

بسمه تعالی

پروژه سازه‌های بتن آرمه – ساختمان مسکونی ۶ طبقه

میثم رادپور بشیر



کانال رسمی گروه مهندسی سیویل سایمان

@civilsayman_ir

[@civilsayman_ir](#)

فهرست

مقدمه

پلان معماری

مشخصات مصالح

بارگذاری ثقلی

بار گذاری جانبی

مدلسازی توسط نرم افزار Etabs

کنترل زمان تناوب تحلیلی و تجربی

کنترل تغییر مکان جانبی

کنترل نامنظمی

طراحی سقف

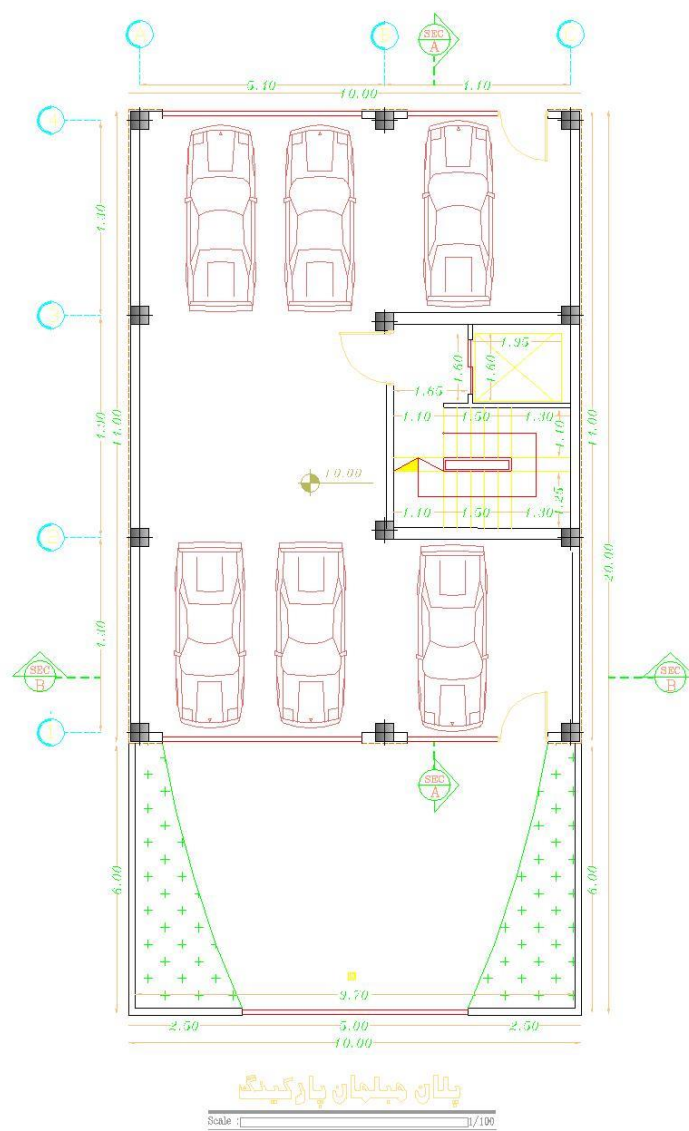
طراحی فونداسیون

کنترل برش پانچ

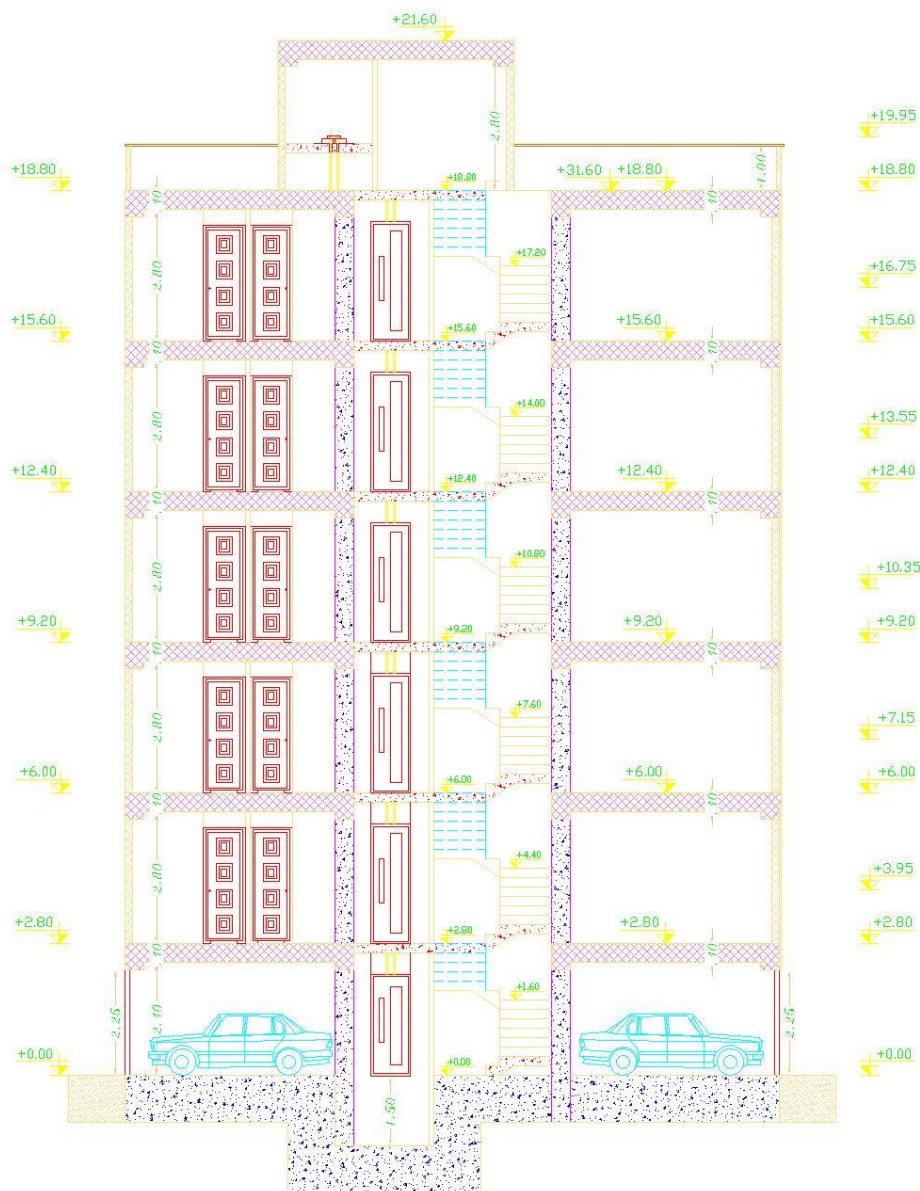
مشخصات اولیه مورد نیاز برای طراحی به شرح زیر است:

- ۱- طراحی یک ساختمان ۶ طبقه با کاربری مسکونی در تبریز مورد نظر می‌باشد. طبقه پیلوت این ساختمان به عنوان پارکینگ و انباری استفاده شده و در هر یک از طبقات دیگر یک واحد مسکونی وجود دارد.
- ۲- زمین محل احداث ساختمان دارای خاک تیپ II می‌باشد و تنش مجاز خاک برابر $2,5 \text{ kgf/cm}^2$ است.
- ۳- برای احداث این ساختمان، استفاده از اسکلت بتنی با توجه به شرایط اجرایی در محل، ترجیح داده شده است.
- ۴- مصالح مورد استفاده برای سازه از بتن C240 استفاده شده و از میلگردهای نوع II برای خاموت ها و نوع III برای آرماتورهای طولی استفاده شده است.
- ۵- پیشنهاد اولیه برای سیستم باربر جانبی سازه، قاب خمشی بتنی متوسط می‌باشد و سقف های از نوع تیرچه و بلوک یونولیتی می‌باشد.

پلان پارکینگ



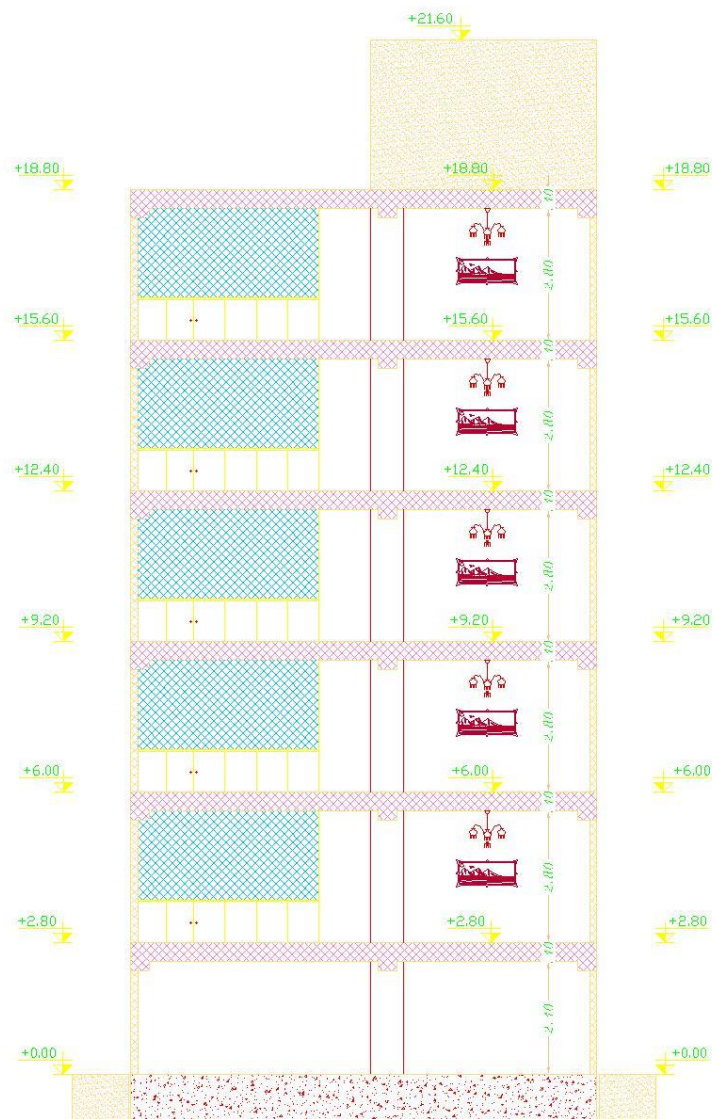
برش A-A



برش A-A



برش B-B



برش B-B

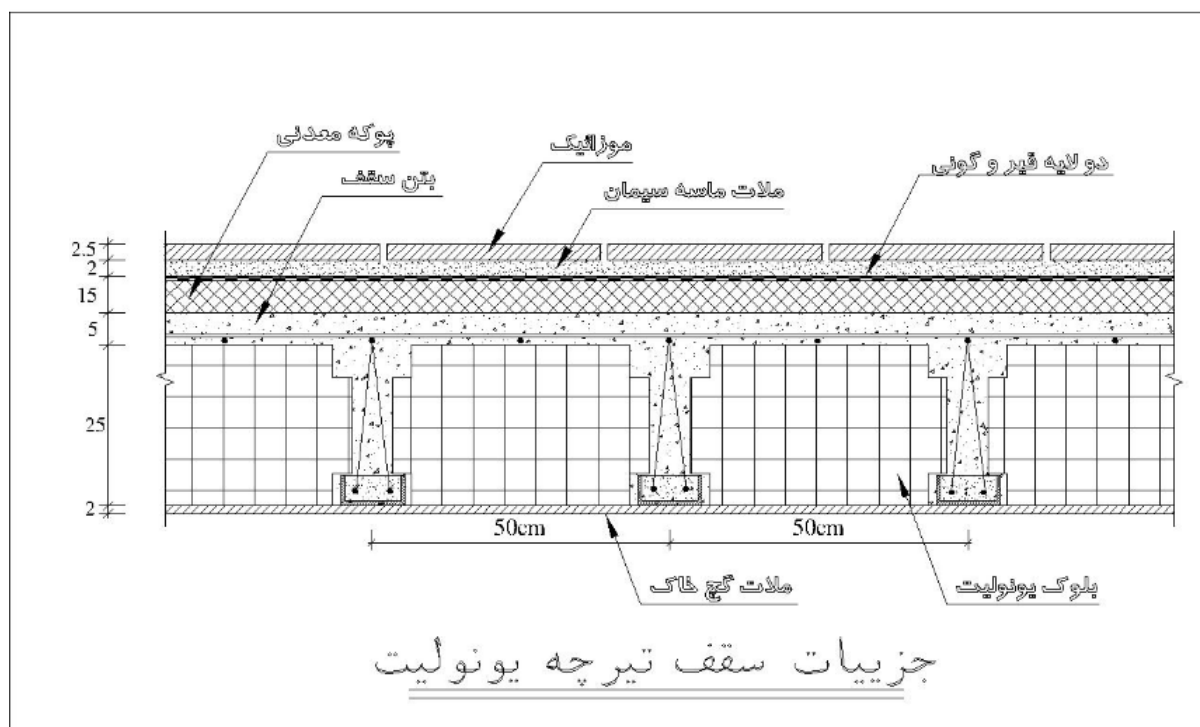


مشخصات مصالح

نام مصالح	نوع مصالح	E kgf/m ²	v	Unit Weight kgf/m ³	Design Strengths
C0	Concrete	2.61 E +9	0.15	0	F _c =2400000 kgf/m ²
C24	Concrete	2.61 E+9	0.15	2400	F _c =2400000 kgf/m ²
Rebar A II	Rebar	20000000000	0.3	7850	F _y =34000000 kgf/m ² , F _u =50000000 kgf/m ²
Rebar A III	Rebar	20000000000	0.3	7850	F _y =40000000 kgf/m ² , F _u =60000000 kgf/m ²

بارگذاری ثقلی

محاسبه وزن واحد سطح سقف از نوع تیرچه و بلوک (بام)



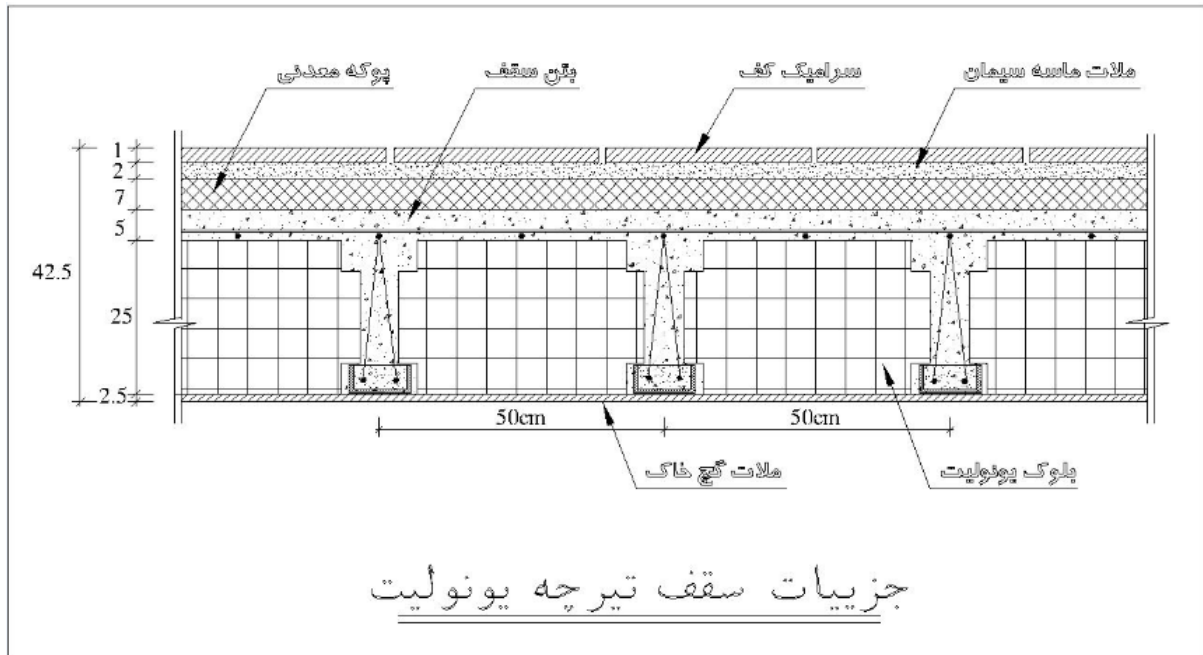
ریز محاسبات	وزن واحد سطح (Kg/m ²)	
0.025x2250	56.25	موزائیک
0.02x2100	42	ملات ماسه سیمان
-	15	دو لایه قیر و گونی
0.15x1000	150	گفتاسازی با بتن سبک (پوکه معدنی)
(0.05+0.2x0.25)x2500	250	بتن سقف
-	-	بلوک یونولیتی
0.010x1600	16	ملات گچ و خاک
0.005x1300	6.5	ملات گچ
-	35	سقف کاذب

جمع کل: $570 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

شدت بار مرده سقف: $570 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

شدت بار زنده سقف: $150 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

محاسبه وزن واحد سطح سقف از نوع تیرچه و بلوک (طبقات)



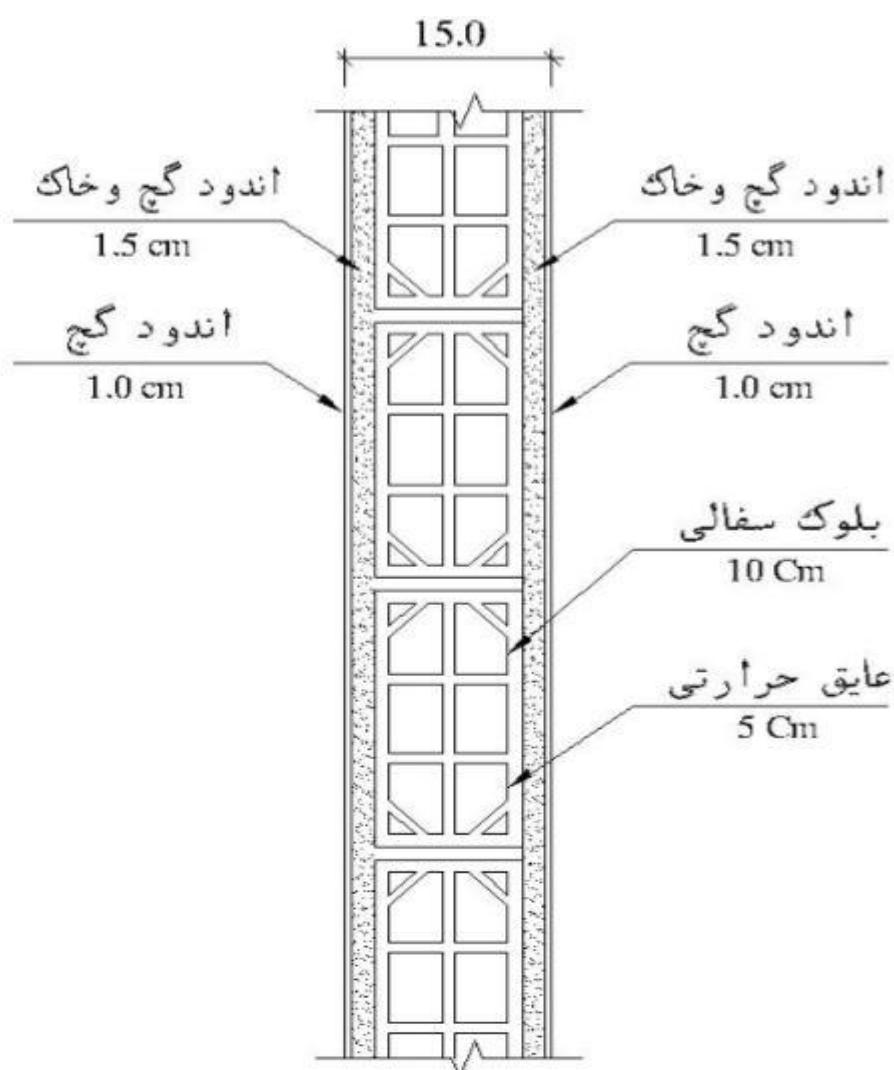
ریز محاسبات	وزن واحد سطح (Kg/m ²)	
0.01x2100	21	سرامیک کف
0.015x2100	31.5	ملات ماسه سیمان
0.07x1000	70	کفسازی با بتن سبک (پوکه معدنی)
(0.05+0.2x0.25)x2500	250	بتن سقف
-	-	بلوک یونولیتی
0.010x1600	16	ملات گچ و خاک
0.005x1300	6.5	ملات گچ
-	35	سقف کاذب
-	120	بار معادل پارچه‌بندی

جمع کل: $577.50 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

شدت بار مرده سقف: $580 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

شدت بار زنده سقف: $200 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

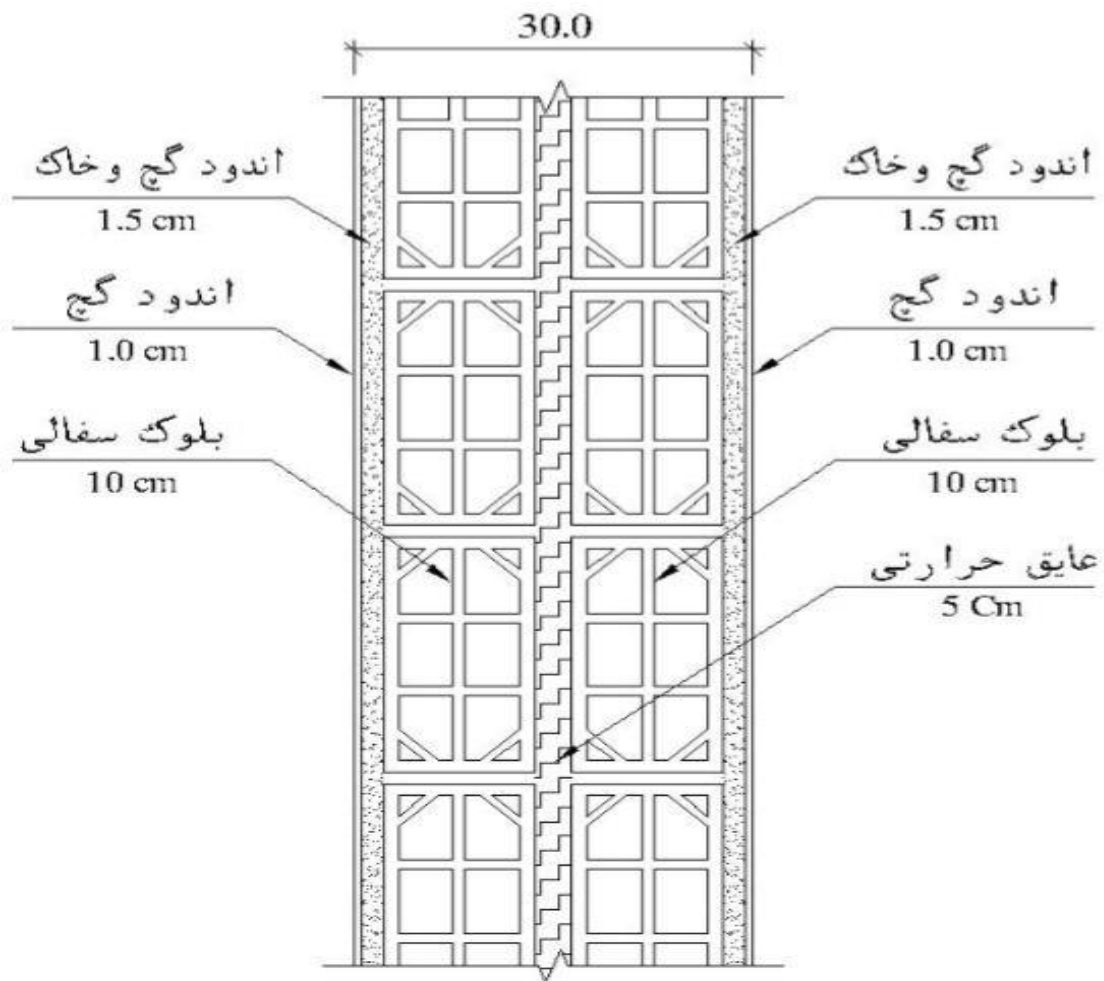
محاسبه وزن واحد سطح دیوار (پارتیشن داخلی)



مصارف مصرفی	وزن واحد سطح (Kg/m ²)	ریز محاسبات
اندود گچ	26	2x0.01x1300
اندود گچ و خاک	48	2x0.015x1600
بلوک سفالی	85	0.10x850

جمع کل: $159 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

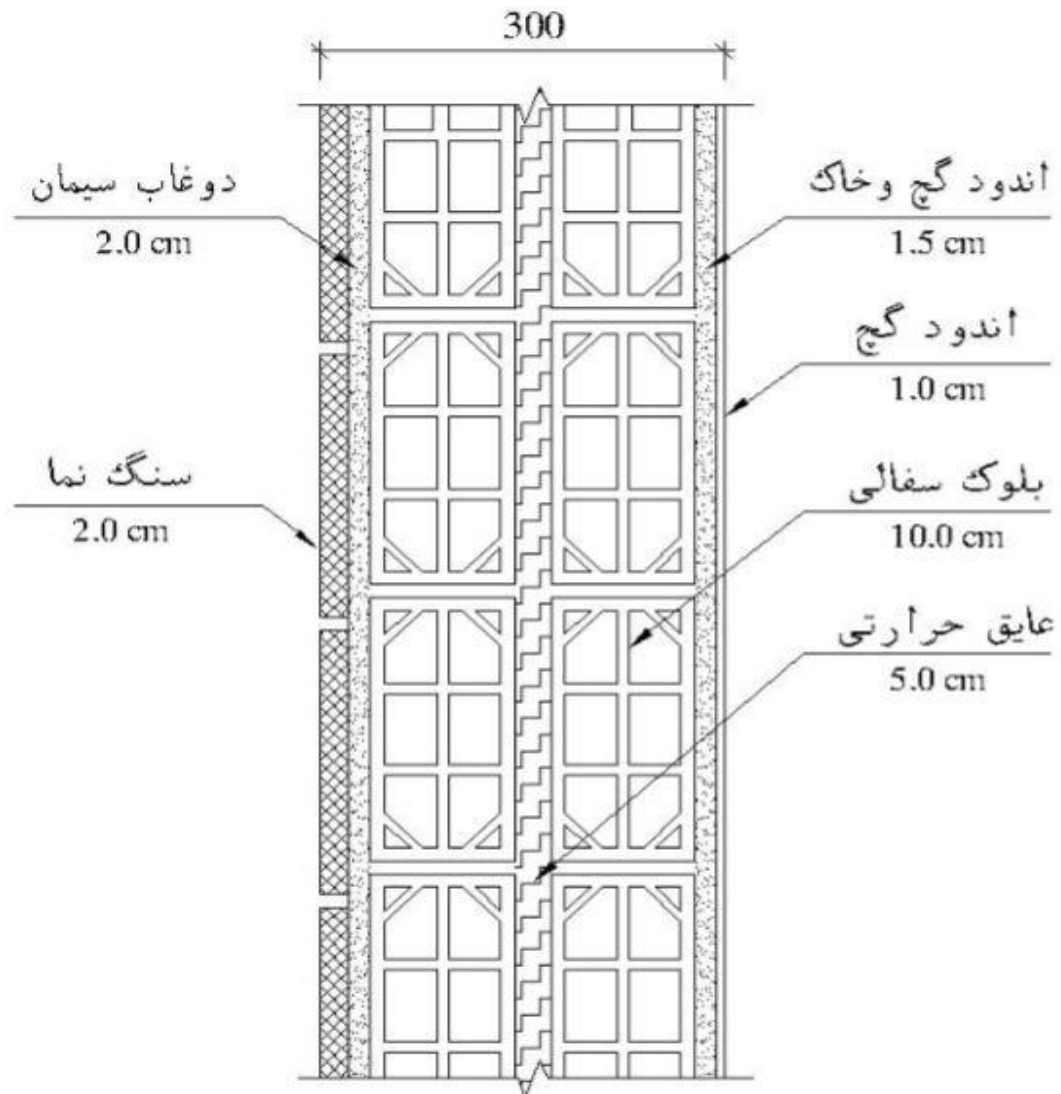
محاسبه وزن واحد سطح دیوار (جدا کننده داخلی)



مضامع مصرفی	وزن واحد سطح (Kg/m)	ریز محاسبات
اندود گچ	26	2x0.01x1300
اندود گچ و خاک	48	2x0.015x1600
بلوک سفالی	170	2x0.10x850

جمع کل: $244 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

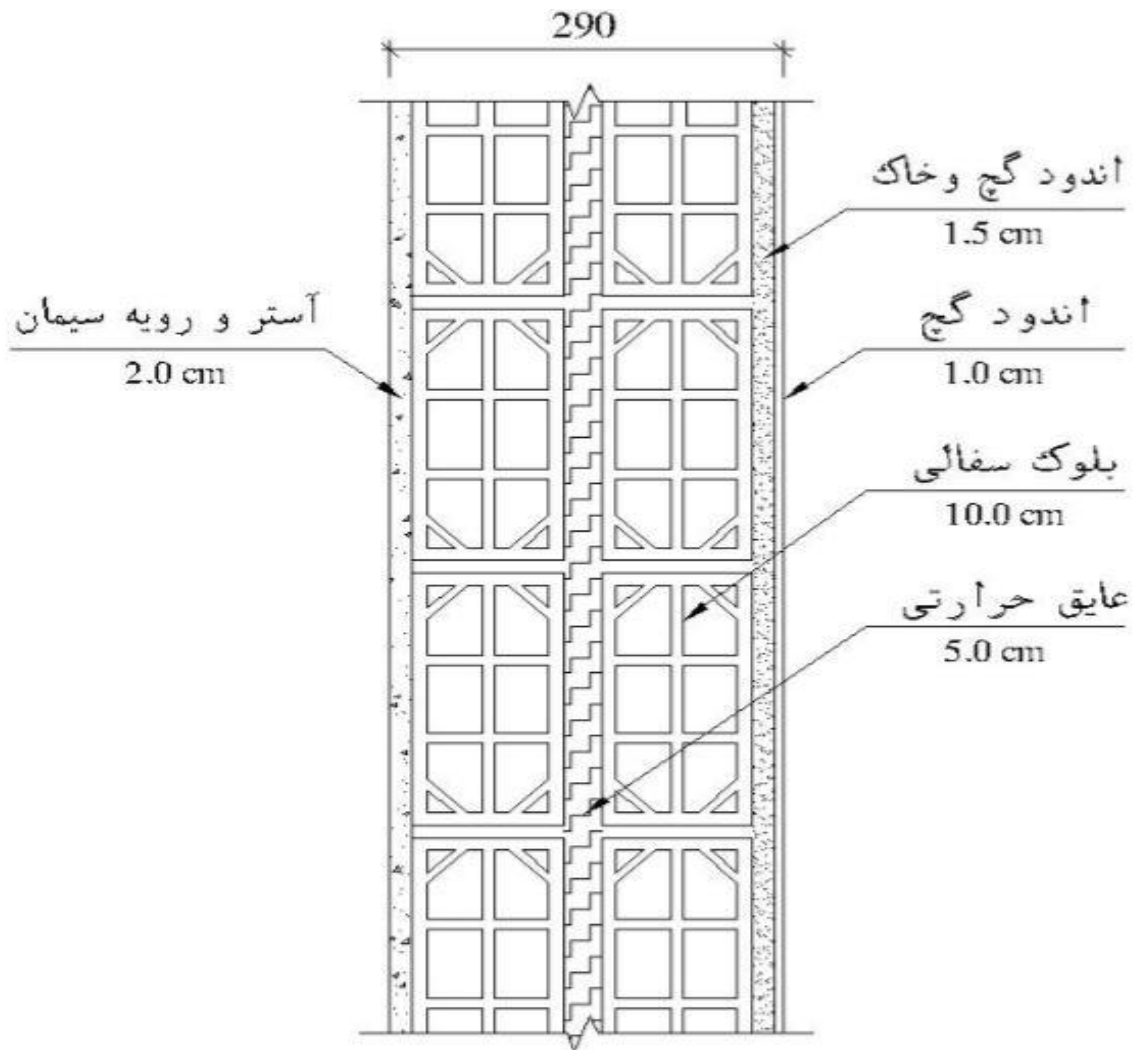
محاسبه وزن واحد سطح دیوار (نمای اصلی)



مصارف مصرفی	وزن واحد سطح (Kg/m)	ریز محاسبات
انود گچ	13	0.01x1300
انود گچ و خاک	24	0.015x1600
بلوک سفالی	170	2x0.10x850
سنگ چینی از نوع گرانیت	56	0.02x2800
دو غاب سیمان	42	0.02x2100

جمع کل: $305 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

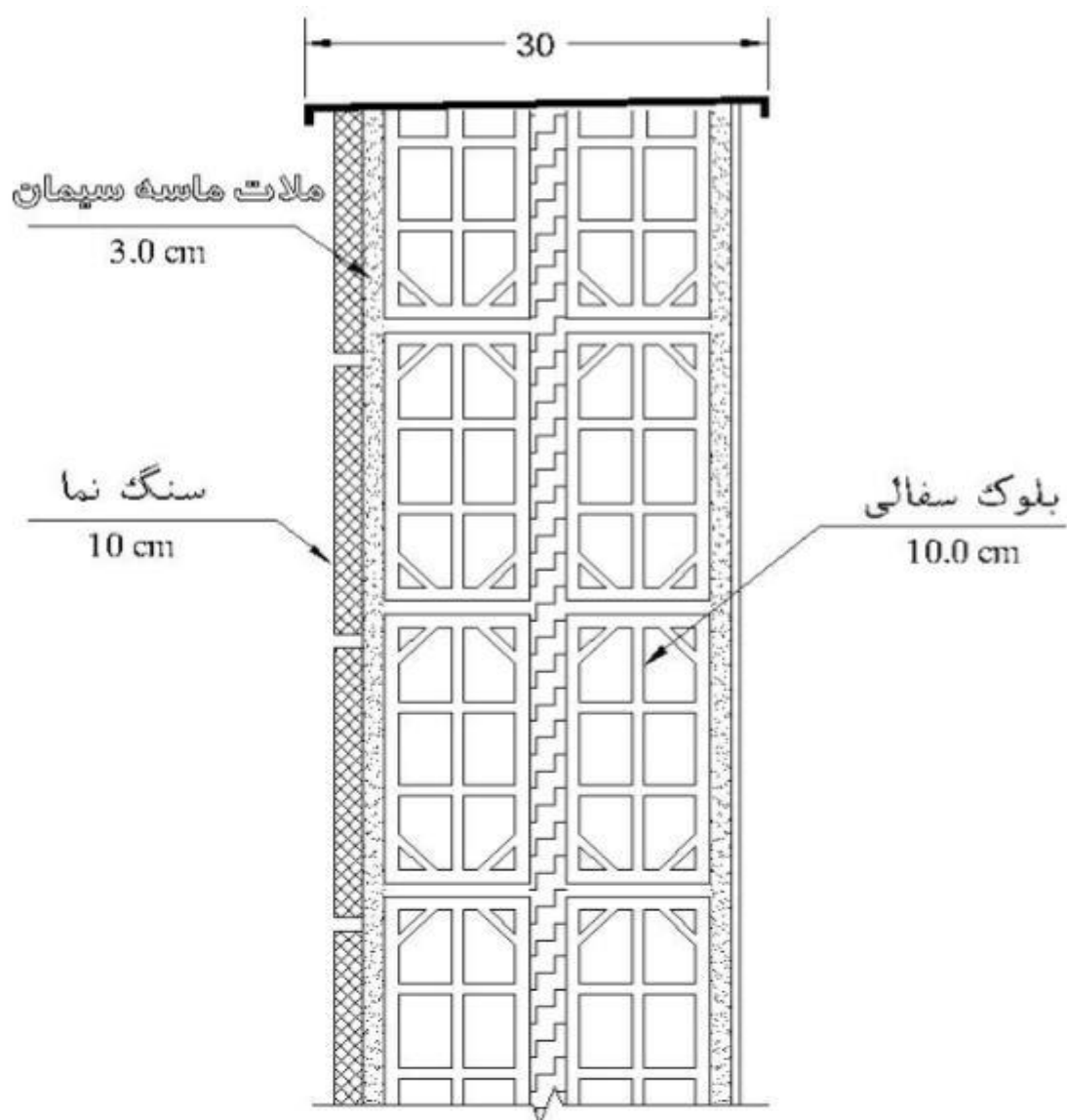
محاسبه وزن واحد سطح دیوار (نمای فرعی)



مصارف مصرفی	وزن واحد سطح (Kg/m)	ریز محاسبات
اندود گچ	13	0.01x1300
اندود گچ و خاک	24	0.015x1600
بلوک سفالی	170	2x0.10x850
آستر و رویه سیمان	42	0.02x2100

جمع کل: $249 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

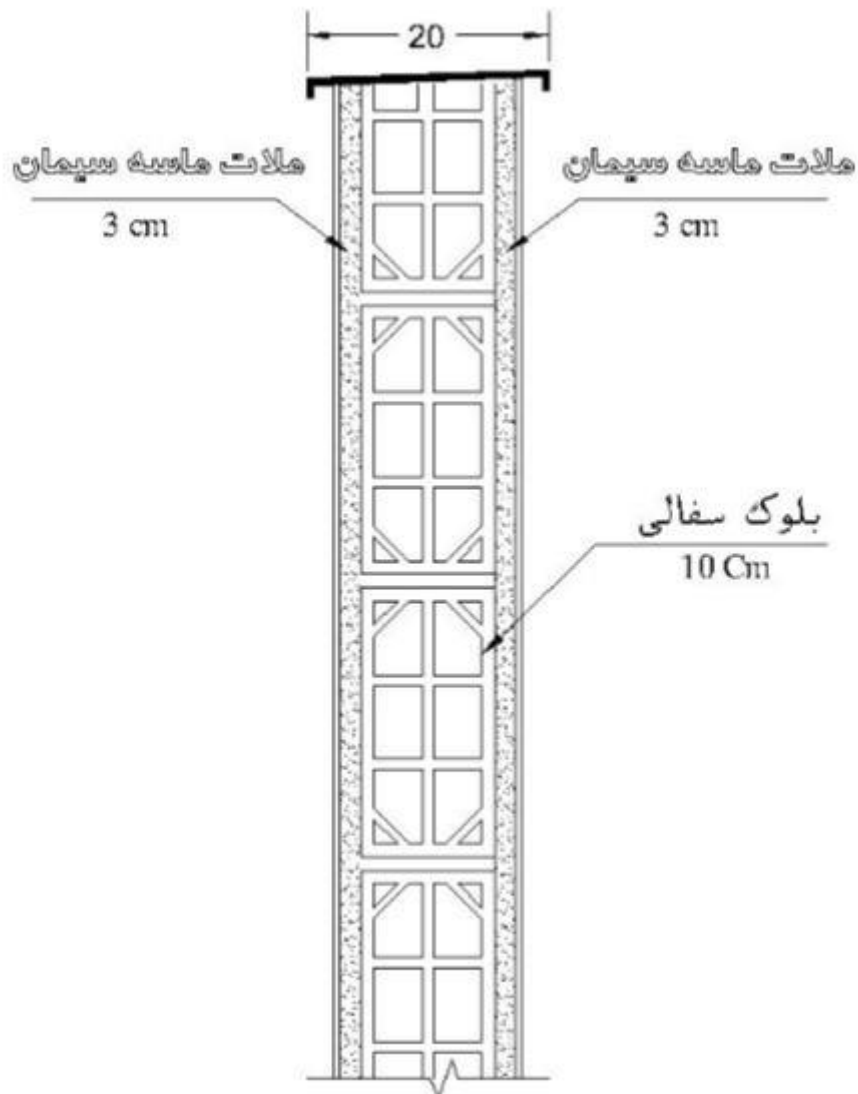
محاسبه وزن واحد سطح دیوار (جانپناه نمای اصلی)



مضامع مصرفی	وزن واحد سطح (Kg/m)	ریز محاسبات
سنگ چینی لا نوع گرانیت	112	0.04x2800
بلوک سفالی	170	2x0.10x850
ملات ماسه سیمان	63	0.03x1300

جمع کل: $345 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

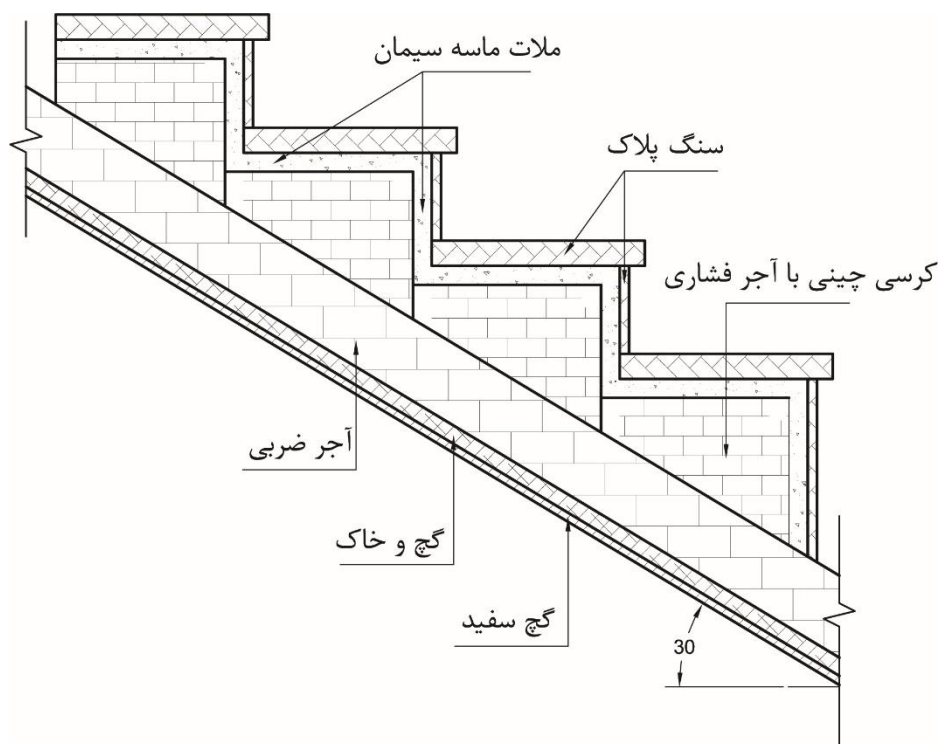
محاسبه وزن واحد سطح دیوار (جانپناه نمای فرعی)



مضامع مصرفی	وزن واحد سطح (Kg/m)	ریز محاسبات
ملات ماسه سیمان	63	0.03x1300
بلوک سفالی	85	0.1x850
ملات ماسه سیمان	63	0.03x1300

جمع کل: $210 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$

محاسبه وزن واحد راه پله



نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kgf/m^3)	تعداد	شدت بار (kgf/m^2)
سنگ مرمر	0.03	2700	1	51
کرسی چینی با آجر	0.12	1850	1	222
مالات ماسه سیمان	0.02	2100	1	42
آجر ضربی پله	0.11	1750	1	192.5
آندود گچ و خاک	0.02	1600	1	32
آندود گچ سفید	0.01	1300	1	13
تیر آهن	----	20	----	20
مجموع				$\Sigma=647 \text{ kgf/m}^2$

به نفع اطمینان بار واحد راه پله را ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر می‌گیریم.

جمع کل: $700 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right)$

نحوه اعمال بار راه پله:

با توجه به ۴ طرفه بودن راه پله بار مرده و زنده بدست آمده از سطح را بر ۴ گروه دور راه پله وارد می کنیم به شرح زیر:

$$\text{بار مرده راه پله} : 4.1 \times 2.85 \times 700 \times \frac{1}{4} = 2045 \text{ Kg}$$

$$\text{بار زنده راه پله} : 4.1 \times 2.85 \times 500 \times \frac{1}{4} = 1460 \text{ Kg}$$

نحوه اعمال بار آسانسور:

بار آسانسور را به چهار گروه اطراف آن در طبقه بام اختصاص می دهیم که مقادیر آنها نیز بصورت زیر محاسبه می گردد:

(مساحت) $\times$ ضخامت $\times$ وزن مخصوص بتن : بار مرده سکوی بتنی

$$\text{بار مرده سکوی بتنی} : 2500 \times 0.2 \times (1.6 \times 2.05) = 1520 \text{ kgf}$$

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

$$\text{بار مرده هر تکیه گاه} : \frac{1520+3000}{4} = 1130 \text{ kgf}$$

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

$$\text{بار زنده ناشی از تردد افراد در موتورخانه} : 200 \times (1.6 \times 1.9) = 608 \text{ kgf}$$

$$\text{بار زنده وارد بر کف} : 900 + 608 = 1508 \text{ kgf}$$

$$\text{بار زنده هر تکیه گاه در طرفین سکوی آسانسور} : \frac{1508}{4} = 377 \text{ kgf}$$

بارگذاری لرزه ای

بارگذاری زلزله سازه ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام میگیرد که در قسمت زیر بصورت گام به گام به محاسبه آن خواهیم پرداخت:

۱- محاسبه زمان تناوب تجربی، T

۱-۱- برای ساختمان های با قاب خمشی مواقعی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نکنند:

قاب های فولادی $T = 0.08H^{0.75}$

قاب های بتن آرمه $T = 0.05H^{0.9}$

✓ در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد کنند، مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می شود.

۱-۲- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب های فولادی خواهد بود.

۱-۳- برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (۳-۵) آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم،

بغیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

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

✓ در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن در صورتیکه وزن خرپشته بیشتر

از ۲۵ درصد وزن بام باشد ارتفاع خرپشته لحاظ خواهد شد در غیر اینصورت لحاظ نمی گردد. در

بام های شیب دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

✓ در ساختمان‌های متعارف، در کلیه موارد می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلی دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود. ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی مذکور بیشتر در نظر گرفته شود.

۲- محاسبه نسبت شتاب مبنا، A

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبناى طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۳- محاسبه ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است:

$$B = B_1 N$$

۳-۱- ضریب شکل طیف، B_1

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

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

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

۲-۳- ضریب اصلاح طیف، N

۲-۲-الف- برای پهنه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

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

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

۲-۲-ب- برای پهنه‌ای با خطر نسبی متوسط و کم

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

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

$$N = 1.4 \quad T > 4 \text{ sec}$$

جدول مربوط به پارامترهای روابط بالا

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

۴- ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت	طبقه بندی ساختمان
۱/۴	گروه ۱
۱/۲	گروه ۲
۱/۰	گروه ۳
۰/۸	گروه ۴

✓ گروه بندی ساختمانها در بند ۱-۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم موجود است که بر این اساس

برای ساختمان های مسکونی ۱/۰ می باشد.

۵- ضریب رفتار ساختمان، R_u

مقادیر ضریب رفتار ساختمان از جدول ۳-۴ آئین نامه ۲۸۰۰ قابل برداشت است که برای قاب خمشی بتنی متوسط برابر ۵ می باشد.

۶- محاسبه ضریب زلزله، C

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

۷- محاسبه ضریب توزیع برش در طبقات، K

$$K = 1$$

$$T < 0.5 \text{ Sec}$$

$$K = 0.5T + 0.75$$

$$0.5 < T < 5.5 \text{ Sec}$$

$$K = 2$$

$$T > 2.5 \text{ Sec}$$

❖ حال با توجه به اطلاعات پروژه محاسبه ضریب زلزله را انجام می‌دهیم:

با توجه به اینکه از قاب خمشی بتن آرمه متوسط در این سازه استفاده شده و ارتفاع سازه ۱۸/۸ متر می‌باشد زمان تناوب تجربی سازه از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 0.05H^{0.9} = 0.05 \times 18.8^{0.9} = 0.700 \text{ Sec}$$

$$T = 1.25 \times 0.700 = 0.875 \text{ Sec}$$

بعد از محاسبه زمان تناوب سازه ضریب بازتاب سازه را محاسبه خواهیم نمود:

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

$$B_1 = (1.5 + 1) \left(\frac{0.5}{0.875} \right) = 1.428$$

9

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

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (0.875 - 0.5) + 1 = 1.075$$

$$B = B_1 N = 1.428 \times 1.075 = 1.535$$

با توجه به اینکه ساختمان در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار داشته (A=0.35) و ساختمان مسکونی بوده (I=1.0) و سیستم سازه قاب خمشی بتن آرمه متوسط می‌باشد (R_u=5) ضریب زلزله را به شکل زیر محاسبه می‌نمائیم:

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.535 \times 1.0}{5} = 0.1074 > C_{min} \quad ok.$$

$$C_{min} = 0.12AI = 0.12 \times 0.35 \times 1.0 = 0.042$$

و در آخر ضریب توزیع برش را محاسبه خواهیم نمود:

$$K = 0.5T + 0.75$$

$$0.5 < T < 5.5 \text{ Sec}$$

$$K = 0.5 \times 0.875 + 0.75 = 1.19$$

بار قائم زلزله

➤ بار قائم زلزله (EZ)

هنگام وقوع زلزله اثرات آن در دو جهت افقی و قائم رخ می دهد و اثر مؤلفه قائم نسبت به اثر مؤلفه افقی بسیار کمتر می باشد، آئین نامه ۲۸۰۰ برای چهار مورد زیر اعمال بار قائم را الزامی کرده است که عبارتند از:

حالت ۱) تمام سازه هایی که در مناطق با لرزه خیزی خیلی زیاد قرار دارند.

حالت ۲) تیرهایی که دهانه آنها بیش از ۱۵ متر می باشد، همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی آنها.

حالت ۳) تیرهایی که بار قائم قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می کنند، همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی آنها.

طبق تعریف آئین نامه ۲۸۰۰ بار قابل توجه به باری گفته می شود که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد.

حالت ۴) بالکن ها و پیش آمدگی هایی که بصورت طره ساخته می شوند.

برای حالت اول اثر مؤلفه قائم زلزله به کل سازه اعمال می شود اما در موارد (ب) تا (د) نیروی قائم زلزله از رابطه زیر به دست آمده و به همان محل مورد نظر اعمال خواهد شد:

$$F_v = 0.6AIW_p$$

A: نسبت شتاب مبنا

I: ضریب اهمیت ساختمان

W_p : بار مرده + کل سربار

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

حال با توجه به اینکه فقط حالت یک برای این سازه وجود دارد بایستی بار قائم زلزله را به کل سازه اعمال شود بدین منظور با توجه به امکانات ورژن‌های بالاتر از ۲۰۱۳ وجود دارد این بار را در قسمت تنظیمات آئین‌نامه اعمال خواهیم نمود و ضریب Sds موجود در آنرا به ۱/۰۵ تغییر خواهیم داد تا بصورت خودکار این بار قائم در ترکیبات بار اعمال گردد.

$$F_v = 0.6AIW_p$$

رابطه فوق با رابطه 0.2 Sds در آئین نامه ASCE آمریکا معادل بوده و در نرم افزار ETABS تعریف شده است و اگر عبارت زیر را معادل قرار دهیم می‌توانیم مقدار ضریب Sds را به دست آورده و در نرم افزار اعمال کنیم تا بار قائم را به کل سازه و در ترکیبات بار اعمال کند:

$$0.2Sds = 0.6AI$$

$$0.2Sds = 0.6 \times 0.35 \times 1.0 \rightarrow Sds = 1.05$$

توضیحات کنترل زمان تناوب تحلیلی و تجربی:

برای کنترل دریافت سازه از فایل اصلی طراحی کپی می‌گیریم و در فایل جدید که به نام Period & Drift ذخیره شده است زمان تناوب تحلیلی در هر دو جهت را با استفاده از تحلیل مودال به دست می‌آوریم که دریافت بر اساس این زمان تناوب انجام خواهد شد و اگر لازم بود در فایل اصلی نیز بایستی زمان تناوب را اصلاح کنیم که در ادامه به بررسی آن خواهیم کرد.

✓ توجه شود که در هنگام برداشت زمان تناوب تحلیلی بایستی مقادیر سختی تیر و ستونها را به ترتیب زیر اصلاح کنیم:

برای تیرها ضریب ترک خوردگی ۰/۵ و برای ستونها و دیوارها ۱/۰ در نظر گرفته خواهد شد.

بعد از اعمال تنظیمات فوق سازه را تحلیل کرده و از مسیر زیر در نرم افزار زمان تناوب مودی را برداشت میکنیم که در هر جهت بیشترین مقدار UX و UY را داشته باشد که برای این سازه مقادیر زیر برای زمان تناوب تحلیلی برداشت شده است:

Display>Show Table>Analysis>Result>Modal Result>Modal Participating Mass
Ratio

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal1	1	0.991	0.6916	0.000000701	0.6916	0.000000701
Modal1	2	0.939	0.000002032	0.6905	0.6916	0.6905
Modal1	3	0.812	0.0001	0.004	0.6916	0.6945
Modal1	4	0.358	0.1275	0.000007055	0.8191	0.6945
Modal1	5	0.346	0.00001232	0.1199	0.8191	0.8144
Modal1	6	0.294	0.00001516	0.0059	0.8191	0.8203
Modal1	7	0.219	0.0524	0.000006759	0.8716	0.8203
Modal1	8	0.218	0.000009354	0.0467	0.8716	0.867
Modal1	9	0.19	0.000006576	0.0002	0.8716	0.8672
Modal1	10	0.165	0.00002764	0.0322	0.8716	0.8995
Modal1	11	0.162	0.0352	0.00003747	0.9069	0.8995
Modal1	12	0.151	0.000005943	0.0073	0.9069	0.9068
Modal1	13	0.114	0.0297	0.000006811	0.9366	0.9068
Modal1	14	0.113	0.000008133	0.0291	0.9366	0.9359
Modal1	15	0.103	0.000001973	0.0006	0.9366	0.9365
Modal1	16	0.079	0.0266	0.000001261	0.9632	0.9365
Modal1	17	0.079	0.000001446	0.0264	0.9632	0.9629
Modal1	18	0.072	0.000000862	0.0002	0.9632	0.9631

مشاهده می‌شود که در Mode1 جابجایی جهت X از تمام مودها بیشتر بوده و برای جهت X زمان تناوب این مود را برداشت خواهیم نمود.

$$T_{m,x} = 0.991 \text{ Sec}$$

و در Mode2 جابجایی جهت Y از تمام مودها بیشتر بوده و برای جهت Y زمان تناوب این مود را برداشت خواهیم نمود:

$$T_{m,y} = 0.939 \text{ Sec}$$

با توجه به اینکه زمان تناوب تجربی ما ۰/۷ ثانیه بوده و ۱/۲۵ برابر آن ۰/۸۷۵ می‌باشد بنا به گفته آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای طراحی سازه کمترین مقدار زمان تناوب از بین زمان تناوب تحلیلی و تجربی را در نظر بگیریم که در این پروژه مشاهده می‌شود که زمان تناوب تجربی که با روابط آئین نامه ۲۸۰۰ محاسبه کرده‌ایم کمتر از زمان تناوب تحلیلی حاصل از نرم افزار می‌باشد بنابراین در فایل اصلی زمان تناوب

سازه را تغییر نداده و فقط برای کنترل دررفت از زمان تناوب تحلیلی استفاده کرده و ضریب زلزله را محاسبه خواهیم نمود.

بعد از محاسبه زمان تناوب سازه ضریب بازتاب سازه را محاسبه خواهیم نمود:

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

$$B_1 = (1.5 + 1) \left(\frac{0.5}{0.991} \right) = 1.26$$

9

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

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (0.991 - 0.5) + 1 = 1.09$$

$$B = B_1 N = 1.26 \times 1.09 = 1.37$$

با توجه به اینکه ساختمان در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار داشته (A=0.35) و ساختمان مسکونی بوده (I=1.0) و سیستم سازه قاب خمشی بتن آرمه متوسط می باشد (R_u=5) ضریب زلزله را به شکل زیر محاسبه می نمائیم:

$$C_{X,Drift} = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.37 \times 1.0}{5} = 0.0959 > C_{min} \quad \text{ok.}$$

$$C_{min} = 0.12AI = 0.12 \times 0.35 \times 1.0 = 0.042$$

و در آخر ضریب توزیع برش را محاسبه خواهیم نمود:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 < T < 5.5 \text{ Sec}$$

$$K = 0.5 \times 0.991 + 0.75 = 1.245$$

الف) محاسبه ضریب زلزله در جهت Y برای زلزله دررفت سازه

$$T = 0.939 \text{ Sec}$$

بعد از محاسبه زمان تناوب سازه ضریب بازتاب سازه را محاسبه خواهیم نمود:

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

$$B_1 = (1.5 + 1) \left(\frac{0.5}{0.939} \right) = 1.33$$

9

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

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (0.939 - 0.5) + 1 = 1.09$$

$$B = B_1 N = 1.33 \times 1.09 = 1.45$$

با توجه به اینکه ساختمان در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار داشته (A=0.35) و ساختمان مسکونی بوده (I=1.0) و سیستم سازه قاب خمشی بتن آرمه متوسط می باشد (R_u=5) ضریب زلزله را به شکل زیر محاسبه می نمائیم:

$$C_{Y,Drift} = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.45 \times 1.0}{5} = 0.1015 > C_{min} \quad \text{ok.}$$

$$C_{min} = 0.12AI = 0.12 \times 0.35 \times 1.0 = 0.042$$

و در آخر ضریب توزیع برش را محاسبه خواهیم نمود:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 < T < 5.5 \text{ Sec}$$

$$K = 0.5 \times 0.939 + 0.75 = 1.22$$

کنترل تغییر مکان های جانبی سازه (کنترل دریافت)

تغییر مکان جانبی طبقه در اثر زلزله ، تغییر مکانی است که در اثر اعمال بار جانبی زلزله به دست می آید. در تحلیل خطی (استاتیکی یا دینامیکی) تغییر مکان جانبی طبقه با فرض رفتار خطی سازه ، محاسبه می شود . در زلزله طرح برای بدست آورد "تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح" که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه بدست می آید ، تغییر مکان جانبی خطی باید در ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ، C_d ، ضرب شود . این ضریب برای انواع سیستم های سازه ای در جدول (۳-۵) ارائه شده است.

تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف های بالا و پایین آن طبقه می باشد . در زلزله طرح " تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح " ، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه ، بدست می آید . در مواردی که تحلیل سازه با استفاده از روش های خطی انجام می شود ، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر بدست آورد.

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_e \quad (3-10)$$

در این رابطه :

$$\Delta_M = \text{تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح در طبقه}$$

$$\Delta_e = \text{تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حاصل از تحلیل خطی در زلزله طرح}$$

$$C_d = \text{ضریب بزرگنمایی تغییر مکان}$$

تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح با در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ (موضوع بند ۳-۶) که با Δ_M نشان داده می شود ، در هر طبقه نباید از مقادیر مجاز Δ_a ، بیشتر شود.

$$\Delta_a = 0.25 \text{ برابر ارتفاع طبقه} = \text{برای ساختمان های تا ۵ طبقه}$$

$$\Delta_a = 0.2 \text{ برابر ارتفاع طبقه} = \text{برای سایر ساختمان ها}$$

تبصره ۱: در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، برای رعایت محدودیت های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۳-۳-۳ تعیین کرد. ولی در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال رعایت رابطه (۲-۳) از بند ۱-۳-۳ در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

تبصره ۲: در ساختمان های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، به جای تفاوت بین تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف ها، تفاوت بین تغییر مکانهای جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان باید مد نظر قرار گیرد.

تبصره ۳: برای ساختمان های واقع در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و یا زیاد که سیستم سازه ای آنها صرفاً از قاب های خمشی تشکیل شده باشد مقدار Δ_a باید بر ضریب نامعینی ρ تقسیم شود.

در زلزله سطح بهره برداری "تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری" که از تحلیل خطی سازه زیر اثر نیروی زلزله مذکور به دست می آید، نباید از 0.05 ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را در مواردی که نوع و نحوه بکارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارت عمده، برجا بمانند می توان تا 0.08 ارتفاع طبقه افزایش داد.

در ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان های با بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثرات) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتیکه مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر 70% مقدار تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح در آن طبقه ساختمان باشد.

برای کنترل دررفت در این پروژه براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ و محدودیت مربوط به ساختمان های ۵ طبقه بالاتر داریم:

$$\bar{\Delta}_M = C_d \bar{\Delta}_{eu} \leq 0.02h$$

مسیر برداشت دررفت از نرم افزار:

Tables>Analysis>Results>Displacements>Diaphragm Max/Avg Drifts

✓ با توجه به منظم بودن سازه دررفت مرکز جرم را برداشت خواهیم نمود.

TABL F.								
Story	Load Case/C ombo	Item	Avg Drift				$\frac{Drift}{h} \leq \frac{0.02}{C_d}$	
				ارتفاع طبقات	ضریب بزرگنمایی (Cd)	دریفت مرکز جرم تقسیم بر ارتفاع طبقات	0.02/Cd	وضعیت
6	EX Drift	Diaph D1 X	0.002824	3.2	4.5	0.0008825	0.004444	جوابگو می باشد
6	EY Drift	Diaph D1 Y	0.002403	3.2	4.5	0.000750938	0.004444	جوابگو می باشد
5	EX Drift	Diaph D1 X	0.003598	3.2	4.5	0.001124375	0.004444	جوابگو می باشد
5	EY Drift	Diaph D1 Y	0.003084	3.2	4.5	0.00096375	0.004444	جوابگو می باشد
4	EX Drift	Diaph D1 X	0.004312	3.2	4.5	0.0013475	0.004444	جوابگو می باشد
4	EY Drift	Diaph D1 Y	0.003499	3.2	4.5	0.001093438	0.004444	جوابگو می باشد
3	EX Drift	Diaph D1 X	0.003978	3.2	4.5	0.001243125	0.004444	جوابگو می باشد
3	EY Drift	Diaph D1 Y	0.003394	3.2	4.5	0.001060625	0.004444	جوابگو می باشد
2	EX Drift	Diaph D1 X	0.003026	3.2	4.5	0.000945625	0.004444	جوابگو می باشد
2	EY Drift	Diaph D1 Y	0.002802	3.2	4.5	0.000875625	0.004444	جوابگو می باشد
1	EX Drift	Diaph D1 X	0.001521	2.8	4.5	0.000543214	0.004444	جوابگو می باشد
1	EY Drift	Diaph D1 Y	0.001461	2.8	4.5	0.000521786	0.004444	جوابگو می باشد

مشاهده می شود که دریفت برای تمامی طبقات جوابگو می باشد.

کنترل نظم پیچشی ساختمان در پلان

درسازه ها اگر مرکز جرم و سختی نسبت به هم خروج از مرکزیت نداشته باشد پیچش درسازه بوجود نمی آید که این حالت از سازه از نظر رفتاری مطلوبترین حالت است. چون المان های مقاوم جانبی هر راستا به نسبت سختی خود از نیروهای جانبی سهم خواهند برد اما در مواقعی که مابین مرکز جرم و سختی خروج از مرکزیت بوجود می آید در سازه پیچش القا می شود؛ که این عامل باعث پیچیده شدن رفتار سازه ها در مقابل نیروهای جانبی می گردد. اگر در سازه پیچش بوجود بیاید رفتار سازه قابل پیش بینی نخواهد بود؛ چون در مواقع القاء شدن پیچش درسازه ها میزان توزیع نیرو در المان ها دیگر به نسبت سختی نبوده و علاوه بر المان های مقاوم جانبی هر راستا المان های مقاوم جانبی راستای عمود بر جهت زلزله نیز از نیروهای جانبی سهم خواهد برد که این عامل باعث پیچیدگی هرچه بیشتر رفتار سازه ها در مقابل زلزله می شود.

تجربه نشان داده است که، در سازه هایی که پیچش بوجود می آید لزوما سازه ها نسبت به حالت بدون پیچش می تواند آسیب پذیرتر باشند. چون واکنش سازه در مقابل پیچش به پارامترهای بیشتری وابسته است که مطالعات انجام شده نشان می دهد که، در سازه های دارای پیچش عوامل دینامیکی نیروهای جانبی و سازه دخالت بیشتری، در رفتار سازه ها خواهند داشت که، به این دلیل امکان ناپایداری سازه در مواقع زلزله در این سازه ها افزایش می یابد. توصیه می شود که مرکز سختی nv سازه تا حد امکان به مرکز جرم سازه نزدیک باشد تا از بوجود آمدن پیچش جلوگیری و یا از مقدار آن کاسته شود.

با توجه به توضیحات داده شده، می توان نتیجه گرفت که المان های مقاوم جانبی به نسبت سختی در فاصله، از پیچش بوجود آمده در سازه سهم می برد؛ لذا هر چه قدر فاصله المان های مقاوم جانبی از مرکز سختی بیشتر باشد سهم بیشتری از پیچش خواهند داشت.

در چنین سازه هایی، در لبه ای که فاصله آن از مرکز سختی نسبت به مرکز جرم کمتر است (لبه سخت) پیچش باعث کاهش پاسخ سازه و در لبه ای که فاصله آن از مرکز سختی نسبت به مرکز جرم بیشتر است (لبه نرم)

پاسخ سازه افزایش یابد. لذا دو معقوله لبه‌ی نرم و سخت که رفتار کاملاً متفاوت نسبت به هم دارند باعث می‌شوند که سازه از پیچیدگی زیادی برخوردار شود و بسیار آسیب پذیرتر گردد.

برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه ، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر ، در نظر گرفته می شود.

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

در این رابطه :

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

$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه j

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

۳-۳-۷-۴ در ساختمان های تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هیجده متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد ، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{نامنظم زیاد پیچشی} & IF \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.2 \quad \Delta_{max} = \Delta B \\ \text{نامنظم شدید پیچشی} & IF \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.4 \quad \Delta_{ave} = \frac{\Delta B + \Delta C}{2} \end{array} \right.$$

9

برای کنترل نظم پیچشی در نرم افزار از مسیر زیر اقدام خواهیم نمود:

Display > Show Table > Analysis > Results > Displacement > Story Max/Avg Drifts

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
Story7	EXALL 2	X	74.597	72.516	1.029
Story6	EXALL 2	X	73.135	67.586	1.082
Story5	EXALL 2	X	62.433	57.662	1.083
Story4	EXALL 2	X	48.698	44.972	1.083
Story3	EXALL 2	X	32.202	29.699	1.084
Story2	EXALL 2	X	16.905	15.556	1.087
Story1	EXALL 2	X	5.165	4.757	1.086
Story7	EXALL 3	X	74.883	72.558	1.032
Story6	EXALL 3	X	73.644	67.621	1.089
Story5	EXALL 3	X	62.818	57.688	1.089
Story4	EXALL 3	X	48.952	44.988	1.088
Story3	EXALL 3	X	32.32	29.706	1.088
Story2	EXALL 3	X	16.938	15.557	1.089
Story1	EXALL 3	X	5.218	4.761	1.096
Story7	EYALL 2	Y	59.338	58.751	1.01
Story6	EYALL 2	Y	56.387	55.12	1.023
Story5	EYALL 2	Y	48.168	47.116	1.022
Story4	EYALL 2	Y	37.649	36.822	1.022
Story3	EYALL 2	Y	25.858	25.13	1.029
Story2	EYALL 2	Y	14.26	13.747	1.037
Story1	EYALL 2	Y	4.496	4.313	1.043
Story7	EYALL 3	Y	57.948	55.941	1.036
Story6	EYALL 3	Y	60.159	55.694	1.08
Story5	EYALL 3	Y	51.452	47.601	1.081
Story4	EYALL 3	Y	40.172	37.19	1.08
Story3	EYALL 3	Y	27.145	25.339	1.071
Story2	EYALL 3	Y	14.673	13.834	1.061
Story1	EYALL 3	Y	4.58	4.336	1.056

✓ مشاهده می شود که هیچ یک از طبقات از لحاظ پیچش مشکلی نداشته و این سازه فاقد نامنظمی پیچش می باشد.

EXALL1 : نیروی زلزله در جهت X بدون خروج از مرکزیت

EXALL2 : نیروی زلزله با خروج از مرکزیت با علامت مثبت

EXALL3 : نیروی زلزله با خروج از مرکزیت با علامت منفی

کنترل ضریب نامعینی

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود بر هم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱,۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر ۱,۰ منظور می‌شود.

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

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر ۱,۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه تر از ۱۰ متر از تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

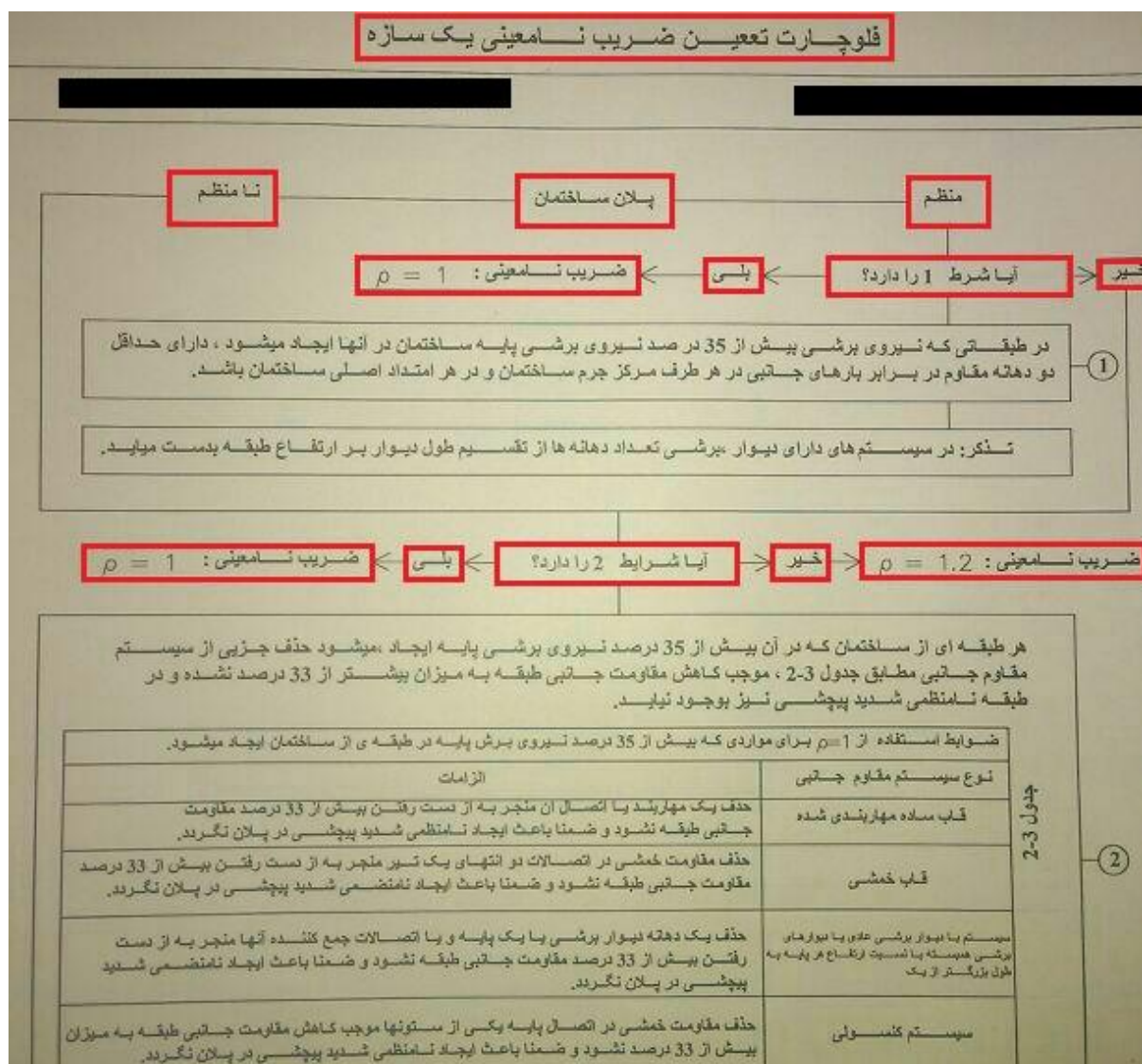
پ- محاسبه اثر $P - \Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیر سازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیر ساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۱۵-۳)

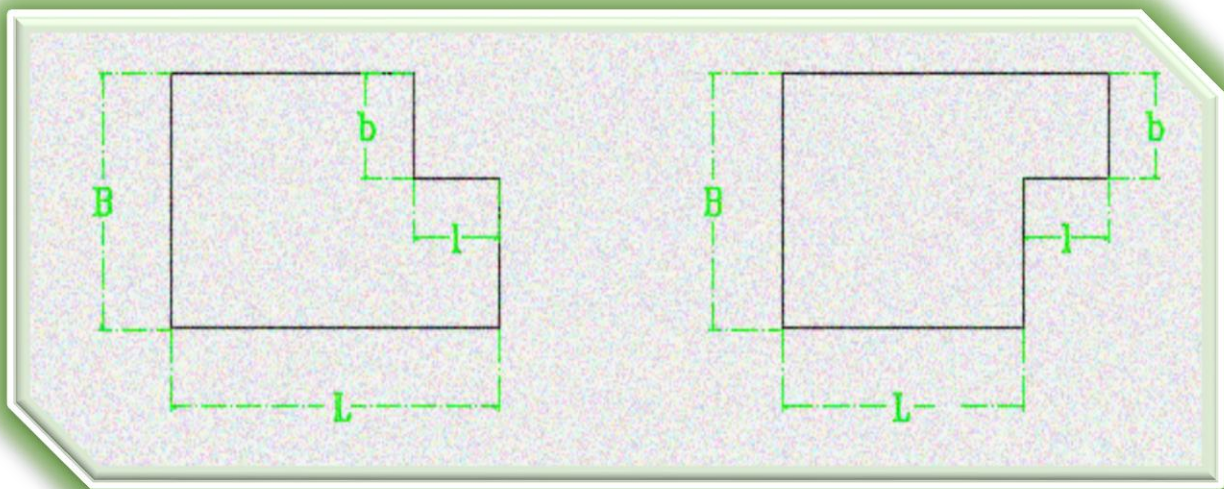
چ- در کلیه اعضای که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.



با توجه به فلوچارت بالا مراحل را برای تعیین ضریب نامعینی انجام می‌دهیم:

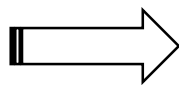
کنترل نامنظمی هندسی:

پلان ساختمان باید نسبت به قاب‌هایی که عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آنها قرار دارند، دارای شکل منظم و یا تقریباً متقارن باشد. با توجه به این موضوع مطابق شکل زیر در صورت وجود فرورفتگی (یا پس رفتگی) در ساختمان اگر اندازه آن در یکی از گوشه‌های ساختمان در دو جهت بطور همزمان از ۲۰٪ طول پلان در آن امتداد بیشتر باشد ساختمان نامنظمی هندسی دارد.



$$l > 0.2 L$$

نامنظمی هندسی در پلان



$$b > 0.2 B$$

نکاتی که باید در کنترل نامنظمی از نوع نامنظمی هندسی در پلان مدنظر قرار گیرد:

۱. وجود فرورفتگی و یا بیرون زدگی بیش از حد در پلان ساختمان می‌تواند باعث آسیب پذیر شدن آن در هنگام زلزله شود، زیرا در هنگام ارتعاش ساختمان ممکن است قسمت‌های مختلف پلان تمایل داشته باشند تا بصورت ناهماهنگ با یکدیگر حرکت کنند. در حقیقت در این حالت به دلیل ایجاد شدن گوشه‌های فرورفته در پلان ساختمان، سازه ممکن است آسیب‌پذیر شود.

کنترل نامنظمی پیچشی:

کنترل نامنظمی پیچشی در صفحات قبلی کنترل شده بود که هیچ گونه مشکلی از نظر نظم پیچشی نداشتیم. که در تصاویر زیر نیز آمده است.

برای کنترل نظم پیچشی در نرم افزار از مسیر زیر اقدام خواهیم نمود:

Display > Show Table > Analysis > Results > Displacement > Story Max/Avg Drifts

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
Story7	EXALL 2	X	74.597	72.516	1.029
Story6	EXALL 2	X	73.135	67.586	1.082
Story5	EXALL 2	X	62.433	57.662	1.083
Story4	EXALL 2	X	48.698	44.972	1.083
Story3	EXALL 2	X	32.202	29.699	1.084
Story2	EXALL 2	X	16.905	15.556	1.087
Story1	EXALL 2	X	5.165	4.757	1.086
Story7	EXALL 3	X	74.883	72.558	1.032
Story6	EXALL 3	X	73.644	67.621	1.089
Story5	EXALL 3	X	62.818	57.688	1.089
Story4	EXALL 3	X	48.952	44.988	1.088
Story3	EXALL 3	X	32.32	29.706	1.088
Story2	EXALL 3	X	16.938	15.557	1.089
Story1	EXALL 3	X	5.218	4.761	1.096
Story7	EYALL 2	Y	59.338	58.751	1.01
Story6	EYALL 2	Y	56.387	55.12	1.023
Story5	EYALL 2	Y	48.168	47.116	1.022
Story4	EYALL 2	Y	37.649	36.822	1.022
Story3	EYALL 2	Y	25.858	25.13	1.029
Story2	EYALL 2	Y	14.26	13.747	1.037
Story1	EYALL 2	Y	4.496	4.313	1.043
Story7	EYALL 3	Y	57.948	55.941	1.036
Story6	EYALL 3	Y	60.159	55.694	1.08
Story5	EYALL 3	Y	51.452	47.601	1.081
Story4	EYALL 3	Y	40.172	37.19	1.08
Story3	EYALL 3	Y	27.145	25.339	1.071
Story2	EYALL 3	Y	14.673	13.834	1.061
Story1	EYALL 3	Y	4.58	4.336	1.056

✓ مشاهده می شود که هیچ یک از طبقات از لحاظ پیچش مشکلی نداشته و این سازه فاقد نامنظمی پیچش می باشد.

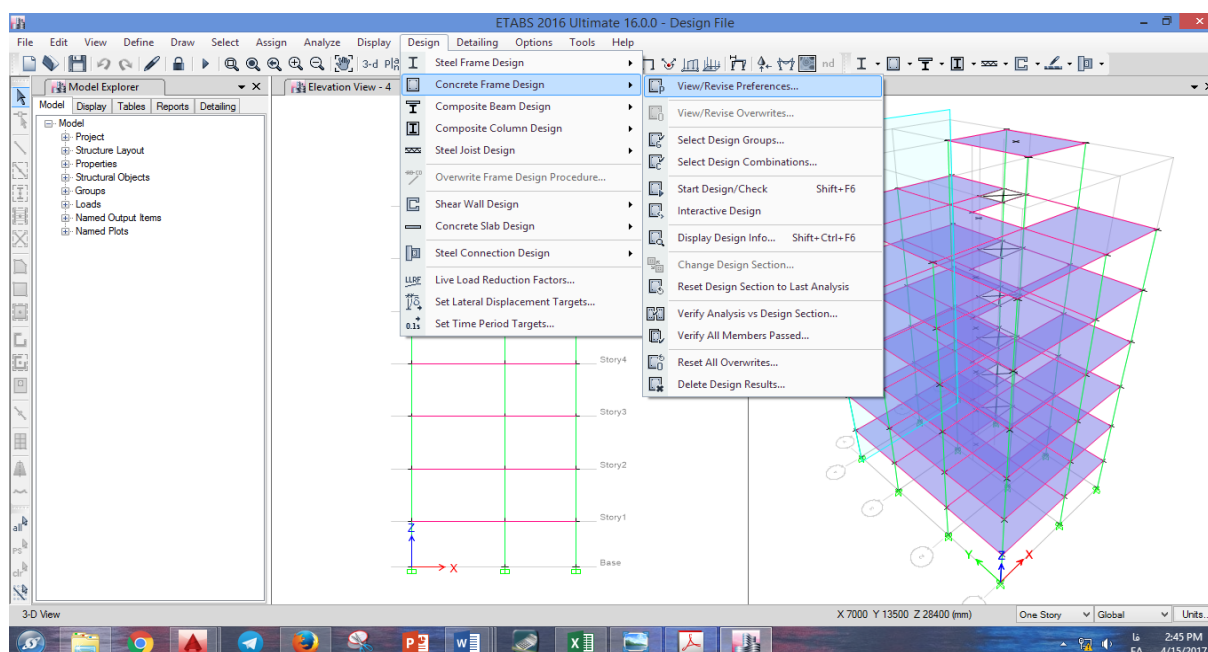
طبق بندهای بالا سازه از نظر نظم پیچشی و نامنظمی هندسی هیچ گونه مشکلی نداشته و فقط باید کنترل کنیم که در طبقاتی که برش پایه در آنها از ۳۵٪ برش پایه کل بیشتر است دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی داشته باشد.

TABLE: Story Forces				
Story	Load Case/Combo	VX	0.35VX	control
		kgf		
Story7	EX	0	0	FALSE
Story6	EX	-32229.96	-11280.5	TRUE
Story5	EX	-63116.23	-22090.7	TRUE
Story4	EX	-86852.55	-30398.4	TRUE
Story3	EX	-103786.27	-36325.2	TRUE
Story2	EX	-114641.11	-40124.4	TRUE
Story1	EX	-119039.86	-41664	TRUE

با توجه به اطلاعات بالا مشاهده می شود که فقط طبقه خرپشته این شرط را دارا نمی باشد که با توجه به پلان ماهده می شود که در هر طبقه در هر طرف مرکز جرم حداقل دو دهانه برابر جانبی وجود دارد و با توجه به این کنترل ها مقدار ضریب نامعینی را ۱ در نظر میگیریم.

اعمال ضریب نامعینی در نرم افزار

سازه های بتنی



Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-14

	Item	Value
► 01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	D
07	Design System Omega0	3
08	Design System Rho	1
09	Design System Sds	1.05
10	Phi (Tension Controlled)	0.9
11	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
12	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
13	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
14	Phi (Shear Seismic)	0.6
15	Phi (Joint Shear)	0.85
16	Pattern Live Load Factor	0.75
17	Utilization Factor Limit	1

Set To Default Values

All ItemsSelected Items

Reset To Previous Values

All ItemsSelected Items

OKCancel

Item Description

The selected design code.
Subsequent design is based on this selected code.

Explanation of Color Coding for Values

Blue: Default Value

Black: Not a Default Value

Red: Value that has changed during the current session

- الگوهای بار

Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
DEAD	Dead	1	
LIVE	Live	0	
EX	Seismic	0	User Coefficient
EY	Seismic	0	User Coefficient
WALL	Other	0	
EXALL	Seismic	0	User Coefficient
EYALL	Seismic	0	User Coefficient
LIVEPARTITION	Live	0	
LIVEROOF	Roof Live	0	
EXDrift	Seismic (Drift)	0	User Coefficient
EYDrift	Seismic (Drift)	0	User Coefficient
EZ	Other	-	-

- بخش Load Case

Name	Type
DEAD	Linear Static
LIVE	Linear Static
EX	Linear Static
EY	Linear Static
WALL	Linear Static
EXALL	Linear Static
EYALL	Linear Static
LIVEPARTITION	Linear Static
LIVEROOF	Linear Static
EXALL+0.3EY	Linear Static
EXALL-0.3EY	Linear Static
EYALL+0.3EX	Linear Static
EYALL-0.3EX	Linear Static
EXDrift	Linear Static
EYDrift	Linear Static



در این بخش قاعده ۱۰۰-۳۰ را اعمال خواهیم نمود.

ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم (قاعده ۱۰۰-۳۰) در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می شود.

الف-ساختمان های نامنظم در پلان

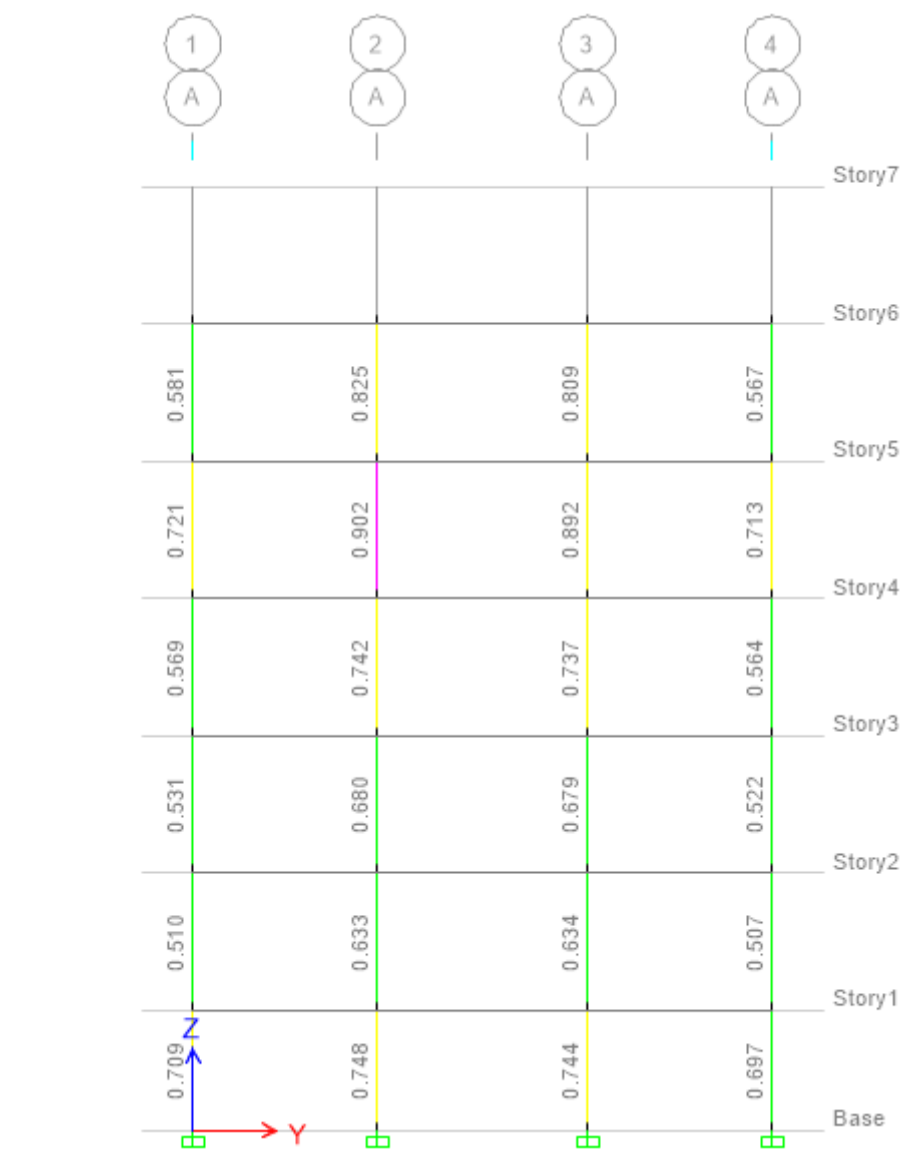
ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

✓ با توجه به اینکه در این سازه سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی بتن آرمه متوسط بوده و تمامی اتصالات گیردار می باشد بنابراین هر ستون در معرض حداقل دو سیستم مقاوم جانبی قرار دارد بنابراین با توجه به بند ب بایستی این قاعده اعمال شود.

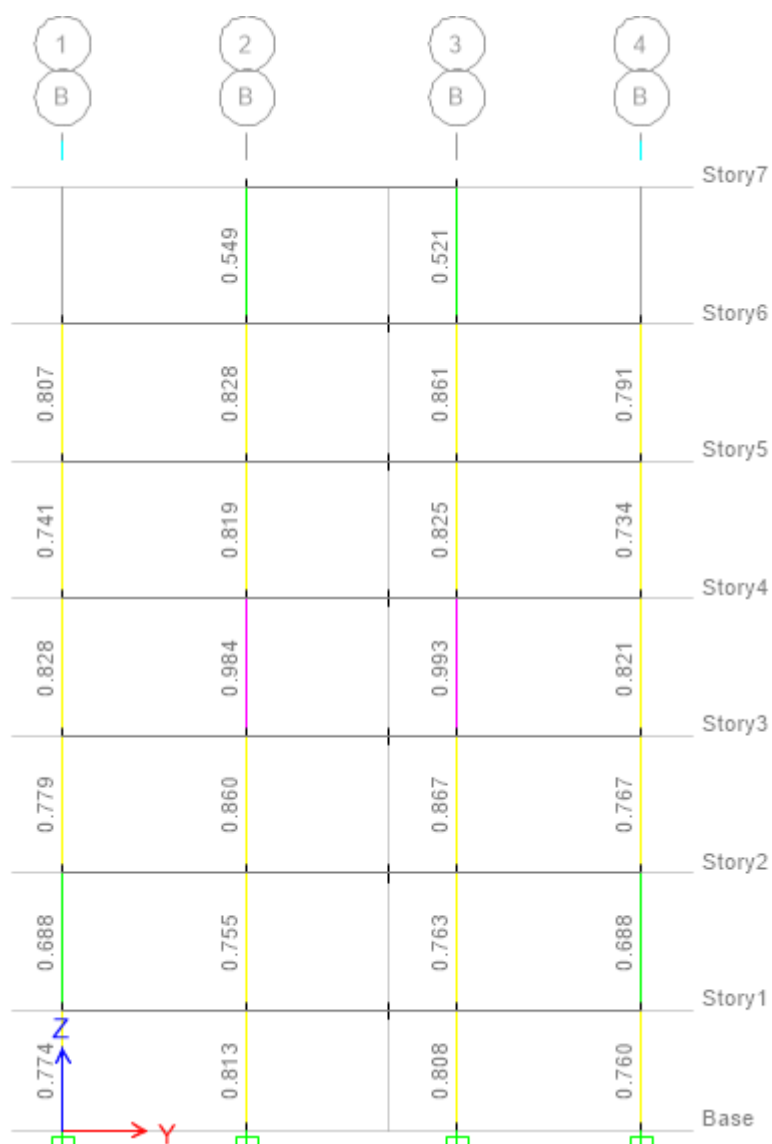
خروجی های نرم افزار:

۱- مقدار Ratio ستونها

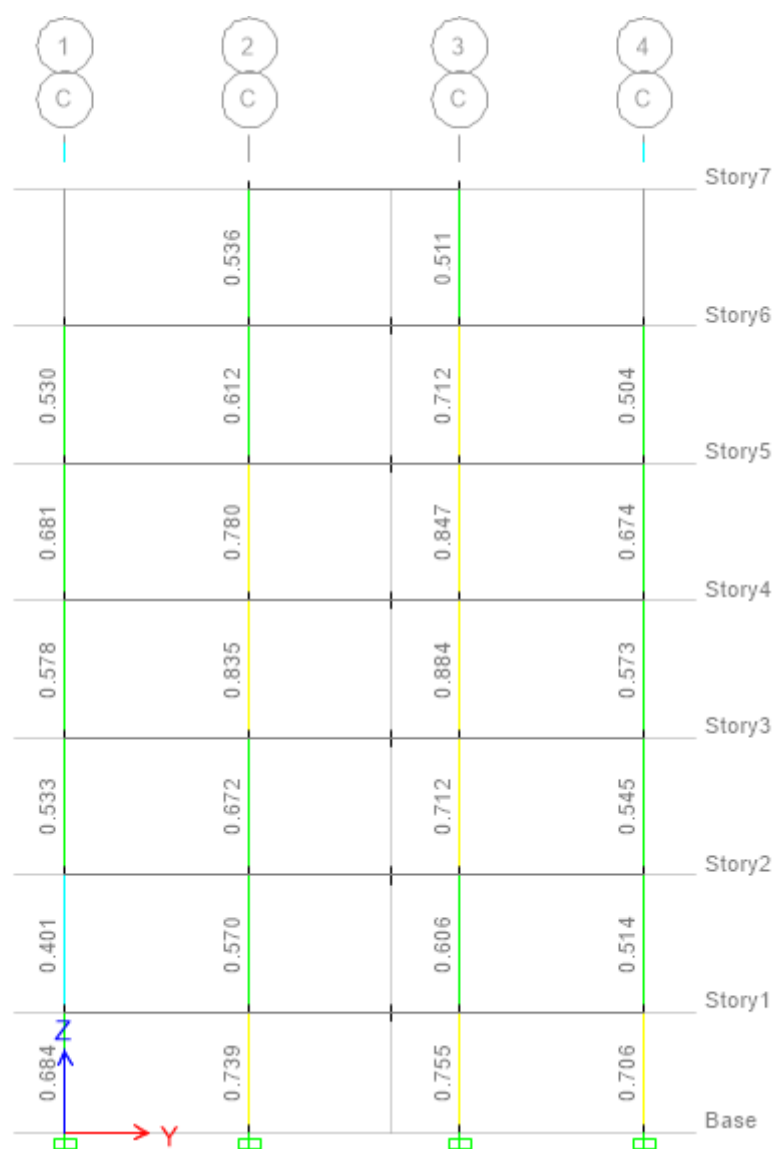
قاب A



قاب B



قاب C



قالب ۱



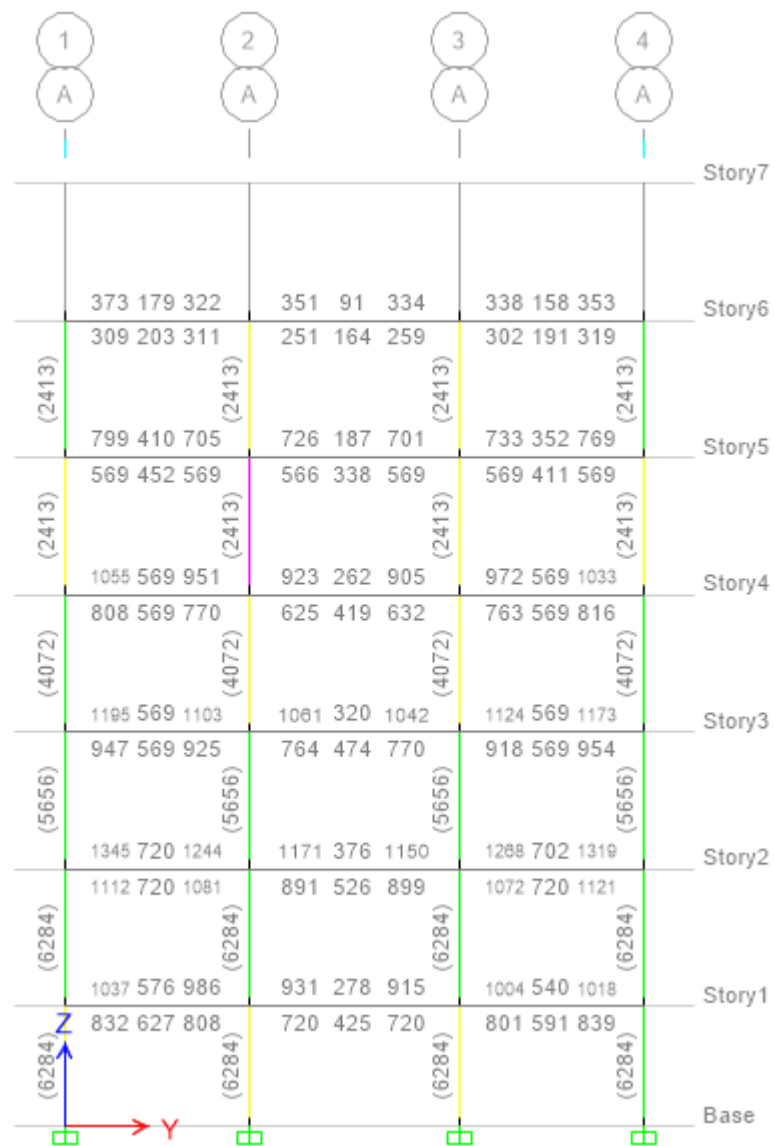






۲- مقدار میلگردهای طولی

قاب A

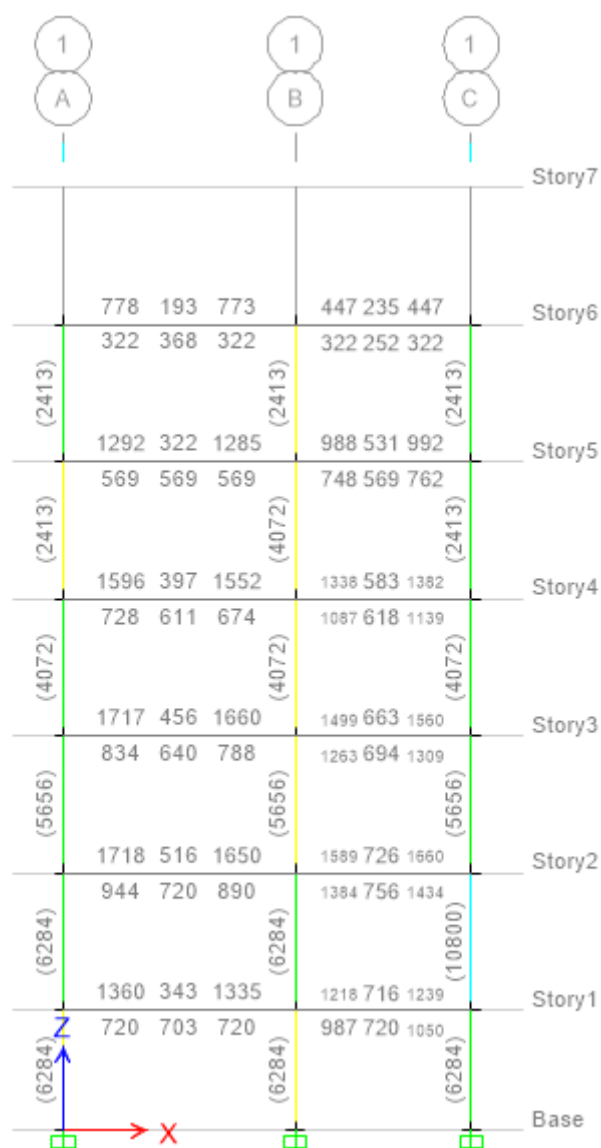


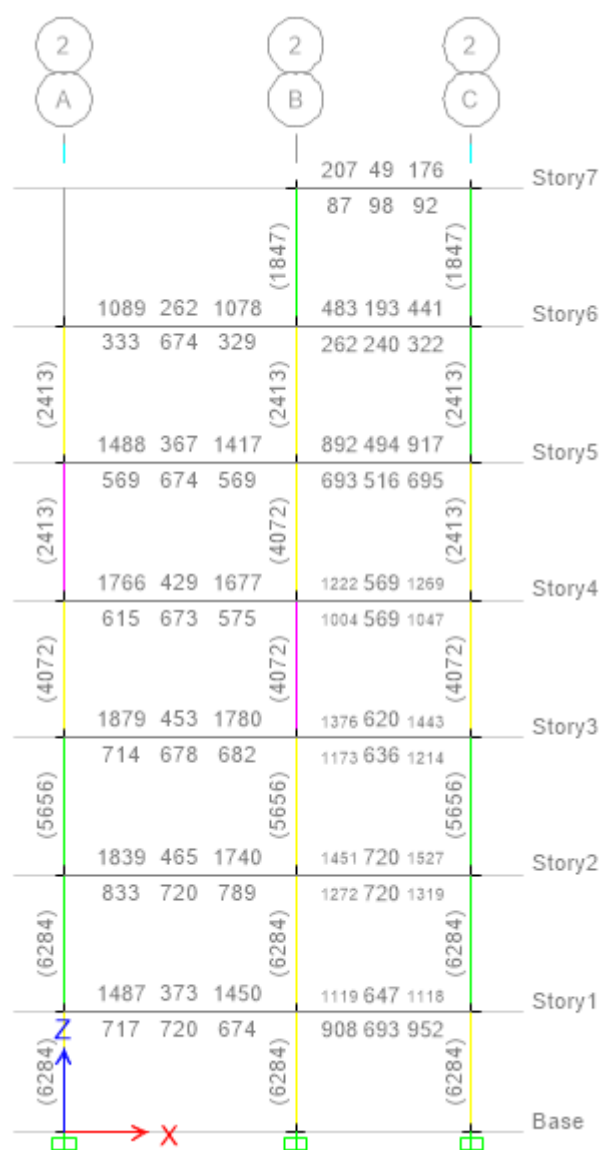
قاب B

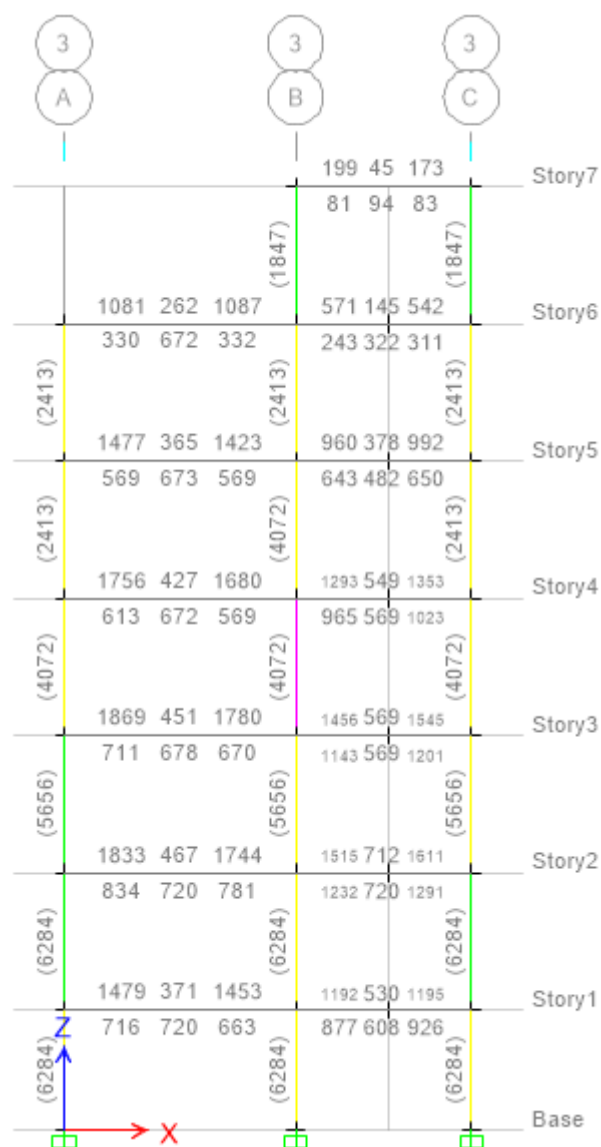


قاب C

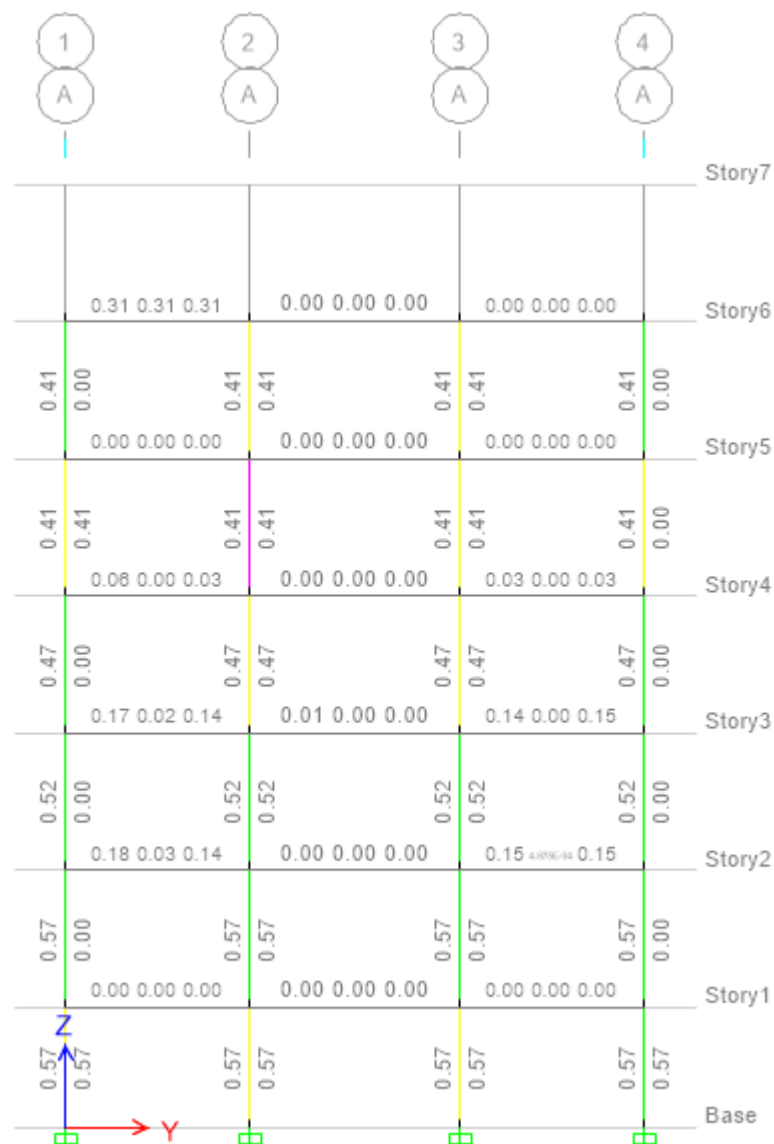




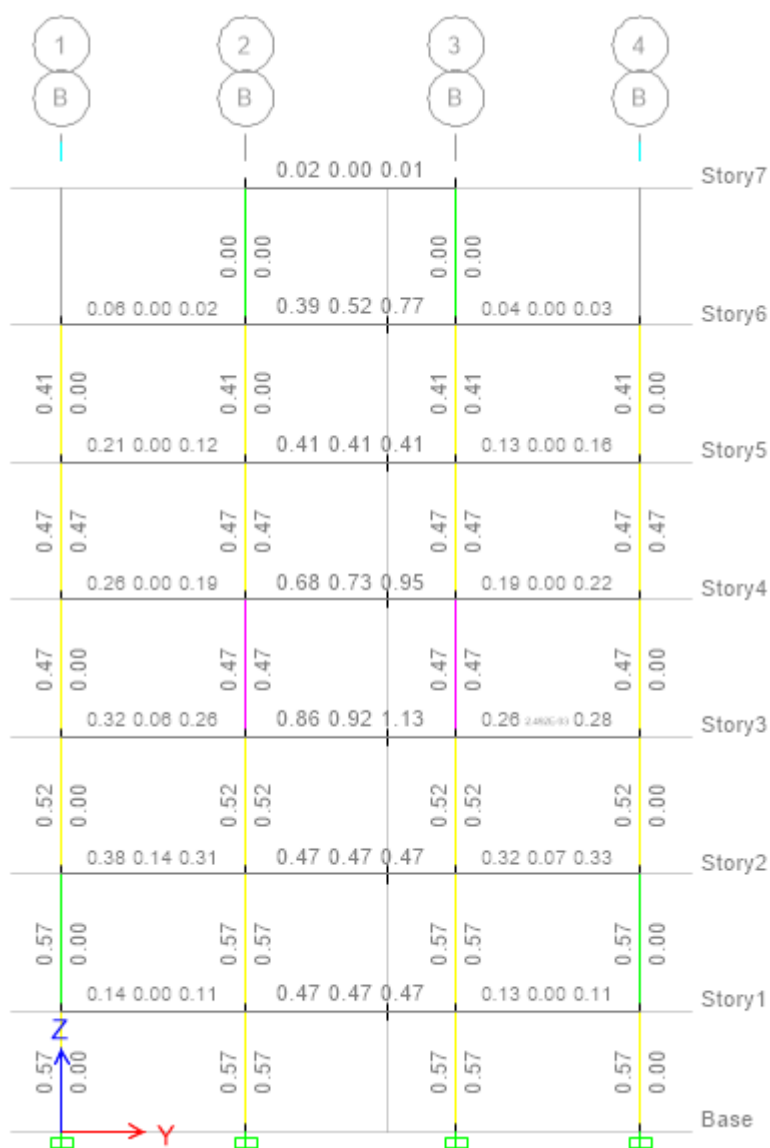




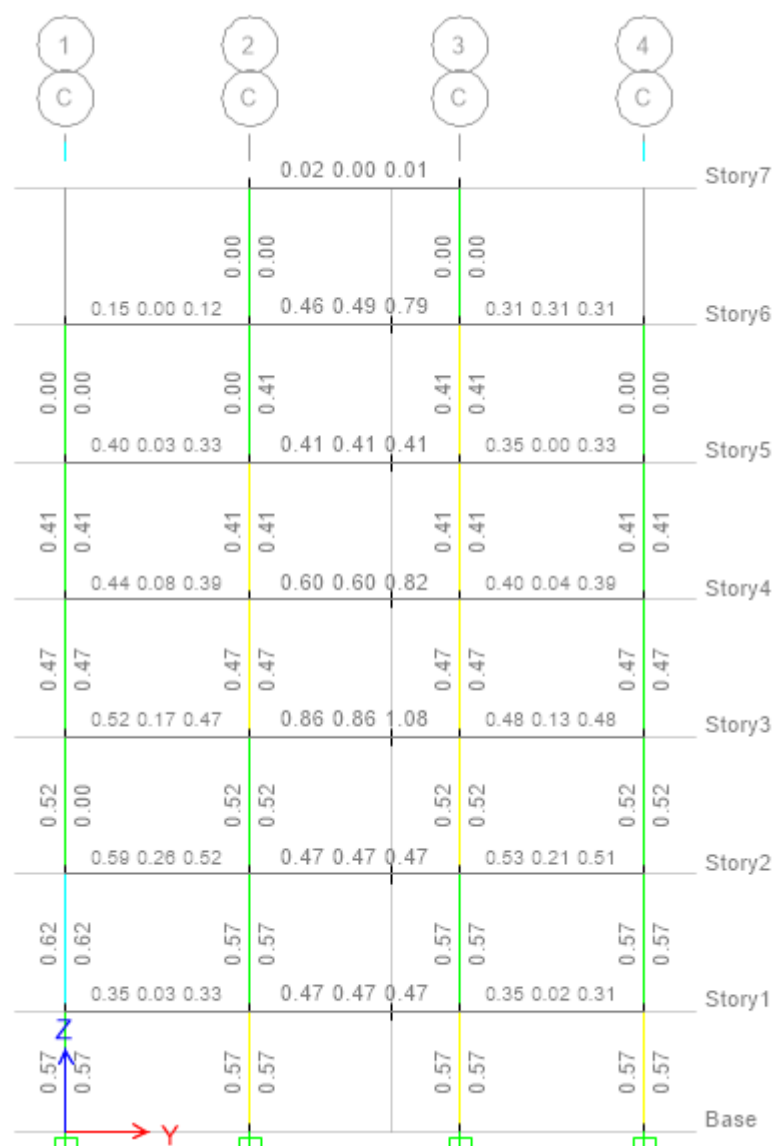
قاب A

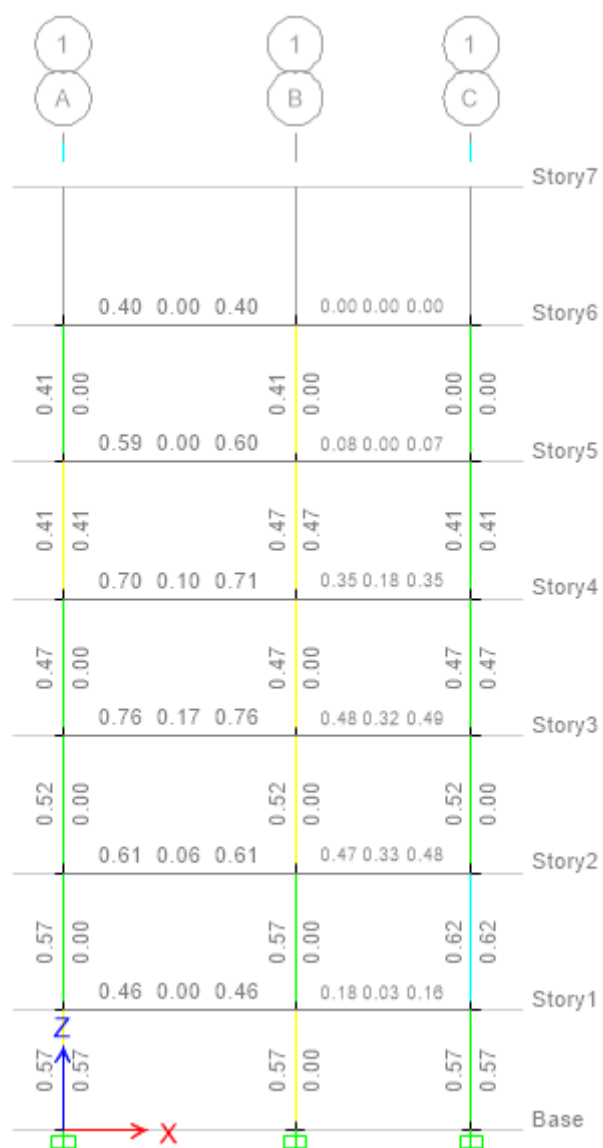


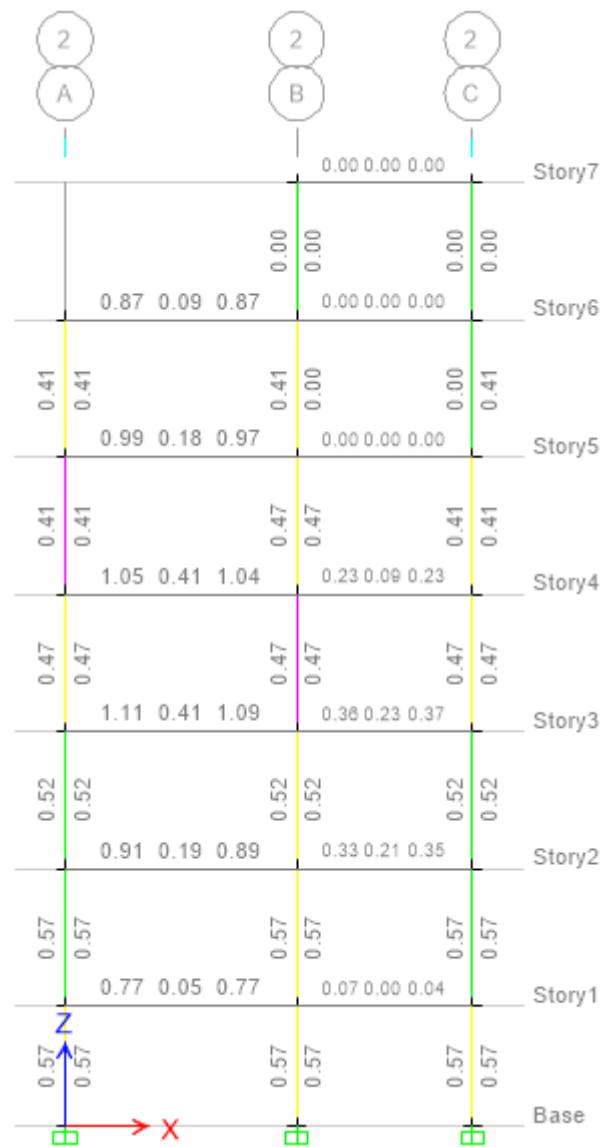
قاب B

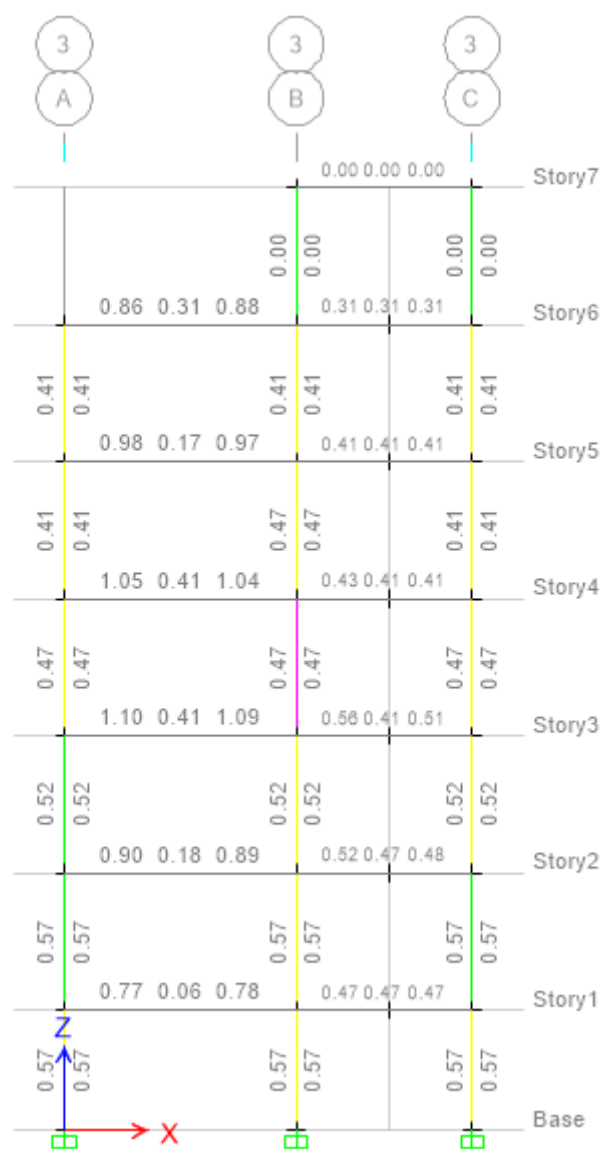


قاب C





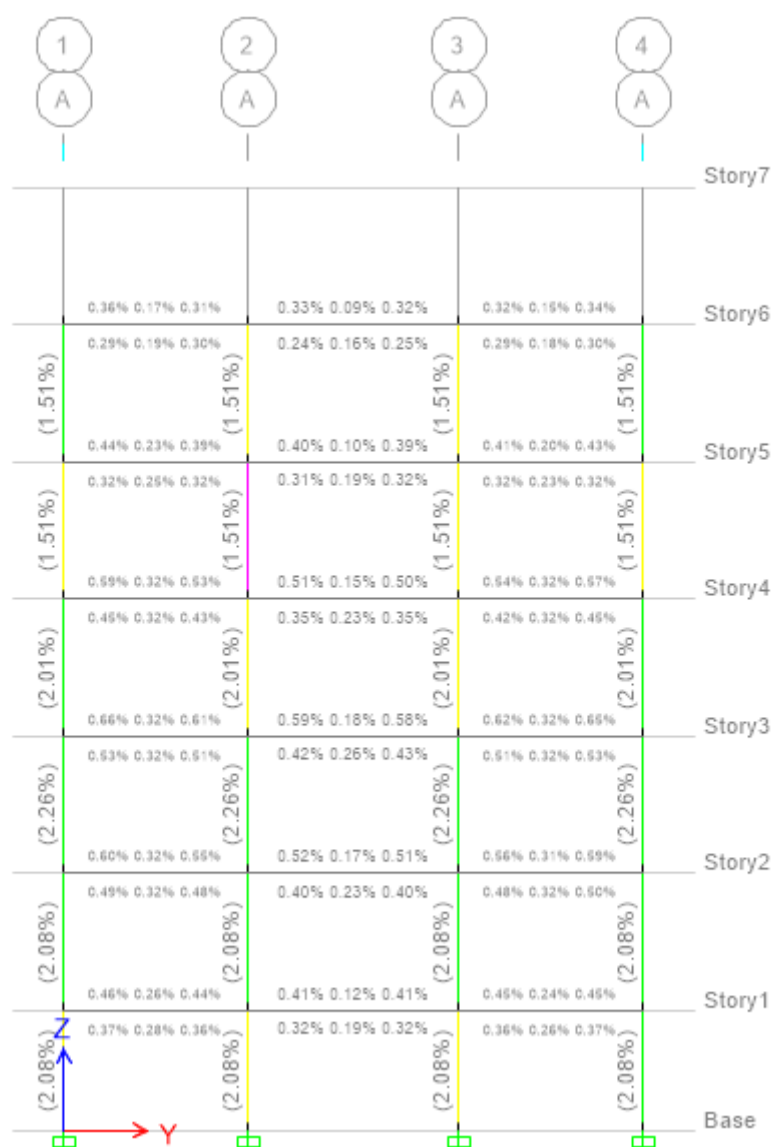






۴- درصد آرماتورها

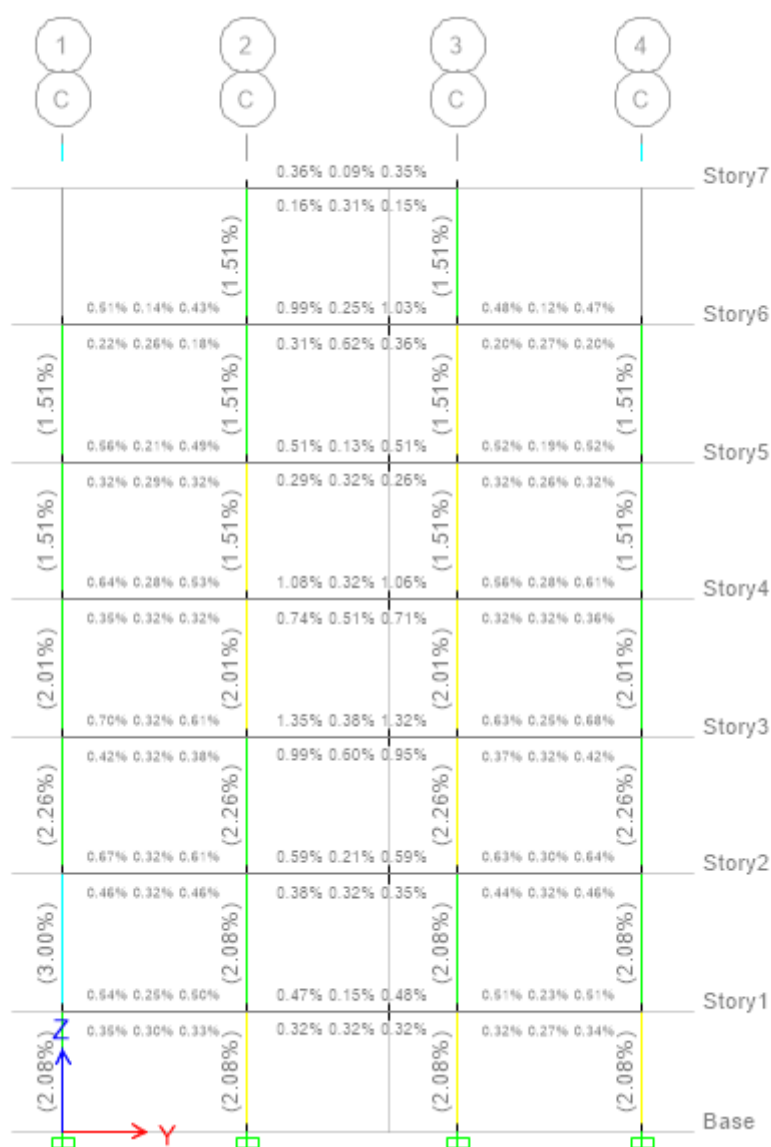
قاب A

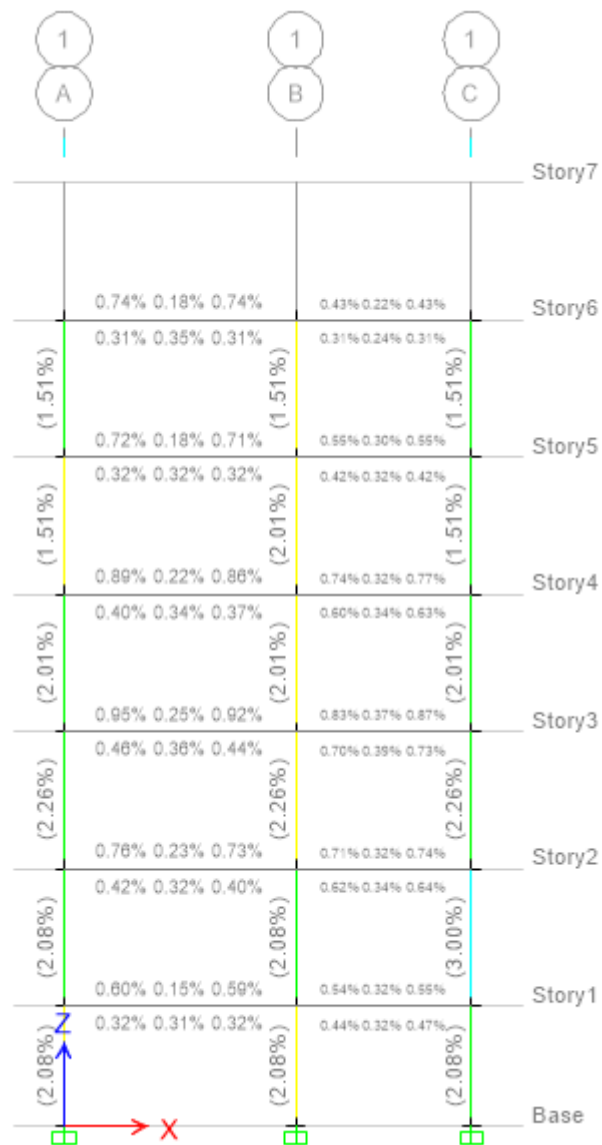


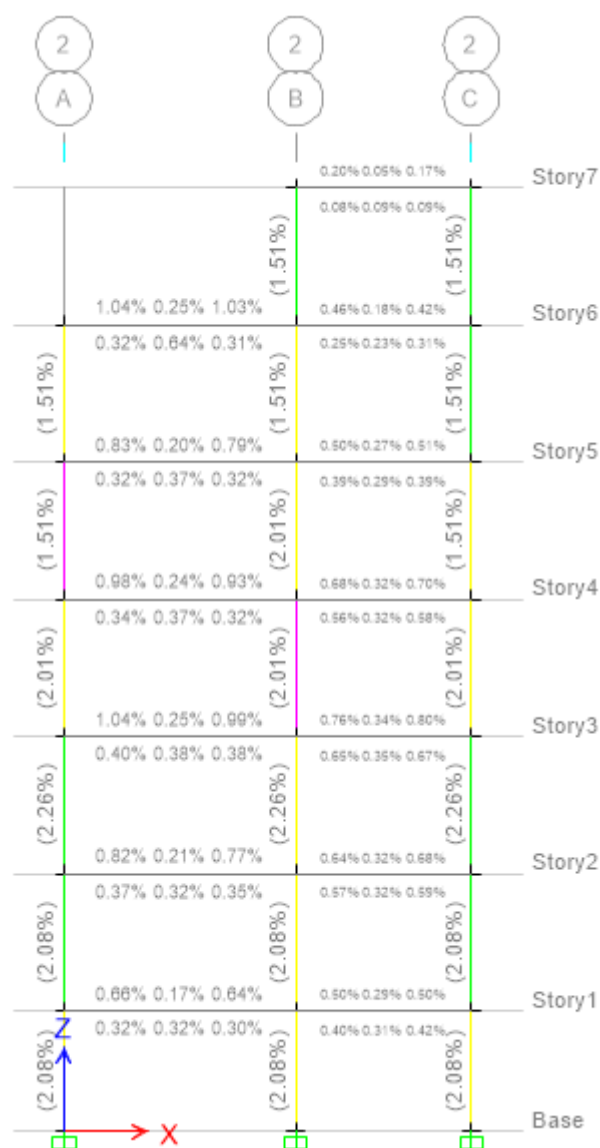
قاب B

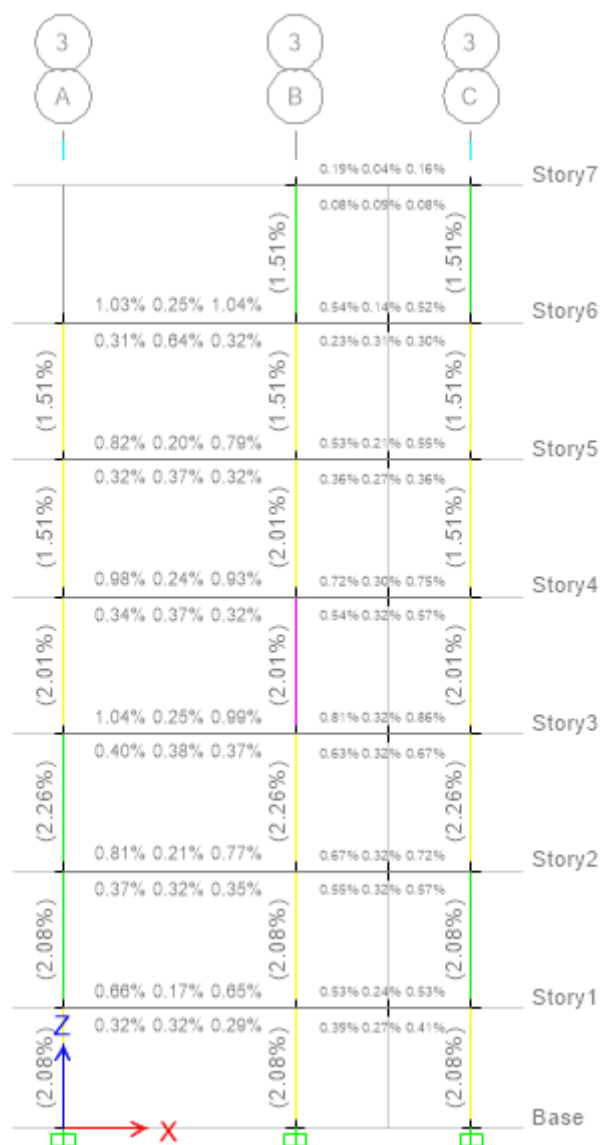
	1 B	2 B	3 B	4 B	
					Story7
			0.36% 0.09% 0.35%		
			0.16% 0.31% 0.15%		
		(1.51%)		(1.51%)	
			0.94% 0.24% 1.00%	0.42% 0.11% 0.44%	Story6
	0.47% 0.13% 0.38%				
	0.20% 0.24% 0.16%	(1.51%)	0.31% 0.63% 0.33%	0.18% 0.24% 0.19%	
(1.51%)					
	0.54% 0.24% 0.45%	(1.51%)	0.53% 0.14% 0.55%	0.48% 0.23% 0.51%	Story5
(2.01%)	0.32% 0.30% 0.32%	(2.01%)	0.32% 0.32% 0.28%	0.32% 0.27% 0.32%	Story4
	0.61% 0.29% 0.49%	(2.01%)	1.15% 0.32% 1.14%	0.51% 0.29% 0.59%	Story3
(2.01%)	0.38% 0.32% 0.35%	(2.01%)	0.80% 0.55% 0.77%	0.34% 0.32% 0.38%	Story2
	0.65% 0.32% 0.55%	(2.01%)	1.33% 0.37% 1.32%	0.57% 0.25% 0.64%	Story1
(2.26%)	0.43% 0.32% 0.40%	(2.26%)	0.97% 0.51% 0.93%	0.39% 0.31% 0.44%	Base
	0.62% 0.32% 0.56%	(2.26%)	0.58% 0.20% 0.59%	0.58% 0.30% 0.60%	
(2.08%)	0.45% 0.32% 0.45%	(2.08%)	0.37% 0.32% 0.34%	0.44% 0.32% 0.46%	
	0.48% 0.24% 0.45%	(2.08%)	0.47% 0.14% 0.49%	0.47% 0.22% 0.47%	
(2.08%)	0.34% 0.27% 0.33%	(2.08%)	0.32% 0.32% 0.31%	0.32% 0.26% 0.34%	

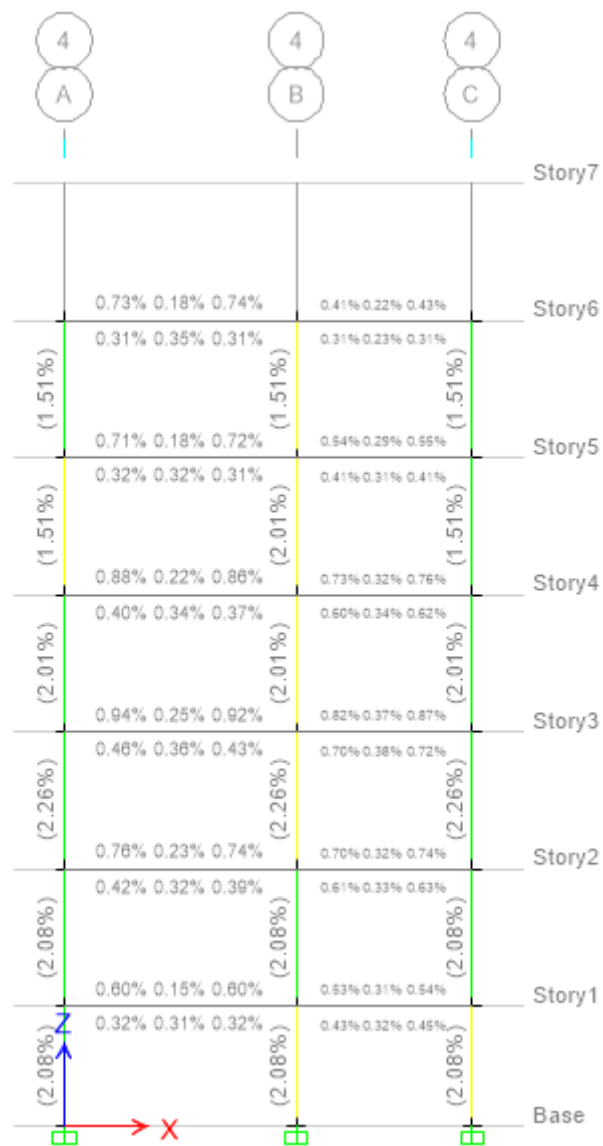
قاب C









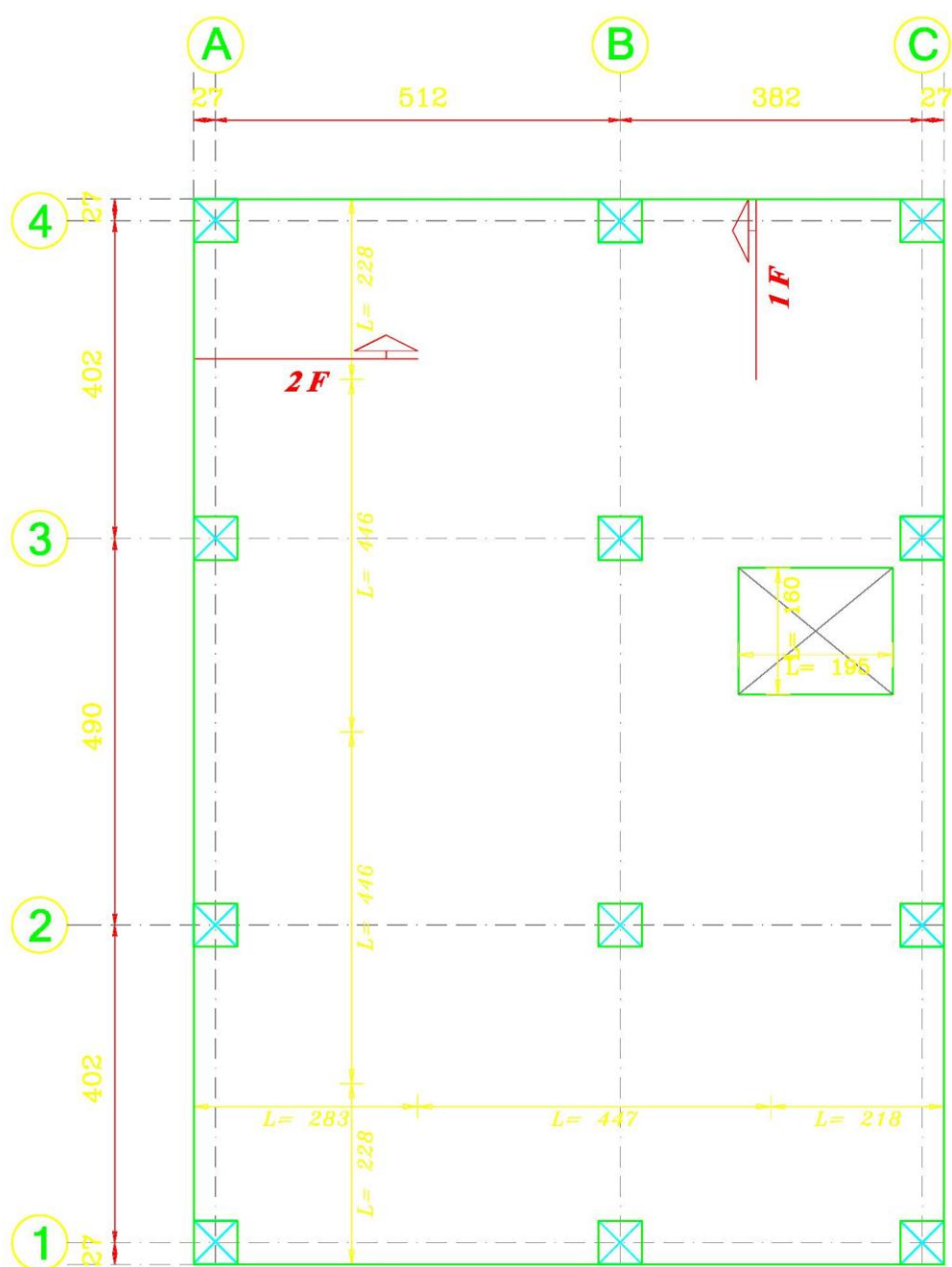


طراحی فونداسیون:

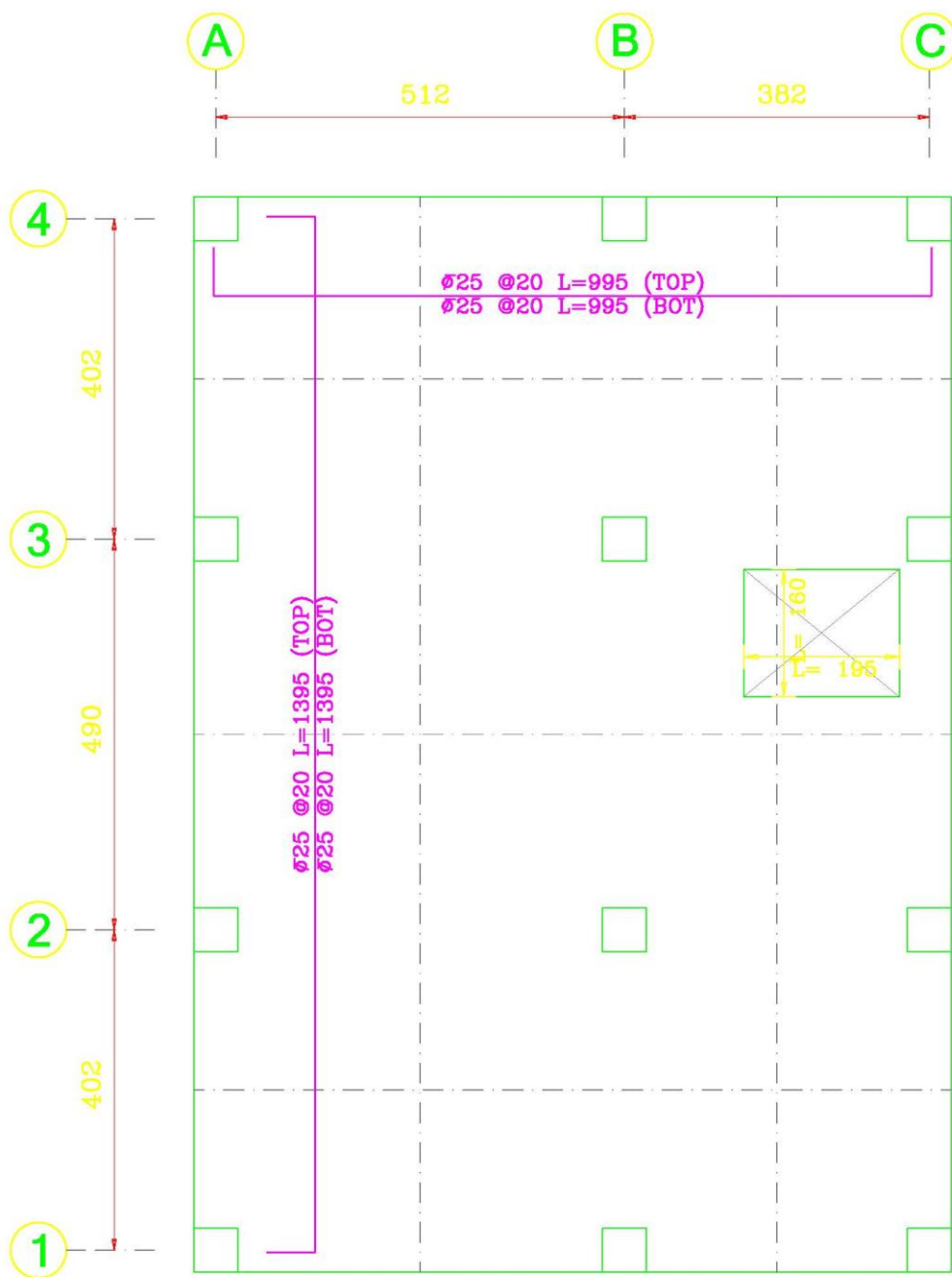
برای فونداسیون این سازه فونداسیون گسترده در نظر گرفته شده و از بتن با مقاومت ۲۵ مگاپاسکال استفاده شده است، تنش مجاز زیر پی برابر ۲/۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بوده و ضریب فنریت آن نیز برابر ۰/۶*۲/۵ که برابر ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

ارتفاع پی ۸۰ سانتی متر بوده که پاسخگوی تمامی کنترل ها از جمله نشست پی و تنش زیر پی و آپلیفت و برش پانچ بوده و با همین ارتفاع که هم اجرایی و اقتصادی است طراحی شده است و نیازی به استفاده از شمع یا بالا بردن مقاومت بتن پی نیست.

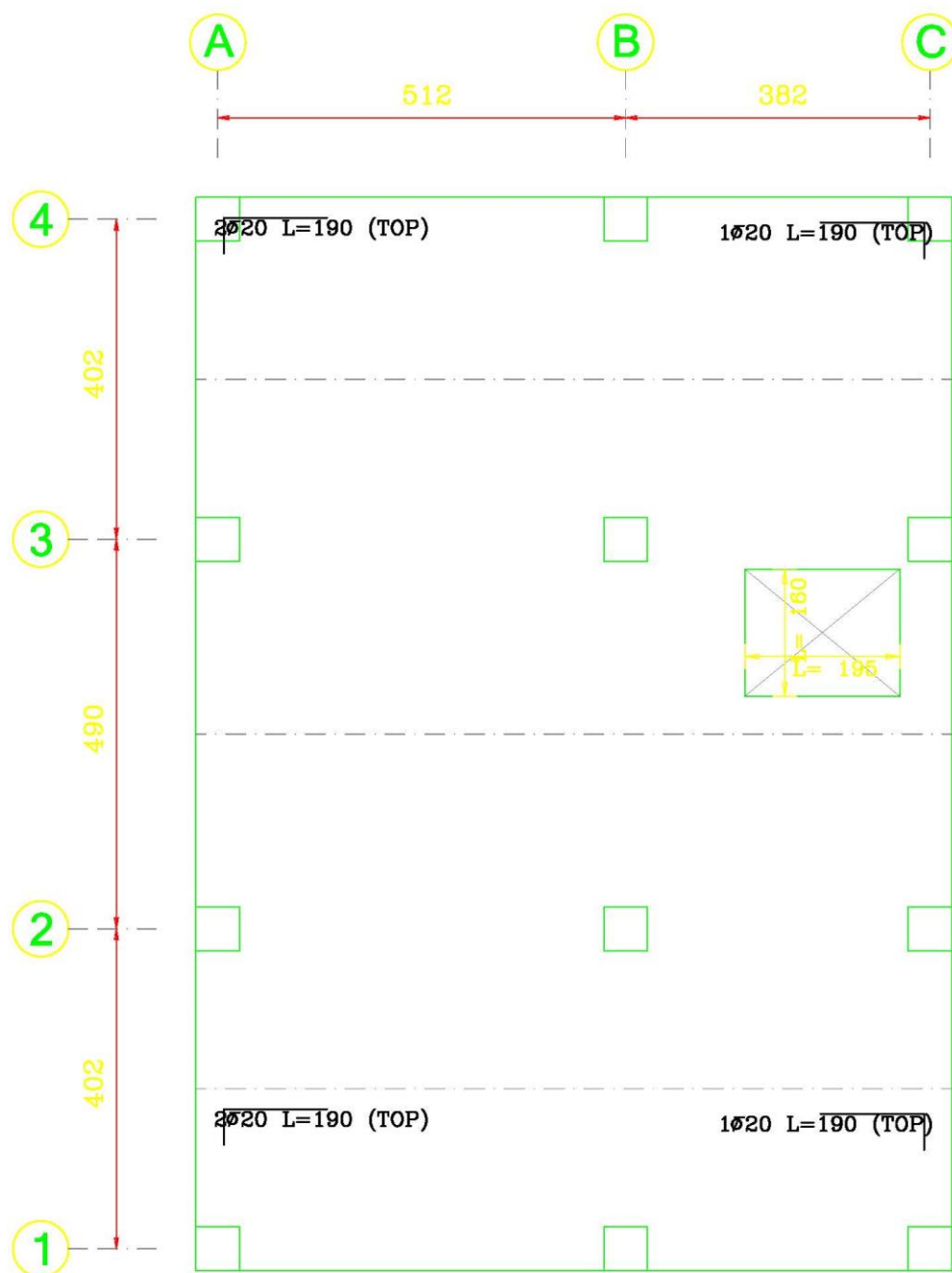
برای آرماتورگذاری پی از میلگردهای نوع Rebar AIII که در بخش معرفی مصالح بود استفاده کرده ایم و از میلگرد شماره ۲۵ به فواصل ۲۰ سانتی متر استفاده شده است و میلگردهای تقویتی هم که به کار رفته در نقشه های اجرایی نشان داده شده است.



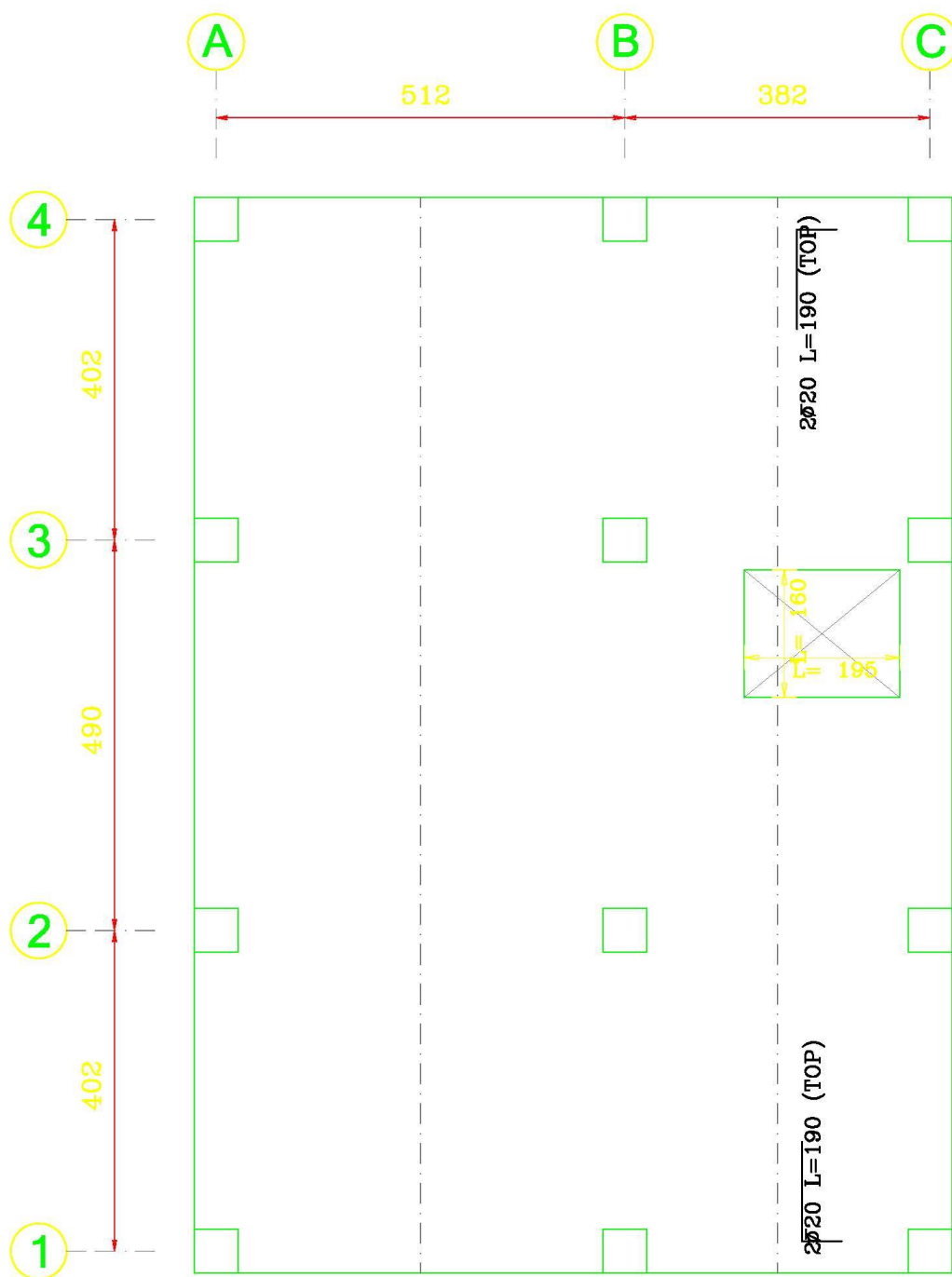
پلان فونداسیون



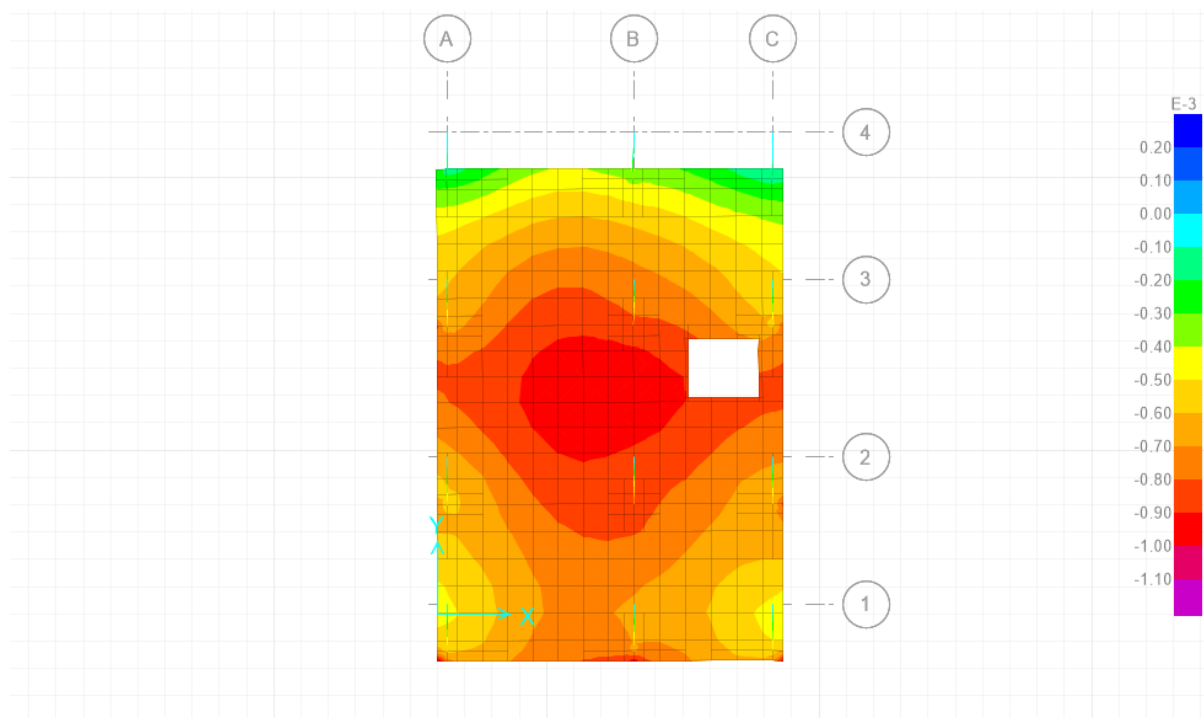
میلگردگذاری



میلگردهای تقویتی جهت X

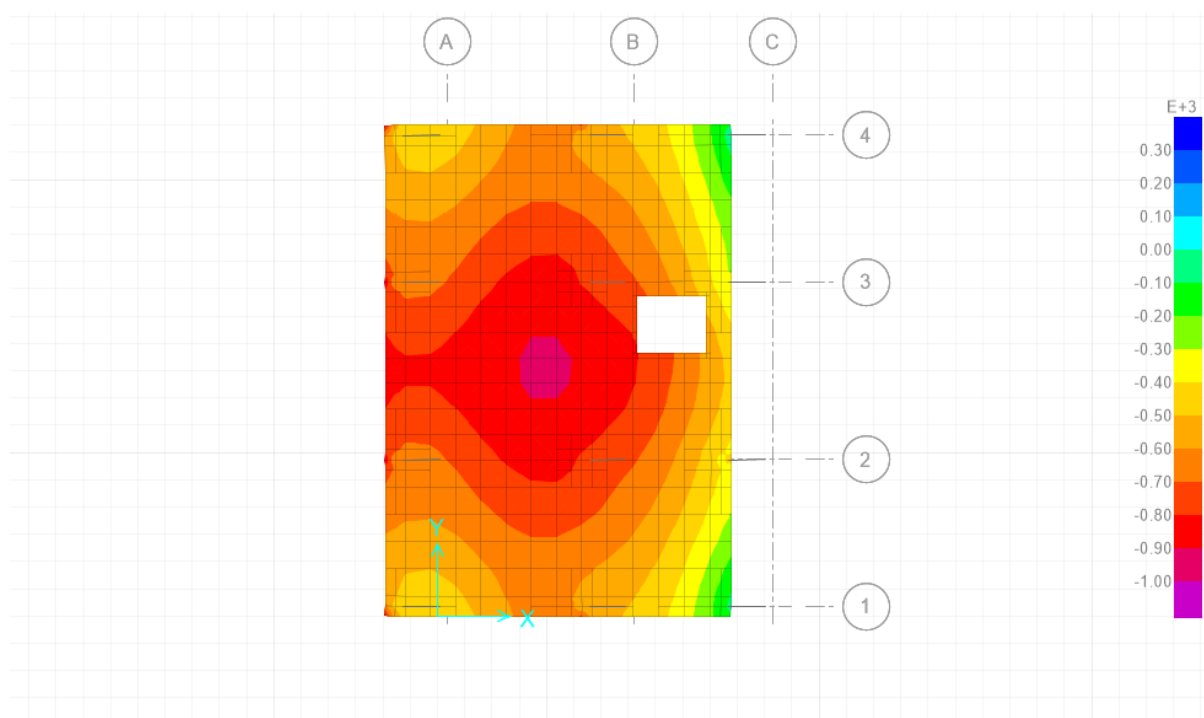


میلگردهای تقویتی جهت Y

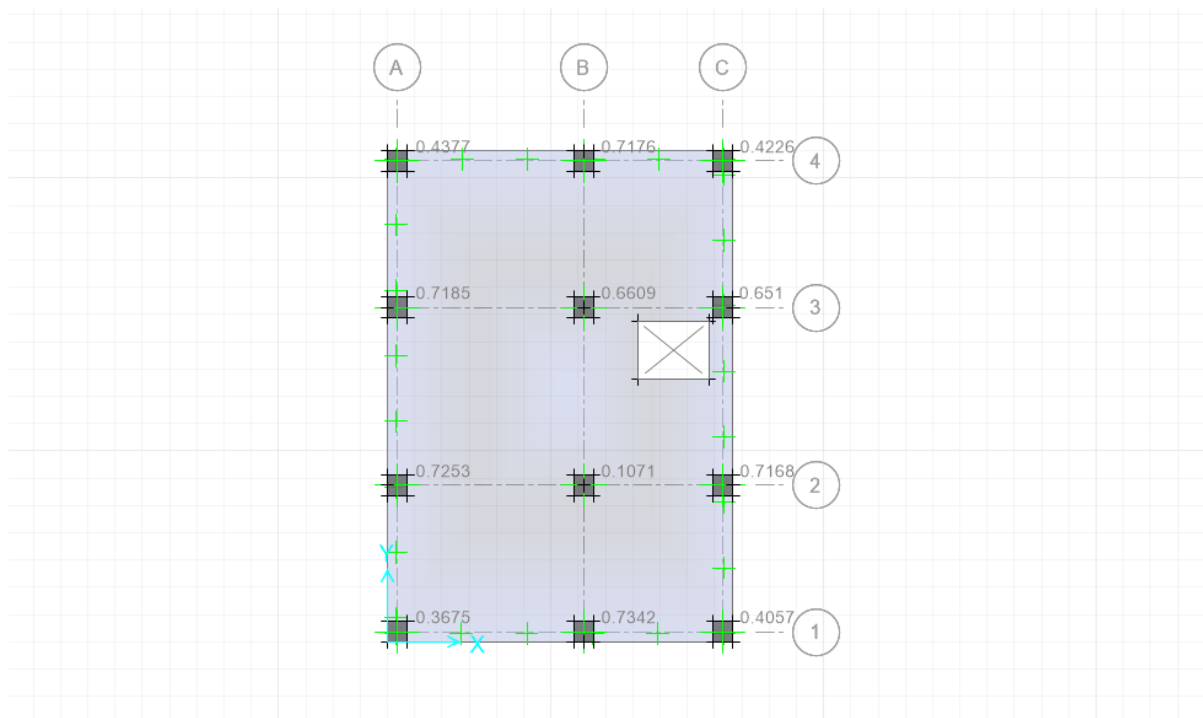


تغییر شکل پی

✓ با توجه به رنج بندی سمت راست مشاهده می شود که تغییر شکل پی مناسب می باشد.



فشار زیر خاک



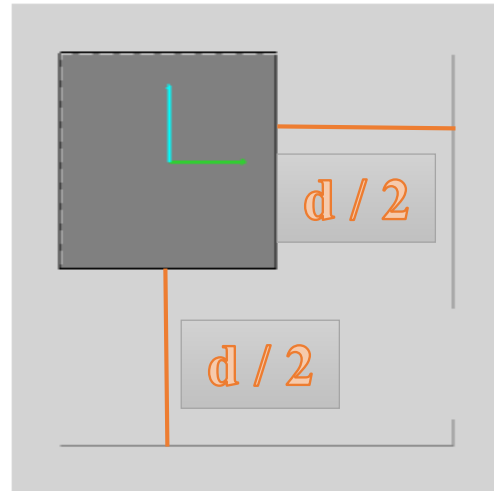
برش پانچ

✓ مشاهده می شود که نسبت برش پانچ برای تمامی ستون ها پاسخگو می باشد که در ادامه کنترل نتایج نرم افزار و مقایسه آن با طراحی دستی خواهیم آورد.

ACI 318-14 Punching Shear Check & Design

Column Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 0.9 m
 Eff. Punching Perimeter = 1.715908 m
 Cover = 0.097 m
 Conc. Comp. Strength = 25000000 kgf/m²
 Reinforcement Ratio = 0.0000
 Section Inertia I₂₂ = 0.228925 m⁴
 Section Inertia I₃₃ = 0.229733 m⁴
 Section Inertia I₂₃ = 0 m⁴
 Gamma_{v2} = 0.4
 Gamma_{v3} = 0.4
 Moment Mu₂ = -10420.08 kgf-m
 Moment Mu₃ = -48637.49 kgf-m
 Shear Force = 39680.51 kgf
 Unbalanced Moment Mu₂ = -4168.03 kgf-m
 Unbalanced Moment Mu₃ = -19455 kgf-m
 Max Design Shear Stress = 55055.13 kgf/m²
 Conc. Shear Stress Capacity = 125773.87 kgf/m²
 Punching Shear Ratio = 0.44



Column Punching Perimeter

موقعیت ستون: گوشه

محاسبه عمق موثر:

$$d = h - \text{cover} = 55 - 7.5 = 47.5 \text{ Cm}$$

محیط پانچ:

$$b_0 = \frac{d}{2} + \frac{d}{2} = \frac{47.5}{2} + \frac{47.5}{2} = 47.5 \text{ Cm}$$

$$\beta_c = \frac{\text{بعد بزرگ ستون}}{\text{بعد کوچک ستون}} = \frac{55}{55} = 1.0$$

$$\alpha_s = 10 \quad \text{برای ستونهای گوشه}$$

$$\phi_c = 0.75$$

$$V_c = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \phi_c \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) 0.265 \sqrt{f_c} = 0.75 \times \left(2 + \frac{4}{1.0} \right) \times 0.265 \times \sqrt{250} = 18.85 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \phi_c \left(2 + \frac{\alpha_s d}{\beta_0} \right) 0.265 \sqrt{f_c} = 0.75 \times \left(2 + \frac{10 \times 47.5}{47.5} \right) 0.265 \sqrt{250} = 37.71 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \phi_c (4) 0.265 \sqrt{f_c} = 0.75 \times (4) \times 0.265 \times \sqrt{250} = 12.57 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{array} \right.$$

$$V_u = 5.50 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Critical Ratio} = \frac{V_u}{V_c} = \frac{5.50}{12.57} = 0.43$$

✓ مشاهده می‌شود که نتایج نرم افزار با نتایج طراحی دستی تقریباً یکسان بوده و اختلاف 0.01 در آنها بخاطر گرد کردن اعداد می‌باشد.



[@civilsayman_ir](https://www.instagram.com/civilsayman_ir)