دانشگاه آزاد اسلامی
(واحد مشهد)

پروژه سازه‌های بتنی

استاد راهنما : مهندس حمید تمیزی

تهیه کننده : داوود منبتی

مهرماه 1385

بسم الله الرحمن الرحيم
MRTsoft

فهرست

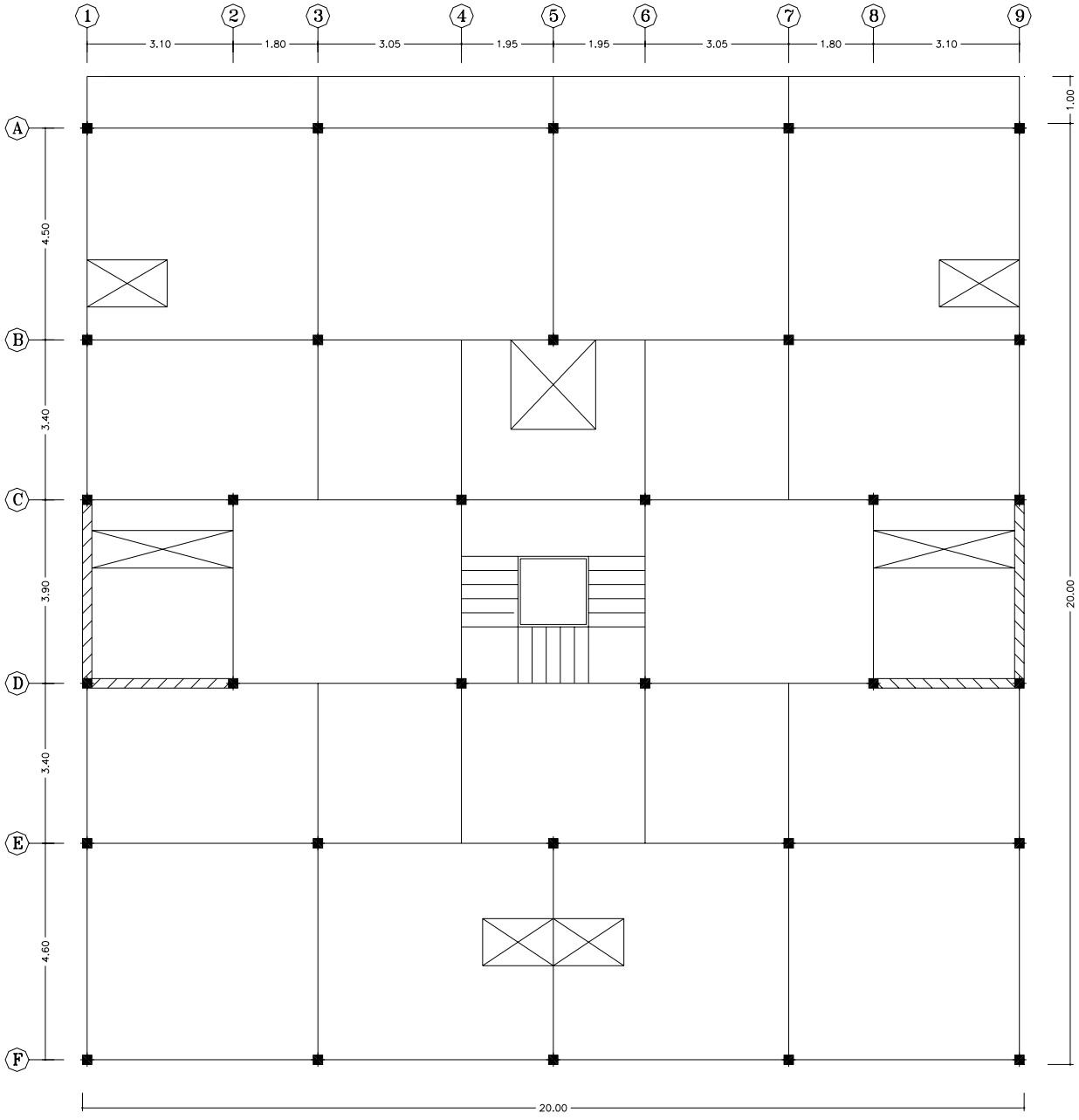
معرفی پروژه ۳
سیستم باربر ساختمان ٤
مصالح مصرفی ٤
آیین نامه‌ها ٤
ترکیبات بار ٤
تعیین ابعاد اولیه اعضاء سازه ٦
ستون ٦
دال ۷
تیر ۷
بارگذاری ثقلی ۸
بارمرده ۸
وزن واحد سطح اجزاء و مصالح مصرفی در طبقات ۸
وزن واحد سطح اجزاء و مصالح مصرفی در پشت بام و خرپشته ۸
وزن واحد سطح دیوار های جان پناه پشت بام ۹
وزن واحد سطح دیوارهای جداکننده داخلی ۹
وزن واحد سطح دیوارهای محیطی (مجاور همسایه) ۱۰
وزن واحد سطح دیوارهای محیطی (نمای ساختمان) ۱۰
وزن واحد سطح دیوارهای پله ۱۱
وزن واحد سطح دیوارهای خرپشته ۱۱
وزن واد سطح سرویس پله ۱۲
بار برف ۱۳
بار زنده ۱۳
خلاصه وزن اجزاء و مصالح مصرفی سازه ۱۳
کاهش بارهای زنده ۱٤
کاهش سربار تیرها ۱٤
کاهش سربار ستون‌ها ۱۵
بارگذاری جانبی ۱۸
باد ۱۸
زلزله ۲۱
توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان ۲۳
لنگر پیچشی ناشی از نیروی جانبی ۲٤
تعیین مختصات مرکز جرم ۲٤
تعیین مختصات مرکز سختی ۲۵

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ۲۶
طراحی تیر ۲۷
طراحی ستون ۳۶
طراحی دال ۴۵
تعیین مقادیر حداکثر لنگر خمشی ، در واحد عرض نوار میانی ۴۶
تعیین مقادیر حداکثر لنگر خمشی ، در واحد عرض نوار کناری ۵۱
کنترل برش در دال ۵۲
کنترل تغییر شکل دال ۵۲
آرماتورگذاری ویژه در دال‌های با تیر ۵۴
طراحی تیر پله ۵۶
طراحی فنداسیون نواری محور 1 ..... ۵۸
طرح هندسی فنداسیون ۵۸
طرح سازه‌ای فنداسیون ۵۹
کنترل برش در حالت حدی نهایی مقاومت برای عملکرد یک طرفه (برش ساده) ۶۰
کنترل برش در حالت حدی نهایی مقاومت برای عملکرد دو طرفه (برش پانچینگ) ۶۱
تعیین آرماتور های خمشی فنداسیون ۶۳

اطلاعات ورودی به نرم‌افزار ETABS .....
نمایش نسبت تنس ستون‌های قاب .....
اطلاعات ورودی به نرم‌افزار SAFE .....
نمایش دیاگرام خمشی فنداسیون .....
نقشه‌های معماری و سازه .....

معرفی پروژه

در پروژه حاضر یک ساختمان بتنی چهار طبقه ، با کاربری مسکونی تحلیل و طراحی می‌شود. مشخصات کامل ساختمان در شکل زیر نشان داده شده است. ارتفاع طبقات $3.20\,m$ ، ارتفاع خرپشته $2.40\,m$ و ارتفاع طبقه اول $3\,m$ است. ساختمان در مشهد واقع شده و نوع زمین محل ، نوع I می‌باشد.



سیستم باربر

سیستم باربر ثقلی این ساختمان دال بتنی و سیستم باربر جانبی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط و دیوار برشی در دو جهت می‌باشد.

مصالح مصرفی

با توجه به اینکه سازه بتنی است ، تنها به یک نوع مصالح بتنی با مشخصات زیر نیاز می‌باشد.

مشخصات طراحی مصالح		مشخصات تحلیلی مصالح	
$250\frac{kg}{cm^2}$	مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن (f_c)	$240\frac{kg}{m^3}$	جرم واحد حجم (M)
$4000\frac{kg}{cm^2}$	مقاومت تسلیم آرماتور طولی (f_y)	$2400\frac{kg}{m^3}$	وزن واحد حجم (W)
$4000\frac{kg}{cm^2}$	مقاومت تسلیم آرماتور عرضی (f_{ys})	$2.5\times10^9\ \frac{kg}{cm^2}$	مدول الاستیسیته (E_c)
–	–	0.2	ضریب پواسون (ν)

آیین نامه‌ها

در این پروژه جهت بارگذاری ثقلی و جانبی و طراحی از آیین نامه‌های زیر استفاده شده است.

۱- بارگذاری ثقلی– آیین نامه مبحث ٦

۲- بارگذاری جانبی– آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۳)

۳- طراحی اسکلت بتنی – آیین نامه آبا (CSA کانادا)

ترکیبات بار

ترکیبات معرفی شده به نرم افزار جهت تحلیل و طراحی سازه :

$1.25DL+1.5LL$

$DL+1.2LL\pm1.2EX$

$DL+1.2LL\pm1.2EY$

$0.85DL\pm1.2EX$

$0.85DL\pm1.2EY$

ترکیبات معرفی شده جهت طراحی فنداسیون :

۱- ترکیبات کنترل فشار زیر پی

$DL + LL$
$0.75(DL + LL \pm EX)$
$0.75(DL + LL \pm EY)$
$0.75(DL \pm EX)$
$0.75(DL \pm EY)$

۲- ترکیبات جهت طراحی پی

$1.25DL + 1.5LL$
$DL + 1.2LL \pm 1.2EX$
$DL + 1.2LL \pm 1.2EY$
$0.85DL \pm 1.2EX$
$0.85DL \pm 1.2EY$

تعیین ابعاد اولیه اعضاء سازه (ستون – دال – تیر)

ستون

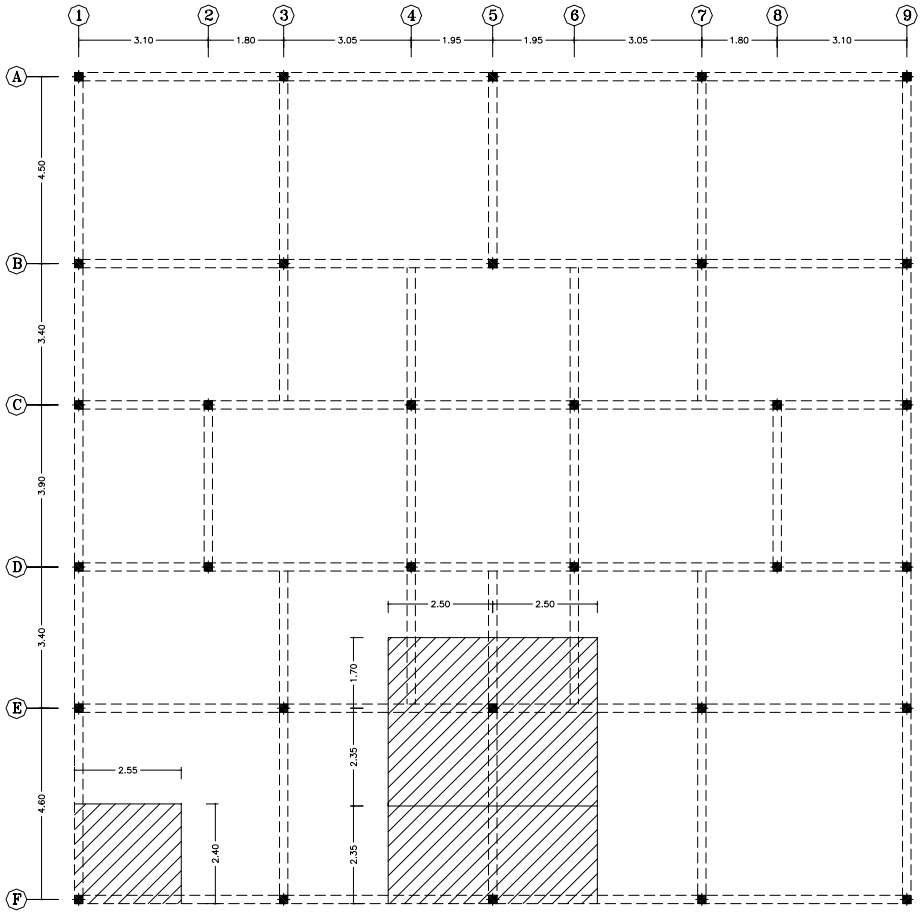
برای تخمین ابعاد اولیه ستون مربع می‌توان از رابطه تقریبی زیر استفاده کرد :

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

N = تعداد کف های بالای ستون مورد نظر

A = 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.



$$\text{ابعاد ستون گوشه (F-1)} = 200 + 50(5)(\frac{6.12}{25})^{\frac{1}{3}} = 356 \ mm \geq 350 \ mm$$

$$\text{ابعاد ستون کناری (F-5)} = 200 + 50(5)(\frac{11.75}{25})^{\frac{1}{3}} = 394 \ mm \geq 350 \ mm$$

$$\text{ابعاد ستون میانی (E-5)} = 200 + 50(5)(\frac{20.25}{25})^{\frac{1}{3}} = 433 \ mm \geq 350 \ mm$$

برای کاهش حجم محاسبات ابعاد تمامی ستون‌ها $450 \ mm$ فرض می‌شود.

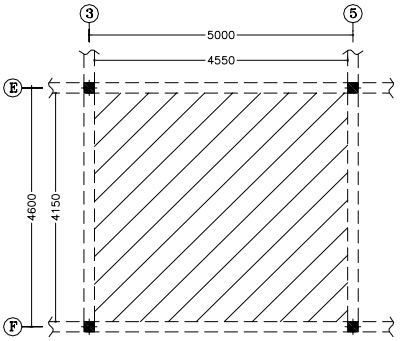
دال

با توجه به نوع ستون گذاری می‌توان از روش ضرایب لنگر خمشی برای تعیین ضخامت دال استفاده کرد.

تعیین حداقل ضخامت :

📖 آبا (۳-۸-۱۵)

با توجه به اینکه پانل $\frac{3-5}{E-F}$ حالت بحرانی‌تری از نظر طول دهانه و گیرداری لبه ها نسبت به دیگر پانل ها دارد ، برای تعیین حداقل ضخامت دال مورد استفاده قرار می‌گیرد.



$$h_{\min} = \frac{2(4150 + 4550)}{160} = 108\ mm > 100\ mm$$

با توجه به نکات اجرایی ضخامت دال $150\ mm$ انتخاب می‌شود.

تیر

📖 آبا (۳-۱-۸-۱۵)

ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشد که رابطه زیر برقرار باشد.

$$\frac{b_w h_b^{\,3}}{\ell_n h_s^{\,3}} \geq 2$$

با توجه به اینکه عرض تیرها (b_w) معمولا $\frac{1}{2}$ تا $\frac{3}{4}$ ارتفاع تیر (h_b) می‌باشد ، با استفاده از رابطه فوق می‌توان ارتفاع تیر را محاسبه کرد.

$$b_w = 0.75 h_b$$

$$\frac{0.75 h_b \times h_b^{\,3}}{4550 \times 150^3} = 2 \rightarrow h_b = 449\ \ mm$$

$$b_w = 0.75 \times 449 = 336\ \ mm$$

با توجه به نکات اجرایی ابعاد تیر به صورت زیر انتخاب می‌باشد.

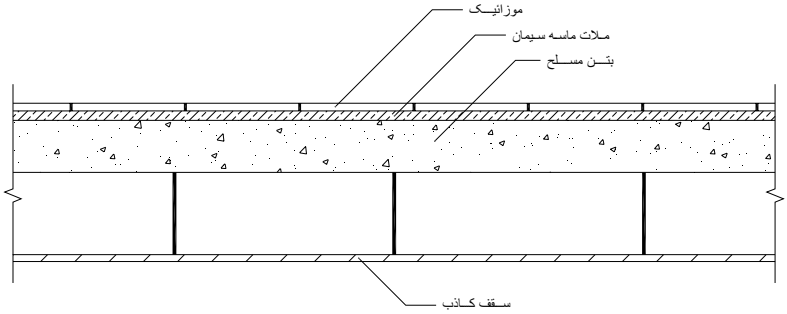
$$h_b = 450\ \ mm$$

$$b_w = 350\ \ mm$$

بارگذاری ثقلی

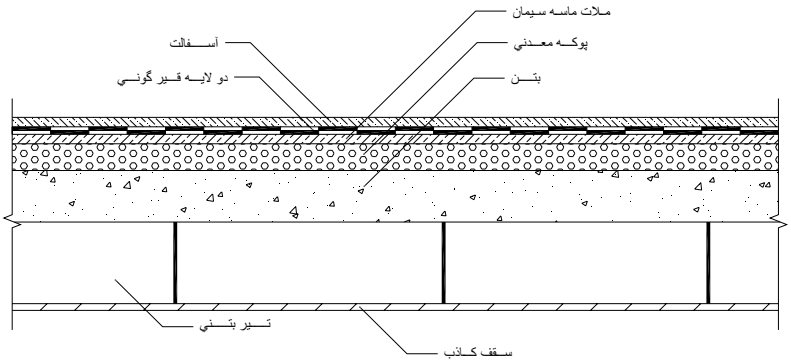
بارمرده

وزن واحد سطح اجزاء و مصالح مصرفی در طبقات



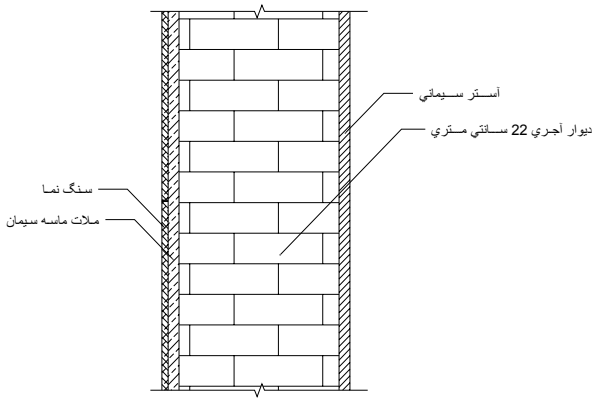
مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	1	42
بتن سقف (مسلح)	2500	0.15	1	375
کاشی سرامیکی کفی	2100	0.01	1	21
سقف کاذب با اندود گچی	–	–	–	50
تاسیسات احتمالی	–	–	–	5
بارمرده طبقات				$DL_F = 493$

وزن واحد سطح اجزاء و مصالح مصرفی در پشت بام و خرپشته



مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	1	42
بتن سقف (مسلح)	2500	0.15	1	375
پوکه شیب بندی	600	0.05	1	30
آسفالت	2200	0.03	1	66
گونی قیر اندود دولا	–	–	–	15
سقف کاذب با اندود گچی	–	–	–	50
تاسیسات احتمالی	–	–	–	10
بارمرده طبقات				$DL_R = 588$

وزن واحد سطح دیوار های جان پناه پشت بام



مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	850	0.22	1	187
آستر سیمانی	2100	0.015	1	31.5
ملات ماسه سیمان	2100	0.025	1	52.5
سنگ نما(تراورتن)	2400	0.015	1	36
$\sum = 307$				

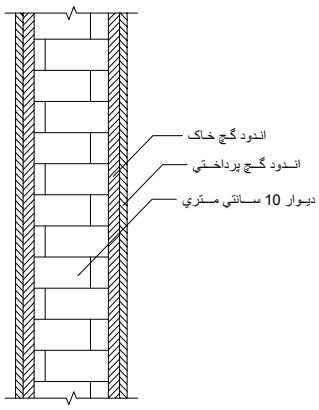
📖 (۶-۲-۲-۵) مبحث ۶

$307\,kg/m^2 > 150\,kg/m^2 \Leftarrow$ باید بار تیغه به صورت خطی و در محل واقعی خود اعمال شود.

ارتفاع دیوار جان پناه یک متر در نظر گرفته می‌شود.

وزن واحد طول دیوار : $W_1 = 307 \times 1 = 307\,kg/m$

وزن واحد سطح دیوارهای جداکننده داخلی

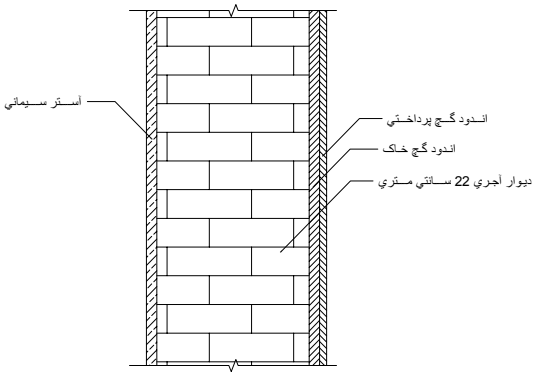


مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	850	0.1	1	85
اندود گچ پرداختی	1300	0.005	2	13
اندود گچ خاک	1600	0.015	2	48
$\sum = 146$				

📖 (۶-۲-۲-۲) مبحث ۶

$146\,kg/m^2 < 150\,kg/m^2 \Leftarrow$ بار معادل تیغه ها به بار مرده کف طبقات اضافه شود.

وزن واحد سطح دیوارهای محیطی (مجاور همسایه)



مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	850	0.22	1	187
آستر سیمانی	2100	0.02	1	42
اندود گچ پرداختی	1300	0.005	1	6.5
اندود گچ خاک	1600	0.015	1	24
$\sum = 259.5$				

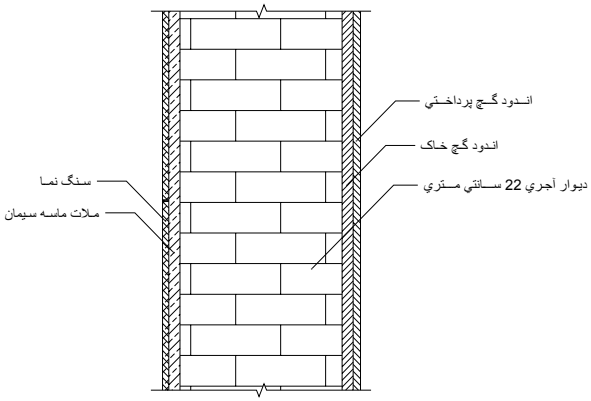
📖 (۶-۲-۲-۵) مبحث ۶

$259.5 kg/m^2 > 150 kg/m^2 \Leftarrow$ باید بار تیغه به صورت خطی و در محل واقعی خود اعمال شود.

ارتفاع دیوار در طبقات : $h = 3.20 - 0.3 = 2.90m$

وزن واحد طول دیوار : $W_2 = 295.5 \times 2.90 = 857 kg/m$

وزن واحد سطح دیوارهای محیطی (نمای ساختمان)



مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	850	0.22	1	187
ملات ماسه سیمان	2100	0.025	1	52.5
سنگ نما (تراورتن)	2400	0.015	1	36
اندود گچ پرداختی	1300	0.005	1	6.5
اندود گچ خاک	1600	0.015	1	24
$\sum = 306$				

📖 (۶-۲-۲-۵) مبحث ۶

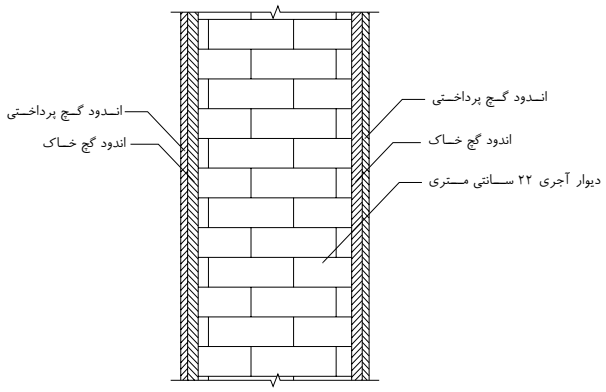
$307\,kg/m^2 > 150\,kg/m^2 \Leftarrow$ باید بار تیغه به صورت خطی و در محل واقعی خود اعمال شود.

ارتفاع دیوار در طبقات : $h = 3.20 - 0.3 = 2.90m$

وزن واحد طول دیوار : $W_3 = 306 \times 2.90 = 887.4\,kg/m$

با در نظر گرفتن ۳۰٪ بازشو ، داریم : $W_3 = 887.4 \times (1 - 0.3) = 621.18\,kg/m$

وزن واحد سطح دیوارهای پله



مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	850	0.22	1	187
اندود گچ پرداختی	1300	0.005	2	13
اندود گچ خاک	1600	0.015	2	48
$\sum = 248$				

📖 (۶-۲-۲-۵) مبحث ۶

$248\,kg/m^2 > 150\,kg/m^2 \Leftarrow$ باید بار تیغه به صورت خطی و در محل واقعی خود اعمال شود.

وزن واحد طول دیوار : $W_4 = 248 \times 2.90 = 719.2\,kg/m$

وزن واحد سطح دیوارهای خرپشته

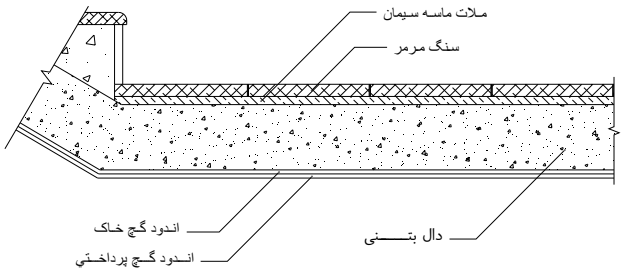
دیوارها در این قسمت از نوع دیوارهای محیطی (مجاور همسایه) می‌باشد و فقط ارتفاع دیوار برای محاسبه وزن واحد طول دیوار تصحیح می‌شود :

ارتفاع دیوار در خرپشته : $h = 2.40 - 0.30 = 2.10m$

وزن واحد طول دیوار : $W_5 = 259.5 \times 2.10 = 544.95\,kg/m$

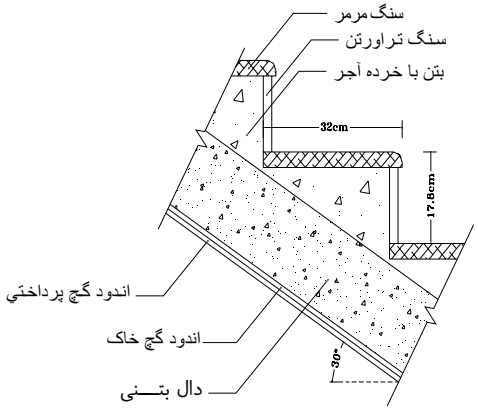
وزن واد سطح سرویس پله

وزن واحد سطح ایستگاه پله :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
طاق ضربی	2500	0.2	1	500
سنگ مرمر	2700	0.02	1	54
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	1	42
اندود گچ پرداختی	1300	0.005	1	6.5
اندود گچ خاک	1600	0.03	1	48
$\sum = 650.5$				

وزن واحد سطح قسمت مورب پله :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	تعداد	شدت بار kg/m^2
سنگ مرمر (کف پله)	2700	0.03	1	81
سنگ تراورتن (پیشانی پله)	2400	$0.148 \times 0.02 = 0.003$	1/0.3	26
بتن با خرده آجر	1700	$\frac{0.148 \times 0.30}{2} = 0.022$	1/0.3	124.6
دال بتنی	2500	0.2	$1/\cos 30^\circ$	577.3
اندود گچ پرداختی	1300	0.005	$1/\cos 30^\circ$	7.5
اندود گچ خاک	1600	0.03	$1/\cos 30^\circ$	55.4
$\sum = 871.8$				

بار برف

📖 (٦-٤-٣-١) ، (٦-٤-٣-٢) ، (٦-٤-٣-١) مبحث ٦

مناطق با برف زیاد : $P_S = 150\,kg/m^2$

بام مسطح با زاویه کمتر از ۱۵ درجه : $C_S = 1$

$$P_r = C_S P_S = 1 \times 150 = 150\,kg/m^2$$

بار زنده

📖 (٦-٣-٢-١) مبحث ٦

بار زنده طبقات : $LL_F = 200\,kg/m^2$

بار زنده بام : $LL_R = 150\,kg/m^2$

بار زنده سرویس پله : $LL_S = 350\,kg/m^2$

📖 (٦-٣-٢-٥) مبحث ٦

بار زنده گسترده بالکن‌ها : $LL_{B_W} = 300\,kg/m^2$

بار زنده خطی در لبه بالکن‌ها : $LL_{B_q} = 250\,kg/m$

خلاصه وزن اجزاء و مصالح مصرفی سازه

نوع بار / اجزاء سازه	مرده	زنده
بام	$DL_R = 588\,kg/m^2$	$LL_R = 150\,kg/m^2$
طبقات	$DL_F = 639\,kg/m^2$	$LL_F = 200\,kg/m^2$
ایستگاه پله	$DL_S = 650.5\,kg/m^2$	$LL_S = 350\,kg/m^2$
قسمت مورب پله	$DL_S = 871.8\,kg/m^2$	$LL_S = 350\,kg/m^2$
بالکن	$DL_F = 452.4\,kg/m^2$	$LL_{B_W} = 300\,kg/m^2$
دیوار جان پناه	$W_1 = 307\,kg/m$	–
دیوار محیطی (مجاور همسایه)	$W_2 = 857\,kg/m$	–
دیوار محیطی (نمای ساختمان)	$W_3 = 621.2\,kg/m$	–
دیوار سرویس پله	$W_4 = 719.2\,kg/m$	–

کاهش بارهای زنده

کاهش سربار تیرها

📖 (۶-۳-۸-۲) مبحث ۶

در طراحی تیرهایی که سطح بارگیر آنها بیشتر از ۱۸ متر مربع بوده و متعلق به کف‌هایی هستند که بار زنده آنها کمتر از ٤۰۰ دکانیوتن بر مترمربع $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$ است ، مقدار کاهش بار زنده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R = 100(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}})$$

A : سطح بارگیر و یا جمع سطوح بارگیر عضو به متر مربع

R :کاهش بار زنده به درصد

با توجه به اینکه تیرهای مرکب هم جهت با قاب خمش در نظر گرفته شده است ، سطح بارگیر تیرهایی که شامل کاهش بار زنده می‌شوند به شرح جدول زیر می‌باشد :

محور تیر	حد فاصل	سطح بارگیر m^2
3	A−B E−F	22.27
5	A−B E−F	22.50
7	A−B E−F	22.27

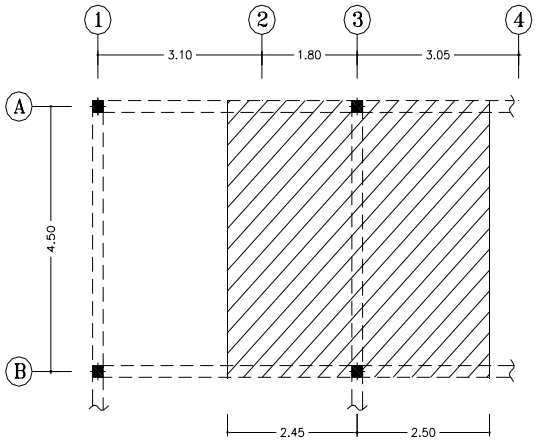
به عنوان نمونه بار خطی وارد به تیر محور $\frac{3}{A-B}$ با در نظر گرفتن کاهش سربار زنده به صورت زیر می‌باشد :

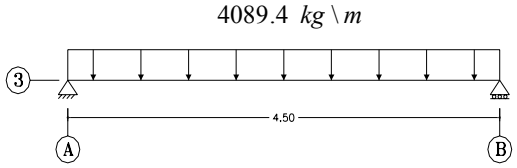
عرض بارگیر $\rightarrow b = 2.45 + 2.5 = 4.95\,m$

$$R = 100(0.7 - \frac{3}{\sqrt{22.27}}) = 6.42\,\%$$

$$\omega = (DL_F \times b) + LL_F(1 - \frac{R}{100}) \times b$$

$$\omega = (639 \times 4.95) + 200(1 - \frac{6.42}{100}) \times 4.95 = 3163 + 926.4 = 4089.4\,kg/m$$





کاهش سربار ستون‌ها

(۶-۳-۸-۳) مبحث ۶

در طراحی ستونها ، پایه ها ، دیوارها ، و فنداسیون‌ها ، که بار چند طبقه را تحمل می‌نمایند و جمع سطوح بارگیر آنها ، که مشمول بند ۶-۳-۸-۱ نمی‌شوند ، از ۱۸ مترمربع بیشتر است ، مقدار کاهش بار زنده برابر با بزرگترین دو مقدار زیر است :

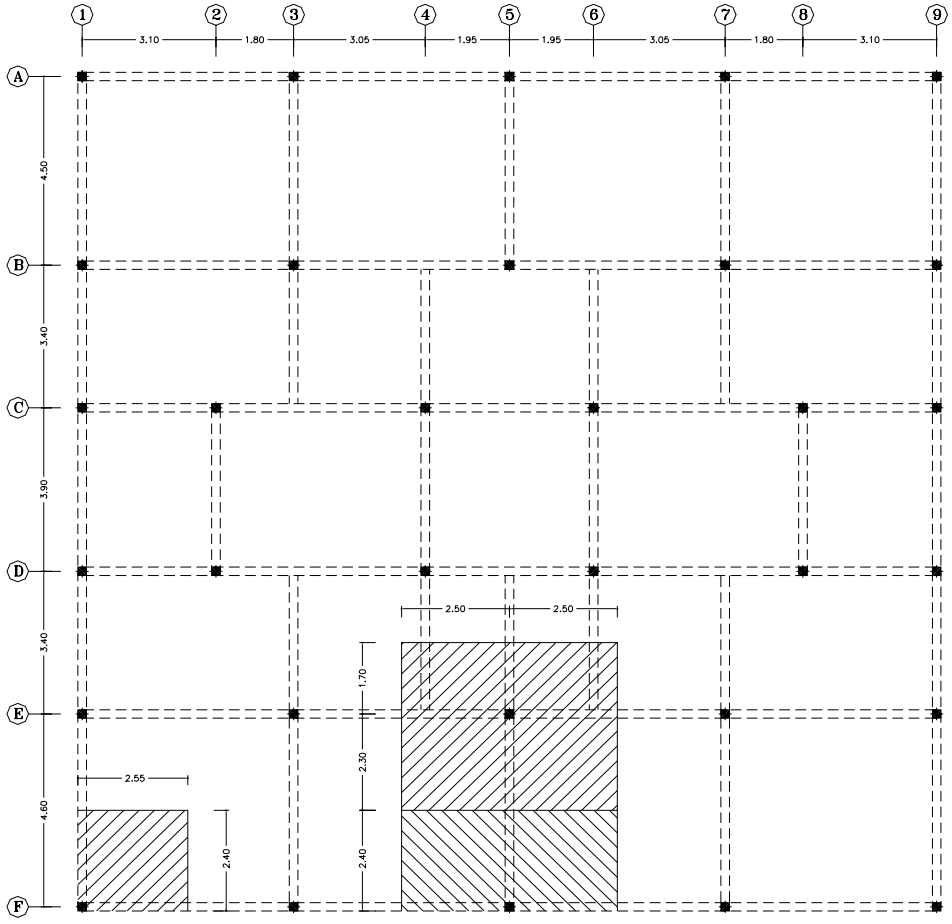
الف : مقدار درصد تعیین شده از رابطه مقابل :

$$R_2 = 100(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}})$$

ب : مقدار در صد تعیین شده به شرح جدول زیر :

بار تعداد طبقه تحمل شده	درصد کاهش بار (R_1)
1	0
2	10
3	20
4	30
5	40
≤6	50

به عنوان نمونه بار محوری ستون‌های F-1 ، F-5 ، E-5 در همکف با در نظر گرفتن کاهش بار زنده به شرح زیر می‌باشد.



بار محوری ستون F − 1

وزن دیوارهای محیطی در بام $= 307(2.30 + 2.45) = 1458\ kg$

وزن دیوارهای محیطی در طبقات $= 857 \times 2.30 + 621.2 \times 2.45 = 3493\ kg$

وزن تیرها $= (2.4 + 2.55 - 0.45)(0.3 \times 0.35 \times 2500) = 1181.2\ kg$

وزن ستون $= 3.20(0.45 \times 0.45 \times 2500) = 1620\ kg$

وزن مرده بام $= 588(2.40 \times 2.55) + 1458 + 1181.2 = 6237.7\ kg$

وزن مرده طبقات $= 639(2.40 \times 2.55) + 3493 + 1181.2 + 1620 = 10204.9\ kg$

F−5	$A = 6.12\ m^2$							
طبقه	$\sum A_i\ (m^2)$	$R_1\%$	$R_2\%$	LL کاهش یافته	$LL\ (kg)$	$DL\ (kg)$	$P_i\ (kg)$	$\sum P_i\ (kg)$
چهارم	6.12	0	0	150	844.5	6237.7	7155.7	7155.7
سوم	12.24	10	0	180	1013.4	10204.9	11306.5	18462.2
دوم	18.36	20	0	160	900.8	10204.9	10823	29285.2
اول	24.48	30	44	111	624.9	10204.9	10908.7	40193.9
همکف	30.60	40	40	120	675.9	10204.9	10939.3	51133.2

بار محوری ستون F−5

وزن دیوارهای محیطی در بام $= 307(2.50 + 2.50) = 1535\ kg$

وزن دیوارهای محیطی در طبقات $= 621.2 \times 5 = 3061\ kg$

وزن تیرها $= (2.40 + 5 - 0.45)(0.3 \times 0.35 \times 2500) = 1824\ kg$

وزن ستون $= 3.20(0.45 \times 0.45 \times 2500) = 1620\ kg$

وزن مرده بام $= 588(2.40 \times 5) + 1535 + 1824 = 10415\ kg$

وزن مرده طبقات $= 639(2.40 \times 5) + 3061 + 1824 + 1620 = 14173\ kg$

F−5	$A = 12\ m^2$							
طبقه	$\sum A_i\ (m^2)$	$R_1\%$	$R_2\%$	LL کاهش یافته	$LL\ (kg)$	$DL\ (kg)$	$P_i\ (kg)$	$\sum P_i\ (kg)$
چهارم	12	0	0	150	1725	10415	12215	12215
سوم	24	10	44	112	1288	14173	15541	27756
دوم	36	20	36	128	1472	14173	15733	43489
اول	48	30	31	138	1587	14173	15841	59330
همکف	60	40	28	120	1380	14173	15613	74943

بار محوری ستون E−5

وزن تیرها $= [(1.7 + 2.4 - 0.45) + (2.4 + 2.4 - 0.45)](0.3 \times 0.35 \times 2500) = 2100\ kg$

وزن ستون $= 3.20(0.45 \times 0.45 \times 2500) = 1620\ kg$

وزن مرده بام $= 588(4.1 \times 5) + 2100 = 14154\ kg$

وزن مرده طبقات $= 639(4.1 \times 5) + 1620 + 2100 = 16819.5\ kg$

E−5	$A = 20.5\ m^2$							
طبقه	$\sum A_i\ (m^2)$	$R_1\%$	$R_2\%$	LL کاهش یافته	$LL\ (kg)$	$DL\ (kg)$	$P_i\ (kg)$	$\sum P_i\ (kg)$
چهارم	20.5	0	0	150	3000	14154	17229	17229
سوم	41	10	33	133	2660	16819	19566	36795
دوم	61.5	20	27	145	2900	16819	19812	56607
اول	82	30	23	140	2800	16819	19689	76296
همکف	102.5	40	21	120	2400	16819	19279	95575

بارگذاری جانبی

باد

📖 (۶-۶-۳) مبحث ۶

فشار مبنای باد :

$$V = 90\frac{km}{h} \rightarrow q = 0.005(90)^2 = 40.5\frac{kg}{m^2}$$

📖 (۶-۶-۶-۱) مبحث ۶

ضریب اثر تغییر سرعت :

$$H = 10\,m \rightarrow C_e = 1.6\left(\frac{10}{10}\right)^{0.24} = 1.6$$

$$H = 10\,m \approx 15.8\,m \rightarrow C_e = 1.6\left(\frac{15.8}{10}\right)^{0.24} = 1.78$$

📖 (۶-۶-۷-۲) مبحث ۶

ضریب شکل :

$$H = 10\,m \rightarrow C_q = 1.3$$

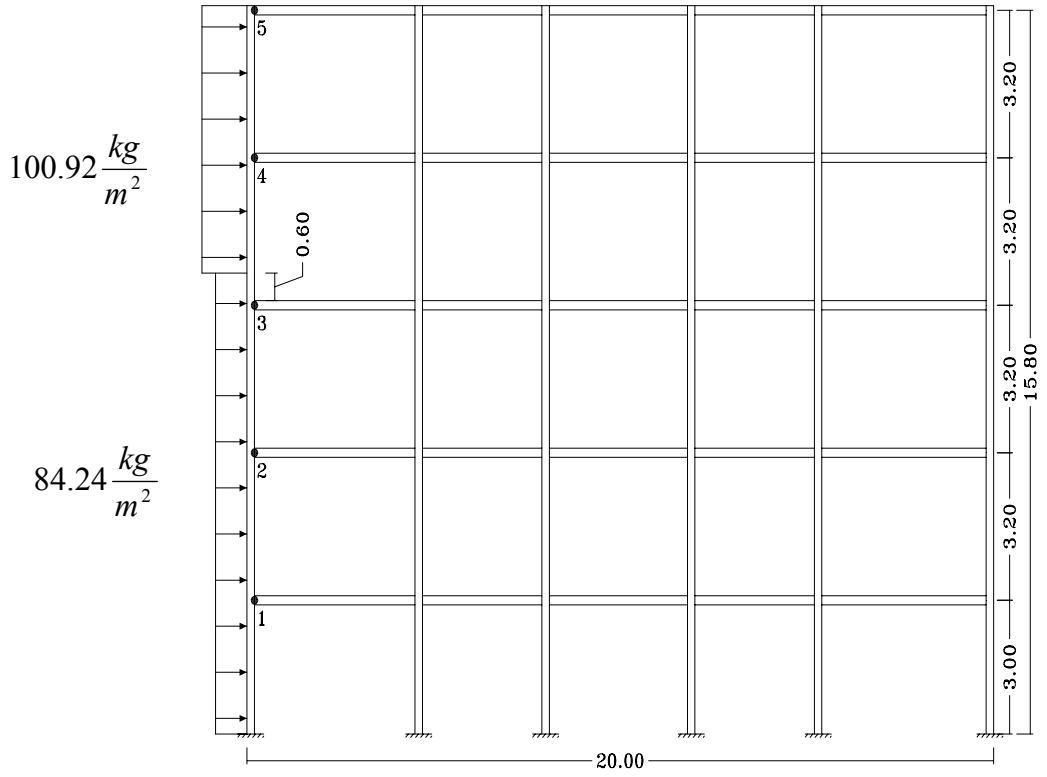
$$H = 10\,m \approx 15.8\,m \rightarrow C_q = 1.4$$

📖 (۶-۶-۵) مبحث ۶

فشار ناشی از باد :

$$H = 10\,m \rightarrow P = C_e \times C_q \times q = 1.6 \times 1.3 \times 40.5 = 84.24\frac{kg}{m^2}$$

$$H = 10\,m \approx 15.8\,m \rightarrow P = C_e \times C_q \times q = 1.78 \times 1.4 \times 40.5 = 100.92\frac{kg}{m^2}$$



📖 (۶-۶-۱۰-۱) مبحث ۶

کنترل واژگونی سازه در اثر نیروی باد :

به دلیل یکسان بودن طول و عرض ساختمان کنترل واژگونی در یک جهت بررسی می‌شود.

تعیین سهم گره‌ها از فشار باد :

گره 5 $\rightarrow 100.92 \times 20 \times 1.70 = 3431.28\ kg \cong 3.4\ t.m$

گره 4 $\rightarrow 100.92 \times 20 \times 3.20 = 6458.88\ kg \cong 6.4\ t.m$

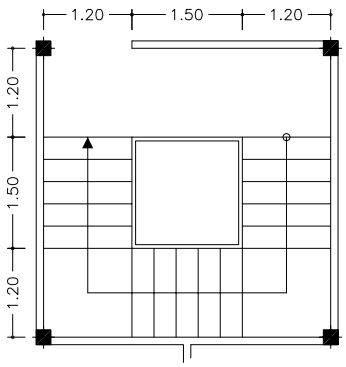
گره 3 $\rightarrow 100.92 \times 20 \times 1.10 + 84.24 \times 20(1.70 + 0.60) = 6095.28\ kg \cong 6\ t.m$

گره 2 $\rightarrow 84.24 \times 20 \times 3.20 = 5391.36\ kg \cong 5.4\ t.m$

گره 1 $\rightarrow 84.24 \times 20 \times 3.20 = 5391.36\ kg \cong 5.4\ t.m$

تعیین بارمرده کل ساختمان :

وزن سرویس پله (حدفاصل دو طبقه متوالی) :



$$W_6 = 3(871.8 \times 1.2 \times 1.5) + 2(1.2 \times 1.2 \times 650.5) + (1.2 \times 3.9 \times 650.5) = 9625.5\ kg$$

وزن بام :

اجزاء سازه	وزن
مرده بام	$588 \times 20 \times 20 = 235200$
دیوار جان پناه	$307 \times 2(20 + 20) = 24560$
دیوار خرپشته	$857 \times 4 \times 4 = 13712$
سرویس پله	$\frac{9625.5}{2} = 4812.7$
برف	$150 \times 20 \times 20 = 60000$
$338284.7\ kg \cong 338\ ton$	

وزن هر طبقه :

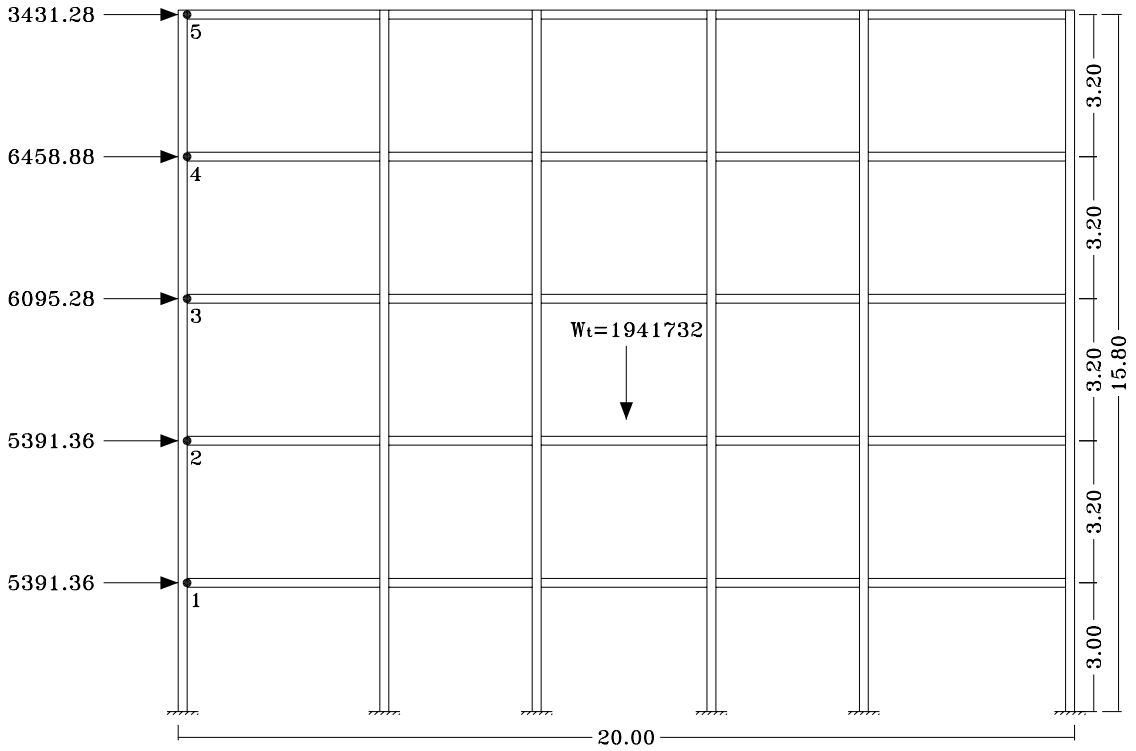
اجزاء سازه	وزن
مرده طبقه	$639\times20\times20=255600$ $-639\times4\times4=-10224$
دیوار محیطی (مجاور همسایه)	$857\times2\times20=34280$
دیوارمحیطی (نمای ساختمان)	$621.18\times2\times20=24847$
دیوار سرویس پله	$719.2\times4\times4=11507$
سرویس پله	9625.5
$300788.5\,kg\cong300.8\,ton$	

وزن تیرها در هر طبقه $=2500\left(\left(0.3\times0.35\times5\times20\right)+\left(0.3\times0.35\times7.5\right)\right)=28218.7\,kg$

وزن ستون ها در هر طبقه $=2500\left(3.20\times0.45\times0.45\times32\right)=51840\,kg$

وزن کل ساختمان :

$$W_t=(300788.5\times4)+338284.7+5\left(51840+28218.7\right)=1941732\,\text{kg}$$



$$\text{لنگر مقاوم}=\frac{1941732\times\frac{20}{2}}{1000}=19417\,\text{t.m}$$

لنگر واژگونی $=3.4\times15.8+6.4\times12.6+6\times9.4+5.4\times6.2+5.4\times3=240.4\,t.m$

$$F.S=\frac{194173}{240.4}=80>1.75$$

زلزله

وزن بام :

اجزاء سازه	وزن
بام	$588\times20\times20=235200$ $-588\times4\times4=-9408$
نصف وزن سرویس پله	$\frac{9625.5}{2}=4812.7$
وزن دیوار جان پناه	$307\times2(20+20)=24560$
نصف وزن دیوار محیطی (مجاور همسایه)	$\frac{857\times2\times20}{2}=17140$
نصف وزن دیوار محیطی (نمای ساختمان)	$\frac{621.18\times2\times20}{2}=12423.6$
$284728\,kg\cong284.7ton$	

وزن تیرها $=2500\left(\left(0.3\times0.35\times5\times20\right)+\left(0.3\times0.35\times7.5\right)\right)=28218.7\,kg$

وزن ستون ها $=2500\left(1.60\times0.45\times0.45\times32\right)=25920\,kg$

وزن بام $=284.7+28.2+25.9=338.8\,ton$

وزن خرپشته :

اجزاء سازه	وزن kg
وزن بام خرپشته	$588\times4\times4=9408$
دیوار خرپشته	$875\times4\times4=14000$
$23408\,kg\cong23.4\,ton$	

📖 ۲۸۰۰ (۹-۳-۲)

در صورتی که وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد ، فقط وزن آن به بام اضافه می‌شود.

$338.8\times0.25=84\,ton>21.6\,ton$

وزن کل بام $=338.8+23.4=362.2\,ton$

وزن یک طبقه :

اجزاء سازه	وزن kg
طبقه	$639\times20\times20=255600$ $-639\times4\times4=-10224$
دیوار محیطی (مجاور همسایه)	$857\times2\times20=34280$
دیوارمحیطی (نمای ساختمان)	$621.18\times2\times20=24847$
دیوار سرویس پله	$719.2\times4\times4=11507$
سرویس پله	9625.5
$325635.5\,kg\cong325.6\,ton$	

وزن تیرها $=2500\left(\left(0.3\times0.35\times5\times20\right)+\left(0.3\times0.35\times7.5\right)\right)=28218.7\,kg$

وزن ستون ها $=2500\left(3.20\times0.45\times0.45\times32\right)=51840\,kg$

وزن کل یک طبقه $=325.6+28.2+51.8=405.6\,ton$

بار زنده ساختمان :

سطح بارگیرسرویس پله $=3(1.2\times1.5)+2(1.2\times1.2)+(1.2\times3.9)=12.96\,\mathrm{m}^2$

اجزاء سازه	وزن
بام	$(150\times20\times20)+(350\times\frac{12.96}{2})=62268\cong62.2\,\text{ton}$
طبقات	$(200\times20\times20)+(350\times12.96)=84536\cong84.5\,\text{ton}$

وزن کل ساختمان :

📖 (۲-۳-۱) ۲۸۰۰

درصد مشارکت بار زنده طبقات و بار برف بام در محاسبه نیروی زلزله % 20 می‌باشد.

$W_R=362.2+(0.2\times62.2)=374.6\,ton$

$W_F=4(405.6+(0.2\times84.5))=1690\,ton$

$W_t=W_R+W_F=2064.4\,ton$

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان (روش استاتیکی معادل)

📖 ۲۸۰۰ (۲-۳-۸) تا (۲-۳-۳)

$A = 0.3$

$I = 1$

$T_0 = 0.1$

$T_S = 0.5$

$S = 1.5$

$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} = 0.07(15.8)^{\frac{3}{4}} = 0.55$

با توجه به بند ۲-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ ، چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند ، مقدار T بدست آمده از رابطه فوق باید در 0.8 ضرب شود.

$T = 0.8 \times 0.55 = 0.44$

$T_0 < T < T_S \rightarrow B = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$

$R_Y = 8$

$C = \frac{AIB}{R} = \frac{0.3 \times 1 \times 2.5}{8} = 0.0937$

$V = C.W_t = 0.0937 \times 2064.4 = 193.4\, ton$

📖 ۲۸۰۰ (۲-۳-۱)

برش پایه V درهیچ حالت نباید از مقدار بدست آمده از رابطه زیر کمتر باشد :

$V_{\min} = 0.1 \times 0.3 \times 2064.4 = 61.93\, ton < 193.4\, ton$

$T < 0.7 \rightarrow F_t = 0$

$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_i h_i} = 193.4 \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_i h_i}$

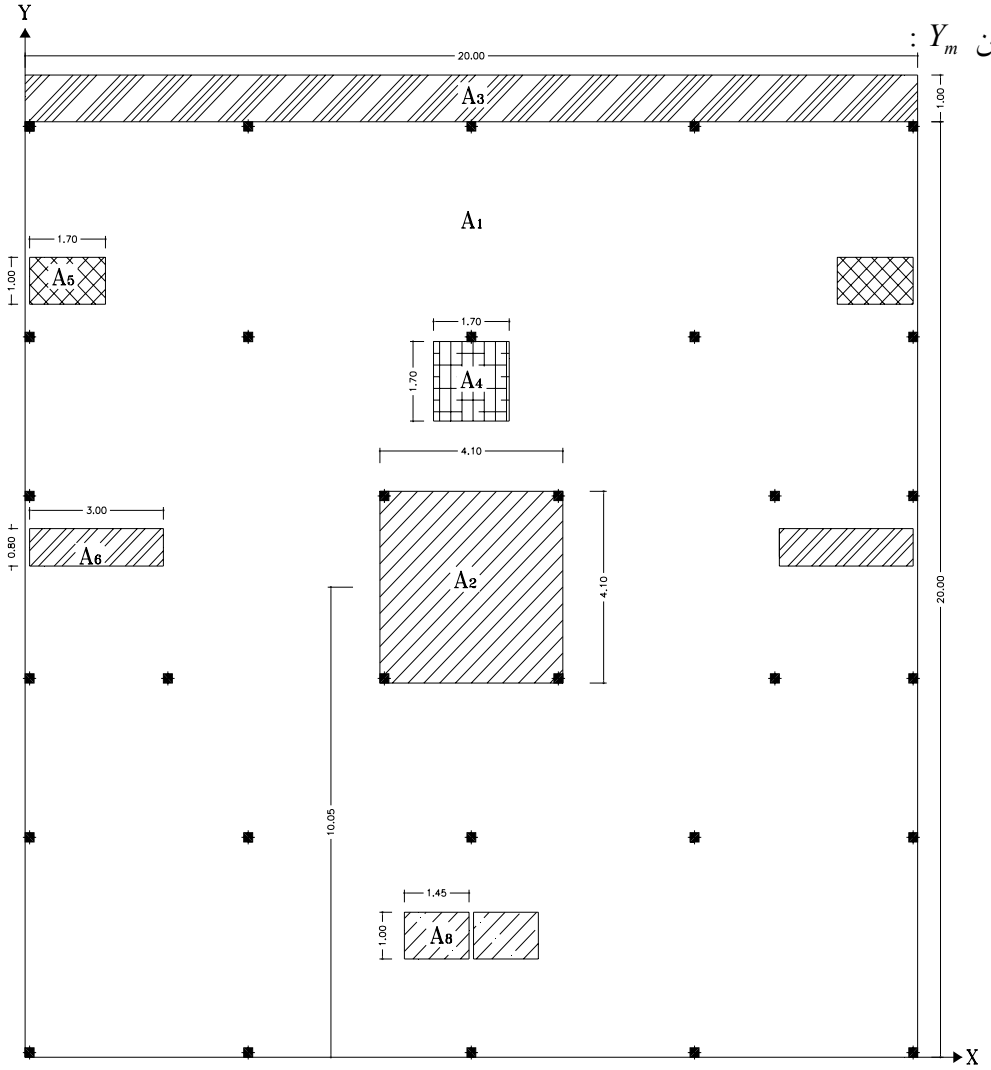
طبقه	$h_i(m)$	$W_i(ton)$	$W_i h_i(ton.m)$	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	$F_{y_i}(ton)$	$V_{y_i}(ton)$
5	15.8	374.6	5918.6	0.101	19.52	19.52
4	12.6	1690	21294	0.363	70.22	89.74
3	9.4	1690	15886	0.271	52.39	142.1
2	6.2	1690	10478	0.179	34.55	176.7
1	3	1690	5070	0.086	16.72	193.4
$\sum$				1	193.4	-

لنگر پیچشی ناشی از نیروی جانبی

تعیین مختصات مرکز جرم

با توجه به متقارن بودن ساختمان نسبت به محور X داریم : $X_m = \frac{20}{2} = 10\,m$

تعیین Y_m :



$A_1 = 400\,m^2$

$A_2 = 16.81\,m^2$

$A_3 = 20\,m^2$

$A_4 = 2.89\,m^2$

$A_5 = 1.7\,m^2$

$A_6 = 3.9\,m^2$

$A_7 = 1.45\,m^2$

وزن سقف طبقه $= [400 - 2(16.81 + 2.89 + 1.7 + 3.9 + 1 + 1.45)] \times 0.64 = 220.5\,ton$

وزن بالکن $= 20 \times 0..64 = 12.8\,ton$

وزن سرویس پله $= 9.63\,ton$

وزن دیوار نما $= 2 \times 20 \times 0.62 = 24.8\,ton$

وزن دیوار پله $= 2(4.1 \times 0.72) = 2 \times 2.952 = 5.9\,ton$

وزن تیرها $= 28.2\,ton$

وزن ستون ها $= 51.8\,ton$

وزن کل طبقه $= 220.5 + 12.8 + 9.63 + 24.8 + 5.9 + 28.2 + 51.8 = 353.6\,ton$

وزن واحد طول تیر $= 0.35 \times 0.3 \times 2500 = 262.5\ kg$

وزن واحد طول ستون $= 0.45 \times 0.45 \times 2500 = 0.506\ kg$

$$Y_m = \frac{1}{353.6}\begin{pmatrix} 220.5\times 10 + 12.8\times 20.5 + 9.63\times 10.05 + 24.8\times 21 + 2.952\times 12.1 + 2.952\times 8 + \\ +0.263\begin{pmatrix}(20-5\times 0.45)(19.83+15.4)+(20-6\times 0.45)(12+8.1)+\\ +(20-5\times 0.45)(4.7+0.175)\end{pmatrix}+ \\ +3.20\times 0.506\big(5(19.77+15.4)+6(12+8.1)+5(4.7+0.225)\big)\end{pmatrix} = 11.15\ m$$

تعیین مختصات مرکز سختی

در مرحله اولیه طرح یک پروژه چون مقاطع محاسبه نشده‌اند و سختی واقعی اعضا مشخص نیست ، باید با استفاده از فرض مناسب و با توجه به نوع قاب سختی جانبی آنها را تعیین کرد.

با استفاده از روابط مقابل می‌توان مرکز سختی سازه را تعیین نمود.

$$X_{CK} = \frac{\sum K_{yi} \times y}{\sum K_{yi}}$$

$$Y_{CK} = \frac{\sum K_{xi} \times x}{\sum K_{xi}}$$

x و y فاصله عنصر مقاوم ، از محورهای X و Y می‌باشد.

سختی قاب در راستای Y :

در این پروژه با توجه به تقارن دیوارها X_{CK} تعیین می‌شود.

$$X_{CK} = \frac{20}{2} = 10\ m$$

سختی قاب در راستای X :

سختی قاب‌های خمشی با توجه به سطح بارگیر هر قاب تعیین می‌شود با این تفاوت که در روابط تعیین مختصات مرکز سختی ، مقدار سطح بارگیر جایگزین X_{CK} یا Y_{CK} می‌شود.

$$Y_{CK} = \frac{1}{21}(3.35\times 19.9 + 3.95\times 15.4 + 3.65\times 12 + 3.65\times 8.1 + 4\times 4.7 + 2.4\times 0.1) = 10.47\ m$$

📖 ۲۸۰۰ (۴-۱۰-۳-۲)

در ساختمان‌های تا ۵ طبقه ویا کوتاه‌تر از ۱۸ متر ، باید فاصله بین مراکز سختی و جرم کنترل شود تا از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی بیشتر نباشد ، در غیر این صورت اعمال لنگر پیچش اتفاقی الزامی می‌باشد.

مختصات مرکز جرم $\begin{cases} X_m = 10\ m \\ Y_m = 11.15\ m \end{cases}$

مختصات مرکز سختی $\begin{cases} X_{CK} = 10\ m \\ Y_{CK} = 10.47\ m \end{cases}$

فاصله مراکز جرم و سختی $\begin{cases} |X_m - X_{CK}| = 0 \\ |Y_m - Y_{CK}| = 0.68\ m \end{cases}$

$21 \times 0.05 = 1.05\ m < 0.68\ m \quad \Rightarrow$ اعمال لنگر پیچش اتفاقی الزامی نمی‌باشد

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

📖 ۲۸۰۰ (۲-۵-۳)

تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح ، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح ، در هر طبقه تغییر مکانی که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه ، رفتار غیر خطی ، در تحلیل آن بدست می‌آید. این رفتار ، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می‌شود ، این تغییر مکان را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7R.\Delta_W$$

📖 ۲۸۰۰ (۲-۵-٤)

تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$ ، موضوع بند ۲- ٦ آیین نامه ۲۸۰۰ باید در محاسبه تغییر مکانها منظور شده باشد.

الف) برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از 0.7 ثانیه : $\overline{\Delta}_M <$ 0.025 برابر ارتفاع طبقه

ب) برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر یا برابر 0.7 ثانیه : $\overline{\Delta}_M \le$ 0.02 برابر ارتفاع طبقه

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه بعد از طراحی به شرح جدول زیر می‌باشد.

Story	H	DriftX	DriftY
STORY6	18.2	0.00014	0.000109
ROOF	15.8	0.001718	0.000612
STORY4	12.6	0.00172	0.00061
STORY3	9.4	0.001572	0.000562
STORY2	6.2	0.001193	0.000439
STORY1	3	0.00052	0.000225

با توجه به جدول فوق حداکثر تغییر مکان جانبی سازه در طبقه سوم و در جهت X می‌باشد ، بنابراین رابطه فوق برای آن کنترل می‌شود.

$$\Delta_M = 0.7R.\Delta_W \le 0.0025H$$
$$\Delta_M = 0.7(8)(0.00172) = 0.0096 < 0.0025(3.20) = 0.08$$

طراحی تیر $\frac{E}{3-5}$ طبقه اول

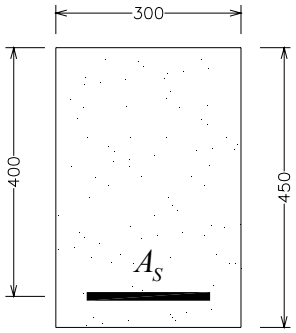
نیروهای داخلی حاصل از آنالیز سازه در اثر بحرانی‌ترین ترکیب بار $U = D + L$ به شرح زیر می‌باشد.

$M_U{}^+ = 18.6\ kn.m$

$M_U{}^- = 56\ kn.m$

مقطع تیر 450×300 فرض شده و در جهت اطمینان از عرض مؤثر دال در ناحیه فشاری صرفه نظر می‌شود.

تعیین آرماتور خمشی برای لنگر مثبت $\left(M_U{}^+\right)$:



$$M_U{}^+ \le M_r = 0.85\rho.b.d^2.f_y\left(1-\frac{5\rho.f_y}{6f_c}\right)$$

$$18.6\times10^6 = 0.85\rho(300)(400)^2(400)\left(1-\frac{5\rho(400)}{6(25)}\right) \rightarrow \rho = 0.0011$$

کنترل محدودیت نسبت آرماتور مقطع $(\rho_{\min};\rho_{\max})$:

📖 آبا (۱-۲-۱-٤-۲۰)

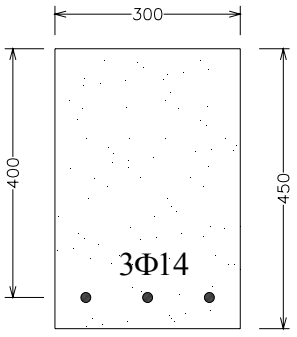
در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور ، در بالا و پایین نباید کمتر از مقادیر روابط زیر باشد. و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر ار 0.025 اختیار شود.

$$\rho \ge \begin{cases} \rho_{\min} = \dfrac{1.4}{f_Y} = \dfrac{1.4}{400} = 0.0035 \\ \rho_{\min} = \dfrac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} = \dfrac{0.25\sqrt{25}}{400} = 0.0031 \end{cases}$$

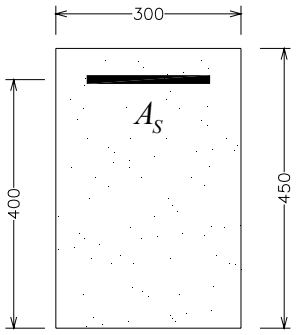
بنابراین نسبت آرماتور مقطع $\rho = 0.0035$ می‌باشد.

$$A_S = \rho.d.b = 0.0035(400)(300) = 420\ mm^2$$

می‌توان از 3Φ14 با سطح مقطه $A_S = 461\ mm^2$ استفاده کرد.

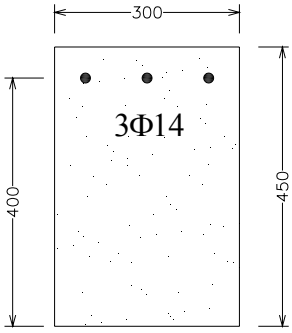


تعیین آرماتور خمشی برای لنگر مثبت $\left(M_U^-\right)$:



$$56\times10^6 = 0.85\rho(300)(400)^2(400)\left(1-\frac{5\rho(400)}{6(25)}\right)\rightarrow \rho = 0.0036 > \rho_{\min}$$

$$A_S = 0.0036(300)(400) = 432\ mm^2$$



می‌توان از 3Φ14 با سطح مقطع $A_S = 461\,mm^2$ استفاده کرد.

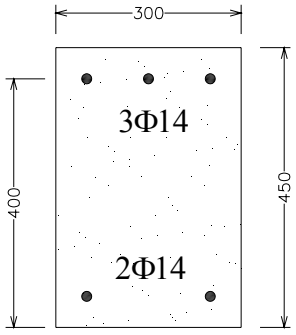
📖 آبا (۲۰-۴-۱-۲-۲)

در تکیه‌گاه عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد ، باید آرماتور فشاری به مقدار یک سوم آرماتور کششی موجود در آن مقطع تامین شود.

📖 آبا (۲۰-۴-۱-۲-۳)

در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع تکیه‌گاه‌ها ، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد ، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شود.

$$A'_S = \frac{461}{3}+\frac{461}{5} = 153.6+92.2 = 245\ mm^2 < A'_S = (2\Phi14) = 307\ mm^2$$



کنترل نیاز به آرماتور برشی :

📖 آبا (۱۲-۲-۱)

در مقاطع تحت اثر برش ، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه زیر صورت گیرد.

$V_u = 58.4\ kn$

$V_u \le V_r$

نیروی برشی نهایی (V_u) در فاصله d از برتکیه‌گاه می‌باشد.

تعیین نیروی برشی نهایی (V_r) :

📖 (۲-۲-۱۲) آبا

نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_r = V_c + V_s$$

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_c) :

📖 (۱-۱-۳-۱۲) آبا

برای اعضایی که تحت برش و خمش می‌باشند از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2(0.6)(\sqrt{25})(300)(400) = 72\ kn$$

$$\frac{V_c}{2} < V_u < V_c$$

بنابراین نیاز به حداقل آرماتور برشی می‌باشد.

کنترل نیاز به آرماتور پیچشی :

📖 (۲-۷-۱۲) آبا

در صورتی که لنگر پیچشی نهایی (T_u) که از طراحی سازه بر مبنای سختی مقطع ترک نخورده تعیین شده است از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد ، می‌توان از اثر آن صرفه نظر کرد. نیروی برشی نهایی (T_u) در فاصله d از برتکیه‌گاه می‌باشد.

$$T_u = 5.22\ kn.m$$

$$T_{cr} = 0.4\phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{{A_c}^2}{P_c} \right)$$

$$A_c = bh = 300(450) = 13.5 \times 10^3\ mm^2$$

$$P_c = 2(b+h) = 2(450+300) = 1500\ mm$$

$$T_{cr} = 0.4(0.6)(\sqrt{25}) \left(\frac{(13.5 \times 10^4)^2}{1500} \right) = 14.58\ kn.m$$

$$0.25T_{cr} = 0.25(14.58) = 3.64\ kn.m < T_u$$

بنابراین نیاز به آرماتور پیچشی می‌باشد.

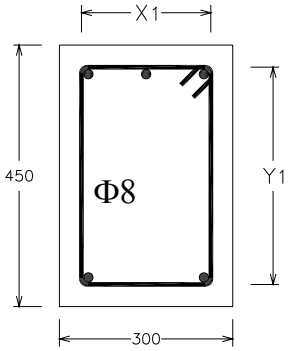
اثر توام برش و پیچش :

📖 آبا (۱-۱۲-۱۲)

برای طراحی اعضای تحت اثر برش و پیچش ، باید مقطع را یکبار برای برش و یک بار دیگر برای پیچش طراحی کرد. آرماتورهای به دست آمده در هر یک از حالات یاد شده با هم جمع شده و در عضو مورد نظر به کار برده می‌شود. این آرماتورها در صورت لزوم ، با آرماتورهای مورد نیاز برای سایر تلاشها افزوده می‌شود.

کنترل کفایت ابعاد مقطع تحت اثر برش و پیچش :

ابعاد مقطع باید به نحوی اختیار شوند که رابطه زیر برقرار باشد.



$$\frac{V_u}{b_w d}+\frac{T_u P_h}{{A_{0h}}^2}\le 0.25\phi_c f_c$$

$$P_h=2(X_1+Y_1)=2(222+327)=1188\,mm$$

$$A_{0h}=X_1.Y_1=222(327)=82584\,mm^2$$

$$\frac{58.4\times10^3}{300(400)}+\frac{5.22\times10^6(1188)}{82584^2}=1.39\le 0.25(06)(25)=3.75$$

محدودیت فواصل خاموت‌ها (S) :

📖 آبا (۵-۲-۱-٤-۲۰)

فاصله خاموت‌ها برای برش نباید از کمترین مقدار روابط زیر بیشتر باشد.

$$S\le \min\begin{cases}\frac{d}{4}=\frac{400}{4}=100\,mm\\ 8d_b=8(14)=112\,mm\\ 24d_s=24(8)=192\,mm\\ 300\,mm\end{cases}$$

📖 آبا (٦-۱۰-۱۲)

فاصله خاموت‌ها برای پیچش نباید از کمترین مقدار روابط زیر بیشتر باشد.

$$S\le \min\begin{cases}\frac{P_h}{8}=\frac{1188}{8}=148\,mm\\ 300\,mm\end{cases}$$

فاصله خاموت‌ها $S=100\,mm$ انتخاب می‌شود.

تعیین طول ناحیه بحرانی برای خاموت گذاری (ℓ_0) :

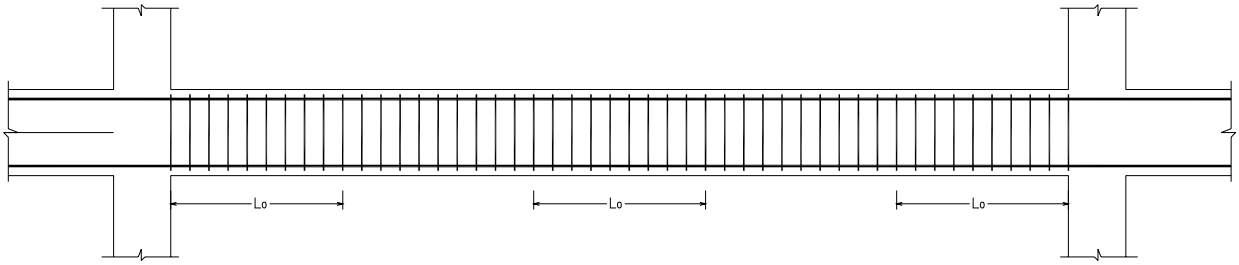
📖 آبا (۲۰-٤-۱-۲-٤)

در اعضای خمشی در طول قسمتهای بحرانی که در زیر مشخص می‌شود باید خاموت مطابق ضوابط بند (۲۰-٤-۱-۲-۵) به کار برده شود.

الف) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه.

ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در هر دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک قاب وجود داشته باشد.

$$\ell_0 = 2(400) = 900\ mm$$



تعیین مشخصات خاموت برشی :

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت‌ها :

📖 آبا (۱۲-٦-۳-۱)

حداقل خاموت از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$A_{v\min} = 0.35\frac{b_w.S}{f_y} = 0.35\frac{300(100)}{400} = 26.25\ mm^2$$

کنترل حداکثر نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتور (V_S) :

📖 آبا (۱۲-٤-۳)

نیروی برشی مقاوم نهایی (V_S) در هیچ حالت نباید بیشتر از $4V_C$ باشد.

$$V_S = \frac{A_V}{S}\phi_s f_y d = \frac{26.25}{100}(0.85)(400)(400) = 35.3\ kn < 4V_C$$

تعیین مشخصات خاموت پیچشی :

تعیین مقاومت پیچشی نهایی تامین شده توسط خاموت ها :

📖 آبا (۱۲-۸-۲)

$$T_U \le T_S$$

$$A_t = \frac{S.T_S}{2\phi_s f_y(0.85A_{0h})} = \frac{5.22\times10^6(100)}{2(0.85)(400)(0.85(82584))} = 10.93\ mm^2$$

کنترل حداقل سطح مقطع خاموت برشی و پیچشی :

📖 آبا (۱۲-۶-۳-٤)

مجموع سطح مقطع خاموت برشی و پیچشی باید از رابطه زیر بزرگتر باشد.

$$A_{tv} = 2A_t + A_v = 2(10.93) + 26.25 = 48.11\,mm^2$$

$$A_{tv} \geq 0.35\frac{b_w.S}{f_y} = 0.35\frac{300(100)}{400} = 26.25\,mm^2$$

کنترل سطح مقطع خاموت فرض شده $(\Phi 8)$:

$$A_{tv} \leq 2\pi r^2$$

$$48.11\,mm^2 < 2\pi(4^2) = 100\,mm^2$$

تعیین سطح مقطع آرماتور پیچشی طولی (A_ℓ) :

📖 آبا (۱۲-۸-۳)

سطح مقطع آرماتور پیچشی طولی مورد نیاز برای تامین مقاومت پیچشی (T_S) از رابطه زیر تعیین می‌شود.

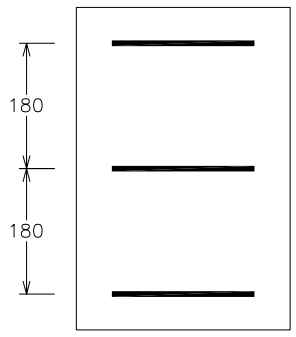
$$A_\ell = 2A_t\frac{P_h}{S} = 2(10.93)\frac{1188}{100} = 259\,mm^2$$

سطح مقطع بدست آمده فوق باید به طور یکنواخت در مقطع قرار گیرد.

محدودیت فاصله آرماتور های طولی پیچشی :

📖 آبا (۱۲-۱۰-۷)

فاصله محوری بین آرماتور پیچشی طولی توزیع شده در داخل محیط خاموت نباید بیشتر از $300\,mm$ در نظر گرفته شود.



$$\frac{A_{tv}}{3} = 86.3\,mm^2$$

$$\frac{A_{tv}}{3} = 86.3\,mm^2$$

$$\frac{A_{tv}}{3} = 86.3\,mm^2$$

تعیین قطر آرماتور پیچشی :

📖 آبا (۱۲-۱۰-۳)

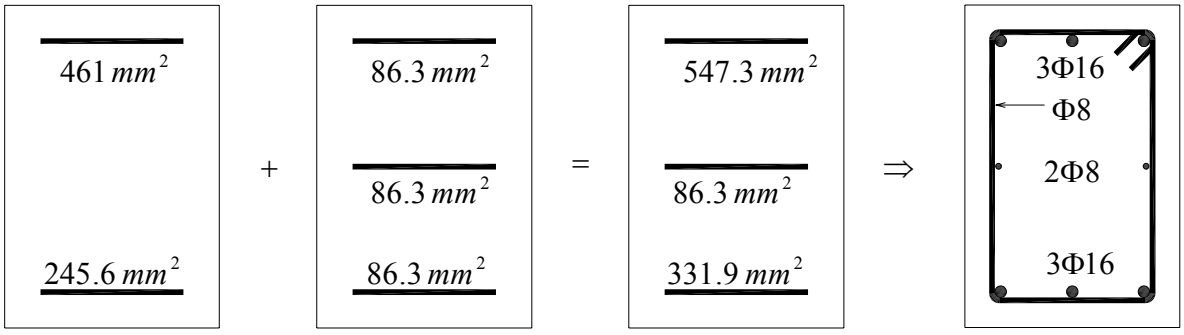
در هر گوشه خاموت‌های بسته پیچشی باید حداقل یک آرماتور طولی به قطر معادل $\frac{S}{16}$ یا بیشتر قرار داده شود.

$$\frac{100}{16} = 6.25\,mm$$

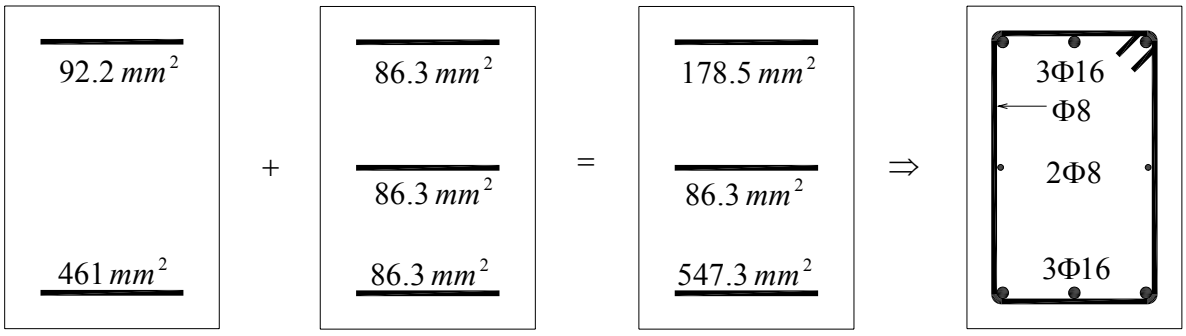
از آرماتور $\Phi 8$ استفاده می‌شود.

تعیین آرایش نهایی آرماتورها طولی مقطع :

با توجه به سطع مقطع آرماتور طولی بدست آمده در اثر خمش و پیچش آرایش نهایی آرماتور مقطع با توجه به اشکال زیر تعیین می‌شود.



M_U^- T_U M_U^- مقطع نهایی تکیه گاه



M_U^+ T_U M_U^+ مقطع نهایی وسط تیر

هیچ یک از آرماتور ها قطع نشده و در سرتاسر تیر ادامه دارند.

محدودیت عرض ترک خوردگی :

📖 (۱۴-۳-۳-۱) آبا

عرض ترک خوردگی در تیر ها نباید از مقدار $0.35\,mm$ تجاوز کند.

کنترل عرض ترک خوردگی :

📖 (۱۴-۳-۲-۱) آبا

در تیرها مقدار عرض ترک خوردگی از رابطه زیر تعیین می‌شود.

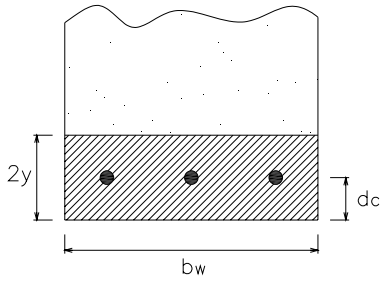
$$W = 13\times10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

$$f_s = 0.6 f_y = 240\frac{n}{mm^2}$$

$$d_c = 50\,mm$$

$$A = \frac{2y.b_w}{n} = \frac{2(50)(300)}{3} = 10000\,mm^2$$

$$W = 13\times10^{-6}(240)\sqrt[3]{50(10000)} = 0.24\,mm < 0.35\,mm$$



تعیین طول وصله آرماتورهای کششی :

📖 (۱۸-۴-۲-۱) آبا

در وصله پوششی طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3\ell_d$ باشد.

تعیین طول گیرایی آرماتورها (ℓ_d) :

تعیین طول آرماتور در کشش باید حداقل برابر با مقدار بدست آمده از رابطه زیر باشد.

$$\ell_d = k_1 k_2 k_3 \ell_{db}$$

سایر آرماتورها $\rightarrow k_1 = 1$

بدون اندود اپوکسی $\rightarrow k_2 = 1$

$$k_3 = 1$$

تعیین طول گیرایی مبنا (ℓ_{db}) :

$$\ell_{db} = \frac{d_b f_y}{4 f_b}$$

$$f_b = \lambda_1 \lambda_2 f_{bd}$$

$$f_{bd} = 0.65\sqrt{f_c} = 0.65\sqrt{25} = 3.25$$

تعیین ضریب قطر آرماتور (λ_1) :

📖 (۱۸-۲-۲-۳) آبا

$d_b < 20\,mm \rightarrow \lambda_1 = 1$

تعیین ضریب فاصله آرماتورها (λ_2) :

پوشش روی آرماتورها $= 50 - 8 = 42\,mm > d_b = 16\,mm$

فاصله آزاد آرماتورها $= \dfrac{300 - 2(50-8) - 3(16)}{2} = 84 > d_b = 16\,mm$

با توجه به خاموت محاسبه شده در مراحل قبل می‌توان اطمینان داشت که مقدار آن از مقادیر بندهای (۱۲-۶-۳) و (۸-٤) آیین نامه بیشتر است ، بنابراین $\lambda_2 = 0.6$ می‌باشد.

$f_b = 1(0.6)(3.25) = 1.95$

$\ell_{db} = \dfrac{16(400)}{4(1.95)} = 820\,mm$

$\ell_d = 820\,mm$

طول وصله $= 1.3\ell_d = 1.3(820) = 1066\,mm$

طول وصله $1100\,mm$ انتخاب می‌شود.

ضوابط خاص مهار آرماتورهای خمشی مثبت :

📖 (۱۸-۳-۲-۱) آبا

حداقل یک چهارم آرماتور خمشی مثبت ، در قطعات یکسره باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرها این آرماتورها باید به اندازه حداقل $150\,mm$ در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.

طراحی ستون $E-5$ طبقه اول

نیروهای داخلی حاصل از آنالیز سازه تحت اثر $P-\Delta$ و ترکیب بار $U=DL+LL$ به شرح زیر می‌باشد.

$N_U = 1050\,kn$

$M_{UX} = -32\,kn.m$

$M_{UY} = 25\,kn.m$

مقطع ستون 300×300 فرض شده وخمش معادل یک محوره محاسبه می‌شود.

$$\frac{M_{UY}}{M_{UX}} \le \frac{b}{h} \rightarrow M_{Ueqx} = M_{UX} + 0.55M_{UY}\left(\frac{h}{b}\right)$$

$$\frac{25}{32} = 0.78 < \frac{300}{300} = 1 \rightarrow M_{Ueqx} = 32 + 0.55(25)\left(\frac{300}{300}\right) = 45.75\,kn.m$$

بنابراین ستون برای نیروهای زیر طراحی می‌شود.

$N_U = 1050\,kn$

$M_U = 45.65\,kn.m$

کنترل محدودیت هندسی مقطع ستون :

📖 آبا (۲۰-٤-۲-۱-۱)

۱- عرض مقطع نباید کمتر از 0.3 بعد دیگر آن و نباید کمتر از $250\,mm$ باشد.

$C_1 = C_2 = 300\,mm$

۲- نسبت طول آزاد به عرض مقطع آن نباید بیشتر از 25 باشد.

$$25 > \frac{l_n}{C_1} = \frac{3200-450}{300} = 9$$

کنترل اعضای تحت خمش و فشار (ستون) در سازه با شکل پذیری متوسط :

📖 آبا (۲۰-٤-۲)

در ستونها باید رابطه مقابل برقرار باشد. $N_U \ge 0.15.\phi_C.f_C.A_g$

$$1050\times10^3\ kn > 0.15(0.6)(25)(300^2)(10^{-3}) = 202.5\,kn$$

تعیین درصد آرماتور مقطع :

با استفاده از نمودارهای طراحی درصد آرماتور طولی مقطع به شرح زیر محاسبه می‌شود.

$$\frac{N_r}{\phi_c f_c bh} = \frac{1050\times10^3}{0.6(25)(300^2)} = 0.77$$

$$\frac{M_r}{\phi_c f_c bh^2} = \frac{45.75\times10^6}{0.6(25)(300^3)} = 0.11$$

$$\gamma = \frac{h-2d}{h} = \frac{300-2(50)}{300} = 0.66$$

$$\left.\begin{array}{l}\gamma = 0.6 \rightarrow m\rho = 0.22\\ \gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.15\end{array}\right\} \rightarrow \gamma = 0.66 \rightarrow m\rho = 0.17$$

$$m = \frac{5f_y}{3f_c} = \frac{5(400)}{3(25)} = 26.66 \rightarrow \rho = 0.0066$$

کنترل حداقل و حداکثر درصد آرماتور طولی مقطع :

📖 آبا (۲۰-٤-۲-۲-۱)

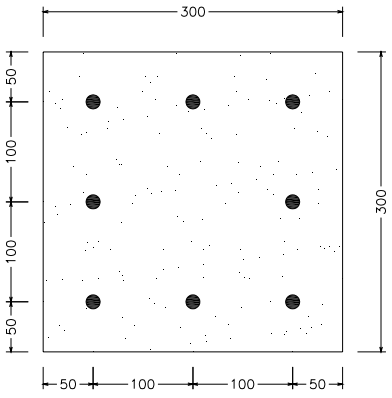
در ستونها نسبت آرماتور طولی با توجه به رابطه زیر کنترل می‌شود ، که این نسبت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

$$0.01\% \le \rho \le 4.5\%$$

با توجه به بند فوق مشخص است که ρ بدست آمده از نمودارها از حداقل آیین نامه کمتر می‌باشد ، در نتیجه $\rho = 0.01\%$ انتخاب شده و قطر آرماتور طولی تعیین می‌گردد.

$$\rho = 0.01 \rightarrow A_s = \rho.A_g = 0.01(300^2) = 900\ mm^2$$

از 8Φ12 با سطح مقطع $A_s = 904\ mm^2$ استفاده می‌شود.



کنترل فاصله محور تا محور آرماتور طولی :

📖 آبا (۲۰٤-۲-۲-۲)

فاصله محور تا محور آرماتور طولی از یکدیگر نباید بیشتر از $200\ mm$ باشد که با توجه به شکل فوق این محدودیت رعایت شده است.

کنترل کفایت ابعاد مقطع با استفاده از روش برسلر:

مطابق این روش مقاومت N_r در خمش دو محوره از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\frac{1}{N_r}=\frac{1}{N_{r_{X0}}}+\frac{1}{N_{r_{Y0}}}-\frac{1}{N_{r_0}}$$

کنترل حداقل برون محوری $(e_{\min})$:

📖 (۱۳-۱۰-۱) آبا

در قطعات فشاری ، بار محوری و لنگر خمشی حاصل از تحلیل الاستیک معمولی باید برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار رابطه زیر نباشد.

$$e_{\min}=15+0.03h$$
$$h=300\rightarrow e_{\min}=15+0.03(300)=24\ mm$$

تعیین $N_{r_{X0}}$ (خمش حول محور X) :

$$m\rho=\frac{5}{3}\left(\frac{400}{25}\right)\left(\frac{8\pi(6^2)}{300^2}\right)=0.26$$
$$\gamma=0.66$$
$$e_y=\frac{M_{UX}}{N_U}=\frac{32\times10^6}{1050\times10^3}=30\ mm>24\ mm$$
$$\frac{e_y}{h}=\frac{30}{300}=0.1$$
$$\gamma=0.66\rightarrow\frac{N_{r_{X0}}}{\phi_c f_c bh}=0.96\Rightarrow N_{r_{X0}}=1296\ kn$$

تعیین $N_{r_{Y0}}$ (خمش حول محور Y) :

$$m\rho=0.26$$
$$\gamma=0.66$$
$$e_x=\frac{M_{UX}}{N_U}=\frac{25\times10^6}{1050\times10^3}=23\ mm<24\ mm$$
$$\frac{e_x}{h}=\frac{24}{300}=0.08$$
$$\gamma=0.66\rightarrow\frac{N_{r_{Y0}}}{\phi_c f_c bh}=0.92\Rightarrow N_{r_{Y0}}=1242\ kn$$

تعیین N_{r_0} :

$$N_{r_0}=0.85\phi_c f_c\left(A_g-A_{st}\right)+A_{st}\phi_s f_y$$
$$N_{r_0}=0.85(0.6)(25)(300^2-904)+904(0.85)(400)=1443\ kn$$

$$\frac{1}{N_r}=\frac{1}{1296}+\frac{1}{1242}-\frac{1}{1443}\rightarrow N_r=1130\,kn$$

N_r بدست آمده از رابطه فوق هنگامی قابل قبول است که بیشتر از $0.1\phi_c.f_c.b.h$ باشد.

$$0.1(0.6)(25)(300^2)=135\,kn<N_r$$

$$N_r=1130kn>N_U=1050kn$$

بنابراین مقطع طراحی شده مناسب است.

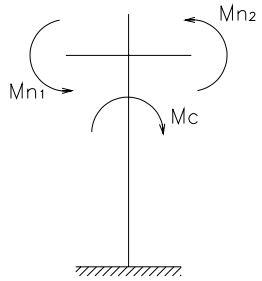
تعیین نیروی برشی برای طراحی خاموت :

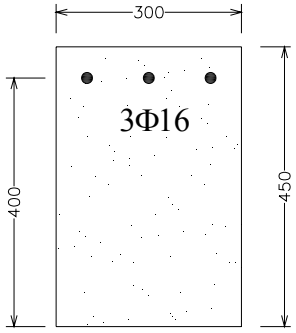
📖 (۲۰-٤-٥-۱) آبا

مقدار V_U بزرگترین دو مقدار زیر است :

الف) نیروی برشی ایجاد شده در عضو با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ، در صورت وجود ، و لنگر خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصل های پلاستیک تشکیل شده‌اند. ظرفیت خمشی مفصل های پلاستیکی ، مثبت یا منفی ، با لنگر خمشی مقاوم اسمی مقطع $(M_n=1.15M_r)$ در نظر گرفته شود.

با توجه به آرماتور طراحی شده در تیرها M_r محاسبه می‌شود.





$$\rho=0.005$$

$$M_r=0.85(0.005)(300)(400)^2(400)\left(1-\frac{5(0.005)(400)}{6(25)}\right)=76\,kn.m$$

$$M_{n_1}=M_{n_2}=1.15M_r=87.5\,kn.m$$

$$M_C=\frac{M_{n_1}+M_{n_2}}{2}=87.5\,kn.m$$

$$V_{e_1}=\frac{M_C}{\ell_n}=\frac{87.5\times10^6}{275}=318\,kn$$

ب) نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهـای قـائم و نیـروی جـانبی زلزله با فرض آنکه نیروی مؤثر به سازه دو برابر مقدار تعیین شده در آیین نامه طراحی ساختمان هـا در برابـر زلزله (۲۸۰۰) منظور شود.

ضریب C دو برابر شده و نیروی برشی بدست آمده مطابق زیر است.

$$V_{e_2} = 52\,kn$$

بنابراین نیروی برشی برای طرح خاموت برابر $V_U = 318\,kn$ می‌باشد.

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_C) :

📖 (۱۲-۲-۳-۱) آبا

مقاومت برشی بتن برای اعضایی که تحت اثر برش ، خمش و فشار محوری قرار دارند ار رابطـه زیـر تعیـین می‌شود.

$$V_C = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}\left(1+\frac{N_U}{12Ag}\right)b_w.d$$

$$V_C = 0.2(0.6)\sqrt{25}\left(1+\frac{1050\times10^3}{12(300)^2}\right)(300)(250) = 88\,kn$$

با توجه به اینکه $V_U > V_C$ بنابراین باید از خاموت محاسباتی استفاده شود.

تعیین نیروی برشی آرماتورها :

$$V_S = V_U - V_C = 318 - 88 = 230\,kn$$

تعیین محدودیت خاموت‌ها :

📖 (۱۲-۳-۶-۱) آبا

حداقل خاموت از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\left(\frac{A_V}{S}\right)_{\min} = 0.35\frac{b_w}{f_y} = 0.35\frac{300}{400} = 0.26\frac{mm^2}{mm}$$

📖 (۲۰-۲-۲-٤-٤) آبا

خاموت مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل $8\,mm$ بوده و فواصل آنها کمتر از مقـدار روابـط زیـر باشد.

$$S \le \min\begin{cases} 8d_b = 8(12) = 96\,mm \\ 24d_s = 24(10) = 240\,mm \\ \dfrac{C_1}{2} = \dfrac{300}{2} = 150\,mm \\ 250\,mm \end{cases}$$

تعیین طول ناحیه بحرانی (ℓ_0) :

📖 آبا (۲۰-۴-۲-۲-۳)

در دو انتهای ستون به طول ℓ_0 باید خاموت به کاربرده شود. طول ℓ_0 (ناحیه بحرانی) که از بر اتصال اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود.

$$\ell_0 \geq \max\begin{cases}\frac{\ell_n}{6}=\frac{275}{6}=458\,mm\\ C_1=300\,mm\\ 450\,mm\end{cases}$$

طول ناحیه بحرانی $\ell_0 = 500\,mm$ انتخاب می‌شود.

📖 آبا (۲۰-۴-۲-۲-۷)

در محل اتصال ستون به فنداسیون ، آرماتور طولی ستون که به داخل فنداسیون برده شده است باید در طول حداقل $300\,mm$ با خاموت ناحیه بحرانی تقویت گردد.

تعیین نیروی برشی مقاوم نهایی خاموت (V_s) :

📖 آبا (۱۲-۴-۲-۱)

نیروی برشی مقاوم نهایی خاموت‌ها (V_s) بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_s=\frac{A_V}{S}\phi_s f_y d$$

$$\frac{A_V}{S}=\frac{V_s}{\phi_s f_y d}=\frac{230\times10^3}{0.85(400)(250)(2)}=1.35\frac{mm^2}{mm}>\left(\frac{A_V}{S}\right)_{\min}$$

فاصله خاموت $S=100\,mm$ انتخاب می‌شود.

$$\frac{A_V}{100}=1.35\rightarrow A_V=135\,mm^2$$

$Use\Phi10@100\,mm$

تعیین محدودیت خاموت ، خارج از ناحیه بحرانی :

📖 (۲۰-٤-۲-۲-۵) آبا

در قسمتهایی از طول ستون که شامل طول ℓ_0 نمی‌شود ، ضوابط خاموت گذاری مشابه ضوابط ستون های عادی است.

📖 (۱۲-٦-٤-۱) آبا

فاصله بین خاموت‌های عمود بر محور عضو نباید از $\frac{d}{2}$ بیشتر باشد.

تعیین نیروی برشی آرماتورها خارج از ناحیه بحرانی :

$$V_S = V_U - V_C = 202 - 88 = 114\,kn$$

تعیین نیروی برشی مقاوم نهایی خاموت (V_s) :

📖 (۱۲-۲-٤-۱) آبا

نیروی برشی مقاوم نهایی خاموت‌ها (V_s) بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_s = \frac{A_V}{S}\phi_s f_y d$$

$$\frac{A_V}{S} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{114\times10^3}{0.85(400)(250)(2)} = 0.67\,\frac{mm^2}{mm} > \left(\frac{A_V}{S}\right)_{\min}$$

فاصله خاموت $S = 200\,mm$ انتخاب می‌شود.

$$\frac{A_V}{200} = 0.67 \rightarrow A_V = 134\,mm^2$$

$Use\Phi10@200\,mm$

تعیین طول وصله آرماتورها :

📖 (۱۸-٤-٤-۲) آبا

وصله پوششی آرماتورهایی که در فشار قرار می‌گیرند حداقل $1.3\ell_d$ در نظر گرفته می‌شود.

تعیین طول گیرایی آرماتورها (ℓ_d) :

تعیین طول آرماتور در کشش باید حداقل برابر با مقدار بدست آمده از رابطه زیر باشد.

$\ell_d = k_1 k_2 k_3 \ell_{db}$

سایر آرماتورها $\rightarrow k_1 = 1$

بدون اندود اپوکسی $\rightarrow k_2 = 1$

در جهت اطمینان $\rightarrow k_3 = 1$

تعیین طول گیرایی مبنا (ℓ_{db}) :

$$\ell_{db} = \frac{d_b f_y}{4 f_b}$$

$f_b = \lambda_1 \lambda_2 f_{bd}$

$f_{bd} = 0.65\sqrt{f_c} = 0.65\sqrt{25} = 3.25$

تعیین ضریب قطر آرماتور (λ_1) :

📖 (۱۸-۲-۲-۳) آبا

$d_b < 20\,mm \rightarrow \lambda_1 = 1$

تعیین ضریب فاصله آرماتورها (λ_2) :

پوشش روی آرماتورها $= 50 - 6 = 44\,mm > d_b = 12\,mm$

فاصله آزاد آرماتورها $= \dfrac{300 - 2(50-5) - 3(12)}{2} = 87 > d_b = 12\,mm$

با توجه به خاموت محاسبه شده در مراحل قبل می‌توان اطمینان داشت که مقدار آن از مقادیر بندهای (۱۲-۶-۳) و (۸-٤) آیین نامه بیشتر است.

بنابراین $\lambda_2 = 0.6$ می‌باشد.

$f_b = 1(0.6)(3.25) = 1.95$

$\ell_{db} = \dfrac{12(400)}{4(1.95)} = 615\,mm$

$\ell_d = 615\,mm$

طول وصله $= 1.3\ell_d = 1.3(615) = 799.5\,mm$

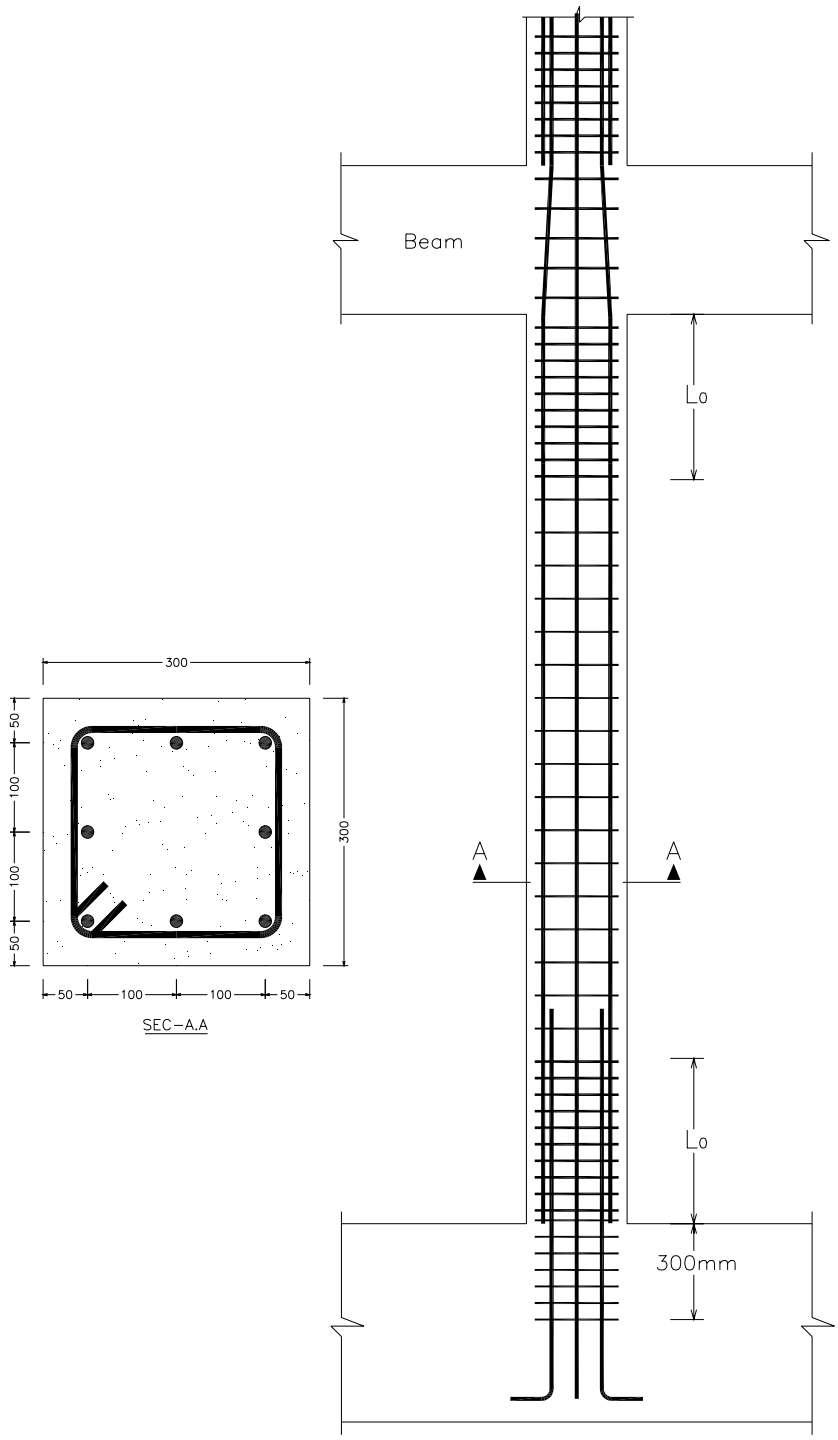
📖 (۱۸-٤-٤-۳) آبا

در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوشش سطح مقطع خاموت‌ها بیشتر از مقدار بدست آمده از رابطه زیر باشد ، می‌توان طول پوشش را 20% کاهش داد.

$$A = 0.005hS = 0.0015(300)(50) = 22.5\ mm^2 < 157\ mm^2$$

$$\text{طول وصله} = 799.5(0.8) = 639\ mm$$

طول وصله $650\ mm$ انتخاب می‌شود.



طراحی دال پانل $\frac{1-3}{E-F}$ طبقه اول

برای طراحی دال‌های مستطیل شکل می‌توان از روش ضرایب جدولی با توجه به محدودیت‌های زیر استفاده کرد.

تعیین ضخامت دال :

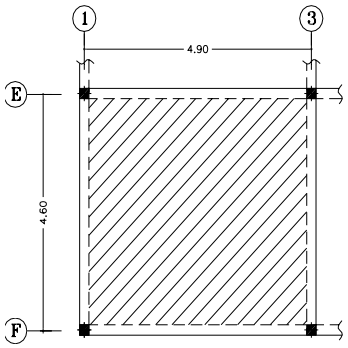
📖 (۱۵-۸-۳- ب) آبا

در دال‌هایی که در چهار سمت پیوسته هستند ، در هیچ حالت نبایدکمتر از مقادیر رابطه زیر در نظر گرفته شود.

$$\frac{2(4300+4600)}{160}=111\,mm$$

ضخامت دال $h_S=130\,mm$ انتخاب می‌شود.

📖 (۱۵-۸-۱-۲) آبا



دال در چهار طرف روی تیرها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

📖 (۱۵-۸-۱-۳) آبا

ابعاد تیرهای زیر دال چنان باشند که رابطه زیر برقرار باشد.

$$\frac{b_w h_b^{\,3}}{\ell_n h_s^{\,3}}\geq 2$$

$$\frac{300(450)^3}{(4900-300)(130)^3}=2.7>2$$

📖 (۱۵-۸-۱-٤) آبا

نسبت طول آزاد به عرض آزاد کوچکتر یا برابر 2 باشد.

$$\frac{\ell_B}{\ell_A}=\frac{4900-300}{4600-300}=1.06<2$$

📖 (۱۵-۸-۱-۵) آبا

بارهای وارده به دال تنها بارهای قائم بوده و بطور یکنواخت پخش شده باشند.

$$DL=0.130(25)(2.6)=8.1\frac{kn}{m^2}$$

$$LL=2\frac{kn}{m^2}$$

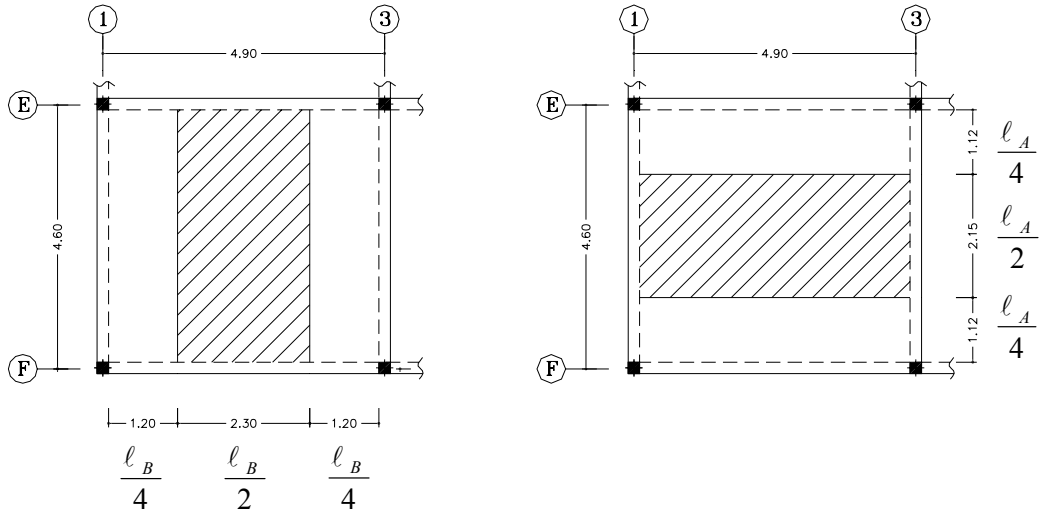
تعیین نوارهای طراحی :

📖 (۱۵-۸-۲-۱) آبا

هردال را باید باتوجه به شرایط انتهایی در تکیه‌گاه‌ها بصورت مجزا در نظر گرفت و در هر امتداد به نوارهـایی با مشخصات زیر تقسیم کرد :

الف) نوار میانی باعرض برابر با نصف عرض دال ، در نیمه وسط دال.

ب) نوارهای کناری هر یک با عرضی برابر با یک چهارم عرض دال ، در طرفین نوار میانی.



تعیین مقادیر حداکثر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه‌ها ، در واحد عرض نوار میانی

تعیین لنگر خمشی منفی در نوار میانی :

📖 (۱۵-۸-۲-٤-الف) آبا

تعیین لنگر خمشی منفی در بر تکیه‌گاه برای بارهای مرده و زنده با اسـتفاده از ضـرایب داده شـده در جـدول ۱۵-۸-۲-٤- الف و روابط زیر تعیین می‌شود.

$$M_A^- = C_A^- . W_{(D+L)} . \ell^2{}_A$$

$$M_B^- = C_B^- . W_{(D+L)} . \ell^2{}_B$$

$$W_{(D+L)} = 1.25(8.1) + 1.5(2) = 13.1 \frac{kn}{m^2}$$

$$\ell_A = 4.6 - 0.3 = 4.3\, mm$$

$$\ell_B = 4.9 - 0.3 = 4.6\, mm$$

$$m = \frac{\ell_A}{\ell_B} = \frac{4.3}{4.6} = 0.93 \rightarrow \begin{cases} C_A^- = 0.069 \\ C_B^- = 0.049 \end{cases}$$

$$M_A^- = 0.069(13.1)(4.3)^2 = 16.7 \frac{kn.m}{m}$$

$$M_B^- = 0.049(13.1)(4.6)^2 = 11.9 \frac{kn.m}{m}$$

تعیین لنگر خمشی مثبت در نوار میانی :

📖 (۱۵-۸-۲-٤-ب) آبا

تعیین لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه برای بارهای مرده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول ۱۵-۸-۲-٤- ب و روابط زیر تعیین می‌شود.

$$M_{AD}^{+} = C_{AD}^{-}.W_D.\ell^2{}_A$$
$$M_{BD}^{+} = C_{BD}^{-}.W_D.\ell^2{}_B$$
$$W_D = 1.25(8.1) = 10.1\frac{kn}{m^2}$$
$$m = 0.93 \rightarrow \begin{cases} C_{AD}^{+} = 0.031 \\ C_{BD}^{+} = 0.023 \end{cases}$$
$$M_{AD}^{+} = 0.031(10.1)(4.3)^2 = 5.8\frac{kn.m}{m}$$
$$M_{BD}^{+} = 0.023(10.1)(4.6)^2 = 4.9\frac{kn.m}{m}$$

📖 (۱۵-۸-۲-٤-پ) آبا

تعیین لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه برای بارهای زنده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول ۱۵-۸-۲-٤- ب و روابط زیر تعیین می‌شود.

$$M_{AL}^{+} = C_{AL}^{-}.W_L.\ell^2{}_A$$
$$M_{BL}^{+} = C_{BL}^{-}.W_L.\ell^2{}_B$$
$$W_L = 1.5(2) = 3\frac{kn}{m^2}$$
$$m = 0.93 \rightarrow \begin{cases} C_{AL}^{+} = 0.036 \\ C_{BL}^{+} = 0.027 \end{cases}$$
$$M_{AL}^{+} = 0.036(3)(4.3)^2 = 2\frac{kn.m}{m}$$
$$M_{BL}^{+} = 0.027(3)(4.6)^2 = 1.7\frac{kn.m}{m}$$

بنابراین لنگر مثبت دال در نوارهای طراحی به شرح زیر می‌باشد.

$$M_A^{+} = M_{AD}^{+} + M_{AL}^{+} = 5.8 + 2 = 7.8\frac{kn.m}{m}$$
$$M_B^{+} = M_{BD}^{+} + M_{BL}^{+} = 4.9 + 1.7 = 6.6\frac{kn.m}{m}$$

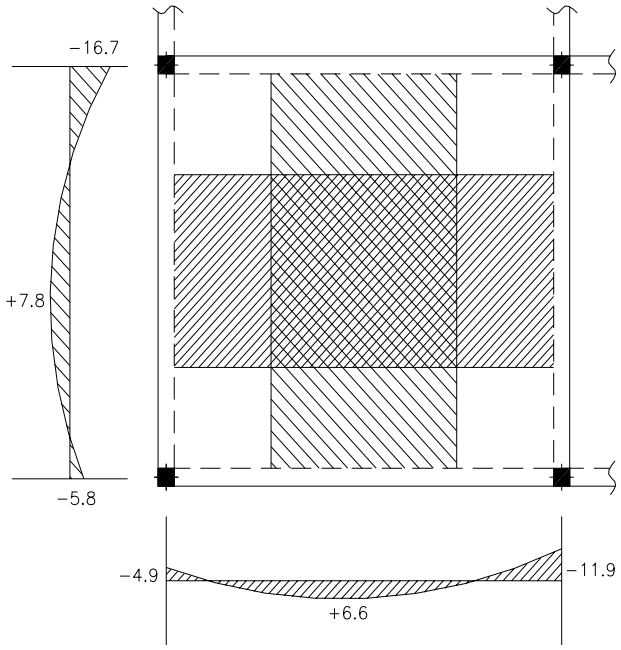
تعیین لنگر منفی در لبه غیر ممتد دال در نوار میانی :

📖 (۱۵-۸-۲-۶) آبا

در صورتی که دالی در طرف دیگر تگیه‌گاهی ادامه نداشته باشد ، باید آن را در هر نوار برای لنگر خمشی منفی معادل سه چهارم لنگر مثبت وسط دهانه در همان نوار طرح کرد.

$$M_A^- = \frac{3}{4}(7.8) = 5.8\frac{kn.m}{m}$$
$$M_B^- = \frac{3}{4}(6.6) = 4.9\frac{kn.m}{m}$$

بنابراین لنگرهای موجود در دال به صورت شکل زیر می‌باشد.



محاسبه ظرفیت خمشی حداکثر :

$$\rho_b = \rho_{\max} = 0.6\phi_s \frac{600 f_c}{f_y(600+f_y)} = 0.6(0.85)\frac{600(25)}{400(600+400)} = 0.0191$$

$$d = 130 - 30 = 100\,mm$$

$$M_{r_{\max}} = 0.85\rho_b b d^2 f_y\left(1 - \frac{5\rho_b f_y}{6 f_c}\right)$$

$$M_{r_{\max}} = 0.85(0.0191)(1000)(100)^2(400)\left(1 - \frac{5(0.0191)(400)}{6(25)}\right)(10^{-6}) = 48\frac{kn.m}{m}$$

چون تمام لنگرهای طراحی از $M_{r_{\max}}$ کمتر می‌باشند ، در نتیجه ضخامت دال مناسب بوده و نیاز به آرماتور فشاری نمی‌باشد.

تعیین حداقل نسبت سطح مقطع آرماتور دال :

📖 (۸-۷-۳-۱) آبا

نسبت سطح مقطع کل آرماتور حرارتی و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دالها و فنداسیون‌های به ضخامت کمتر یا برابر با $1000\,mm$ نباید از مقدار زیر کمتر باشد.

$$f_y = 400 \rightarrow \rho_{min} = 0.0018$$

تعیین محدودیت فاصله آرماتورهای خمشی :

📖 (۱۵-۵-۱-۲) آبا

فاصله آرماتورها نباید از مقادیر زیر بیشتر در نظر گرفته شود.

$$S \le \max\begin{cases} 2h_s = 2(130) = 260\,mm \\ 300\,mm \end{cases}$$

تعیین آرماتور نوار میانی در دهانه کوتاه (ℓ_A) :

لبه ممتد دال در نوار میانی :

$$M_A^- = 0.85\rho_b b d^2 f_y\left(1 - \frac{5\rho_b f_y}{6 f_c}\right)$$

$$16.7\times10^6 = 0.85\rho(1000)(100)^2(400)\left(1 - \frac{5\rho(400)}{6(25)}\right)$$

$$\rho = 0.0052 > \rho_{\min}$$

$$A_S = \rho.d.b = 0.0052(100)(1000) = 528\frac{mm^2}{m}$$

$$Use\Phi12@200\,mm$$

وسط دال نوار میانی :

$$M_A^{+} = 7.8\times10^{6} \rightarrow \rho = 0.0023 > \rho_{\min}$$

$$A_S = 230\frac{mm^2}{m}$$

$$Use\Phi 8@200\,mm$$

لبه غیر ممتد دال در نوار میانی :

$$M_A^{-} = 5.8\times10^{6} \rightarrow \rho = 0.0017 < \rho_{\min}$$

$$A_S = 180\frac{mm^2}{m}$$

$$Use\Phi 8@250\,mm$$

تعیین آرماتور نوار میانی در دهانه بلند (ℓ_B) :

$$d = 130-30-12 = 88\,mm$$

لبه ممتد دال در نوار میانی :

$$M_B^{-} = 11.9\times10^{6} \rightarrow \rho = 0.0048 > \rho_{\min}$$

$$A_S = 480\frac{mm^2}{m}$$

$$Use\Phi 12@200\,mm$$

وسط دال نوار میانی :

$$M_B^{+} = 6.6\times10^{6} \rightarrow \rho = 0.0025 > \rho_{\min}$$

$$A_S = 250\frac{mm^2}{m}$$

$$Use\Phi 8@200\,mm$$

لبه غیر ممتد دال در نوار میانی :

$$M_B^{-} = 4.9\times10^{6} \rightarrow \rho = 0.0019 > \rho_{\min}$$

$$A_S = 190\frac{mm^2}{m}$$

$$Use\Phi 8@250\,mm$$

تعیین مقادیر حداکثر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه‌ها ، در واحد عرض نوار کناری

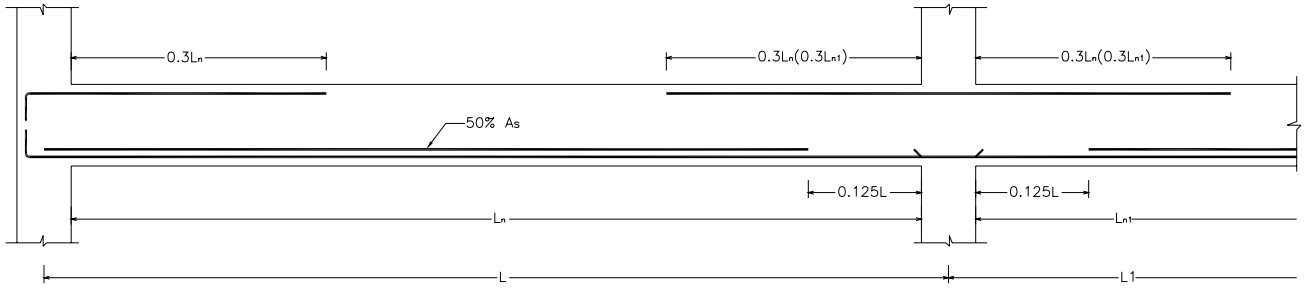
📖 (۱۵-۸-۲-۳) آبا

تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض هر یک از نوارهای کناری غیر یکنواخت ولی به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. این لنگرها در مرز مشترک با نوار میانی برابر با مقادیر مربوط در نوار میانی و در مرز خارجی برابر با یک سوم این مقادیر منظور می‌شوند.

چون یک سوم بزرگترین لنگر نوار طراحی ، آرماتور حداقل را لازم دارد ، در نتیجه از همان آرماتورهای با همان آرایش طرح شده برای نوار کناری استفاده می‌شود.

تعیین نقاط قطع آرماتورها :

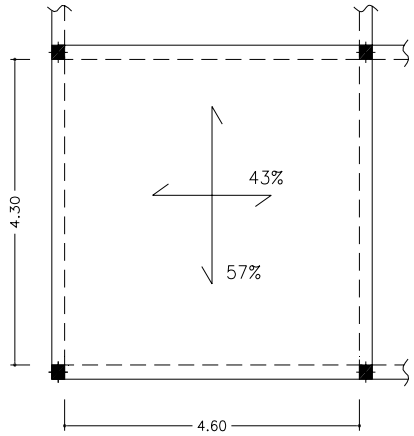
برای نقاط قطع آرماتورها می‌توان از محدودیت‌های شکل زیر استفاده کرد.



کنترل برش در دال

📖 آبا (۱۵-۸-٤-٤)

تلاش برشی در دال‌ها و بارهای روی تیرها را می‌توان با کمک جدول ۱۵-۸-٤-٤ به دست آورد. فرض می‌شود این برش‌ها بطور یکنواخت در طول تکیه‌گاه‌های دال تقسیم می‌شوند.



$$m = \frac{\ell_A}{\ell_B} = \frac{4.3}{4.6} = 0.93 \rightarrow \begin{cases} W_A = 0.57 \\ W_B = 0.43 \end{cases}$$

بار کل نهایی $= (1.25(8.1)+1.5(2))(4.3)(4.6) = 263\ kn$

شدت بار گسترده در دهانه بلند $= \frac{0.57}{2}\left(\frac{1}{4.6}\right)(263) = 16.2\frac{kn}{m}$

شدت بار گسترده در دهانه کوتاه $= \frac{0.43}{2}\left(\frac{1}{4.3}\right)(263) = 13.1\frac{kn}{m}$

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_c) :

📖 آبا (۱۲-۳-۱-۱)

برای اعضایی که تحت برش و خمش می‌باشند از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}\,b_w d = 0.2(0.6)(\sqrt{25})(1000)(100) = 60\ kn$$

چون $V_U = 16.2 < \frac{V_C}{2}$ نیاز به آرماتور برشی نیست ، و ضخامت دال به لحاظ برشی جوابگو می‌باشد.

کنترل تغییر شکل دال

محدودیت تغییر شکل دال :

📖 آبا (۱۴-٤-۲-۱)

افتادگی ایجاد شده در دالها ناشی از بار زنده و مرده نباید از $\frac{\ell}{240}$ و در اثر بار زنده از $\frac{\ell}{360}$ تجاوز کند.

$$\frac{\ell}{240} = \frac{4600}{240} = 19\ mm$$

$$\frac{\ell}{360} = \frac{4600}{360} = 12\ mm$$

محاسبه تغییر شکل دال :

محاسبات مربوط به تغییر شکل تحت بارهای بدون ضریب صورت می‌گیرد. با توجه به اینکه لنگرها براساس بارهای نهایی محاسبه شده‌اند ، باید برضرایب بار تقسیم شده تا لنگر ناشی از بارهای خدمت به دست آید.

لنگرهای ناشی از بارهای خدمت در دهانه کوتاه :
$$\begin{cases} M_{AL}^{+} = \dfrac{2}{1.5} = 1.33\dfrac{kn.m}{m} \\ M_{AD}^{+} = \dfrac{5.8}{1.25} = 4.64\dfrac{kn.m}{m} \end{cases}$$

لنگرهای ناشی از بارهای خدمت در دهانه بلند :
$$\begin{cases} M_{BL}^{+} = \dfrac{1.7}{1.5} = 1.13\dfrac{kn.m}{m} \\ M_{BD}^{+} = \dfrac{4.9}{1.25} = 3.92\dfrac{kn.m}{m} \end{cases}$$

برای محاسبه مقدار تغییر شکل ها می‌توان از روابط زیر استفاده کرد.

تغییر شکل الاستیک ناشی از بار زنده : $\Delta_L = \dfrac{3M\ell_n^{\,2}}{32E_cI_e}$

تغییر شکل الاستیک ناشی از بار مرده : $\Delta_D = \dfrac{M\ell_n^{\,2}}{16E_cI_e}$

در عمل یک بار Δ برای دهانه کوتاه و بار دیگر برای دهانه بلند محاسبه شده و از متوسط نتایج آنها استفاده می‌شود.

$$E_c = 5000\sqrt{f_c} = 5000\sqrt{25} = 25\times10^3$$
$$I_e = I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000(130)^3}{12} = 183\times10^6$$
$$E_cI_e = 4.57\times10^{12}$$

تغییر شکل الاستیک در دهانه کوتاه (Δ_A) :

$$\Delta_{AL} = \frac{3M_{AL}\ell_A^{\,2}}{32E_cI_e} = \frac{3(1.33\times10^6)(4300)^2}{32(4.57\times10^{12})} = 0.5\,mm$$
$$\Delta_{AD} = \frac{M_{AD}\ell_A^{\,2}}{16E_cI_e} = \frac{4.64\times10^6(4300)^2}{16(4.57\times10^{12})} = 1.17\,mm$$
$$\Delta_A = \Delta_{AL} + \Delta_{AD} = 0.5 + 1.17 = 1.67\,mm$$

تغییر شکل الاستیک در دهانه کوتاه (Δ_A) :

$$\Delta_{BL} = \frac{3M_{BL}\ell_B^{\,2}}{32E_cI_e} = \frac{3(1.13\times10^6)(4600)^2}{32(4.57\times10^{12})} = 0.49\,mm$$
$$\Delta_{BD} = \frac{M_{BD}\ell_B^{\,2}}{16E_cI_e} = \frac{3.92\times10^6(4600)^2}{16(4.57\times10^{12})} = 1.34\,mm$$
$$\Delta_B = \Delta_{BL} + \Delta_{BD} = 0.49 + 1.34 = 1.83\,mm$$

با توجه به Δ بدست آمده می‌توان حداکثر تغییر شکل دال را محاسبه کرد.

$$\Delta_{T(D+L)} = \frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} = \frac{1.67 + 1.83}{2} = 1.75\,mm < 19\,mm$$

$$\Delta_{T(L)} = \frac{\Delta_{AL} + \Delta_{BL}}{2} = \frac{0.5 + 0.49}{2} = 0.495\,mm < 12\,mm$$

آرماتورگذاری ویژه در دال‌های با تیر

📖 (۱۵-۲-۵-۱) آبا

سیستم‌های تیر – دالی که در آنها $\alpha > 1$ باشد ، باید در گوشه‌های خارجی دال آرماتورهای ویژه‌ای به شرح بندهای زیر در بالا و پایین دال اضافه شود.

📖 (۱۵-۲-۵-۲) آبا

هر یک از آرماتورهای ویژه در بالا و پایین دال در واحد عرض ، باید قادر باشد حداکثر لنگر خمشی دال را تحمل کند.

📖 (۱۵-۲-۵-۳) آبا

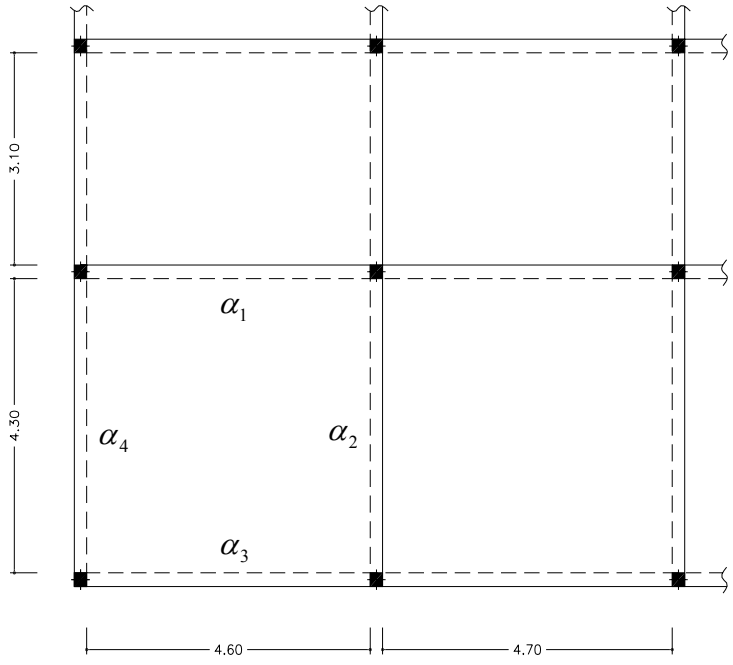
آرماتور های ویژه باید در بالای دال با زاویه 45° وتقریبا در امتداد قطر گذرنده از گوشه دال ، و در پایین دال عمود بر این قطر قرار گیرند.

📖 (۱۵-۲-۵-٤) آبا

آرماتورهای ویژه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر ، قرار داده شوند.

تعیین α :

با استفاده از نمودارهای موجود در جزوه سازه‌های بتنی (۲) تالیف دکتر نصیرایی می‌توان α را تعیین کرد.



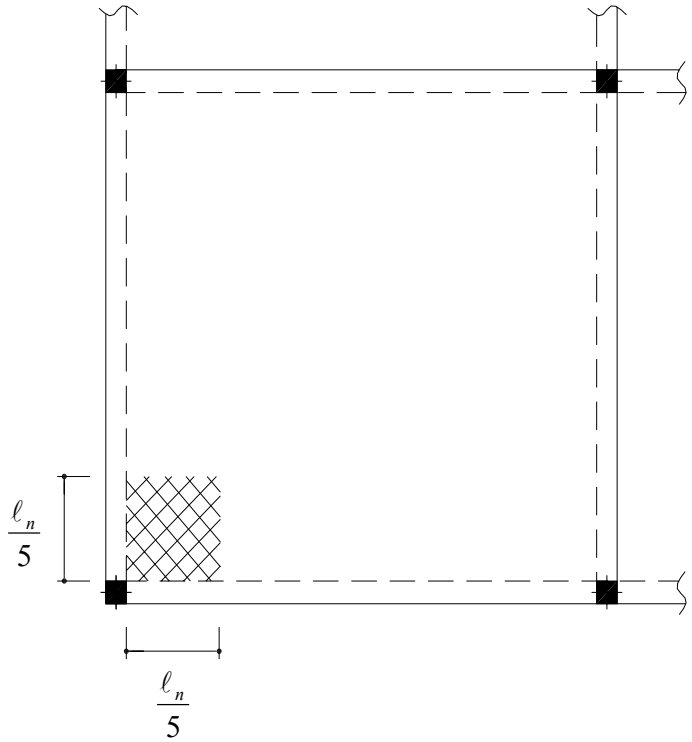
$$\alpha = \frac{f.b_W}{\ell}\left(\frac{h}{h_f}\right)^3$$

$$f=1.6 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = \dfrac{1.6(300)}{3700}\left(\dfrac{450}{130}\right)^3 = 5.3 > 1 \\ \alpha_2 = \dfrac{1.6(300)}{4650}\left(\dfrac{450}{130}\right)^3 = 4.2 > 1 \end{cases}$$

$$f=1.41 \rightarrow \begin{cases} \alpha_3 = \dfrac{1.41(300)}{2300}\left(\dfrac{450}{130}\right)^3 = 7.6 > 1 \\ \alpha_4 = \dfrac{1.41(300)}{2450}\left(\dfrac{450}{130}\right)^3 = 7.1 > 1 \end{cases}$$

در نتیجه دال به آرماتور ویژه نیاز دارد.

$$\frac{\ell_n}{5} = \frac{4600}{5} = 920\,mm$$

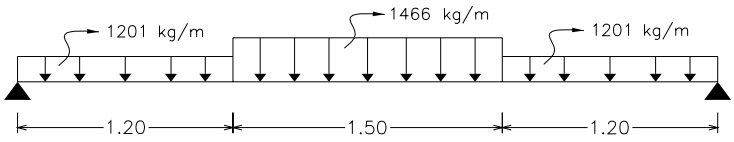


طراحی تیر پله

تعیین بارهای طراحی :

ایستگاه پله :
$$\begin{cases} DL = 650.5(1.2) = 7801.6\dfrac{kg}{m} \\ LL = 350(1.2) = 420\dfrac{kg}{m} \end{cases}$$

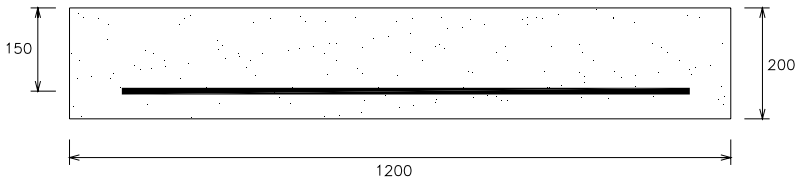
مورب پله :
$$\begin{cases} DL = 871.8(1.2) = 1046\dfrac{kg}{m} \\ LL = 350(1.2) = 485\dfrac{kg}{m} \end{cases}$$



نیروهای طراحی :

$$M_u = 2673\frac{kg}{m} = 26.2\frac{kn}{m}$$
$$V_u = 2589\frac{kg}{m} = 25.4\frac{kn}{m}$$

ضخامت دال پله $200\,mm$ فرض می‌شود.



$$M_U \le M_r = 0.85\rho.b.d^2.f_y\left(1-\frac{5\rho.f_y}{6f_c}\right)$$
$$26.2\times10^6 = 0.85\rho(150)^2(1200)(400)\left(1-\frac{5\rho(400)}{6(25)}\right)$$
$$\rho = 0.0029 \rightarrow A_s = 0.0029(1200)(150) = 522\,mm^2$$
$$Use 7\Phi10@150\,mm$$

تعیین آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی :

نسبت سطح مقطع کل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌ها به ضخامت کمتر از $1000\,mm$ نبایداز مقدار زیر تجاوز کند.

$$f_y = 400 \rightarrow \rho_{\min} = 0.0018$$
$$A_s = 0.0018bh = 0.0018(1000)(200) = 360\frac{mm^2}{m}$$
$$Use 5\Phi10@250\,mm$$

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_c) :

📖 (۱۲-۳-۱-۱) آبا

برای اعضایی که تحت برش و خمش می‌باشند از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_c = 0.2(0.6)\sqrt{25}(1200)(150) = 108\,kn$$

چون $V_U < \frac{V_C}{2}$ نیاز به آرماتور برشی نیست ، و ضخامت دال به لحاظ برشی جوابگو می‌باشد.

طراحی فنداسیون نواری محور 1

تعیین نیروهای طراحی :

📖 (۲-۳-۱۷) آبا

ترکیبات بارگذاری عامل ها شامل تمامی ترکیبات عنوان شده در بند ۱۰-۵-۳ آیین‌نامه آبا هستند که در آنها ضرایب جزئی ایمنی بارها باید برابر با یک منظور شوند. این ترکیبات به شرح زیر می‌باشند.

$1-DL+LL$

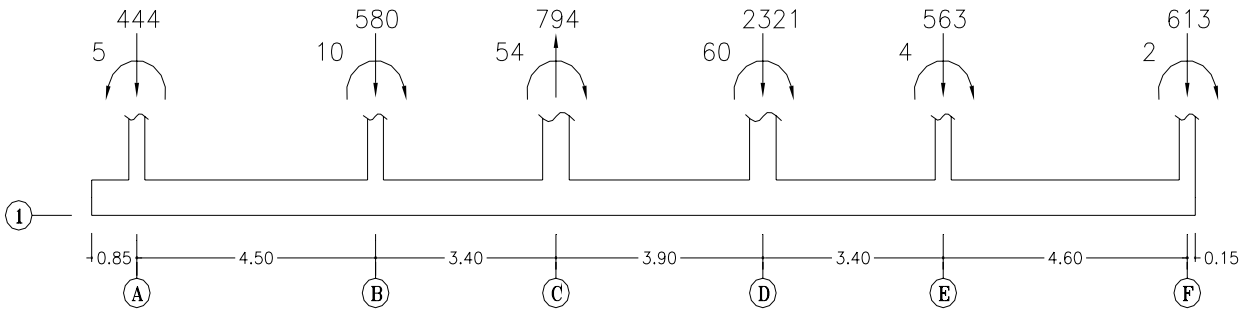
$2-DL+LL\pm EX$

$3-DL+LL\pm EY$

$4-DL\pm EX$

$5-DL\pm EY$

نیروهای بدست آمده از آنالیز سازه در اثر ترکیب بار $DL+LL\pm \mathrm{EY}$ به صورت زیر می‌باشند.



طرح هندسی فنداسیون

$\Sigma P=3728\,kn$

$\Sigma M=9010\,kn.m$

$e_L=\dfrac{\Sigma M}{\Sigma P}=\dfrac{9010\times10^3}{3728\times10^3}=2.4\,m<\dfrac{L}{6}=\dfrac{20.8}{6}=3.4\,m$

$L'=L-2e_L=20.8-2(2.4)=16\,m$

تنش مجاز خاک $q_a=150\dfrac{kn}{m^2}$ در نظر گرفته می‌شود.

📖 (۳-۳-۱۷) آبا

در مواردی که باد یا زلزله یکی از عامل های ترکیب بار باشند ، تنش مجاز خاک را می‌توان 33% افزایش داد.

$q_aBL'\geq\Sigma P+24B$

$B\geq\dfrac{3728}{1.33(150)(16)-24}=1.17\,m$

عرض پی $B=1.2\,m$ انتخاب می‌شود.

طرح سازه‌ای فنداسیون

تعیین تنش‌ها در زیر فنداسیون :

$$P_{1,2} = \frac{\Sigma P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_L}{L}\right)$$

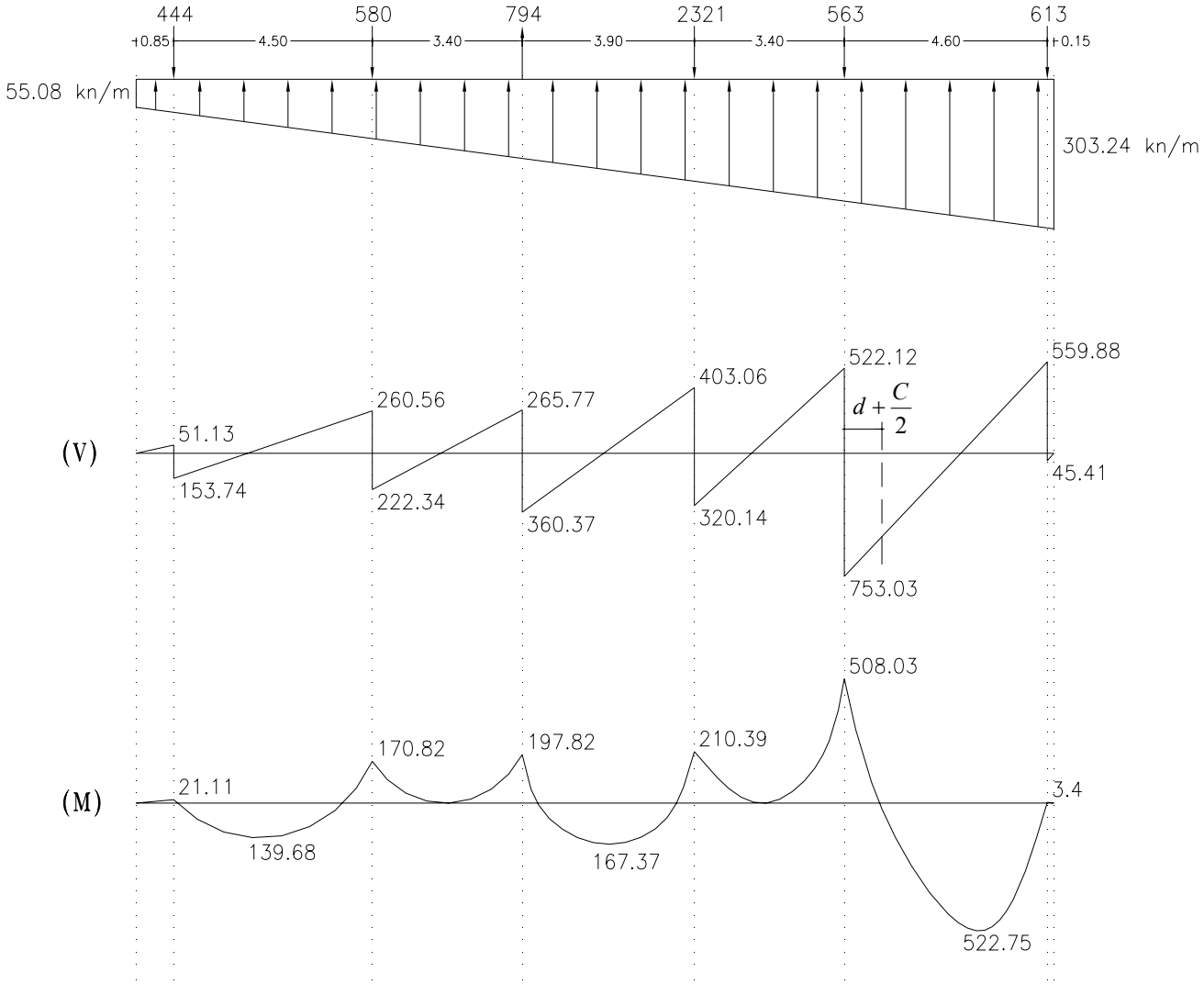
$$P_1 = P_{\min} = \frac{3728}{1.2(20.8)}\left(1 - \frac{6(2.4)}{20.8}\right) = 45.9\,\frac{kn}{m^2}$$

$$P_2 = P_{\max} = \frac{3728}{1.2(20.8)}\left(1 + \frac{6(2.4)}{20.8}\right) = 252.7\,\frac{kn}{m^2}$$

$$q_{\min} = 45.9(1.2) = 55.08\,\frac{kn}{m}$$

$$q_{\max} = 252.7(1.2) = 303.23\,\frac{kn}{m}$$

بنابراین برای طرح برشی و خمشی از نمودارهای زیر می‌توان استفاده کرد.



ضخامت پی را $700\,mm$ فرض می‌شود.

کنترل برش در حالت حدی نهایی مقاومت برای عملکرد یک طرفه (برش ساده)

📖 (۱۲-۱۷-۲-۱-الف) آبا

عملکرد یک طرفه به صورت تیر : در این حالت فنداسیون باید نیروی برشی را مانند یک تیر در تمام عرض خود تحمل کند. مقطع بحرانی که مقاومت فنداسیون باید در آن کنترل شود بصورت صفحه‌ای عمود بر دال با فاصله d از لبه سطح اثر بار متمرکز یا از وجه هر تغییری که در ضخامت دال یا تکیه‌گاه ، در تمام عرض دال در نظر گرفته می‌شود.

تعیین نیروی برشی نهایی در مقطع (V_u) :

نیروهای حاصل از نمودار باید در ضریب ایمنی $\gamma_f = 1.35$ ضرب شوند.

$$d = 700 - 50 = 650\ mm$$

$$d_{V_u} = \frac{C_1}{2} + d = \frac{300}{2} + 650 = 800\ mm$$

$$V_u = 564(1.35) = 761\ kn$$

📖 (۱۲-۲-۱) آبا

در مقاطع تحت اثر برش ، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه زیر صورت گیرد.

$$V_u \le V_r$$

تعیین نیروی برشی نهایی مقاوم (V_r) :

📖 (۱۲-۲-۲) آبا

نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع ، از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_r = V_c + V_s$$

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_c) :

📖 (۱۲-۳-۱-۱) آبا

برای اعضایی که تحت برش و خمش می‌باشند از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2(0.6)(\sqrt{25})(1200)(650)(10^{-3}) = 468\ kn$$

چون $V_u > V_c$ نیاز به آرماتور برشی می‌باشد.

تعیین حداقل مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت‌ها :

📖 (۱۲-۳-۶-۱) آبا

حداقل خاموت از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\left(\frac{A_V}{S}\right)_{\min} = 0.35\frac{b_w}{f_y} = 0.35\frac{1200}{400} = 1.05\frac{mm^2}{mm}$$

تعیین نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها (V_s) :

📖 آبا (۱۲-۴-۲-۴)

نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها در حالات مختلف از رابطه زیر محاسبه می‌شوند.

$$V_s = \frac{A_v}{S}\phi_s f_y d$$

$$V_s = V_u - V_c = 761 - 468 = 293\,kn$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{293\times10^3}{0.85(400)(650)} = 1.32\frac{mm^2}{mm} > \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min}$$

📖 آبا (۱۲-۴-۲-۷)

نیروی برشی مقاوم نهایی V_s در هیچ حالت نباید بیشتر از $4V_c$ در نظر گرفته شود.

$$V_s = 293\,kn < 4V_c$$

تعیین محدودیت‌های آرماتور فنداسیون :

📖 آبا (۱۷-۵-۲)

در فنداسیون‌های نواری مقدار درصد آرماتور خمشی نباید کمتر از 0.15 اختیار شود.

$$\rho_{\min} = 0.0015$$

📖 آبا (۱۷-۵-۳)

در فنداسیون‌ها قطر آرماتور نباید کمتر از $10\,mm$ و فاصله محور تا محور آنها از یکدیگر ، نباید کمتر از $100\,mm$ و بیشتر از $350\,mm$ در نظر گرفته شود.

فاصله آرماتور برشی $S = 200\,mm$ انتخاب می‌شود.

$$\frac{A_v}{200} = 1.32 \rightarrow A_v = 264\,mm^2$$

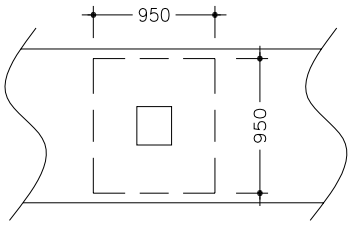
$$Use\Phi 20@200\,mm$$

کنترل برش در حالت حدی نهایی مقاومت برای عملکرد دو طرفه (برش پانچینگ)

📖 آبا (۱۲-۱۷-۲-۱)

عملکرد دوطرفه : در این حالت فنداسیون باید نیروی برشی را در دو جهت ولی در ناحیه‌ای محدود در اطراف بار متمرکز یا تکیه‌گاه تحمل نماید. مقطع بحرانی در این حالت سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر سطح فنداسیون بوده و از لبه مقاطعی از فنداسیون که ضخامت در آنجا تغییر می‌کند ، دارای فاصله‌ای حداقل برابر با $\frac{d}{2}$ می‌باشد.

تعیین نیروی برشی نهایی در مقطع (V_u) :



$d_{V_u} = C_1 + d = 300 + 650 = 950\ mm$

$V_u = 522(1.35) = 704\ kn$

📖 آبا (۱۲-۲-۱)

در مقاطع تحت اثر برش ، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه زیر صورت گیرد.

$V_u \le V_r$

تعیین نیروی برشی نهایی مقاوم (V_r) :

📖 آبا (۱۲-۲-۲)

نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع ، از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$V_r = V_c + V_s$

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_c) :

📖 آبا (۱۲-۲-۱۷-۵)

در فنداسیون‌هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تامین مقاومت برشی استفاده می‌شود ، نیروهای برشی مقاوم نهایی V_c از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$V_c = 0.2\varphi_c \sqrt{f_c} b_0 d$

$b_0 = 2(C_1 + d) = 2(300 + 650) = 1900\ mm$

$V_c = 0.2(0.6)\sqrt{25}(1900)(650)(10^{-3}) = 741\ kn$

چون $\frac{V_c}{2} < V_u < V_c$ باید از حداقل آرماتور برشی استفاده شود ، که در کنترل برش ساده این مقدار لحاظ شده است.

تعیین آرماتورهای خمشی فنداسیون

تعیین آرماتور خمشی در بالای فنداسیون ودر دهانه $E-F$:

$$M_u = 1.35(522) = 704.7\ kn.m$$

$$M_u \le M_r$$

$$M_r = 0.85\rho_b b d^2 f_y\left(1-\frac{5\rho_b f_y}{6f_c}\right)$$

$$704.7\times10^6 = 0.85\rho(1000)(650)^2(400)\left(1-\frac{5\rho(400)}{6(25)}\right)$$

$$\rho = 0.0052 > \rho_{\min}$$

$$A_s = 0.0052(1000)(650) = 3380\ mm^2$$

فاصله آرماتور خمشی $S = 150\ mm$ انتخاب می‌شود.

$$Use\Phi25@150\ mm$$

تعیین آرماتور خمشی در بالای فنداسیون ودر دهانه $A-B, C-D$:

$$M_u = 1.35(167) = 226\ kn.m$$

$$226\times10^6 = 0.85\rho(1000)(650)^2(400)\left(1-\frac{5\rho(400)}{6(25)}\right)$$

$$\rho = 0.0016 > \rho_{\min}$$

$$A_s = 0.0016(1000)(650) = 1040\ mm^2$$

فاصله آرماتور خمشی $S = 200\ mm$ انتخاب می‌شود.

$$Use\Phi18@200\ mm$$

تعیین آرماتور خمشی در پایین فنداسیون محور E :

$$M_u = 1.35(502) = 678\ kn.m$$

$$678\times10^6 = 0.85\rho(1000)(650)^2(400)\left(1-\frac{5\rho(400)}{6(25)}\right)$$

$$\rho = 0.005 > \rho_{\min}$$

$$A_s = 0.005(1000)(650) = 3250\ mm^2$$

فاصله آرماتور خمشی $S = 150\ mm$ انتخاب می‌شود.

$$Use\Phi25@150\ mm$$

تعیین آرماتور خمشی در پایین فنداسیون محور $B-C-D$:

$$M_u = 1.35(201) = 284\ kn.m$$

$$284\times10^6 = 0.85\rho(1000)(650)^2(400)\left(1-\frac{5\rho(400)}{6(25)}\right)$$

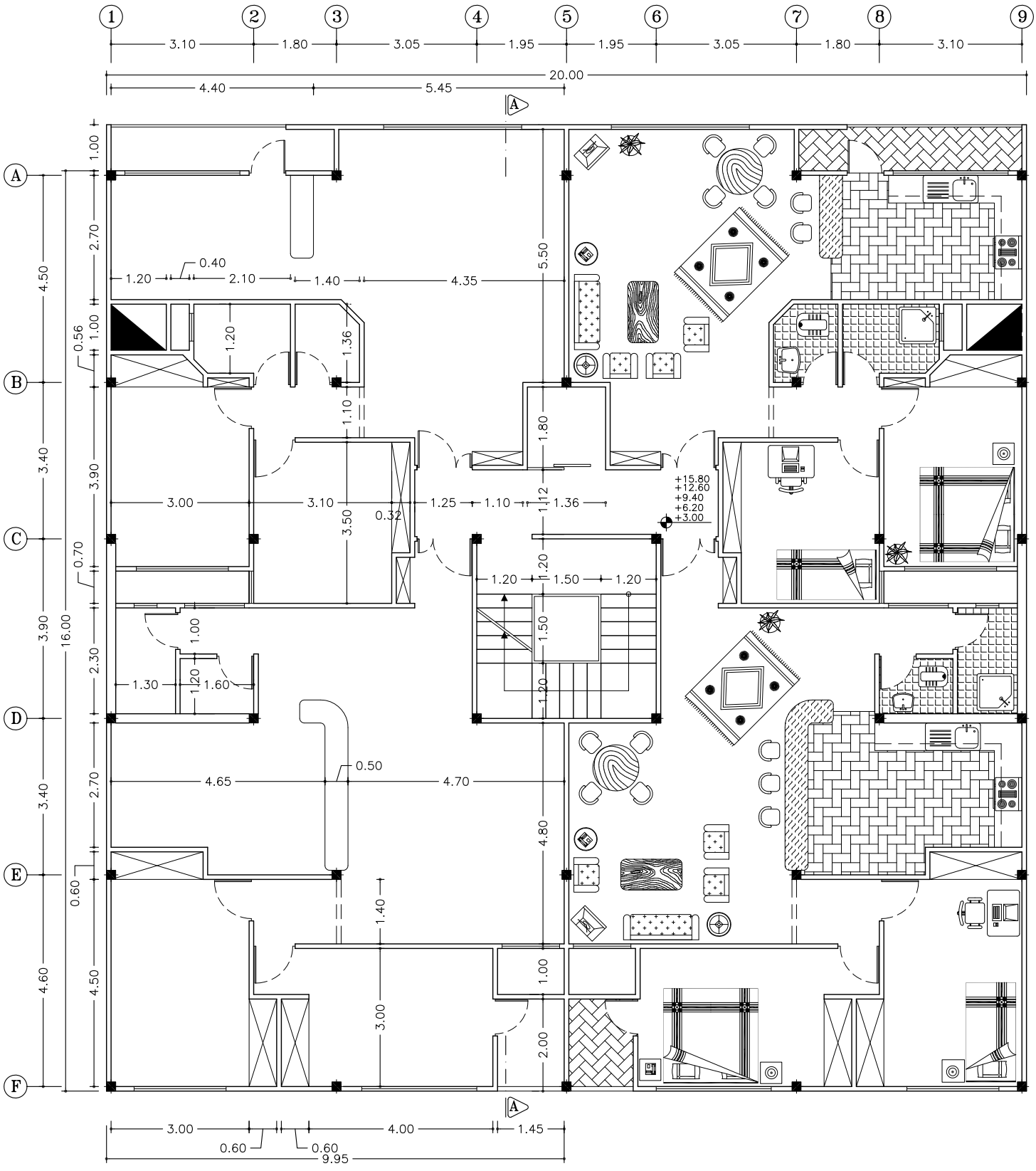
$$\rho = 0.002 > \rho_{\min}$$

$$A_s = 0.002(1000)(650) = 1300\ mm^2$$

فاصله آرماتور خمشی $S = 200\ mm$ انتخاب می‌شود.

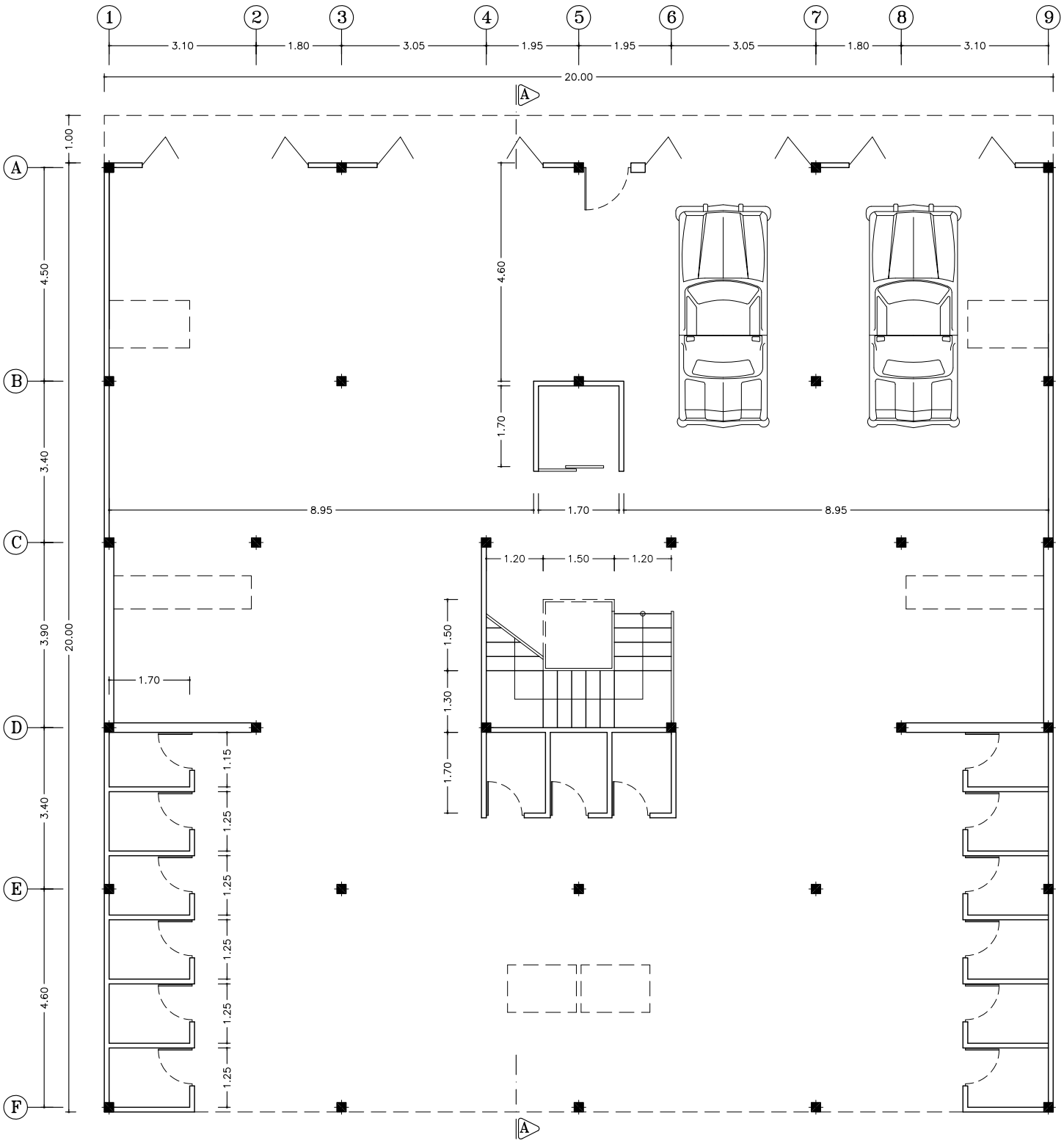
$$Use\Phi 18@200\ mm$$

نقشه های اجرایی



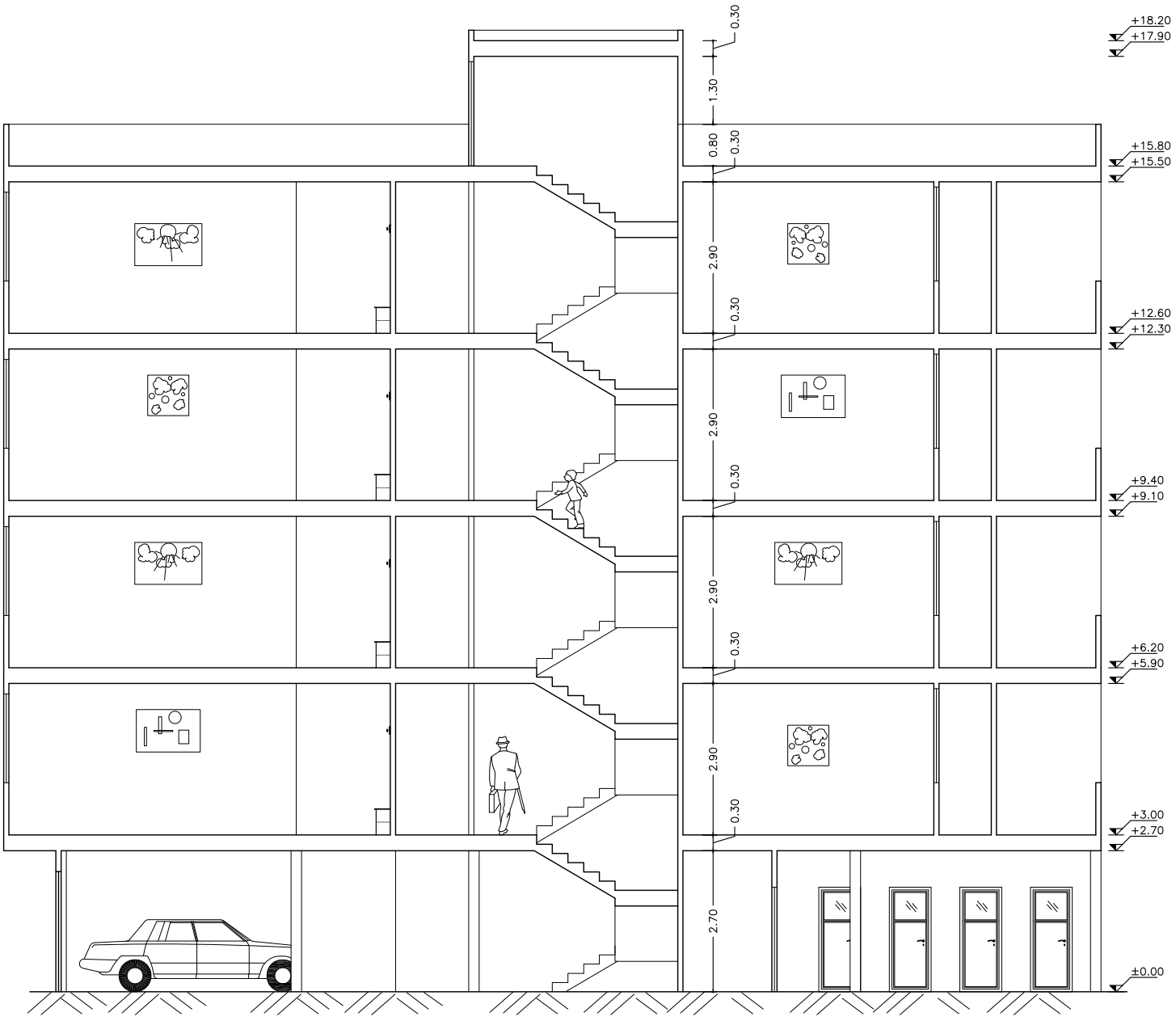
طبقات پلان

مقیاس ۱:۱۲۵



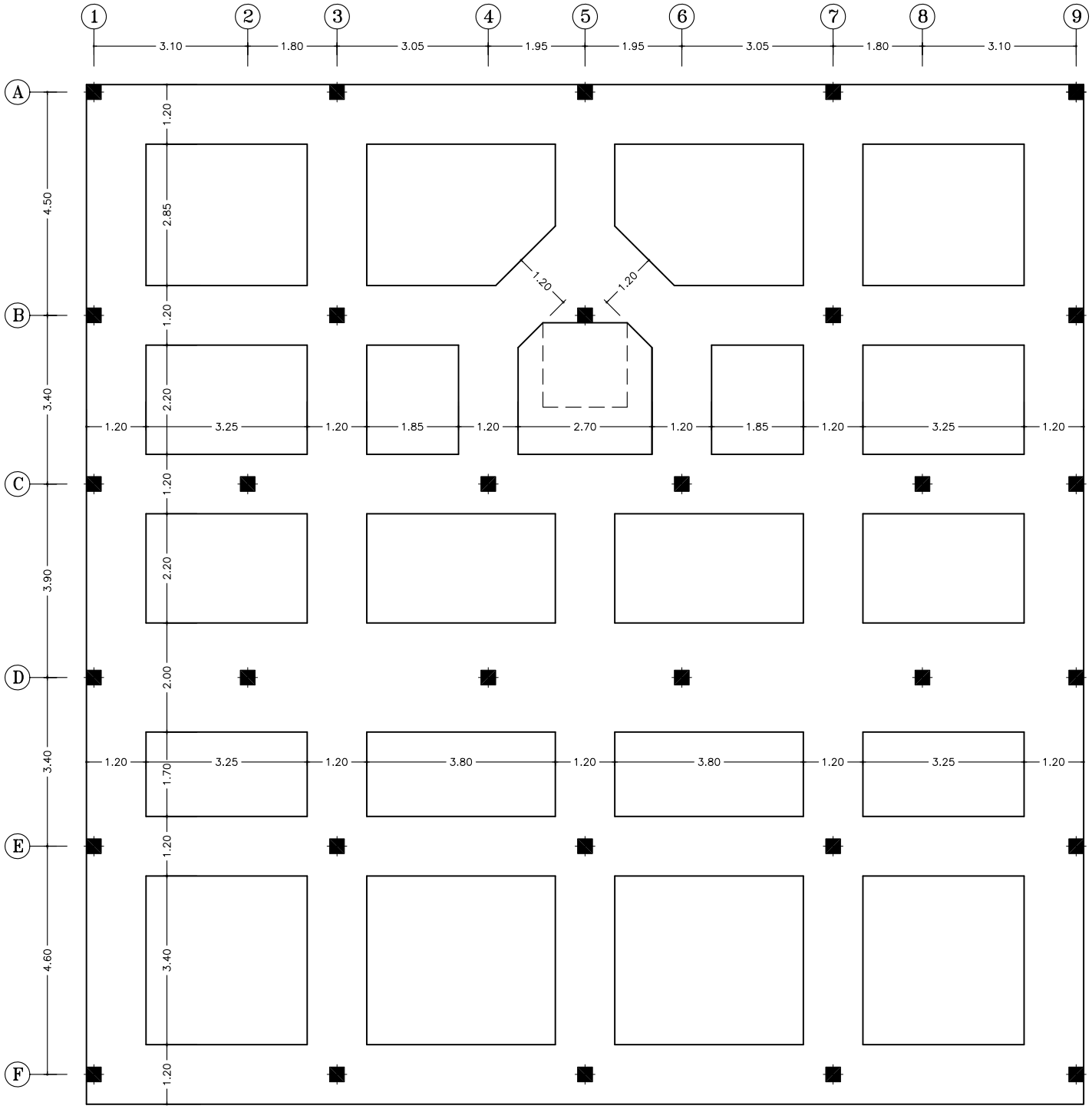
پی‌لوت پلان

مقیاس ۱:۱۲۵



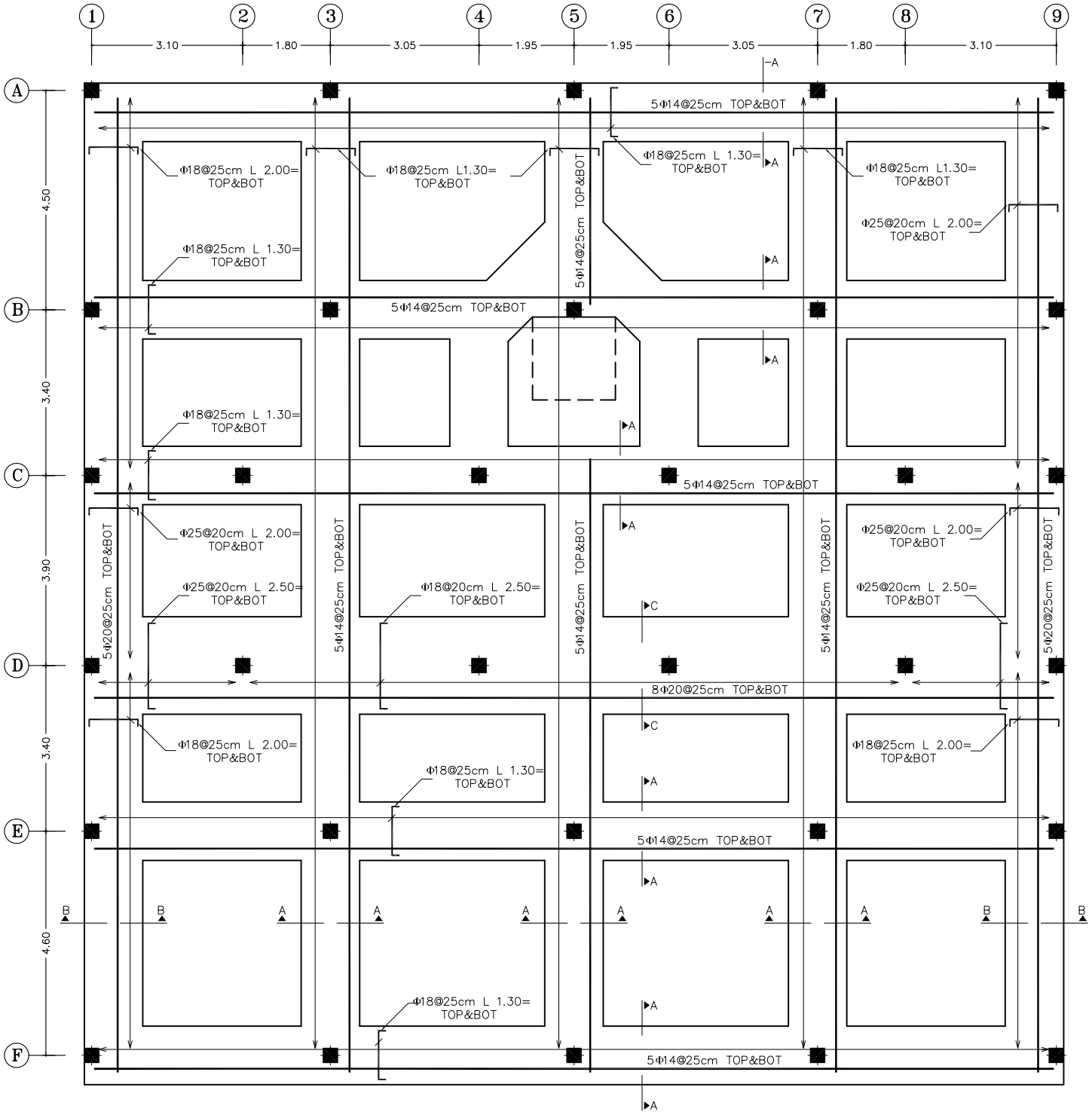
شA-A

سای‌قم ۱:۱۲۵



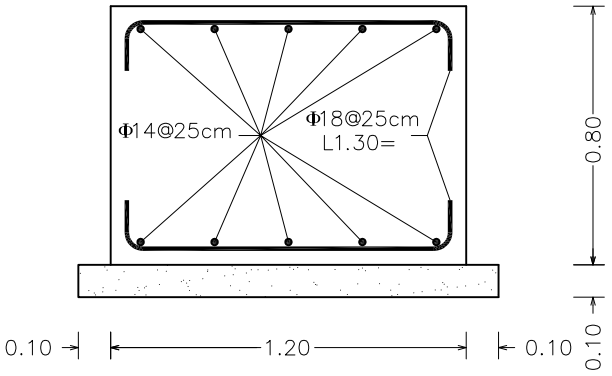
فندا سیوی پ لان

سای قم ۱:۱۲۵

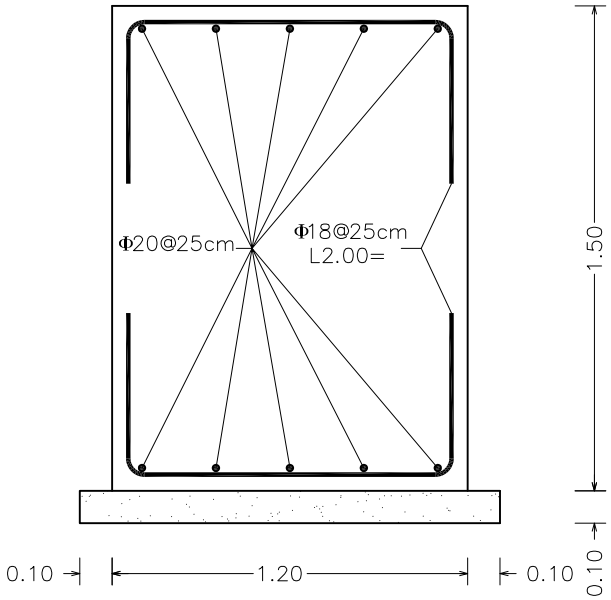


فندانسیون آرماتوربندی پلان

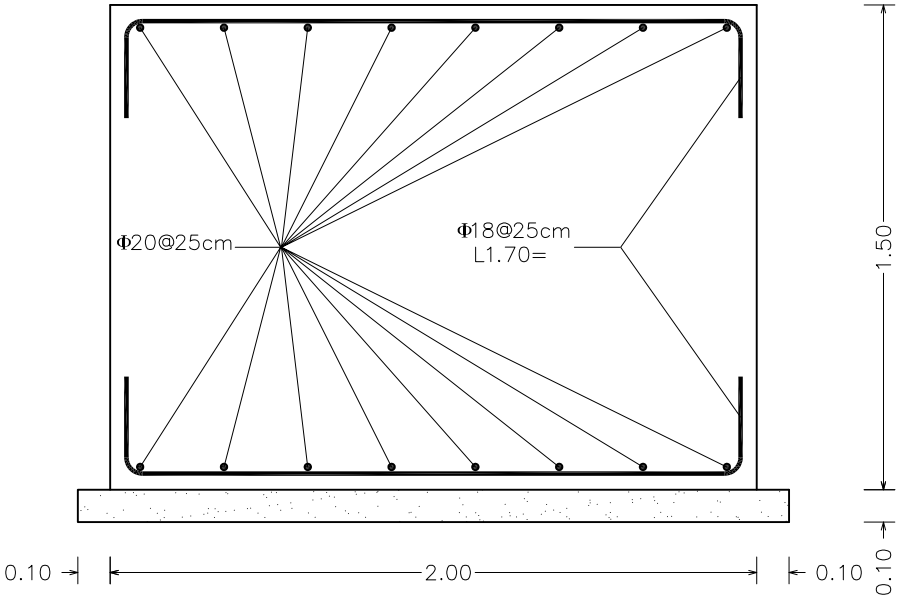
مقیاس ۱:۱۲۵



SEC.A-A

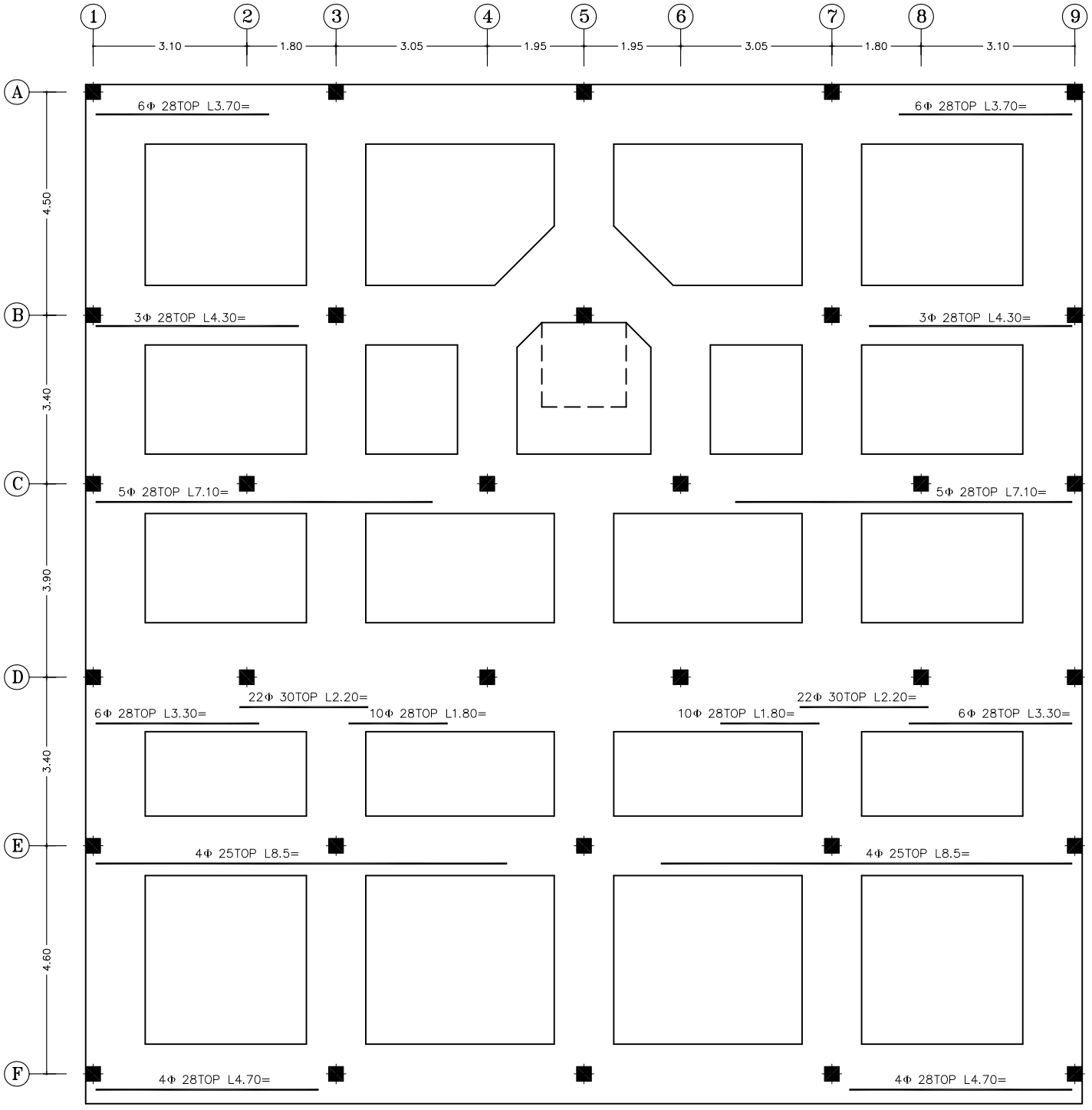


SEC.B-B



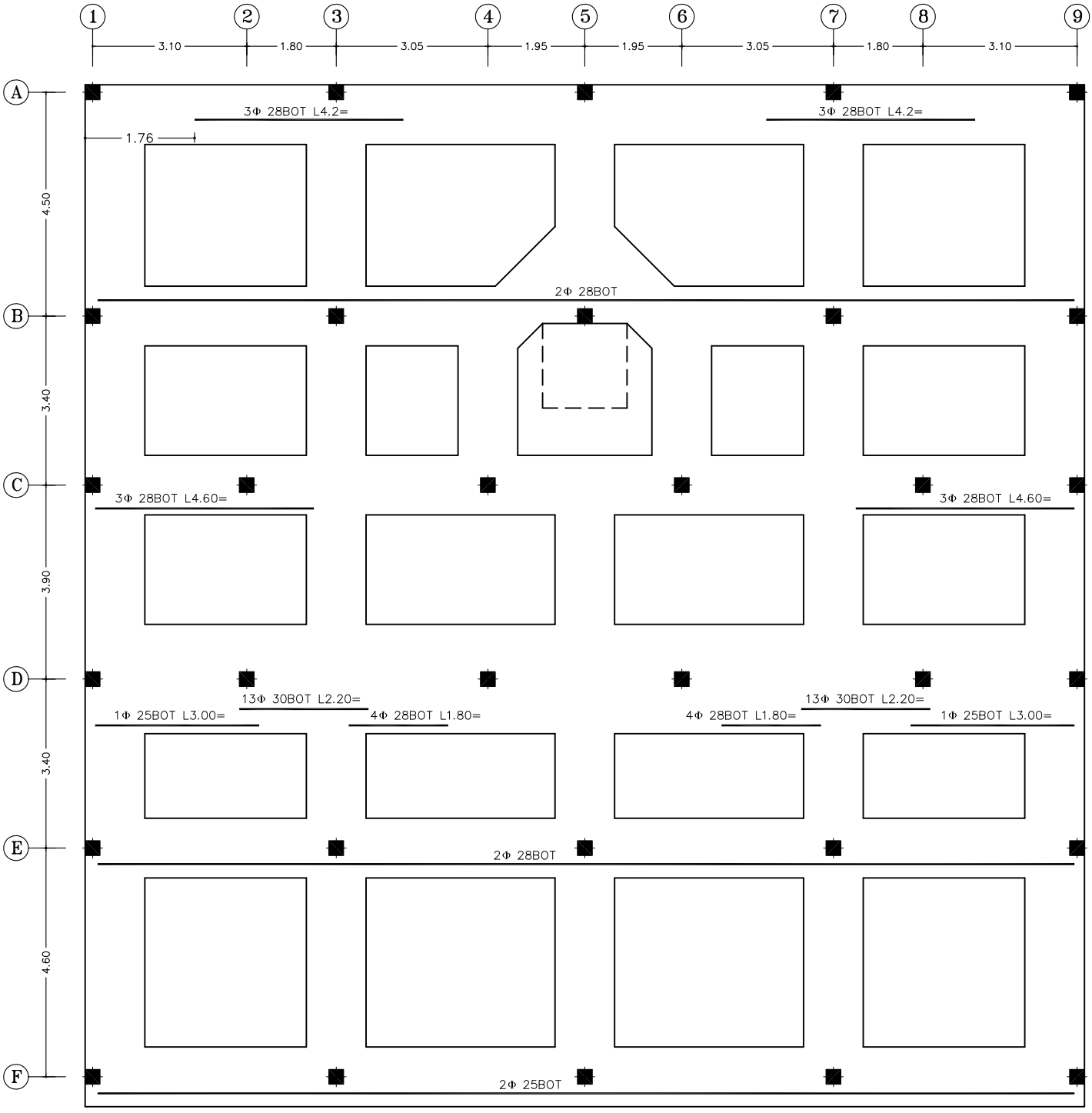
SEC.C-C

فندا سیون مقاطع



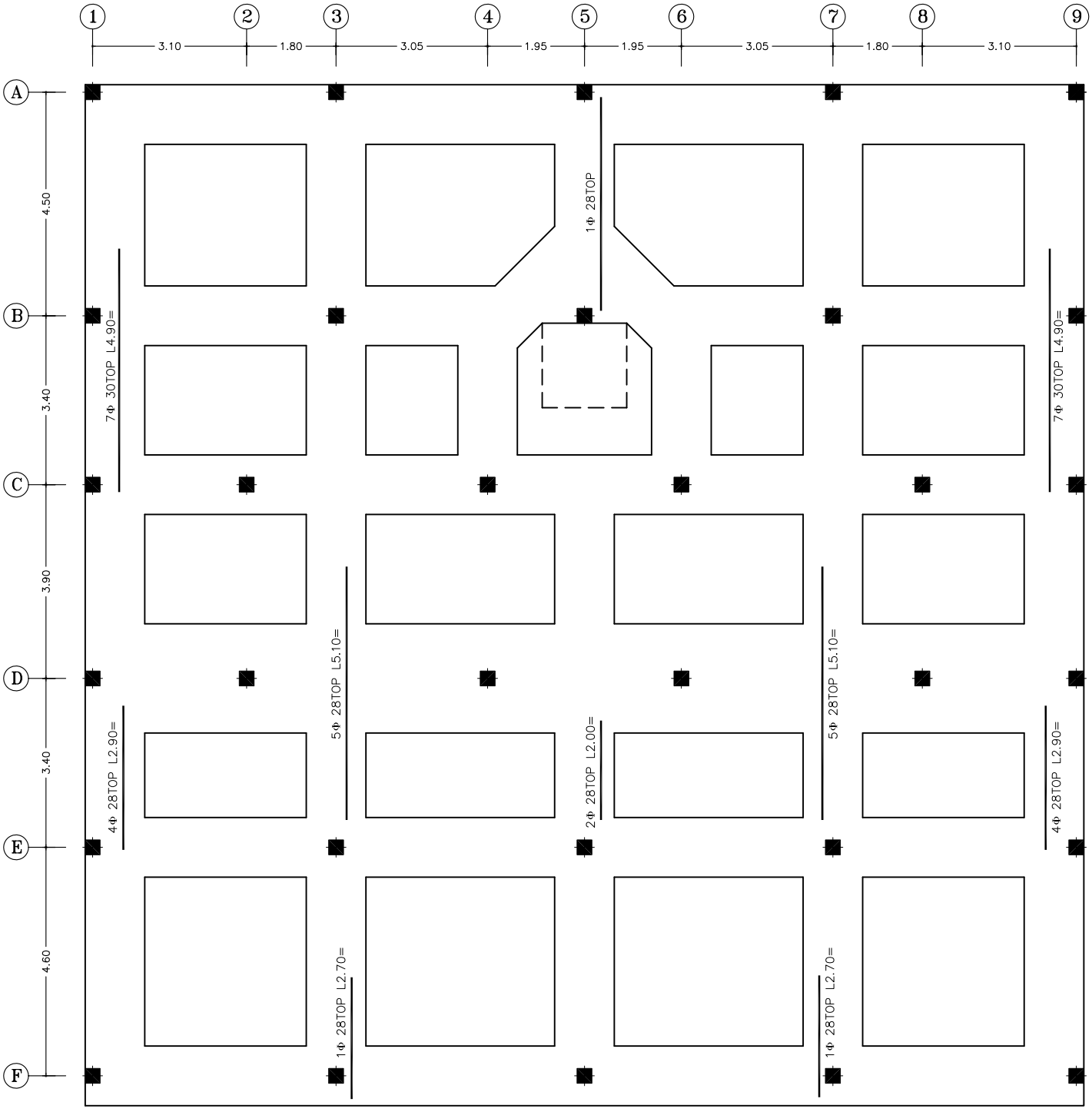
پلان آرماتوربندی تیرهای محور X

مقیاس ۱:۱۲۵



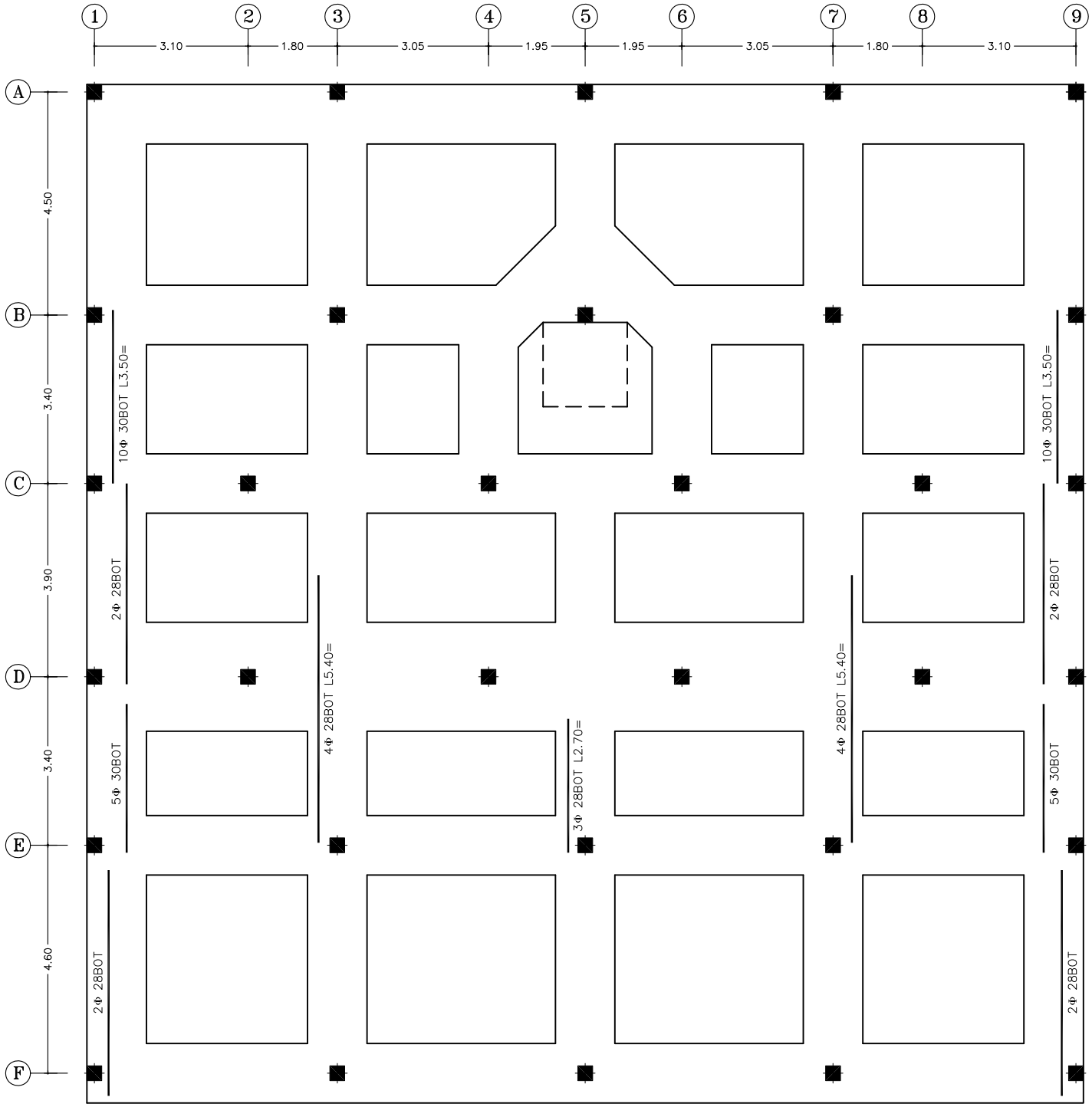
پلان آرماتوربندی تیرهای محور X

مقیاس ۱:۱۲۵



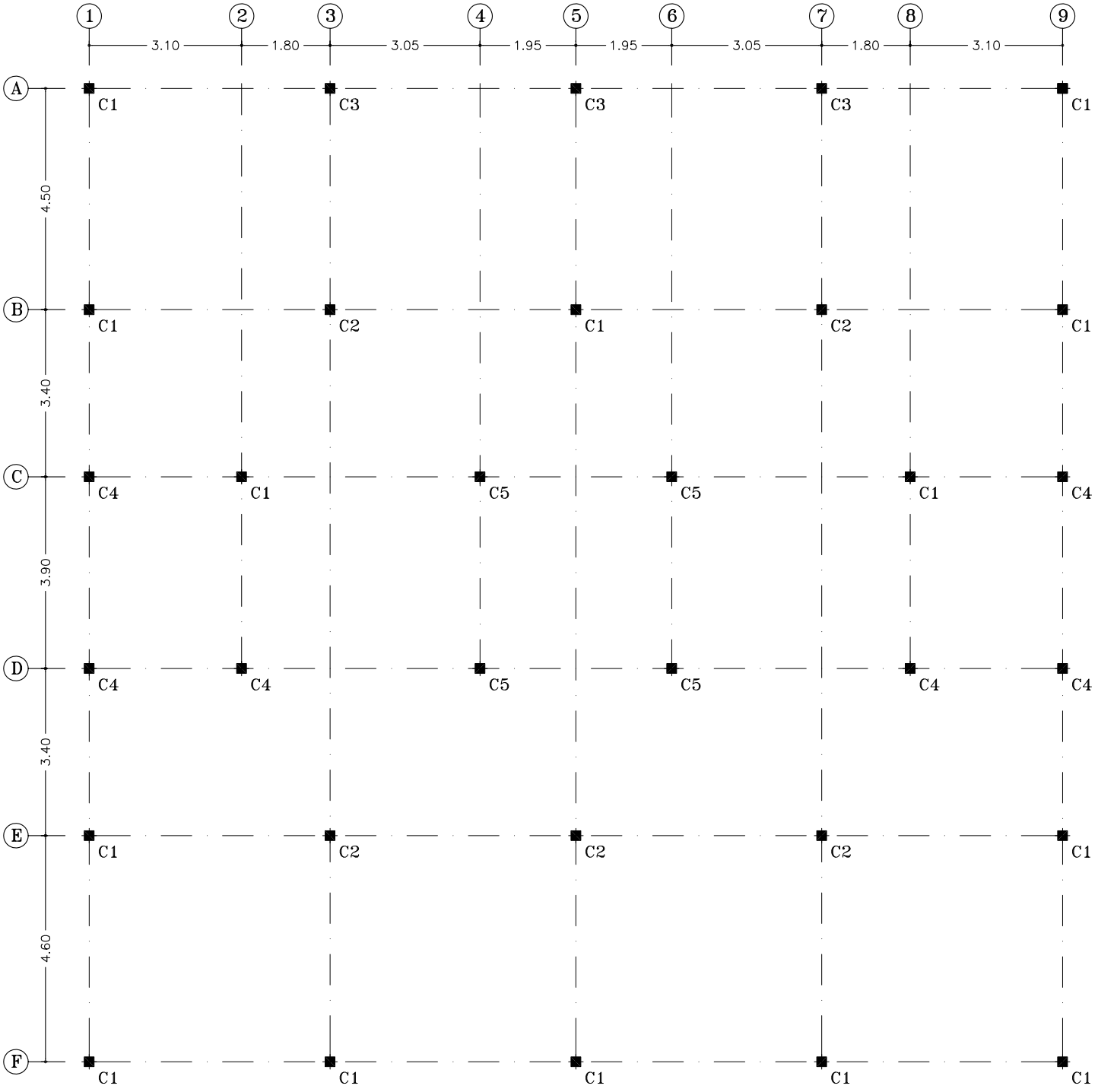
محور تقویتی آرماتور پلان

مقیاس ۱:۱۲۵



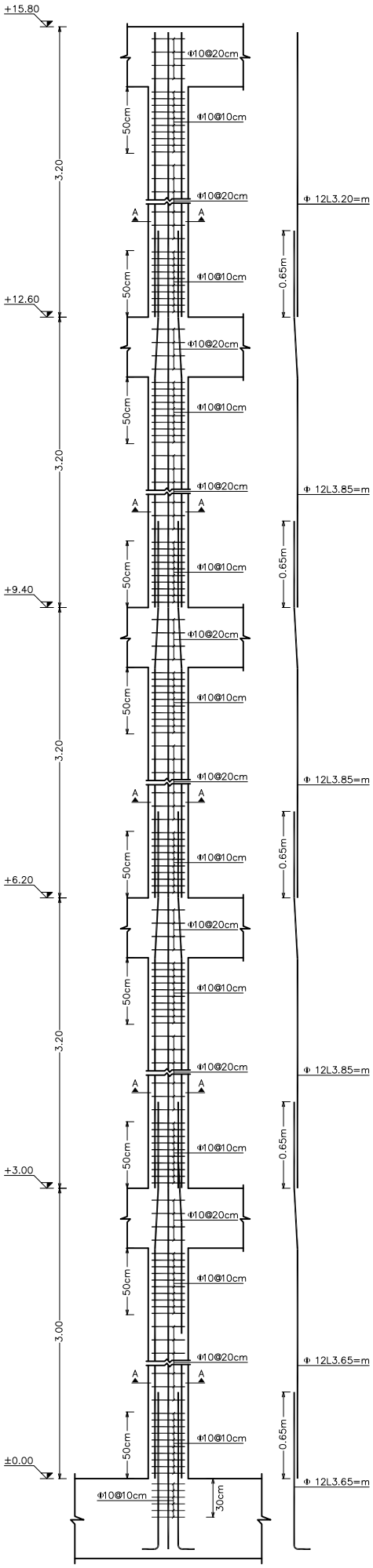
پلان آرماتوربندی تیرهای محور Y

مقیاس ۱:۱۲۵

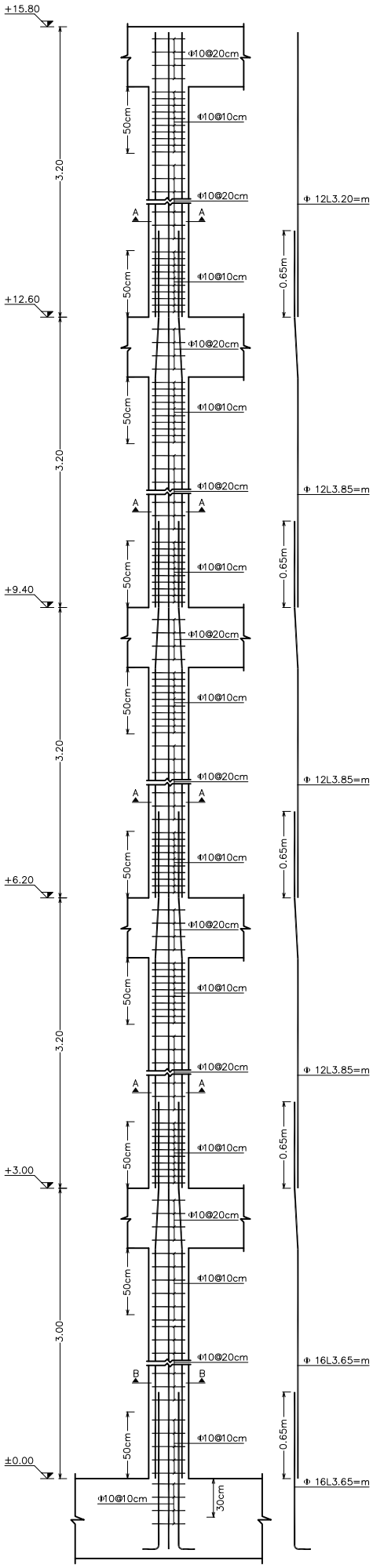


نالپ نوتس یرازگ

س یرقم ۱:۱۲۵

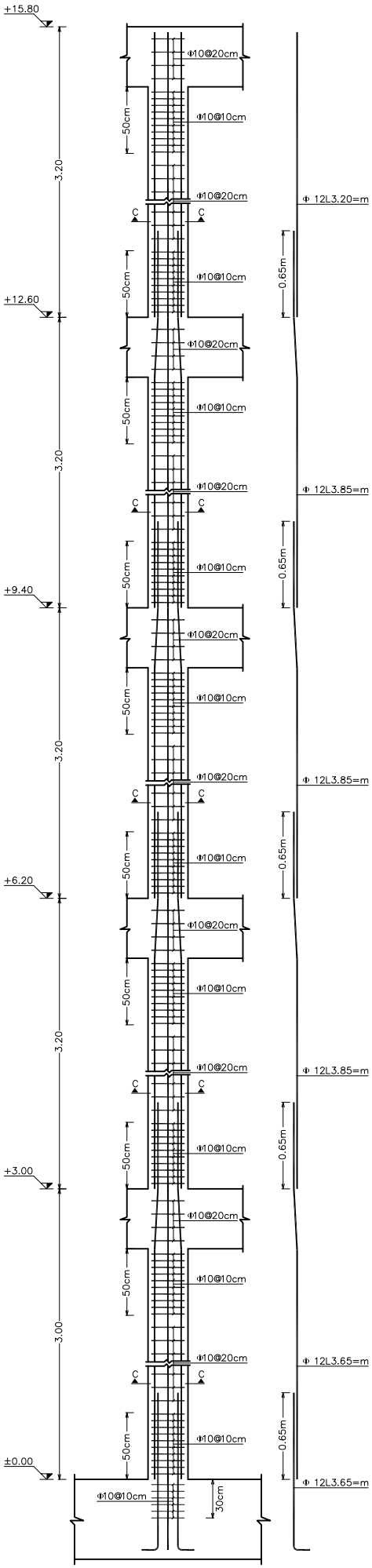


C1

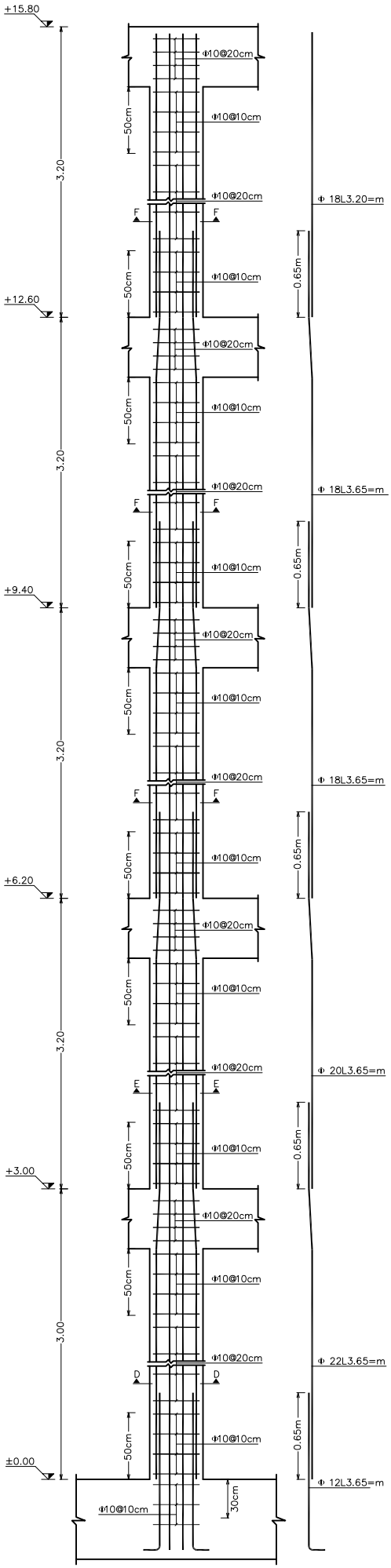


C2

ی‌راذگ‌روت‌امرآ اه‌نوت‌س

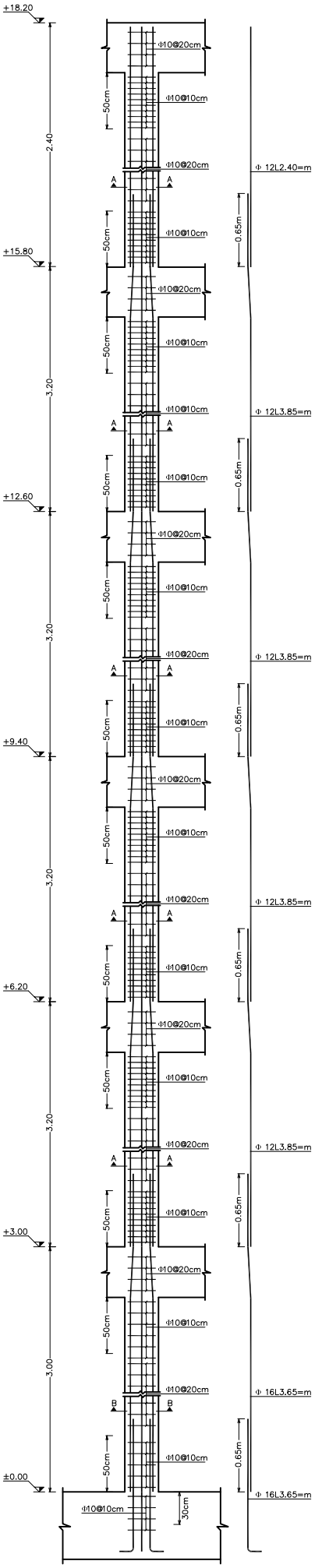


C3



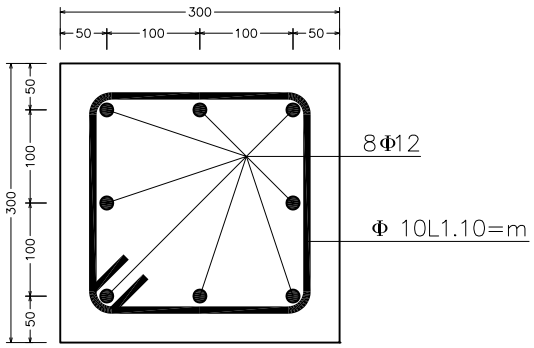
C4

ی‌راذگ‌روت‌امرآ اه‌نوت‌س

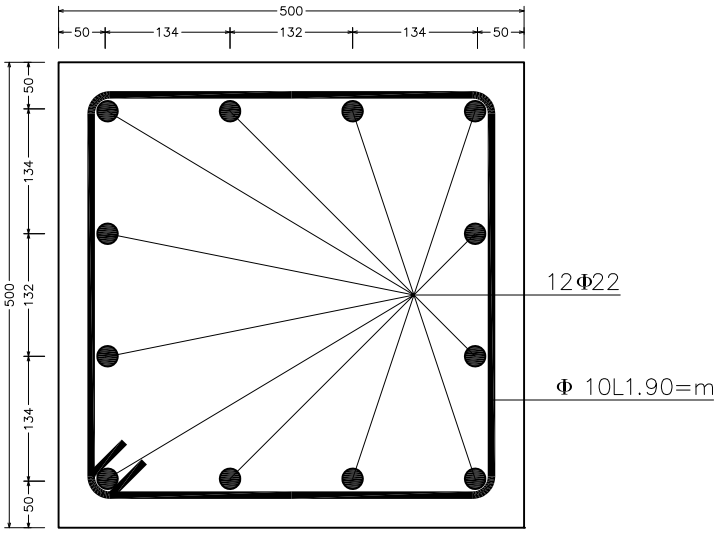


ستون‌های آرماتوربندی

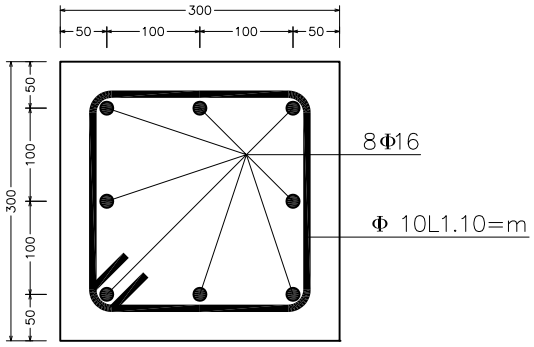
C5



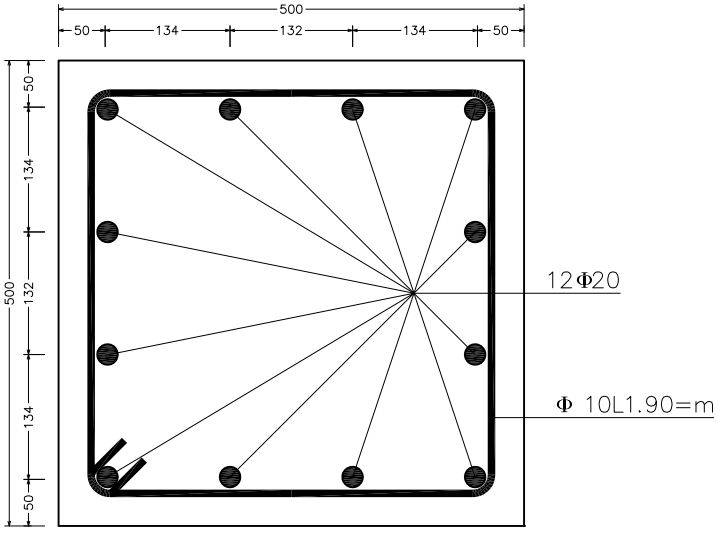
SEC.A-A



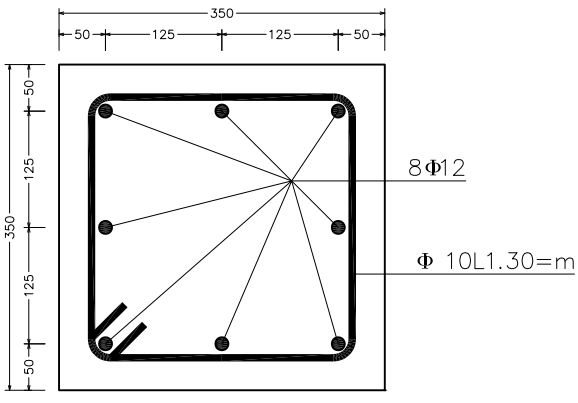
SEC.D-D



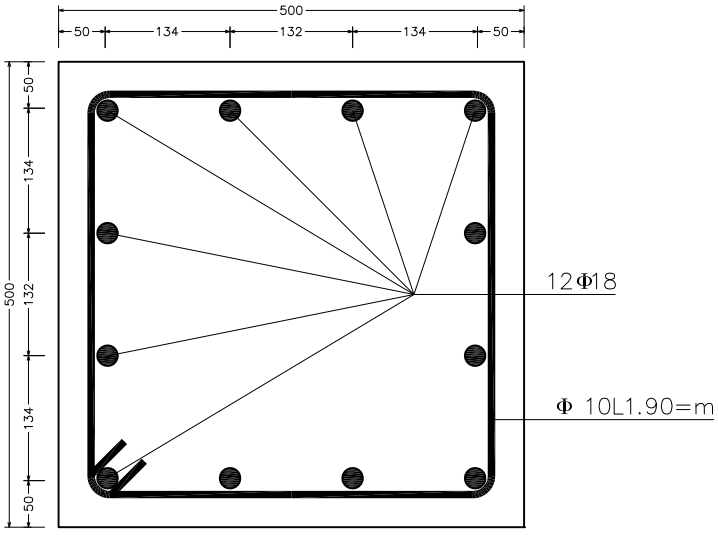
SEC.B-B



SEC.E-E

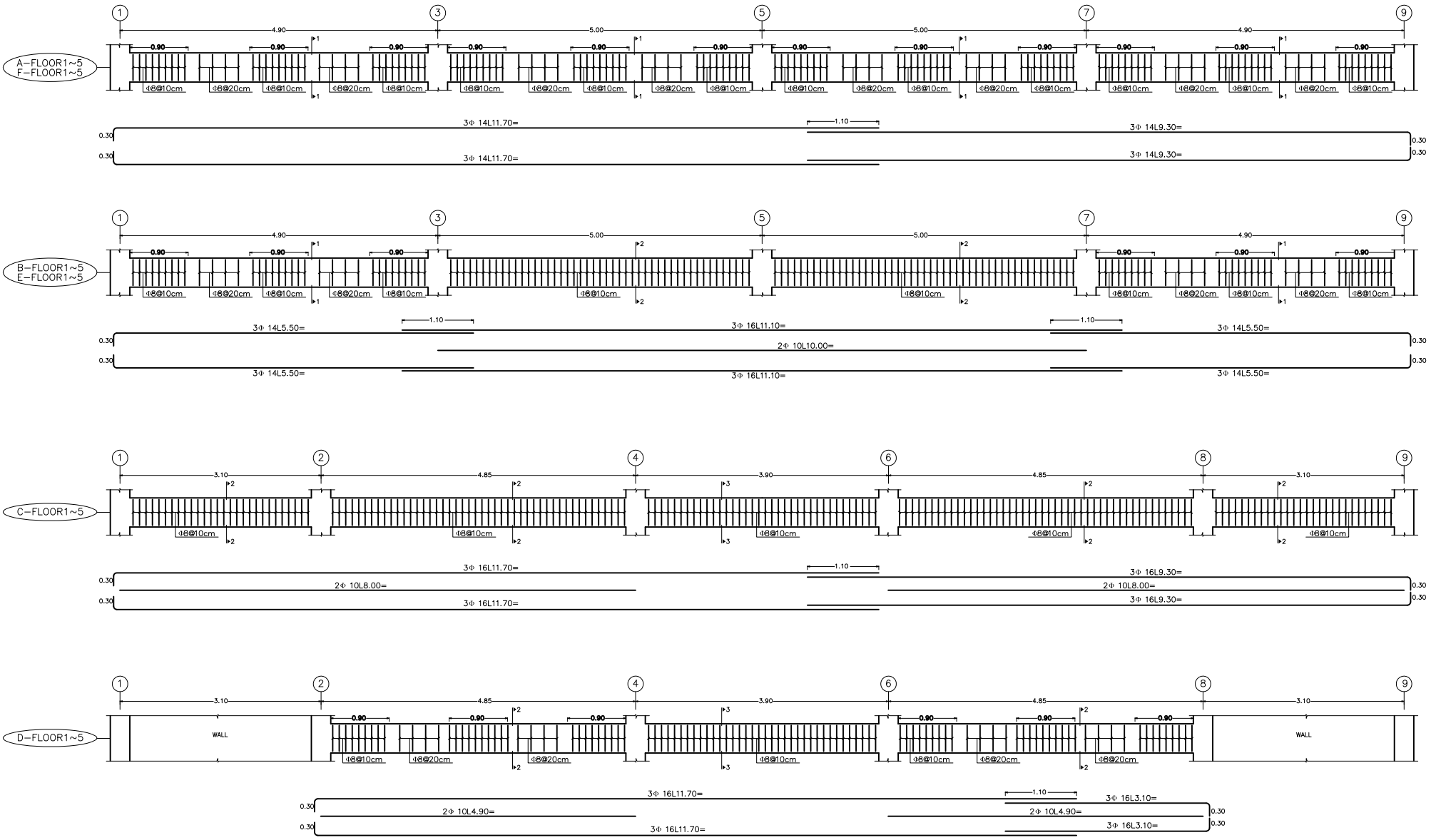


SEC.C-C

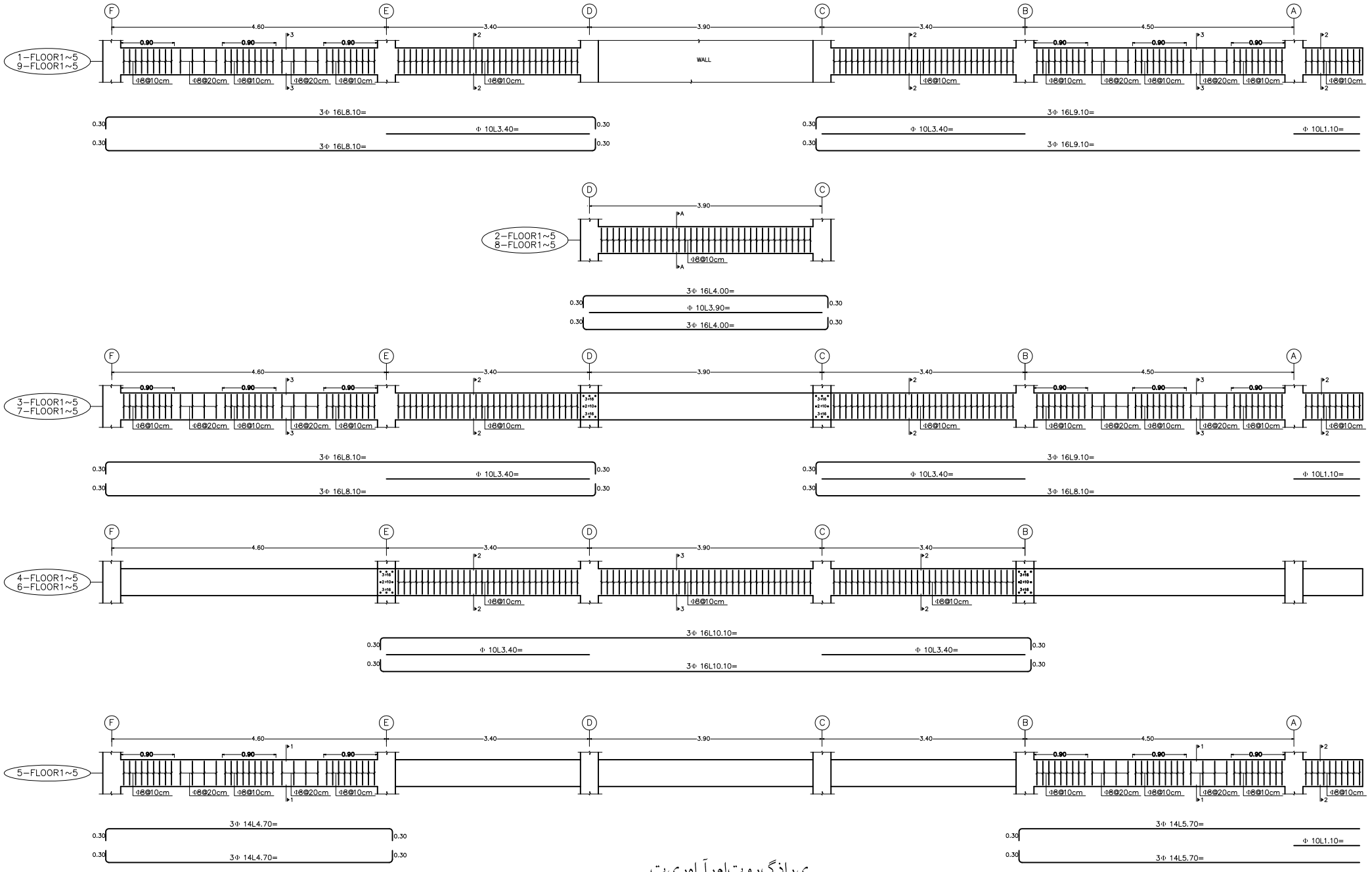


SEC.E-E

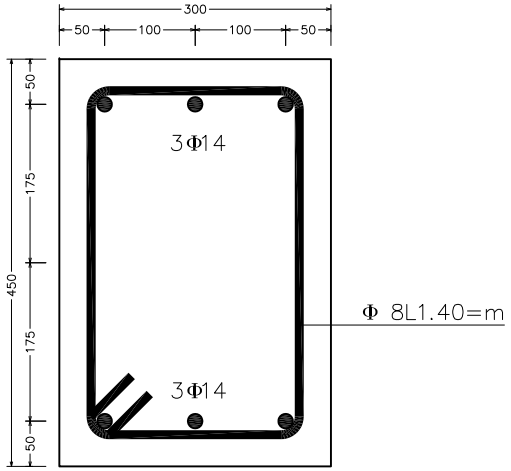
ستون مقاطع



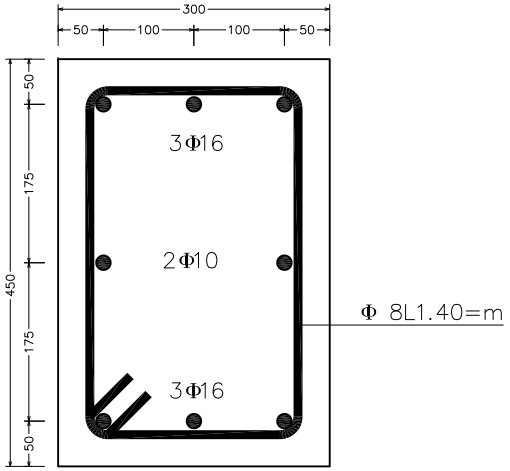
ی راذگ روت ام آ اه ی ت



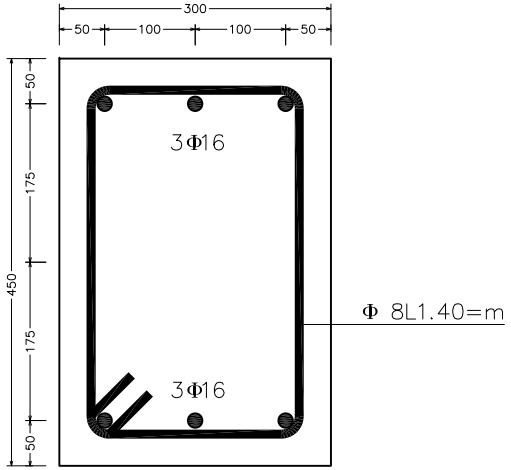
ی راذگ روت ام آ ا ه ری ت



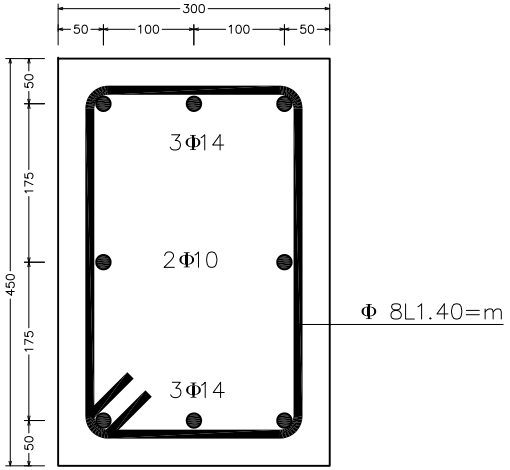
SEC-1.1



SEC-2.2

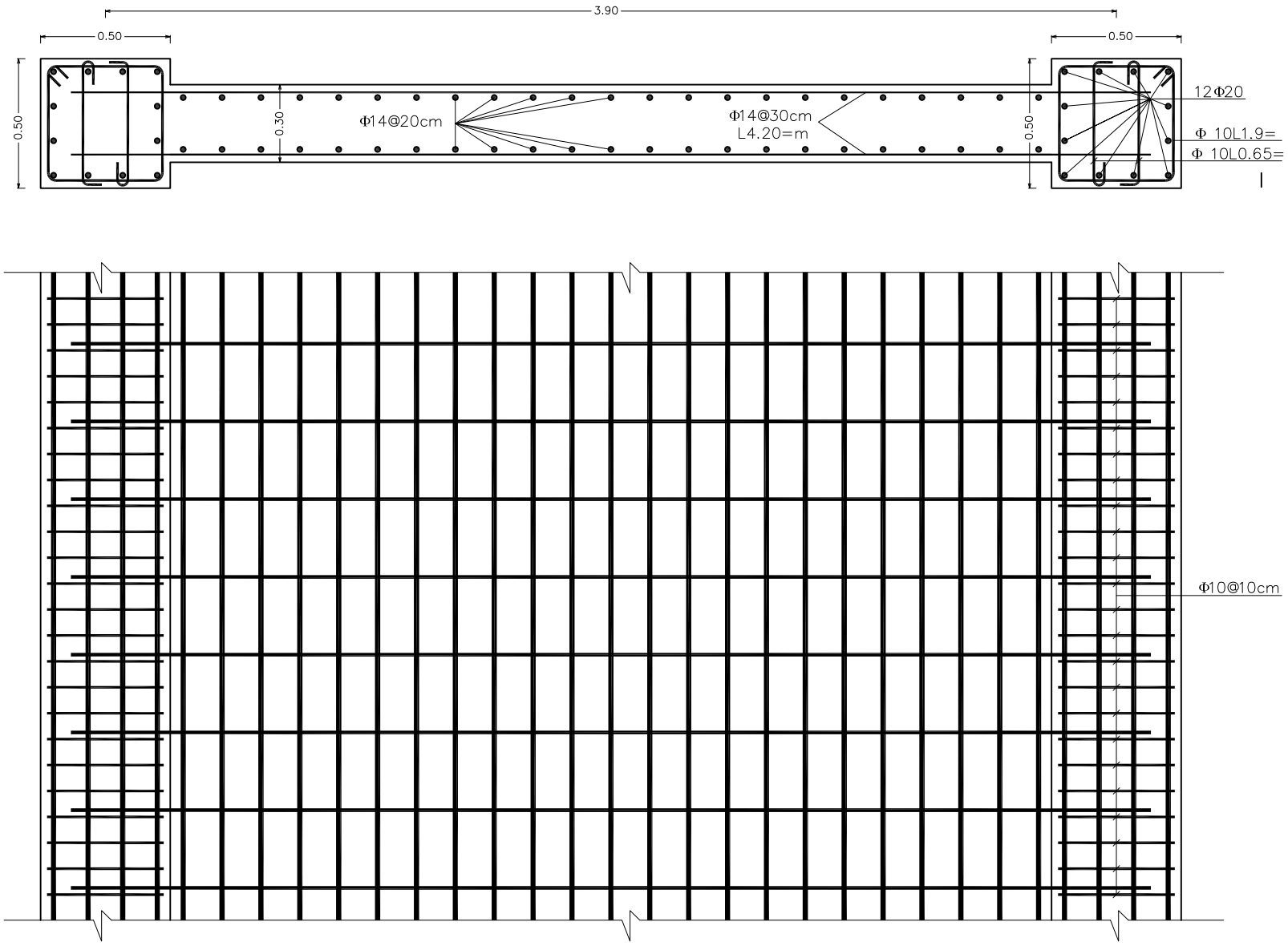


SEC-3.3

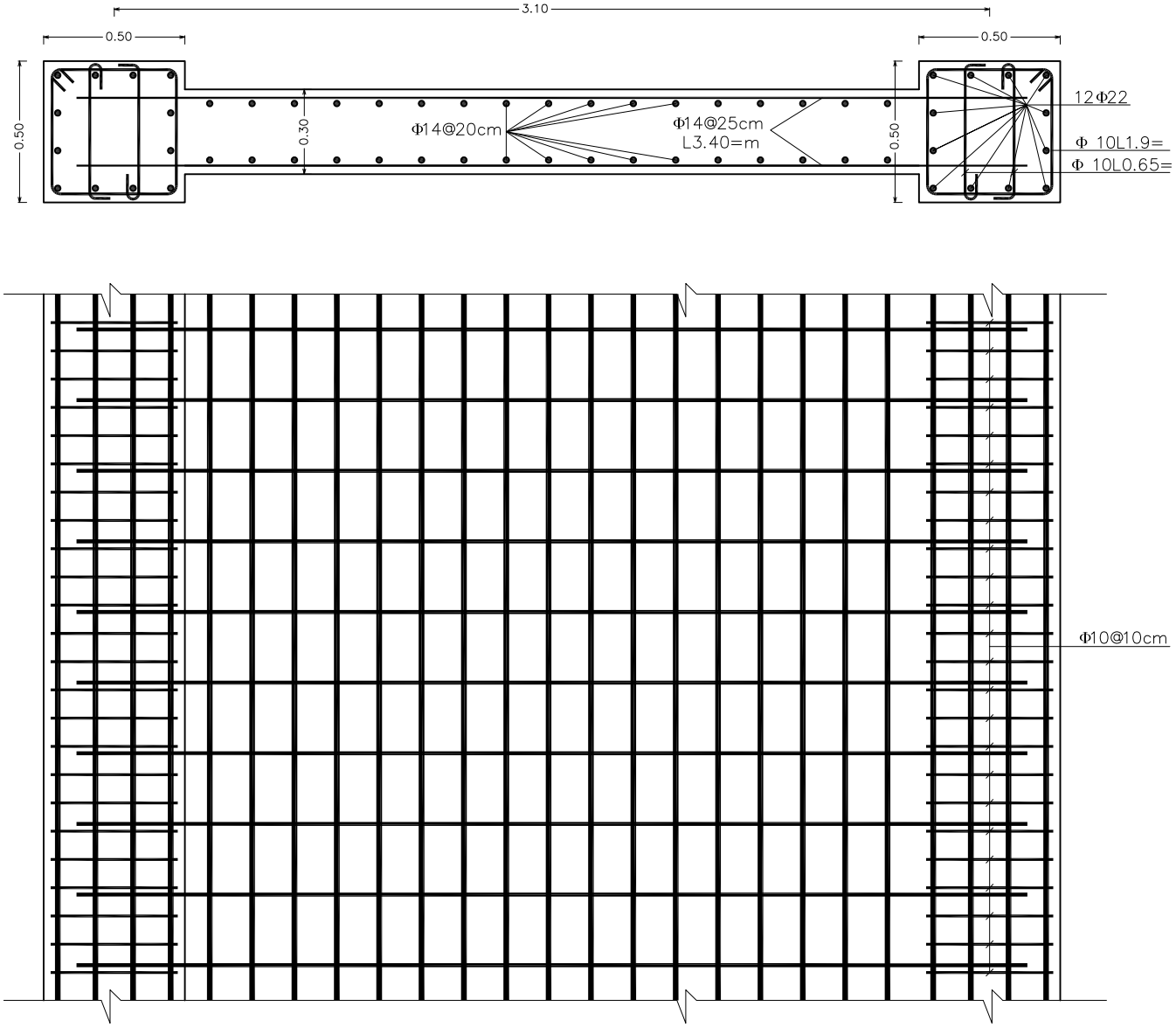


SEC-4.4

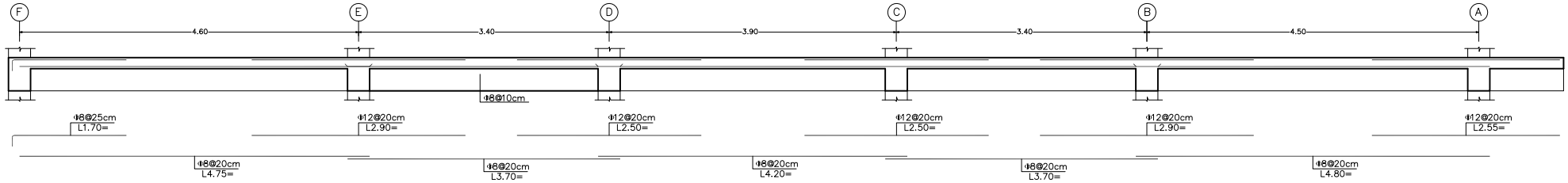
عطاقم اهرى ت



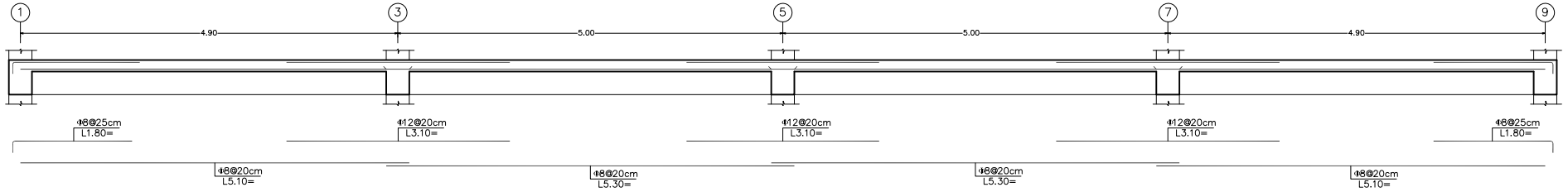
1-9 طرح برش دیواری آرماتوربندی



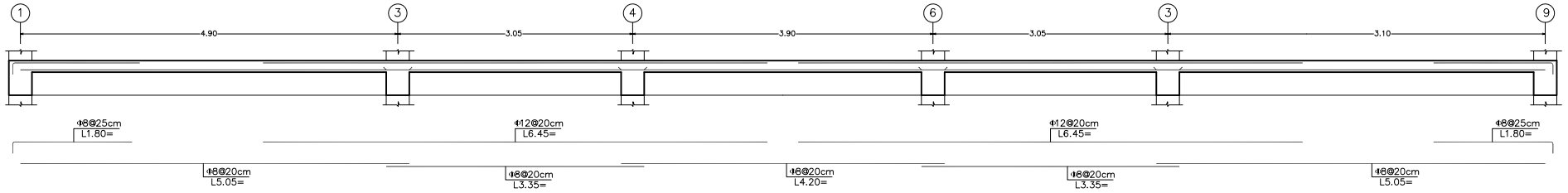
D• حور برش دیواره آرماتورگذاری



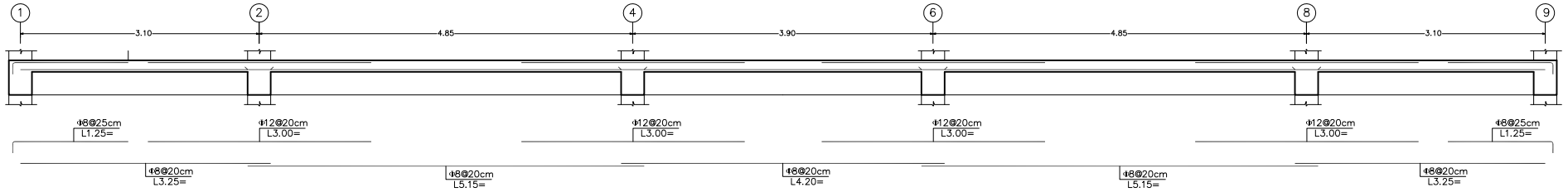
SEC.A–A



SEC.B–B

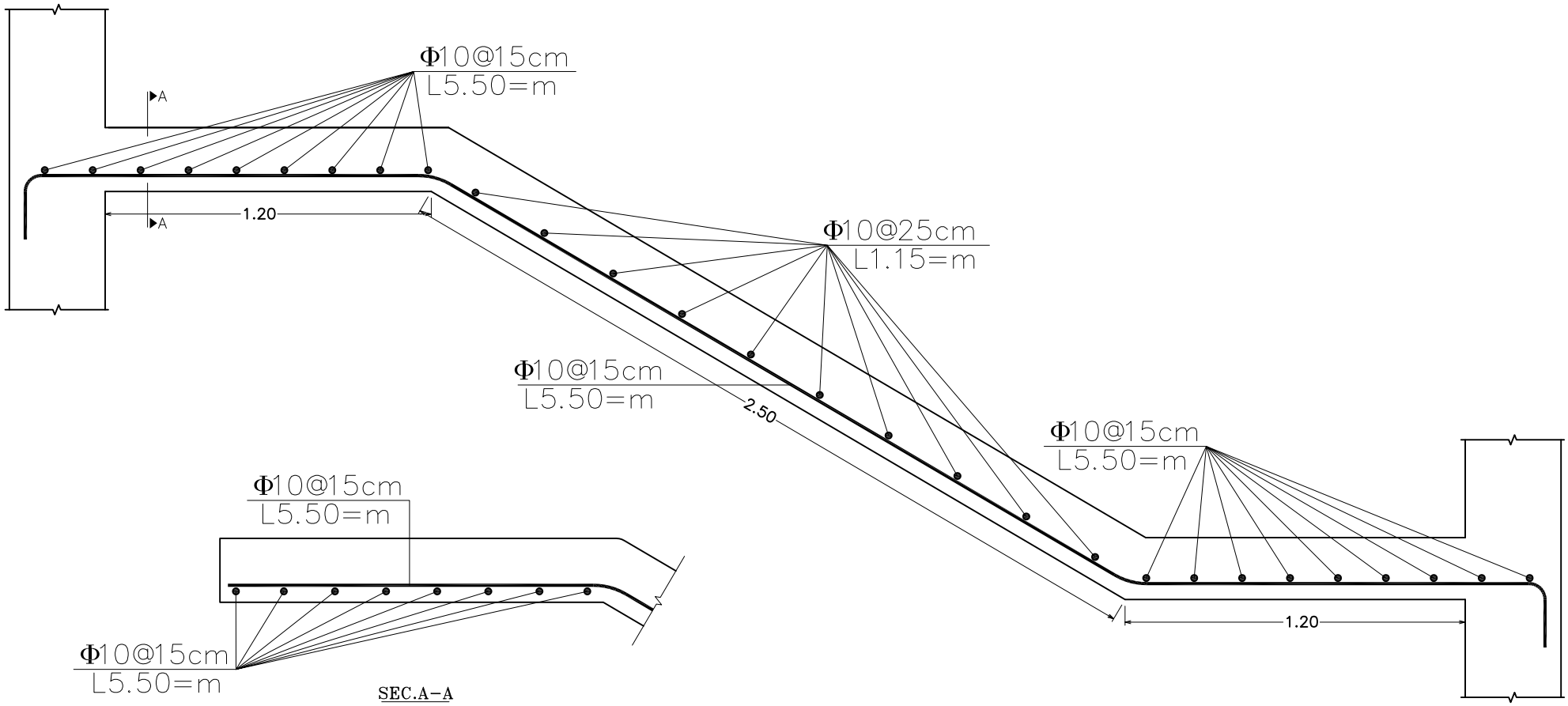


SEC.C–C



SEC.D–D

ی راذگ روت ام رآ ل اد



پله تیر آرماتورگذاری