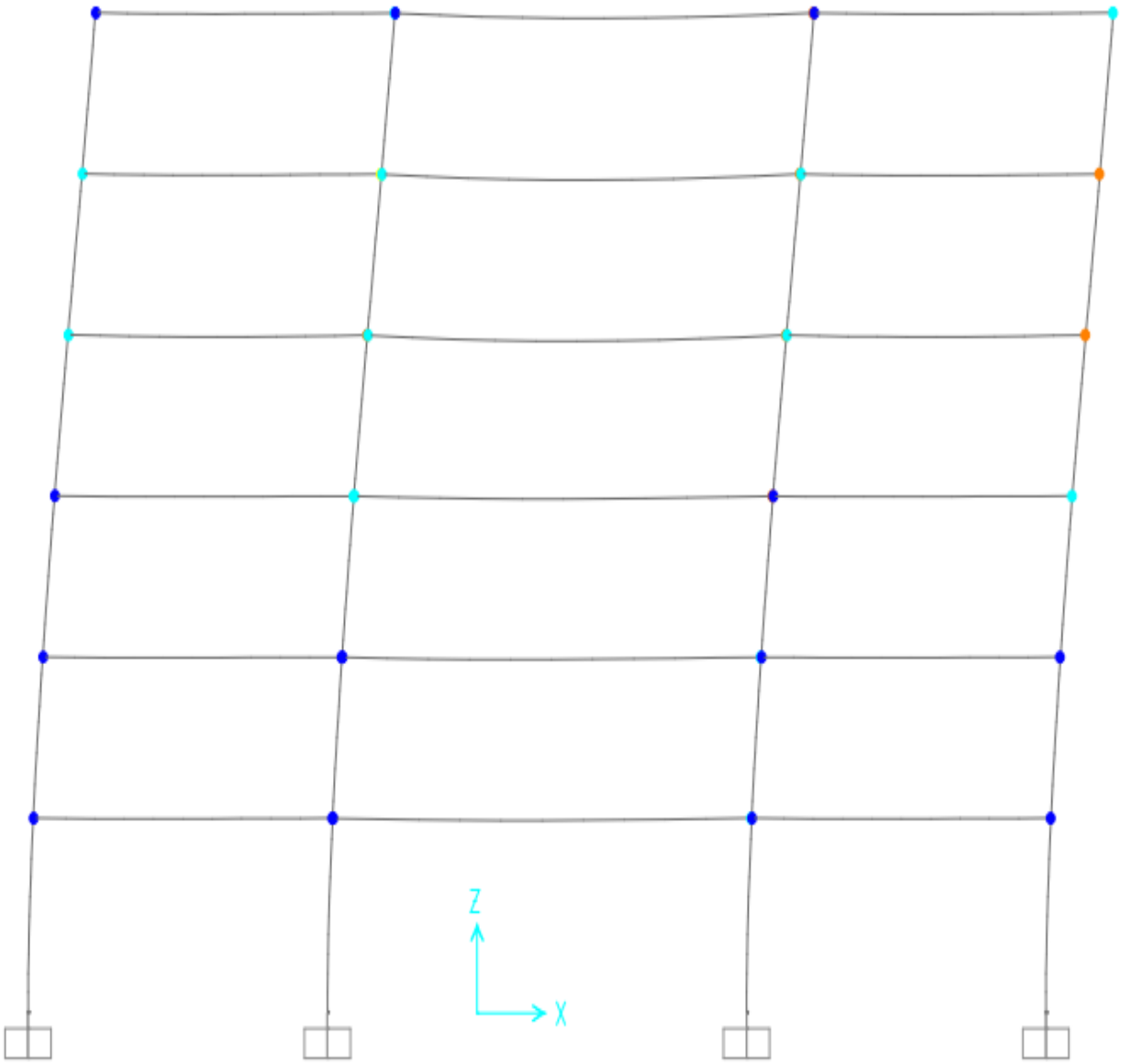

Z
X


Z
X

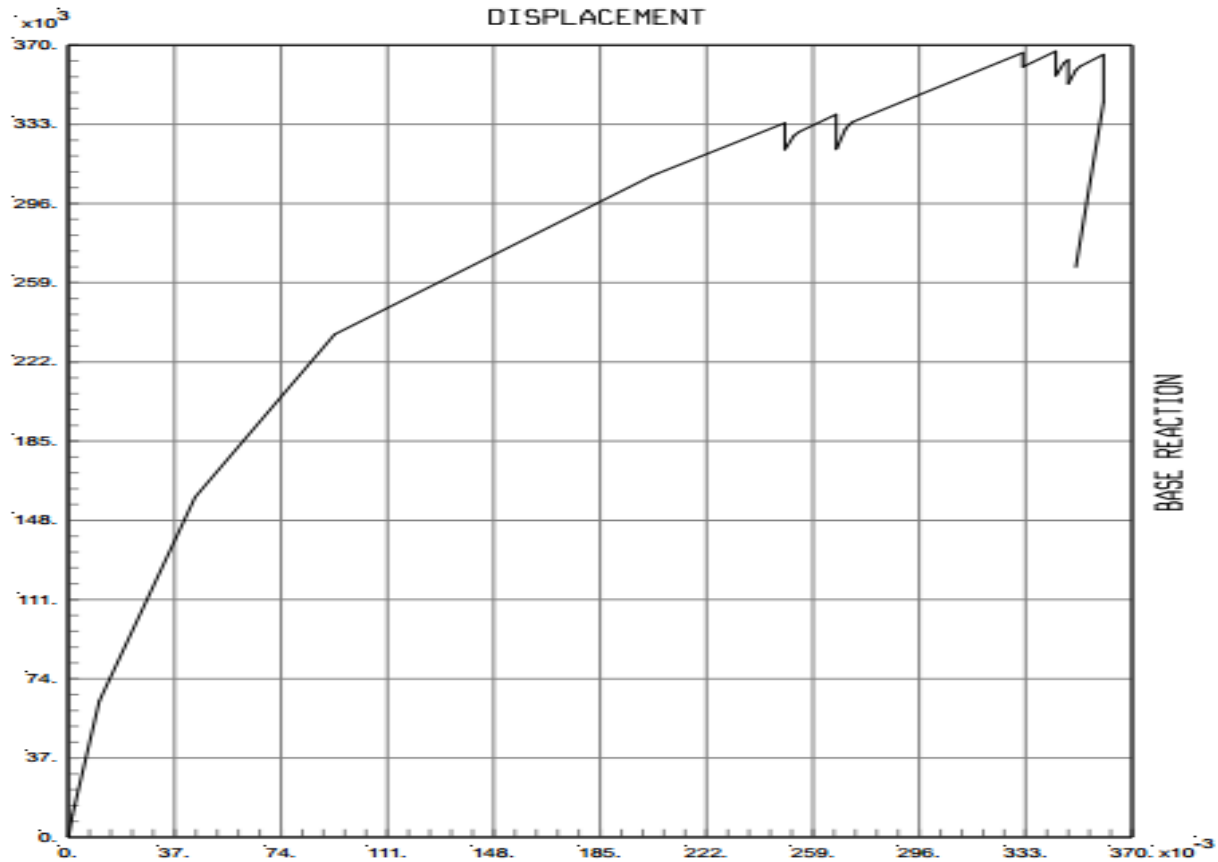

Z
X


Z
X


Z
X


Z
X

هم‌چنین نمودار ظرفیت سازه مطابق شکل به دست آمد که برحسب جابه‌جایی بام نسبت به برش پایه رسم شده است.



$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{327}{92.5} = 3.5$$

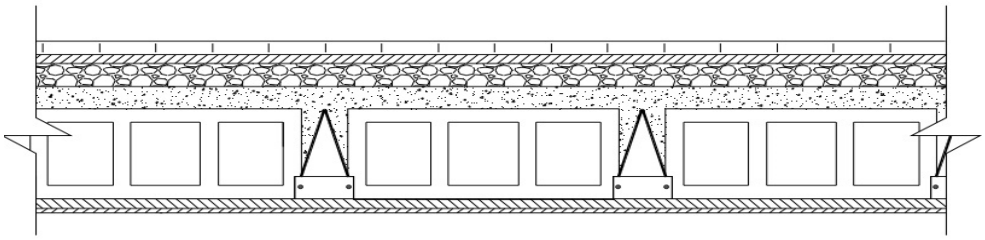
فصل دوم

سازه فولادی

بخش اول

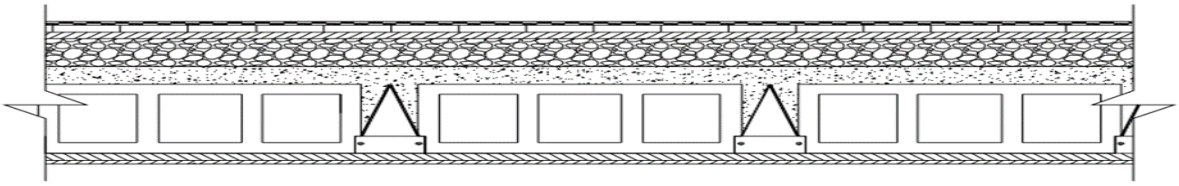
بارگذاری سازه فولادی

دیتیل کف طبقات:



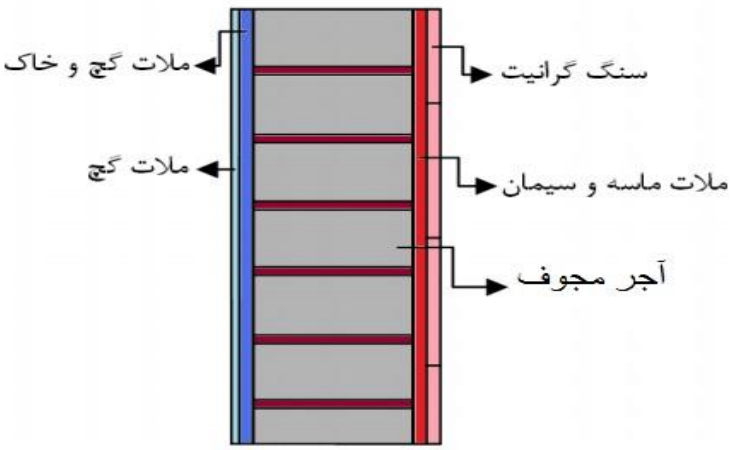
مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
وزن واحد سطح دال بتنی	0.06	2500	150
وزن تیرچه	$2 \times 0.25 \times 0.1 \times 2500$		125
وزن سرامیک	0.025	2100	52.5
وزن ملات ماسه- سیمان	0.02	2100	42
پوکه معدنی	0.06	1300	78
وزن ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
وزن ملات گچ	0.01	1300	13
وزن بلوک سفالی	8×12		96
بار مرده تیرچه و دال بتنی = $125 + 150$			275
			588.5

دیتیل کف بام:



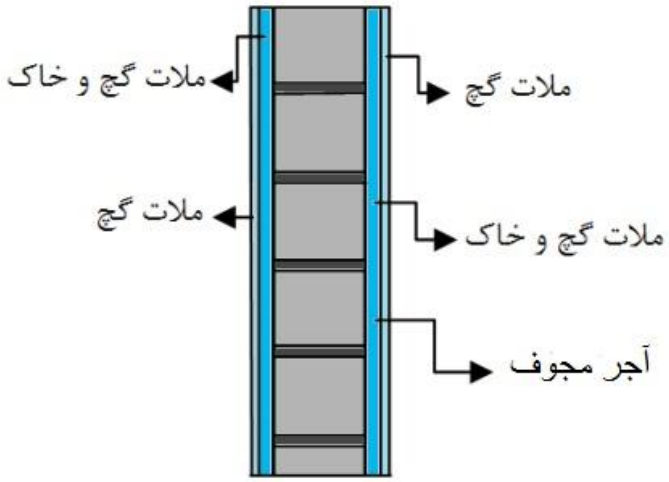
مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
وزن واحد سطح دال بتنی	0.06	2500	150
وزن تیرچه	$2 \times 0.25 \times 0.1 \times 2500$		125
وزن ایزوگام	-	-	15
وزن ملات ماسه- سیمان	0.02	2100	42
پوکه معدنی	0.06	1300	78
وزن ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
وزن ملات گچ	0.01	1300	13
وزن بلوک سفالی	8×12		96
بار مرده تیرچه و دال بتنی = $150 + 125$			275
			551

دیتیل دیوارهای جانبی



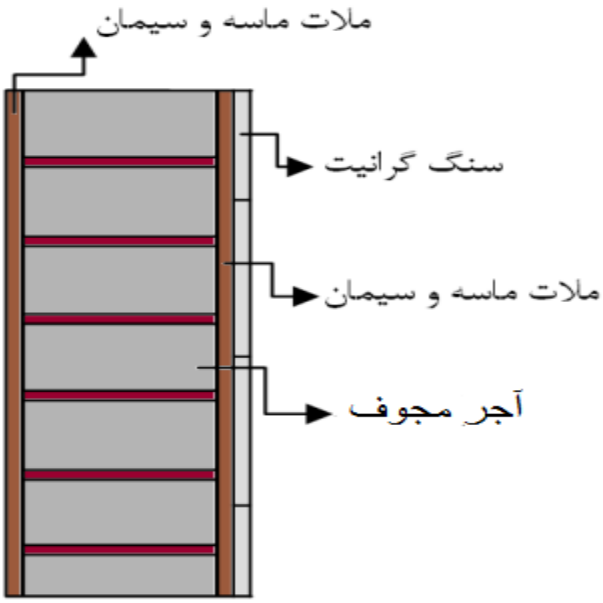
مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
ملات گچ	0.005	1300	6.5
ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
آجر مجوف	0.2	850	170
ملات ماسه- سیمان	0.025	2100	52.5
سنگ گرانیت	0.02	2800	56
	وزن واحد سطح دیوار نما دار = $320\ \frac{kg}{m^2}$		
	وزن واحد سطح دیوار بدون نما = $265\ \frac{kg}{m^2}$		

دیتیل دیوار پارتیشن



مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
ملات گچ	2×0.005	1300	13
ملات گچ و خاک	2×0.02	1600	64
آجر مجوف	0.1	850	85
وزن واحد سطح دیوار پارتیشن			$\sum = 162$

دیتیل جانپناه



مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$
آجر مجوف	0.1	850	85
ملات ماسه - سیمان	2×0.02	2100	84
سنگ گرانیت	0.025	2800	70
وزن واحد سطح جان پناه			$\sum = 240$
وزن واحد سطح جان پناه با ارتفاع (1) متر			$\sum = 240$

محاسبه بار واحد طول دیوارها

H_w=ارتفاع یک طبقه – ضخامت یک سقف

H_w= 400-30=370

ارتفاع دیوارها برابر کف تا زیر سقف طبقات است.

25٪ بازشو برای جهت های نما دار در نظر گرفته شده است.

بار مرده دیوار جانبی نما دار $3.7\times 320 \times 0.75 = 888 \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$

بار مرده دیوار جانبی بدون نما = $3.7 \times 265 = 980.5 \ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$

بار مرده دیوار جانبی خرپشته = $2.2 \times 320 = 704 \ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$

- **محاسبه بارهای زنده :**

با توجه به جدول 6-3-1 حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت طبق صفحه 13 مبحث ششم تعیین می گردد .

بار زنده بام = $150\frac{kg}{m^2}$

بار زنده طبقات = $500\ \frac{kg}{m^2}$

بار زنده همکف = $500\ \frac{kg}{m^2}$

بار ناشی از نیروی برف :

- تهران دارای برف زیاد می باشد .
- P_s: بار برف مبنا
- $P_S = 150\ kg/m^2$
- با توجه به نوع بام که مسطح می باشد و با توجه به بند 6-4-3-2 آیین نامه بارگذاری
- C_s : ضریب اثر شیب
- $C_s = 1$
- P_r : بار برف بام
- $P_r = P_S \times C_s = 150 \times 1 = 150\ kg/m^2$

در این پروژه چون زاویه شیب بام کمتر از 15 درجه است طبق بند 6-4-4-1 اثر بارگذاری نامتقارن در نظر گرفته نمی شود.

خلاصه بار ثقلی :

مقادیر بار زنده از آیین نامه بار گذاری مبحث ششم، با استفاده از جداول مربوطه بدست آمده است.

برای محاسبه وزن طبقات، وزن پارتیشن برابر $162\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}$ در نظر گرفته شده است.

برای محاسبه وزن طبقات بصورت دستی بار ناشی از اسکلت سازه شامل تیرها، ستون ها، بادبندها و اتصالات برابر $75\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}$ در نظر گرفته شده است.

خلاصه بارهای ثقلی، در جدولی به شکل زیر تنظیم شده است :

کاربری / نوع بار	طبقات	بام
بار زنده	500	150
بار مرده	588.5	551

محاسبه بار جانبی زلزله :

با توجه به آیین نامه 2800 مقدار مشارکت بار زنده در وزن طبقات، برابر $\alpha = 0.2$ در نظر گرفته می شود.

در دیوار های نمادار فرض گردیده که مساحت بازشو ها 25% مساحت دیوارهاست.

- **محاسبه وزن طبقه بام وخرپشته :**

W_R=(مساحت پلان) ×[(بار زنده*درصد مشارکت بار زنده) + بار واحد اسکلت + بار واحد سطح طبقه کل بار مرده]

$$+\left(\frac{\text{طول دیوار نمادار}}{2}\right)\times\left[\text{بار واحد طول دیوار نمادار}\right]+\left(\frac{\text{طول دیوار بدون نما}}{2}\right)\times\left[\text{بار واحد طول دیوار بدون نما}\right]$$

$$+\left(\text{محیط پلان خرپشته}\right)+\left[\text{بار واحد طول جان پناه}\right]\times\left(\text{طول دیوار بدون نما}+\text{طول دیوار نمادار}\right)+\left(\text{بار واحد طول دیوار جانبی خرپشته}\right)\times$$

$$W_R = 265.65 \times [551 + 75 + (0.2 \times 150)] + \left(\frac{32.2}{2}\right)[980.5] + \left(\frac{33}{2}\right)[888] + (130.4)[240] + 19.1 \times 704 = 250\ ton$$

محاسبه وزن طبقات

W_R=(مساحت) ×[(بار زنده*درصد مشارکت بار زنده) + بار واحد اسکلت + بار واحد سطح طبقه کل بار مرده]

$$+\left(\text{طول دیوار نمادار}\right)\times\left[\text{بار واحد طول دیوار نمادار}\right]+\left(\text{طول دیوار بدون نما}\right)\times\left[\text{بار واحد طول دیوار بدون نما}\right]$$

- $W_R = 265.65 \times [588.5 + 75 + (0.2 \times 500)] + (32.2)[980.5] + (33)[888] = 264\ ton$

وزن کل سازه :

250 + (5 * 264) = 1570 t

محاسبه برش پایه :

$$V = C \times W$$

V : نیروی برشی در تراز پایه

W : وزن کل ساختمان

C : ضریب زلزله

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

A : نسبت شتاب مبنای طرح

B : ضریب بازتاب ساختمان

I : ضریب اهمیت ساختمان

R : ضریب رفتار ساختمان

ساختمان از نوع منظم می باشد . با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل ، نیروی زلزله را محاسبه می کنیم

ارتفاع ساختمان زیر 50 متر می باشد .(24.5 متر)

- طبق جدول 6-7-2 خطر نسبی زلزله زیاد می باشد

A = 0.35

-

ارتفاع ساختمان

H = 24.5

- طبق جدول 6-7-5 ضریب اهمیت ساختمان

I = 1

- طبق جدول 6- 7-6 ضریب رفتار ساختمان (قاب صلب متوسط)

$R_x = R_y = 7.5$

- زمان تناوب اصلی ساختمان

در قابهای بتن آرمه طبق بند 6-7-2-5-6 و رابطه 6-7-7

$T_x = 0.05\ H^{3/4} = 0.05 \times 24.5^{3/4} = 0.55$

$T_y = 0.08\ H^{0.75} = 0.88$

اگر نوع خاک 3 و طبق جدول 6-7-3 ضریب بازتاب ساختمان -

$T_0 = 0.15 \quad \& \quad T_s = 0.7 \quad \& \quad s = 1.75 \ \& \ S_0 = 1.1$

$T_0 < T_x < T_s$

$N = 1 \quad , \quad B = S + 1 = 2.75$

$T_y > T_s$

$N = \frac{0.4}{4-T_s}(T - T_s) + 1 = 1.02 \quad , \quad B = (S+1)\frac{T_s}{T} = 2.187$

-

- محاسبه ضریب زلزله

$$C_x = \frac{ABI}{R_x} = \frac{0.35*2.75*1}{7.5} = 0.128$$

$$C_y = \frac{ABI}{R_y} = \frac{0.35*2.230*1}{7.5} = 0.104$$

نیروی برشی پایه

V_x= C × W = 0.128 × 1570=201 ton>$V_{u\min}$ =0.12AIW=66 ton

V_y= C × W = 0.104 × 1570 = 163.28 ton>$V_{u\min}$ =0.12AIW=66 ton

$$F_{ui} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{k} w_i h_i^k} V_u$$

K=0.5T+0.75

Kx=0.5*0.55+0.75=1.025

Ky=0.5*0.88+0.75=1.195

h_i : ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i ام

W_i : وزن طبقه i ام

جدول نیروی زلزله در جهت X

Story	W_i	$(W_i h_i)^k$	F_{xi}	V_{xi}
بام	250	6634.91	54.91	54.91
5	264	5836.49	48.30	103.21
4	264	4672.24	38.67	141.88
3	264	3515.09	29.09	170.97
2	264	2367.327	19.59	190.56
1	270	1261.55	10.44	201
$\sum$		24287.615		

جدول نیروی زلزله در جهت Y

Story	W_i	$(W_i h_i)^k$	F_{xi}	V_{xi}
بام	250	11428.61	47.67	47.67
5	264	9753.26	40.69	87.36
4	264	7524.84	31.38	118.74
3	264	5400.22	22.53	141.27
2	264	3406.11	14.21	155.48
1	270	1629.12	6.79	163.28
$\sum$		39142.17		

بخش دوم

طراحی قاب 4 با اسکلت فولادی

محاسبه و تحلیل دستی قاب خمشی راستای Y

قاب مورد نظر یک بار برای بار زنده و یک بار برای بار مرده و یک بای برای بار زلزله تحلیل می‌گردد.

محاسبه بار مرده وارد بر قاب محور (4)

مقدار بار مرده از مجموع بار مرده کف و اسکلت به دست می‌آید:

$$\text{بار مرده کف بام} = \left(\text{بار مرده کف} + \text{بار مرده اسکلت}\right) = 551 + 75 = 0.626\,\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{بار مرده کف طبقات} = \left(\text{بار مرده کف} + \text{بار مرده اسکلت}\right) + \text{بار پارتیشن} = 588.5 + 75 + 162$$
$$= 0..826\,\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

محاسبه بار زنده وارد بر قاب خمشی محور (4)

مقادیر بار زنده به صورت زیر است:

بار زنده در تراز بام $= 0.15\ \frac{ton}{\text{m}^2}$

بار زنده در تراز کف طبقات $= 0.5\ \frac{ton}{\text{m}^2}$

دهانه	طول متر	بار خطی مرده بام تن / متر مربع	بار خطی زنده بام تن/ متر مربع	بارخطی مرده طبقات تن/ متر مربع	بار خطی زنده طبقات تن/ متر مربع
A4-B4	5	1.424	0.341	1.94	1.175
B4-C4	6.5	1.1	0.262	1.493	0.903
C4-D4	5	1.424	0.341	1.94	1.175

طراحی مقاطع تیروستون:

طبق صورت پروژه قاب محور 4 باید طبق ضوابط شکل‌پذیری زیاد طراحی گردد که برای این منظور از ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان استفاده گردید. باتوجه به بارهای وارده، ابعاد اولیه‌ای برای مقاطع در نظر گرفته شد به‌نحوی که پاسخگوی دریفت مجاز نیز باشند که کفایت این مقاطع را کنترل می‌کنیم. در طراحی از روش تنش مجاز استفاده گردید و ترکیب‌بارهای طراحی مطابق مبحث دهم برابر زیر در نظر گرفته شد. برای بار زلزله خروج از محوریت در جهت مثبت (Epx) و خروج از محوریت در جهت منفی (Enx) در نظر گرفته شد و در دو جهت هم به سازه اعمال گردید. با استفاده نیروهای به دست آمده از نرم‌افزار برای ترکیب‌بارهای معرفی شده طراحی اعضا صورت گرفته است.

نام	ترکیب بار	نام	ترکیب بار
DL	D+L	MDLEx	0.75(D+L-Ex)
DLEx	0.75(D+L+Ex)	MDLEpx	0.75(D+L-Epx)
DLEpx	0.75(D+L+Epx)	MDLEnx	0.75(D+L-Enx)
DLEnx	0.75(D+L+Enx)	MDLEy	0.75(D+L-Ey)
DLEy	0.75(D+L+Ey)	MDLEpy	0.75(D+L-Epy)
DLEpy	0.75(D+L+Epy)	MDLEny	0.75(D+L-Eny)
DLEny	0.75(D+L+Eny)	MDEx	0.75(D-Ex)
DEx	0.75(D+Ex)	MDEpx	0.75(D-Epx)
DEpx	0.75(D+Epx)	MDEnx	0.75(D-Enx)
DEnx	0.75(D+Enx)	MDey	0.75(D-Ey)
Dey	0.75(D+Ey)	MDepy	0.75(D-Epy)
Depy	0.75(D+Epy)	MDeny	0.75(D-Eny)
Deny	0.75(D+Eny)		

طراحی تیر

1- طراحی خمشی تیر:

در سیستم قاب خمشی ویژه طبق بند 10-3-8-1-2-4 تیرها باید در هردو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به همین جهت در محاسبه تنش خمشی مجاز تیرها آن‌ها را با اتکای جانبی در نظر می‌گیریم. طبق بند 10-3-8-1-2-1 تیرها در قاب خمشی ویژه باید از نوع فشرده لرزه‌ای طبق تعریف بند 10-3-4-2 باشند. در تیرهای این قاب ضابطه زیر را کنترل می‌کنیم.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{80}{2 \times 15.4} = 2.6 < 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.32 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{90}{2 \times 18} = 2.5 < 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.32 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{110}{2 \times 19.2} = 2.86 < 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.32 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{120}{2 \times 19.8} = 3.03 < 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.32 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{135}{2 \times 22.2} = 3.04 < 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.32 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{160}{2 \times 21.5} = 3.72 < 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.32 \quad \rightarrow \ OK$$

بنابراین با توجه به فشرده لرزه‌ای بودن مقطع می‌توان تنش خمشی مجاز تیر را برابر $0.66F_y$ در نظر گرفت.

$$F_b = 0.66F_y = 0.66 \times 4500 = 2970\ \frac{kg}{cm^2}$$

با توجه به نتایج تحلیل توسط ETABS ماکزیمم مقادیر لنگر در تیرها تحت ترکیب‌بارهای مختلف را به دست آورده و تنش خمشی موجود را از رابطه زیر به دست می‌آوریم.

$$f_b = \frac{M}{S_x}$$

حال نسبت $\frac{f_b}{F_b}$ را به دست می‌آوریم که باید کوچکتر از یک باشد. نتایج محاسبات به صورت جدولی ارائه شده است که نشان می‌دهد مقطع انتخابی مناسب و بسیار اقتصادی است.

کف	تیر	مقطع	S_x (cm^3)	M_u (kg.m)	f_b (kg/cm^2)	F_b (kg/cm^2)	f_b/F_b
1	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	721.7	17754.9	2460.15	2970	0.828333
	دهانه B4-C4	IPE 220FP 80*10	409	9833.34	2404.24	2970	0.809508
	دهانه C4-D4	IPE 270FP 100*12	721.7	17754.88	2460.15	2970	0.828332
2	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	721.7	19956.71	2765.24	2970	0.931056
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	542.6	12428.08	2290.47	2970	0.771201

	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	721.7	19956.91	2765.26	2970	0.931065
3	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	721.7	18136.09	2512.97	2970	0.846117
	دهانه B4-C4	IPE 270 FP 100*12	721.7	15938.62	2208.48	2970	0.743597
	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	721.7	18136.09	2512.97	2970	0.846117
4	دهانه A4-B4	IPE 240 FP 100*10	542.6	13716.43	2527.91	2970	0.851148
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	542.6	12655.97	2332.47	2970	0.785343
	دهانه C4-D4	IPE 240 FP 100*10	542.6	13716.43	2527.91	2970	0.851148
5	دهانه A4-B4	IPE 180 FP 120*10	349.2	9099.24	2605.74	2970	0.877353
	دهانه B4-C4	IPE 220 FP 80*10	409	10204.64	2495.02	2970	0.840075
	دهانه C4-D4	IPE 180 FP 120*10	349.2	9099.24	2605.74	2970	0.877353
6	دهانه A4-B4	IPE 160 FP 120*8	253.5	6156	2428.40	2970	0.817644
	دهانه B4-C4	IPE 160 FP 120*8	253.5	6015.6	2373.02	2970	0.798996
	دهانه C4-D4	IPE 160 FP 120*8	253.5	6156	2428.40	2970	0.817644

2- کنترل برش تیر:

برای تعیین تنش برشی مجاز از بند 10-1-5-4 مبحث ده مطابق زیر استفاده می‌کنیم:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{270}{6.6} = 41 < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 47.48 \rightarrow F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 4500 = 1800\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{240}{6.2} = 38.7 < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 47.48 \rightarrow F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 4500 = 1800\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{220}{5.9} = 37.3 < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 47.48 \ \rightarrow \ F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 4500 = 1800 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{180}{5.3} = 34 < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 47.48 \ \rightarrow \ F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 4500 = 1800 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{160}{5} = 32 < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 47.48 \ \rightarrow \ F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 4500 = 1800 \ \frac{kg}{cm^2}$$

ماکزیمم برش را به دست آورده و کنترل می‌کنیم که در تمامی طبقات جوابگوست.

کف	تیر	مقطع	A_w (cm^2)	V_u (kg)	f_v (kg/cm^2)	$f_v<F_v$
1	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	17.82	10160.63	570.1813	YES
	دهانه B4-C4	IPE 220FP 80*10	12.98	7025.36	541.245	YES
	دهانه C4-D4	IPE 270FP 100*12	17.82	10160.63	570.1813	YES
2	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	17.82	10624.21	596.1958	YES
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	14.88	6533	439.0457	YES
	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	17.82	10624.21	596.1958	YES
3	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	17.82	9982.53	560.1869	YES
	دهانه B4-C4	IPE 270 FP 100*12	17.82	7663.79	430.0668	YES
	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	17.82	9982.53	560.1869	YES
4	دهانه A4-B4	IPE 240 FP 100*10	14.88	8284.42	556.7487	YES
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	14.88	6602.51	443.7171	YES
	دهانه C4-D4	IPE 240 FP 100*10	14.88	8284.42	556.7487	YES
5	دهانه A4-B4	IPE 180 FP 120*10	9.54	7794.03	816.9843	YES
	دهانه B4-C4	IPE 220 FP 80*10	12.98	7168.48	552.2712	YES
	دهانه C4-D4	IPE 180 FP 120*10	9.54	7794.03	816.9843	YES

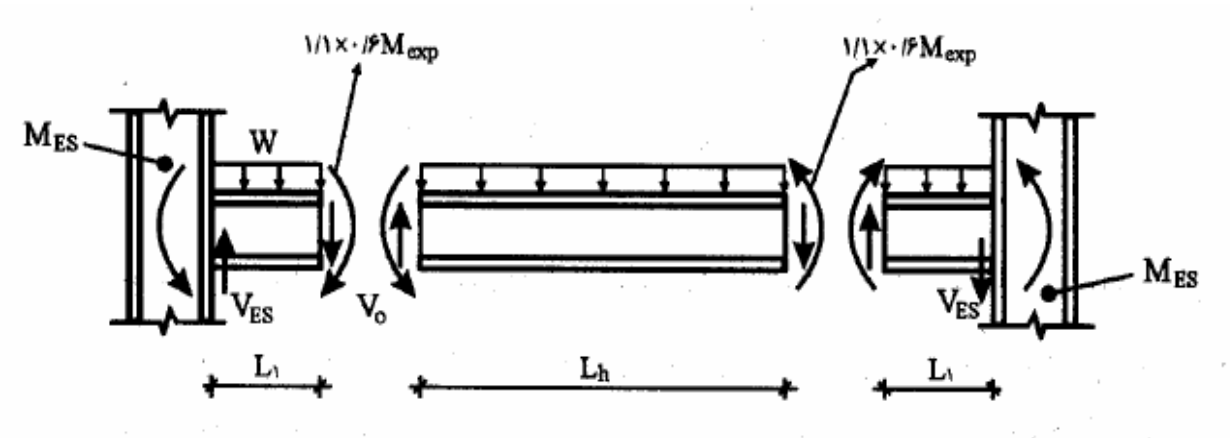
6	دهانه A4-B4	IPE 160 FP 120*8	8	5026.09	628.2613	YES
	دهانه B4-C4	IPE 160 FP 120*8	8	4326.54	540.8175	YES
	دهانه C4-D4	IPE 160 FP 120*8	8	5026.09	628.2613	YES

کنترل برش اضافی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها

مطابق ضوابط بند 10-3-8-1-2-2 در طراحی تیرها برای خمش ضابطه اضافی خاصی در قاب‌های خمشی ویژه وجود ندارد ولی در طراحی آن‌ها برای برش باید نیروی برشی اضافی ناشی از ایجاد لنگرهای خمشی قابل انتظار در مفصل‌های پلاستیک در دو انتهای تیر در نظر گرفته شود. در طراحی به روش تنش مجاز، نیروی برشی حاصل از تشکیل مفصل پلاستیک در مقطعی به فاصله L_1 از بر ستون مطابق عبارت زیر می‌باشد:

$$V_{ES} = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times M_{exp}}{L_h} + V + W = V_0 + W$$

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} \qquad , \qquad F_{ye} = 1.15 F_y = 1.15 \times 4500 = 5175 \frac{kg}{cm^2}$$



W کل بار قائم بدون ضریب در بازوی L_1 می‌باشد. V نیروی برشی موجود در محل مفصل پلاستیک فقط به علت بار قائم بدون ضریب در طول L_h می باشد. نتایج محاسبات در جدول نشان داده شده است و همانطور

که دیده می‌شود، مقاطع انتخابی پاسخگوی این برش می‌باشند. V_1 در جدول همان برش ناشی از لنگر خمشی پلاستیک می‌باشد.

$$W_{story} = 2477\frac{kg}{m}\ ,1906\ \frac{kg}{m}$$

$$W_{top} = 1595\frac{kg}{m}\ ,1226\ \frac{kg}{m}$$

$$V_{ES} = \frac{2\times 0.6\times 1.1\times M_{\exp}}{L_h} + V\ + W$$

کف	تیر	مقطع	Aw (cm^2)	V (kg)	V_0(kg)	V_{ES} (kg)	f_v (kg/cm^2)	$f_v<F_v$
1	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	17.82	5189.315	16476.86	17480.04	980.9228	YES
	دهانه B4-C4	IPE 220FP 80*10	12.98	5565.52	10519.57	11148.55	858.9023	YES
	دهانه C4-D4	IPE 270FP 100*12	17.82	5189.315	16476.86	17480.04	980.9228	YES
2	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	17.82	5189.315	16476.86	17480.04	980.9228	YES
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	14.88	5508.34	12024.06	12710.22	854.1817	YES
	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	17.82	5189.315	16476.86	17480.04	980.9228	YES
3	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	17.82	5189.315	16476.86	17480.04	980.9228	YES
	دهانه B4-C4	IPE 270 FP 100*12	17.82	5422.57	14105.3	14877.23	834.8612	YES
	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	17.82	5189.315	16476.86	17480.04	980.9228	YES

4	دهانه A4-B4	IPE 240 FP 100*10	14.88	5300.78	13771.22	14662.94	985.4126	YES
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	14.88	5508.34	12024.06	12710.22	854.1817	YES
	دهانه C4-D4	IPE 240 FP 100*10	14.88	5300.78	13771.22	14662.94	985.4126	YES
5	دهانه A4-B4	IPE 180 FP 120*10	9.54	5523.71	10924.3	11593.09	1215.208	YES
	دهانه B4-C4	IPE 220 FP 80*10	12.98	5565.52	10519.57	11148.55	858.9023	YES
	دهانه C4-D4	IPE 180 FP 120*10	9.54	5523.71	10924.3	11593.09	1215.208	YES
6	دهانه A4-B4	IPE 160 FP 120*8	8	3604.7	7510.666	7893.466	986.6832	YES
	دهانه B4-C4	IPE 160 FP 120*8	8	3690.26	6694.849	6989.089	873.6361	YES
	دهانه C4-D4	IPE 160 FP 120*8	8	3604.7	7510.666	7893.466	986.6832	YES

جدول تکلمیلی محاسبات برش در محل مفصل پلاستیک :

کف	تیر	مقطع	L (m)	d (m)	q (kg/m)	W (kg)	Z_b (cm^3)	M_{exp}
1	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	5	0.27	2477	1003.185	826.2	42755.85
	دهانه B4-C4	IPE 220FP 80*10	6.5	0.22	1906	628.98	471.4	24394.95
	دهانه C4-D4	IPE 270FP 100*12	5	0.27	2477	1003.185	826.2	42755.85
2	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	5	0.27	2477	1003.185	826.2	42755.85
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	6.5	0.24	1906	686.16	620	32085

	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	5	0.27	2477	1003.185	826.2	42755.85
3	دهانه A4-B4	IPE 270 FP 100*12	5	0.27	2477	1003.185	826.2	42755.85
	دهانه B4-C4	IPE 270 FP 100*12	6.5	0.27	1906	771.93	826.2	42755.85
	دهانه C4-D4	IPE 270 FP 100*12	5	0.27	2477	1003.185	826.2	42755.85
4	دهانه A4-B4	IPE 240 FP 100*10	5	0.24	2477	891.72	620	32085
	دهانه B4-C4	IPE 240 FP 100*10	6.5	0.24	1906	686.16	620	32085
	دهانه C4-D4	IPE 240 FP 100*10	5	0.24	2477	891.72	620	32085
5	دهانه A4-B4	IPE 180 FP 120*10	5	0.18	2477	668.79	395.3	20456.775
	دهانه B4-C4	IPE 220 FP 80*10	6.5	0.22	1906	628.98	471.4	24394.95
	دهانه C4-D4	IPE 180 FP 120*10	5	0.18	2477	668.79	395.3	20456.775
6	دهانه A4-B4	IPE 160 FP 120*8	5	0.16	1595	382.8	285.9	14795.325
	دهانه B4-C4	IPE 160 FP 120*8	6.5	0.16	1226	294.24	285.9	14795.325
	دهانه C4-D4	IPE 160 FP 120*8	5	0.16	1595	382.8	285.9	14795.325

طراحی ستون

برای طراحی ستون‌ها ابتدا لازم است ضریب طول موثر ستون‌ها K محاسبه گردد. برای قاب C که از نوع قاب خمشی ویژه می‌باشد، از بند 10-1-4-1-2 مبحث دهم استفاده می‌کنیم که ضریب K از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_{top}G_{bot} + 4\left(G_{top} + G_{bot}\right) + 7.5}{G_{top} + G_{bot} + 7.5}} \geq 1$$

$$G_{top} = \frac{\left(\sum \frac{EI}{L}\right)_{c\,top}}{\left(\sum \frac{EI}{l}\right)_{b\,top}} \quad , \quad G_{bot} = \frac{\left(\sum \frac{EI}{L}\right)_{c\,bot}}{\left(\sum \frac{EI}{l}\right)_{b\,bot}}$$

در این رابطه G_{top} و G_{bot} نشان‌دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری هستند که برحسب نسبت سختی تیر و ستون‌ها تعیین می‌گردند. از آن‌جا که مقدار E در تمام اعضا یکسان است، در محاسبات از نسبت $\frac{I}{L}$ استفاده شده است. هم‌چنین برای انتهای گیردار ستون مقدار G برابر 1 می‌باشد.

بنابراین برای تمامی ستون‌های قاب C ضریب طول موثر در دو جهت محاسبه گردید که نتایج محاسبات در جدول ارائه شده است.

طبقه	محور ستون	∑(I/L)b bot	∑(I/L)c bot	G bot(x)	∑(I/L)b top	∑(I/L)c top	G top(x)	Kx	Ky
1	A4	-	-	1	21.22	138.09	6.51	1.79	1
	B4	-	-	1	28.77	138.09	4.80	1.70	1
	C4	-	-	1	28.77	138.09	4.80	1.70	1
	D4	-	-	1	21.22	138.09	6.51	1.79	1
2	A4	21.22	138.09	6.51	21.22	102.48	4.83	2.34	1
	B4	28.77	138.09	4.80	21.70	102.48	4.72	2.19	1

	C4	28.77	138.09	4.80	32.07	102.48	3.20	2.03	1
	D4	21.22	138.09	6.51	21.22	102.48	4.83	2.34	1
3	A4	21.22	102.48	4.83	21.22	59.68	2.81	1.99	1
	B4	21.70	102.48	4.72	37.54	71.71	1.91	1.85	1
	C4	32.07	102.48	3.20	32.64	71.71	2.20	1.77	1
	D4	21.22	102.48	4.83	21.22	59.68	2.81	1.99	1
4	A4	21.22	59.68	2.81	14.11	16.88	1.20	1.59	1
	B4	37.54	71.71	1.91	24.96	28.92	1.16	1.49	1
	C4	32.64	71.71	2.20	21.70	28.92	1.33	1.54	1
	D4	21.22	59.68	2.81	14.11	16.88	1.20	1.59	1
5	A4	14.11	16.88	1.20	6.98	16.88	2.42	1.55	1
	B4	24.96	28.92	1.16	14.54	16.88	1.16	1.39	1
	C4	21.70	28.92	1.33	15.10	16.88	1.12	1.41	1
	D4	14.11	16.88	1.20	6.98	16.88	2.42	1.55	1
6	A4	6.98	16.88	2.42	4.46	8.44	1.89	1.65	1
	B4	14.54	16.88	1.16	7.89	8.44	1.07	1.38	1
	C4	15.10	16.88	1.12	6.86	8.44	1.23	1.39	1
	D4	6.98	16.88	2.42	4.46	8.44	1.89	1.65	1

ستون‌ها تحت تاثیر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی می‌باشند. بنابراین باید تنش‌های فشاری و خمشی محاسبه شده و سپس با استفاده از ضوابط بند 10-1-7-1 کنترل گردند. ابتدا تنش‌های خمشی و فشاری موجود را از روابط زیر به دست می‌آوریم. نتایج مربوط به بحرانی‌ترین ترکیب‌بارها در جدول آورده شده‌اند.

$$f_a = \frac{P}{A} \quad , \quad f_b = \frac{M}{S}$$

طبقه	محور ستون	P (ton)	M_y(kg.cm)	M_x(kg.cm)	A (cm^2)	S_y (cm^3)	S_y (cm^3)	f_a (kg/cm^2)	f_{by} (kg/cm_2)	f_{bx} (kg/cm^2)
1	A4	93.96	38622	2050191	197.8	1240	2368.7	475.03	31.15	865.53
	B4	152.32	94997	1516456	197.8	1240	2368.7	770.07	76.61	640.21
	C4	152.33	94977	1516456	197.8	1240	2368.7	770.12	76.59	640.21
	D4	93.96	38622	2050191	197.8	1240	2368.7	475.03	31.15	865.53
2	A4	75.52	52529	1059145	156.4	800	1518.2	482.86	65.66	697.63
	B4	123.8	160334	843654	156.4	800	1518.2	791.56	200.42	555.69
	C4	123.81	160344	843654	156.4	800	1518.2	791.62	200.43	555.69
	D4	75.51	52529	1059145	156.4	800	1518.2	482.80	65.66	697.63
3	A4	56.21	55652	1130872	156.4	800	1518.2	359.40	69.57	744.88
	B4	88.33	163981	1049539	156.4	800	1518.2	564.77	204.98	691.30
	C4	88.33	163981	1049139	156.4	800	1518.2	564.77	204.98	691.04
	D4	56.21	55652	1130872	156.4	800	1518.2	359.40	69.57	744.88
4	A4	43.69	71882	52197	88	336.3	625.1	496.48	213.74	83.50
	B4	46.22	102780	1334816	138.8	640	1240.6	333.00	160.59	1075.94
	C4	88.33	163981	1049539	138.8	640	1240.6	636.38	256.22	845.99
	D4	43.69	71882	521907	88	336.3	625.1	496.48	213.74	834.92
5	A4	22.85	44486	608573	88	336.3	625.1	259.66	132.28	973.56
	B4	41.17	123839	475021	88	336.3	625.1	467.84	368.24	759.91
	C4	41.17	123839	475021	88	336.3	625.1	467.84	368.24	759.91
	D4	22.85	44486	608573	88	336.3	625.1	259.66	132.28	973.56

6	A4	8.53	99446	506187	88	336.3	625.1	96.93	295.71	809.77
	B4	14.81	131791	521853	88	336.3	625.1	168.30	391.89	834.83
	C4	14.81	131791	521853	88	336.3	625.1	168.30	391.89	834.83
	D4	8.53	99446	506187	88	336.3	625.1	96.93	295.71	809.77

در ادامه تنش‌های مجاز را به دست می‌آوریم و کنترل می‌نماییم. تنش‌های خمشی مجاز در ستون‌ها برابر است با:

$$F_b = 0.66F_y = 0.66 \times 4500 = 2970\ \frac{kg}{cm^2}$$

برای تعیین تنش فشاری مجاز ابتدا میزان لاغری را با توجه به ضریب طول موثر محاسبه شده در قسمت قبل در دوجهت محاسبه کرده و با استفاده ماکزیمم آن‌ها تنش فشار ی مجاز را طبق فصل 10-1-4 مبحث 10 محاسبه می‌کنیم.

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$C_c = \frac{6440}{\sqrt{F_y}} = 96$$

$$for\ \lambda \le C_c\ \rightarrow\ F_a = \frac{1}{F.S}\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{C_c}\right)^2\right]F_y$$

$$F.S = 1.67 + 0.375\left(\frac{\lambda}{C_c}\right) - 0.125\left(\frac{\lambda}{C_c}\right)^3$$

$$for\ \lambda \ge C_c \rightarrow F_a = \frac{105 \times 10^5}{\lambda^2}$$

حال با توجه به تنش‌های محاسبه شده، مقاطع انتخابی باید جوابگوی روابط زیر طبق بند 10-1-7-1 مبحث دهم باشند:

$$1)\ \frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}}+\frac{C_{my}f_{by}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ey}}\right)F_{by}}\leq 1$$

$$2)\ \frac{f_a}{0.6F_y}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\leq 1$$

$$F'_e=\frac{105\times 10^5}{\lambda^2}$$

با توجه به شرایط موجود C_m در هر دو جهت برابر 0.85 می‌باشد. در جداول ارائه شده، مقادیر تنش‌های مجاز و کنترل روابط 1و 2 آورده شده است که تمامی ستون‌ها روابط موردنظر را ارضا می‌کنند.

طبقه	محور ستون	Kx	Ky	λ_x	λ_y	Fa	F'_{ex}	F'_{ey}	$C_m/(1-f_a/F'_{ex})$	$C_m/(1-f_a/F'_{ey})$
1	A4	1.79	1	57.29	40.18	1955.81	3199.11	6504.30	1.00	0.92
	B4	1.70	1	54.41	40.18	2008.89	3546.80	6504.30	1.09	0.96
	C4	1.70	1	54.41	40.18	2008.89	3546.80	6504.30	1.09	0.96
	D4	1.79	1	57.29	40.18	1955.81	3199.11	6504.30	1.00	0.92
2	A4	2.34	1	81.75	44.20	1447.58	1571.26	5374.85	1.23	0.93
	B4	2.19	1	76.51	44.20	1564.81	1793.87	5374.85	1.52	1.00
	C4	2.03	1	70.92	44.20	1684.96	2087.80	5374.85	1.37	1.00
	D4	2.34	1	81.75	44.20	1447.58	1571.26	5374.85	1.23	0.93
3	A4	1.99	1	69.52	44.20	1714.19	2172.57	5374.85	1.02	0.91
	B4	1.85	1	64.63	44.20	1813.91	2513.84	5374.85	1.10	0.95
	C4	1.77	1	61.83	44.20	1869.06	2746.21	5374.85	1.07	0.95

	D4	1.99	1	69.52	44.20	1714.19	2172.57	5374.85	1.02	0.91
4	A4	1.59	1	75.44	60.15	1588.03	1844.72	2902.10	1.16	1.03
	B4	1.49	1	56.39	48.90	1972.63	3302.53	4391.13	0.95	0.92
	C4	1.54	1	58.28	48.90	1937.26	3091.56	4391.13	1.07	0.99
	D4	1.59	1	75.44	60.15	1588.03	1844.72	2902.10	1.16	1.03
5	A4	1.55	1	73.55	60.15	1629.07	1941.16	2902.10	0.98	0.93
	B4	1.39	1	65.95	60.15	1787.28	2413.76	2902.10	1.05	1.01
	C4	1.41	1	66.90	60.15	1768.03	2345.77	2902.10	1.06	1.01
	D4	1.55	1	73.55	60.15	1629.07	1941.16	2902.10	0.98	0.93
6	A4	1.65	1	78.29	60.15	1525.36	1713.00	2902.10	0.90	0.88
	B4	1.38	1	65.48	60.15	1796.84	2448.87	2902.10	0.91	0.90
	C4	1.39	1	65.95	60.15	1787.28	2413.76	2902.10	0.91	0.90
	D4	1.65	1	78.29	60.15	1525.36	1713.00	2902.10	0.90	0.88

طبقه	محور ستون	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{by}/F_{by}	f_{bx}/F_{bx}	رابطه 1	رابطه 2	Check
1	A4	0.24	0.18	0.01	0.29	0.54	0.48	OK
	B4	0.38	0.29	0.03	0.22	0.64	0.53	OK
	C4	0.38	0.29	0.03	0.22	0.64	0.53	OK
	D4	0.24	0.18	0.01	0.29	0.54	0.48	OK
2	A4	0.33	0.18	0.02	0.23	0.64	0.44	OK
	B4	0.51	0.29	0.07	0.19	0.86	0.55	OK

	C4	0.47	0.29	0.07	0.19	0.79	0.55	OK
	D4	0.33	0.18	0.02	0.23	0.64	0.44	OK
3	A4	0.21	0.13	0.02	0.25	0.49	0.41	OK
	B4	0.31	0.21	0.07	0.23	0.63	0.51	OK
	C4	0.30	0.21	0.07	0.23	0.62	0.51	OK
	D4	0.21	0.13	0.02	0.25	0.49	0.41	OK
4	A4	0.31	0.18	0.07	0.03	0.42	0.28	OK
	B4	0.17	0.12	0.05	0.36	0.56	0.54	OK
	C4	0.33	0.24	0.09	0.28	0.72	0.61	OK
	D4	0.31	0.18	0.07	0.28	0.71	0.54	OK
5	A4	0.16	0.10	0.04	0.33	0.52	0.47	OK
	B4	0.26	0.17	0.12	0.26	0.66	0.55	OK
	C4	0.26	0.17	0.12	0.26	0.66	0.55	OK
	D4	0.16	0.10	0.04	0.33	0.52	0.47	OK
6	A4	0.06	0.04	0.10	0.27	0.40	0.41	OK
	B4	0.09	0.06	0.13	0.28	0.47	0.48	OK
	C4	0.09	0.06	0.13	0.28	0.47	0.48	OK
	D4	0.06	0.04	0.10	0.27	0.40	0.41	OK

کنترل ستون‌ها تحت بارگذاری زلزله تشدید یافته:

در مواردی که بار محوری ستون‌ها بدون منظور کردن ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته از حد تعیین شده در زیر تجاوز نماید، باید اثر بارگذاری تحت ترکیب‌بار زلزله تشدید یافته بررسی گردد. در طراحی به روش تنش مجاز اگر مقدار $f_a/F_a>0.4$ باشد، این کنترل الزامی می‌گردد. همان‌گونه که در جدول بالا دیده می‌شود در هیچ یک از ستون‌ها این اتفاق رخ نداده است و در نتیجه این کنترل انجام نمی‌گیرد.

کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قاب خمشی ویژه

ظرفیت خمشی ستون‌ها و تیرها در اتصالات تیر به ستون در قاب خمشی ویژه باید چنان باشد که رابطه زیر برآورده گردد:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1$$

$\sum M_{pc}^*$ مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالاو پایین گره اتصال که در محل تقاطع محور های ستون‌ها و تیرها وجود دارند، می‌باشد. این لنگرها برابر با ظرفیت خمشی پلاستیک ستون‌ها در نظر گرفته شده و مقدار آن‌ها با توجه به نیروهای محوری موجود در ستون‌ها از روابط زیر به دست آورده می‌شوند.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(0.6F_{yc} - \frac{P_{ac}}{A_g}\right)$$

$\sum M_{pb}^*$ مجموع لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند، می‌باشد. این لنگرها با توجه به لنگرهای مورد انتظار در مفصل‌های پلاستیک و مقادیر نیروی برشی در آن‌ها از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\sum M_{pb}^* = \sum (0.6 \times 1.1F_{yeb}\, Z_b + M_{av})$$

$$F_{yeb} = 1.15F_{yb} = 1.15 \times 4500 = 5175\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$M_{av} = V_0 \times e$$

نتایج این محاسبات برای گره‌های مختلف آورده شده است و در همه حالات بیشتر از 1 می‌باشد.

کف	محور	لنگر مقاوم تیرها			لنگر مقاوم ستون‌ها			∑Mpc/∑Mpb
		Mpb right (ton.m)	Mpb left (ton.m)	∑Mpb (ton.m)	Mpc top (ton.m)	Mpc bot (ton.m)	∑Mpc (ton.m)	
1	A4	-	34.89	34.89	38.35	59.55	97.89	2.81
	B4	34.89	19.57	54.46	33.01	51.65	84.66	1.55
	C4	19.57	34.89	54.46	33.01	51.65	84.66	1.55
	D4	34.89	-	34.89	38.35	59.55	97.90	2.81
2	A4	-	34.89	34.89	40.48	38.35	78.83	2.26
	B4	34.89	25.50	60.40	36.93	33.01	69.94	1.16
	C4	25.50	34.89	60.40	36.93	33.01	69.93	1.16
	D4	34.89	-	34.89	40.48	38.35	78.83	2.26
3	A4	-	34.89	34.89	15.72	40.48	56.20	1.61
	B4	34.89	33.93	68.82	33.56	36.93	70.49	1.02
	C4	33.93	34.89	68.82	29.26	36.93	66.19	0.96
	D4	34.89	-	34.89	15.72	40.48	56.20	1.61
4	A4	-	26.13	26.13	17.41	15.72	33.12	1.27
	B4	26.13	25.50	51.64	21.18	33.56	49.48	1.06
	C4	25.50	26.13	51.64	25.48	29.26	45.18	1.06
	D4	26.13	-	26.13	17.41	15.72	33.12	1.27
5	A4	-	16.45	16.45	18.57	17.41	35.97	2.19
	B4	16.45	19.57	36.02	21.55	15.92	33.98	1.04

	C4	19.57	16.45	36.02	21.55	15.92	33.98	1.04
	D4	16.45	-	16.45	18.57	17.41	35.97	2.19
6	A4	-	11.57	11.57	0.00	18.57	18.57	1.61
	B4	11.57	11.37	22.94	0.00	23.17	18.06	1.01
	C4	11.37	11.57	22.94	0.00	23.17	18.06	1.01
	D4	11.57	-	11.57	0.00	18.57	18.57	1.61

طراحی اتصال صلب تیر به ستون

اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه باید ضوابط بند 10-3-8-1 را برآورده سازند و باید به گونه‌ای طراحی گردند که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک را در مقطعی به فاصله e از بر ستون در داخل تیر و و خارج از ناحیه اتصال فراهم گردند. در این اتصال از ورق زیرسری و روسری استفاده می‌شود و باید برای لنگر خمشی و برش قابل انتظار که در برستون تشکیل می‌گردند محاسبه شوند. طراحی اتصال را برای دهانه کناری طبقه اول انجام می‌دهیم که مقدار برش و لنگر پلاستیک موردانتظار در آن بیشتر است و با توجه به نزدیک بودن مقادیر از نتایج آن برای سایر اتصالات نیز استفاده می‌کنیم. برش قابل انتظار که در قسمت قبل محاسبه گردید و لنگر خمشی قابل‌انتظار را نیز طبق بند 10-3-8-1-3-2 به دست می‌آوریم:

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} = 826.2 \times 1.15 \times 4500 = 42.75\ ton.m$$

$$V_{ES} = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times M_{exp}}{L_h} + V = 23.63\ ton$$

$$M_{ES} = 0.6 \times 1.1 \times M_{exp} + V_0 e + M_w \qquad , \qquad M_w \approx 0$$

$M_{ES} = 0.6 \times 1.1 \times 42.75 + 23.63 \times .405 = 37.78\ ton.m$

1- طراحی ورق روسری:

ورق روسری به صورت کله گاوی طراحی می‌کنیم به این صورت که عرض آن در ناحیه اتصال به ستون بیشتر است. برای طراحی از مقادیر نیروهای به‌دست‌آمده در قسمت قبل استفاده می‌کنیم.

$T = C = \frac{M}{d} = \frac{37.78}{0.27} = 139.92\ ton$

تنش مجاز ورق $= 0.6\ F_y = 0.6 \times 4500 = 2700\ \frac{kg}{cm^2}$

تنش مجاز جوش شیاری $= \varphi(0.6\ F_y) = 0.75 \times 2700 = 2025\ \frac{kg}{cm^2}$

عرض ورق روسری در محل اتصال به بال فوقانی تیر $= 12\ cm < b_f = 13.5cm$

ضخامت ورق روسری $= t = \frac{139.92\times10^3}{2700\times12} = 4.3\ cm\ \ use\ t = 5cm$

عرض ورق روسری در محل جوش شیاری اتصال به ستون $= \frac{139.92\times10^3}{2025\times5} = 13.82\ cm \rightarrow 15\ cm$

جوش ورق روسری به بال فوقانی:

بعد جوش $= D = 0.7t = 3.5\ mm$

ارزش جوش $= 650 \times 3.5 = 2275\ \frac{kg}{cm}$

طول جوش لازم $= \frac{139.92\times10^3}{2275} = 62\ cm\ \ \rightarrow 21cm + 2 * 21cm$ در هر طرف

- طراحی ورق زیر سری:

عرض ورق زیرسری $b = 16\ cm > b_f = 13.5\ cm$

ضخامت ورق زیرسری= $t = \frac{139.92\times10^3}{2700\times16} = 3.36\ cm \rightarrow use\ \ t = 4cm$

جوش ورق زیرسری به بال تحتانی:

بعد جوش= $D = 0.7t = 2.8\ mm$

ارزش جوش = $650 \times 2.8 = 1820\ \frac{kg}{cm}$

طول جوش لازم $\rightarrow 2 * 39$ $\frac{139.92\times10^3}{1820} = 78\ cm$ =طول جوش لازم

3- اتصال ورق برشگیر جان:

برای ورق برشگیر از *PL340x120x20* استفاده می‌کنیم.

طراحی جوش گوشه:

$$d = 34\ cm \quad , \quad b = 12 - 2 = 10\ cm \quad , \quad \bar{X} = \frac{10^2}{2 \times 10 + 20} = 1.85\ cm$$

$$e = 12 - 1.85 = 10.15\ cm \quad , \quad A = 2(10) + 34 = 54\ cm$$

$$I_p = \frac{8(10)^3 + 6(10)(34)^2 + (34)^3}{12} - \frac{(10)^4}{2(10) + 34} = 9537\ cm^3$$

$$T = 37.6 \times 10^3 \times 9.5 = 357.2 \times 10^3\ kg.cm$$

$$f_y' = \frac{37.6 \times 10^3}{54} = 696\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_y'' = \frac{357 \times 10^3 \times 1.85}{9537} = 69\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_x'' = \frac{357 \times 10^3 \times 10}{9537} = 374\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(696 + 69)^2 + (374)^2} = 851.5\ \frac{kg}{cm}$$

$650D = 851.5 \rightarrow D = 1.31\ cm \rightarrow D = 13.1\ mm$

طراحی جوش شیاری:

$$f_v = \frac{37.6 \times 10^3}{34 \times 2} = 553\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_t = \frac{37.6 \times 10^3 \times 9.5}{\frac{(34)^2}{3}} = 927\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(927)^2 + (553)^2} = 1079\ \frac{kg}{cm}$$

$650D = 1079 \rightarrow D = 1.66\ cm \rightarrow D = 17\ mm$

بخش سوم

طراحی دیوار برشی کامپوزیت

طراحی دیوار برشی کامپوزیت:

1. محاسبه نیروی زلزله:

ابتدا باید نیروی زلزله وارد به هر طبقه را به دست آوریم،که این نیرو در بخش بارگذاری به دست آمده است که به شرح زیر می‌باشد:

جدول نیروی زلزله در جهت دیوار برشی کامپوزیت

Story	W_i	$(W_i h_i)^k$	F_{xi}	V_{xi}
بام	250	6634.91	54.91	54.91
5	264	5836.49	48.30	103.21
4	264	4672.24	38.67	141.88
3	264	3515.09	29.09	170.97
2	264	2367.327	19.59	190.56
1	270	1261.55	10.44	201
$\sum$		24287.615		

2. طراحی اولیه ورق جان:

برای تعیین ضخامت ورق جان در طراحی اولیه به α زاویه میدان کشش نیاز است. زاویه α به خصوصیات هندسی اعضای مرزی و ضخامت ورق جان وابسته است. در فرض اولیه زاویه α برابر 40 درجه برای کلیه

طبقات در نظر گرفته می‌شود و در مراحل بعدی با توجه به خصوصیات هندسی اعضای دیوار برشی فولادی،این مقدار تصحیح خواهد شد. با توجه به رابطه زیر حداقل ضخامت ورق جان تعیین می‌شود:

$$t_w \geq \frac{1.67V_a}{0.42F_y L_{cf} \sin 2\alpha}$$

در جدول زیر برش طبقات و نیز با فرض F_y=4500kg/m^2 و $\alpha = 40^\circ$ و l_{cf}=350cm و تحمل صد درصد نیروی برشی توسط ورق جان،ضخامت ورق جان در طبقات ساختمان نشان داده شده است.

طبقات	V_a نیروی برشی طبقات بر حسب تن	t_w ضخامت ورق بر حسب mm	t_w انتخابی برای ورق جان (mm)
ششم	54.91	1.408	2
پنجم	103.21	2.65	3
چهارم	141.88	3.64	4
سوم	170.97	4.38	5
دوم	190.56	4.89	5
اول	201	5.15	6

3. تعیین زاویه میدان کشش:

با استفاده از رابطه زیر می‌توان زاویه میدان کشش را به دست آورد.جدول زیر زاویه میدان کشش را برای طبقات مختلف نشان می‌دهد.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1+\frac{t_w L}{2A_c}}{1+t_w h\left(\frac{1}{A_b}+\frac{h^3}{36I_c L}\right)}$$

در رابطه بالا A_b مساحت مقطع اعضای افقی و A_c مساحت مقطع اعضای قائم می‌باشد.h ارتفاع طبقه و L عرض دهانه دیوار برشی فولادی، t_w ضخامت ورق جان، I_c ممان اینرسی ستون حول محور عمود بر پانل می‌باشد. همچنین در بخش هفدهم از قسمت دوم آیین‌نامه *AISC341* ضوابط طراحی دیوارهای برشی با ورق جان مرکب(*CSPSW*) ارائه شده است. در ضوابط آیین‌نامه *AISC341* مقاومت برشی ورق فولادی تعیین شده است و از مقاومت بتن صرفنظر می‌گردد. بنابراین ظرفیت اسمی دیوار برشی با ورق جان مرکب بر اساس تنها مقاومت برشی فولاد چنین خواهد بود.

$$V_{ns} = 0.6F_y t_w L_{cf}$$

تعیین زاویه میدان کشش

طبقات	$V_a(ton)$	***HBE***	***VBE***	t_w	α	t_w
ششم	54.91	P_L $30\times15\times2\times1$	P_L $50\times50\times4$	2	39.7	2
پنجم	103.21	P_L $30\times15\times2\times1$	P_L $50\times50\times4$	3	*39*	3
چهارم	141.88	P_L $30\times15\times2\times1$	P_L $50\times50\times4$	4	*38*	4
سوم	170.97	P_L $30\times15\times2\times1$	P_L $50\times50\times4$	5	37	5
دوم	190.56	P_L $30\times15\times2\times1$	P_L $50\times50\times4$	5	36.8	5
اول	201	P_L $30\times15\times2\times1$	P_L $50\times50\times4$	6	36	6

برای بررسی کفایت مقطع از نسبت $\frac{\Omega V_a}{V_n}$ استفاده می‌کنیم. در این رابطه V_n ظرفیت اسمی برشی مقطع می‌باشد،که به صورت زیر می‌باشد:

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$$

و همچنین $\Omega = 1.67$ می‌باشد. نتایج کفایت مقطع به صورت زیر می‌باشد:

طبقات	$V_a(ton)$	α	$\sin 2\alpha$	V_n	$\frac{\Omega V_a}{V_n}$
ششم	68.99	39.7	0.98	222.26	0..518
پنجم	130.835	*39*	0.978	443.63	0.492
چهارم	180.92	*38*	0.97	549.97	0.549
سوم	219.215	37	0.96	653.175	0.560
دوم	245.69	36.8	0.959	761.25	0.539
اول	260.285	36	0.95	861.84	0.504

4. طراحی اتصال ورق جان به اعضای مرزی:

اتصال ورق جان به اعضای مرزی بر اساس نیروهای مورد انتظار حاصل از تسلیم کششی ورق جان طراحی می‌گردد. نیروهای حاصل در اعضای مرزی به زاویه میدان کشش α وابسته است. برای دو خط جوش،ضخامت گلوی جوش اتصال ورق جان به اعضای مرزی توسط روابط زیر به دست می‌آیند:

$$a_{w(HBE)} = \frac{\Omega R_y F_y t_w \sqrt{2}\cos\alpha}{1.5\left(0.6F_{ue}\right)\left(1+0.5\cos^{1.5}\alpha\right)}$$

$$a_{w(VBE)} = \frac{\Omega R_y F_y t_w \sqrt{2}\sin\alpha}{1.5\left(0.6F_{ue}\right)\left(1+0.5\sin^{1.5}\alpha\right)}$$

الکترود مصرفی از $E70$ با $F_{ue} = 4900\frac{kg}{cm^2}$ و $\Omega = 1.67$ می‌باشد.

اندازه گلوی جوش مورد نیاز برای اتصال ورق به اعضای مرزی افقی

طبقات	t_w	α	اندازه گلوی جوش مورد نیاز mm	اندازه گلوی جوش بر اساس دو خط جوش mm
ششم	2	39.7	3.05	2
پنجم	3	*39*	4.60	3
چهارم	4	*38*	6.19	4
سوم	5	37	7. 8	4

دوم	5	36.8	7.81	4
اول	6	36	9.44	5

اندازه گلوی جوش مورد نیاز برای اتصال ورق به اعضای مرزی قائم

طبقات	t_w	α	اندازه گلوی جوش مورد نیاز mm	اندازه گلوی جوش بر اساس دو خط جوش mm
ششم	2	39.7	2.7	2
پنجم	3	39	4.01	2
چهارم	4	38	5.26	3
سوم	5	37	6.47	4
دوم	5	36.8	6.45	4
اول	6	36	7.63	4

5. کنترل خمش موضعی بال ستون:

برای کنترل خمش موضعی بال ستون می‌توان نیروها را بر اساس مقاومت مورد انتظار بال تیر و یا نیروی موجود در بر ستون تعیین کرد. چون نیروی محوری موجود کمترین این دو مقدار است بنابراین می‌توان نوشت:

$$R_{u\leq}1.1R_yF_yb_{bf}t_{bf} = 1.1 \times 1.1 \times 4500 \times 18 \times 2 \times 10^{-3} = 195.94$$

$$R_u \leq \emptyset R_n = 6.25\emptyset t_{cf}^2 F_y = .9 \times 6.25 \times 4^2 \times 45000 \times 10^{-3} = 405 > 216ton$$

6. کنترل تسلیم موضعی جان ستون:

برای کنترل تسلیم موضعی جان لازم است که :

$$R_u \leq \emptyset R_n = \emptyset(5K_c + N)t_{cf}F_y$$

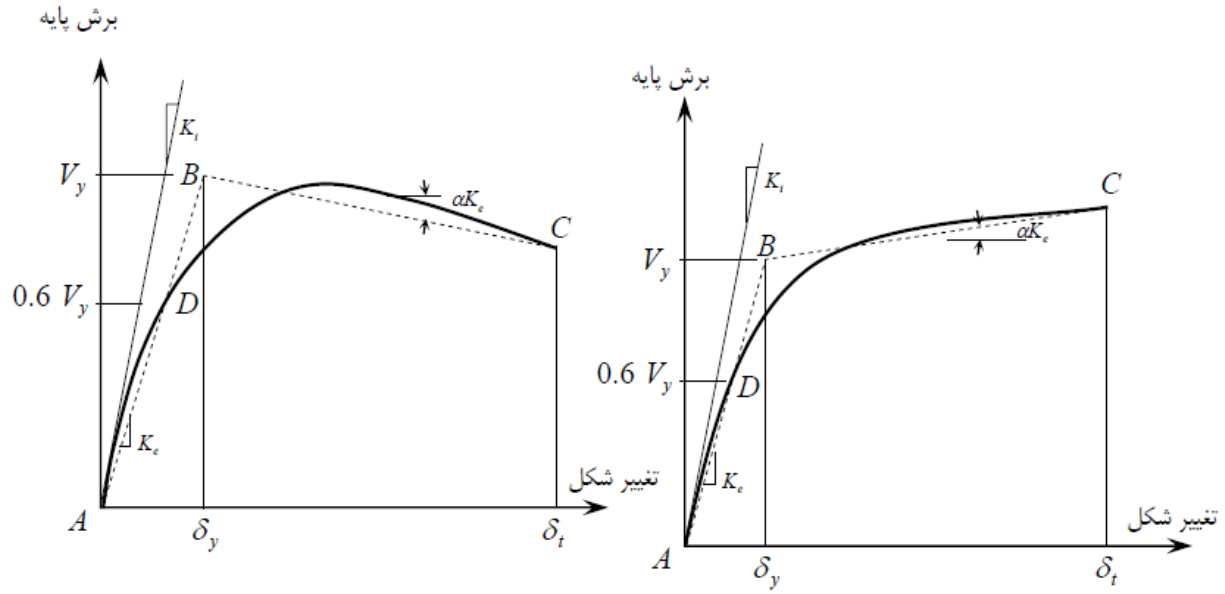
$$104.5 < (5 \times 6.7 + 1.9) \times 4 \times 4500 \times 10^{-3} = 637.2$$

بخش چهارم

تهیه نمودار بار افزون

آنالیز پوش آور:

در این قسمت طبق صورت پروژه باید شکل‌پذیری قاب 4 را با استفاده از آنالیز پوش‌آور به دست آوریم. برای این منظور قاب 4 به همراه بارهای قائم وارد به آن را در نرم‌افزار SAP مدل می‌کنیم، سپس با استفاده از نشریه 360 نوع رفتار مفاصل تشکیل شده در اعضا را مشخص می‌کنیم و در نرم‌افزار تعریف کرده و به اعضا اختصاص می‌دهیم. هم‌چنین طیف آیین‌نامه 2800 را نیز به عنوان طیف تقاضا (Demand) به نرم‌افزار معرفی می‌کنیم. پس از تحلیل پوش‌آور، نرم‌افزار منحنی ظرفیت قاب و هم‌چنین نقطه عملکرد قاب را به ما می‌دهد .هم‌چنین لازم است که برای محاسبه پارامترها رابطه نیرو-تغییرمکان سازه با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود به طوری سطح زیر آن با سطح زیر منحنی ظرفیت سازه یکسان باشد، و به همین منظور از مدل ارائه شده در نرم‌افزار براساس FEMA356 استفاده می‌کنیم که جزئیات آن مانند نشریه 360 می‌باشد.



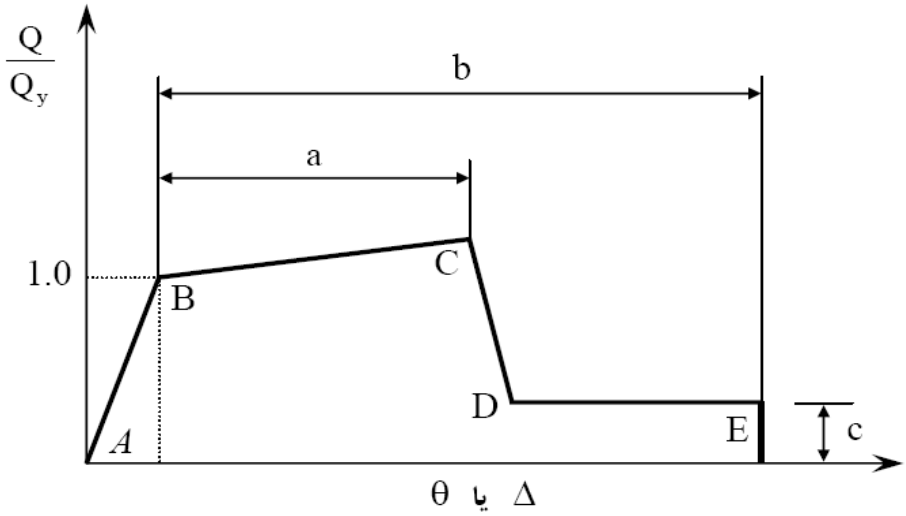
شکل (۳-۱): منحنی ساده‌شده‌ی نیرو – تغییرمکان

در این نمودار δ_t تغییر مکان هدف می‌باشد و با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g$$

بنابراین نرم‌افزار با استفاده از این پارامترها، منحنی دوخطی متناظر را رسم می‌کند. با استفاده از این منحنی، نقاط Δ_u و Δ_y را به دست می‌آوریم و از نسبت آن‌ها شکل‌پذیری به دست می‌آید.

برای تعیین رفتار اعضای فولادی از دستورالعمل‌های فصل پنجم نشریه 360 که مشابه با آیین‌نامه FEMA356 می‌باشد، استفاده می‌نماییم. برای تعیین رابطه بار-تغییرشکل اعضا از نمودار ارائه شده در نشریه 360 استفاده می‌کنیم.



شکل (۵-۱): منحنی نیرو- تغییرشکل تعمیم‌یافته برای اعضا و اجزای فولادی

ضرایب a، b و c مطابق جداول ارائه شده در 360 تعیین میشوند. همچنین شیب از نقطه B تا C در نشریه 360، 30 درصد توصیه شده است.

برای تیرها در خمش شرایط زیر را باید بررسی کنیم. در تیرهای این قاب از تیرهای جدول زیراستفاده شده است.

Ipe270Fp100*12	Ipe240FP100*10	Ipe220FP80*10	Ipe180Fp120*10	Ipe160Fp120*8

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{90}{2 \times 18} = 2.5 < \frac{420}{\sqrt{f_{ye}}} = 16.16 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{110}{2 \times 19.2} = 2.86 < \frac{420}{\sqrt{f_{ye}}} = 16.16 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{120}{2 \times 19.8} = 3.03 < \frac{420}{\sqrt{f_{ye}}} = 16.16 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{135}{2 \times 22.2} = 3.04 < \frac{420}{\sqrt{f_{ye}}} = 16.16 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{160}{2 \times 21.5} = 3.72 < \frac{420}{\sqrt{f_{ye}}} = 16.16 \quad \rightarrow \ OK$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{270}{6.6} = 37.6 < \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} = 38.76 \rightarrow \ OK$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{240}{6.2} = 38.7 < \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} = 38.76 \rightarrow \ OK$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{220}{5.9} = 37.3 < \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} = 38.76 \rightarrow \ OK$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{180}{5.3} = 34 < \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} = 38.76 \ \rightarrow \ OK$$

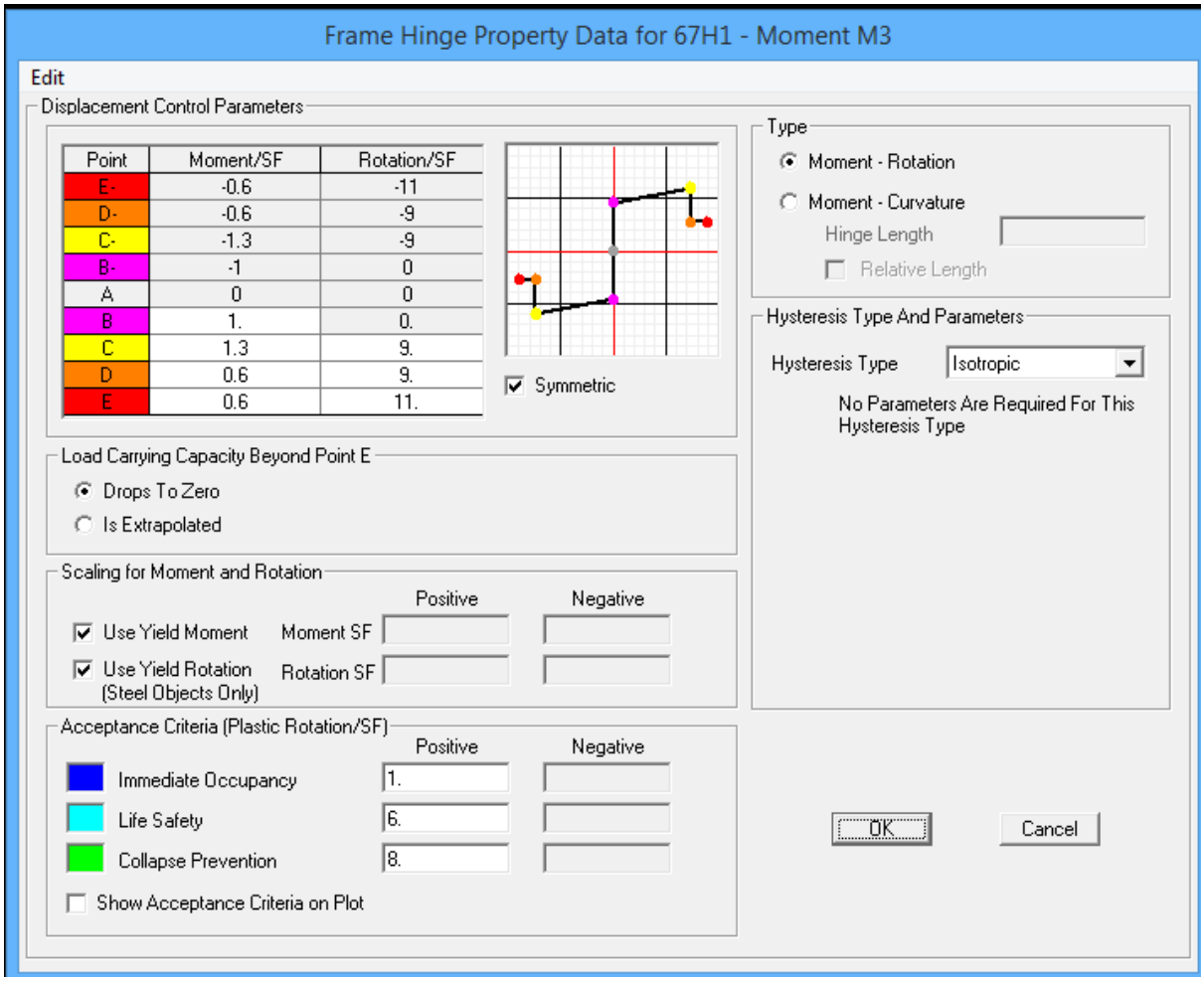
$$\frac{h}{t_w} = \frac{160}{5} = 32 < \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} = 38.76 \rightarrow \ OK$$

با توجه به این شرایط از قسمت الف تیرهای در خمش جدول 3-5 نشریه 360 استفاده می‌کنیم.

جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش					
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۱۳]		اعضای غیراصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
تیرها – در خمش									
الف: $\frac{h}{t_w} \le \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	۹ θ_y	۱۱ θ_y	۰/۶	θ_y	۶ θ_y	۸ θ_y	۹ θ_y	۱۱ θ_y
ب: $\frac{h}{t_w} \ge \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	۴ θ_y	۶ θ_y	۰/۲	۰/۲۵ θ_y	۲ θ_y	۳ θ_y	۳ θ_y	۴ θ_y
ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا h/t_w	برای مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا h/t_w بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل							

با استفاده از این ضرایب می‌توان مفاصل خمشی تیرها را مانند شکل در نرم‌افزار SAP تعریف نمود.

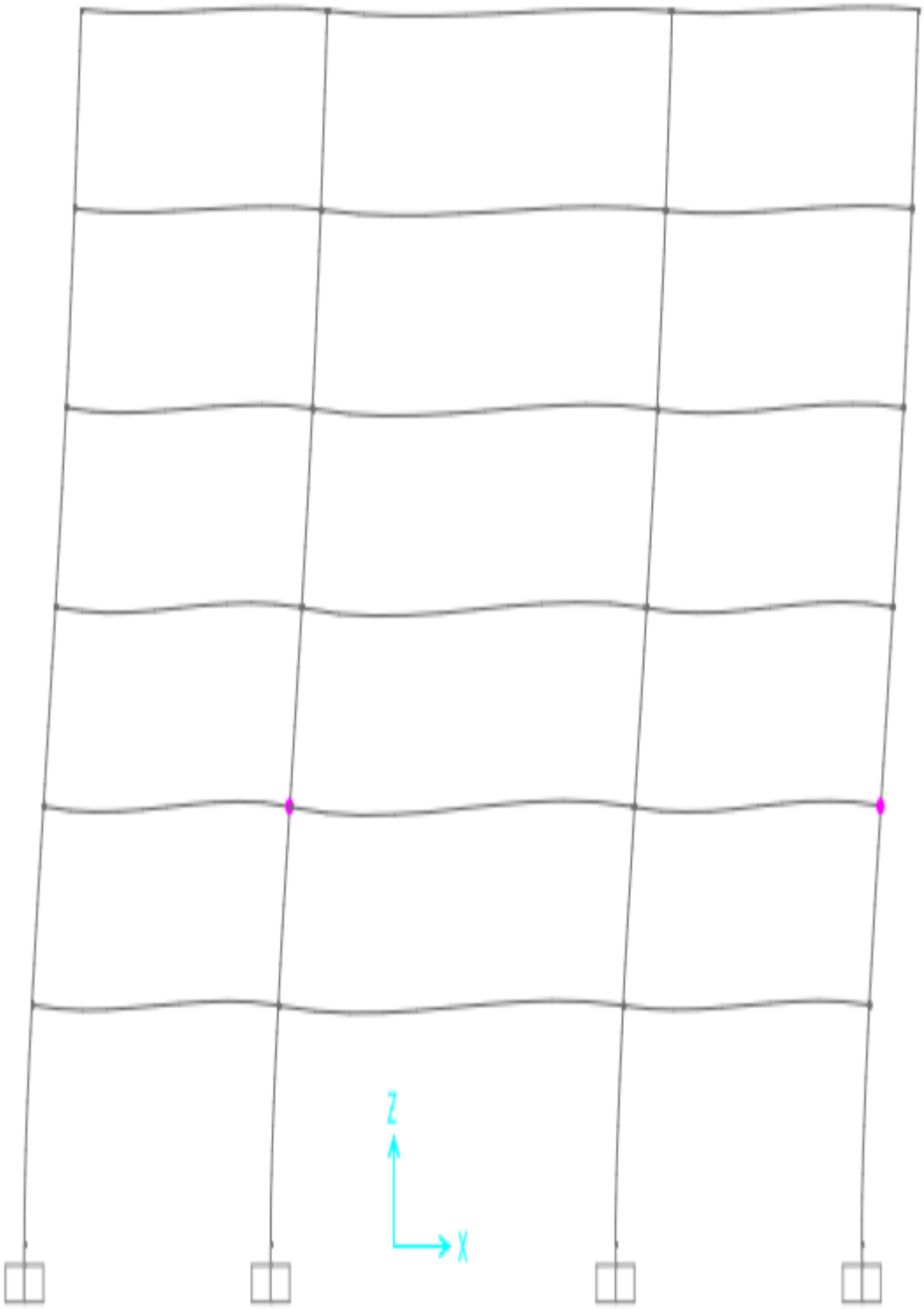


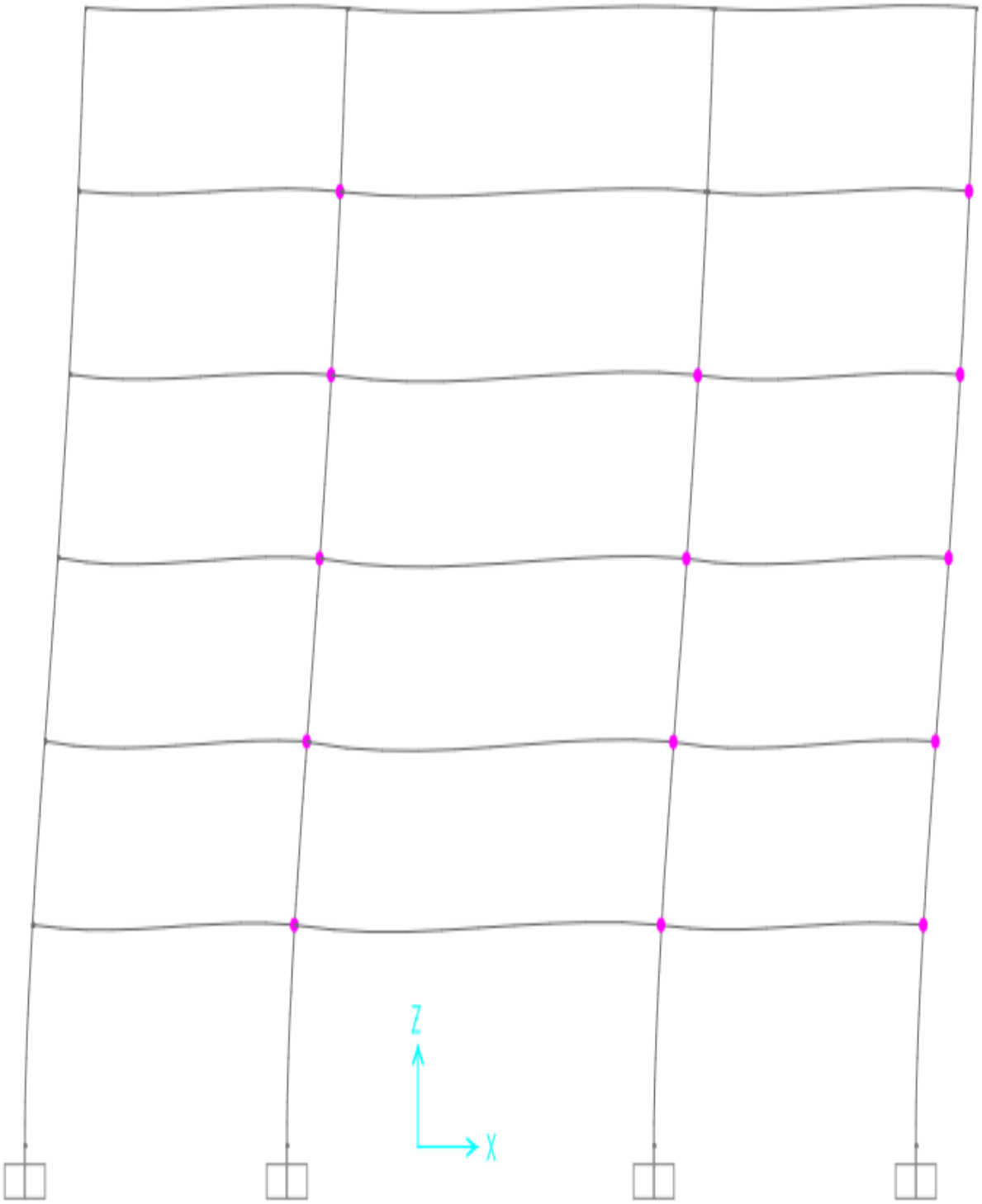
اختصاص ضرایب به نرم‌افزار SAP200

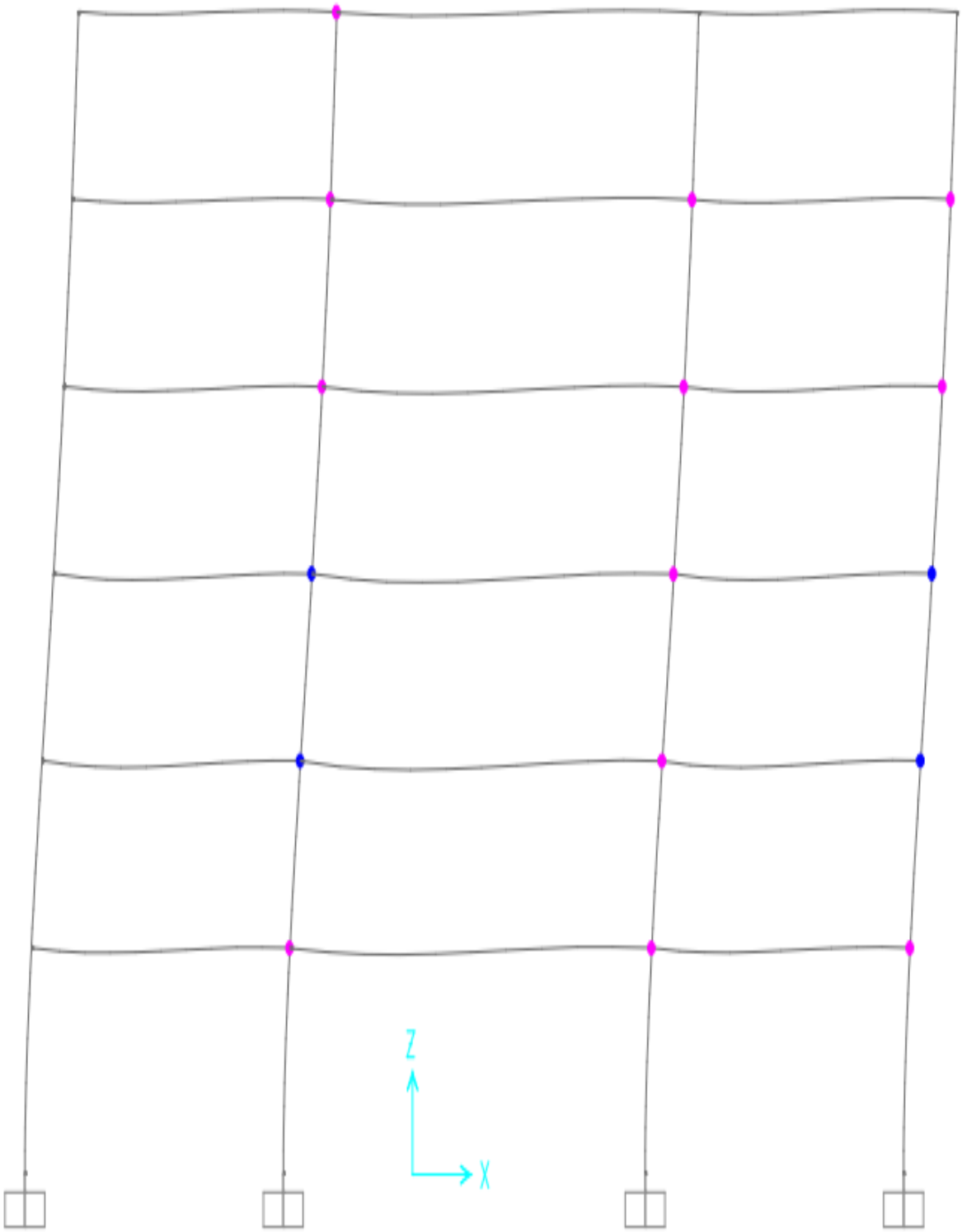
برای ستون‌ها نیز از مفصل ارائه شده در نرم‌افزار با توجه به جدول FEMA356 استفاده می‌کنیم. با توجه به طراحی صورت گرفته و کنترل حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف انتظار داریم که مفاصل ابتدا در تیرها تشکیل شوند.

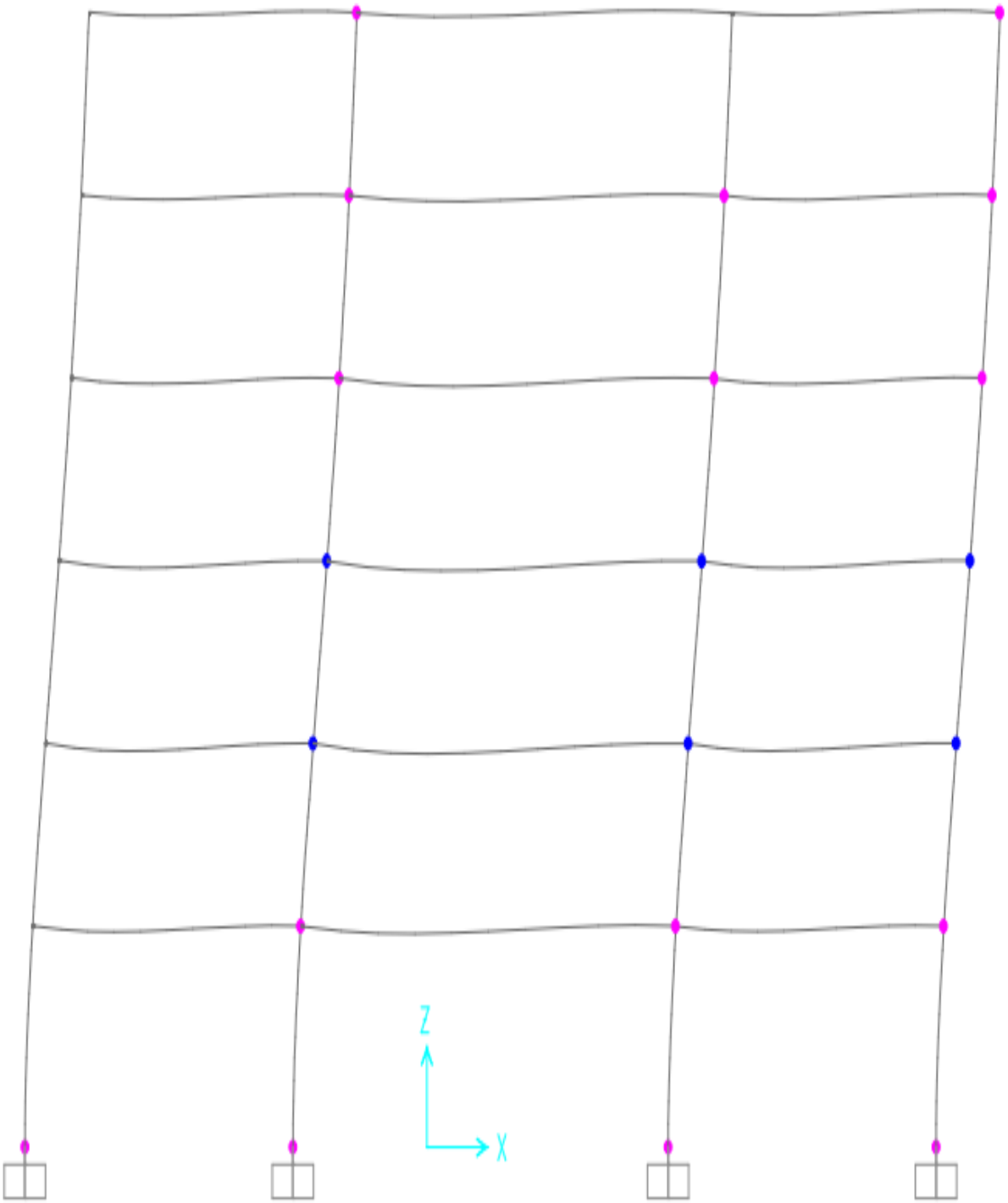
برای بار ثقلی از دو ترکیب بار 1.1D+1.1L و 0.9D استفاده گردید که ترکیب بار 1.1D+1.1L بحرانی‌تر بود و از نتایج آن استفاده گردید.

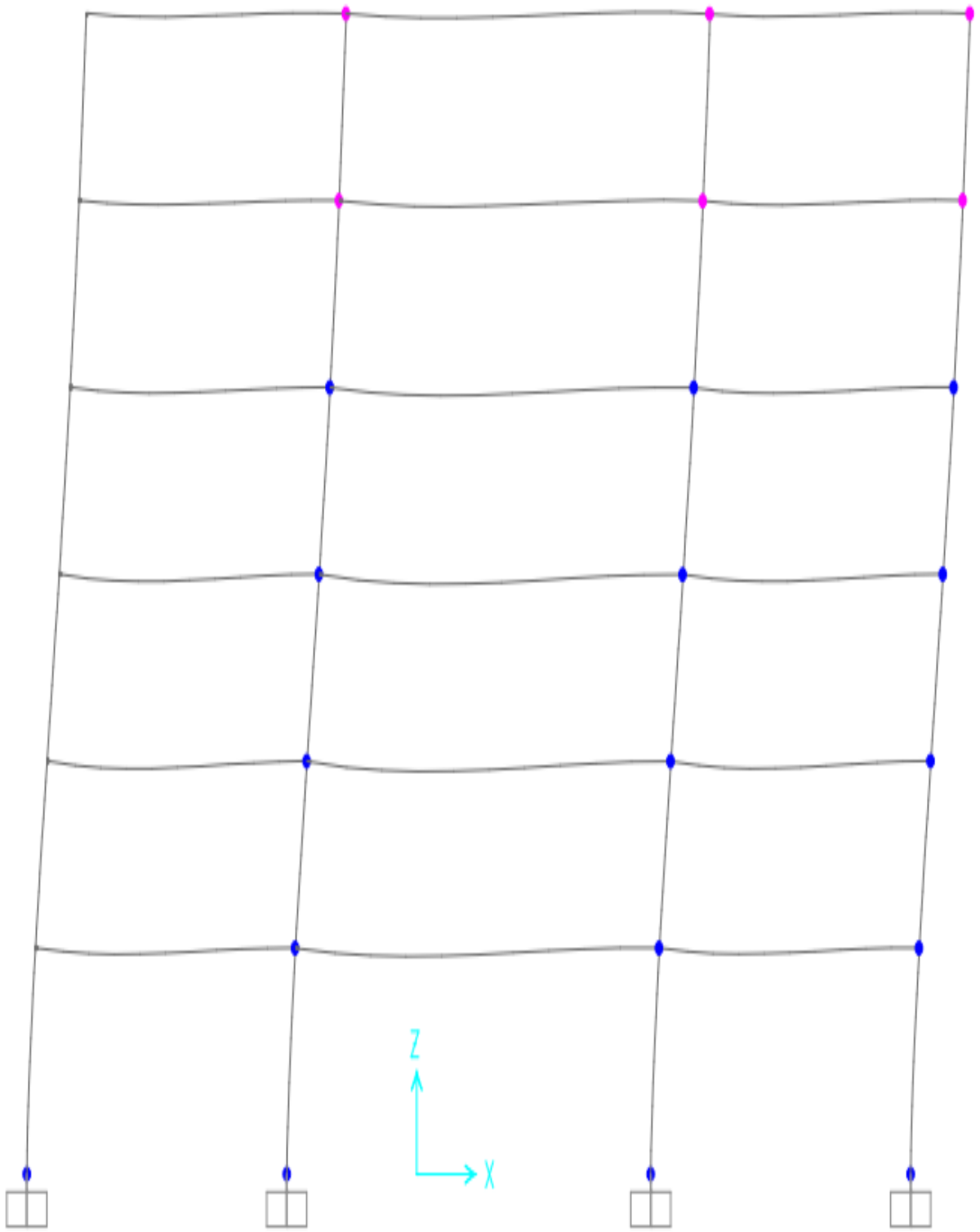
بنابراین با فرضیات زیر آنالیز پوش‌آور در نرم‌افزار SAP صورت گرفت . در ادامه روند تشکیل مفاصل در گام‌های مختلف در نرم‌افزار نشان داده شده است و همانطور که دیده می‌شود مفاصل در تیرها تشکیل می‌گردند که مطلوب می‌باشد.

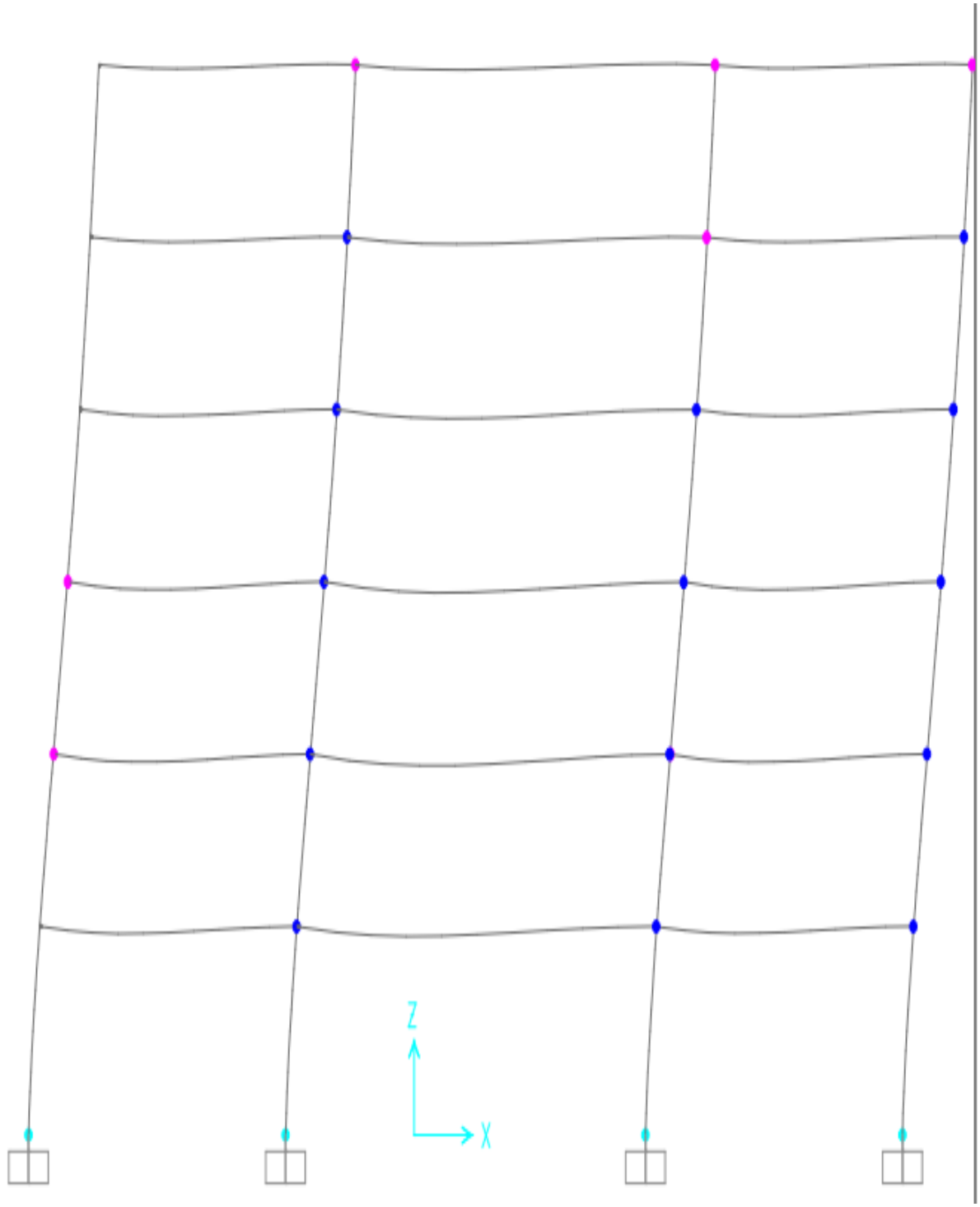

Z
X

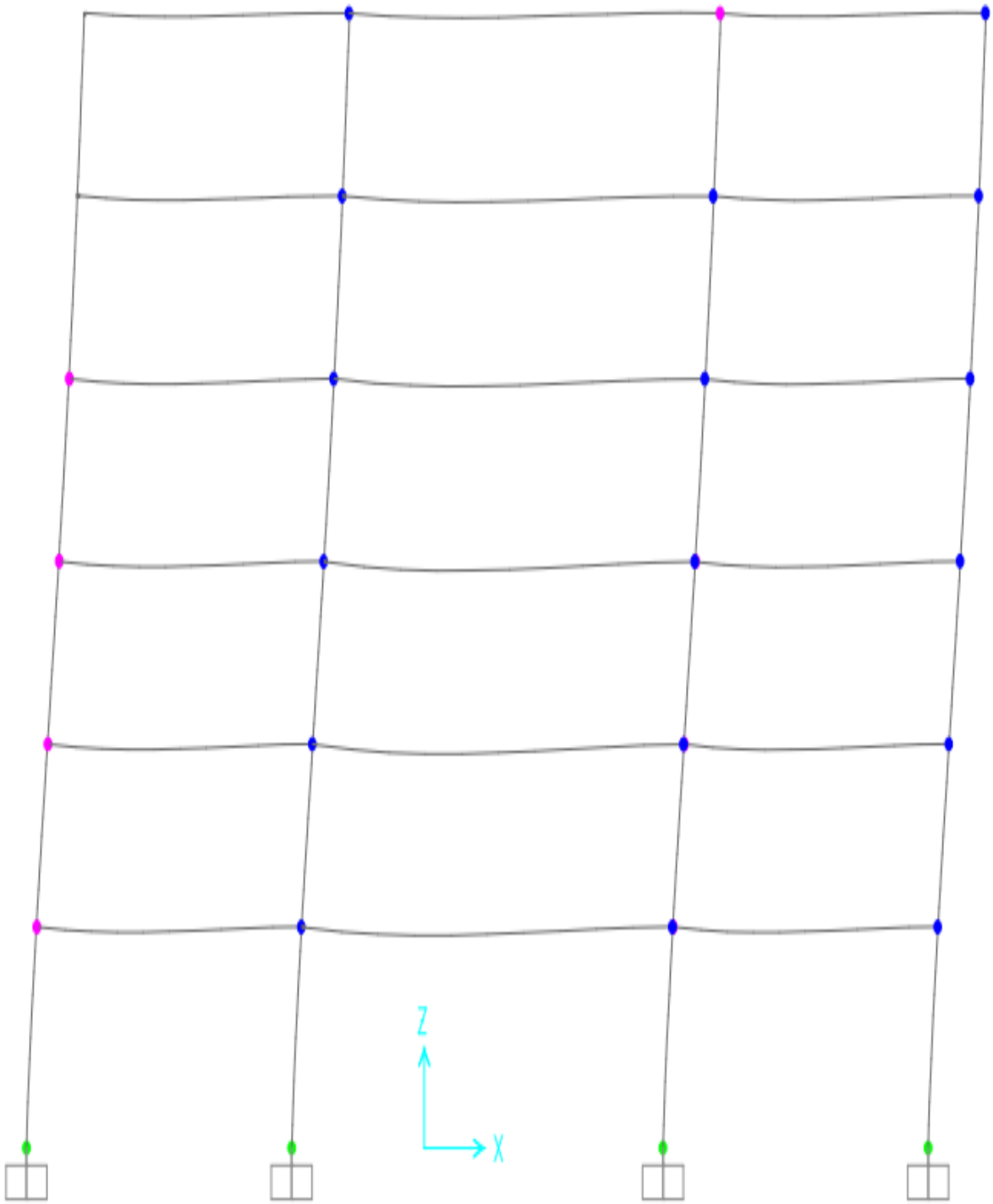

Z
X

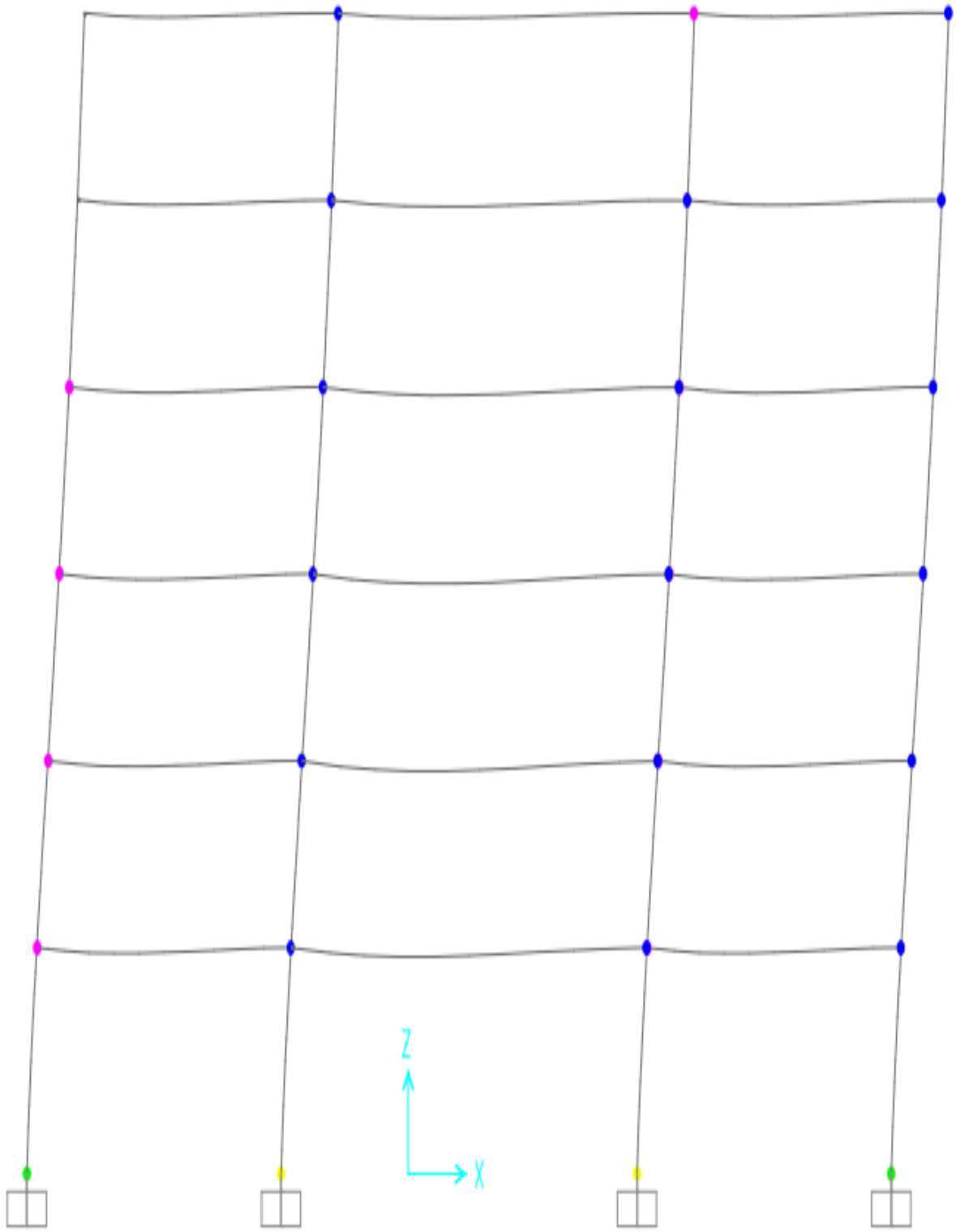

Z
X

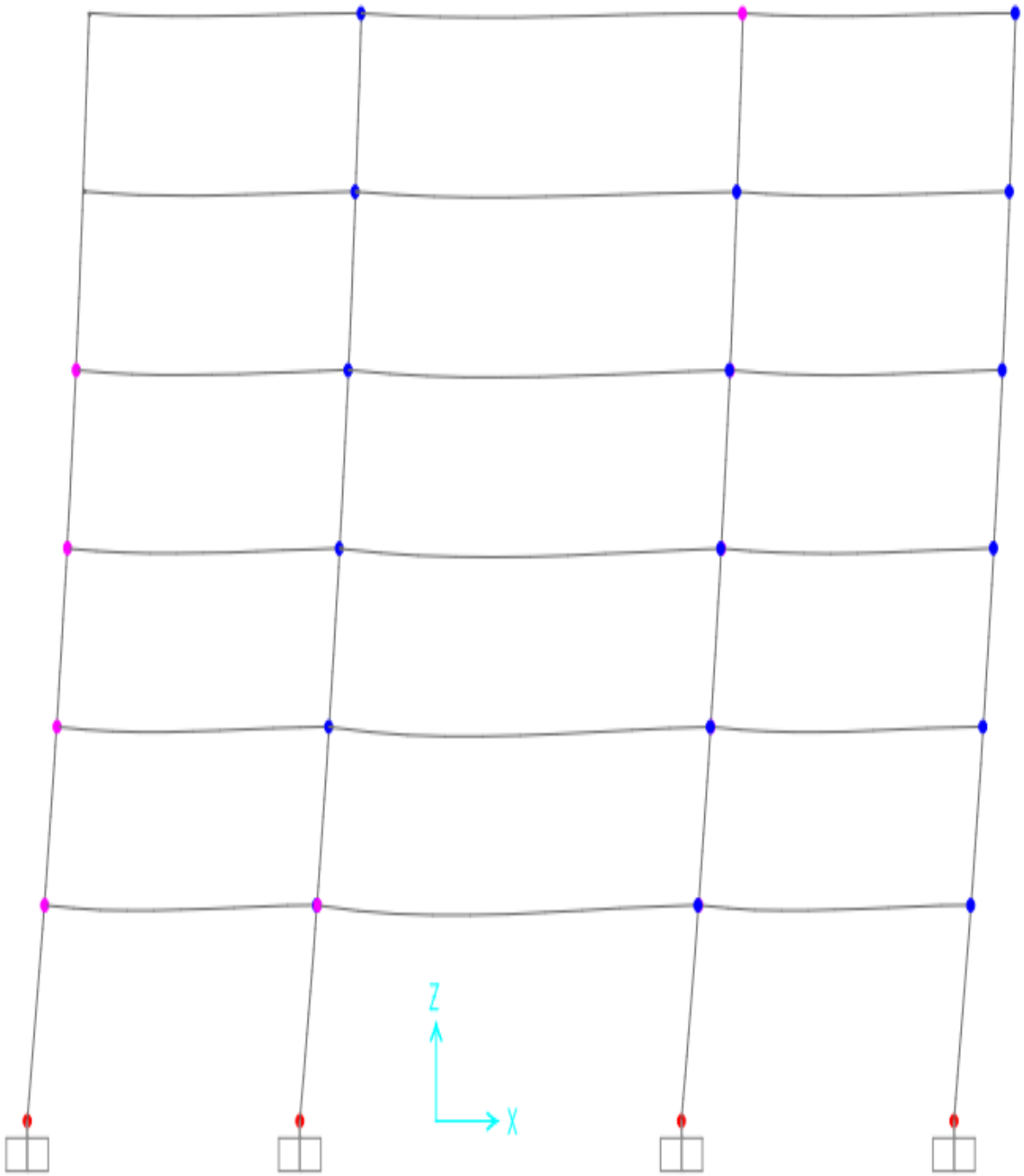

Z
X

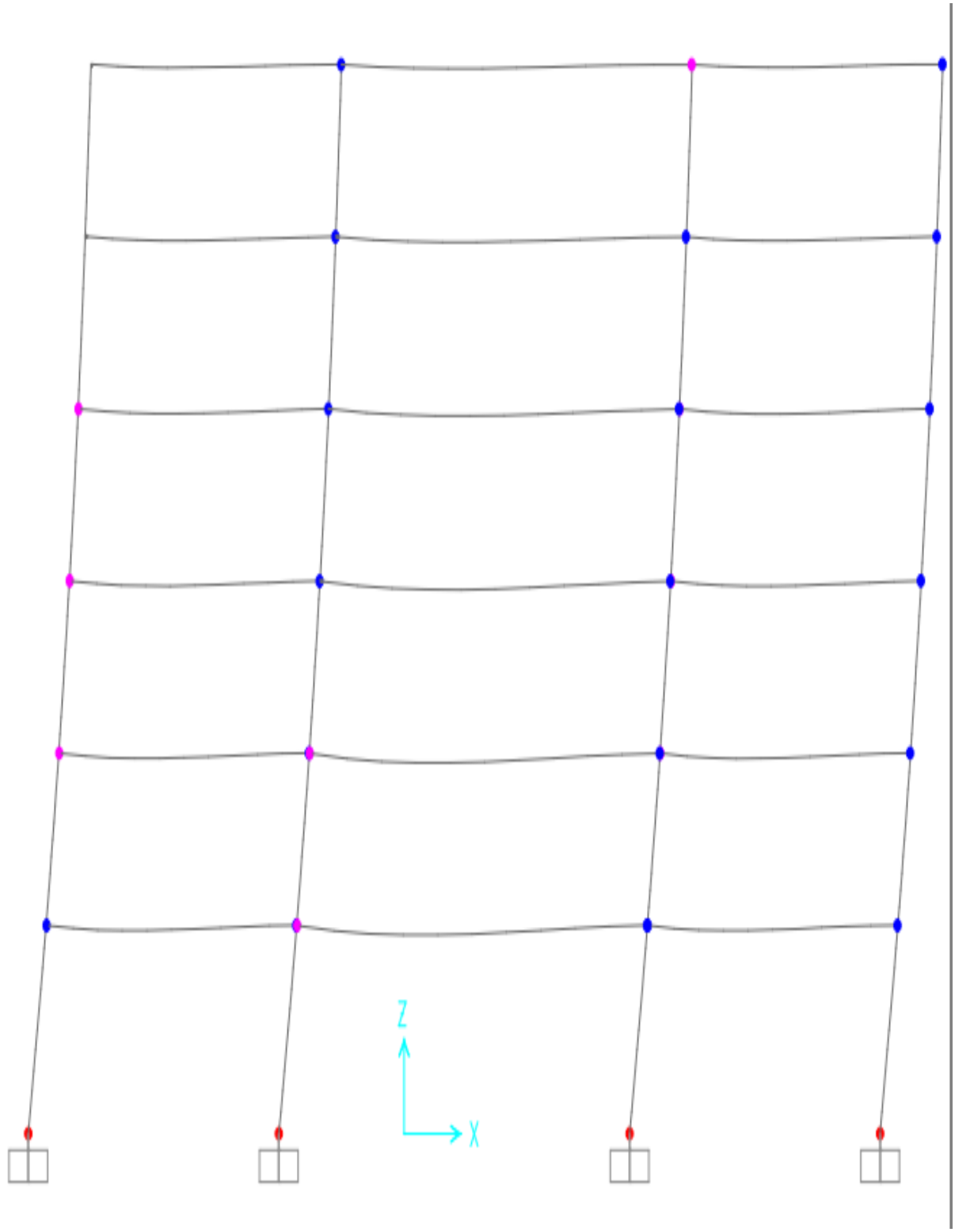

Z
X


Z
X


Z
X

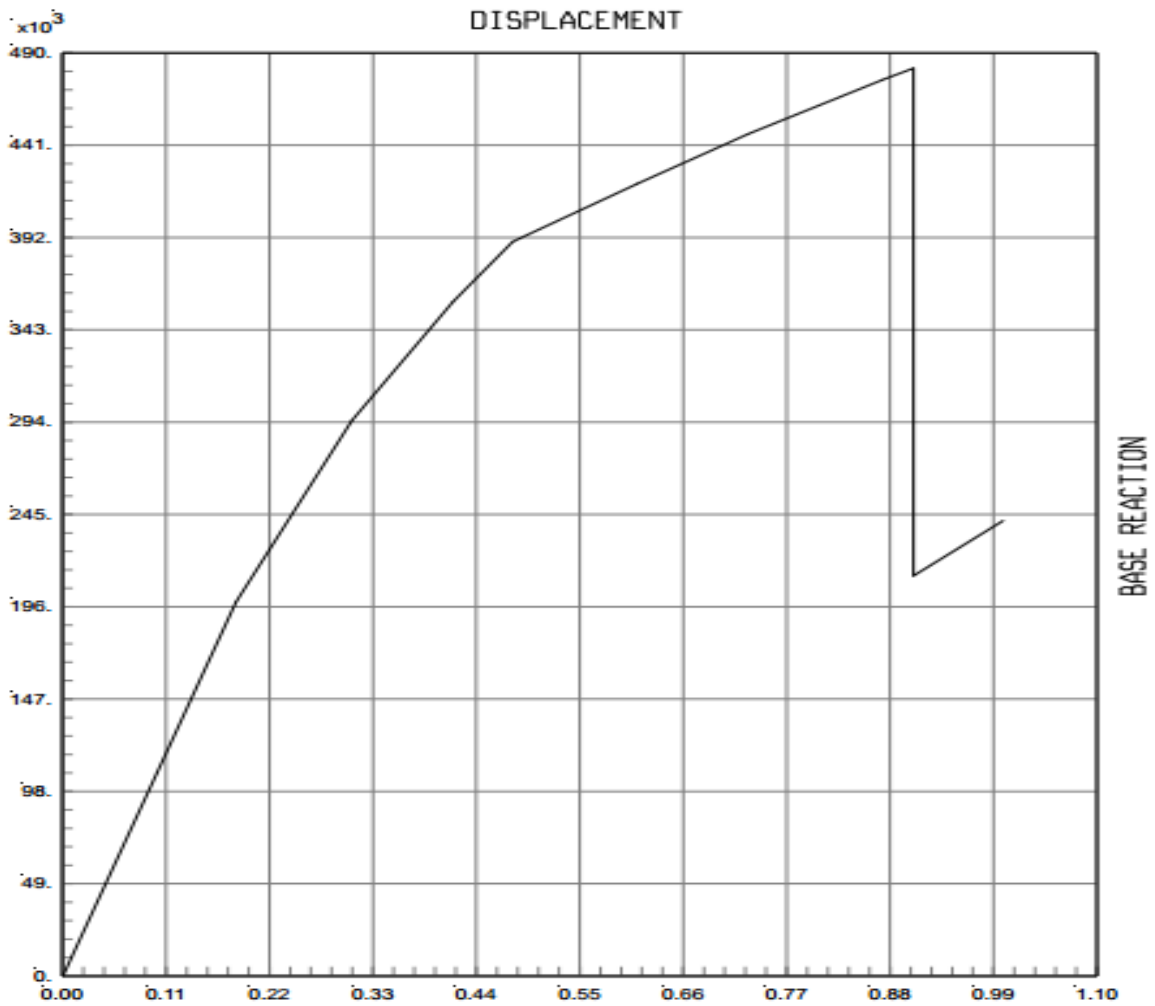

Z
X


Z
X


Z
X

هم‌چنین نمودار ظرفیت سازه مطابق شکل به دست آمد که برحسب جابه‌جایی بام نسبت به برش پایه رسم شده است.

نمودار PUSH OVER برای سازه مورد نظر



$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.9}{0.5} = 1.9$$

توزیع نیروی زلزله در حالات استاتیکی و شبه دینامیکی

1- مقایسه مقادیر برش پایه:

مقدار برش پایه به دست آمده از نرم‌افزار توسط تحلیل استاتیکی و همین‌طور تحلیل شبه‌دینامیکی را از آیین‌نامه 2800 برای دو سازه فولادی و بتنی به دست می‌آوریم و با یکدیگر مقایسه می‌نماییم.

سازه فولادی		
برش پایه (ton)	تحلیل استاتیکی	تحلیل شبه دینامیکی
جهت X	198.9	86.85
جهت Y	160.44	65

سازه بتنی		
برش پایه (ton)	تحلیل استاتیکی	تحلیل شبه دینامیکی
جهت X	234.5	102.4
جهت Y	183.2	72.411

با توجه به نتایج دیده می‌شود که مقادیر برش استاتیکی محاسبه شده از نرم‌افزار با نتایج دستی که در ابتدا محاسبه گردید، بسیار نزدیک است و تطابق بسیار خوبی دارد.

هم‌چنین بین نتایج تحلیل شبه‌دینامیکی و استاتیکی اختلاف قابل‌توجهی دیده می‌شود و نتایج تحلیل شبه دینامیکی بسیار کمتر می‌باشد. علت این امر بیشتر به سبب تفاوت در پریود پیشنهادی توسط آیین‌نامه و پریود محاسبه‌شده توسط نرم‌افزار می‌باشد. در تحلیل شبه دینامیکی یا طیفی نرم افزار میزان برش پایه را با

استفاده از طیف معرفی شده در پریودی که محاسبه می‌کند به دست می‌آورد و از آن‌جا که این پریود بزرگتر از پریود آیین‌نامه است، در نتیجه میزان برش پایه آن کمتر است.

2- توزیع نیروهای زلزله:

در این قسمت توزیع نیروی زلزله در طبقات توسط نرم‌افزار آورده شده است و همانطور که دیده می‌شود با نتایج محاسبات دستی در ابتدای پروژه تفاوت اندکی دارند. آیین‌نامه 2800 از توزیع مثلثی برای توزیع نیروی جانبی زلزله استفاده می‌کند. اما در روش شبه دینامیکی، این توزیع با توجه به بردارهای مودی محاسبه شده توسط نرم‌افزار صورت می‌گیرد و این موضوع به خصوص در سازه‌های بلند که اثرات مدهای بلند تاثیر گذار است اهمیت دارد. همین طور تفاوت در خود مقادیر نیروها وجود دارد که به علت تفاوت در برش پایه سازه است و در قسمت قبل علل آن بررسی گردید.

سازه فولادی در جهت X		
طبقه	تحلیل استاتیکی	تحلیل شبه دینامیکی
	2800	2800
6	54.81	23.94
5	102.53	44.77
4	141.71	61.86
3	169.44	74
2	189.56	82.74
1	198.9	86.85

سازه فولادی در جهت y		
طبقه	تحلیل استاتیکی	تحلیل شبه دینامیکی
	2800	2800
6	46.55	20.33
5	86.88	34.204
4	117.66	46.3
3	140.67	55.35
2	154.5	61.2
1	160.44	65

سازه بتنی در جهت X		
طبقه	تحلیل استاتیکی	تحلیل شبه دینامیکی
	2800	2800
6	63.7	25.44
5	119.48	50.65
4	166.74	70.49
3	200.41	87.134
2	223.94	97.4
1	234.5	102.4

سازه بتنی در جهت y		
طبقه	تحلیل استاتیکی	تحلیل شبه دینامیکی
	2800	2800
6	53.44	19.4
5	96.36	37.94
4	132.84	52.3
3	162.46	61.96
2	176.91	68.64
1	183.2	72.411