

به نام خدا



دانشکده عمران و معماری

پروژه سازه های بتن آرمه

استاد راهنما:

آقای دکتر مرتضی قلی خانی

دانشجو:

محمد رستمی

۹۰۱۲۱۰۹۰۲۴

ترم دوم ۹۳-۹۴

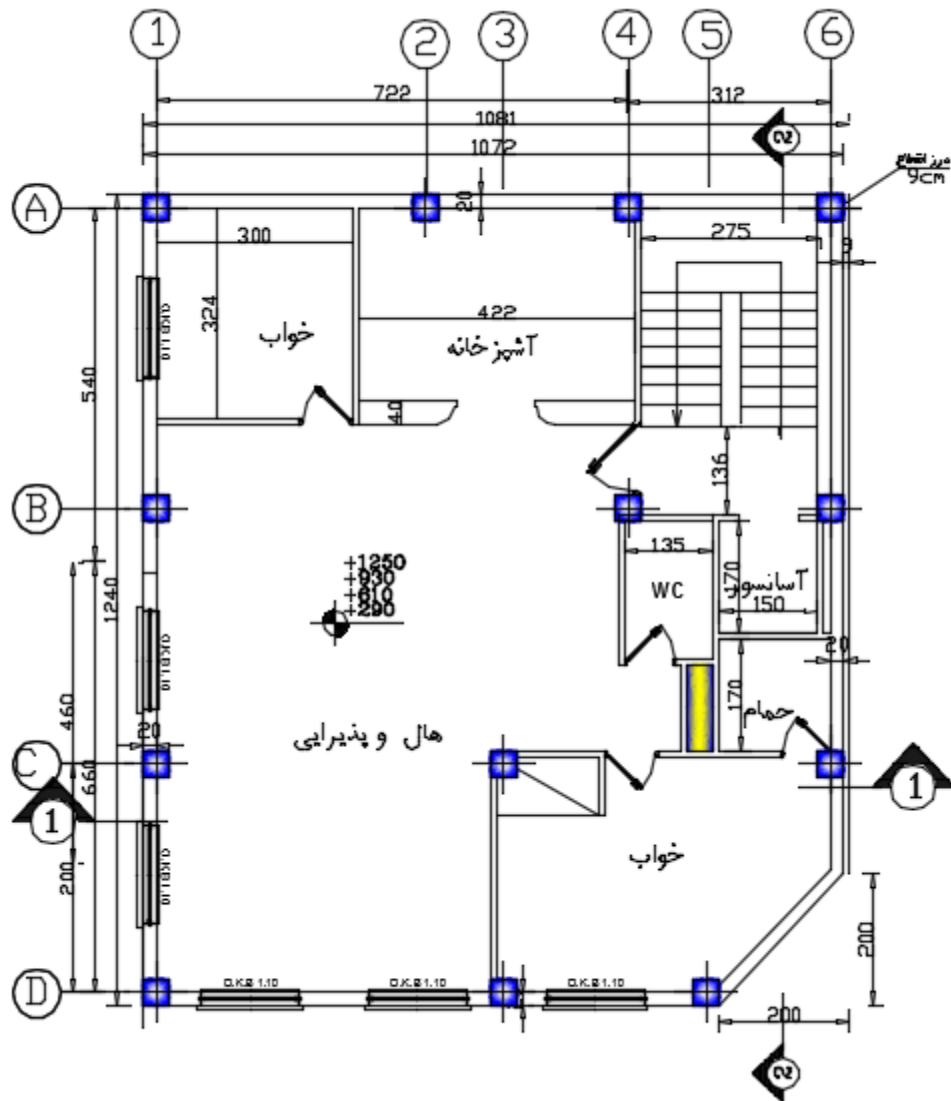
فهرست مطالب

۱. مقدمه:	۵
۱-۱. مشخصات معماری:	۶
۲-۱. مشخصات سازه ای:	۶
۳-۱. ضوابط و آیین نامه های طراحی:	۶
۲. انتخاب دیتایل های اجرایی و محاسبات بار مرده:	۷
۱-۲. محاسبه بار مرده تیرچه بلوک:	۷
۲-۲. محاسبه بار مرده تیرچه بلوک بام:	۸
3-2. محاسبه بار مرده دیوار داخلی ۱۰ سانتی:	۸
۴-۲. محاسبه ی بار مرده دیوار ۲۰ سانتی بدون نما:	۹
۵-۲. محاسبه بار مرده دیوار ۲۰ سانتی با نما:	۱۰
۶-۲. محاسبه ی بار مرده دیوار جانپناه:	۱۱
۷-۲. بار گذاری راه پله:	۱۲
۸-۲. بار مرده دال بتنی:	۱۳
۹-۲. دیوار برشی نمادار:	۱۳
۳. بار زنده:	۱۴
۴. محاسبه ی بار معادل تیغه بندی:	۱۴
۵. بارگذاری مرده و زنده قابها:	۱۵
۶. انتخاب مقاطع اولیه برای اعضا:	۱۸
۷. بار برف:	۲۱
۸. محاسبه وزن اسکلت:	۲۳
۹. بار گذاری خرپشته:	۲۴
۱۰. محاسبه ی وزن طبقات:	۲۶
۱۱. مرکز جرم:	۲۷

۱۲. محاسبه نیروی زلزله: ۳۰
۱۳. توزیع نیروی زلزله در طبقات: ۳۳
۱۴. مرکز سختی: ۳۴
- ۱-۱۴. سختی ستون های قاب ها : ۳۴
- ۲-۱۴. محاسبات سختی ستون های سایر قاب ها مطابق جداول زیر است: ۳۶
- ۳-۱۴. محاسبه سختی دیوار های برشی: ۴۰
- ۴-۱۴. محاسبه مرکز سختی: ۴۲
۱۵. بار گذاری باد : ۴۳
۱۶. مقایسه برش پایه برای بار باد و زلزله و انتخاب نیروی حاکم: ۴۷
۱۷. کنترل لغزش و واژگونی: ۴۷
۱۸. مقایسه مرکز جرم و مرکز سختی با مقادیر محاسبه شده دستی: ۴۹
۱۹. کنترل تغییر مکان پی-دلتا: ۵۱
۲۰. طراحی پی: ۵۱
- 1-20. کنترل تنش زیر پی و مقایسه آن با مقدار مجاز در SAFE ۵۱
- ۲-۲۰. کنترل برش پانچ: ۵۴
- ۳-۲۰. طراحی ابعاد و آرماتور با در نظر گرفتن UPLIFT: ۵۸
- ۴-۲۰. محاسبه آرماتور های برشی پی: ۶۲
۲۱. طراحی تیرچه بلوک: ۶۳
۲۲. آرماتور گذاری و مهار وصله تیر: ۶۵
۲۳. تعیین و کنترل آرماتور برشی در تیرها: ۶۹
۲۴. مقایسه با نرم افزار: ۷۱
۲۵. آرماتور گذاری و مهار وصله ستون: ۷۲
۲۶. طراحی و کنترل آرماتور برشی (خاموت) در ستون ها: ۷۴
۲۷. طراحی دستی تیر: ۷۶

- ۸۲..... 28. طراحی دستی ستون:
- ۸۸..... ۲۹. طراحی دیوار برشی:
- ۹۲..... ۳۰. طراحی دال:
- ۱۰۰..... ۳۱. تغییر مکان جانبی ساختمان:
- ۱۱۶..... ۳۲. رسم نقشه های اجرایی:
- ۱۱۶..... ۱-۳۲. پلان معماری:
- ۱۱۸..... ۲-۳۲. پلان موقعیت:
- ۱۱۹..... ۳-۳۲. برشها:
- ۱۲۱..... ۴-۳۲. نقشه فونداسیون و جزییات آن با شمع ها:
- ۱۲۳..... ۵-۳۲. پلان ستون گذاری:
- ۱۲۴..... ۶-۳۲. پلان تیر ریزی:
- ۱۲۷..... ۷-۳۲. نقشه دیوار برشی:
- ۱۲۸..... ۸-۳۲. رسم نقشه تیرچه:
- ۱۲۹..... 9-32. رسم جزییات یک ستون:
- ۱۳۰..... 10-32. رسم جزییات تیر: تیر A-1-2.

١. مقدمه:



۱-۱. مشخصات معماری:

ساختمانی با کاربری مسکونی و تجاری در شهر همدان به مساحت ۲۵۷ متر مربع با توجه به تعریضی که انجام شده مساحت مفید به ۱۸۵ متر مربع رسیده است با توجه به ۶۰ درصد تراکم در این منطقه مساحت زیربنا ۱۳۱ متر مربع است. این ساختمان دارای هفت طبقه است که سقف اول پارکینگ به ارتفاع ۲٫۸ و سقف دوم و سوم تجاری به ارتفاع ۴ متر است و بقیه سقف ها مسکونی است.

۱-۲. مشخصات سازه ای:

سیستم سازه ای این ساختمان در راستای X قاب خمشی و در راستای Y دیوار برشی است. سقف اول و دوم و سوم دال بتنی و بقیه سقف ها تیرچه بلوک است. سازه در شهر همدان ساخته شده است و کاربری آن مسکونی و تجاری است و خاک بستر سازه از نوع شماره ۳ می باشد و شکل پذیری سازه از نوع متوسط است.

۱-۳. ضوابط و آیین نامه های طراحی:

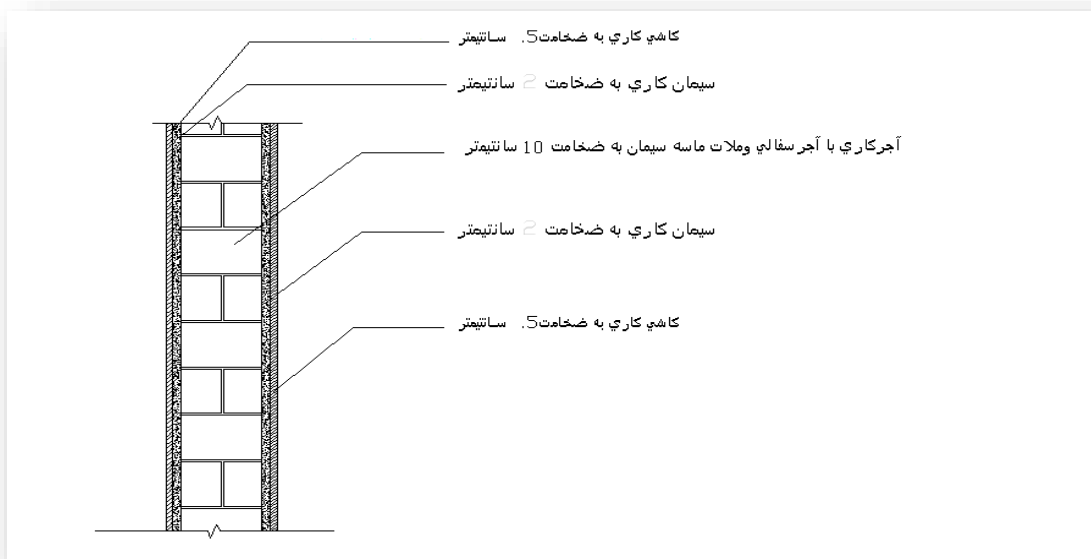
ضوابطی که برای بارگذاری و بحث نیروهای جانبی مورد استفاده قرار گرفته است بنا به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ و آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ۲۸۰۰ ویرایش ۴ می باشد. همچنین برای طراحی المان های سازه ای از مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲ استفاده شده است.

۲-۲. محاسبه بار مرده تیرچه بلوک بام:

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
سرامیک	۰,۰۲	۲۱۰۰	۴۲
ملات ماسه سیمان	۰,۰۲۵	۲۱۰۰	۵۲,۵
بتن سبک با پوکه معدنی	۰,۰۵	۱۳۰۰	۶۵
بلوک سفالی	۱۰ عدد	۸	۸۰
اندود گچ و خاک	۰,۰۲	۱۶۰۰	۳۲
اندود گچ سفید	۰,۰۱۵	۱۳۰۰	۱۹,۵
ایزوگام	۱۵	۱۵

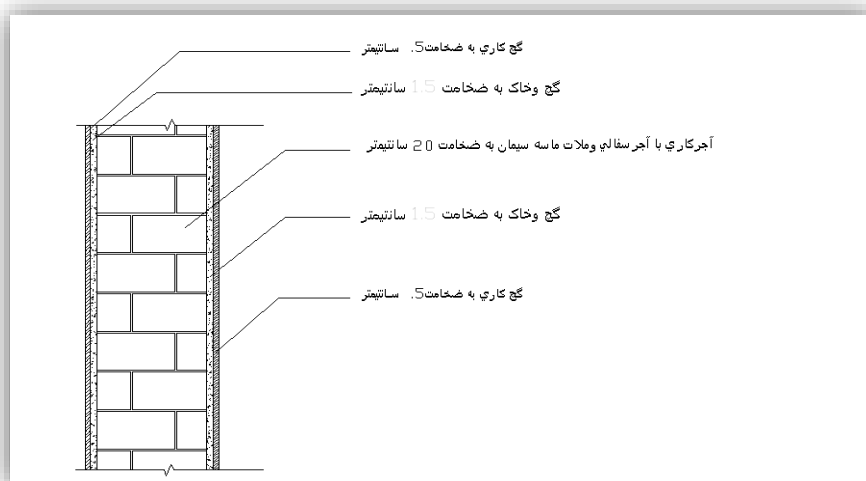
$$\sum \cong 329 \text{ kg} / \text{m}^2$$

۲-۳. محاسبه بار مرده دیوار داخلی ۱۰ سانتی:



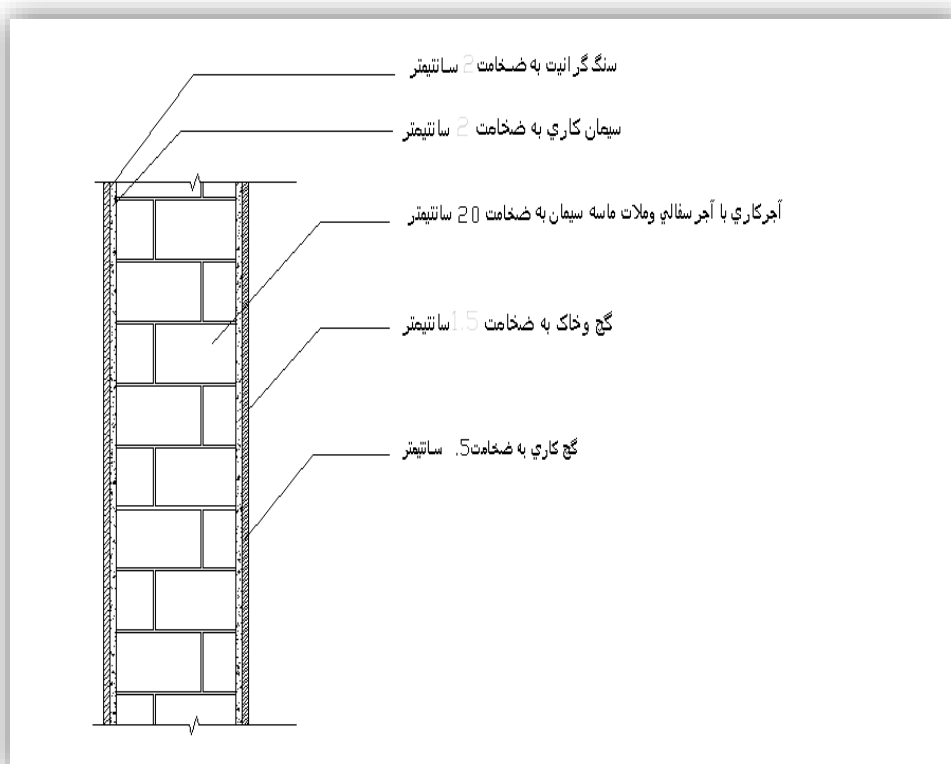
نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
آجر مجوف	۰,۱	۸۵۰	۸۵
ملات گچ و خاک	۰,۰۴	۱۶۰۰	۶۴
اندود گچ سفید	۰,۰۳	۱۳۰۰	۳۹
$\sum \cong 188 \text{ kg} / \text{m}^2$			

۲-۴. محاسبه ی بار مرده دیوار ۲۰ سانتی بدون نما:



نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
آجر مجوف	۰,۱۵	۸۵۰	۱۲۷,۵
ملات گچ و خاک	۰,۰۲	۱۶۰۰	۳۲
اندود گچ سفید	۰,۰۱	۱۳۰۰	۱۳
ملات ماسه و سیمان	۰,۰۳	۲۱۰۰	۶۳
$\sum \cong 222.5 \text{ kg} / \text{m}^2$			

۲-۵. محاسبه بار مرده دیوار ۲۰ سانتی با نما:

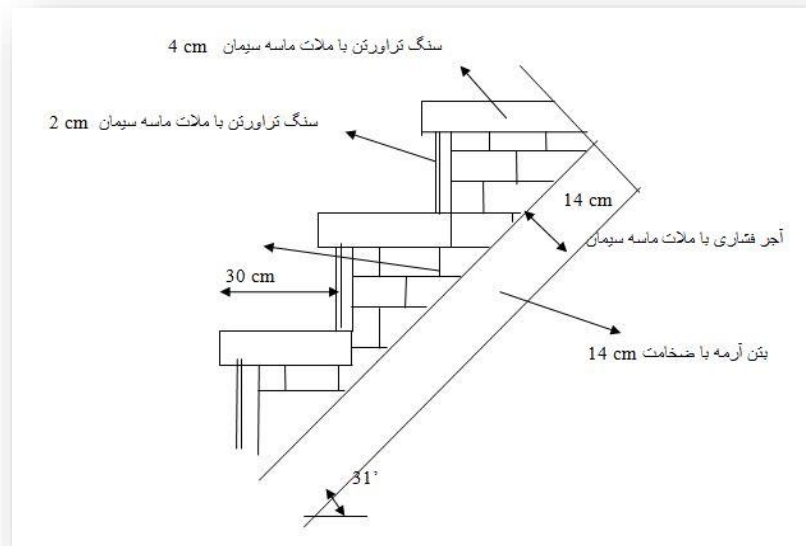


نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
سنگ گرانیت	۰,۰۲	۲۸۰۰	۵۶
آجر مجوف	۰,۱۴	۸۵۰	۱۱۹
ملات گچ و خاک	۰,۰۲	۱۶۰۰	۳۲
اندود گچ سفید	۰,۰۱۵	۱۳۰۰	۱۹,۵
ملات ماسه و سیمان	۰,۰۲	۲۱۰۰	۴۲
$\sum \cong 278.5 \text{ kg/m}^2$			

۲-۶. محاسبه ی بار مرده دیوار جانپناه:

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
سنگ گرانیت	۰,۰۲	۲۸۰۰	۵۶
آجر مجوف	۰,۱۵	۸۵۰	۱۲۲,۵
اندود لیسسه ای	۰,۰۲	۱۳۰۰	۴۲
ملات ماسه و سیمان	۰,۰۲	۲۱۰۰	۴۲
$\sum \cong 267.5 \text{ kg/m}^2$			

۲-۷. بار گذاری راه پله:



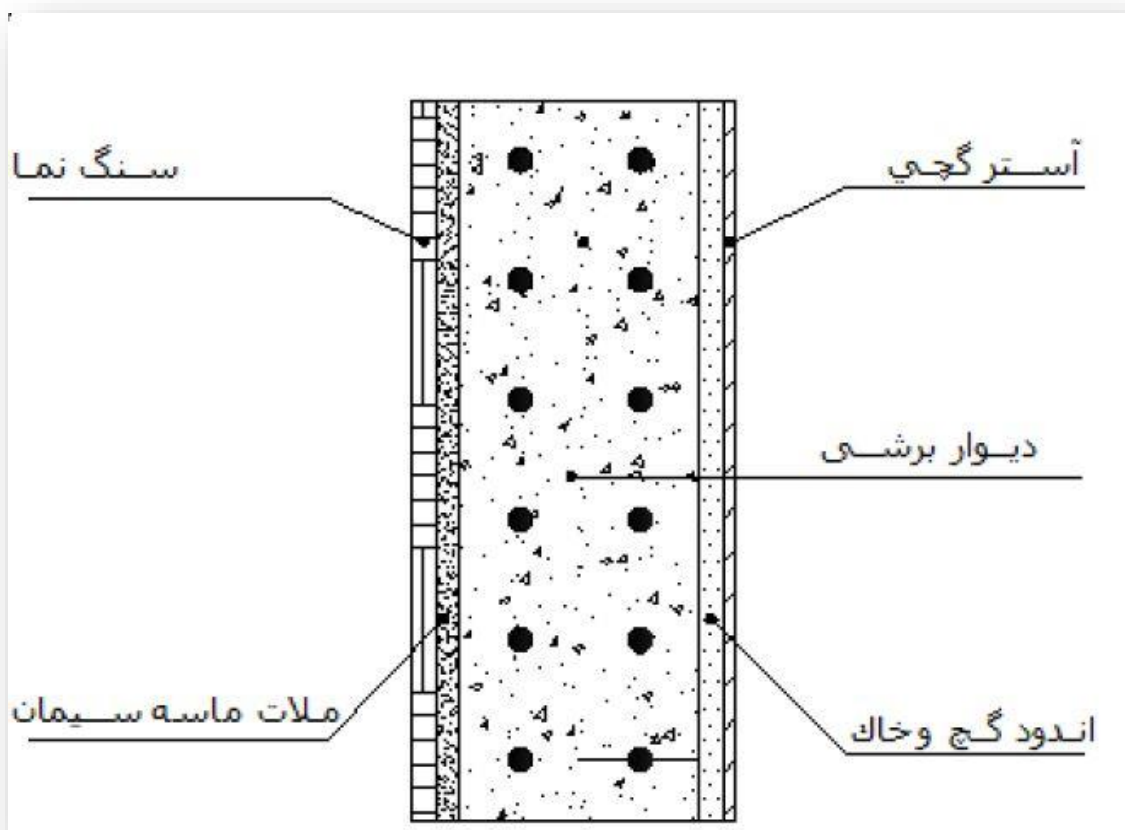
شماره	نوع مصالح مصرفی	حجم مصالح در یک متر مربع (m^3)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
1	گرانیت کف پله	$1 \times 3 \times 0,33 \times 0,03$	۲۵۰۰	75
2	گرانیت پیشانی پله	$1 \times 3 \times 0,15 \times 0,015$	۲۵۰۰	17
3	آجر کاری زیر کف پله	$1 \times 3 \times (0,5 \times 0,15 \times 0,285)$	۱۸۵۰	119
4	ملات رگلاژ	$1,17 \times 0,05$	۲۱۰۰	123
5	بتن دال	$1,17 \times 0,15$	۲۵۰۰	439
6	اندود گچ و خاک	$1,17 \times 0,02$	۱۶۰۰	38
7	اندود سفید کاری	$1,17 \times 0,01$	۱۳۰۰	15

شدت بار مجموع
570
(kg/m²)

۲-۸. بار مرده دال بتنی:

نوع مصالح	وزن مخصوص	ضخامت	شدت بار
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰,۰۳	۶۳
بتن آرمه	۲۵۰۰	۰,۲	۵۰۰
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰,۰۲۵	۴۰
سفید کاری با ملات گچ	۱۳۰۰	۰,۰۰۵	۶,۵
$\sum \cong 190 \text{ kg/m}^2$			

۲-۹. دیوار برشی نمادار:



نوع مصالح	وزن مخصوص	ضخامت	شدت بار
سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۰,۰۲۵	۶۰
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰,۰۴	۸۴
بتن آرمه	۲۵۰۰	۰,۲	۵۰۰
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰,۰۲۵	۴۰
سفید کاری با ملات گچ	۱۳۰۰	۰,۰۰۵	۶,۵
$\sum \cong 690.5 \text{ kg/m}^2$			

۳. بار زنده:

راه پله مسکونی	راه پله تجاری	پارکینگ	تجاری	مسکونی	بام
۵۰۰	۴۵۰	۳۰۰	۲۵۰	۲۰۰	۱۵۰
بار زنده					

۴. محاسبه ی بار معادل تیغه بندی:

طبقه	طول پارتیشن	ارتفاع پارتیشن	مساحت
پارکینگ	۸,۲	۲,۴	۱۲۸
تجاری (۲و۱)	۲۵,۲۵	۳,۷	۱۳۱
مسکونی	۲۶,۲۵	۲,۷	۱۳۱

$$\text{وزن پارکینگ} = \frac{2.4 * 8.2 * 188}{128} = 28.9 \cong 30 \text{ kgf/m}^2$$

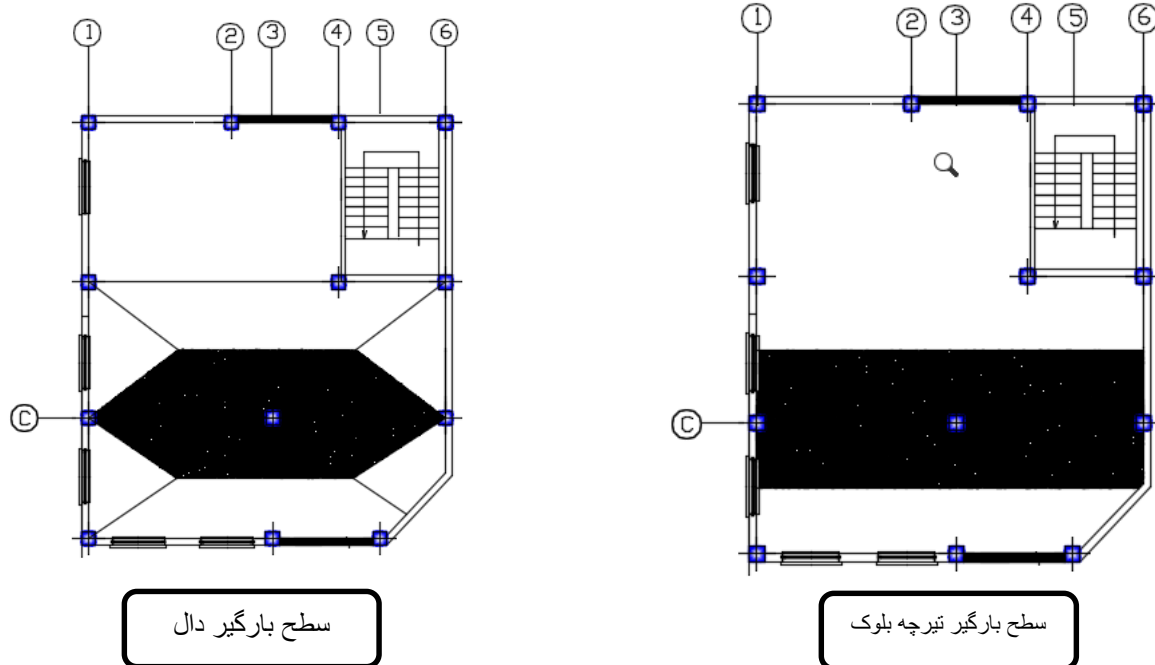
$$\text{وزن تجاری} = \frac{3.7 * 25.25 * 188}{131} = 134 \cong 135 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{وزن مسکونی} = \frac{2.7 * 26.25 * 188}{131} = 101.7 \cong 102 \text{ kgf/m}^2$$

مطابق مبحث ششم حداقل مقدار بار معادل تیغه ها برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است با توجه به این بند مقدار بار معادل پارکینگ برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می شود و همچنین مقدار مسکونی ۱۰۲ کیلوگرم بر متر مربع می شود.

۵. بارگذاری مرده و زنده قابها:

بارگذاری مرده و زنده قاب C:



برای قسمت مشخص شده بار مرده و زنده محاسبه می کنیم. برای مثال بار یک قسمت قاب را محاسبه می کنیم.

قالب ۱-۶:

بار زنده	بار تیر	بار تیغه	بار مرده سقف	طبقه
۱۱۴۰۰	۲۳۱۵,۵	۱۱۴۰	۲۳۱۸۰	پارکینگ
۹۵۰۰	۲۳۱۵,۵	۴۹۴۰	۲۳۱۸۰	اول
۹۵۰۰	۲۳۱۵,۵	۴۹۴۰	۲۳۱۸۰	دوم
۵۶۰۰	۲۳۱۵,۵	۲۸۵۶	۱۴۱۴۰	سوم
۵۶۰۰	۲۳۱۵,۵	۲۸۵۶	۱۴۱۴۰	چهارم
۵۶۰۰	۲۳۱۵,۵	۲۸۵۶	۱۴۱۴۰	پنجم
۴۲۰۰	۲۳۱۵,۵	۲۸۵۶	۱۵۹۶۰	ششم

DL=21131.5KG LL=4200KG		
DL=19311.5KG	LL=5600KG	ST6
DL=19311.5KG	LL=5600KG	ST5
DL=19311.5KG	LL=5600KG	ST4
DL=30435KG	LL=9500KG	ST3
DL=30435.5KG	LL=9500KG	ST2
DL=26635.5KG	LL=11400KG	ST1
		PARKING

۶. انتخاب مقاطع اولیه برای اعضا:

$$\frac{b_w h_b^3}{L_n h_s^3} \geq 2 \quad (h_s = \text{دال ضخامت})$$

با توجه به اینکه عرض تیرها (b_w) معمولاً ۰٫۵ تا ۰٫۷۵ ارتفاع تیرها h_b می باشد و L_n بزرگترین دهانه است. با توجه به این روابط نتایج زیر بدست می آید.

$$b_w = 0.75 h_b$$

$$\frac{0.75 h_b h_b^3}{8000 * 150^3} = 2$$

$$h_b = 518mm \rightarrow b_w = 388.5mm$$

با توجه به نکات اجرایی ابعاد تیر به صورت زیر انتخاب می شود:

$$h_b = 550mm \quad b_w = 400mm$$

برای تخمین ابعاد اولیه ستون مربع می توان از رابطه تقریبی زیر استفاده کرد:

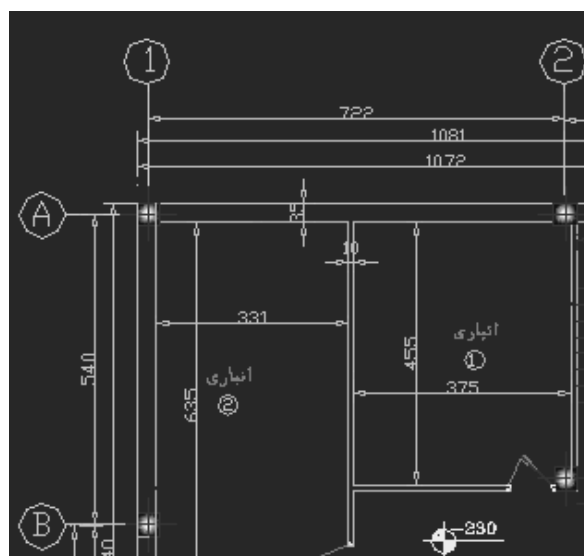
$$\text{ابعاد ستون مربع} = 200 + 50N \left(\frac{A}{25}\right)^{\frac{1}{3}} \geq 350mm$$

$$N = \text{تعداد کف های بالای ستون مورد نظر}$$

$$A = \text{سطح بارگیر ستون در یک طبقه بر حسب متر مربع}$$

رابطه فوق یک رابطه آماری بوده و برحسب ارتفاع و سطح بارگیر ستون باید قدری تعدیل گردد و اندازه بدست آمده لازم است به نزدیکترین و بزرگترین ضریب ۵۰ گرد گردد.

با بالا رفتن در طبقات عدد **N** کاهش می یابد که باعث کاهش ابعاد ستونها می گردد. ولی کاهش ابعاد ستونها در هر طبقه هم از نظر مقدار ناچیز است و هم از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نخواهد بود زیرا هزینه های زیادی از نظر تعویض قالبها و نیز سختی اجرا خواهیم داشت. از طرف دیگر ادامه دادن ابعاد ستونها با ابعاد اولیه (ابعاد بدست آمده برای پارکینگ) مناسب نیز می باشد، لذا برای حالت بهینه در طبقه سوم یک تغییر ابعاد انجام می دهیم.



ابعاد ستون برای طبقه ۱ و ۲:

$$A - 1 = 200 + 50 * 8 * \left(\frac{2.9 * 3.81}{25} \right)^{1/3} = 504.7mm > 350mm \text{ ok گوجه}$$

$$A - 2 = 200 + 50 * 8 * \left(\frac{2.9 * 6.24}{25} \right)^{1/3} = 559.2mm > 350mm \text{ ok کناری}$$

$$B - 1 = 200 + 50 * 8 * \left(\frac{5.8 * 3.6}{25} \right)^{1/3} = 576.5mm > 350mm \text{ ok کناری}$$

$$B - 2 = 200 + 50 * 8 * \left(\frac{6.24 * 4.3}{25} \right)^{1/3} = 609.5mm > 350mm \text{ ok میانی}$$

ابعاد ستون برای طبقه سوم:

$$A - 1 = 200 + 50 * 5 * \left(\frac{2.9 * 3.81}{25} \right)^{1/3} = 390.5mm > 350mm \text{ ok گوشه}$$

$$A - 2 = 200 + 50 * 5 * \left(\frac{2.9 * 6.24}{25} \right)^{1/3} = 424.5mm > 350mm \text{ ok کناری}$$

$$B - 1 = 200 + 50 * 5 * \left(\frac{5.8 * 3.6}{25} \right)^{1/3} = 435.4mm > 350mm \text{ ok کناری}$$

$$B - 2 = 200 + 50 * 5 * \left(\frac{6.24 * 4.3}{25} \right)^{1/3} = 455.9mm > 350mm \text{ ok میانی}$$

برای کاهش حجم محاسبات انداز ستون ها تقریبی در نظر می گیریم:

طبقه ۶ و ۷	طبقات ۳ و ۴	طبقه ۱ و ۲	ستون
40*40	50*50	۶۰*۶۰	

۷. بار برف:

همدان در منطقه ۴ قرار دارد. $P_g = 150 \text{ kgf/m}^2$

۲	نهادند	۱۱۴	۴	فیروز کوه	۸۴
۲	نهبندان	۱۱۵	۲	قائن	۸۵
۴	نیشابور	۱۱۶	۴	قراخیل	۸۶
۴	همدان	۱۱۷	۴	قروه	۸۷
۴	همدان نوژه	۱۱۸	۴	قزوین	۸۸

۰/۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)

۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۲- برف کم

۱ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۳- برف متوسط

۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۴- برف زیاد

۲ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۵- برف سنگین

۳ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۶- برف فوق سنگین

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g$$

با توجه به جدول ۳-۷-۶ مقدار ضریب اهمیت ساختمان I_s برابر ۱ است.

ضریب برف گیر C_e :

$$h_b = P_r / \gamma \rightarrow \gamma = 0.43 P_g + 2.2 = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845 \text{ kN/m}^3$$

$$P_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 150 = 105 \text{ kgf/m}^2 = 1.05 \text{ kN/m}^3$$

$$h_b = \frac{1.05}{2.845} = 0.396$$

با توجه به اینکه ارتفاع جانپناه ۹۰ سانتی متر است و ارتفاع برف حدود ۴۰ سانتی متر است لذا این بام نمی تواند در گروه بام های برف ریز قرار بگیرد در نتیجه می توانیم این بام را نیمه برف گیر تلقی کنیم.

ساختمان های شهری جزو گروه ناهمواری های زیاد تلقی میشود. ($C_e = 1$)

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۲
متوسط	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
کم	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

ضریب شرایط دمایی = ۱: این ساختمان شامل مورد اول می شود

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

۱/۰	تمام ساختمان‌های به جز موارد زیر
۱/۱	سازه‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.
۱/۲	سازه‌های با زیر بام باز و سازه‌های بدون گرمایش
۱/۳	سازه‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می‌شود

ضریب شیب $C_S=1$

$$P_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 150 = 105 \text{ kgf/m}^2$$

محاسبه حداقل مقدار بار برف:

$$P_g > 100 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow P_m = 100 \times I_s = 100 \text{ kgf/m}^2$$

مقدار فوق از مقدار بار برف کمتر بوده پس همان بار برف ملاک کار است.

۸. محاسبه وزن اسکلت:

حدسیات به کار برده شده:

مقطع	دهانه تیر
۴۰*۲۵	کمتر از شش متر
۴۵*۳۰	بیشتر از شش متر

برای تیرهای به ارتفاع ۳۰ و ۲۵ سانتی متر یک ضریب اصلاح زده میشود:

$$R(30) = 1 - \frac{1}{10 * 0.3} = 0.67$$

$$R(25) = 1 - \frac{1}{10 * 0.25} = 0.6$$

وزن واحد سطح اسکلت (با اصلاح تیرها) به صورت زیر است:

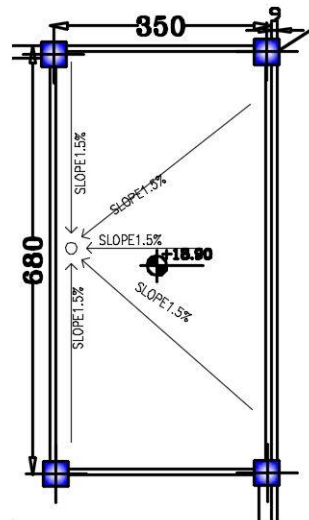
$$(0.6 \times 36.32 + 0.67 \times 33.69) \times 2500 = 110910.75 \text{ floor 1,2}$$

$$(0.6 \times 43.8 + 0.67 \times 19.97) \times 2500 = 99149.75 \text{ floor 3,4,5,6,7}$$

$$\frac{110910.75}{131} = 846.65 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{99149.75}{131} = 756.87 \text{ Kg/m}^2$$

۹. بار گذاری خرپشته:



وزن اسکلت:

$$\{(0.4 \times 0.4) + 2 \times (0.45 \times 0.45) + 0.5 \times 0.5\} 2.5 \times 2500 = 5093.75 \text{ Columns}$$

$$(2 \times 0.3 \times 0.45 \times 0.6 + 2 \times 0.25 \times 0.4 \times 0.67) 20.6 \times 2500 = 15244 \text{ Beams}$$

$$5093.75 + 15244 = 20337.55 \text{ Total}$$

وزن سقف مرده:

$$3.5 \times 6.8 \times 570 = 13566 \text{ Kg}$$

وزن بار زنده:

$$3.5 \times 6.8 \times 150 = 3570$$

بار دیوار جانبی روی بام:

$$2.7 \times 240 = 648 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

کل بار مرده در خرپشته = ۳۴۵۵۱٫۵۵

بار مرده و زنده به طور مساوی در روی ستون ها وارد می شود. بار مرده و زنده هر ستون طبق جدول زیر است:

بار مرده	بار زنده
۸۶۳۷٫۸۸	۸۹۲٫۵

ستون

بار خرپشته به طور کامل روی طبقه بام قرار می گیرد.

۱۰. محاسبه ی وزن طبقات:

مطابق این نامه ۲۸۰۰ وزن ساختمان مسکونی و اداری از روی کل بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده است.

وزن مرده هر طبقه شامل وزن سقف، دیوار جانبی، پارتیشن و اسکلت سازه است.

طبقه	ارتفاع سازه	ارتفاع تیر	ارتفاع ستون خالص
بام	3.2	0.40	2.8
پنجم	3.2	0.40	2.8
چهارم	3.2	0.40	2.8
سوم	3.2	0.40	2.8
دوم	4	0.40	3.6
اول	4	0.40	3.6
پارکینگ	۲,۷	0.45	2.25

وزن ساختمان برابر است:

وزن = (۲۰٪) (بار زنده طبقه) (مساحت طبقه) + (بار پارتیشن) (مساحت) + (بار مرده دیوار جانبی) (ارتفاع) (طول) +

(بار مرده سقف) (مساحت) + (تعداد ستون) (ابعاد ستون مقطع) (چگالی بتن) (ارتفاع ستون) + (متراژ طول تیرها) (سطح مقطع) (چگالی بتن) + بار دیوار برشی

وزن ساختمان در فایل الحاقی اکسل انجام شده به دلیل اینکه ستون ها بسیار زیاد است قابلیت نمایش ندارد

وزن ساختمان به تن برابر است با: ۱۲۵۳,۶۲۳۲

۱۱. مرکز جرم:

مرکز جرم هر طبقه نقطه ای است که نیروهای جانبی طبقه در آن اثر می کند و این نقطه منطبق بر محل اثر برآیند بارهای قائم آن طبقه می باشد. اگر شدت بارهای وارد بر یک طبقه از ساختمان یکنواخت باشد، معمولاً مرکز جرم بر مرکز سطح منطبق می گردد، در غیر این صورت برای محاسبه مرکز جرم، بعد از تقسیم سطح به سطوحی که شدت بار قائم در آنها یکنواخت است، نسبت به محور X و Y گشتاور استاتیک می گیریم و مختصات مرکز جرم از روابط زیر حاصل می گردد:

$$X_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot x_{CMi})}{\sum W_i}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot y_{CMi})}{\sum W_i}$$

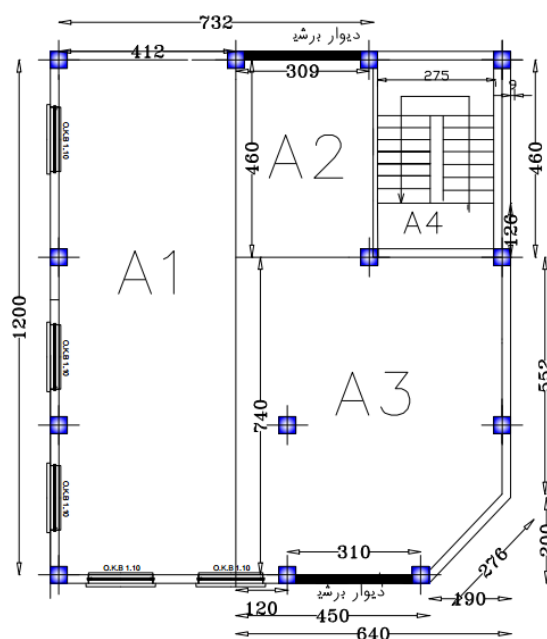
که در روابط فوق:

(X_{CM}, Y_{CM}) : مختصات مرکز ثقل می باشد.

W_i : وزن طبقه i می باشد.

x_{CMi} : فاصله مرکز سطح مورد نظر از محور Y می باشد.

y_{CMi} : فاصله مرکز سطح مورد نظر از محور X می باشد.



در ابتدا ساختمان طوری تقسیم بندی میکنیم که اشکال یک دست در ساختمان ایجاد شود سپس مرکز جرم هر قطعه را نسبت به یک نقطه در قطعه بدست آورده سپس با توجه به فاصله های بدست آمده (مرکز جرم هر قطعه) مرکز جرم کل طبقه بدست می آوریم.

طبقه اول

مرکز جرم هر مقطع X	وزن هر مقطع	مرکز جرم هر مقطع Y	نوع سقف	دیوار برشی	دیوار جانبی بدون بازشو (متر)	دیوار جانبی بازشو (متر)	مساحت مقطع	مقطع
1.48	41185.88	6.48	دال	0	20.24	0	49.48	A1
5.67	15952.15	10.75	دال	2.7	0	0	14.25	A2
8.92	41752.56	3	دال	2.71	9.16	0	44.09	A3
9	17269.65	9.8	دال	0	7.32	0	13.32	A4

$$X=5,84 \quad Y=6,3$$

طبقه دوم

مرکز جرم هر مقطع X	وزن هر مقطع	مرکز جرم هر مقطع Y	نوع سقف	دیوار برشی	دیوار جانبی بدون بازشو (متر)	دیوار جانبی بازشو (متر)	مساحت مقطع	مقطع
1.587	43127.6	6.5	دال	0	8.24	12	49.48	A1
1.545	17233.26	10.84	دال	2.7	0	0	14.25	A2
8.26	44153.7	2.93	دال	2.71	9.16	0	44.09	A3
8.985	20483	9.7	دال	0	7.32	0	13.32	A4

$$X=5.64 \quad Y=6.36$$

طبقه سوم

مقطع	مساحت مقطع	دیوار جانبی بازشو دار (متر)	دیوار جانبی بدون بازشو (متر)	دیوار برشی	نوع سقف	مرکز جرم هر مقطع Y	وزن هر مقطع	مرکز جرم هر مقطع X
A1	49.48	12	8.24	0	دال	6	45318.64	1.69
A2	14.25	0	0	2.7	دال	10.77	16379.18	5.66
A3	44.09	0	9.16	2.71	دال	2.987	42427.82	8.03
A4	13.32	0	7.32	0	دال	9.7	19533.6	8.97

$$X=5.54 \quad Y=6.182$$

طبقه ۴ و ۵ و ۶

مقطع	مساحت مقطع	دیوار جانبی بازشو دار (متر)	دیوار جانبی بدون بازشو (متر)	دیوار برشی	نوع سقف	مرکز جرم هر مقطع x	وزن هر مقطع	مرکز جرم هر مقطع y
A1	49.48	12	8.24	0	تیرچه	1.69	40814.6	6
A2	14.25	0	0	2.7	تیرچه	5.66	14028.85	10.82
A3	44.09	0	9.16	2.71	تیرچه	8.04	36072.49	2.95
A4	13.32	0	7.32	0	تیرچه	8.95	18584.2	9.69

$$X=5.52 \quad Y=6.24$$

طبقه هفتم

مقطع	مساحت مقطع	دیوار جانبی بازشو دار (متر)	دیوار جانبی بدون بازشو (متر)	دیوار برشی	نوع سقف	مرکز جرم هر مقطع x	وزن هر مقطع	مرکز جرم هر مقطع y
A1	49.48	12	8.24	0	تیرچه	1.6 ^۸	40814.6	۶,۱
A2	14.25	0	0	2.7	تیرچه	5.6 ^۴	14028.85	10.8 ^۴
A3	44.09	0	9.16	2.71	تیرچه	8.0 ^۲	36072.49	2.95
A4	13.32	0	7.32	0	تیرچه	8.9 ^۴	18584.2	9.6 ^۷

$$X=5.5۰ \quad Y=6.۲۱$$

۱۲. محاسبه نیروی زلزله:

$$C = \frac{A \cdot B \cdot I}{R}$$

برای محور y: قاب خمشی

طبق بند ۲-۲ A=0.3

$$T = 0.05H^{0.9} = 0.05 * 23.5^{0.9} = 0.856$$

طبق جدول ۲-۲ خاک تیپ ۳

$$B = B_1 \times N$$

$$T = 0.856 > T_S = 0.7$$

$$B_1 = \frac{(S+1)T_S}{T} = 2.25$$

طبق بند ۲-۳-۲ الف

$$T_S < T < 4 SEC$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = 1.018$$

$$B = 2.25 * 1.018 = 2.29$$

طبق بند ۴-۳-۳ ساختمان مسکونی جزو گروه ۳ است پس مقدار $1 = 1$ است.

بدست آوردن ضریب رفتار ساختمان R

طبق جدول ۴-۳ $R_u = 6$

$$C = \frac{A.B.I}{R} \quad C_Y = 0.114$$

برش پایه:

$$V_u = CW > 0.12AIW$$

$$Y: 0.137 \times 1094.159 = 149.899 > 39.389 \text{ OK}$$

وزن خالص لرزه ای W

برای محور X: دیوار برشی

$$T = 0.05H^{0.75} = 0.05 * 23.5^{0.75} = 0.533$$

طبق جدول ۲-۲ خاک تیپ ۳

$$B = B_1 \times N$$

$$T_0 = 0.15 < T = 0.533 < T_s = 0.7$$

$$B_1 = S + 1 = 2.75$$

طبق بند ۲-۳-۲ الف

$$T < T_s$$

$$N = 1$$

$$B = 2.75 \times 1 = 2.75$$

طبق بند ۳-۳-۴ ساختمان مسکونی جزو گروه ۳ است پس مقدار $\lambda = 1$ است.

بدست آوردن ضریب رفتار ساختمان R

طبق جدول ۳-۴ $R_u = 6$

$$C = \frac{A \cdot B \cdot I}{R}$$

$$C_x = 0.137$$

برش پایه:

$$V_u = CW > 0.12AIW$$

$$X: 0.206 \times 1094.159 = 225.396 > 39.389 \text{ OK}$$

محاسبه ی طیف طرح استاندارد:

$$S_a = \frac{ABIg}{R}$$

$$S_{ax} = 0.27 \quad S_{ay} = 0.42$$

$$B = 1 + S(T/T_0) \quad 0 < T < T_0$$

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

$$B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T > T_s$$

T	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.00	1.25
B	1	1.583	2.166	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.51	2.16	1.86
T	1.5	1.75	2	2.25	3							
B	1.65	1.49	1.36	1.26	1.04							

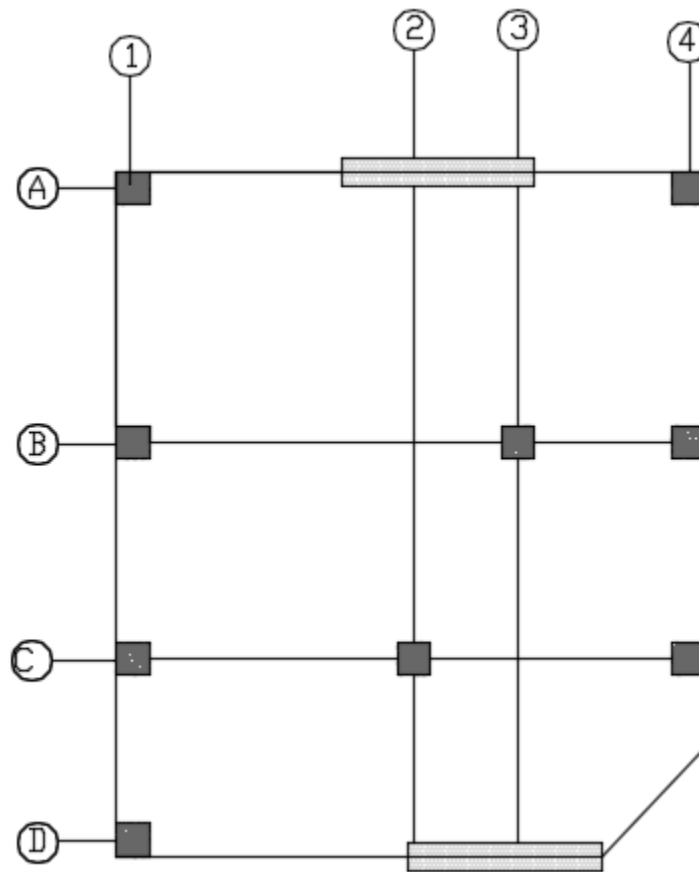
۱۳. توزیع نیروی زلزله در طبقات:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u$$

	Fx	Fy	w	h	kx	Ky	Vx	Vy	wh ^{kx}	wh ^{ky}	zigma kx	zigma ky
بام	61.2	38.3	187903	23.6	1.178	1.016	225.4	149.899	7784396	4664587	28671800	18251816
ششم	50.1	32.1	182785	20.4	1.178	1.016	225.4	149.899	6377990	3913125	28671800	18251816
پنجم	41	27	182785	17.2	1.178	1.016	225.4	149.899	5216654	3290307	28671800	18251816
چهارم	33.6	22.9	190840	14	1.178	1.016	225.4	149.899	4273731	2786984	28671800	18251816
سوم	21.3	15.1	163962	10.8	1.178	1.016	225.4	149.899	2704687	1839511	28671800	18251816
دوم	14	10.7	185885	6.8	1.178	1.016	225.4	149.899	1778032	1303386	28671800	18251816
اول	4.22	3.73	159464	2.8	1.178	1.016	225.4	149.899	536309	453915.8	28671800	18251816

$$K=0.5T+0.75=1.178$$

۱۴. مرکز سختی:



محاسبه مدول الاستیسیته موثر بتن :

$$E_c = (3300\sqrt{f_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} = (3300\sqrt{28} + 6900) \left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 27607.7 \text{ mpa}$$

۱۴-۱. سختی ستون های قاب ها :

برای محاسبه سختی ستون ها از تغییر مکان مطلق استفاده می کنیم .

قاب A: ۲ ستون - ۱ دهانه دیوار برشی

ابعاد ستون های زیر طبقات :

طبقه همکف و اول: $60\text{cm} * 60\text{cm}$

طبقه دوم و سوم: $50\text{cm} * 50\text{cm}$

طبقه چهارم و پنجم و ششم: $40\text{cm} * 40\text{cm}$

$$K_1 = 2 * \frac{12EI_1}{L_1^3} = 2 * \frac{12 * 0.01 * E}{2.6^3} = 13.65 * 10^{-3} E \quad \text{سختی ستون های زیر همکف :}$$

$$I_1 = \frac{0.6^4}{12} = 0.01 \text{ m}^4 \quad ; \quad L_1 = 2.6 \text{ m} \quad \text{طول ستون زیر همکف :}$$

$$\Delta_1 = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{13.65 * 10^{-3}} = \frac{73.26}{E} = \delta_{0/1} \quad \text{تغییر مکان مطلق همکف :}$$

$$K_2^* = 2 * \frac{12EI_2}{L_2^3} = 2 * \frac{12 * 0.01 * E}{3.7^3} = 4.7 * 10^{-3} E$$

$$\Delta_2 = \Delta_1 + \delta_{2/0} = \frac{73.26}{E} + \frac{212.76}{E} = \frac{286.02}{E} \quad \rightarrow \quad K_2 = \frac{1}{\Delta_2} = 3.496 * 10^{-3} E$$

$$\delta_{2/0} = \frac{1}{K_2} = \frac{1}{3.496 * 10^{-3} E} = \frac{286.02}{E}$$

$$K_3^* = 2.37 * 10^{-3} E \quad \rightarrow \quad \Delta_3 = \frac{708.12}{E} \quad \rightarrow \quad K_3 = \frac{1}{\Delta_3} = 1.4 * 10^{-3} E$$

$$K_4^* = 4.92 * 10^{-3} E \quad \rightarrow \quad \Delta_4 = \frac{911.8}{E} \quad \rightarrow \quad K_4 = \frac{1}{\Delta_4} = 1.09 * 10^{-3} E$$

$$K_5^* = 1.97 * 10^{-3} E \rightarrow \Delta_5 = \frac{1419.1}{E} \rightarrow K_5 = \frac{1}{\Delta_5} = 0.7 * 10^{-3} E$$

$$K_6^* = 1.97 * 10^{-3} E \rightarrow \Delta_6 = \frac{1926.71}{E} \rightarrow K_6 = \frac{1}{\Delta_6} = 0.5 * 10^{-3} E$$

$$K_7^* = 1.97 * 10^{-3} E \rightarrow \Delta_7 = \frac{2434.32}{E} \rightarrow K_7 = \frac{1}{\Delta_7} = 0.4 * 10^{-3} E$$

۲-۱۴. محاسبات سختی ستون های سایر قاب ها مطابق جداول زیر است:

قاب B: ۳ ستون - بدون دیوار برشی

طبقه	سختی نسبی ستون های قاب k star	تغییر مکان مطلق قاب delta	سختی مطلق ستون های قاب K
همکف	$20.48 * 10^{-3} E$	48.82/E	$20.48 * 10^{-3} E$
اول	$7.1 * 10^{-3} E$	161.32/E	$6.2 * 10^{-3} E$
دوم	$3.55 * 10^{-3} E$	442.7/E	$2.258 * 10^{-3} E$
سوم	$7.38 * 10^{-3} E$	578.19/E	$1.73 * 10^{-3} E$

چهارم	$2.95 * 10^{-3}E$	917.17/E	$1.09 * 10^{-3}E$
پنجم	$2.95 * 10^{-3}E$	1256.15/E	$0.8 * 10^{-3}E$
ششم	$2.95 * 10^{-3}E$	1595.13/E	$0.6 * 10^{-3}E$

قاب ۳C ستون - بدون دیوار برشی:

طبقه	ستون زیر کف	تعداد ستون زیر کف	طول ستون	سختی نسبی	تغییر مکان نسبی	تغییر مکان مطلق	سختی مطلق * ۱۰ ^{-۸} - ۳
همکف	0.6	3	2.6	0.02212	45.208	45.208	22.12
اول	0.6	3	3.7	0.00768	130.208	175.416	5.7
دوم	0.5	3	3.7	0.0037	270.27	445.686	2.24
سوم	0.5	3	2.9	0.00769	130.039	575.725	1.74
چهارم	0.4	3	2.9	0.00315	317.46	893.185	1.12
پنجم	0.4	3	2.9	0.00315	317.46	1210.645	0.83
ششم	0.4	3	2.9	0.00315	317.46	1528.105	0.65

طبقه	بعد ستون زیر کف	تعداد ستون زیر کف	طول ستون	سختی نسبی	تغییر مکان نسبی	تغییر مکان مطلق	سختی مطلق * ۱۰ ^{-۸} - ۳
همکف	0.6	1	2.6	0.00737	135.685	135.685	7.37
اول	0.6	1	3.7	0.00256	390.625	526.31	1.9
دوم	0.5	1	3.7	0.00123	813.008	1339.318	0.75
سوم	0.5	1	2.9	0.00256	390.625	1729.943	0.58
چهارم	0.4	1	2.9	0.00105	952.381	2682.324	0.37
پنجم	0.4	1	2.9	0.00105	952.381	3634.705	0.28
ششم	0.4	1	2.9	0.00105	952.381	4587.086	0.22

قاب یک: ۴ ستون

طبقه	بعد ستون زیر کف	تعداد ستون زیر کف	طول ستون	سختی نسبی	تغییر مکان نسبی	تغییر مکان مطلق	سختی مطلق * ۱۰ ^{-۸} - ۳
همکف	0.6	4	2.6	0.02949	33.91	33.91	29.49
اول	0.6	4	3.7	0.01023	97.752	131.662	7.6
دوم	0.5	4	3.7	0.00494	202.429	334.091	2.99
سوم	0.5	4	2.9	0.01025	97.561	431.652	2.32
چهارم	0.4	4	2.9	0.0042	238.095	669.747	1.49
پنجم	0.4	4	2.9	0.0042	238.095	907.842	1.1
ششم	0.4	4	2.9	0.0042	238.095	1145.937	0.87

قاب دو و پنج: یک ستون

طبقه	بعد ستون زیر کف	تعداد ستون زیر کف	طول ستون	سختی نسبی	تغییر مکان نسبی	تغییر مکان مطلق	سختی مطلق * ۱۰ ^{-۸} - ۳
همکف	0.6	1	2.6	0.00737	135.685	135.685	7.37
اول	0.6	1	3.7	0.00256	390.625	526.31	1.9
دوم	0.5	1	3.7	0.00123	813.008	1339.318	0.75
سوم	0.5	1	2.9	0.00256	390.625	1729.943	0.58
چهارم	0.4	1	2.9	0.00105	952.381	2682.324	0.37
پنجم	0.4	1	2.9	0.00105	952.381	3634.705	0.28
ششم	0.4	1	2.9	0.00105	952.381	4587.086	0.22

قاب شش: ۳ ستون

طبقه	بعد ستون زیر کف	تعداد ستون زیر کف	طول ستون	سختی نسبی	تغییر مکان نسبی	تغییر مکان مطلق	سختی مطلق * ۱۰ ^{-۸} - ۳
همکف	0.6	3	2.6	0.02212	45.208	45.208	22.12
اول	0.6	3	3.7	0.00768	130.208	175.416	5.7
دوم	0.5	3	3.7	0.0037	270.27	445.686	2.24
سوم	0.5	3	2.9	0.00769	130.039	575.725	1.74
چهارم	0.4	3	2.9	0.00315	317.46	893.185	1.12
پنجم	0.4	3	2.9	0.00315	317.46	1210.645	0.83
ششم	0.4	3	2.9	0.00315	317.46	1528.105	0.65

قاب سه و چهار: ۲ ستون

طبقه	بعد ستون زیر کف	تعداد ستون زیر کف	طول ستون	سختی نسبی	تغییر مکان نسبی	تغییر مکان مطلق	سختی مطلق * ۱۰ ^{-۳}
همکف	0.6	2	2.6	0.01475	67.797	67.797	14.75
اول	0.6	2	3.7	0.00512	195.313	263.11	3.8
دوم	0.5	2	3.7	0.00247	404.858	667.968	1.5
سوم	0.5	2	2.9	0.00513	194.932	862.9	1.16
چهارم	0.4	2	2.9	0.0021	476.19	1339.09	0.75
پنجم	0.4	2	2.9	0.0021	476.19	1815.28	0.55
ششم	0.4	2	2.9	0.0021	476.19	2291.47	0.44

۱۴-۳. محاسبه سختی دیوارهای برشی

ضخامت دیوار برشی در تمام طبقات از پایین تا بالا یکسان فرض شده و برابر ۲۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده

سختی دیوار برشی ۳,۵ متری :

$$K = \frac{3EI}{\beta H^3} \quad ; \quad \beta = 1 + \frac{3E}{10G} \left(\frac{L_w}{H} \right)^2 \rightarrow \frac{E}{G} = 2.5 \quad ; \quad I = \frac{tL_w^3}{12}$$

$$L_w = 3.5 \text{ m} \quad ; \quad I = \frac{0.25 \cdot 7.45^3}{12} = 8.614 \text{ m}^4 \quad ; \quad H: \text{ارتفاع کل دیوار برشی تا تراز مورد نظر}$$

$$\beta_1 = 1 + 0.75 \left(\frac{3.5}{2.8} \right)^2 = 2.17 \quad \rightarrow \quad K_1 = \frac{3 \cdot 8.614 \cdot E}{2.17 \cdot (2.8)^3} = 45 \cdot 10^{-3} E$$

$$\beta_2 = 1 + 0.75\left(\frac{3.5}{6.8}\right)^2 = 1.2 \rightarrow K_2 = 2.75 * 10^{-3}E$$

$$\beta_3 = 1 + 0.75\left(\frac{3.5}{10.8}\right)^2 = 1.08 \rightarrow K_3 = 1.57 * 10^{-3}E$$

$$\beta_4 = 1 + 0.75\left(\frac{3.5}{14}\right)^2 = 1.05 \rightarrow K_4 = 0.74 * 10^{-3}E$$

$$\beta_5 = 1 + 0.75\left(\frac{3.5}{17.2}\right)^2 = 1.03 \rightarrow K_5 = 0.4 * 10^{-3}E$$

$$\beta_6 = 1 + 0.75\left(\frac{3.5}{20.4}\right)^2 = 1.02 \rightarrow K_6 = 0.25 * 10^{-3}E$$

$$\beta_7 = 1 + 0.75\left(\frac{3.5}{23.6}\right)^2 = 1.02 \rightarrow K_7 = 0.16 * 10^{-3}E$$

۴-۱۴. محاسبه سختی قابها :

سختی کل هر قاب از حاصل جمع سختی ستون ها و دیوارهای برشی آن قاب به دست می آید . خلاصه نتایج در جدول زیر آورده شده است

طبقه	قاب A دو ستون وادیوار	قاب B ۳ستون	قاب C ۳ستون	قاب D یک ستون وادیوار	قاب ۱-۴ ستون	قاب ۲-۵ یک ستون	قاب ۳-۶ سه ستون	قاب ۳-۴-۵-۶ ستون
یک	$58.65 * 10^{-3}E$	$20.48 * 10^{-3}E$	$22.12 * 10^{-3}E$	$52.37 * 10^{-3}E$	$29.49 * 10^{-3}E$	$7.37 * 10^{-3}E$	$22.12 * 10^{-3}E$	$14.75 * 10^{-3}E$
دو	$6.25 * 10^{-3}E$	$6.2 * 10^{-3}E$	$5.7 * 10^{-3}E$	$4.65 * 10^{-3}E$	$7.6 * 10^{-3}E$	$1.9 * 10^{-3}E$	$5.7 * 10^{-3}E$	$3.8 * 10^{-3}E$
سه	$2.97 * 10^{-3}E$	$2.258 * 10^{-3}E$	$2.24 * 10^{-3}E$	$2.32 * 10^{-3}E$	$2.99 * 10^{-3}E$	$0.75 * 10^{-3}E$	$2.24 * 10^{-3}E$	$1.5 * 10^{-3}E$
چهار	$1.83 * 10^{-3}E$	$1.73 * 10^{-3}E$	$1.74 * 10^{-3}E$	$1.32 * 10^{-3}E$	$2.32 * 10^{-3}E$	$0.58 * 10^{-3}E$	$1.74 * 10^{-3}E$	$1.16 * 10^{-3}E$
پنج	$1.1 * 10^{-3}E$	$1.09 * 10^{-3}E$	$1.12 * 10^{-3}E$	$0.77 * 10^{-3}E$	$1.49 * 10^{-3}E$	$0.37 * 10^{-3}E$	$1.12 * 10^{-3}E$	$0.75 * 10^{-3}E$
شش	$0.75 * 10^{-3}E$	$0.8 * 10^{-3}E$	$0.83 * 10^{-3}E$	$0.53 * 10^{-3}E$	$1.1 * 10^{-3}E$	$0.28 * 10^{-3}E$	$0.83 * 10^{-3}E$	$0.55 * 10^{-3}E$
هفت	$0.56 * 10^{-3}E$	$0.6 * 10^{-3}E$	$0.65 * 10^{-3}E$	$0.38 * 10^{-3}E$	$0.87 * 10^{-3}E$	$0.22 * 10^{-3}E$	$0.65 * 10^{-3}E$	$0.44 * 10^{-3}E$

۱۴-۵. محاسبه مرکز سختی

برای تعیین مختصات مرکز سختی بدین صورت عمل شده است که سختی عنصر مقاوم را به موازات همان عنصر و در مرکز آن فرض کرده و نسبت به محورها گشتاور استاتیکی گرفته و از رابطه زیر مرکز سختی طبقه محاسبه می شود:

$$X_{CR} = \frac{\sum(k_{yi}x_i)}{\sum k_{yi}} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum(k_{xi}y_i)}{\sum k_{xi}} \quad \text{مختصات مرکز سختی طبقه :}$$

محورهای مبدا (X, Y) منطبق بر محورهای (A و V) در نظر گرفته شده است.

مرکز سختی طبقه اول:

$$X_{CR} = \frac{k_1x_1 + k_2x_2 + k_3x_3 + K_4X_4 + k_5x_5 + K_6X_6}{k_1 + k_2 + k_3 + K_4 + k_5 + K_6} = \frac{(29.49(0) + 7.37(4.12) + 14.75(5.32) + 14.75(7.22) + 7.37(8.44) + 22.12(10.32)) * 10^{-3}E}{(29.49 + 7.37 + 14.75 + 14.75 + 7.37 + 22.12) * 10^{-3}E}$$

$$X_{CR} = 5.28 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^7 k_{xi}y_i}{\sum_{i=1}^7 k_{xi}} = \frac{(52.37(0) + 22.12(3.49) + 20.48(7.4) + 58.65(12)) * 10^{-3}E}{(52.37 + 22.12 + 20.48 + 58.65) * 10^{-3}E}$$

$$Y_{CR} = 6.07 \text{ m}$$

مرکز سختی طبقه دوم:

$$X_{CR} = \frac{k_1x_1 + k_2x_2 + k_3x_3 + K_4X_4 + k_5x_5 + K_6X_6}{k_1 + k_2 + k_3 + K_4 + k_5 + K_6} = \frac{(7.6(0) + 1.9(4.12) + 3.8(5.32) + 3.8(7.22) + 1.9(8.44) + 5.7(10.32)) * 10^{-3}E}{(7.6 + 1.9 + 1.9 + 3.8 + 3.8 + 5.7) * 10^{-3}E}$$

$$X_{CR} = 5.27 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^7 k_{xi} y_i}{\sum_{i=1}^7 k_{xi}} = \frac{(1.9(0) + 5.7(3.49) + 6.2(7.4) + 6.25(12)) * 10^{-3} E}{(1.9 + 5.7 + 6.2 + 6.25) * 10^{-3} E}$$

$$Y_{CR} = 6.06 \text{ m}$$

مرکز سختی تمام طبقات

طبقه	X	Y
اول	۵,۲۷	۶,۰۷
دوم	۵,۲۷	۶,۰۶
سوم	۵,۲۵	۶,۰۶
چهارم	۵,۲۳	۶,۰۵
پنجم	۵,۲۲	۶,۰۶
ششم	۵,۲۰	۶,۰۷
هفتم	۵,۱۸	۶,۰۵

۱۵. بارگذاری باد :

روش استاتیکی

$$p = I_W q C_e C_g C_p$$

فشار یا مکش خارجی استاتیکی در جهت عمود بر سطح :

I_W : ضریب اهمیت برای بار باد (طبق جدول ۶-۱-۲)

ساختمان مسکونی-تجاری - گروه خطر پذیری ۳: ۱

q : فشار مبنای باد (بخش ۶-۱۰-۳ و جدول ۶-۱۰-۲)

$$q = 0.0000613V^2 = 0.0000613 * 100^2 = 0.613 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 100 \text{ km/h}$$

سرعت مبنای باد - ایستگاه همدان

C_e : ضریب باد گیری (طبق بند ۶-۱۰-۱)

$$C_e = 0.7\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7$$

برای زمین پرتراکم (شهری):

$$h \leq 12 \text{ m} \rightarrow C_e = 0.7$$

برای وجه رو به باد (به طور محافظه کارانه):

$$12 < h \leq 20 \rightarrow C_e = 0.8$$

$$20 < h \leq 30 \rightarrow C_e = 0.9$$

برای وجه پشت به باد: (برابر نصف ارتفاع ساختمان)

$$h = \frac{23.6}{2} = 11.8 \text{ m} \rightarrow C_e = 0.7\left(\frac{11.8}{12}\right)^{0.3} = 0.7$$

C_g : ضریب اثر جهشی باد (۶-۱۰-۴)

$$C_g = 2$$

برای کل ساختمان و اعضای اصلی سازه:

C_p : ضریب فشار (۵-۶-۱۰-۶)

باد در جهت X:

$$\frac{H}{D} = \frac{23.6}{10.72} = 2.2 \geq 1 \rightarrow C_p = 0.8 \quad ; \quad C_p = 0.5 \quad \text{دیوار پشت به} \quad D = \text{بعد}$$

ساختمان در جهت باد (عرض ساختمان)

باد در جهت Y:

$$\frac{H}{D} = \frac{23.6}{12.4} = 1.9 \geq 1 \rightarrow C_p = 0.8 \quad ; \quad C_p = 0.5 \quad \text{دیوار پشت به}$$

محاسبه نیروی باد در جهت X:

فشار در جهت روبه باد:

$$p = I_W q C_e C_g C_p : \quad h \leq 12 \, m \rightarrow 1 * 0.613 * 0.7 * 2 * 0.8 = 0.686 \, KN/m^2$$

$$12 < h \leq 20 \rightarrow 1 * 0.613 * 0.8 * 2 * 0.8 = 0.785 \, KN/m^2$$

$$20 < h \leq 23.6 \rightarrow 1 * 0.613 * 0.9 * 2 * 0.8 = 0.883 \, KN/m^2$$

مکش در جهت پشت به باد:

$$p = I_W q C_e C_g C_p : \quad h = \frac{23.6}{2} = 11.8 \, m \rightarrow 1 * 0.613 * 0.8 * 2 * 0.5 = 0.49 \, KN/m^2$$

محاسبه نیروی باد ناشی از فشار و مکش در جهت X: (عرض عمود بر باد ۲۵,۷ متر)

$$F_x = (0.686 * 12.8 * 12) + (0.785 * 12.8 * 8) + (0.833 * 25.7 * 3.6) \\ + (0.49 * 12.8 * 23.6) = 410.84 \text{ KN} \rightarrow 41.87 \text{ ton}$$

محاسبه نیروی باد در جهت Y:

فشار در جهت روبه باد:

$$p = I_w q C_e C_g C_p : h \leq 12 \text{ m} \rightarrow 1 * 0.613 * 0.7 * 2 * 0.8 = 0.686 \text{ KN/m}^2$$

$$12 < h \leq 20 \rightarrow 1 * 0.613 * 0.8 * 2 * 0.8 = 0.785 \text{ KN/m}^2$$

$$20 < h \leq 23.6 \rightarrow 1 * 0.613 * 0.9 * 2 * 0.8 = 0.883 \text{ KN/m}^2$$

مکش در جهت پشت به باد:

$$p = I_w q C_e C_g C_p : h = \frac{36.4}{2} = 18.2 \text{ m} \rightarrow 1 * 0.613 * 0.8 * 2 * 0.5 = \\ 0.49 \text{ KN/m}^2$$

محاسبه نیروی باد ناشی از فشار و مکش در جهت Y: (عرض عمود بر باد ۱۲٫۳ متر)

$$F_x = (0.686 * 10.72 * 12) + (0.785 * 10.72 * 8) + (0.833 * 10.72 * 3.6) \\ + (0.49 * 10.72 * 23.6) = 311.68 \text{ KN} \rightarrow 31.8 \text{ ton}$$

۱۶. مقایسه برش پایه برای بار باد و زلزله و انتخاب نیروی حاکم :

جهت	نوع بار جانبی	نیروی برش پایه (تن)	نیروی حاکم
X دیوار برشی بتن آرمه	باد	۴۱٫۸۷	بار جانبی زلزله
	زلزله	225.396	
Y (قاب خمشی بتن آرمه)	باد	۳۱٫۸	بار جانبی زلزله
	زلزله	149.899	

۱۷. کنترل لغزش و واژگونی:

۱۷-۱. لنگر مقاوم:

$$X: M_{Rx} = \sum_{i=1}^7 w_i (L_x + 0.7 - X_{xi})$$

$$Y: M_{Ry} = \sum_{i=1}^7 w_i (L_y + 0.7 - y_{xi})$$

۱۷-۲. لنگر محرک:

$$X: M_{ax} = \sum_{i=1}^7 (F_{ix} \times h_i)$$

$$y: M_{ay} = \sum_{i=1}^7 (F_{iy} \times h_i)$$

از وزن پی در جهت اطمینان صرف نظر میکنیم:

$$y: M_{ay} = \sum_{i=1}^7 187.9(6.8) + 182.7(6.74) + 182.7(6.92) + 190.8(6.86) \\ + 163.9(6.86) + 185.8(6.86) + 159.4(6.89) = 8579.5$$

$$X: M_{Rx} = \sum_{i=1}^7 187.9(5.58) + 182.7(5.78) + 182.7(5.88) + 190.8(5.9) \\ + 163.9(5.9) + 185.8(5.9) + 159.4(5.92) = 7311.3$$

۱۷-۳. کنترل در مقابل لغزش و واژگونی:

$$X: M_{ax} = \sum_{i=1}^7 (F_{ix} \times h_i) = 3979$$

$$y: M_{ay} = \sum_{i=1}^7 (F_{iy} \times h_i) = 2590$$

$$X: S_F = \frac{M_{Rx}}{M_{ax}} = 1.83 > 1.75 \text{ ok}$$

$$y: S_F = \frac{M_{Ry}}{M_{ay}} = 3.3 > 1.75 \text{ ok}$$

$$S_F = \frac{w}{V_u} = 5.56 > 1.75 \text{ ok}$$

۱۸. مقایسه مرکز جرم و مرکز سختی با مقادیر محاسبه شده دستی:

Story	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cumulative X kg	Cumulative Y kg	XCM m	YCM m
KHARPOSHT E	15313.5	15313.5	9.97	9.664 5	15313.5	15313.5	9.97	9.664 5
ROOF	163601.4 7	163601.4 7	6.477 1	6.321 2	178914.97	178914.97	6.776	6.607 4
MASKONI3	156754.1 4	156754.1 4	6.452 1	6.337 1	335669.1	335669.1	6.624 8	6.481 1
MASKONI2	158926.0 2	158926.0 2	6.436 8	6.382 1	494595.13	494595.13	6.564 4	6.449 3
MASKONI1	168932.6 2	168932.6 2	6.427 1	6.363	663527.75	663527.75	6.529 4	6.427 4
TEJARI2	159395.3 4	159395.3 4	6.491 2	6.412 8	822923.09	822923.09	6.522	6.424 5
TEJARI1	192916.8 9	192916.8 9	6.416 3	6.322 6	1015839.9 8	1015839.9 8	6.501 9	6.405 2
PARKING	192818.4 1	192818.4 1	6.412 6	6.332	1208658.3 9	1208658.3 9	6.487 7	6.393 5

۱۸-۱. مرکز جرم

مرکز جرم				
طبقه	Etabs		محاسبه دستی	
	X	y	X	y
ROOF	6.6074	6.776	5.84	6.3
MASKONI3	6.4811	6.6248	5.64	6.36
MASKONI2	6.4493	6.5644	5.54	6.18

MASKONI1	6.4274	6.5294	5.52	6.24
TEJARI2	6.4245	6.522	5.52	6.24
TEJARI1	6.4052	6.5019	5.52	6.24
PARKING	6.3935	6.4877	5.5	6.21

۱۸-۲. مرکز سختی

مرکز سختی			
طبقه	Etabs	محاسبه دستی	
	X	y	
ROOF	6.3212	6.4771	۶,۰۷
MASKONI3	6.3371	6.4521	۶,۰۶
MASKONI2	6.3821	6.4368	۶,۰۶
MASKONI1	6.363	6.4271	۶,۰۵
TEJARI2	6.4128	6.4912	۶,۰۶
TEJARI1	6.3226	6.4163	۶,۰۷
PARKING	6.332	6.4126	۶,۰۵

۱۸-۳. مقایسه جرم محاسبه شده برای ساختمان:

طبقه	Etabs(ton)	محاسبه دستی(تن)
ROOF	163.6	۱۸۷,۹
MASKONI3	156.7	۱۸۲,۷
MASKONI2	158.9	۱۸۲,۷

MASKONI1	168.9	۱۹۰,۸
TEJARI2	159.3	۱۶۳,۹
TEJARI1	192.9	۱۸۵,۸
PARKING	192.8	۱۵۹,۴

۱۹. کنترل تغییر مکان پی-دلتا:

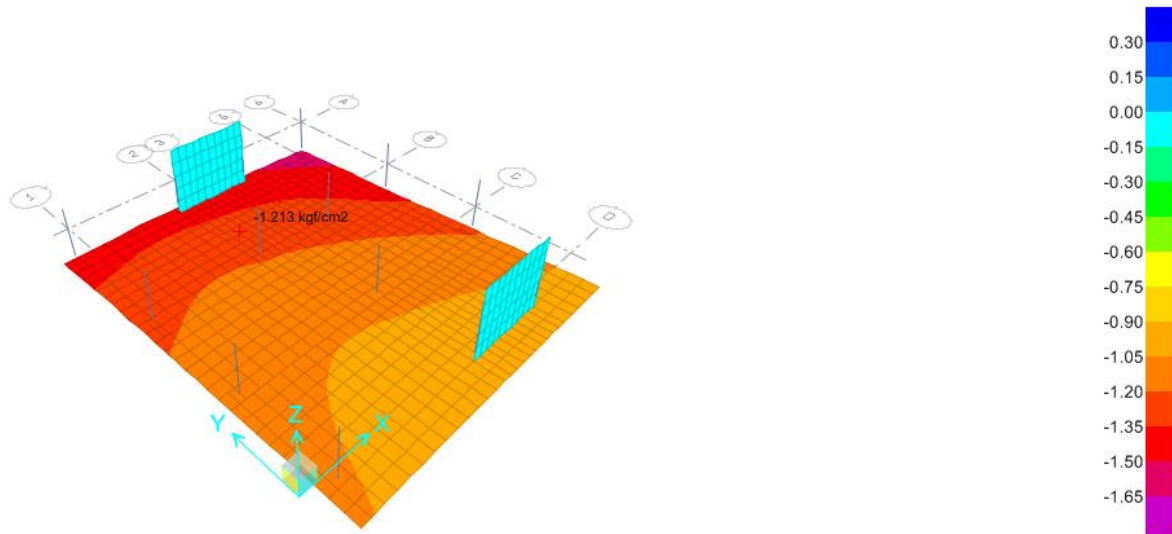
Automation Method	Load Pattern	Scale Factor	Convergence Tolerance
Iterative - Loads	Dead	1	0.0001
	Live	1	
	RL	1	

۲۰. طراحی پی:

۱-۲۰. کنترل تنش زیر پی و مقایسه آن با مقدار مجاز در SAFE

در این قسمت فرض بر این است که تنش مجاز زیر پی 2Kg/cm^2 می باشد.

ترکیب بار TES01

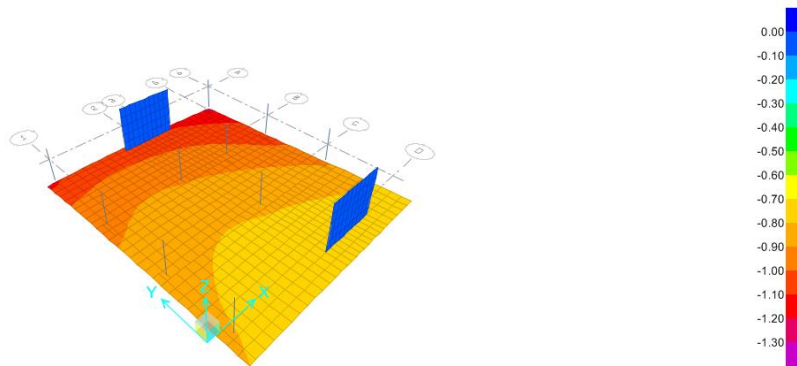


با توجه به عکس کمترین مقدار 1.65- است و از ۲ کمتر است مشکلی ندارد.

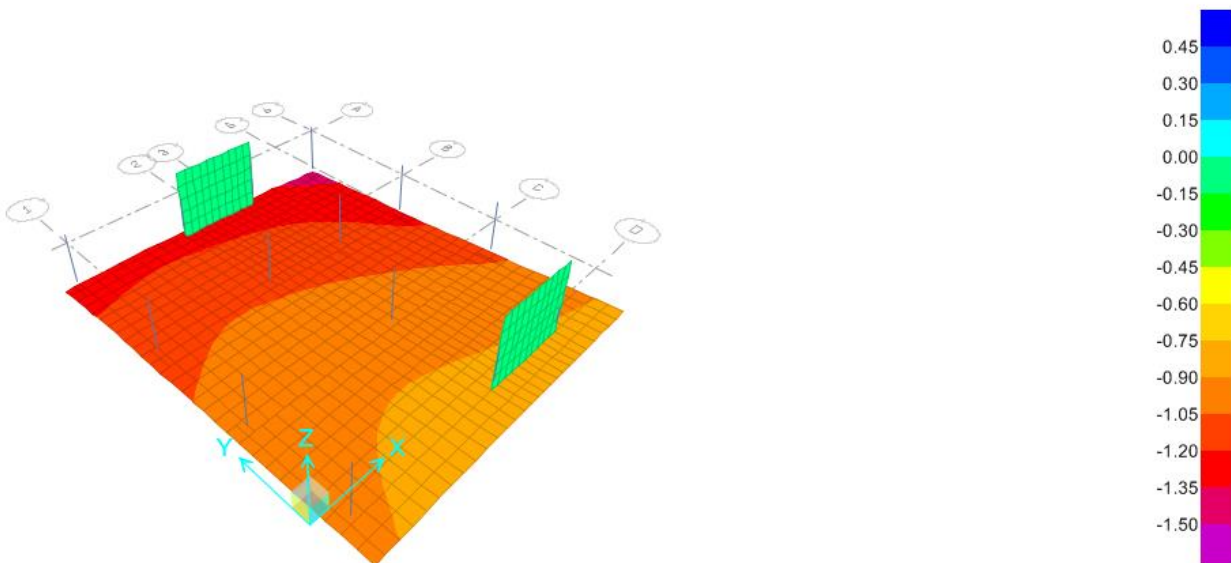
$$MAX = 1.65 \leq 2 \frac{Kg}{cm^2} \rightarrow ok$$

به دلیل زیاد بودن ترکیب بارها چند مورد برای نمونه آورده میشود.

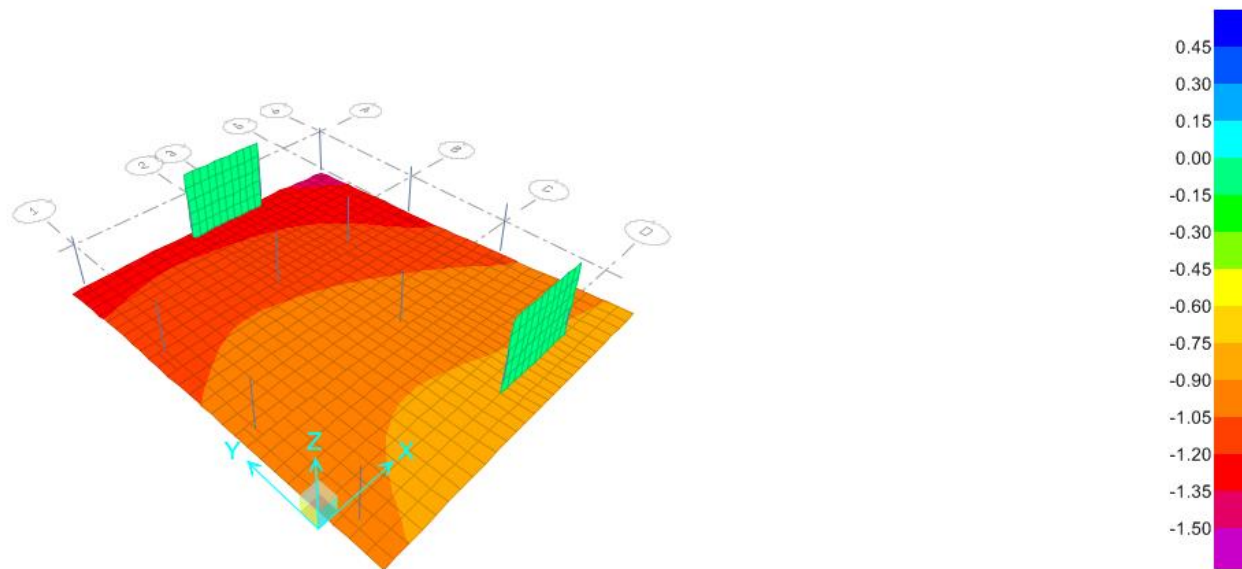
TES05



TES09

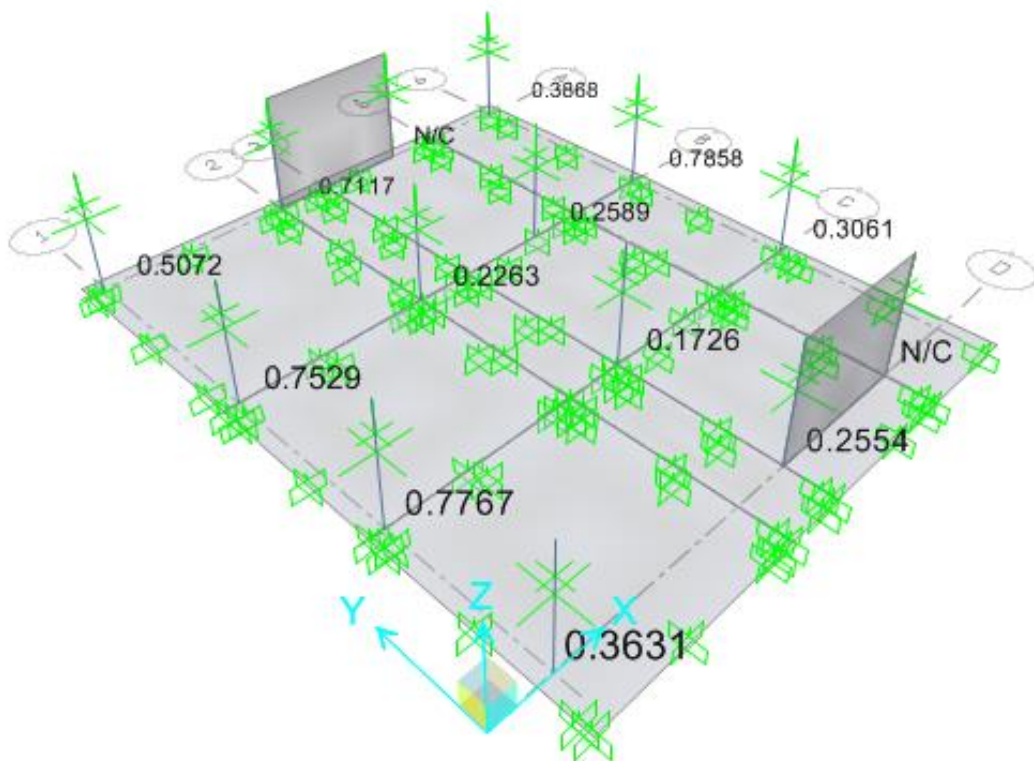


TES012



۲۰-۲. کنترل برش پانچ:

این اعداد نشان دهنده نسبت تنش موجود ناشی از برش به مقدار مجاز آن است. اگر این مقدار برابر ۱ یا کمتر باشد قابل قبول است و اگر بزرگتر از ۱ باشد غیر قابل قبول که همانطور که مشاهده میکنید تمام اعداد زیر یک است و پی مشکلی ندارد. عبارت N/C نشان دهنده جایی است که نرم افزار توانایی محاسبه برش پانچ را در این ناحیه ندارد پس یا باید محاسبه شود یا با قضاوت مهندسی بر اساس نتایج سایر ستون ها جوابگو بودن یا نبودن تعیین کرد که در اینجا جوابگو است.



بنا به توصیه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان کفها باید بتوانند علاوه بر بارگذاری های گسترده، بار متمرکز مشخص شده در جدول زیر در سطحی به ابعاد ۱۵*۱۵ سانتی متر را به صورت موضعی تحمل کنند.

نوع کاربری کفها	بار متمرکز بر حسب $DN = kg$
بام	۱۰۰
کلاس ها	۴۵۰
دفاتر کار، اتاقهای عمل و صحنه ها	۹۰۰
انبارها	۹۰۰
مخازن کتاب	۷۰۰
محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۱۵۰۰ دکانیوتن	۷۵۰
محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۲۵۰۰ دکانیوتن	۱۰۰۰
محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۴۰۰۰ دکانیوتن	۲۰۰۰
محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۶۰۰۰ دکانیوتن	۳۰۰۰
محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۹۰۰۰ دکانیوتن	۴۰۰۰

❖ البته تأثیر این بار متمرکز نباید به طور همزمان با بار گسترده یکنواخت وارد شود بلکه باید به صورت تک وارد شود.

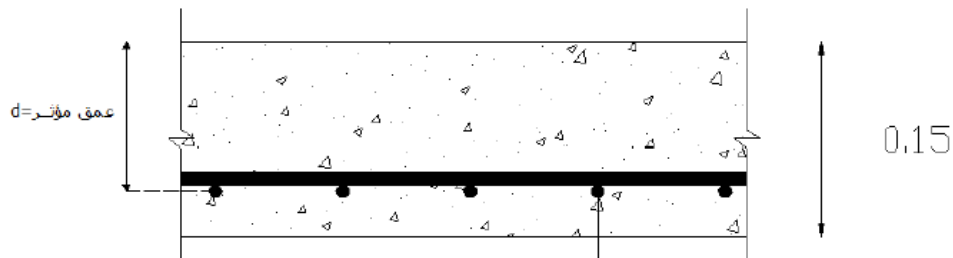
$$DL = (0.15 * 0.15) * (329 \text{ بار مرده بام}) = 7.4 \text{ kg}$$

از روی جدول: $LL = 100$

$$1.25DL + 1.5LL = 159.25 \text{ KG}$$

کل بار یا برش پانچ وارد بر دال = ۱۵۹,۲۵

برای کنترل برش پانچ ابتدا محیط بحرانی پانچ را محاسبه می کنیم. برای محیط بحرانی مقطع ۱۵*۱۵ سانتی متری از کف را جدا کرده و از هر طرف به اندازه $\frac{d}{4}$ (عمق مؤثر = d) به آن اضافه می کنیم و محیط بحرانی را حساب می کنیم.



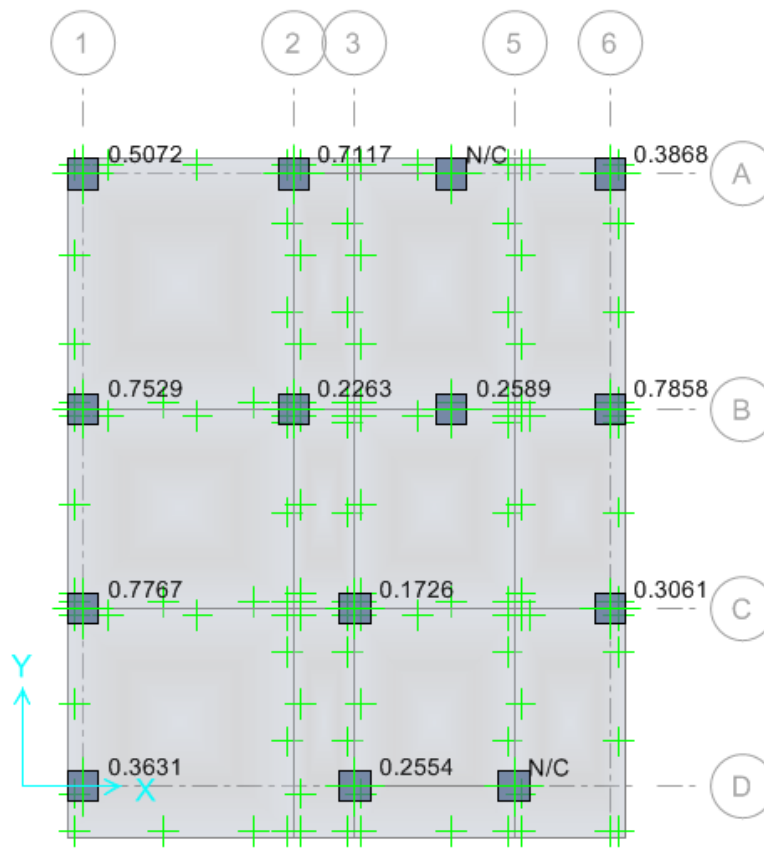
$$d = 150 - (\text{cover})68 - (\text{armator})10/2 = 77$$

$$\text{محیط بحرانی} = 4 * (150 + 77) = 908$$

$$V_{cp} \text{ تنش} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} = 1.2$$

$$V_{cp} \text{ نیرو} = 1.2(908 * 77) = 83899.2$$

$$83899.2 > 159.25 \text{ ok}$$



۲۰-۳. طراحی ابعاد و آرماتور با در نظر گرفتن uplift:

طراحی آرماتور طولی در پی:

حداقل و حداکثر فاصله محور تا محور طولی به ترتیب ۱۰ و ۳۵ سانتی متر است. ضمن اینکه قطر آرماتور طولی نباید از ۱۰ میلی متر هم کمتر باشد.

نسبت سطح مقطع آرماتور حرارتی و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای پی های به ضخامت کمتر از ۱۰۰۰ میلی متر نباید از مقادیر الف تا پ کمتر اختیار شود:

الف) برای میلگرد رده S240 و S340 ۰,۰۰۲۰

ب) برای میلگرد رده s400 0.0018

پ) برای میلگرد رده s500 و بالاتر 0.0015

نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای پی های به ضخامت بیشتر از 1000 تا 2000 میلی متر نباید از الفا کمتر باشد.

$$\alpha = 1.3 - 0.0003h$$

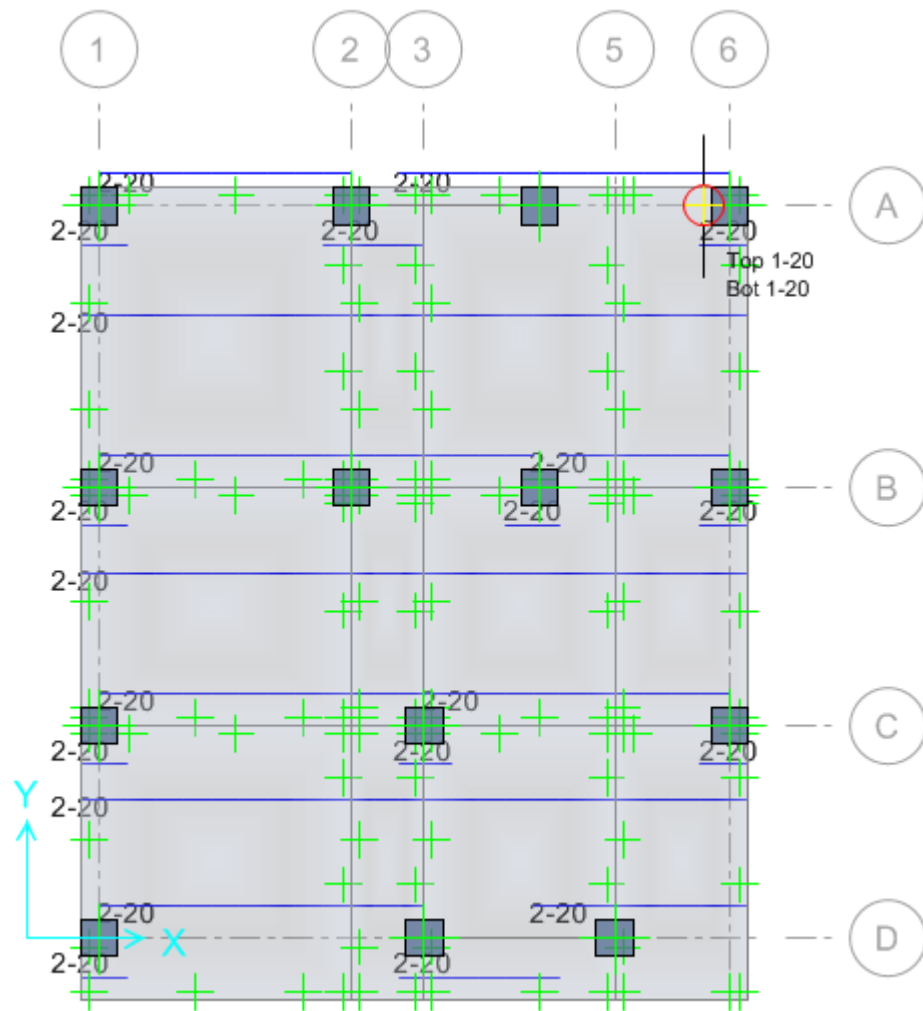
با توجه به اینکه ضخامت پی 1.2 متر است و از 1000 میلی متر بیشتر است لذا باید از ضریب الفا استفاده کنیم و همچنین از آرماتور s400 استفاده می شود. حداقل آرماتور افت و حرارت برابر است با:

$$A_{smin} = \alpha \times 0.0018bh = (1.3 - 0.0003 \times 1.2) \times 0.0018 \times 100 \times 120 \\ = 27.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

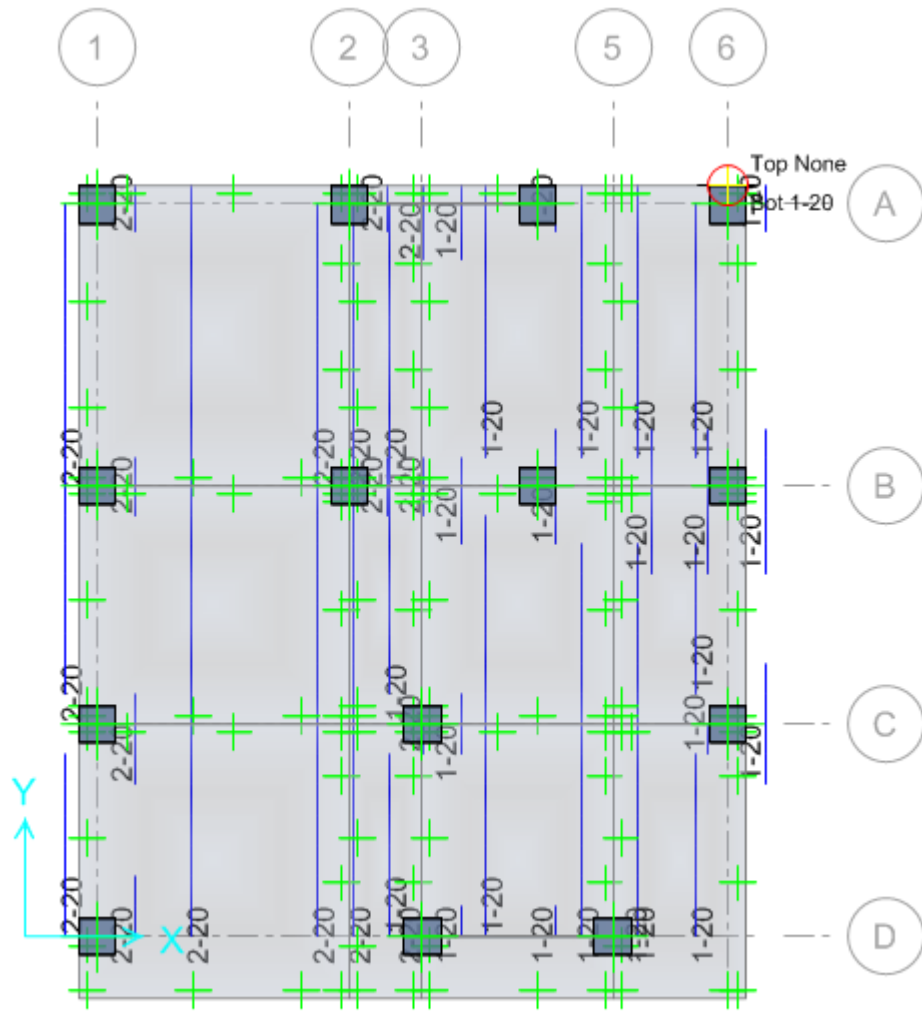
use: 14Ø16 top or bot

حداقل آرماتور باید چهارده عدد آرماتور نمره ۱۶ به عنوان حداقل آرماتور در بالا و پایین پی در عرض ۱ متر قرار بگیرد.

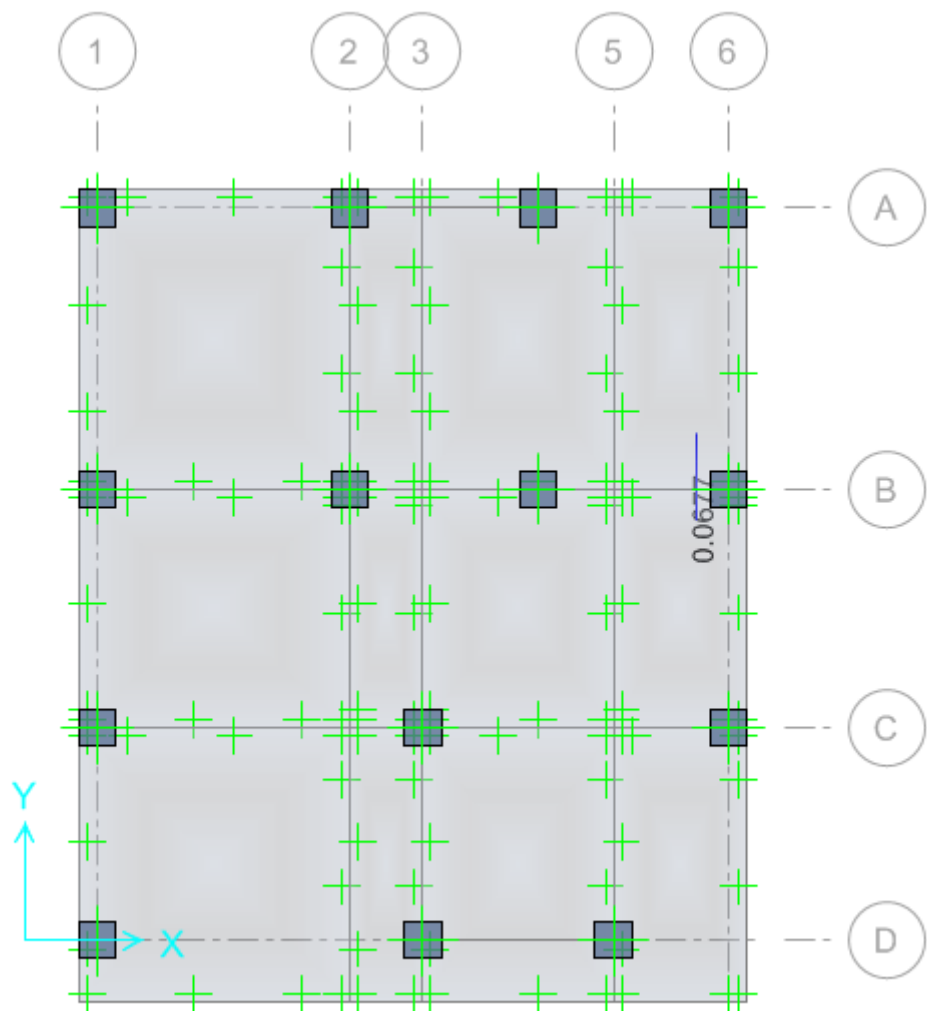
طراحی لایه A:



طراحی لایه B:



۲۰-۴. محاسبه آرماتورهای برشی پی:



$$\frac{A_v}{S} = 0.3031 \rightarrow S = \frac{4 \times 3.14 \times 0.5^2}{0.3031} = 10.35cm$$

با توجه به اعداد محاسبه شده باید چهار سنجاقک نمره ۱۰ با فاصله ۱۰ سانتی متر در طول نوار طراحی استفاده نماییم.

۲۱. طراحی تیرچه بلوک:

$$L_n = 5.4 - 0.3 = 5.1$$

فاصله بین تیرچه های بتنی ۵۰ سانتی متر است

$$F_c = 22 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

برای محاسبه بار مرده ضخامت سقف ۵ سانتی متر فرض می کنیم (بتن = ۲۵۰۰) و بار معادل تیغه ها و با مرده سقف تیرچه بلوک در گیر میکنیم.

$$W_L = 200$$

$$W_{DL} = 2500 \times 0.05 + 100 + 292 = 517$$

انتخاب ارتفاع اولیه:

$$h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{510}{28} = 18.21 \rightarrow \text{use } h = 20 \text{ cm}$$

کنترل ضخامت سقف:

$$W_u = 1.25DL + 1.5LL = 1.25 \times 517 + 1.5 \times 200 = 946.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 946.25 \times 1 = 946.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_u = \frac{W_u \cdot L^2}{12} = \frac{946.25 \times 0.5^2}{12} = 19.17 \text{ Kg.cm}$$

$$s = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1 \times 0.05^2}{6} = 4.16 \times 10^{-4} m^3$$

$$f_{ct} = \frac{M_u}{s} = \frac{19.17}{4.16 \times 10^{-4}} \times \frac{9.81}{10^6} = 0.45 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{ct} = \phi_c 0.6 \sqrt{f_c} = 0.6 \times 0.6 \times \sqrt{22} = 1.68 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{ct} = 1.68 \geq f_{ct} = 0.45 \text{ ok}$$

ضخامت انتخابی برای بتن روی تیرچه ها و بلوک ها جوابگو می باشد.

طراحی تیرچه ها:

$$W_u = 946.25 \frac{Kg}{m^2}$$

$$50 \text{ cm} = \text{فاصله محور به محور تیرچه ها}$$

$$q_u = 0.5 \times 946.25 = 473.125 \text{ Kg/m}$$

ناحیه لنگر منفی (تکیه گاه ها):

$$M_u = \frac{q_u L_n^2}{11} = \frac{473.125 \times 5.5^2}{11} = 1301 \times 9.81 = 12.76 \text{ KN.m}$$

$$A_s^- = \frac{0.85 \times 0.6 \times 22 \times 100 \times 270}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times 12.76 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 22 \times 100 \times 270^2} \right)} \right] = 151.95 \text{ mm}^2$$

آرماتور فوق را باید در محل تکیه گاه ها در بالای سقف (درون بتن سقف) قرار می گیرد .

ناحیه لنگر مثبت (وسط دهانه) :

$$M_u = \frac{q_u L_n^2}{16} = \frac{473.125 \times 5.5^2}{16} \times 9.81 \times 10^{-3} = 8.8 \text{ KN.m}$$

$$A_s^- = \frac{0.85 \times 0.6 \times 22 \times 100 \times 270}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8.8 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 22 \times 100 \times 270^2}} \right] = 101.6 \text{ mm}^2$$

use 1Ø10

مقدار آرماتور بدست آمده باید در داخل تیرچه قرار داد.

۲۲. آرماتور گذاری و مهار وصله تیر:

طراحی ارماتور طولی تیرها:

$$\rho_{min} = \max \left(\frac{0.25\sqrt{25}}{400} = 0.003125, \quad \frac{1.4}{400} = 0.0035 \right) = 0.0035$$

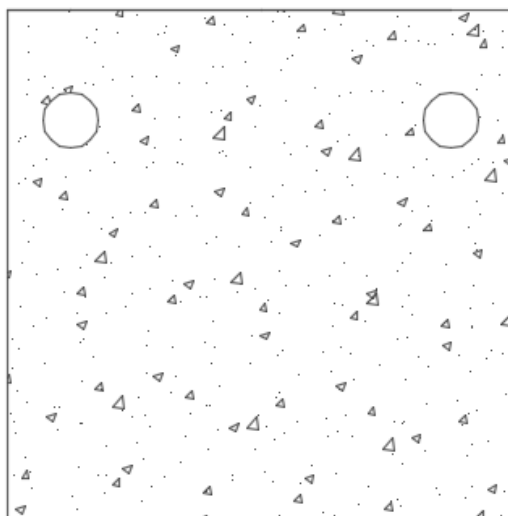
$$\rho_{min} = \frac{4}{3} A_{s \text{ محاسباتی}}$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

مشاهده این مقادیر در نرم افزار:

	D	C	B	A	
	1	1	1	1	KHARPOSHTE
					ROOF
	2.78 1.60 3.71	3.88 1.63 6.49	5.16 1.61 6.39		
31.57	3.52 1.99 1.60	1.95 3.52 2.75	2.79 3.93 2.70		
	3.64 2.14 5.43	5.57 2.11 8.23	6.23 2.13 8.63		MASKONI3
16.00	3.79 2.97 3.02	3.14 3.52 3.43	3.37 3.63 3.52		
	4.77 2.61 6.37	6.43 2.53 8.93	7.20 2.21 9.01		MASKONI2
19.44	4.76 3.52 3.52	3.52 3.52 3.52	3.52 3.64 3.52		
	6.09 2.41 7.56	6.97 2.62 9.46	7.37 2.35 9.40		MASKONI1
25.00	6.22 3.48 4.72	4.72 4.72 4.00	4.53 4.36 3.96		
	7.29 2.34 8.63	6.75 3.22 8.79	6.92 2.27 9.04		TEJARI2
25.00	6.43 4.16 5.26	5.24 4.48 4.72	4.72 4.07 4.09		
	7.79 2.60 9.09	7.09 3.39 9.07	7.56 3.67 9.35		TEJARI1
	7.11 4.53 6.11	6.11 4.74 6.11	5.85 4.89 5.06		

ما برای نمونه فقط یک مورد بررسی قرار می دهیم. برای تیر ها در سه ایستگاه مقدار AS گزارش داده شده است و برای ستون ها در یک ایستگاه. برای محاسبه کمترین مقدار AS را مد نظر می گیریم و اگر نیاز به ارماتور تقویت داشت ارماتور تقویتی اضافه می کنیم.



BE40X40

$$A_{smin} = 0.0035 \times 40 \times 40 = 5.6 \text{ cm}^2$$

در طبقه تجاری اول در قسمت اول مقدار ۳,۶۷ را به عنوان ارماتور سراسر در نظر می گیریم تا در ایستگاه های وسط دیگر نیاز به تقویت نباشد. در ابتدا از ارماتور ۱۶ استفاده میکنیم

$$N = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = \frac{3.67}{2.01} = 1.82$$

$$\text{use: } 2\phi 16 \rightarrow A_s = 4.02$$

حال باید با دیگر ارماتورها مقایسه کرد هرچه مقدار اضافه آمد برابر مقدار ارماتور تقویتی است.

به طور مثال اولین ایستگاه از سمت چپ بین محور A-B که مقدار آن برابر با ۷,۷۹ است.

$$A_s = 7.79 - 4.02 = 3.77 \rightarrow \frac{3.77}{2.01} = 1.87$$

$$\text{use: } 2\phi 16 \rightarrow A_s = 4.02$$

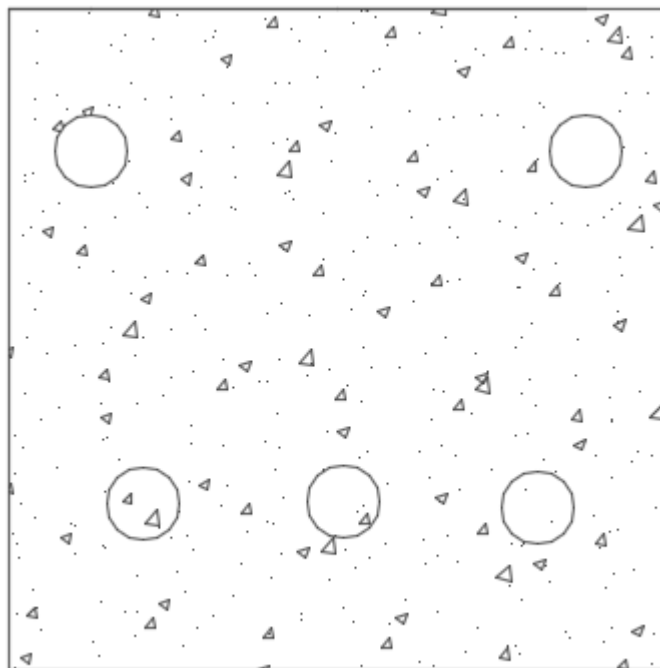
این مقدار برابر ارماتور تقویتی با توجه به دهانه آخر است.

$$L_n = 540 - 50 = 490 \text{ cm}$$

$$L = 0.25 * 490 = 122.5 \text{ cm}$$

بقیه تیرها بدین صورت انجام میشود.

طراحی در پایین مقطع:



BE40X40

در اینجا باید بهینه ترین حالت مد نظر قرار بدیم در شکل قابل مشاهده است که در بین اعداد 5.85 (بیشترین) بهینه ترین است.

$$N = \frac{A_s}{A_{s\phi16}} = \frac{5.85}{2.01} = 2.91$$

$$use: 3\phi16 \rightarrow A_s = 6.03$$

حال باید با دیگر ارماتورها مقایسه کرد هرچه مقدار اضافه آمد برابر مقدار ارماتور تقویتی است.

به طور مثال اولین ایستگاه از سمت چپ بین محور A-B که مقدار آن برابر با ۷,۷۹ است.

$$A_s = 7.11 - 6.03 = 1.08 \rightarrow \frac{1.08}{2.01} = 0.53$$

$$use: 1\phi16 \rightarrow A_s = 2.01$$

۲۳. تعیین و کنترل ارماتور برشی در تیرها:

در ابتدا باید فاصله بین ارماتورهای برشی بیابیم.

طبق مقررات ملی ساختمان فاصله بین ارماتورهای برشی (خاموت) در ناحیه ویژه (بحرانی) به شرح زیر است:

$$S_s = \min \left\{ \frac{d}{4}, 8d_b, 24d_s, 300 \right\}$$

d = ارتفاع موثر مقطع ۴۰*۴۰

$$d = 40 - 5 - 1 - 0.8 = 32.2 \text{ cm}$$

$$d_b = \text{قطر ارماتور طولی}$$

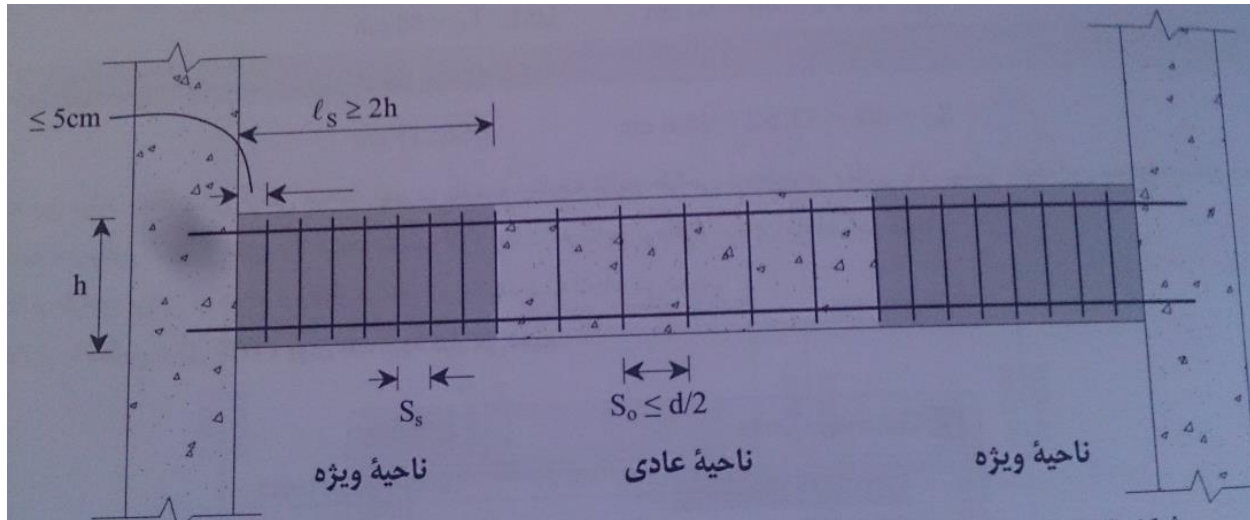
$$d_s = \text{قطر ارماتور برشی}$$

$$32.2/4 = 8.05 \text{ mm}$$

$$8d_b = 8 * 16 = 128 \text{ mm}$$

$$24d_s = 24 * 10 = 240$$

$$\text{Use: } S_s = 8\text{cm}$$

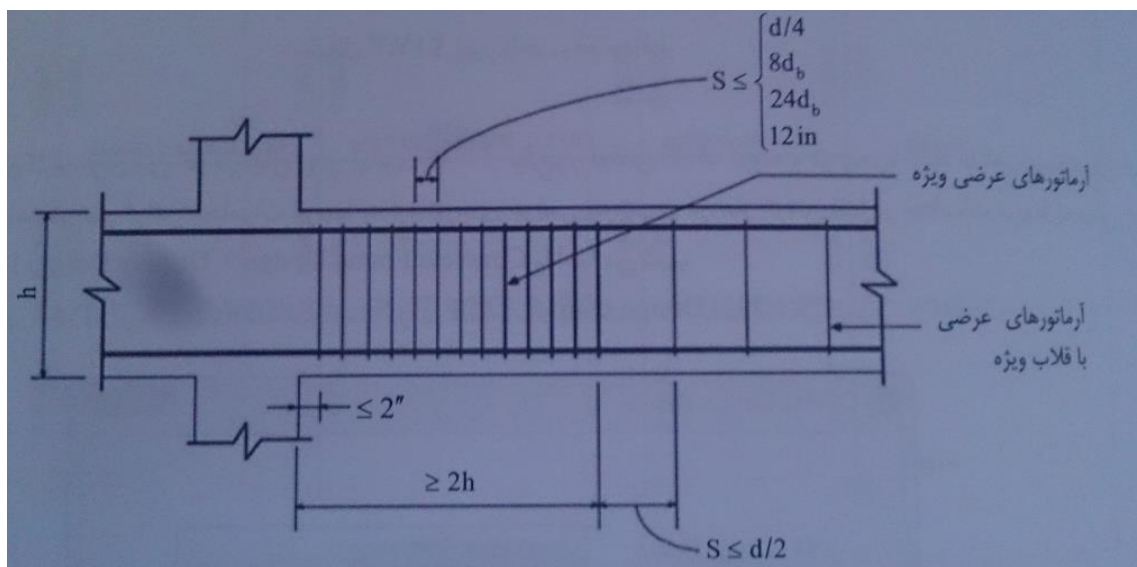


طول ناحیه ویژه برابر است با:

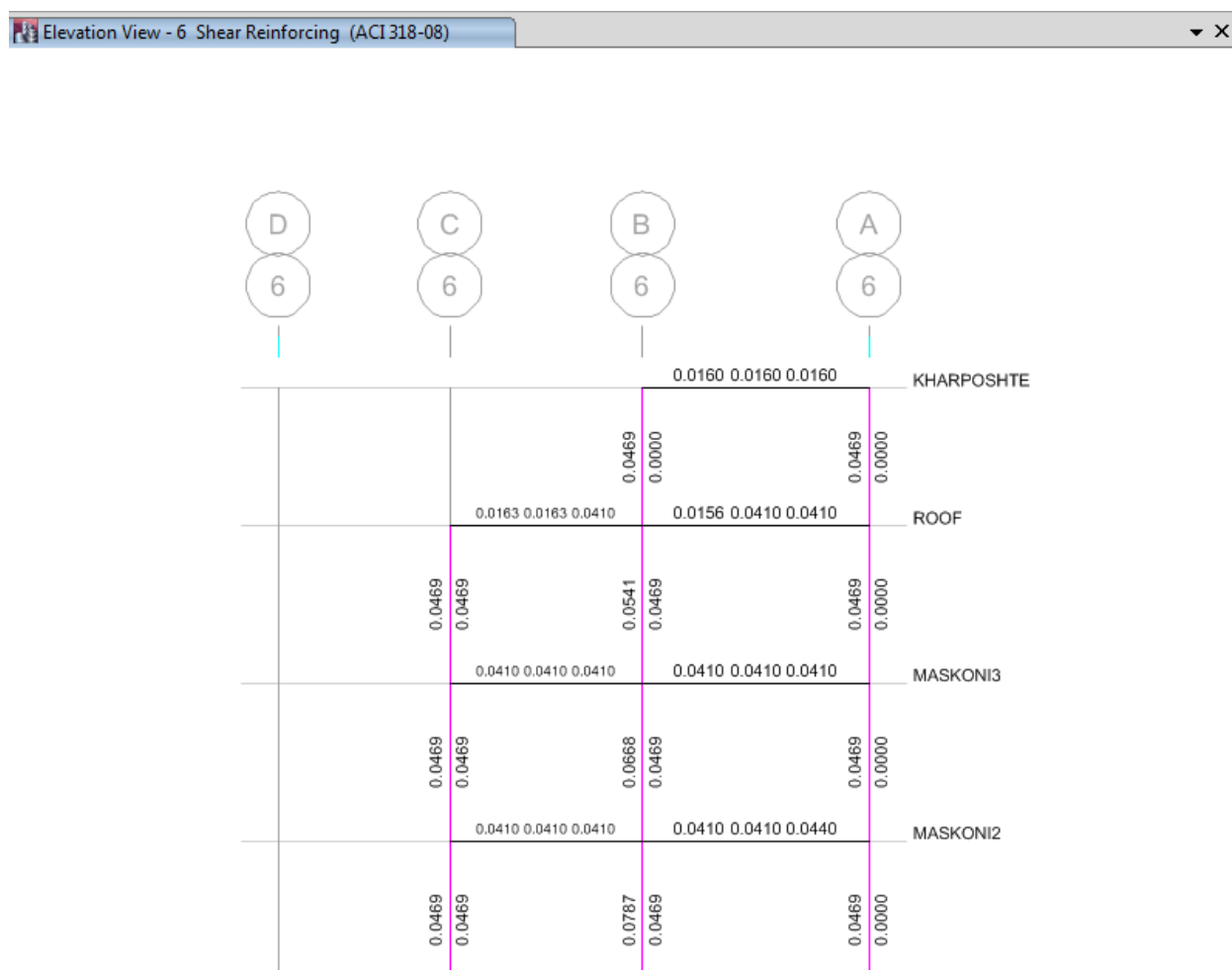
$$L_h = 2h = 2 * 40 = 80\text{cm}$$

حداکثر فاصله خاموت ها در قسمت هایی که ناحیه ویژه نیستند برابر $d/2$ است.

$$S_o = \frac{d}{2} = \frac{32.2}{2} = 16.6\text{cm} \rightarrow \text{use: } 15\text{cm}$$



۲۳-۱. مقایسه با نرم افزار:



ناحیه ویژه: s=8cm

ناحیه عادی: s=15cm

برای فرض اولیه قطر ارماتور برابر 10mm در نظر میگیریم. به عنوان فرض دوم از تک خاموت که دارای دو ساق است استفاده میکنیم.

$$\frac{A_V}{S} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{80} = 1.96$$

ویژه:

$$\frac{A_V}{S}_{\text{عادی}} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{150} = 1.04$$

$$\left(\frac{A_V}{S}\right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 * \frac{400}{400} = 0.35$$

مقادیر بدست آمده در حالت عادی و ویژه از حداقل بیشتر است و مشکلی نیست.

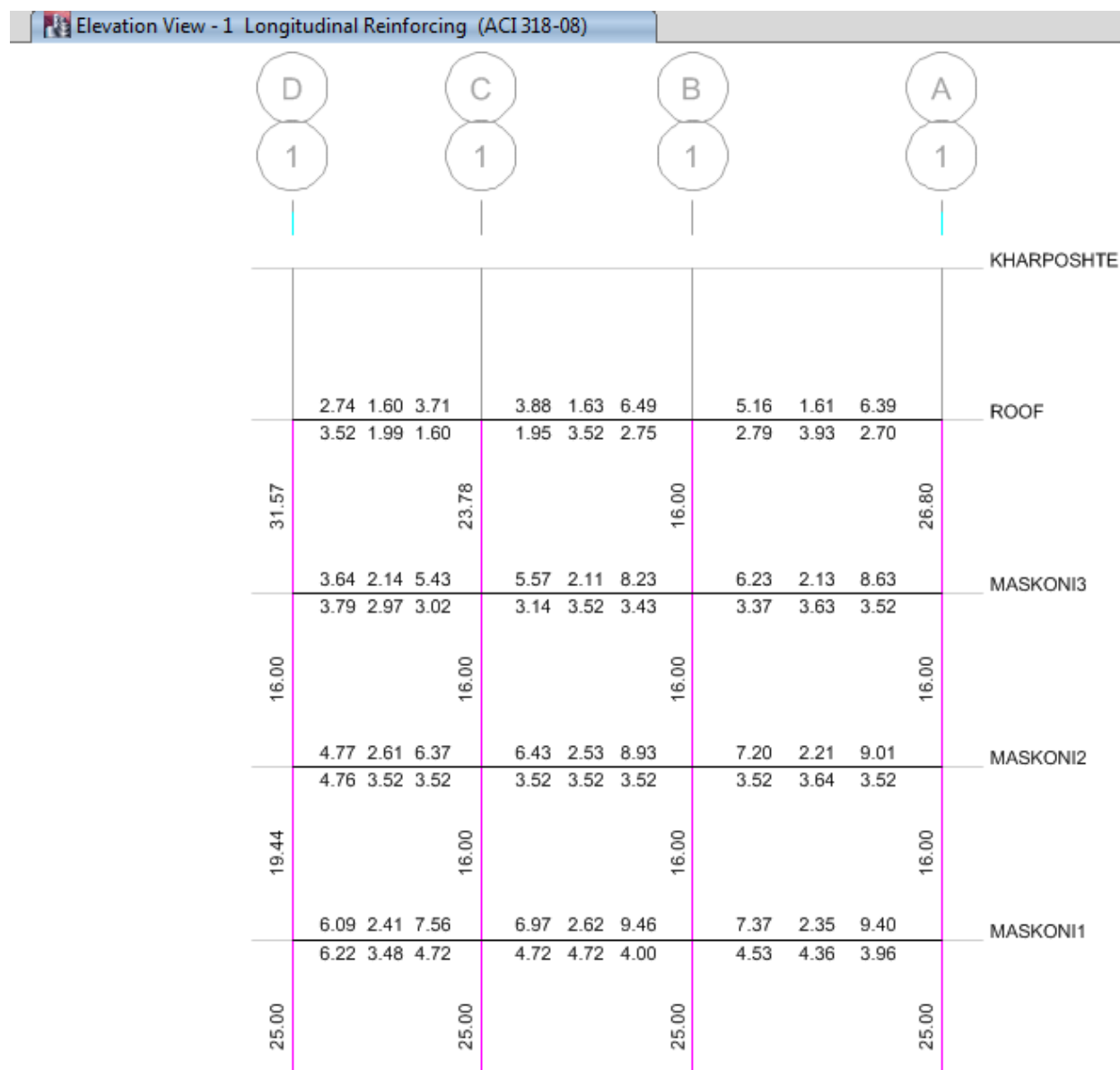
نتیجه میگیریم که باید **خاموت با نمره ۱۰ با فاصله ۱۵ سانتی متر** به کار برده شود.

طبق بررسی انجام شده تمامی تیرها قابل قبول است.

۲۴. آرماتور گذاری و مهار وصله ستون:

- قطع و مهار کردن میلگردهای ستون پایین باید ۱۰ الی ۱۲ سانتیمتر مانده به کف طبقه بالا انجام پذیرد تا خم میلگردهای مزبور مزاحم عبور میلگردهای تیرهای طبقه نشوند.
- در سازه های شکل پذیر (کم - متوسط - زیاد) محل وصله میلگردهای ستون همواره بین ۱٪ تا ۶٪ است.
- فاصله محور تا محور آرماتور طولی از ۲۰ سانتی متر بیشتر نشود.
- در محل تغییر ابعاد ستون از ۵ الی ۷/۵ سانتی متر به بالاتر از سطح زیرین تیر یا دال میلگردهای طولی ستون خم ستون خم شده و به صورت شیبدار تا ۵ الی ۷/۵ سانتیمتر به سطح فوقانی تیر یا دال مانده ادامه یافته و در آن جا مجدداً در جهت عکس خم شده و به صورت قائم و به عنوان میلگردهای انتفلار در داخل ستون بالایی ادامه یابند. مشروط به آنکه شیب قسمت های شیبدار از ۱ افقی به ۶ قائم تجاوز ننمایند در صورتی که شیب از این حد تجاوز کند باید میلگردهای ستونهای طبقه پایین بریده شود و در جایی که ابعاد ستون تغییر می کند آنها را مهار نموده و برای ستون بالایی میلگردهای انتفلار لازم را قرار داد.

۲۴-۱. مشاهده آرماتور طولی در نرم افزار:



۲۴-۲. کنترل آرماتورهای طراحی شده با نرم افزار:

در اینجا ما ستون B-1 مورد بررسی قرار می دهیم:

$$maskoni1: 10\phi 18 = 10 * 2.55 = 25.5(dasti) > 25(etabs)ok$$

$$maskoni2: 10\phi 18 = 10 * 2.55 = 25.5(dasti) > 16(etabs)ok$$

$$maskoni3: 10\phi 18 = 10 * 2.55 = 25.5(dasti) > 16(etabs)ok$$

$$roof: 10\phi 18 = 10 * 2.55 = 25.5(dasti) > 16(etabs)ok$$

۲۵. طراحی و کنترل آرماتور برشی (خاموت) در ستون ها:

❖ حداقل قطر خاموت ۶ میلی متر است.

❖ قطر خاموت نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

الف: قطر بزرگترین میلگردهای طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی متر

ب: ۱۰ میلی متر برای میلگردهای طولی با قطر بیشتر از ۳۰ میلی متر

❖ فاصله دو خاموت متوالی:

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

ب) ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت (پ) کوچکترین بعد فشاری (ت) ۲۵۰ میلی متر

محاسبه طول ویژه ستون:

$$L_0 = \max\left(\frac{L_n}{6}, 450mm\right) \text{ بعد بزرگ مقطع, } L_n$$

L_n برابر طول آزاد ستون در طبقه همکف، چون در طبقه همکف بزرگترین بعد ستون است ما طول آزاد را هم در همین طبقه گرفتیم.

$$L_0 = \max\left(\frac{L_n}{6} = \frac{2600}{6} = 433.3mm, 600, 450mm\right) = 600mm$$



فاصله دو خاموت متوالی در ناحیه ویژه:

$$S_1 = \min\left(8d_{b \min}, 125mm, \frac{\text{کوچکترین بعد مقطع}}{4}\right)$$

d_b = قطر کوچکترین آرماتور طولی در ستون (در اینجا کلاً ۱۸ به کار برده شده)

$$S_1 = \min \left(8d_{b \min} = 8 * 16 = 128, 125mm, \frac{\text{کوچکترین بعد مقطع}}{4} = \frac{400}{4} = 100 \right)$$

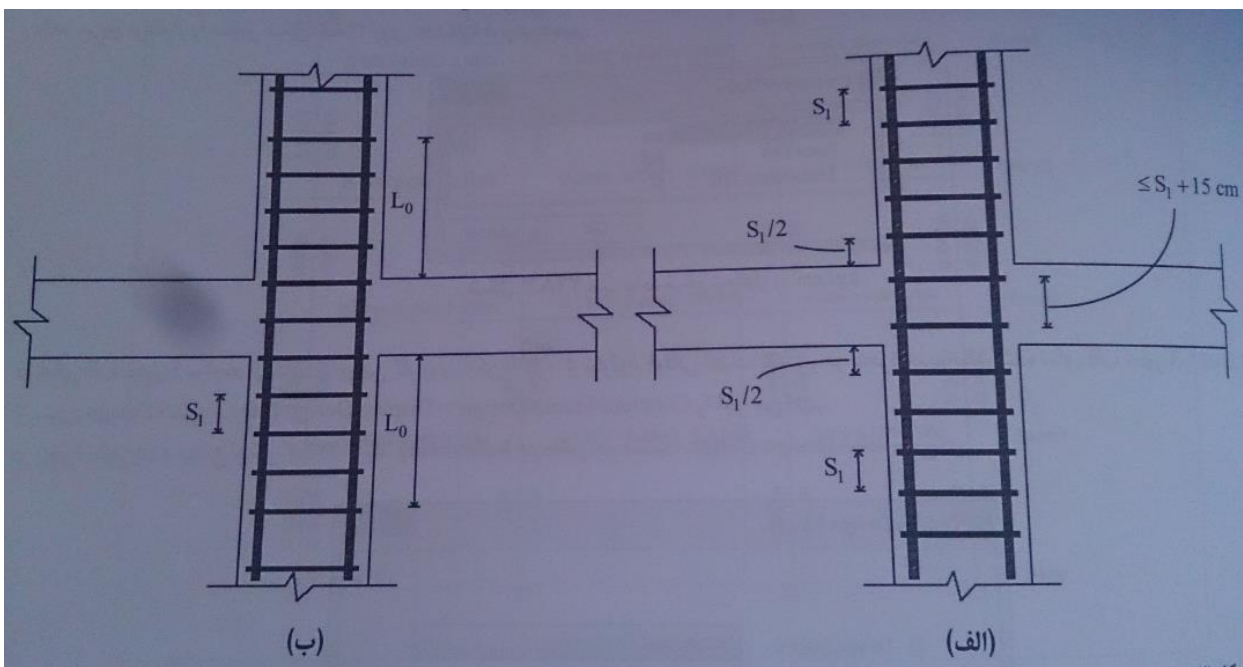
$$S_1 = 100$$

در ناحیه عادی حداقل قطر آرماتور ۸ میلی متر است. محاسبه فاصله ما بین خاموت:

$$S_2 = \min \left(6d_b, 200mm, \frac{\text{ضلع کوچک ستون}}{2} \right)$$

$$S_2 = \min \left(6 * 18 = 108, 200mm, \frac{600}{2} = 300 \right)$$

$$\text{use: } 108 \sim 100mm = 10cm$$



۲۶. طراحی دستی تیر:

در اینجا ما میخواهیم تیر سقف اول ما بین محور D-1-3 مورد بررسی قرار دهیم.

اطلاعات خام تیر مورد نظر:

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-08 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
PARKING	B8	BE45X45	5320	1	Sway Intermediate

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _r (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
450	450	450	0	64	64

Material Properties

E _c (MPa)	f' _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
21868.83	21.57	1	392.27	294.2

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area mm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	1092	0.54	275	0.14	1089	0.54
Bot (-2 Axis)	611	0.3	548	0.27	611	0.3

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u N-mm	End-I Station Loc mm	Middle Design M _u N-mm	Middle Station Loc mm	End-J Design M _u N-mm	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	-120478038	300	-27770026	3604	-138465385	5020
Combo	Comb4		Comb4		Comb4	
Bot (-2 Axis)	61407412.46	772	54566186.36	3604	64051345.16	5020
Combo	Comb11		Comb11		Comb11	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v /s mm^2/mm	Middle Rebar A_v /s mm^2/mm	End-J Rebar A_v /s mm^2/mm
0.53	0.53	0.53

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc mm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc mm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc mm
76023.38	1244	68196.82	3604	58042.22	5020
Comb11		Comb11		Comb13	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s mm^2/mm	Longitudinal Rebar A_l mm^2
0	0

Design Torsion Force

Design T_u N-mm	Station Loc mm	Design T_u N-mm	Station Loc mm
5482462.46	5020	5482462.46	5020
Comb4		Comb4	

برای طراحی خمشی به Flexural Design و Flexural Reinforcement for Major Axis Moment Moment مراجعه میکنیم.

ابتدا لنگرهای موجود در انتهای تیر End-J برای طراحی مد نظر میگیریم:

$$M_u^+ = 64051345.16 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_u^- = -138465385 \text{ N} - \text{mm}$$

مقدار تنش تسلیم ارماتور و مقاومت ۲۸ روزه بتن:

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

ابعاد مقاطع:

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_{ct} (mm)	d_{cb} (mm)
--------	--------	------------	------------	---------------	---------------

b (mm)	h (mm)	b _f (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
450	450	450	0	64	64

طراحی بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ۹۲

$$\rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{700}{700+f_y} = 0.6 * 0.85 * 25 * 700 / 400 * (700+400) = 0.02$$

$$M_{r\max} = \rho_b b d f_{yd} \left(d - \frac{a_b}{2} \right)$$

ارتفاع موثر = ارتفاع مقطع - کاور - قطر آرماتور برشی - صف قطر آرماتور طولی

$$d = 45 - 5 - 1 - 0.8 = 38.2$$

ارتفاع بلوک بتنی در حالت بالانس:

$$a_b = \beta_1 \times \frac{700}{700 + f_y} d = 0.85 * \frac{700}{700 + 400} * 38.2 = 207mm$$

$$M_{r\max} = 0.02 * 450 * 382 * (0.85 * 400) * (382 - 103.5) * 10^{-3} = 325544.22KN.mm$$

با توجه به اینکه عدد بدست آمده از مقدار لنگر منفی کمتر است پس باید از مقطع دوبل استفاده کنیم.

$$325544.22KN.mm < 138465.385KN.mm$$

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

$$A_s = \frac{0.85 * 0.65 * 25 * 450 * 382}{0.85 * 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 138465385}{0.85 * 0.65 * 25 * 450 * 382^2}} \right] = 1162.9mm^2$$

کنترل با نرم افزار:

	End-I Rebar Area mm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	1092	0.54	275	0.14	1089	0.54
Bot (-2 Axis)	611	0.3	548	0.27	611	0.3

همانطور که مشاهده میکنیم مقدار ارماتور گزارش شده توسط نرم افزار برابر ۱۰۸۹ است که به اختلاف بین نرم افزار و دستی پی میبریم. این اختلاف برای این است که نرم افزار با این نام **ACI** برنامه ریزی شده و ما با مبحث نهم طراحی کردیم که این اختلاف بین دو این نما مشخص میکند.

۲۶-۱. محاسبه حداقل و حداکثر ارماتور مورد نیاز:

$$\rho_{min} = \max \left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} = 0.29\%, \frac{1.4}{400} = 0.35\% \right) \rightarrow \rho_{min} = 0.35\%$$

$$\rho_{max} = 2.5\%$$

$$\rho_{min} \leq \rho = \frac{A_s}{bd} * 100 = \frac{10.89}{38.2 * 45} * 100 = 0.63\% \leq \rho_{max} \text{ ok}$$

۲۶-۲. طراحی برای لنگر مثبت:

$$M_u^+ = 64051345.16 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_{r \max} = \rho_b b d f_{yd} \left(d - \frac{a_b}{2} \right)$$

$$M_{r \max} = 0.02 * 450 * 382 * (0.85 * 400) * (382 - 103.5) * 10^{-3} = 325544.22 \text{ KN} . \text{mm}$$

$$M_{r \max} = 325544.22 \text{ KN} . \text{mm}$$

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

$$A_s = \frac{0.85 * 0.65 * 25 * 450 * 382}{0.85 * 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 64051345}{0.85 * 0.65 * 25 * 450 * 382^2}} \right] = 511.92 \text{ mm}^2$$

مقدار آرماتوری که نرم افزار گزارش کرده ۶۱۱ است.

۳-۲۶. طراحی برش برای تیر:

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v /s mm ² /mm	Middle Rebar A_v /s mm ² /mm	End-J Rebar A_v /s mm ² /mm
0.53	0.53	0.53

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc mm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc mm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc mm
76023.38	1244	68196.82	3604	58042.22	5020
Comb11		Comb11		Comb13	

برای تکیه گاه سمت چپ End-J :

$$V_u = 58042 \text{ N}$$

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 450 \times 382 \times 10^{-3} = 111.73 \text{ KN}$$

$$V_u = V_c = V_s = 111.73 - 58.04 = 53.69 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{53690}{0.85 * 400 * 382} \rightarrow \frac{A_v}{s} = 0.41$$

$$\text{نرم افزار } \frac{A_v}{s} = 0.53$$

۴-۲۶. طراحی پیچشی مقطع:

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s mm ² /mm	Longitudinal Rebar A_l mm ²
0	0

Design Torsion Force

Design T_u N-mm	Station Loc mm	Design T_u N-mm	Station Loc mm
5482462.46	5020	5482462.46	5020
Comb4		Comb4	

$$T_{cr} = 0.4 \times \phi_c \times F_c^{1/2} \times A_c^2 / P_c$$

$$\text{if } T_u < 0.25 T_{cr}$$

طبق مبحث نهم اگر مقدار پیچش وارده از $0.25 T_{cr}$ کمتر باشد ضرورتی برای طراحی ندارد.

$$T_{cr} = 0.4 * 0.65 * 5 * \left(\frac{(600 * 600)^2}{2 * 600 + 2 * 600} \right) = 70.2 * 10^6 \text{ N} - \text{mm}$$

$$0.25 T_{cr} = 17550000 > 5482462.48$$

نیازی به طراحی پیچشی ندارد.

۲۷. طراحی دستی ستون:

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-08 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
MASKONI1	C13	C50X50	3200	1	Sway Intermediate

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
500	500	65	32.3

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
21868.83	21.57	1	392.27	294.2

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

 Longitudinal Reinforcement Design for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Rebar Area mm ²	Rebar %
Top	3441	1.38
Bottom	3386	1.35

 Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-mm	Design M_{u3} N-mm	Station Loc mm	Controlling Combo
	N	N-mm	N-mm	mm	
Top	-607443.42	96743758.69	-18369089	2890	Comb11
Bottom	-591501.67	-92327876	-48169411	0	Comb11

 Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v / s mm ² /mm	Design V_{u2} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	0.59	27139.38	2890	Comb11
Bottom	0.59	27139.38	0	Comb11

 Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v / s mm ² /mm	Design V_{u3} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	0.59	65294.3	2890	Comb11
Bottom	0.59	65294.3	0	Comb11

مقادیر زیر از خروجی نرم افزار برداشت میکنیم:

$$M_{ux1} = -18369089 \text{ N. mm}$$

$$M_{ux2} = -48169411 \text{ N. mm}$$

$$M_{uy1} = 96743758.69 \text{ N.m}$$

$$M_{uy2} = -92327876 \text{ N.m}$$

$$P_u = -607443.42 \text{ N}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$B=500 \text{ mm} \quad D=500 \text{ mm}$$

۲۷-۱. کنترل لاغری ستون در هر دو جهت x, y

$$\frac{K \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(0 < \frac{M_1}{M_2} < 1 \right)$$

مطابق مبحث نهم مقدار $k=1$ میگیریم. مقدار l_u برابر ارتفاع مفید طبقه است (طبقه منهای ارتفاع تیر). ۲ طبق مبحث نهم برابر ۰٫۳ بعد کلی مقطع است (چون مقطع مستطیلی است).

کنترل لاغری در جهت X:

$$\frac{1 * (320 - 40)}{0.3 * 50} = 18.66 \leq 34 - 12 \left(- \left(\frac{-18369089}{-48169411} \right) \right) = 19.24$$

چون مقدار $\frac{K \cdot l_u}{r}$ از ۲۲ کمتر است از طراحی ستون لاغر صرف نظر میکنیم.

کنترل لاغری در جهت y:

$$\frac{1 * (320 - 40)}{0.3 * 50} = 18.66 \leq 34 - 12 \left(- \left(\frac{96743758.69}{-607443.42} \right) \right) = 35.06$$

چون مقدار $\frac{K \cdot l_u}{r}$ از ۲۲ کمتر است از طراحی ستون لاغر صرف نظر میکنیم

۲۷-۲. طراحی مقطع ستون برای اثر توام فشار و خمش:

کنترل به روش برسلر:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} + \frac{1}{P_{ro}}$$

تعیین P_{rx} :

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{48169411}{607443.42} = 79.3 \text{ mm}$$

$$\frac{e_x}{B} = \frac{79.3}{500} = 0.15$$

$$\rho = 0.01$$

$$m = \frac{f_y}{\phi_c * f_c} = 24.6$$

$$m\rho = 0.246$$

$$\gamma = \frac{h - 2d}{h} = \frac{50 - 2 * 5}{50} = 0.8$$

با استفاده از نمودار تجربی:

$$\frac{P_{rx}}{\phi_c * f_c * B * D} = 0.93$$

$$P_{rx} = 3778.125 \text{ KN}$$

تعیین P_{ry} :

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{92327876}{607443.42} = 152 \text{ mm}$$

$$\frac{e_x}{B} = \frac{152}{500} = 0.3$$

$$\rho = 0.01$$

$$m = \frac{f_y}{\phi_c * f_c} = 24.6$$

$$m\rho = 0.246$$

$$\gamma = \frac{h - 2d}{h} = \frac{50 - 2 * 5}{50} = 0.8$$

با استفاده از نمودار تجربی:

$$\frac{P_{ry}}{\phi_c * f_c * B * D} = 0.25$$

$$P_{rx} = 1015.625 \text{ KN}$$

تعیین P_{ro} :

$$P_{ro} = 0.8(0.85 * \phi_c * f_c * (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st})$$

$$P_{ro} = 0.8(0.85 * 0.65 * 25 * (500 * 500 - 2500) + 0.85 * 400 * 2500) * 10^{-3} = 341.875 \text{ KN}$$

:Pr

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{3778.125} + \frac{1}{1015.625} + \frac{1}{341.875} \rightarrow P_r = 1045.52 \text{ KN}$$

$$P_r = 1045.52 \text{ KN} \geq P_u = 607.443 \text{ KN ok}$$

۳-۲۷. طراحی مقطع برای برش:

Design Axial Force & Biaxial Moment for P_u - M_{u2} - M_{u3} Interaction

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-mm	Design M_{u3} N-mm	Station Loc mm	Controlling Combo
	N	N-mm	N-mm	mm	
Top	-607443.42	96743758.69	-18369089	2890	Comb11
Bottom	-591501.67	-92327876	-48169411	0	Comb11

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v /s mm ² /mm	Design V_{u2} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	0.59	27139.38	2890	Comb11
Bottom	0.59	27139.38	0	Comb11

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v /s mm ² /mm	Design V_{u3} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	0.59	65294.3	2890	Comb11
Bottom	0.59	65294.3	0	Comb11

جهت ۲-۲:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{P_c}{12A_g} \right) B \cdot d$$

$$V_c = 0.2 * 0.65 * 5 \left(1 + \frac{607443.42}{12 * 500 * 500} \right) 500 * (500 - 68) * 10^{-3} = 168.82$$

$$V_u = 27.139$$

$$V_c > V_u \text{ ok}$$

جهت ۳-۳:

$$V_c = 0.2 * 0.65 * 5 \left(1 + \frac{607443.42}{12 * 500 * 500} \right) 500 * (500 - 68) * 10^{-3} = 168.82$$

$$V_u = 65.294$$

$$V_c > V_u \text{ ok}$$

۲۸. طراحی دیوار برشی:

اطلاعات زیر در اختیار است:

$$P_D = 27 \text{ KN} , P_L = 2.33 \text{ KN} , l_w = 3.35 \text{ m} , h = 0.3 \text{ m} , C_r , S_{r..} , h_w = 19.2 \text{ m}$$

مقطع بحرانی به فاصله $\min \left\{ \frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2} \right\}$ از پای دیوار قرار دارد مقادیر برش و خمش در مقطع بحرانی محاسبه می گردد:

$$\min \left\{ \frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{3.35}{2}, \frac{19.2}{2} \right\} = 1.675 \text{ m}$$

$$V_e = 829 \text{ KN}$$

$$M_e = 8939.7 + 829 \times (2.7 - 1.675) = 9790 \text{ KN.m}$$

مقادیر داده شده ناشی از نیروی زلزله می باشند بنابراین با اندیس e نشان داده شده اند. به دلیل نیروی زلزله در دیوار برشی خمش و برش ایجاد می شود اما نیروی محوری وجود ندارد. نیروی محوری در این دیوارها به واسطه بارهای ثقلی ایجاد می گردد.

$$N_D = 6P_D = 6 \times 27 = 162 \text{ KN}$$

$$N_L = 6P_L = 6 \times 2.33 = 13.98 \text{ KN}$$

با استفاده از ترکیب بار، بارهای نهایی ضریب دار در مقطع بحرانی قابل محاسبه اند:

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_u = 162 + 1.2 \times 13.98 = 178.77 \text{ KN}$$

$$V_u = 1.2 \times 829 = 994.8 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.2 \times 9790 = 11748 \text{ KN.m}$$

بند ۹-۱۲-۱۶-۳ مبحث نهم: V_c از کمترین مقدار بدست آمده از دو رابطه زیر بدست می آید:

$$V_c = 1.65 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} h d + \frac{N_u d}{5 l_w}$$

$$V_c = \left[0.3 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} + \frac{l_w (0.6 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w h})}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)} \right] h d$$

بند ۹-۱۲-۱۶-۳ مبحث نهم: در طراحی دیوارها برای برش، ارتفاع مؤثر مقطع، d برابر $0.8 l_w$ در نظر گرفته می شود.

$$d = 0.8 \times 3.35 = 2.68 \text{ m}$$

$$V_c = 1.65 \times 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 300 \times 2.68 \times 10^3 + \frac{178.77 \times 10^3 \times 2.68 \times 10^3}{5 \times 3.35 \times 10^3} = 755 \text{ KN}$$

$$V_c = \left[0.3 \times 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} + \frac{3350 \left(0.6 \times 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} + 0.15 \times \frac{178.77 \times 10^3}{3350 \times 300} \right)}{\left(\frac{11748 \times 10^3}{994.8 \times 10^3} - \frac{3350}{2} \right)} \right] \times 300 \times 2680 = 245 \text{ KN}$$

$$V_c = \min\{755, 245\} = 245$$

درصد آرماتور

$$V_u = 994.8 > V_c = 245 \Rightarrow V_s = V_u - V_c = 994.8 - 245 = 752.8 \text{ KN}$$

بند ۹-۱۲-۱۶-۴ مبحث نهم:

$$\rho_h = \frac{V_s}{\phi_s f_y h d} \geq 0.0025 \Rightarrow \rho_h = \frac{752.8 \times 10^3}{0.6 \times 400 \times 300 \times 2680} = 0.0039 > 0.0025 \Rightarrow \text{ok}$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.002$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{19200}{3350} \right) (0.0039 - 0.0025) = 0.0023 < 0.002 \Rightarrow \rho_v = 0.002$$

$$S_1 = \frac{2A_v}{h\rho_v} \leq S_{max} \quad \text{فاصله آرماتورهای قائم:}$$

$$S_2 = \frac{2A_h}{h\rho_h} \leq S_{max} \quad \text{فاصله آرماتورهای قائم:}$$

بند ۹-۱۲-۱۶-۴-۱ مبحث نهم: S_{max} ، کوچکترین مقادیر زیر می باشد:

$$\frac{l_w}{5}, \quad 3h, \quad 350 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{3350}{5}, 3 \times 300, 350 \right\} \Rightarrow S_{max} = 350 \text{ mm}$$

از $\Phi 12$ استفاده می شود، پس:

$$S_1 = \frac{2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}}{300 \times 0.0039} = 193 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}}{300 \times 0.002} = 376 \text{ mm}$$

بنابراین در آرماتور عمودی از $\Phi 12@19 \text{ cm}$ استفاده میشود و در آرماتور افقی از

میگردد $\Phi 12@35 \text{ cm}$ استفاده میشود

طراحی خمشی:

$$\delta = \frac{M_u}{S} + \frac{N_u}{A} \leq 0.2f_c$$

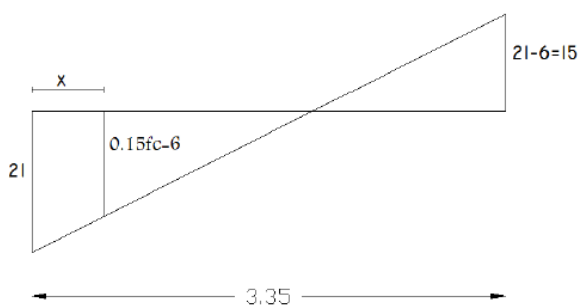
$$A = h \cdot l_w = 300 \times 3350 = 1005000$$

$$S = h \times \frac{l_w^2}{6} = 300 \times \frac{3350^2}{6} = 561 \times 10^6$$

$$\delta = \frac{11748 \times 10^6}{561 \times 10^6} + \frac{178 \times 10^3}{1005000} = 21 > 0.2 \times 30 = 6 \Rightarrow \text{احتیاج به لبه می باشد.}$$

تعیین اجزای لبه:

اجزای لبه از جایی که تنش فشاری بتن از $0.15f_c$ بیشتر بشود و تا لبه دیوار امتداد می یابند.



$$\delta(a) = \frac{21 + 15}{3.35} \times x - 21 = -6 \Rightarrow x = 1.39 \cong 1.4 \text{ m}$$

نیروی فشاری و کششی:

$$Z = 3.35 - 1.4 = 1.95$$

$$(فشاری) C = \frac{M_u}{Z} + N_u = \frac{11748}{1.95} + 178 = 6202 \text{ KN}$$

$$(کششی) T = \frac{M_u}{Z} = \frac{11748}{1.95} = 6024 \text{ KN}$$

مقدار آرماتور مورد نیاز برای نیروی کششی:

$$A_{st} = \frac{T}{\phi_s f_y} = \frac{60.24 \times 10^3}{0.85 \times 400} = 17717 \text{ mm}^2$$

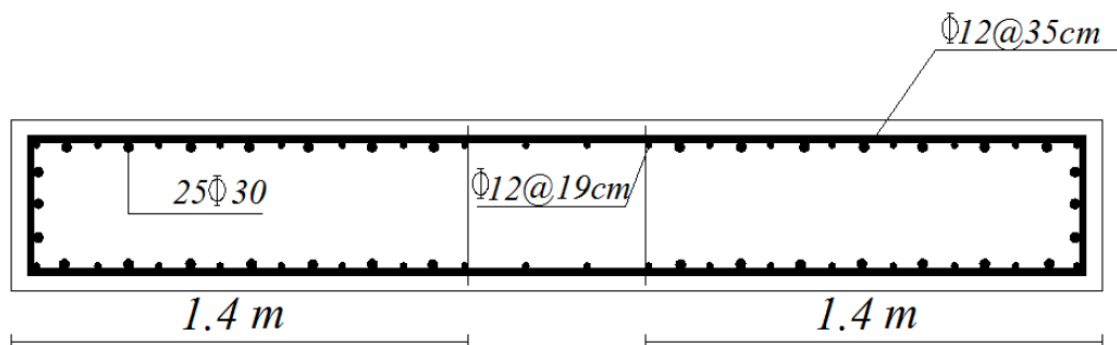
$$n = \frac{A_{st}}{\phi_s \cdot \frac{\pi \times 30^2}{4}} = 24.9 \cong 25 \Phi 30$$

$$\rho < 1\% = \frac{25 \times \pi \times 15^2}{300 \times 1400} = 0.42\% < 1\% \Rightarrow \text{ok}$$

$$P_r = (A_g - A_{st}) \cdot 0.85 \phi_c f_c + A_{st} \phi_s f_y \geq C$$

$$P_r = (300 \times 1400 - 25 \times 15^2 \times \pi) \times 0.85 \times 0.6 \times 30 + 25 \times 15^2 \times \pi \times 0.85 \times 400 = 6400 \text{ KN}$$

$$P_r = 6400 > C = 6202 \Rightarrow \text{ok}$$



۲۹. طراحی دال

در اینجا دال C-D,1-2 را که بحرانی تر است طراحی میکنیم.

با توجه به اندازه تیرها می توان نتیجه گرفت:

$$l_a = 4.8 - 0.3 = 4.5 \text{ m} \quad \text{دهانه آزاد در امتداد کوتاه پانل}$$

$$l_b = 4.9 - 0.3 = 4.6 \text{ m} \quad \text{دهانه آزاد در امتداد بلند پانل}$$

$$\frac{l_b}{l_a} = \frac{4.6}{4.5} = 1.02 \Rightarrow \text{دال دو طرفه}$$

تعیین ضخامت دال:

برای حدث اولیه ضخامت دال طبق آیین نامه ضخامت دال بتنی نباید از $\frac{1}{14}$ محیط چشمه دال کوچکتر باشد.

$$h_{min} = \frac{1}{14} \times 2 \times (4.5 + 4.4) = 0.12 \text{ m}$$

با توجه به نکات اجرایی ضخامت دال ۱۵ سانتی متر میگیریم.

همچنین باتوجه به آیین نامه ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشد که رابطه زیر برقرار باشد.

$$\frac{b_w h_b^2}{l_n h_s^2} \geq 2 \Rightarrow \frac{350 \times 500^2}{4500 \times 150^2} = 2.88 > 2 \Rightarrow ok$$

طبق بارهای حاصله در بخش بارگذاری، بارهای کف به قرار زیر می باشد:

$$W_D = 11.22 \text{ KN/m}^2, \quad W_L = 2 \text{ KN/m}^2$$

با توجه به جدول ۹-۱۰-۱ مبحث نهم، ترکیب بارگذاری به صورت زیر می باشد:

$$W_u = 1.25W_D + 1.5W_L = 1.25 \times 11.22 + 1.5 \times 2 = 17.025 \text{ KN/m}^2$$

تعیین لنگرهای انتهایی توسط ضرایب جدولی (طاحونی)

$$M_a = C_a w l_a^2$$

$$M_b = C_b w l_b^2$$

M_a : لنگر برای نواری با عرض واحد به موازات l_a

M_b : لنگر برای نواری با عرض واحد به موازات l_b

C_a و C_b : مقادیر به دست آمده از جدول

w : شدت بار گسترده یکنواخت وارد بر واحد سطح دال

این جداول بر حسب ضریب m و پیوستگی دال از اطراف می باشند.

$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{4.5}{4.6} = 0.95$$

لنگر منفی در لبه ممتد دال (جدول ۱۰-۳ کتاب طاحونی)

$$M^- = 0.055 \times 17.025 \times 4.5^2 = 18.96 \text{ KN.m/m}$$

در امتداد دهانه کوتاه

$$M^- = 0.045 \times 17.025 \times 4.6^2 = 16.21 \text{ KN.m/m}$$

در امتداد دهانه بلند

لنگر مثبت (جدول ۱۰-۴ و ۱۰-۵ کتاب طاحونی)

$$M^+ = (0.03 \times 14.025 \times 4.5^2) + (0.035 \times 3 \times 4.5^2) = 10.64 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه کوتاه}$$

$$M^+ = (0.024 \times 14.025 \times 4.6^2) + (0.029 \times 3 \times 4.6^2) = 8.96 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه بلند}$$

لنگر منفی در لبه غیر ممتد: لنگر منفی در لبه غیر پیوسته مساوی $\frac{3}{4}$ لنگر مثبت دهانه در همان امتداد می باشد. وجود میلگرد منفی در لبه غیر پیوسته حتما لازم است، چون در چنین انتهایی به علت مقاومت پیچشی تیر یا دیوار تکیه گاهی مقداری گیرداری موجود است.

$$M^- = \frac{3}{4} \times 10.64 = 7.84 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه کوتاه}$$

$$M^- = \frac{3}{4} \times 8.96 = 6.72 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه بلند}$$

کنترل ارتفاع مؤثر d برای عدم احتیاج به میلگرد فشاری

$$\rho_{max} = 0.6\beta \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.229$$

$$A_{smax} = \rho_{max} b d$$

b : بند ۹-۱۵-۴-۲ مبحث نهم: 1000 mm

d : طبق جدول ۹-۶-۵ مبحث نهم: 30 mm

$$A_{smax} = 0.229 \times 1000 \times (150 - 30) = 2748 \text{ mm}^2$$

$$a_{max} = \frac{A_{smax} \cdot \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c b} = \frac{2748 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 1000} = 61.06$$

$$M_r = A_{smax} \cdot \phi_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2748 \times 0.85 \times 400 \times \left(120 - \frac{61.06}{2} \right) = 83.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{max}} = 18.96 \text{ KN.m/m} < 83.6 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{ok}$$

اگر رابطه بالا برقرار نمی شد، باید ارتفاع d را افزایش داد.

بند ۹-۱۵-۴-۱-۲ مبحث نهم: نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

برای میلگردهای $S_{350}, S_{300}, S_{220}$ ۰.۰۰۲

برای میلگردهای S_{400} ۰.۰۰۱۸

برای میلگردهای S_{500} ۰.۰۰۱۵

در نتیجه: $S_{400} \Rightarrow \rho_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = \rho_{min}bh = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2/m$$

بند ۹-۱۵-۱۴-۳ مبحث نهم: فاصله میگردهای خمشی در دال‌ها، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵ میلیمتر تجاوز کند.

$$S_{max} = \min\{2 \times 150, 350\} \Rightarrow S_{max} = 300 \text{ mm}$$

تعیین میلگرد لازم:

چون میلگردهای مثبت در دو امتداد عمود برهم قرار می‌گیرند، ارتفاع مؤثر d میلگردهای قرار گرفته رو به اندازه قطر میلگرد از ارتفاع مؤثر میلگردهای قرار گرفته در زیر، کوچکتر است. با توجه به اینکه لنگر امتداد بزرگتر، کوچکتر از لنگر امتداد کوچکتر است، اقتصادی‌تر است میلگردهای دهانه کوتاه در زیر قرار داده می‌شوند.

$$A_s = \frac{0.85\phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi_c f_c b d^2}} \right)$$

سطح مقطع فولادهای دهانه کوتاه (l_a) ($d = 120 \text{ mm}$)

$$M^- = 18.96 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 486 \text{ mm}^2/m \Rightarrow (\Phi 12 @ 200 \text{ mm}, A_s = 566 \text{ mm}^2/m)$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{566}{1000 \times 120} = 0.0047 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^+ = 10.64 \text{ KN.m/m} \quad \text{وسط دال نوار میانی:}$$

$$A_s = 267 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s_{min}} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 120} = 0.0032 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^- = 7.84 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه غیر ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 195 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s_{min}} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 120} = 0.0032 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

سطح مقطع فولادهای دهانه بلند (l_b) ($d = 105 \text{ mm}$)

$$M^- = 16.21 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 478 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow (\Phi 12 @ 200 \text{ mm}, A_s = 566 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{566}{1000 \times 105} = 0.0053 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^+ = 8.96 \text{ KN.m/m} \quad \text{وسط دال نوار میانی:}$$

$$A_s = 258 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s_{min}} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 105} = 0.0037 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^- = 6.72 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه غیر ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 192 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s_{min}} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 105} = 0.0037 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

نکات آیین نامه در مورد میلگرد گذاری دال:

بند ۹-۱۵-۴-۱-۴ مبحث نهم : میلگردهای خمشی مثبت عمود به بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و بعلاوه، به طولی حداقل معادل ۱۵۰ میلیمتر به طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

بند ۹-۱۵-۴-۱-۵ مبحث نهم : میلگردهای خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهاری دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار ستون به طور کامل مهار شوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه‌گاه، تامین شود.

برای تعیین نقاط قطع آرماتور می‌توان از محدودیت‌های شکل زیر استفاده کرد:

کنترل برش:

بند ۹-۱۲-۱۷-۲-۲ مبحث نهم: در دال‌ها و پی‌ها کنترل برش در حالت حدی مقاوم نهایی برای عملکرد یکطرفه مشابه تیرها است و براساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۲-۳-۱-۱ انجام می‌گیرد.

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad \text{بند ۹-۱۲-۳-۱-۱ مبحث نهم:}$$

با توجه به $m = 0.95$ و پیوستگی از دو طرف:

$$W_u = 4.6 \times 4.5 \times 17.025 = 352.417 \text{ KN}$$

$$\text{شدت بار یکنواخت در تیر بلند} = \frac{0.55}{2} \times \frac{352.14}{4.6} = 21.05 \text{ KN}$$

$$\text{شدت بار یکنواخت در تیر کوتاه} = \frac{0.45}{2} \times \frac{352.14}{4.5} = 17.06 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 120 = 78.87 \text{ KN} > 21.05 \Rightarrow \text{ok}$$

محاسبه تغییر شک‌دال:

$$M_{bL} = \frac{0.029 \times 3 \times 4.6^2}{1.5} = 1.5 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{bD} = \frac{0.024 \times 14.025 \times 4.6^2}{1.25} = 5.7 \text{ KN.m/m}$$

$$E_c I_g = (5000 \sqrt{30}) \times \left(1000 \times \frac{12.3}{12} \right) = 3.943 \times 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

تغییر شکل ناشی از بار زنده:

$$\Delta_L = \frac{3}{32} \frac{M_{bL} l_b^2}{E_c I_g} = \frac{3}{32} \times \frac{1.5 \times 10^6 \times 4600^2}{3.943 \times 10^{12}} = 0.75 \text{ mm}$$

تغییر شکل ناشی از بار مرده:

$$\Delta_D = \frac{1}{16} \frac{M_{bD} l_b^2}{E_c I_g} = \frac{1}{16} \times \frac{5.7 \times 10^6 \times 4600^2}{3.943 \times 10^{12}} = 1.9 \text{ mm}$$

$$\Delta_D = 3 \times 1.9 = 5.7 \text{ mm}$$

۳۰. تغییر مکان جانبی ساختمان:

بند ۲-۵-۳ آیین نامه ۲۸۰۰: تغییر مکان نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل آن به دست می آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w$$

در این رابطه:

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

Δ_w : تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه

R : ضریب رفتار سازه

بند ۲-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰: تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود.

$$T < 0.7 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \Delta_M < 0.025 H$$

$$T \geq 0.7 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \Delta_M \leq 0.02 H$$

از آنجایی که Drift هر طبقه نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طرح به ارتفاع طبقه می باشد، بنابراین:

$$Drift = \frac{\Delta_w}{H}$$

$$drift X = drift y = 5.95 * 10^{-3}$$

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
KHARPOSHTE Dead		4	Diaph D1 X	0.000183	11520	12000	26100
KHARPOSHTE Dead		7	Diaph D1 Y	0.000446	11520	7400	26100
KHARPOSHTE Live		7	Diaph D1 X	1.3E-05	11520	7400	26100
KHARPOSHTE Live		7	Diaph D1 Y	0.00018	11520	7400	26100
KHARPOSHTE RL		7	Diaph D1 X	5.5E-05	11520	7400	26100
KHARPOSHTE RL		7	Diaph D1 Y	2.8E-05	11520	7400	26100
KHARPOSHTE LIVE eq		7	Diaph D1 X	2.9E-05	11520	7400	26100
KHARPOSHTE LIVE eq		7	Diaph D1 Y	1.6E-05	11520	7400	26100
KHARPOSHTE MASS		4	Diaph D1 X	3E-06	11520	12000	26100
KHARPOSHTE MASS		6	Diaph D1 Y	1.2E-05	8420	7400	26100
KHARPOSHTE EX		7	Diaph D1 X	0.000465	11520	7400	26100
KHARPOSHTE EX		7	Diaph D1 Y	0.000131	11520	7400	26100
KHARPOSHTE EPX		4	Diaph D1 X	0.001617	11520	12000	26100
KHARPOSHTE EPX		6	Diaph D1 Y	0.000386	8420	7400	26100
KHARPOSHTE EY		4	Diaph D1 X	5E-05	11520	12000	26100
KHARPOSHTE EY		7	Diaph D1 Y	0.000423	11520	7400	26100
KHARPOSHTE EPY		4	Diaph D1 X	6.5E-05	11520	12000	26100
KHARPOSHTE EPY		7	Diaph D1 Y	0.000435	11520	7400	26100
KHARPOSHTE EZ		7	Diaph D1 X	0	11520	7400	26100
KHARPOSHTE EZ		7	Diaph D1 Y	0	11520	7400	26100
KHARPOSHTE SOIL		7	Diaph D1 X	0	11520	7400	26100
KHARPOSHTE SOIL		7	Diaph D1 Y	0	11520	7400	26100
KHARPOSHTE SX Max		7	Diaph D1 X	0.000517	11520	7400	26100
KHARPOSHTE SX Max		4	Diaph D1 Y	0.000225	11520	12000	26100
KHARPOSHTE SPX Max		4	Diaph D1 X	0.001812	11520	12000	26100
KHARPOSHTE SPX Max		4	Diaph D1 Y	0.00085	11520	12000	26100
KHARPOSHTE SPY Max		4	Diaph D1 X	9.9E-05	11520	12000	26100
KHARPOSHTE SPY Max		7	Diaph D1 Y	0.000628	11520	7400	26100
KHARPOSHTE Comb1		4	Diaph D1 X	0.000256	11520	12000	26100
KHARPOSHTE Comb1		7	Diaph D1 Y	0.000625	11520	7400	26100
KHARPOSHTE Comb2		4	Diaph D1 X	0.000346	11520	12000	26100
KHARPOSHTE Comb2		7	Diaph D1 Y	0.000753	11520	7400	26100
KHARPOSHTE Comb3		4	Diaph D1 X	0.000164	11520	12000	26100
KHARPOSHTE Comb3		7	Diaph D1 Y	0.000402	11520	7400	26100

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
KHARPOSHTE	Comb4 Max	4	Diaph D1 X	0.002238	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb4 Max	4	Diaph D1 Y	0.001862	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb4 Min	4	Diaph D1 X	0.002835	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb4 Min	4	Diaph D1 Y	0.000519	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb5 Max	7	Diaph D1 X	0.000168	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb5 Max	7	Diaph D1 Y	0.00155	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	0.000438	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb5 Min	7	Diaph D1 Y	0.000208	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb7 Max	7	Diaph D1 X	0.000556	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb7 Max	4	Diaph D1 Y	0.001865	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb7 Min	4	Diaph D1 X	0.001144	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb7 Min	4	Diaph D1 Y	0.000523	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb9 Max	4	Diaph D1 X	0.002372	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb9 Max	4	Diaph D1 Y	0.001592	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb9 Min	4	Diaph D1 X	0.0027	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb9 Min	4	Diaph D1 Y	0.000789	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb10 Max	7	Diaph D1 X	6.4E-05	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb10 Max	7	Diaph D1 Y	0.001281	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	0.000304	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb10 Min	7	Diaph D1 Y	0.000478	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb12 Max	4	Diaph D1 X	0.000681	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb12 Max	7	Diaph D1 Y	0.001596	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb12 Min	4	Diaph D1 X	0.001009	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb12 Min	4	Diaph D1 Y	0.000792	11520	12000	26100
KHARPOSHTE	Comb14	7	Diaph D1 X	0	11520	7400	26100
KHARPOSHTE	Comb14	7	Diaph D1 Y	0	11520	7400	26100
ROOF	Dead	4	Diaph D1 X	0.000145	11520	12000	23300
ROOF	Dead	30	Diaph D1 Y	0.000591	11520	10700	23300
ROOF	Live	13	Diaph D1 X	3.8E-05	9640	0	23300
ROOF	Live	30	Diaph D1 Y	0.000218	11520	10700	23300
ROOF	RL	13	Diaph D1 X	4.7E-05	9640	0	23300
ROOF	RL	30	Diaph D1 Y	1.3E-05	11520	10700	23300
ROOF	LIVE eq	13	Diaph D1 X	2.5E-05	9640	0	23300
ROOF	LIVE eq	30	Diaph D1 Y	7E-06	11520	10700	23300

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
ROOF	MASS	13	Diaph D1 X	7E-06	9640	0	23300
ROOF	MASS	10	Diaph D1 Y	2E-06	11520	3490	23300
ROOF	EX	13	Diaph D1 X	0.001283	9640	0	23300
ROOF	EX	11	Diaph D1 Y	0.000215	1200	0	23300
ROOF	EPX	13	Diaph D1 X	0.003837	9640	0	23300
ROOF	EPX	11	Diaph D1 Y	0.000394	1200	0	23300
ROOF	EY	4	Diaph D1 X	5.7E-05	11520	12000	23300
ROOF	EY	30	Diaph D1 Y	0.00105	11520	10700	23300
ROOF	EPY	4	Diaph D1 X	9.6E-05	11520	12000	23300
ROOF	EPY	30	Diaph D1 Y	0.001091	11520	10700	23300
ROOF	EZ	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	23300
ROOF	EZ	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	23300
ROOF	SOIL	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	23300
ROOF	SOIL	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	23300
ROOF	SX Max	13	Diaph D1 X	0.001265	9640	0	23300
ROOF	SX Max	11	Diaph D1 Y	0.00033	1200	0	23300
ROOF	SPX Max	13	Diaph D1 X	0.004592	9640	0	23300
ROOF	SPX Max	11	Diaph D1 Y	0.001377	1200	0	23300
ROOF	SPY Max	4	Diaph D1 X	0.000147	11520	12000	23300
ROOF	SPY Max	30	Diaph D1 Y	0.001218	11520	10700	23300
ROOF	Comb1	4	Diaph D1 X	0.000202	11520	12000	23300
ROOF	Comb1	30	Diaph D1 Y	0.000827	11520	10700	23300
ROOF	Comb2	4	Diaph D1 X	0.000276	11520	12000	23300
ROOF	Comb2	30	Diaph D1 Y	0.001026	11520	10700	23300
ROOF	Comb3	4	Diaph D1 X	0.00013	11520	12000	23300
ROOF	Comb3	30	Diaph D1 Y	0.000532	11520	10700	23300
ROOF	Comb4 Max	13	Diaph D1 X	0.006332	9640	0	23300
ROOF	Comb4 Max	7	Diaph D1 Y	0.002763	11520	7400	23300
ROOF	Comb4 Min	13	Diaph D1 X	0.006525	9640	0	23300
ROOF	Comb4 Min	11	Diaph D1 Y	0.001142	1200	0	23300
ROOF	Comb5 Max	22	Diaph D1 X	7.7E-05	11420	7400	23300
ROOF	Comb5 Max	30	Diaph D1 Y	0.002612	11520	10700	23300
ROOF	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	0.000444	11520	12000	23300
ROOF	Comb5 Min	11	Diaph D1 Y	0.000839	1200	0	23300

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
ROOF	Comb7 Max	13	Diaph D1 X	0.001812	9640	0	23300
ROOF	Comb7 Max	30	Diaph D1 Y	0.003057	11520	10700	23300
ROOF	Comb7 Min	13	Diaph D1 X	0.002005	9640	0	23300
ROOF	Comb7 Min	11	Diaph D1 Y	0.001301	1200	0	23300
ROOF	Comb9 Max	13	Diaph D1 X	0.006382	9640	0	23300
ROOF	Comb9 Max	11	Diaph D1 Y	0.002388	1200	0	23300
ROOF	Comb9 Min	13	Diaph D1 X	0.006476	9640	0	23300
ROOF	Comb9 Min	11	Diaph D1 Y	0.001468	1200	0	23300
ROOF	Comb10 Max	13	Diaph D1 X	9.1E-05	9640	0	23300
ROOF	Comb10 Max	30	Diaph D1 Y	0.002236	11520	10700	23300
ROOF	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	0.000336	11520	12000	23300
ROOF	Comb10 Min	30	Diaph D1 Y	0.001173	11520	10700	23300
ROOF	Comb12 Max	13	Diaph D1 X	0.001861	9640	0	23300
ROOF	Comb12 Max	30	Diaph D1 Y	0.002681	11520	10700	23300
ROOF	Comb12 Min	13	Diaph D1 X	0.001955	9640	0	23300
ROOF	Comb12 Min	11	Diaph D1 Y	0.001626	1200	0	23300
ROOF	Comb14	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	23300
ROOF	Comb14	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	23300
MASKONI3	Dead	4	Diaph D1 X	0.00015	11520	12000	20100
MASKONI3	Dead	32	Diaph D1 Y	0.000591	11520	8720	20100
MASKONI3	Live	13	Diaph D1 X	3.8E-05	9640	0	20100
MASKONI3	Live	32	Diaph D1 Y	0.000221	11520	8720	20100
MASKONI3	RL	13	Diaph D1 X	4.3E-05	9640	0	20100
MASKONI3	RL	32	Diaph D1 Y	1.7E-05	11520	8720	20100
MASKONI3	LIVE eq	13	Diaph D1 X	2.3E-05	9640	0	20100
MASKONI3	LIVE eq	32	Diaph D1 Y	9E-06	11520	8720	20100
MASKONI3	MASS	13	Diaph D1 X	5E-06	9640	0	20100
MASKONI3	MASS	11	Diaph D1 Y	2E-06	1200	0	20100
MASKONI3	EX	13	Diaph D1 X	0.001315	9640	0	20100
MASKONI3	EX	8	Diaph D1 Y	0.000229	1200	3490	20100
MASKONI3	EPX	13	Diaph D1 X	0.003933	9640	0	20100
MASKONI3	EPX	11	Diaph D1 Y	0.000438	1200	0	20100
MASKONI3	EY	4	Diaph D1 X	6.3E-05	11520	12000	20100
MASKONI3	EY	32	Diaph D1 Y	0.001591	11520	8720	20100

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
MASKONI3	EPY	4	Diaph D1 X	0.000104	11520	12000	20100
MASKONI3	EPY	32	Diaph D1 Y	0.001634	11520	8720	20100
MASKONI3	EZ	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	20100
MASKONI3	EZ	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	20100
MASKONI3	SOIL	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	20100
MASKONI3	SOIL	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	20100
MASKONI3	SX Max	13	Diaph D1 X	0.001288	9640	0	20100
MASKONI3	SX Max	5	Diaph D1 Y	0.000338	1200	7400	20100
MASKONI3	SPX Max	13	Diaph D1 X	0.004676	9640	0	20100
MASKONI3	SPX Max	1	Diaph D1 Y	0.001404	1200	12000	20100
MASKONI3	SPY Max	4	Diaph D1 X	0.000157	11520	12000	20100
MASKONI3	SPY Max	32	Diaph D1 Y	0.001813	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb1	4	Diaph D1 X	0.000211	11520	12000	20100
MASKONI3	Comb1	32	Diaph D1 Y	0.000828	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb2	4	Diaph D1 X	0.000278	11520	12000	20100
MASKONI3	Comb2	32	Diaph D1 Y	0.001023	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb3	4	Diaph D1 X	0.000135	11520	12000	20100
MASKONI3	Comb3	32	Diaph D1 Y	0.000532	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb4 Max	13	Diaph D1 X	0.006465	9640	0	20100
MASKONI3	Comb4 Max	30	Diaph D1 Y	0.002805	11520	10700	20100
MASKONI3	Comb4 Min	13	Diaph D1 X	0.006628	9640	0	20100
MASKONI3	Comb4 Min	1	Diaph D1 Y	0.001197	1200	12000	20100
MASKONI3	Comb5 Max	22	Diaph D1 X	6.6E-05	11420	7400	20100
MASKONI3	Comb5 Max	32	Diaph D1 Y	0.003444	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	0.000462	11520	12000	20100
MASKONI3	Comb5 Min	11	Diaph D1 Y	0.001677	1200	0	20100
MASKONI3	Comb7 Max	13	Diaph D1 X	0.001862	9640	0	20100
MASKONI3	Comb7 Max	32	Diaph D1 Y	0.003895	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb7 Min	13	Diaph D1 X	0.002025	9640	0	20100
MASKONI3	Comb7 Min	5	Diaph D1 Y	0.00215	1200	7400	20100
MASKONI3	Comb9 Max	13	Diaph D1 X	0.006506	9640	0	20100
MASKONI3	Comb9 Max	10	Diaph D1 Y	0.002432	11520	3490	20100
MASKONI3	Comb9 Min	13	Diaph D1 X	0.006587	9640	0	20100
MASKONI3	Comb9 Min	1	Diaph D1 Y	0.001515	1200	12000	20100

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
MASKONI3	Comb10 Max	13	Diaph D1 X	0.0001	9640	0	20100
MASKONI3	Comb10 Max	32	Diaph D1 Y	0.003071	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	0.000356	11520	12000	20100
MASKONI3	Comb10 Min	32	Diaph D1 Y	0.002007	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb12 Max	13	Diaph D1 X	0.001903	9640	0	20100
MASKONI3	Comb12 Max	32	Diaph D1 Y	0.003522	11520	8720	20100
MASKONI3	Comb12 Min	13	Diaph D1 X	0.001984	9640	0	20100
MASKONI3	Comb12 Min	5	Diaph D1 Y	0.002467	1200	7400	20100
MASKONI3	Comb14	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	20100
MASKONI3	Comb14	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	20100
MASKONI2	Dead	4	Diaph D1 X	0.000139	11520	12000	16900
MASKONI2	Dead	32	Diaph D1 Y	0.000482	11520	8720	16900
MASKONI2	Live	13	Diaph D1 X	3.5E-05	9640	0	16900
MASKONI2	Live	32	Diaph D1 Y	0.000179	11520	8720	16900
MASKONI2	RL	13	Diaph D1 X	3.6E-05	9640	0	16900
MASKONI2	RL	32	Diaph D1 Y	1.4E-05	11520	8720	16900
MASKONI2	LIVE eq	13	Diaph D1 X	1.9E-05	9640	0	16900
MASKONI2	LIVE eq	32	Diaph D1 Y	7E-06	11520	8720	16900
MASKONI2	MASS	13	Diaph D1 X	3E-06	9640	0	16900
MASKONI2	MASS	8	Diaph D1 Y	1E-06	1200	3490	16900
MASKONI2	EX	13	Diaph D1 X	0.001281	9640	0	16900
MASKONI2	EX	11	Diaph D1 Y	0.000218	1200	0	16900
MASKONI2	EPX	13	Diaph D1 X	0.003833	9640	0	16900
MASKONI2	EPX	11	Diaph D1 Y	0.000415	1200	0	16900
MASKONI2	EY	4	Diaph D1 X	6.2E-05	11520	12000	16900
MASKONI2	EY	32	Diaph D1 Y	0.001756	11520	8720	16900
MASKONI2	EPY	4	Diaph D1 X	0.000104	11520	12000	16900
MASKONI2	EPY	32	Diaph D1 Y	0.0018	11520	8720	16900
MASKONI2	EZ	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	16900
MASKONI2	EZ	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	16900
MASKONI2	SOIL	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	16900
MASKONI2	SOIL	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	16900
MASKONI2	SX Max	13	Diaph D1 X	0.001241	9640	0	16900
MASKONI2	SX Max	11	Diaph D1 Y	0.000323	1200	0	16900

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
MASKONI2	SPX Max	13	Diaph D1 X	0.004505	9640	0	16900
MASKONI2	SPX Max	11	Diaph D1 Y	0.00134	1200	0	16900
MASKONI2	SPY Max	4	Diaph D1 X	0.000156	11520	12000	16900
MASKONI2	SPY Max	32	Diaph D1 Y	0.002009	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb1	4	Diaph D1 X	0.000195	11520	12000	16900
MASKONI2	Comb1	32	Diaph D1 Y	0.000675	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb2	4	Diaph D1 X	0.00025	11520	12000	16900
MASKONI2	Comb2	32	Diaph D1 Y	0.000832	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb3	4	Diaph D1 X	0.000125	11520	12000	16900
MASKONI2	Comb3	32	Diaph D1 Y	0.000434	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb4 Max	13	Diaph D1 X	0.006245	9640	0	16900
MASKONI2	Comb4 Max	32	Diaph D1 Y	0.002551	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb4 Min	13	Diaph D1 X	0.00637	9640	0	16900
MASKONI2	Comb4 Min	11	Diaph D1 Y	0.001274	1200	0	16900
MASKONI2	Comb5 Max	13	Diaph D1 X	7.3E-05	9640	0	16900
MASKONI2	Comb5 Max	32	Diaph D1 Y	0.00355	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	0.000437	11520	12000	16900
MASKONI2	Comb5 Min	11	Diaph D1 Y	0.002113	1200	0	16900
MASKONI2	Comb7 Max	13	Diaph D1 X	0.001811	9640	0	16900
MASKONI2	Comb7 Max	32	Diaph D1 Y	0.003976	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb7 Min	13	Diaph D1 X	0.001936	9640	0	16900
MASKONI2	Comb7 Min	11	Diaph D1 Y	0.002566	1200	0	16900
MASKONI2	Comb9 Max	13	Diaph D1 X	0.006275	9640	0	16900
MASKONI2	Comb9 Max	32	Diaph D1 Y	0.002248	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb9 Min	13	Diaph D1 X	0.006339	9640	0	16900
MASKONI2	Comb9 Min	11	Diaph D1 Y	0.001523	1200	0	16900
MASKONI2	Comb10 Max	13	Diaph D1 X	0.000103	9640	0	16900
MASKONI2	Comb10 Max	32	Diaph D1 Y	0.003247	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	0.000343	11520	12000	16900
MASKONI2	Comb10 Min	32	Diaph D1 Y	0.002379	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb12 Max	13	Diaph D1 X	0.001841	9640	0	16900
MASKONI2	Comb12 Max	32	Diaph D1 Y	0.003673	11520	8720	16900
MASKONI2	Comb12 Min	13	Diaph D1 X	0.001905	9640	0	16900
MASKONI2	Comb12 Min	11	Diaph D1 Y	0.002814	1200	0	16900

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
MASKONI2	Comb14	37	Diaph D1 X 0		11406.8	8720	16900
MASKONI2	Comb14	37	Diaph D1 Y 0		11406.8	8720	16900
MASKONI1	Dead	4	Diaph D1 X 0.000116		11520	12000	13700
MASKONI1	Dead	32	Diaph D1 Y 0.000384		11520	8720	13700
MASKONI1	Live	13	Diaph D1 X 3E-05		9640	0	13700
MASKONI1	Live	32	Diaph D1 Y 0.000139		11520	8720	13700
MASKONI1	RL	13	Diaph D1 X 2.8E-05		9640	0	13700
MASKONI1	RL	32	Diaph D1 Y 5E-06		11520	8720	13700
MASKONI1	LIVE eq	13	Diaph D1 X 1.4E-05		9640	0	13700
MASKONI1	LIVE eq	32	Diaph D1 Y 3E-06		11520	8720	13700
MASKONI1	MASS	13	Diaph D1 X 2E-06		9640	0	13700
MASKONI1	MASS	5	Diaph D1 Y 1E-06		1200	7400	13700
MASKONI1	EX	13	Diaph D1 X 0.001162		9640	0	13700
MASKONI1	EX	1	Diaph D1 Y 0.000165		1200	12000	13700
MASKONI1	EPX	4	Diaph D1 X 0.003521		11520	12000	13700
MASKONI1	EPX	32	Diaph D1 Y 0.000292		11520	8720	13700
MASKONI1	EY	4	Diaph D1 X 5E-05		11520	12000	13700
MASKONI1	EY	32	Diaph D1 Y 0.001574		11520	8720	13700
MASKONI1	EPY	4	Diaph D1 X 8.8E-05		11520	12000	13700
MASKONI1	EPY	32	Diaph D1 Y 0.001613		11520	8720	13700
MASKONI1	EZ	37	Diaph D1 X 0		11406.8	8720	13700
MASKONI1	EZ	37	Diaph D1 Y 0		11406.8	8720	13700
MASKONI1	SOIL	37	Diaph D1 X 0		11406.8	8720	13700
MASKONI1	SOIL	37	Diaph D1 Y 0		11406.8	8720	13700
MASKONI1	SX Max	13	Diaph D1 X 0.001115		9640	0	13700
MASKONI1	SX Max	11	Diaph D1 Y 0.000287		1200	0	13700
MASKONI1	SPX Max	13	Diaph D1 X 0.004045		9640	0	13700
MASKONI1	SPX Max	11	Diaph D1 Y 0.001202		1200	0	13700
MASKONI1	SPY Max	4	Diaph D1 X 0.000135		11520	12000	13700
MASKONI1	SPY Max	32	Diaph D1 Y 0.001814		11520	8720	13700
MASKONI1	Comb1	4	Diaph D1 X 0.000163		11520	12000	13700
MASKONI1	Comb1	32	Diaph D1 Y 0.000537		11520	8720	13700
MASKONI1	Comb2	4	Diaph D1 X 0.000204		11520	12000	13700
MASKONI1	Comb2	32	Diaph D1 Y 0.000671		11520	8720	13700

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
MASKONI1	Comb3	4	Diaph D1 X	0.000105	11520	12000	13700
MASKONI1	Comb3	32	Diaph D1 Y	0.000345	11520	8720	13700
MASKONI1	Comb4 Max	13	Diaph D1 X	0.005623	9640	0	13700
MASKONI1	Comb4 Max	10	Diaph D1 Y	0.002193	11520	3490	13700
MASKONI1	Comb4 Min	13	Diaph D1 X	0.005703	9640	0	13700
MASKONI1	Comb4 Min	1	Diaph D1 Y	0.001211	1200	12000	13700
MASKONI1	Comb5 Max	13	Diaph D1 X	8.4E-05	9640	0	13700
MASKONI1	Comb5 Max	32	Diaph D1 Y	0.003131	11520	8720	13700
MASKONI1	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	0.00037	11520	12000	13700
MASKONI1	Comb5 Min	11	Diaph D1 Y	0.001992	1200	0	13700
MASKONI1	Comb7 Max	13	Diaph D1 X	0.001645	9640	0	13700
MASKONI1	Comb7 Max	32	Diaph D1 Y	0.003507	11520	8720	13700
MASKONI1	Comb7 Min	13	Diaph D1 X	0.001725	9640	0	13700
MASKONI1	Comb7 Min	11	Diaph D1 Y	0.002394	1200	0	13700
MASKONI1	Comb9 Max	13	Diaph D1 X	0.005642	9640	0	13700
MASKONI1	Comb9 Max	11	Diaph D1 Y	0.001956	1200	0	13700
MASKONI1	Comb9 Min	13	Diaph D1 X	0.005684	9640	0	13700
MASKONI1	Comb9 Min	1	Diaph D1 Y	0.001409	1200	12000	13700
MASKONI1	Comb10 Max	13	Diaph D1 X	0.000103	9640	0	13700
MASKONI1	Comb10 Max	32	Diaph D1 Y	0.002884	11520	8720	13700
MASKONI1	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	0.000294	11520	12000	13700
MASKONI1	Comb10 Min	32	Diaph D1 Y	0.002194	11520	8720	13700
MASKONI1	Comb12 Max	13	Diaph D1 X	0.001664	9640	0	13700
MASKONI1	Comb12 Max	32	Diaph D1 Y	0.00326	11520	8720	13700
MASKONI1	Comb12 Min	13	Diaph D1 X	0.001706	9640	0	13700
MASKONI1	Comb12 Min	11	Diaph D1 Y	0.002592	1200	0	13700
MASKONI1	Comb14	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	13700
MASKONI1	Comb14	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	13700
TEJARI2	Dead	4	Diaph D1 X	8.4E-05	11520	12000	10500
TEJARI2	Dead	32	Diaph D1 Y	0.000308	11520	8720	10500
TEJARI2	Live	13	Diaph D1 X	2.2E-05	9640	0	10500
TEJARI2	Live	32	Diaph D1 Y	0.000113	11520	8720	10500
TEJARI2	RL	13	Diaph D1 X	1.9E-05	9640	0	10500
TEJARI2	RL	32	Diaph D1 Y	3E-06	11520	8720	10500

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
TEJARI2	LIVE eq	13	Diaph D1 X	1E-05	9640	0	10500
TEJARI2	LIVE eq	32	Diaph D1 Y	1E-06	11520	8720	10500
TEJARI2	MASS	13	Diaph D1 X	1E-06	9640	0	10500
TEJARI2	MASS	32	Diaph D1 Y	3.771E-07	11520	8720	10500
TEJARI2	EX	13	Diaph D1 X	0.000948	9640	0	10500
TEJARI2	EX	5	Diaph D1 Y	0.000107	1200	7400	10500
TEJARI2	EPX	4	Diaph D1 X	0.002977	11520	12000	10500
TEJARI2	EPX	32	Diaph D1 Y	0.000225	11520	8720	10500
TEJARI2	EY	4	Diaph D1 X	3.4E-05	11520	12000	10500
TEJARI2	EY	32	Diaph D1 Y	0.001701	11520	8720	10500
TEJARI2	EPY	4	Diaph D1 X	6.6E-05	11520	12000	10500
TEJARI2	EPY	32	Diaph D1 Y	0.001731	11520	8720	10500
TEJARI2	EZ	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	10500
TEJARI2	EZ	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	10500
TEJARI2	SOIL	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	10500
TEJARI2	SOIL	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	10500
TEJARI2	SX Max	13	Diaph D1 X	0.000901	9640	0	10500
TEJARI2	SX Max	8	Diaph D1 Y	0.000234	1200	3490	10500
TEJARI2	SPX Max	13	Diaph D1 X	0.003269	9640	0	10500
TEJARI2	SPX Max	11	Diaph D1 Y	0.000985	1200	0	10500
TEJARI2	SPY Max	4	Diaph D1 X	0.000105	11520	12000	10500
TEJARI2	SPY Max	32	Diaph D1 Y	0.001957	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb1	4	Diaph D1 X	0.000118	11520	12000	10500
TEJARI2	Comb1	32	Diaph D1 Y	0.000432	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb2	4	Diaph D1 X	0.000146	11520	12000	10500
TEJARI2	Comb2	32	Diaph D1 Y	0.000544	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb3	4	Diaph D1 X	7.6E-05	11520	12000	10500
TEJARI2	Comb3	32	Diaph D1 Y	0.000278	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb4 Max	13	Diaph D1 X	0.00455	9640	0	10500
TEJARI2	Comb4 Max	32	Diaph D1 Y	0.001817	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb4 Min	13	Diaph D1 X	0.004604	9640	0	10500
TEJARI2	Comb4 Min	8	Diaph D1 Y	0.000988	1200	3490	10500
TEJARI2	Comb5 Max	13	Diaph D1 X	7.5E-05	9640	0	10500
TEJARI2	Comb5 Max	32	Diaph D1 Y	0.003218	11520	8720	10500

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
TEJARI2	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	0.000276	11520	12000	10500
TEJARI2	Comb5 Min	11	Diaph D1 Y	0.0023	1200	0	10500
TEJARI2	Comb7 Max	13	Diaph D1 X	0.001337	9640	0	10500
TEJARI2	Comb7 Max	32	Diaph D1 Y	0.003537	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb7 Min	13	Diaph D1 X	0.00139	9640	0	10500
TEJARI2	Comb7 Min	11	Diaph D1 Y	0.002627	1200	0	10500
TEJARI2	Comb9 Max	13	Diaph D1 X	0.004562	9640	0	10500
TEJARI2	Comb9 Max	32	Diaph D1 Y	0.001616	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb9 Min	13	Diaph D1 X	0.004592	9640	0	10500
TEJARI2	Comb9 Min	8	Diaph D1 Y	0.001153	1200	3490	10500
TEJARI2	Comb10 Max	13	Diaph D1 X	8.7E-05	9640	0	10500
TEJARI2	Comb10 Max	32	Diaph D1 Y	0.003017	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	0.000223	11520	12000	10500
TEJARI2	Comb10 Min	11	Diaph D1 Y	0.002465	1200	0	10500
TEJARI2	Comb12 Max	13	Diaph D1 X	0.001349	9640	0	10500
TEJARI2	Comb12 Max	32	Diaph D1 Y	0.003336	11520	8720	10500
TEJARI2	Comb12 Min	13	Diaph D1 X	0.001378	9640	0	10500
TEJARI2	Comb12 Min	11	Diaph D1 Y	0.002792	1200	0	10500
TEJARI2	Comb14	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	10500
TEJARI2	Comb14	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	10500
TEJARI1	Dead	4	Diaph D1 X	4.7E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	Dead	32	Diaph D1 Y	0.000198	11520	8720	6500
TEJARI1	Live	13	Diaph D1 X	1.3E-05	9640	0	6500
TEJARI1	Live	32	Diaph D1 Y	7.3E-05	11520	8720	6500
TEJARI1	RL	4	Diaph D1 X	1.1E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	RL	11	Diaph D1 Y	3E-06	1200	0	6500
TEJARI1	LIVE eq	4	Diaph D1 X	5E-06	11520	12000	6500
TEJARI1	LIVE eq	11	Diaph D1 Y	1E-06	1200	0	6500
TEJARI1	MASS	13	Diaph D1 X	4.708E-07	9640	0	6500
TEJARI1	MASS	32	Diaph D1 Y	2.015E-07	11520	8720	6500
TEJARI1	EX	13	Diaph D1 X	0.00058	9640	0	6500
TEJARI1	EX	11	Diaph D1 Y	5.4E-05	1200	0	6500
TEJARI1	EPX	4	Diaph D1 X	0.001883	11520	12000	6500
TEJARI1	EPX	32	Diaph D1 Y	0.00015	11520	8720	6500

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
TEJARI1	EY	4	Diaph D1 X	1.8E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	EY	32	Diaph D1 Y	0.001138	11520	8720	6500
TEJARI1	EPY	4	Diaph D1 X	3.8E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	EPY	32	Diaph D1 Y	0.001157	11520	8720	6500
TEJARI1	EZ	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	6500
TEJARI1	EZ	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	6500
TEJARI1	SOIL	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	6500
TEJARI1	SOIL	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	6500
TEJARI1	SX Max	13	Diaph D1 X	0.000548	9640	0	6500
TEJARI1	SX Max	1	Diaph D1 Y	0.000146	1200	12000	6500
TEJARI1	SPX Max	13	Diaph D1 X	0.001986	9640	0	6500
TEJARI1	SPX Max	1	Diaph D1 Y	0.000613	1200	12000	6500
TEJARI1	SPY Max	4	Diaph D1 X	6.2E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	SPY Max	32	Diaph D1 Y	0.001318	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb1	4	Diaph D1 X	6.5E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	Comb1	32	Diaph D1 Y	0.000278	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb2	4	Diaph D1 X	8.2E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	Comb2	32	Diaph D1 Y	0.000349	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb3	4	Diaph D1 X	4.2E-05	11520	12000	6500
TEJARI1	Comb3	32	Diaph D1 Y	0.000179	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb4 Max	13	Diaph D1 X	0.002771	9640	0	6500
TEJARI1	Comb4 Max	32	Diaph D1 Y	0.001137	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb4 Min	13	Diaph D1 X	0.00279	9640	0	6500
TEJARI1	Comb4 Min	1	Diaph D1 Y	0.000605	1200	12000	6500
TEJARI1	Comb5 Max	13	Diaph D1 X	5.3E-05	9640	0	6500
TEJARI1	Comb5 Max	32	Diaph D1 Y	0.002152	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	0.00016	11520	12000	6500
TEJARI1	Comb5 Min	11	Diaph D1 Y	0.001566	1200	0	6500
TEJARI1	Comb7 Max	13	Diaph D1 X	0.00082	9640	0	6500
TEJARI1	Comb7 Max	32	Diaph D1 Y	0.002351	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb7 Min	13	Diaph D1 X	0.000839	9640	0	6500
TEJARI1	Comb7 Min	11	Diaph D1 Y	0.00177	1200	0	6500
TEJARI1	Comb9 Max	13	Diaph D1 X	0.002775	9640	0	6500
TEJARI1	Comb9 Max	32	Diaph D1 Y	0.001008	11520	8720	6500

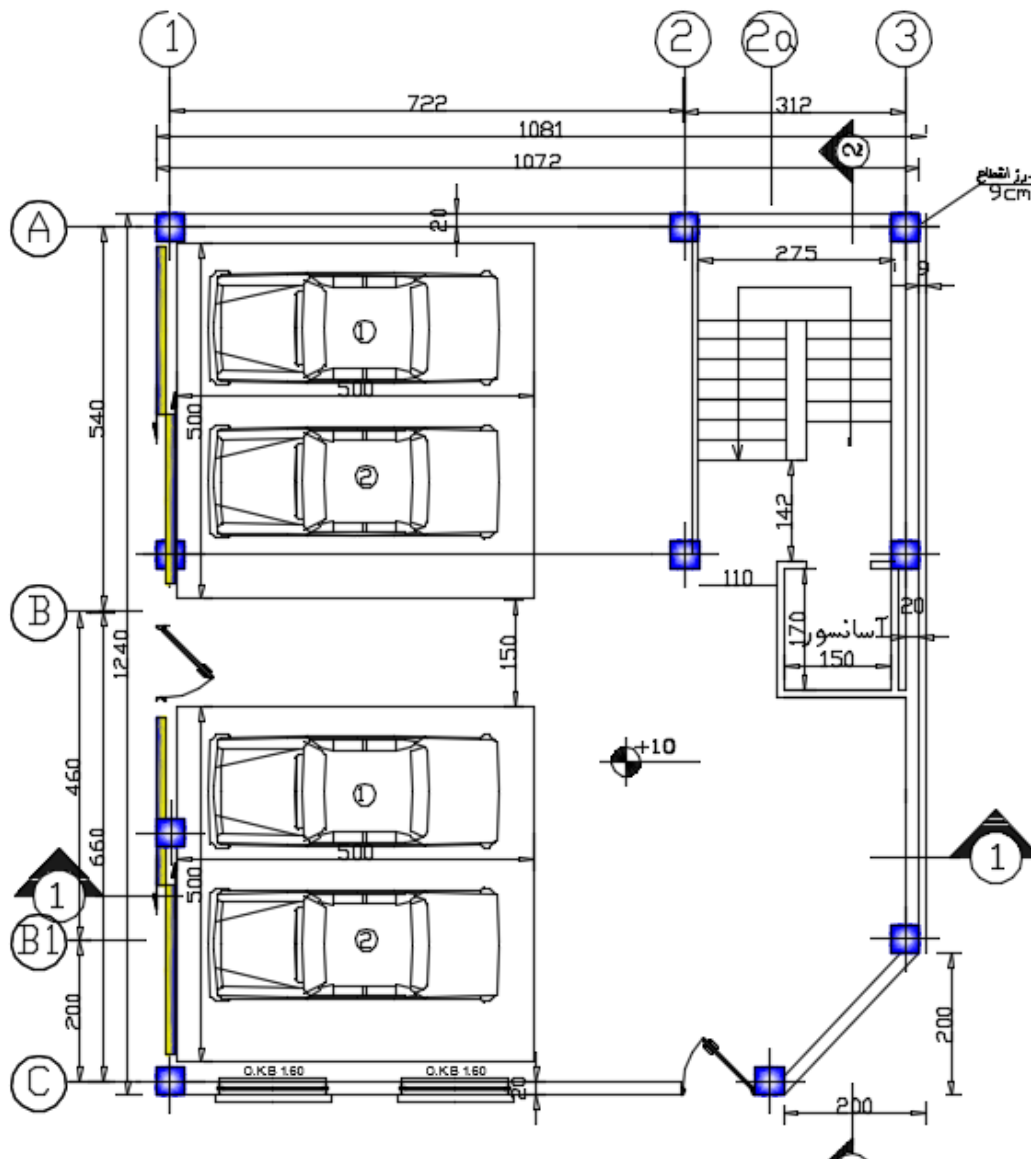
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
TEJARI1	Comb9 Min	13	Diaph D1 X	0.002786	9640	0	6500
TEJARI1	Comb9 Min	1	Diaph D1 Y	0.000711	1200	12000	6500
TEJARI1	Comb10 Max	13	Diaph D1 X	5.8E-05	9640	0	6500
TEJARI1	Comb10 Max	32	Diaph D1 Y	0.002024	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	0.000129	11520	12000	6500
TEJARI1	Comb10 Min	11	Diaph D1 Y	0.001672	1200	0	6500
TEJARI1	Comb12 Max	13	Diaph D1 X	0.000824	9640	0	6500
TEJARI1	Comb12 Max	32	Diaph D1 Y	0.002222	11520	8720	6500
TEJARI1	Comb12 Min	13	Diaph D1 X	0.000835	9640	0	6500
TEJARI1	Comb12 Min	11	Diaph D1 Y	0.001876	1200	0	6500
TEJARI1	Comb14	37	Diaph D1 X	0	11406.8	8720	6500
TEJARI1	Comb14	37	Diaph D1 Y	0	11406.8	8720	6500
PARKING	Dead	4	Diaph D1 X	1.5E-05	11520	12000	2500
PARKING	Dead	10	Diaph D1 Y	8.4E-05	11520	3490	2500
PARKING	Live	13	Diaph D1 X	4E-06	9640	0	2500
PARKING	Live	10	Diaph D1 Y	3E-05	11520	3490	2500
PARKING	RL	4	Diaph D1 X	3E-06	11520	12000	2500
PARKING	RL	11	Diaph D1 Y	1E-06	1200	0	2500
PARKING	LIVE eq	4	Diaph D1 X	2E-06	11520	12000	2500
PARKING	LIVE eq	11	Diaph D1 Y	4.542E-07	1200	0	2500
PARKING	MASS	13	Diaph D1 X	1.242E-07	9640	0	2500
PARKING	MASS	10	Diaph D1 Y	5.747E-08	11520	3490	2500
PARKING	EX	13	Diaph D1 X	0.000195	9640	0	2500
PARKING	EX	1	Diaph D1 Y	1.6E-05	1200	12000	2500
PARKING	EPX	4	Diaph D1 X	0.000656	11520	12000	2500
PARKING	EPX	10	Diaph D1 Y	6E-05	11520	3490	2500
PARKING	EY	4	Diaph D1 X	6E-06	11520	12000	2500
PARKING	EY	10	Diaph D1 Y	0.000484	11520	3490	2500
PARKING	EPY	4	Diaph D1 X	1.3E-05	11520	12000	2500
PARKING	EPY	10	Diaph D1 Y	0.000491	11520	3490	2500
PARKING	EZ	15	Diaph D1 X	0	5320	7400	2500
PARKING	EZ	15	Diaph D1 Y	0	5320	7400	2500
PARKING	SOIL	15	Diaph D1 X	0	5320	7400	2500
PARKING	SOIL	15	Diaph D1 Y	0	5320	7400	2500

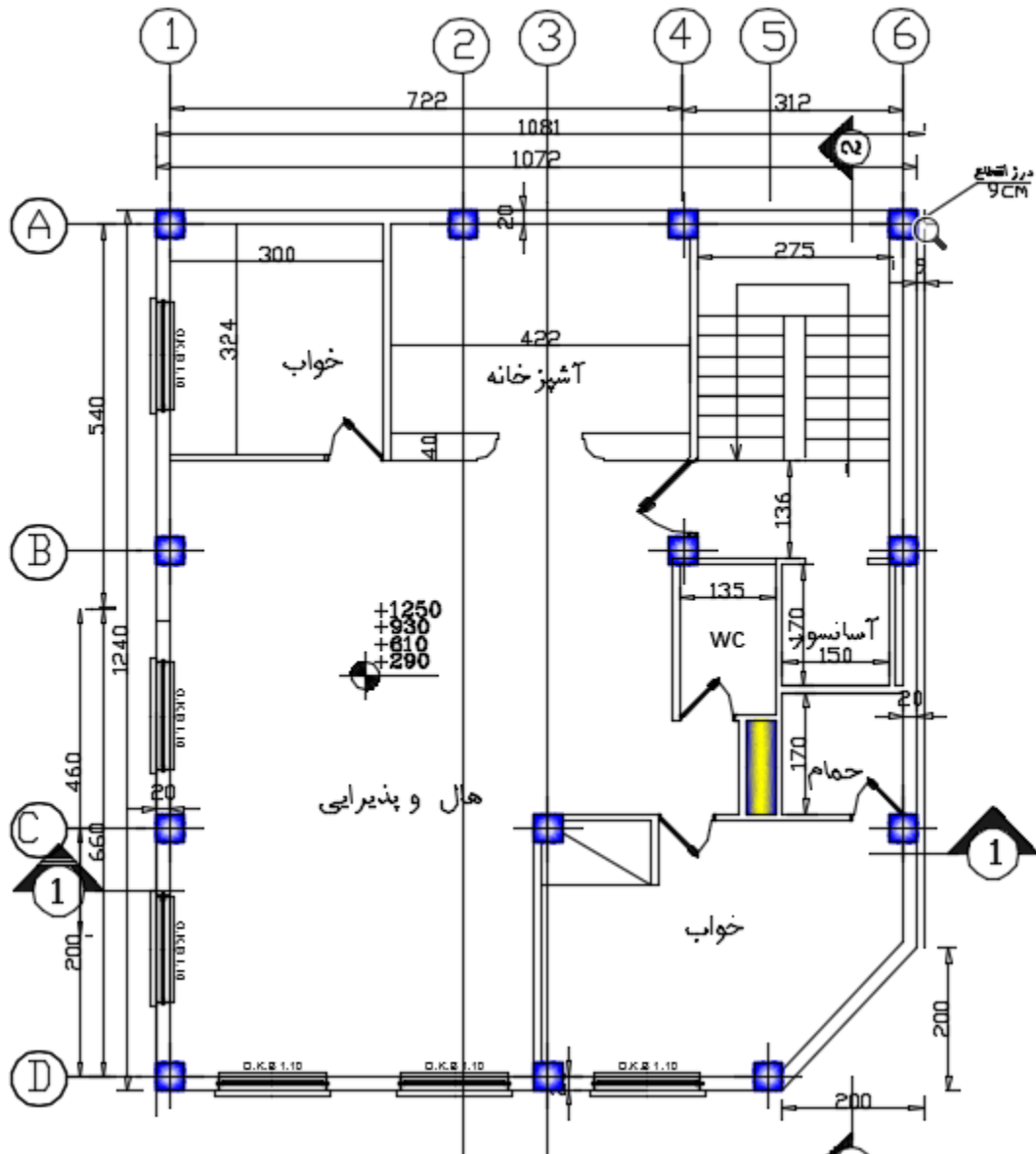
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
PARKING	SX Max	13	Diaph D1 X	0.000184	9640	0	2500
PARKING	SX Max	11	Diaph D1 Y	5.2E-05	1200	0	2500
PARKING	SPX Max	13	Diaph D1 X	0.000669	9640	0	2500
PARKING	SPX Max	8	Diaph D1 Y	0.000219	1200	3490	2500
PARKING	SPY Max	4	Diaph D1 X	2.1E-05	11520	12000	2500
PARKING	SPY Max	10	Diaph D1 Y	0.000563	11520	3490	2500
PARKING	Comb1	4	Diaph D1 X	2.1E-05	11520	12000	2500
PARKING	Comb1	10	Diaph D1 Y	0.000117	11520	3490	2500
PARKING	Comb2	4	Diaph D1 X	2.7E-05	11520	12000	2500
PARKING	Comb2	10	Diaph D1 Y	0.000147	11520	3490	2500
PARKING	Comb3	4	Diaph D1 X	1.4E-05	11520	12000	2500
PARKING	Comb3	10	Diaph D1 Y	7.5E-05	11520	3490	2500
PARKING	Comb4 Max	13	Diaph D1 X	0.000935	9640	0	2500
PARKING	Comb4 Max	10	Diaph D1 Y	0.000426	11520	3490	2500
PARKING	Comb4 Min	13	Diaph D1 X	0.000939	9640	0	2500
PARKING	Comb4 Min	8	Diaph D1 Y	0.000195	1200	3490	2500
PARKING	Comb5 Max	13	Diaph D1 X	1.9E-05	9640	0	2500
PARKING	Comb5 Max	10	Diaph D1 Y	0.000918	11520	3490	2500
PARKING	Comb5 Min	4	Diaph D1 X	5.3E-05	11520	12000	2500
PARKING	Comb5 Min	11	Diaph D1 Y	0.000668	1200	0	2500
PARKING	Comb7 Max	13	Diaph D1 X	0.000277	9640	0	2500
PARKING	Comb7 Max	10	Diaph D1 Y	0.000989	11520	3490	2500
PARKING	Comb7 Min	13	Diaph D1 X	0.000281	9640	0	2500
PARKING	Comb7 Min	11	Diaph D1 Y	0.000741	1200	0	2500
PARKING	Comb9 Max	13	Diaph D1 X	0.000936	9640	0	2500
PARKING	Comb9 Max	10	Diaph D1 Y	0.000372	11520	3490	2500
PARKING	Comb9 Min	13	Diaph D1 X	0.000938	9640	0	2500
PARKING	Comb9 Min	8	Diaph D1 Y	0.000242	1200	3490	2500
PARKING	Comb10 Max	13	Diaph D1 X	2E-05	9640	0	2500
PARKING	Comb10 Max	10	Diaph D1 Y	0.000863	11520	3490	2500
PARKING	Comb10 Min	4	Diaph D1 X	4.3E-05	11520	12000	2500
PARKING	Comb10 Min	11	Diaph D1 Y	0.000714	1200	0	2500
PARKING	Comb12 Max	13	Diaph D1 X	0.000278	9640	0	2500
PARKING	Comb12 Max	10	Diaph D1 Y	0.000935	11520	3490	2500

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X mm	Y mm	Z mm
PARKING	Comb12 Min	13	Diaph D1 X	0.00028	9640	0	2500
PARKING	Comb12 Min	11	Diaph D1 Y	0.000788	1200	0	2500
PARKING	Comb14	15	Diaph D1 X	0	5320	7400	2500
PARKING	Comb14	15	Diaph D1 Y	0	5320	7400	2500

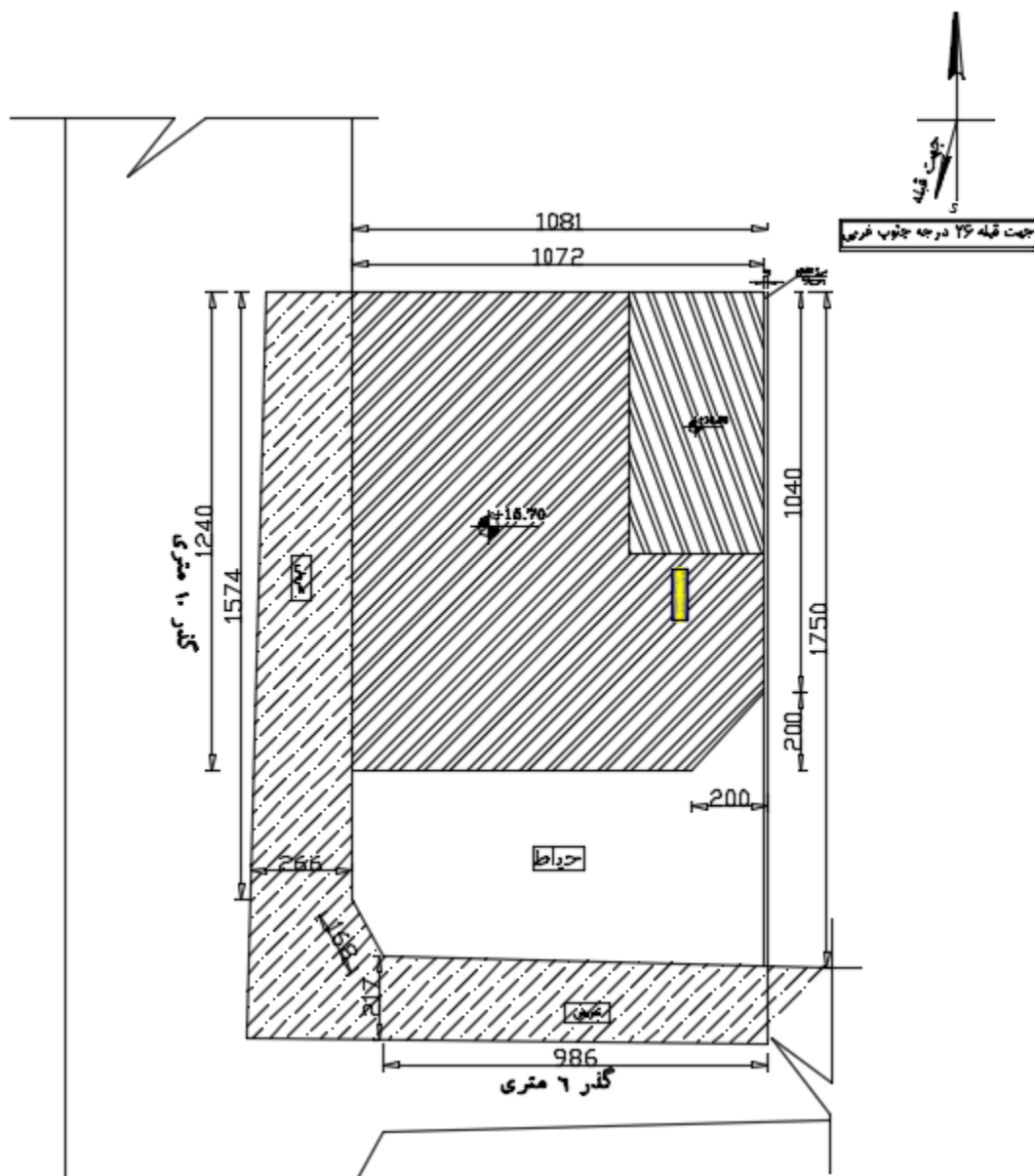
۳۱. رسم نقشه های اجرایی:

۳۱-۱. پلان معماری:

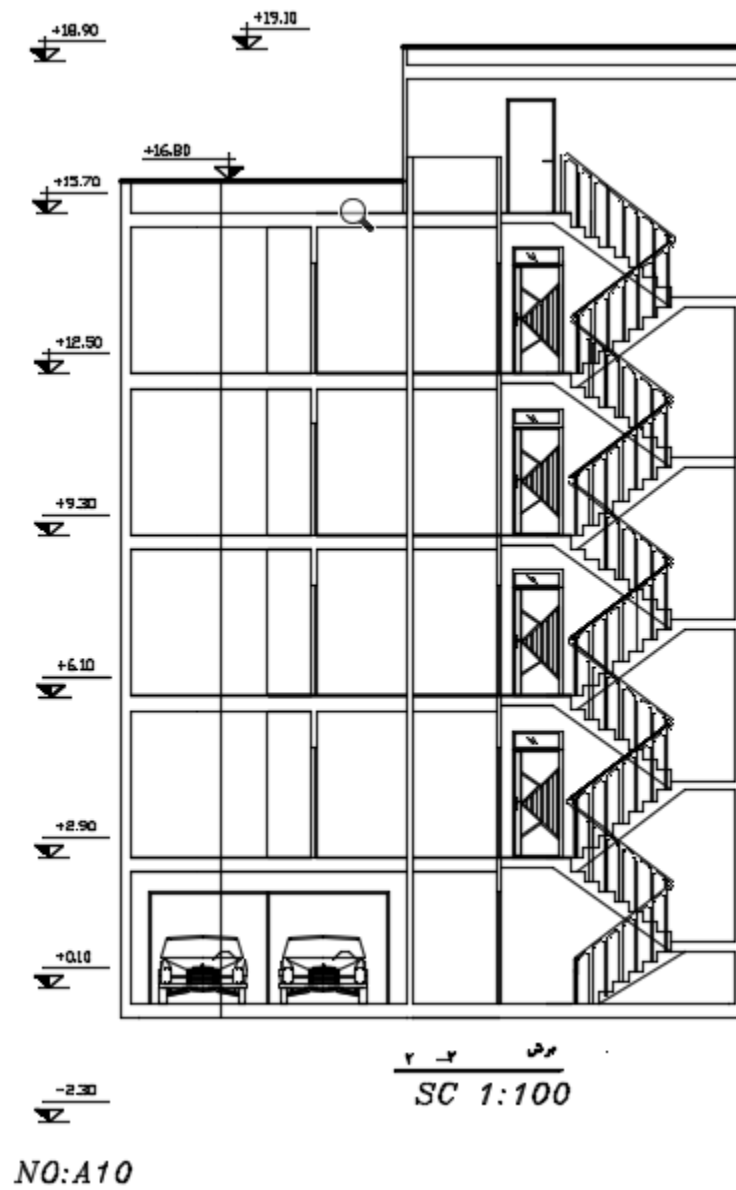




۳۱-۲. پلان موقعیت:

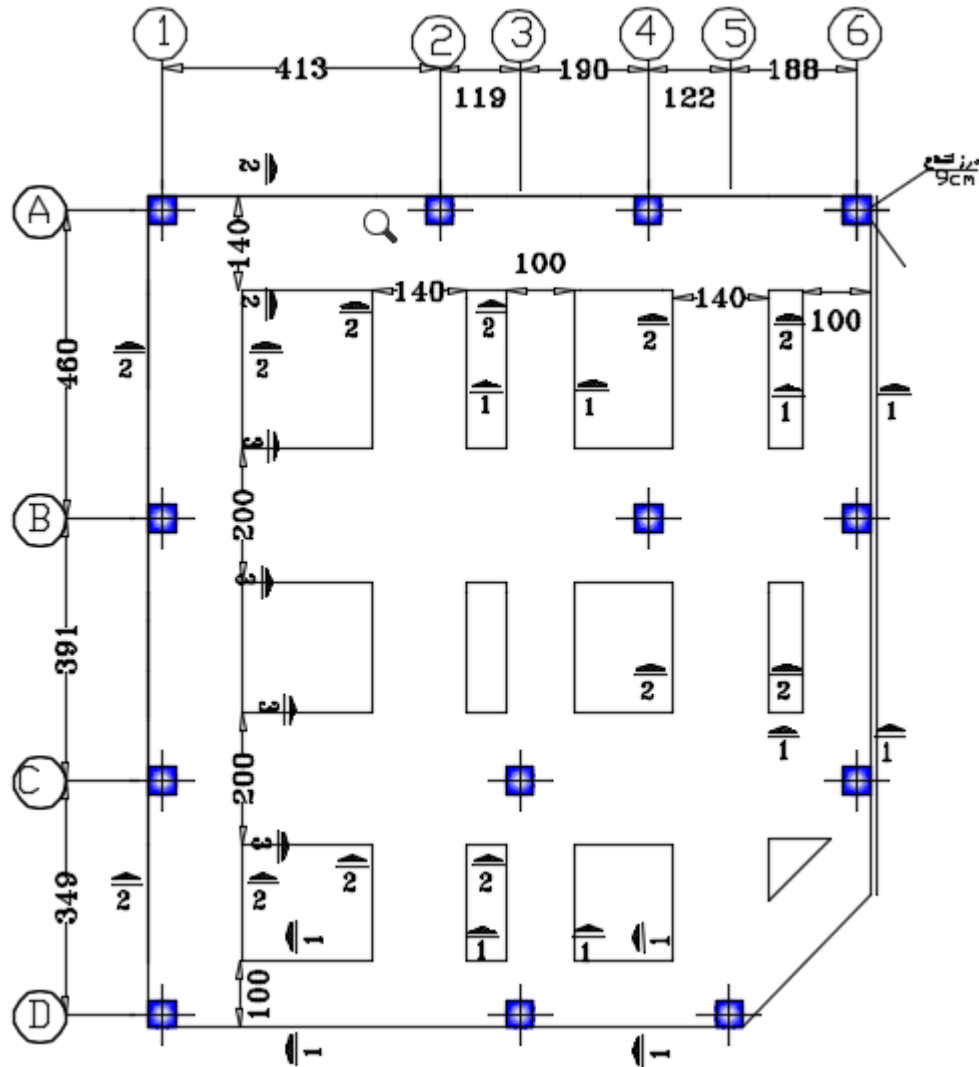


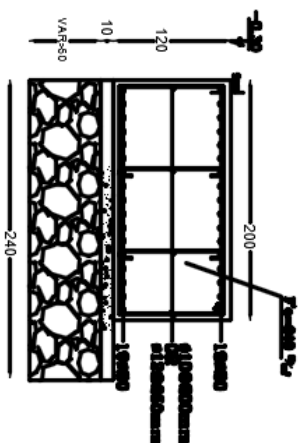
۳-۳۱. برشها:



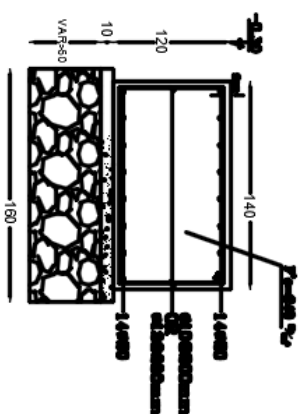


۴-۳۱. نقشه فونداسیون و جزئیات آن با شمع ها:

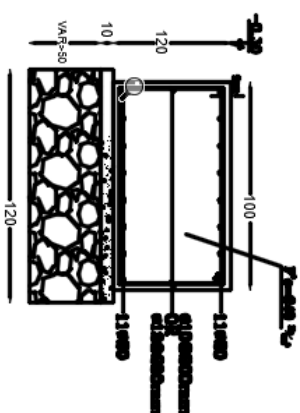




$\frac{D \ 3-3}{SC \ 1/10}$

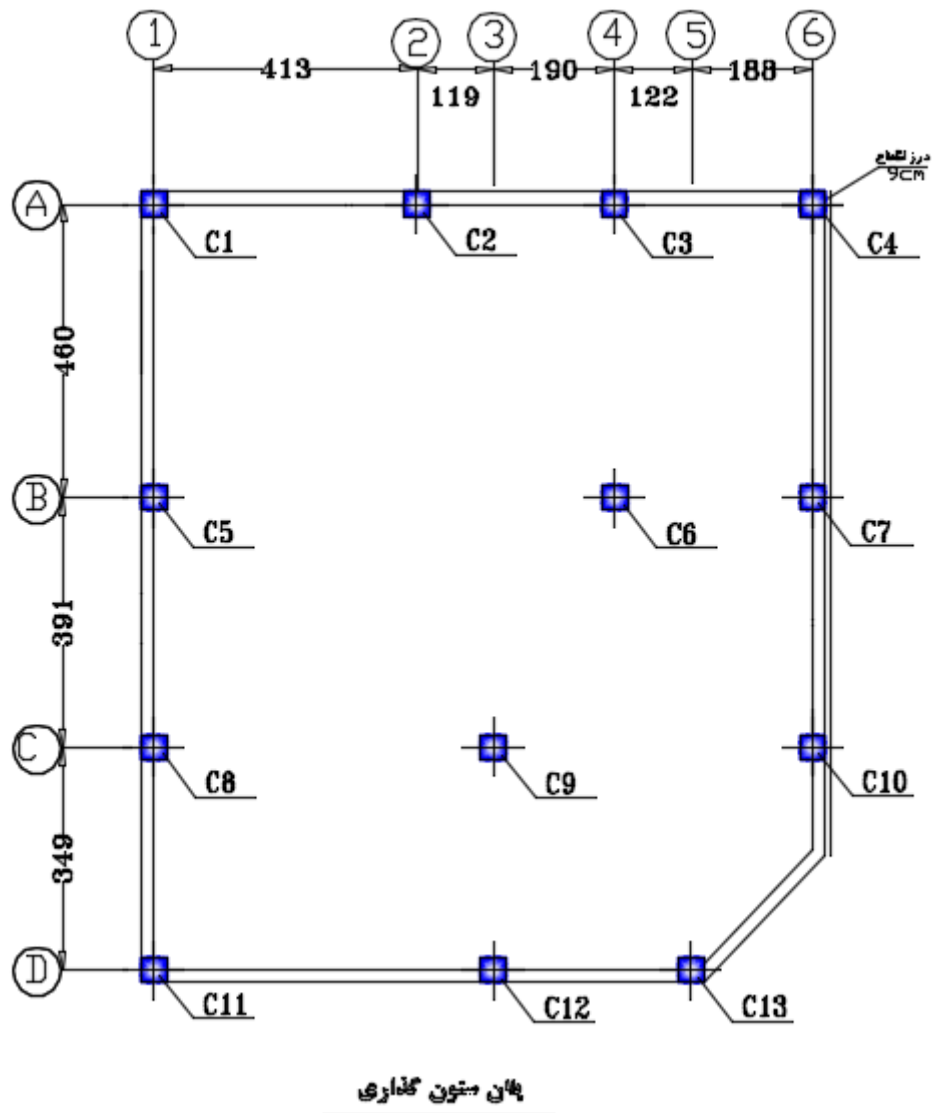


$\frac{D \ 2-2}{SC \ 1/10}$



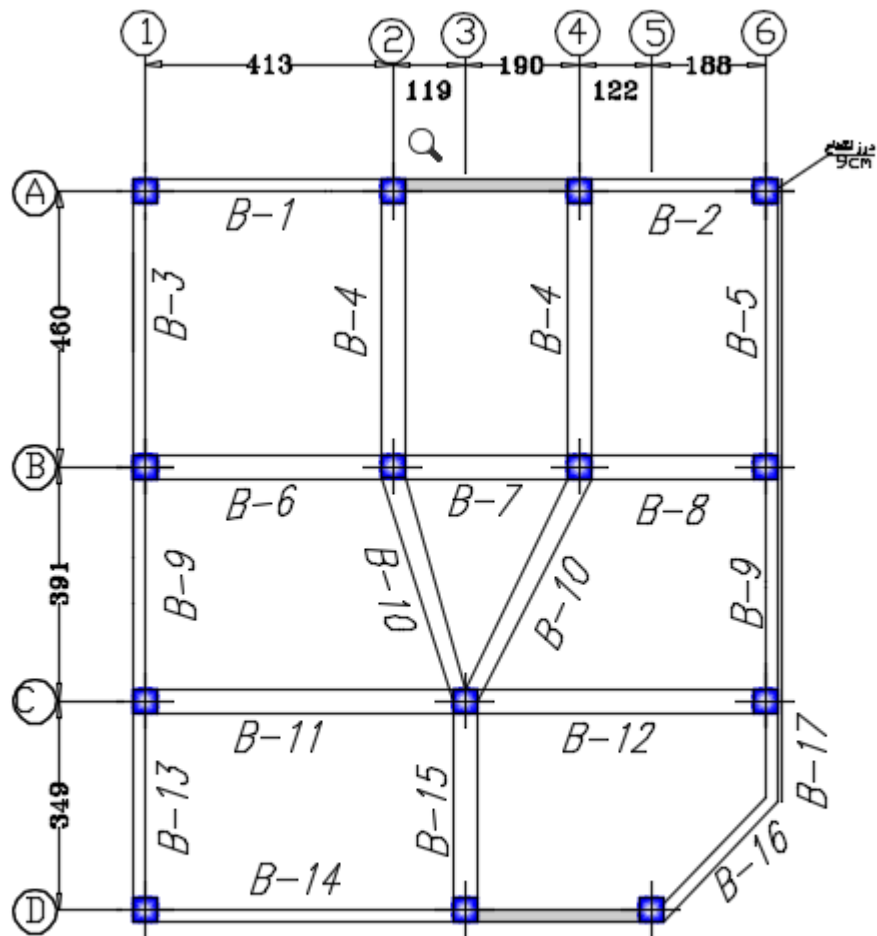
$\frac{D \ 1-1}{SC \ 1/10}$

۳۱-۵. پلان ستون گذاری:



۶-۳۱. پلان تیر ریزی:

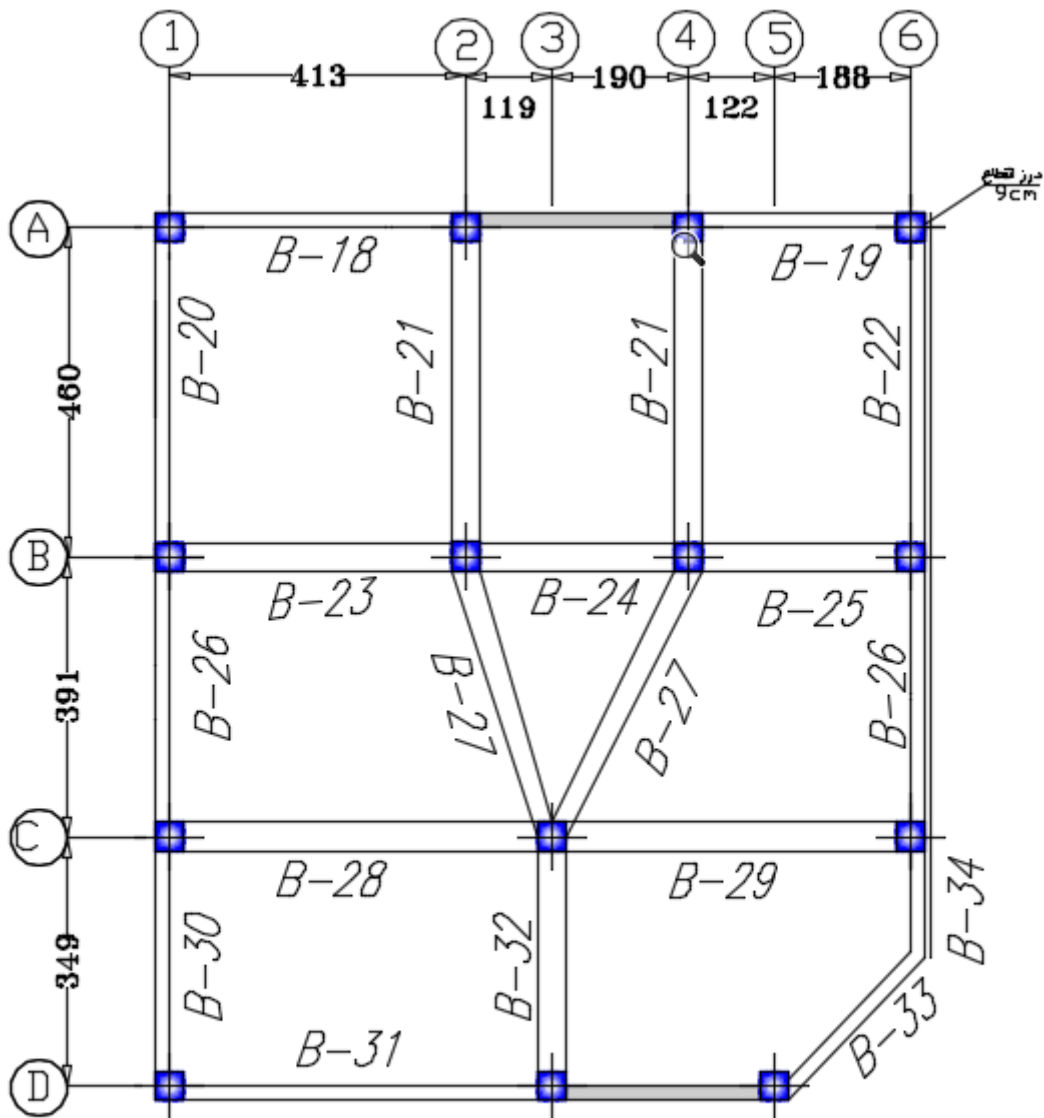
پارکینگ و تجاری ۱



پلان تیر ریزی
Parking & Tejarat

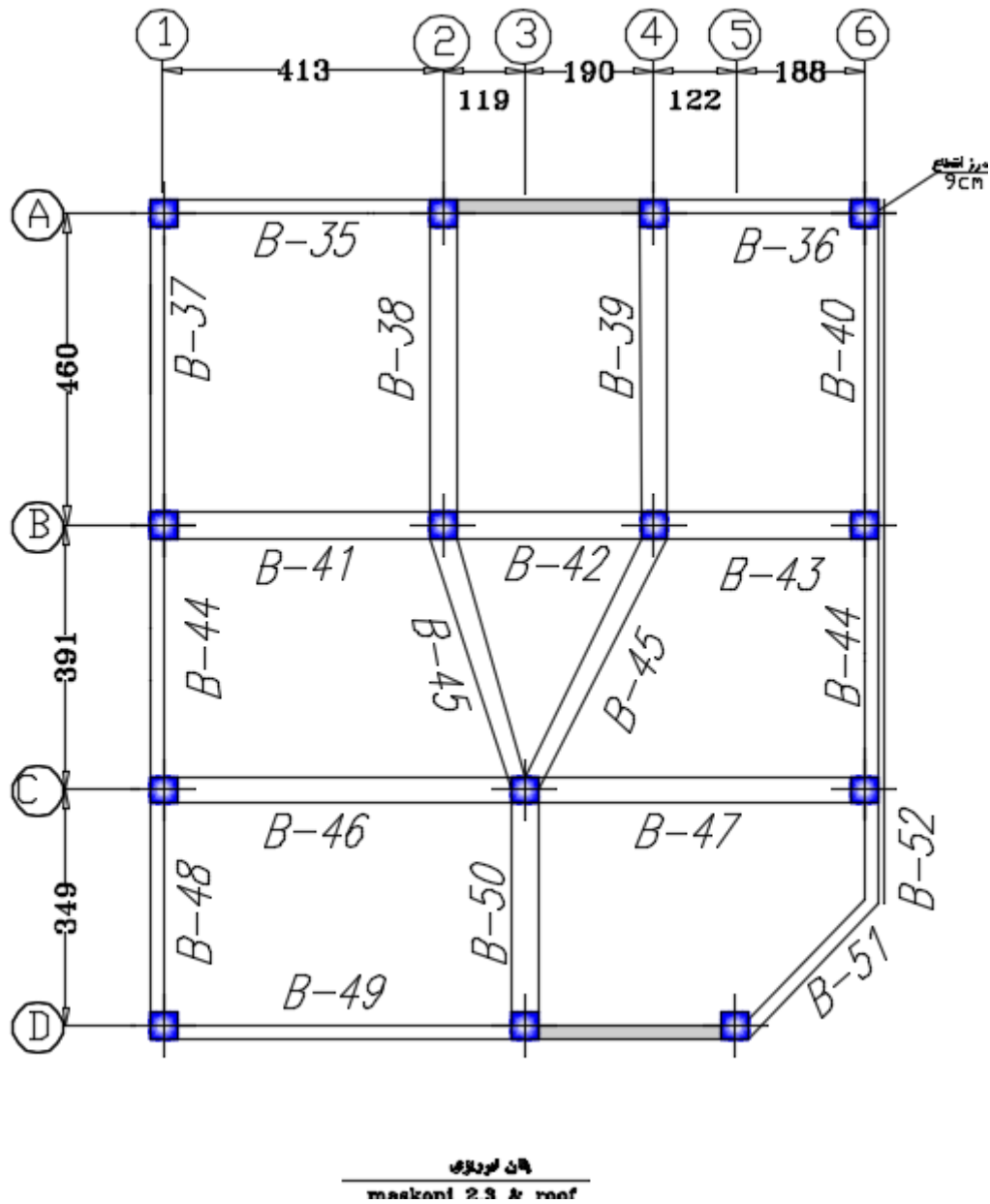
در محلی دیوار برشی ها در تراز سقف تیر اجرا نمیشود.

تجاری ۲ و مسکونی ۱:

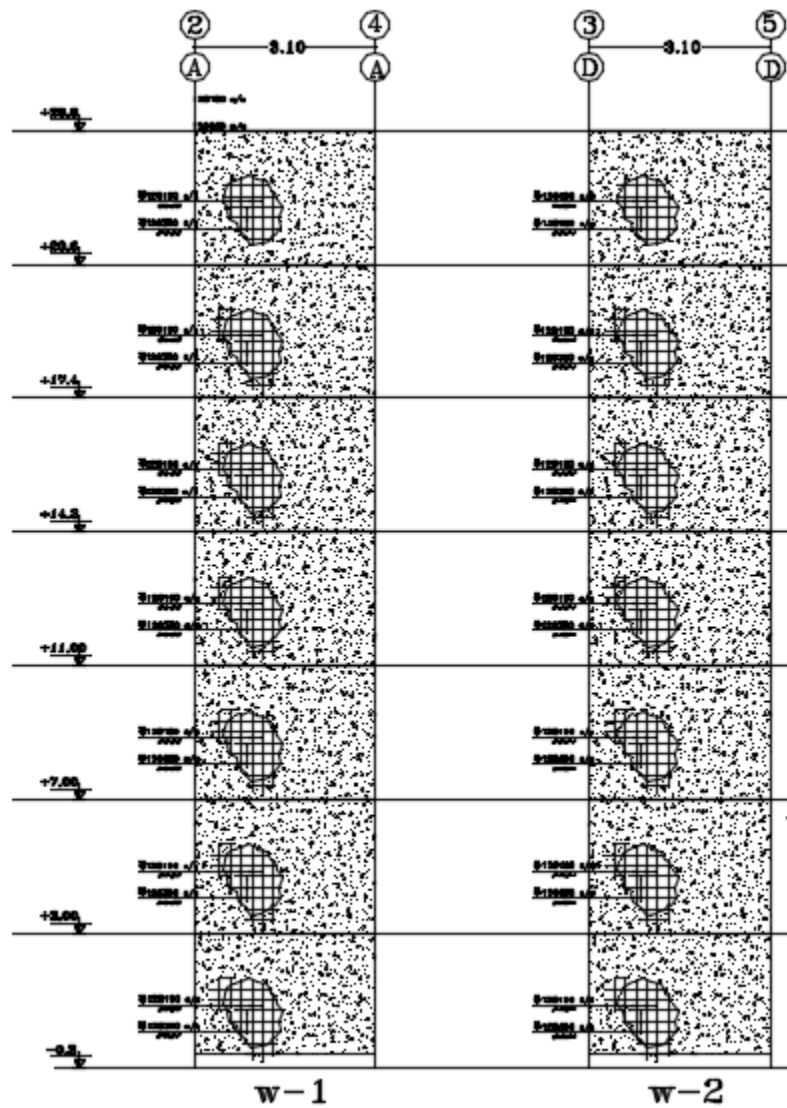


پان گوندی
Tejari2 & maskoni1

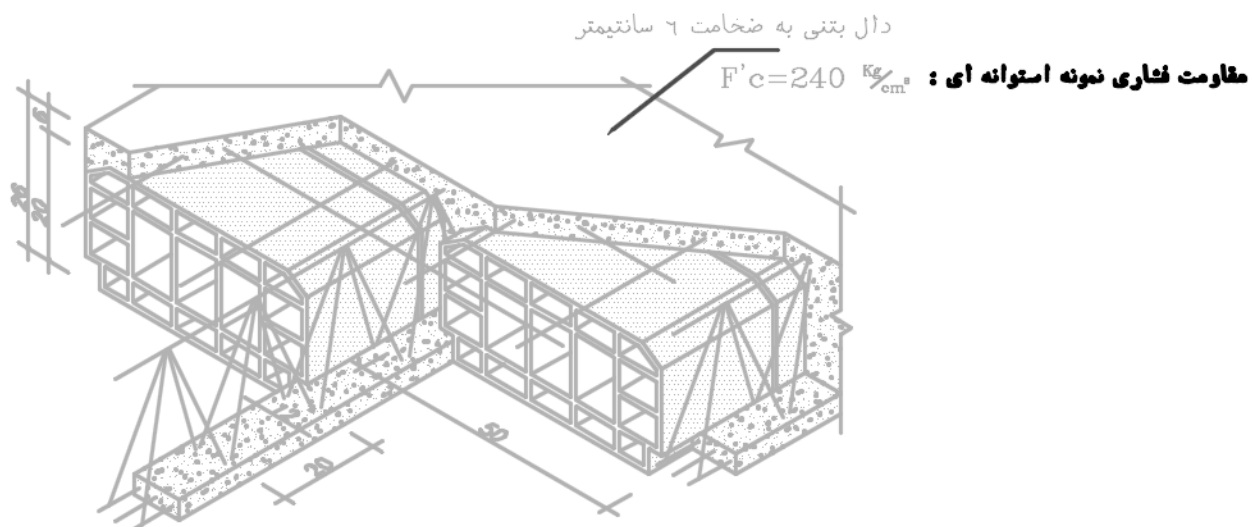
مسکونی ۳ و ۲ و بام:



۷-۳۱. نقشه دیوار برشی:

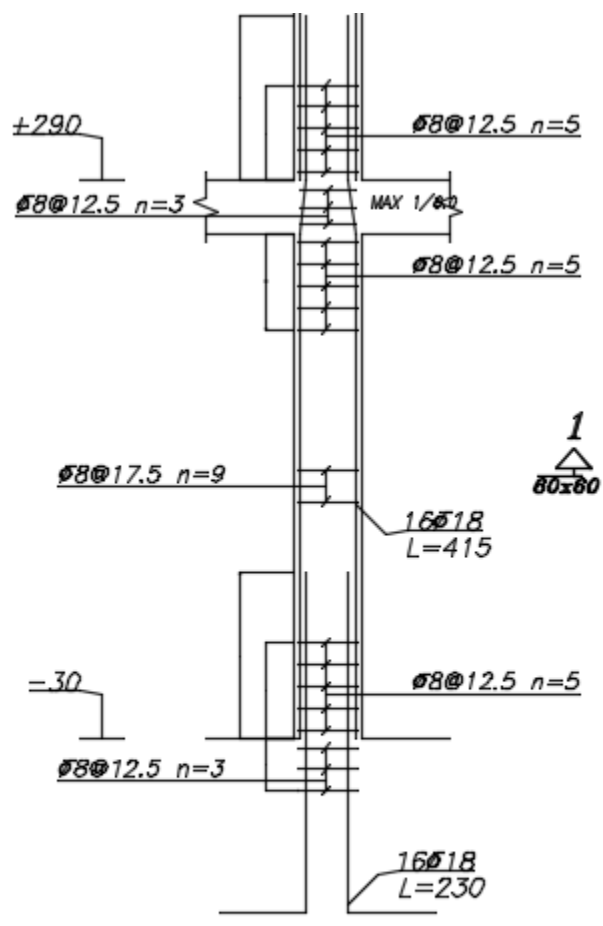


۸-۳۱. رسم نقشه تیرچه:

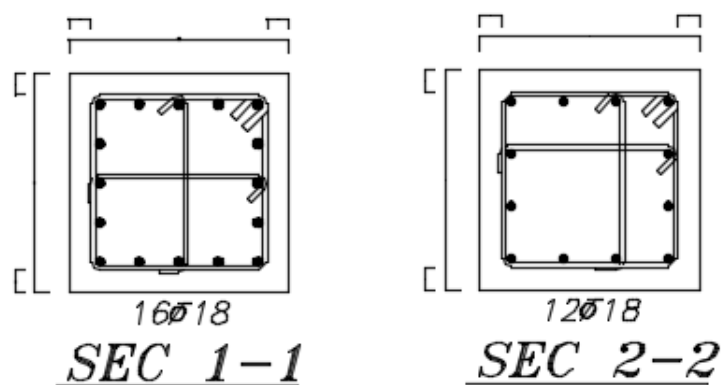


نیمپ تیرچه	دهانه $L(m)$	آرماتور پایینی	آرماتور بالایی	آرماتور خرابایی	ارتفاع بلوک	میلگرد تقویتی وسط دهانه	میلگرد برشی تقویتی ابتدا و انتهای دهانه
J1	$0.0 < L \leq 3.2$	2 $\Phi 12$	1 $\Phi 8$	$\Phi 8$	20Cm	نیاز ندارد	نیاز ندارد
J2	$3.2 < L \leq 4.5$	2 $\Phi 14$	1 $\Phi 10$	$\Phi 8$	20Cm	1 $\Phi 10$ $L=1m$	نیاز ندارد
J3	$4.5 < L \leq 6.0$	3 $\Phi 14$	1 $\Phi 10$	$\Phi 8$	20Cm	1 $\Phi 14$ $L=4m$	$\Phi 8$ $L=1m$
J4	$6.0 < L \leq 6.8$	3 $\Phi 14$	1 $\Phi 10$	$\Phi 10$	25Cm	1 $\Phi 16$ $L=4m$	$\Phi 8$ $L=1.5m$

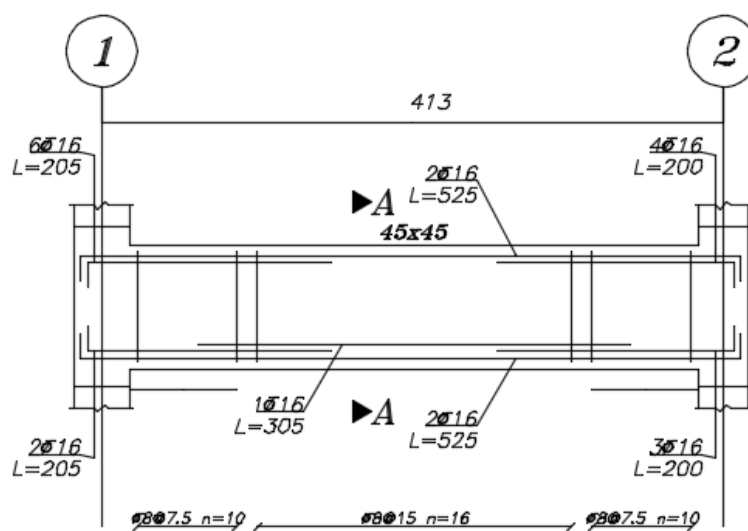
۹-۳۱. رسم جزییات یک ستون:



C-5
No. = 1
Scale 1:50

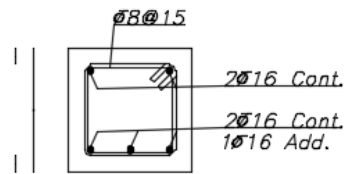


۱۰-۳۱. رسم جزییات تیر: تیر A-1-2



Beam Typ. B-1

H Scale 1:50
V Scale 1:20



SEC M-M

Scale 1:20

Clear dist of Top Bars: 21cm

Clear dist of Bot Bars: 10cm