



دانشگاه آزاد اسلامی
واحد شهریار- شهرقدس

دانشکده فنی مهندسی گروه عمران

گرایش تحصیلی: کارشناسی عمران

پروژه سازه های بتن آرمه

استاد :

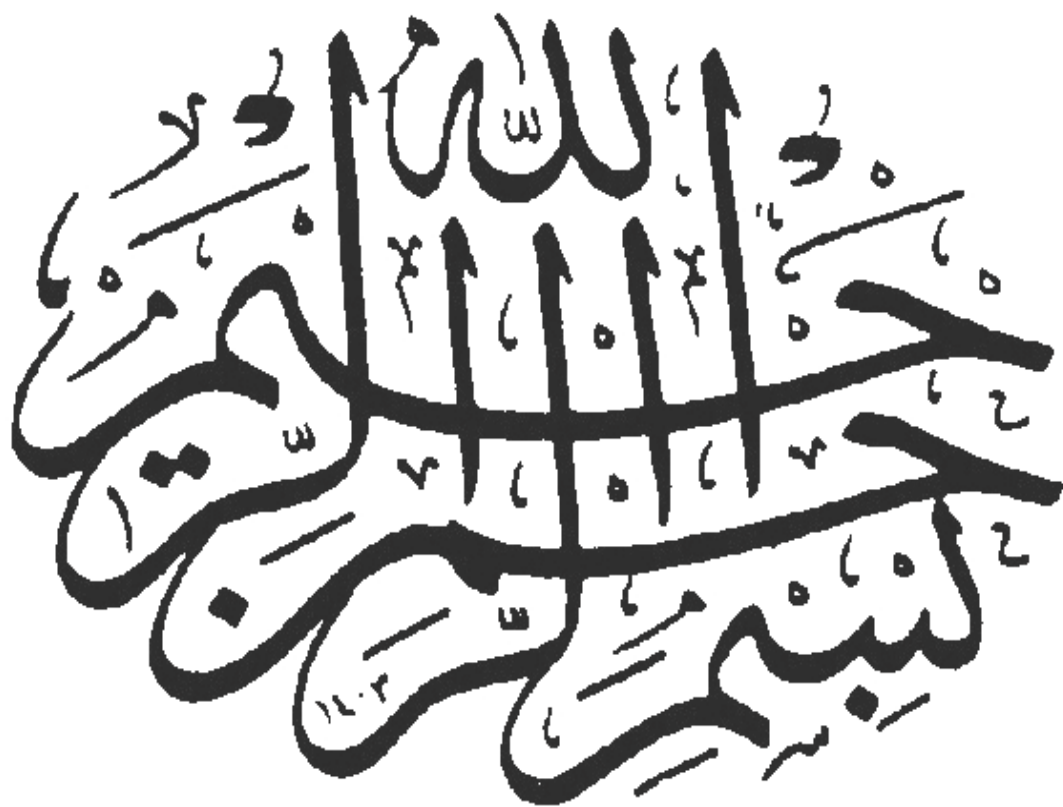
آقای دکتر نوری رحیم آبادی

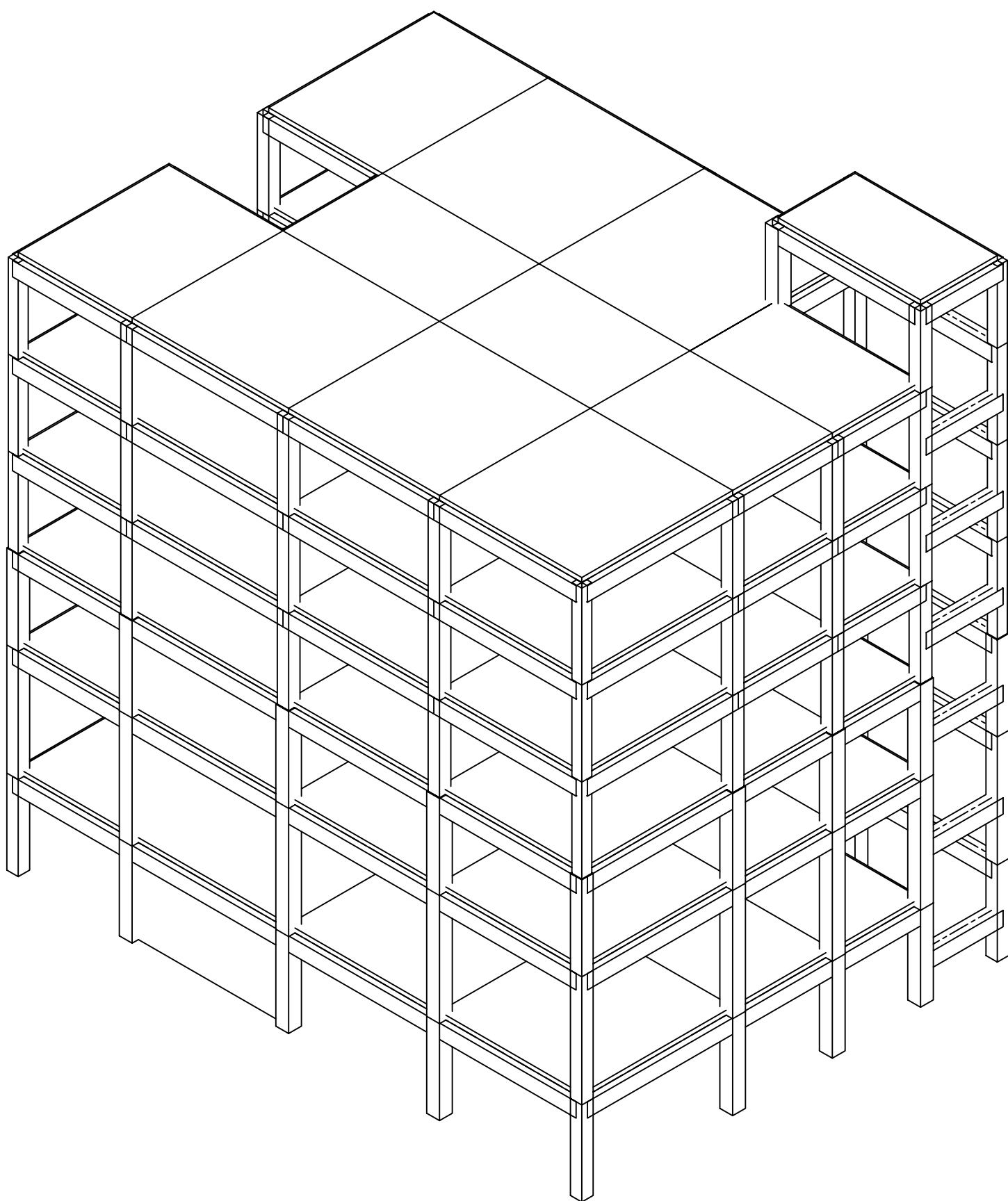
نگارش :

مهدی عسگری تورزنی

۸۲۸۱۹۱۰۳۷۷

بهار- ۸۶





مزایا و معایب ساختمان های بتنی در مقابل ساختمان های فلزی

۱- ماده اصلی بتن که شن و ماسه می باشد تقریباً در تمام نقاط کره زمین به حدوفر یافت می شود روی این اصل امکان ساختن ساختمانهای بتنی را میسر می سازد.

۲- ساختمان های بتنی در مقابل عوامل جوی از ساختمان های فلزی مقاومتر بوده و در نتیجه نسبت به ساختمان های فلزی دارای عمر طولانی تری می باشند.

۳- در مقابل آتش سوزی ساختمان های بتنی نسبت به ساختمان های فلزی مقاومتر می باشند.

۴- به علت شکلپذیری بتن که میتواند به هر شکلی که قالب آن تهیه میشود ساخته شود، ساختن ستون و پل به اشکال مختلف را میسر میسازد به همین علت مهندسين معمار به این نوع ساختمان توجه بیشتری می نمایند.

فهرست مطالب

صفحه

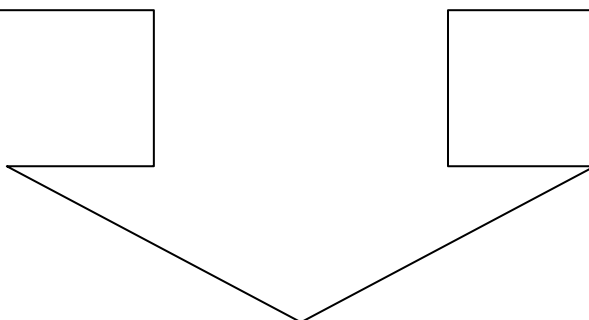
عنوان

—	معرفی کلی پروژه
	(مشخصات سازه، زمین، مصالح، آیین نامه، نرم افزار)
—	محاسبات بار ثقلی
	(بار مرده سقف، دیوار، راه پله، زنده، آسانسور، توزیع بار)
—	محاسبات بار زلزله
	(توزیع نیرو، محاسبه مرکز جرم، سختی، پیچش)
—	تحلیل سازه
	(رسم نمودار نیروی محوری، لنگر و برش ناشی از بار وارده)
—	تحلیل و طراحی اولیه
	(ترکیب بار، نیروی طراحی، طرح تیر، ستون)
—	طراحی نهایی
	(طرح تیر، ستون، با جزئیات قطع و خم و نقاط هم پوشانی)
—	طراحی دیوار برشی و حائل
	(با تمام آرماتورهای مربوطه)
—	طراحی سقف
	(سقف دال دو طرفه با جزئیات اتصال)
—	طراحی راه پله و آسانسور
	(دال پله، چاله آسانسور با جزئیات)
—	تحلیل و طراحی فونداسیون
	(عکس العمل تکیه گاهی، پی منفرد ستون و نواری دیوار)
—	کنترل ها
	(تغییر مکان نسبی و مطلق طبقات)

تمام نقشه ها و نتایج ETABS هر بخش موجودند

معرفی کلی پروژه

(مشخصات سازه، زمین، مصالح، آیین نامه، نرم افزار)



مشخصات پروژه :

ساختمان بتن آرمه موردنظر که شکل آن در صفحه بعدی آورده شده است، دارای دهانه های طولی و عرضی است که اعضای باربر آنها را دالها، تیرها، ستونها و دیوارها تشکیل میدهند. طول دهانه ها و ارتفاع طبقات زیرزمین، پارکینگ و سایر طبقات روی شکل مشخص شده است. سربارها براساس آیین نامه بارگذاری ۵۱۹ و آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران تعیین گردیده است و طراحی نیز براساس آئین نامه بتن ایران انجام شده است. این ساختمان دارای دو دیوار برشی به ضخامت ۲۵ سانتیمتر در یک جهت می باشد که آنالیز آن همراه با آنالیز قابهای آن انجام می شود. سیستم باربر جانبی آن در یک جهت قاب خمشی ویژه و در جهت دیگر ترکیبی از دیوار برشی ویژه و قاب خمشی ویژه است. شرایط محیط ملایم بوده و نوع زمین از نوع ۲ (شن و ماسه مترکم) با مقاومت مجاز $\sigma = 270 \text{KN/m}^2$ می باشد. مقاومت مشخصه فشاری بتن $f_c = 25 \text{MPa}$ و فولادهای اصلی در اعضا از نوع فولاد آجدار با $f_y = 400 \text{MPa}$ و تنگها از نوع فولاد آجدار با $f_y = 300 \text{MPa}$ می باشد.

دیوارهای ساختمان در قسمت بیرونی (پیرامونی) با ضخامت ۲۰ سانتیمتر و با احتساب ۴۰٪ بازشو از جنس آجر مجوف هستند. تیغه های داخلی با ضخامت ۱۰ سانتیمتر از جنس آجر مجوف بوده و نازک کاریهای مربوط به دیوارهای داخلی و ستونها و قسمت پائین سقفها به صورت فرضی انتخاب گردیده و قسمت روکاری ساختمان از سنگ گرانیات انتخاب شده است.

مشخصات

نوع سازه :

محل احداث :

نوع ساختمان :

تعداد طبقات :

نوع سقف :

نوع بام :

مقاومت خاک : Kg/Cm^2

سیستم مقاوم در برابر بار جانبی :

آئین نامه بارگذاری :

روش تحلیل دستی سازه :

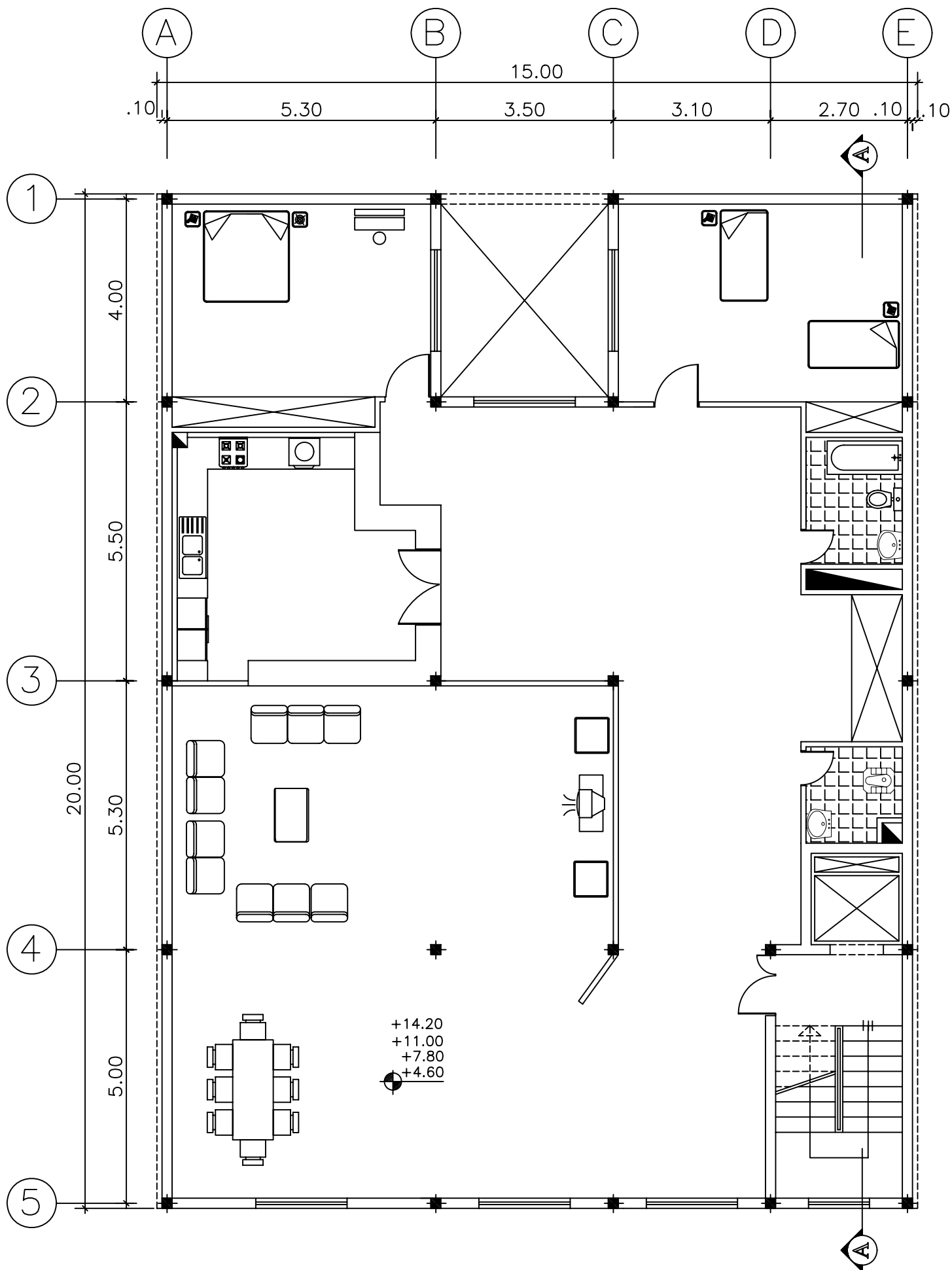
برنامه تحلیل کامپیوتری سازه :

آئین نامه طراحی :

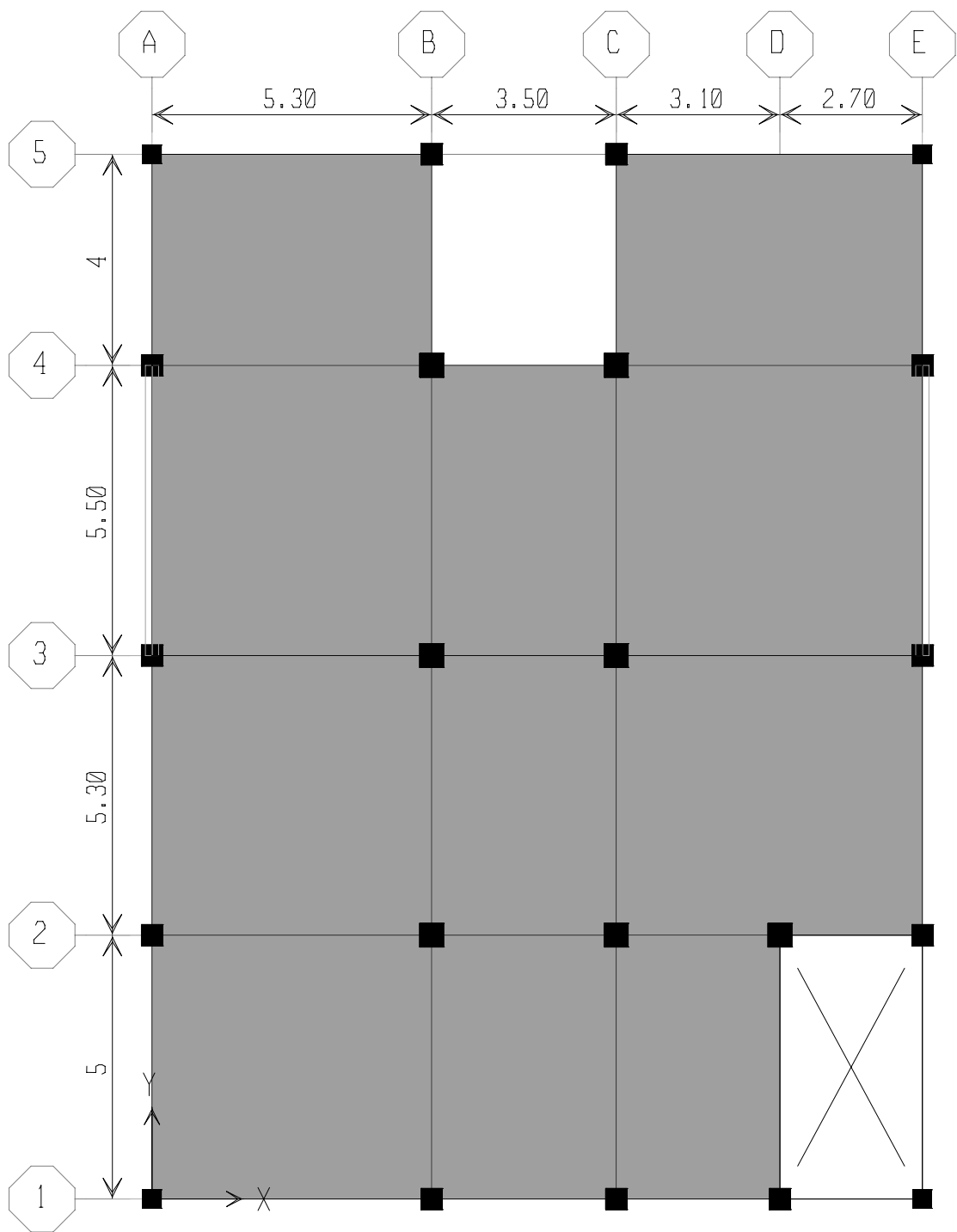
نوع پی :

نوع تحلیل و طراحی پی :

برنامه تحلیل کامپیوتری پی :

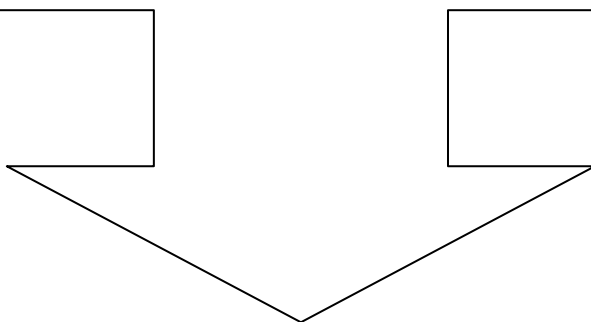


پلان تپ طبقات (مبلمان)



محاسبات بار ثقلی

(بار مرده سقف، دیوار، راه پله، زنده، آسانسور، توزیع بار)



ترسیم مقاطع سه تیپ کف و تعیین بار مرده و سربار کف ها با برآورد تقریبی ضخامت دالها با فرض اینکه از نوع دال با ضخامت یکنواخت باشند.

مقاطع تیپ های کف (پارکینگ، مسکونی و بام) در نقشه های پیوست ترسیم شده است.

الف) تعیین ضخامت دال :

سیستم دال این ساختمان دو طرفه می باشد که بر اساس روابط موجود برای دالهای دو طرفه ، برای حدس اولیه ابعاد داریم :

$$h = 1/160 \text{ (محیط)}$$

ضخامت دال در بزرگترین چشمه :

$$h = 1/160 (2 * (5.1+5.2)) = 12.875 \sim 13 \text{ cm}$$

بنابر این با فرض یکنواخت بودن ضخامت دال، مقدار ۱۵ سانتی متر بعنوان ضخامت دال پیشنهاد می شود.

ب) محاسبه بار کف ها:

- دال بتنی بام و خرپشته

برای پوشش کف در بام و سقف خرپشته از آسفالت استفاده شده است.

وزن واحد سطح kg/m^2	تعداد	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت به متر m	
110	1	2200	0.05	آسفالت
15	-	-	-	قیر گونی در دو لابه
160	1	1600	0.1	پوکه برای شیب بندی
360	1	2400	0.15	دال بتنی
32	1	1600	0.02	گچ و خاک
13	1	1300	0.01	سفید کاری

جمع : 690 kg/m^2

دال بتني در طبقات :

وزن واحد سطح kg/m^2	تعداد	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت به متر m	
110	1	2200	0.05	موزاييك و مالات
80	1	1600	0.05	پوكه
360	1	2400	0.15	دال بتني
32	1	1600	0.02	گچ و خاك
13	1	1300	0.01	سفید كاري

جمع : 595 kg/m^2
مقدار ۵ سانتیمتر پوكه براي ایجاد فضاي مناسب جهت انتقال و جاسازي
تجهيزات در نظر گرفته شده است.

دال بتني طبقه همكف- پاركنگ :

وزن واحد سطح kg/m^2	تعداد	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت به متر m	
42	1	2100	0.02	مالات ماسه سيما
91	1	1300	0.07	پوكه
360	1	2400	0.15	دال بتني مسلح
21	1	2100	0.01	پوشش كنيتكس

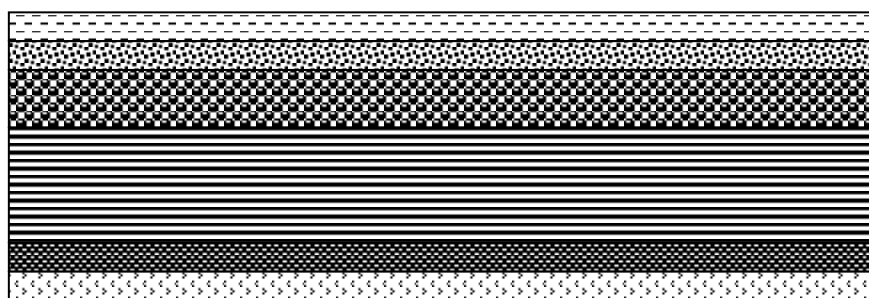
جمع : 514 kg/m^2

ج (ديوار برشي) :

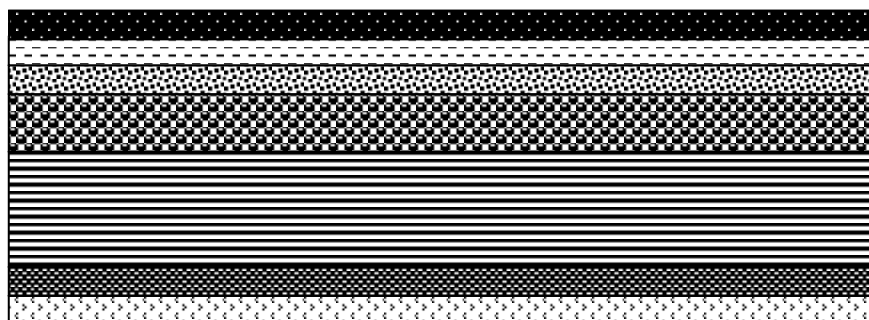
وزن واحد سطح kg/m^2	تعداد	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت به متر m	
170	1	850	0.20	آجر مجوف و مالات
612	1	2450	0.25	بتن مسلح
32	1	1600	0.02	گچ و خاك
13	1	1300	0.01	سفید كاري

جمع : 827 kg/m^2

کف طبقات از نوع دال با ضخامت ۱۵ سانتی متر

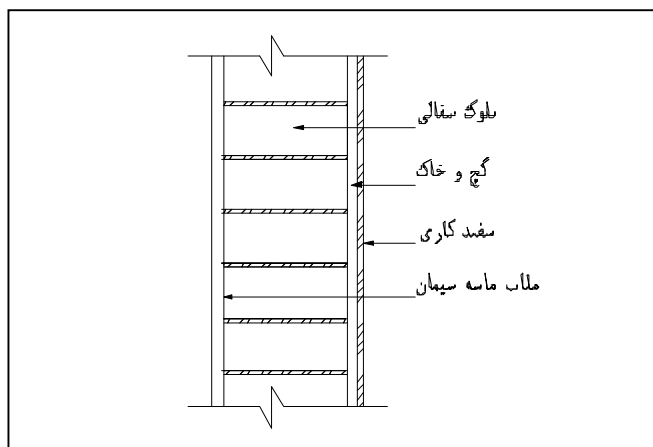


سنگ کف
ملات ماسه و سیمان
بتن سبک
دال بتنی
گچ و خاک
سفید کاری

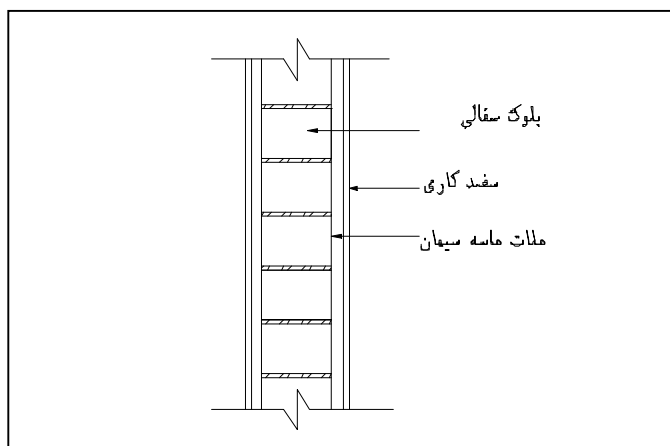


آسفالت
قیرگونی
ملات ماسه و سیمان
بتن سبک
دال بتنی
گچ و خاک
سفید کاری

نمای دیوار ۲۰ سانتی (جدا کننده از همسایه)



نمای دیوار ۱۰ سانتی (دو طرف سفید کاری)



د) خلاصه بارهای گسترده کف ها:

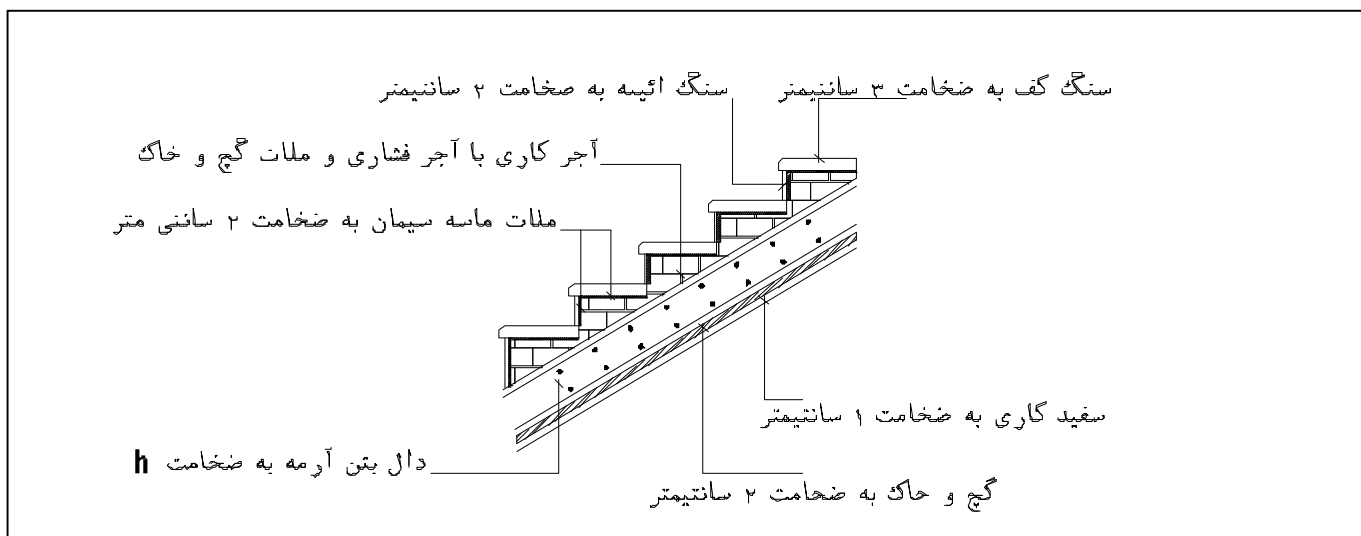
بارهای گسترده هر کف شامل بارهای مرده و زنده است: که بارهای مرده عبارتند از: وزن دال و تیغه ها. بنابراین داریم:

کف طبقه	بار مرده (kg/m^2)			بار زنده (kg/m^2)
	وزن کف (kg/m^2)	بار معادل تیغه ها (kg/m^2)	مجموع (kg/m^2)	
همکف	514	100	620	500
طبقات	595	100	700	200
بام	690	-	690	150

البته در راه پله های طبقات بار زنده بعلت کاربری مسکونی ساختمان برابر با 350 kg/m^2 در نظر گرفته شده است.

طبق مبمٹ 15 و 6 مقررات ملی ایران برای آسانسور با ظرفیت 5 نفر بار زنده نامی 400 kg در نظر گرفته میشود و در این پروژه وزن اتاقک و سایر تجهیزات مورد نیاز 1000 kg فرض میشود . این عدد بسته به نوع آسانسور و توسط شرکت های سازنده ارائه میشود . مجموع این دو عدد (مرده و زنده) باید دو برابر شده و به ستون های اطراف اعمال شود . $2(1000+400)=2800/4=700\text{kg}$ در این صورت بار(متمرکز) 700 کیلوگرم (500 تا مرده و 200 تا زنده) به سقف آسانسور در تراز یک متر بالا تر از بام اعمال میشود.

بارگذاری راه پله



$$\alpha = \arctan \left(\frac{H}{L} \right) = 39^\circ$$

Table 2-3-1 , Stair Weight

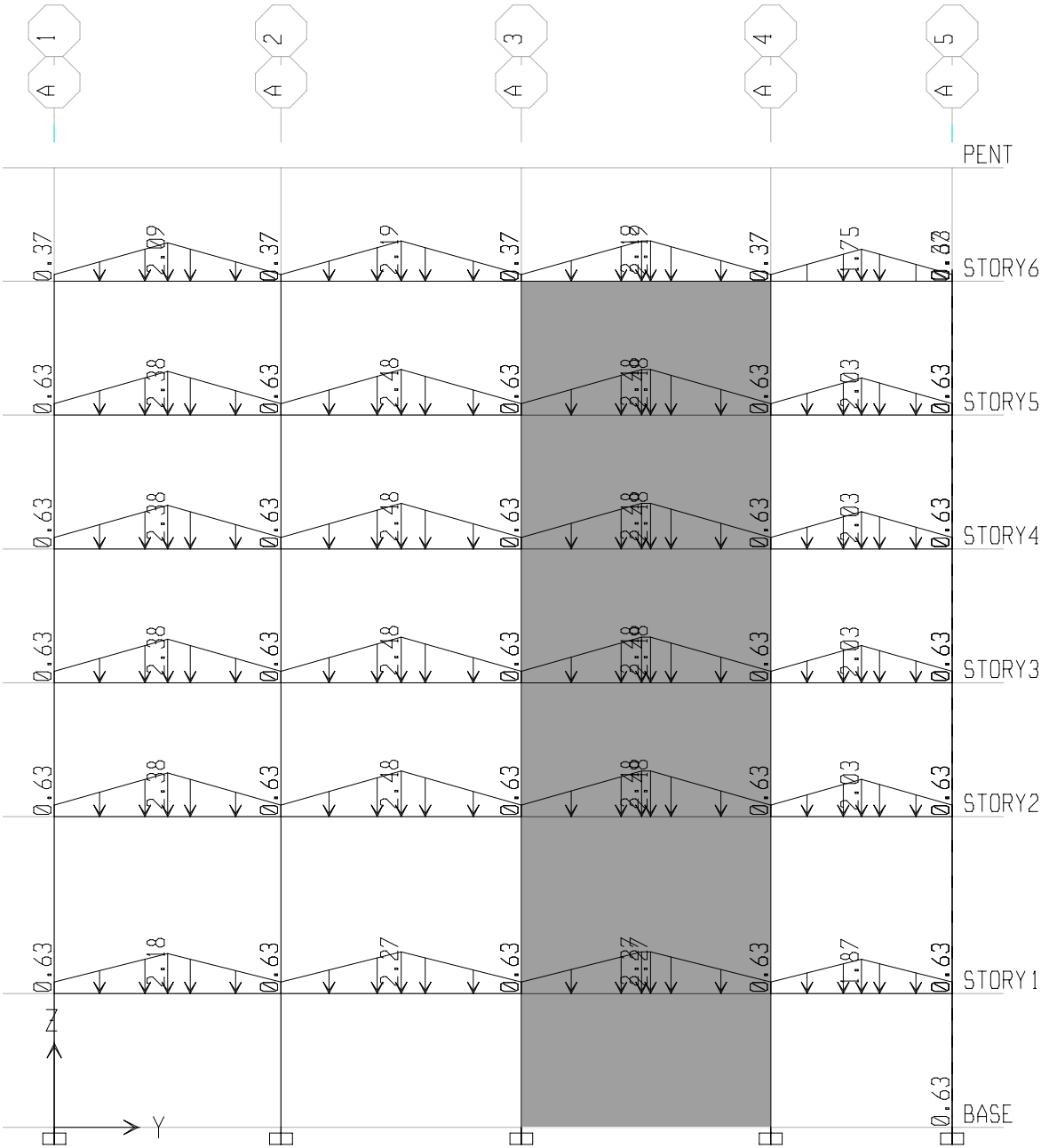
محاسبات	مصالح
$(0.25 * 0.13) / 2 * 1750 * 4 = 113.75$	آجرکاری با آجر فشاری با ملات و گچ و خاک
$(0.25 + 0.15) * 0.02 * 2100 * 4 = 67.2$	ملات ماسه و سیمان
$0.3 * 0.03 * 2400 * 4 = 86.4$	سنگ کف
$0.15 * 0.02 * 2400 * 4 = 28.7$	سنگ آئینه
$h * 2500 * (1/\cos \alpha) = 482.5$	بتن دال
$0.02 * 1600 * (1/\cos \alpha) = 41.2$	گچ و خاک
$0.01 * 1300 * (1/\cos \alpha) = 16.7$	سفید کاری
837 kg/m²	

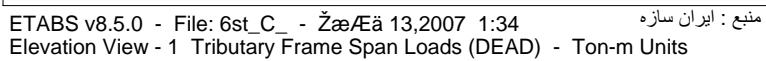
توجه به این نکته ضروری است که با توجه به اینکه طول راه پله برابر ۴٫۹ متر می باشد برای تیر های مقابل راه پله باید بارگسترده مرده به صورت زیر وارد شود

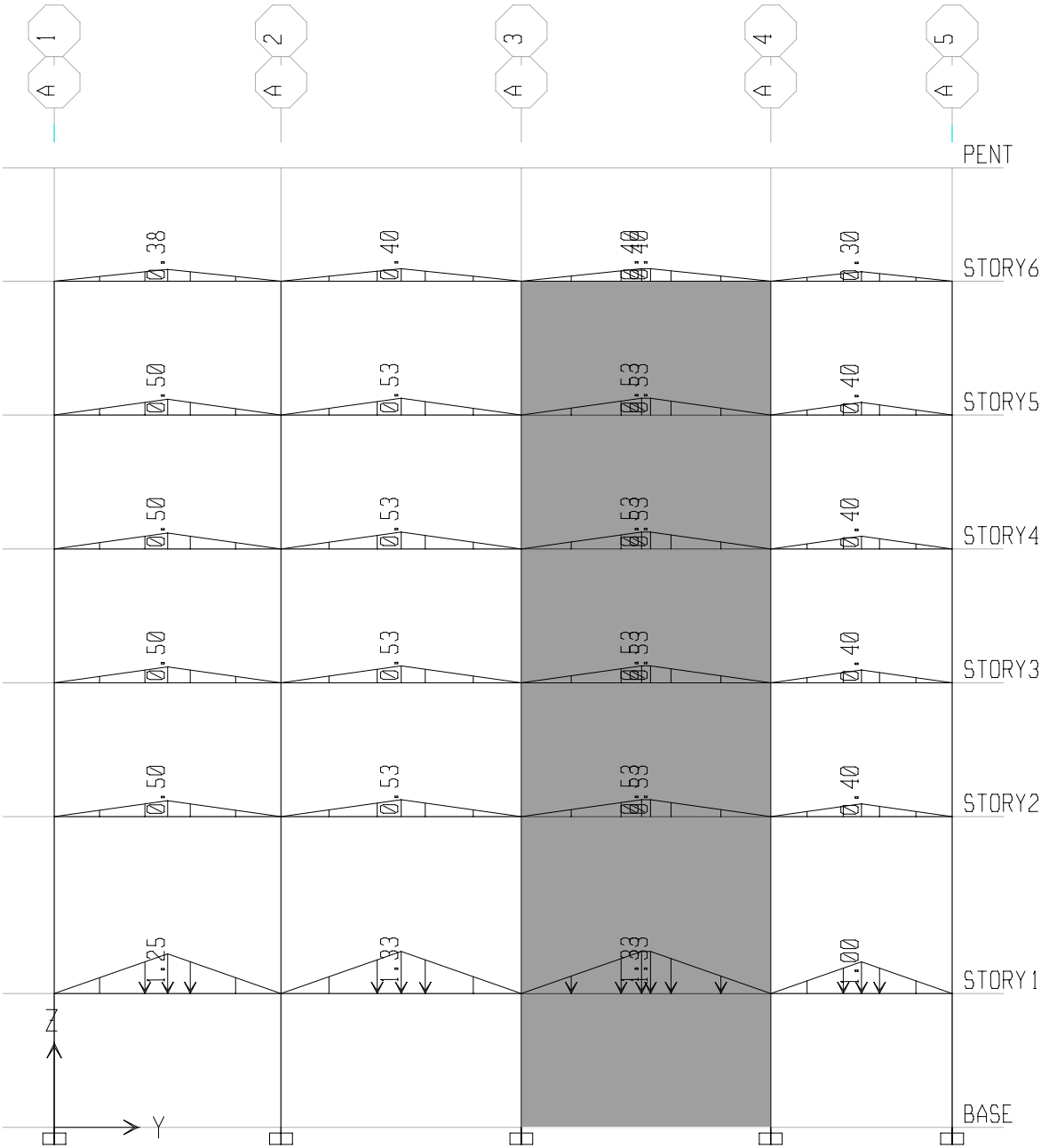
$$4.9 * 837 / 2 = 2050.65 \text{ kg/m}$$

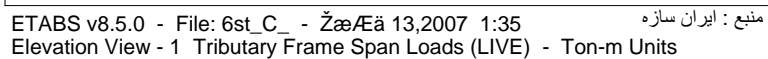
و بار زنده به صورت زیر وارد می شود

$$4.9 * 350 / 2 = 857.5 \text{ kg/m}$$



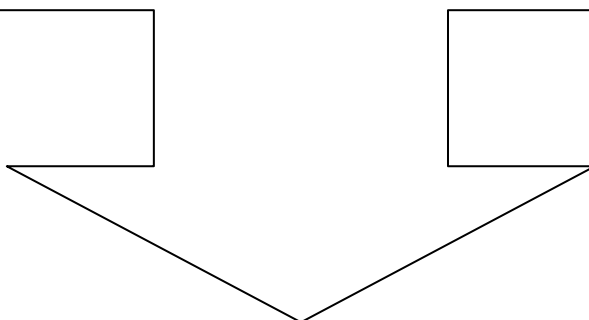






محاسبات بار زلزله

(توزیع نیرو، محاسبه مرکز جرم، سختی، پیچش)



Center Mass Rigidity KN-m

Story	Diaphragm	جرم موثر در زلزله		مرکز جرم		وزن کل	مرکز سختی	
		MassX	MassY	XCM	YCM		XCR	YCR
PENT	D1	18.279	18.279	13.234	2.53	18.279	12.703	3.686
STORY6	D1	344.2192	344.2192	7.285	10.01	362.4982	7.339	8.34
STORY5	D1	370.025	370.025	7.297	10.13	732.5232	7.334	8.31
STORY4	D1	370.025	370.025	7.297	10.13	1102.5482	7.329	8.31
STORY3	D1	373.4762	373.4762	7.299	10.13	1476.0244	7.324	8.35
STORY2	D1	387.8304	387.8304	7.302	10.18	1863.8548	7.32	8.45
STORY1	D1	382.5988	382.5988	7.306	10.18	2246.4536	7.326	8.839

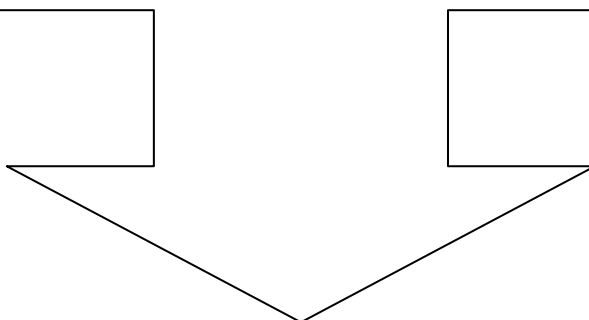
Earthquake Static Analyze

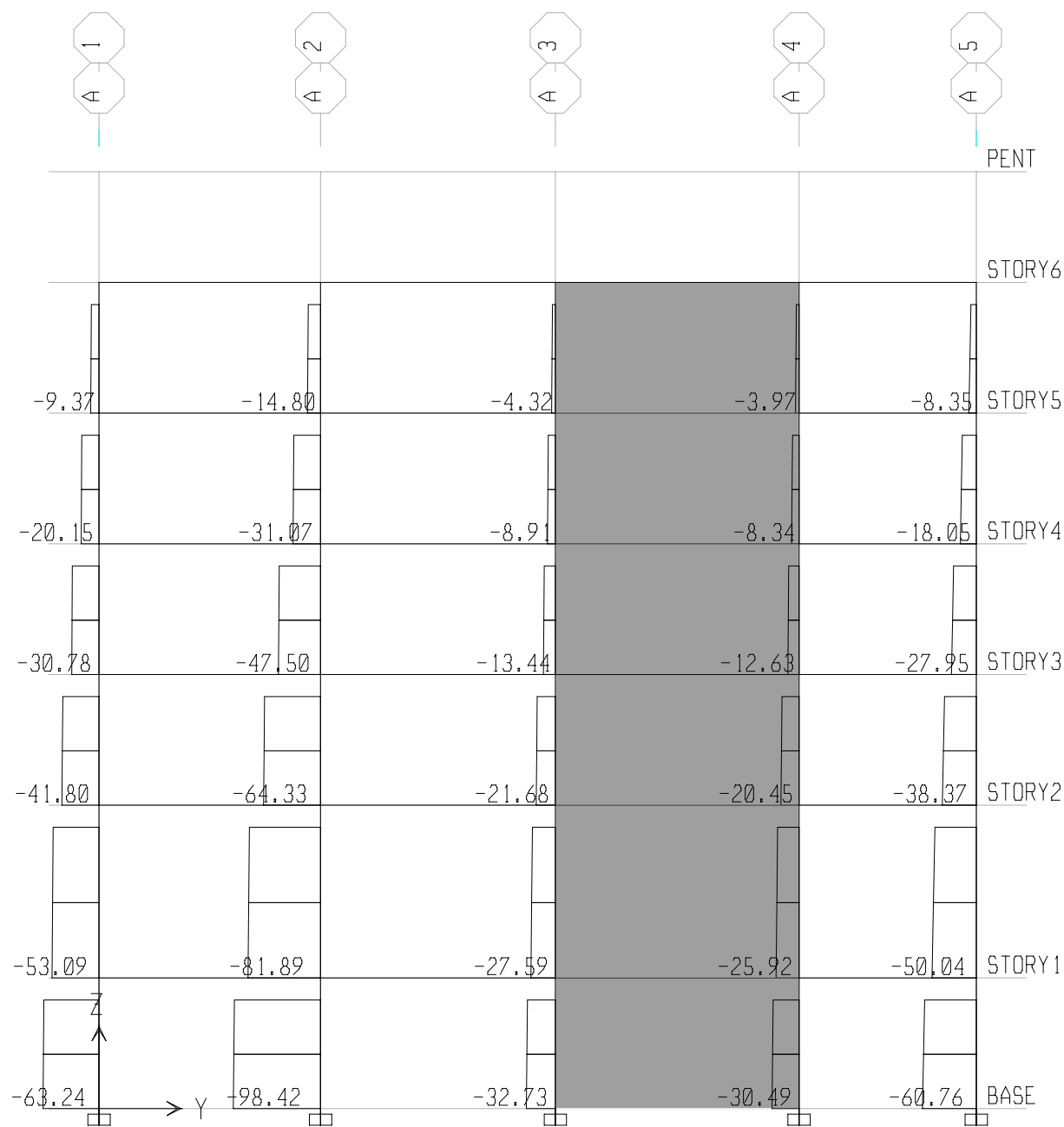
Earthquake Static Analyze
Iranian Code of Practice For Seismic Resistant Design of Building
Standard No.2800 (3rd. Edition - 2005)

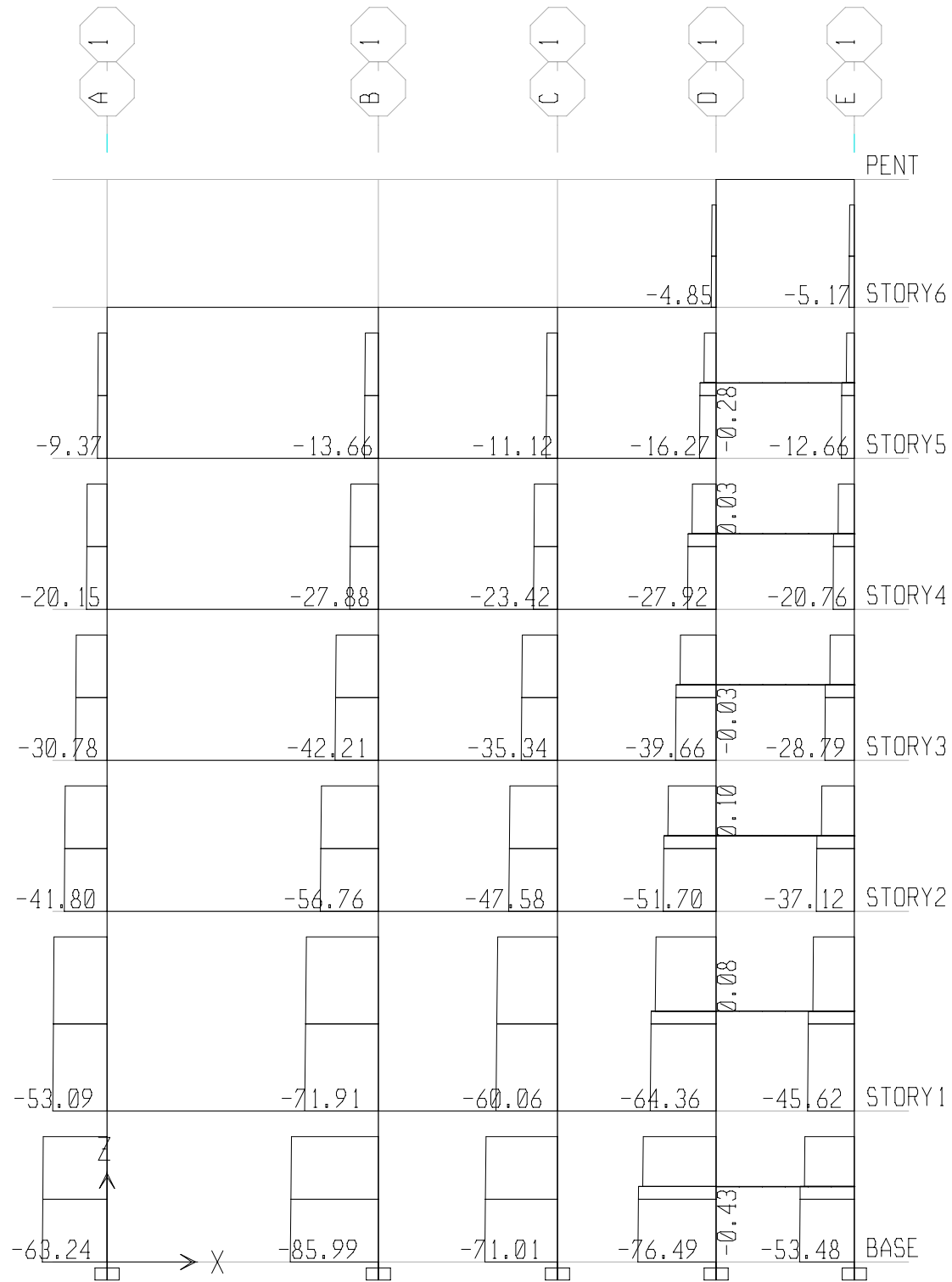
Rx 10	Ry 11	T. 0.1	A 0.35	I 1	
Tx 0.5521	Ty 0.3944	Bx 2.3401	By 2.5	Cx 0.0819	Cy 0.0795
Vx 151.1464	Vy 146.7172	Ftx 0	Fty 0	(Vx-Ftx) 151.1464	(Vy-Fty) 146.7172
StoryID	Wi	Hi	Wi*Hi	Wi*Hi/Sum	Fix
5	344.2	15.7	5403.94	0.3033	45.8427
4	370	12.75	4717.5	0.2648	40.0236
3	370	9.8	3626	0.2035	30.7583
2	373.5	6.85	2558.475	0.1436	21.7046
1	387.8	3.9	1512.42	0.0849	12.8323
Sum	1845.5	---	17818.335	1.0001	151.1615
					146.7319

تحليل سازه

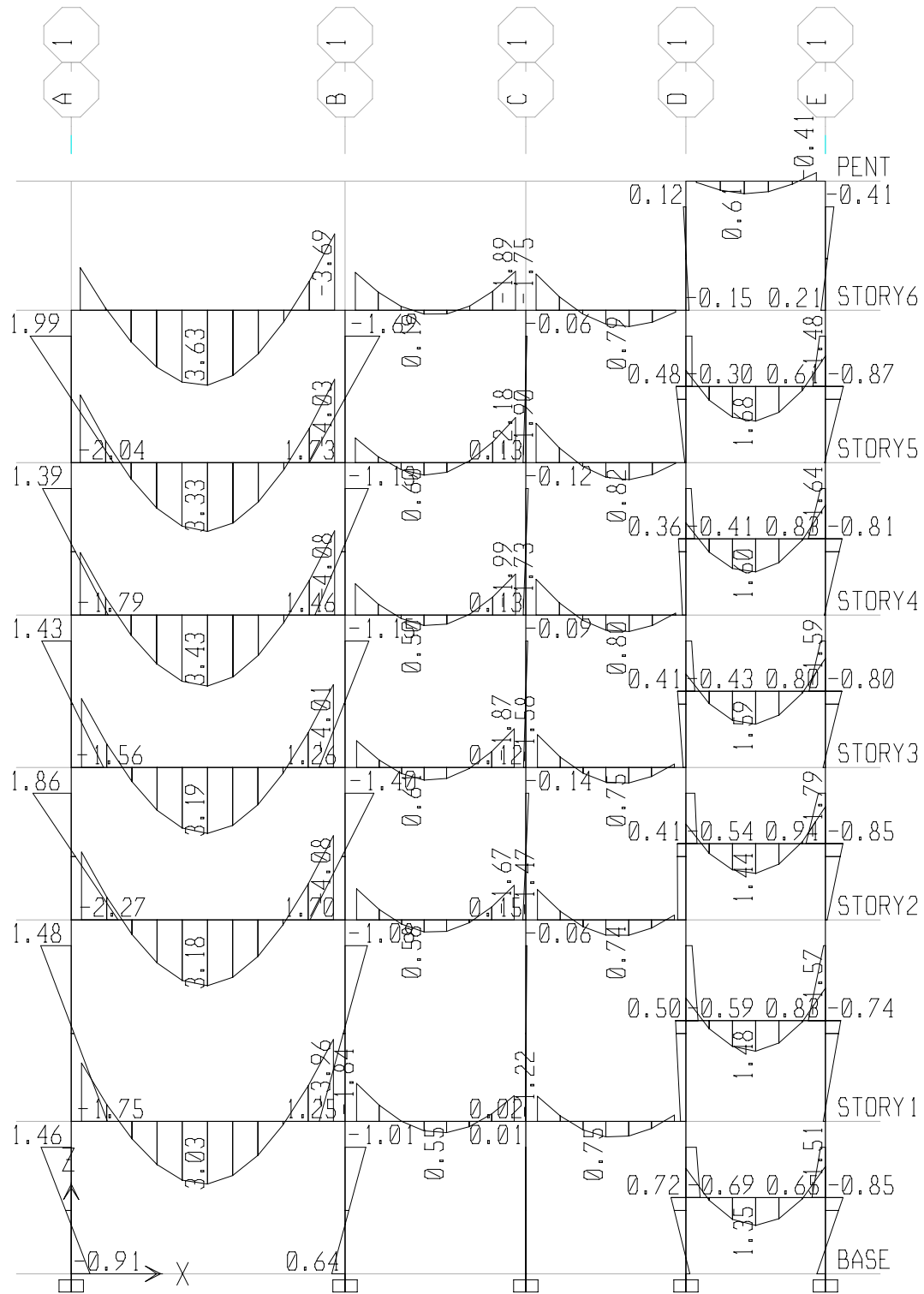
(رسم نمودار نیروی محوری، لنگر و برش ناشی از بار وارده)

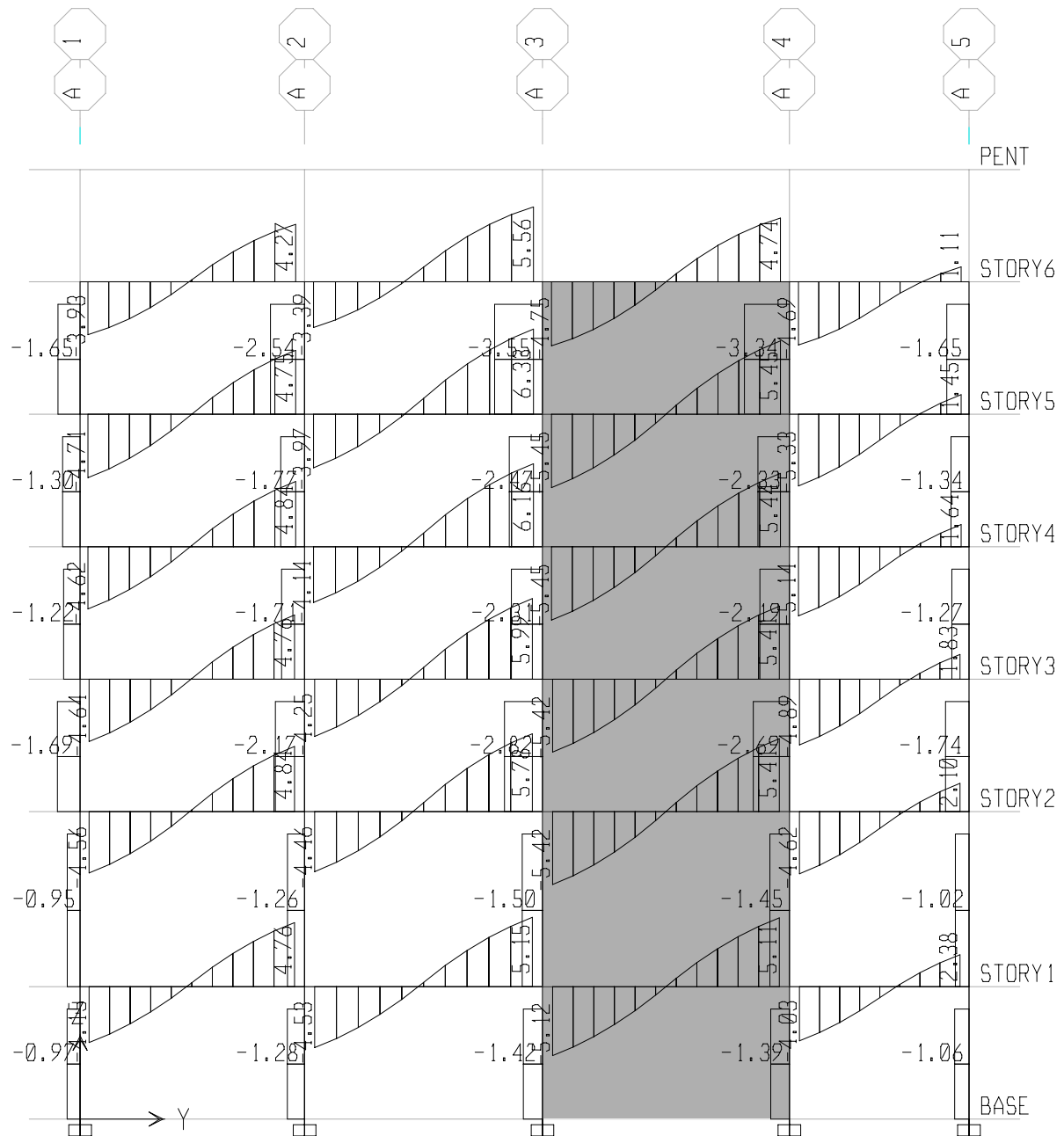


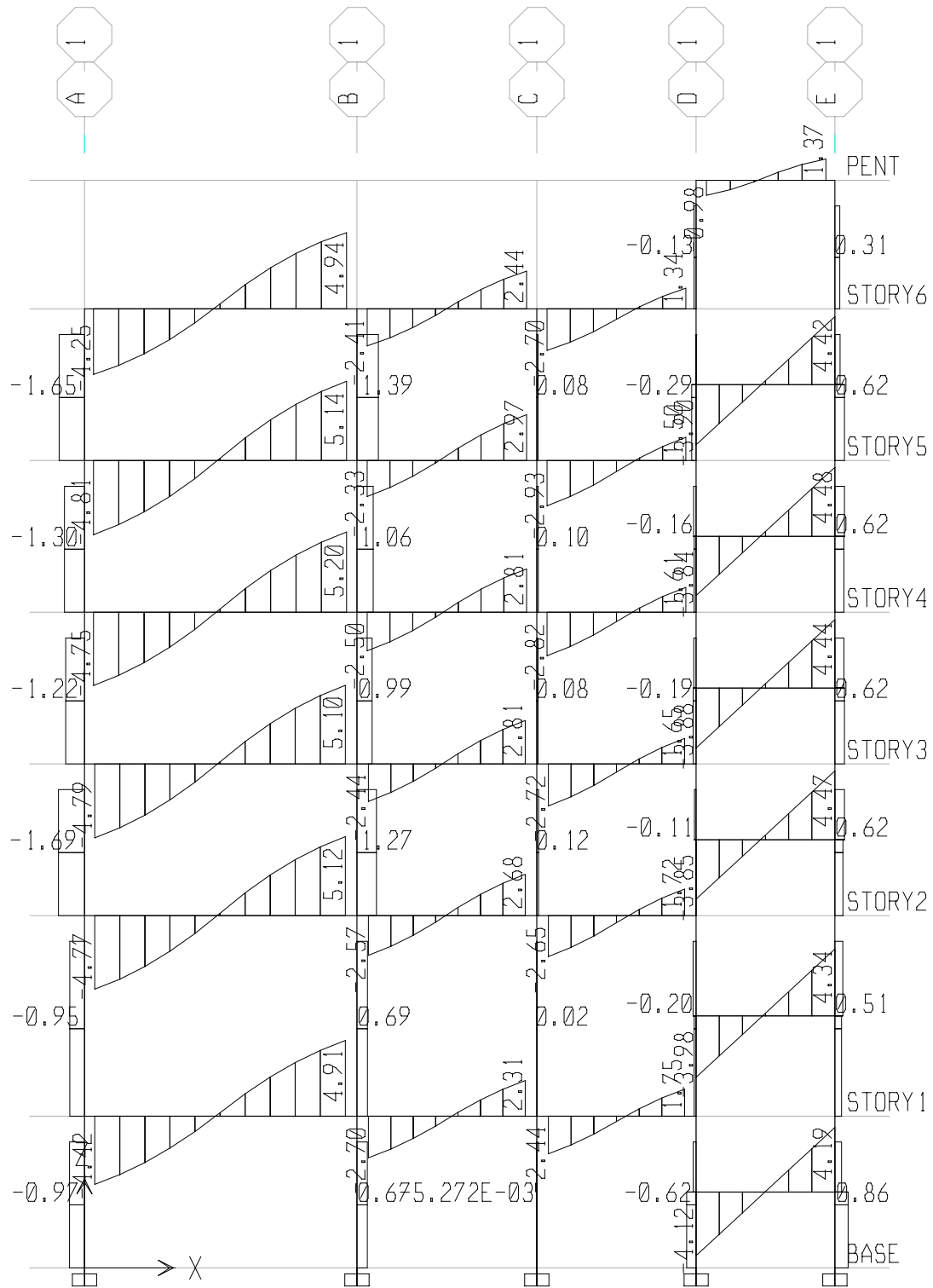


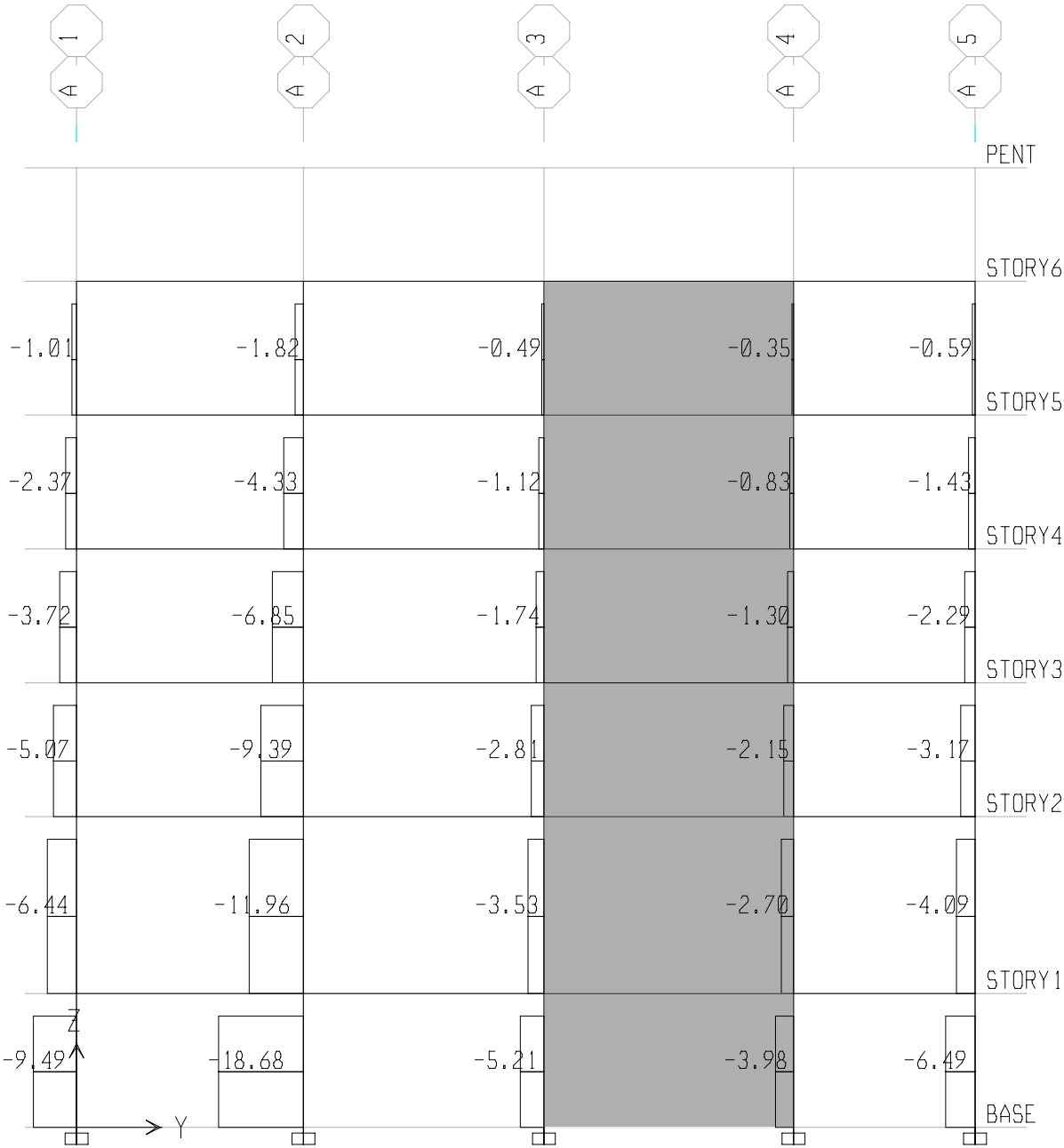


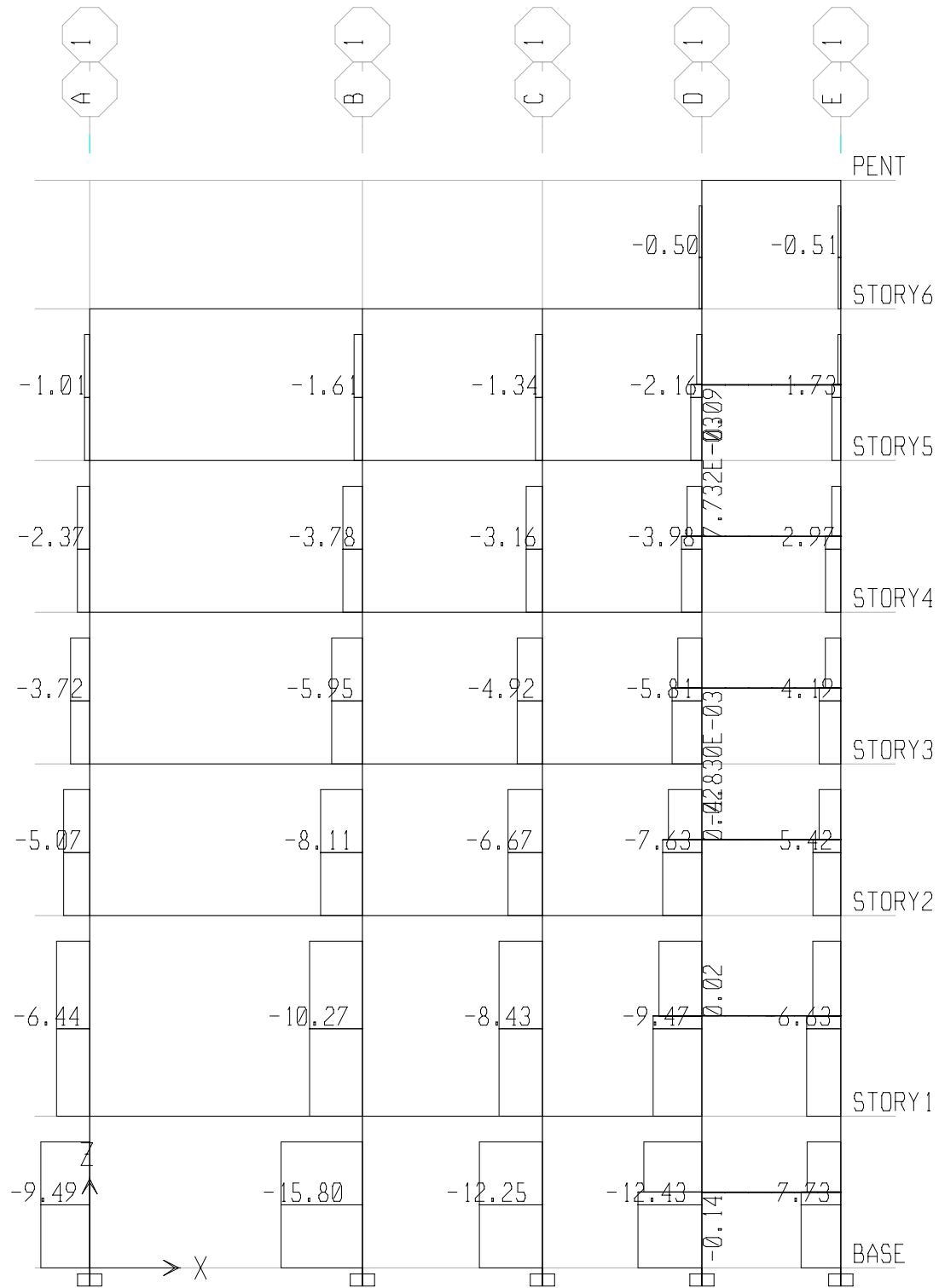


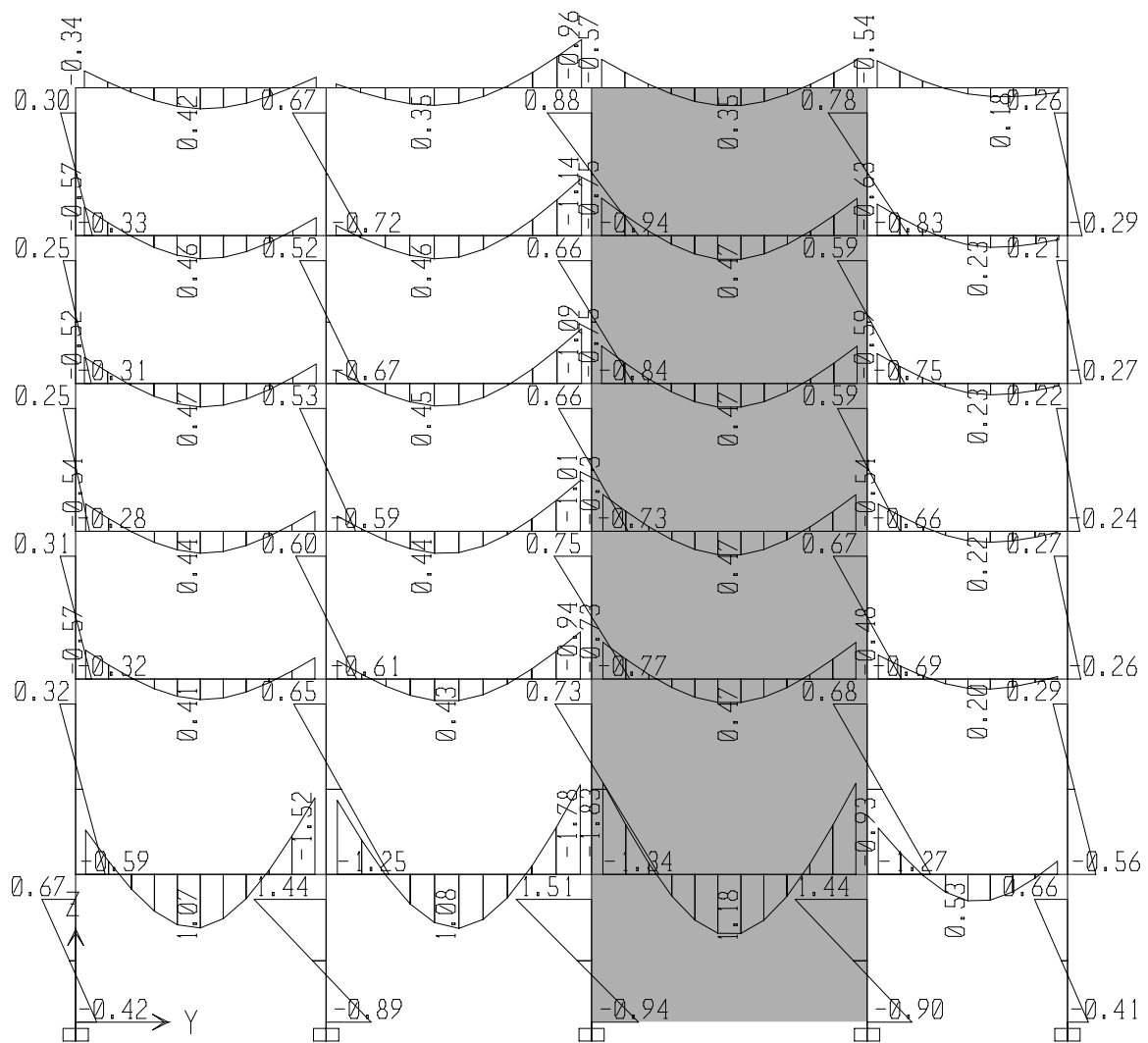


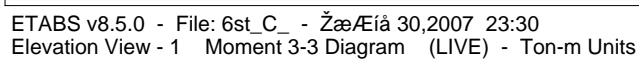


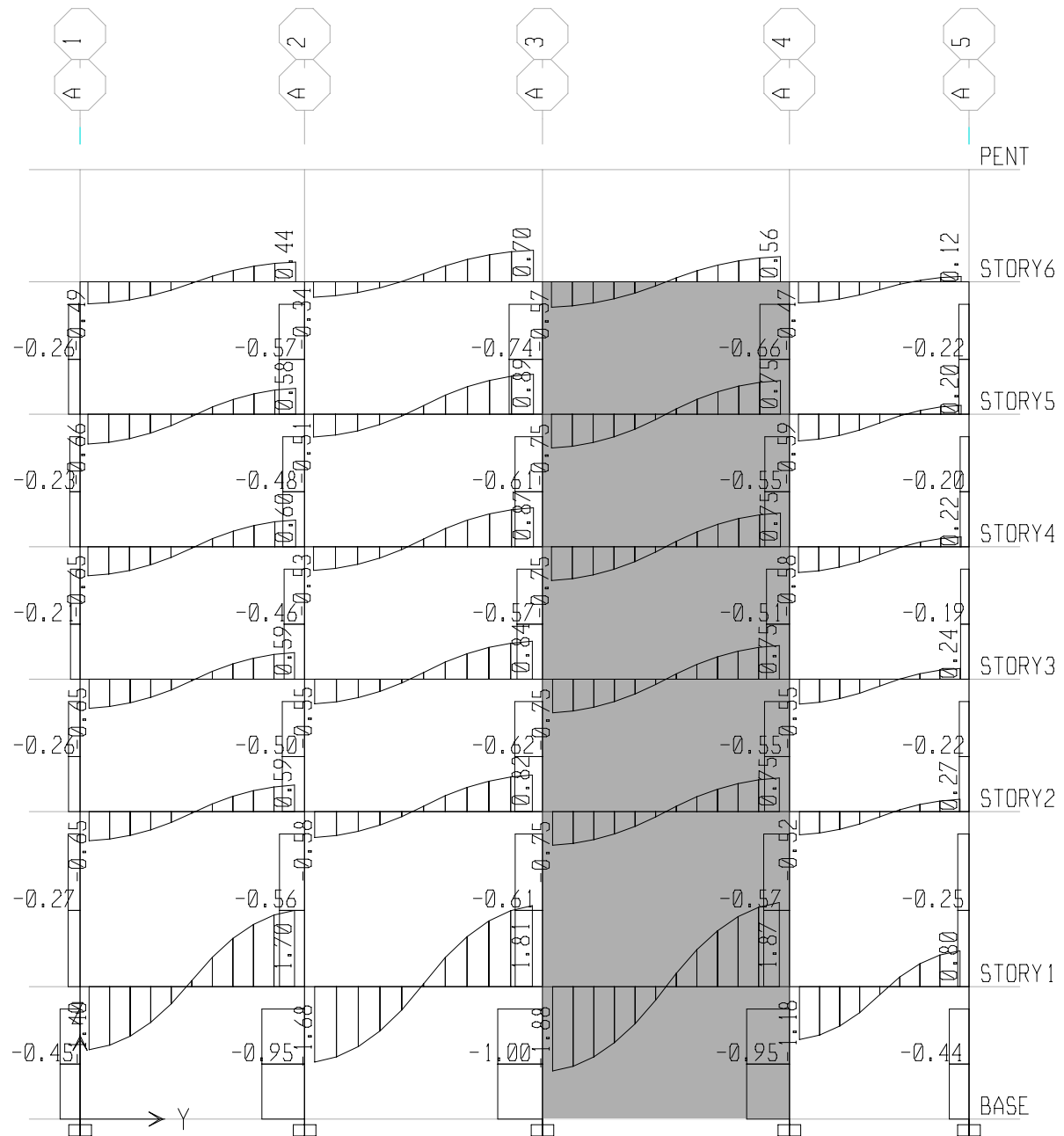


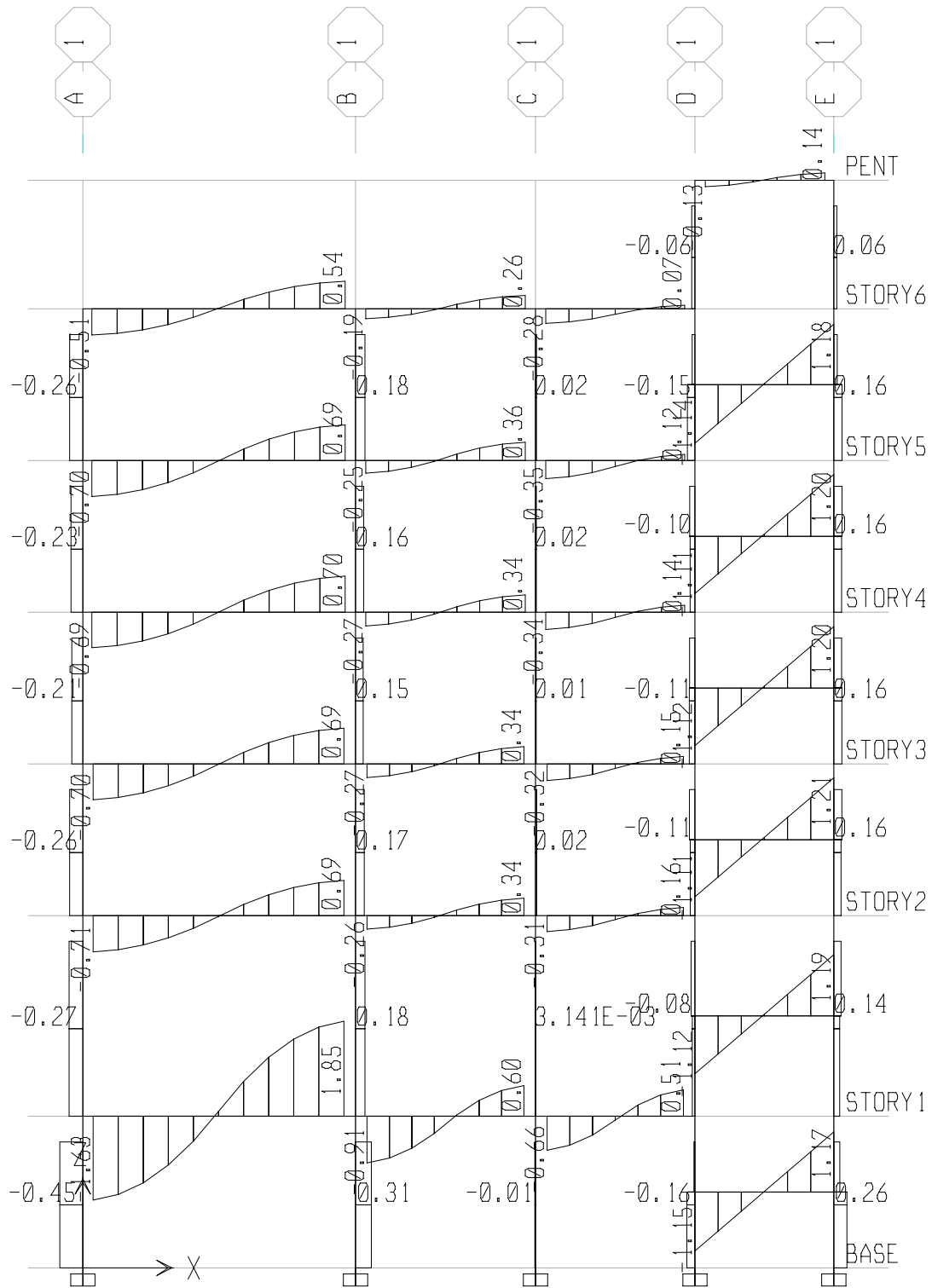


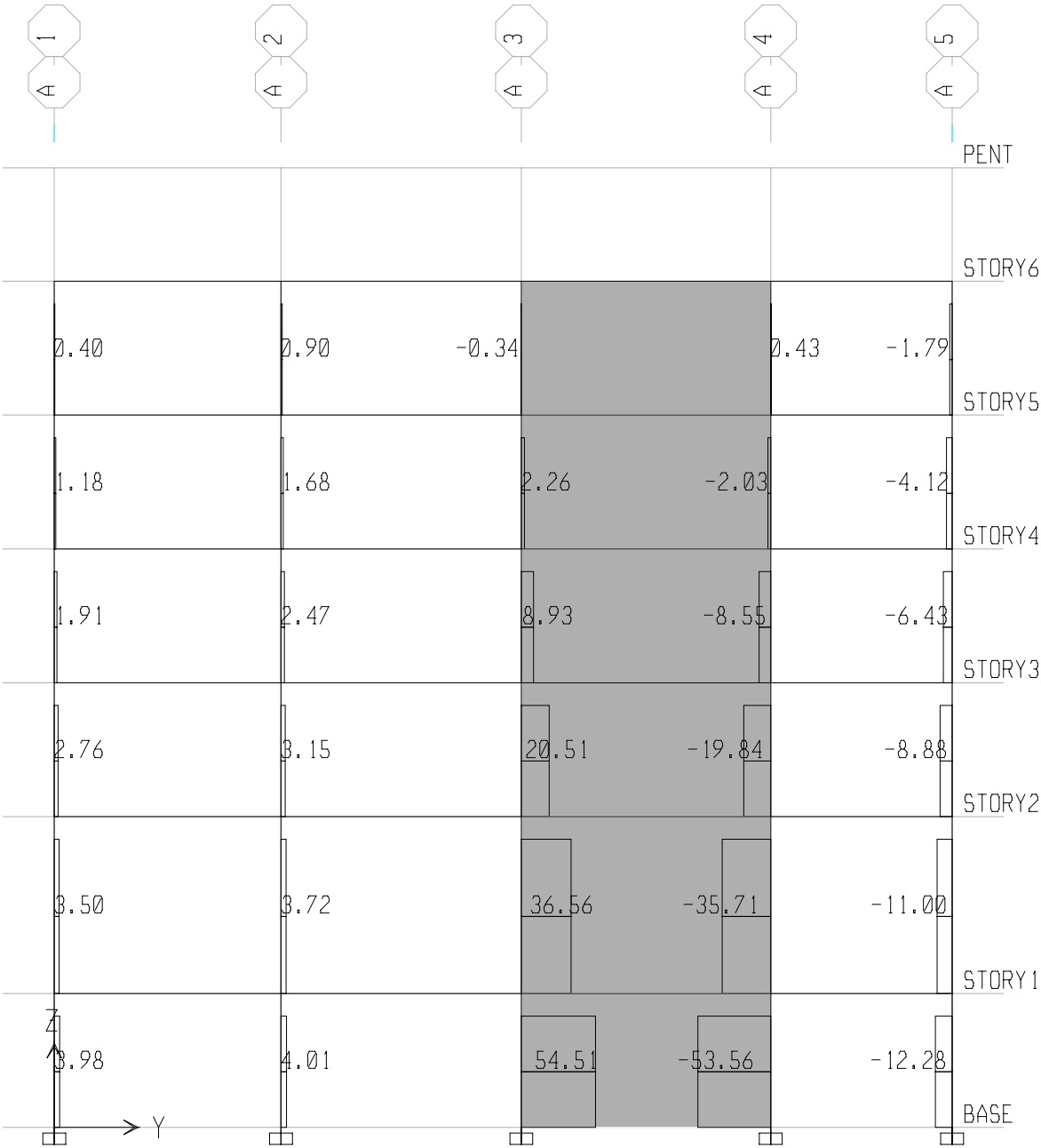


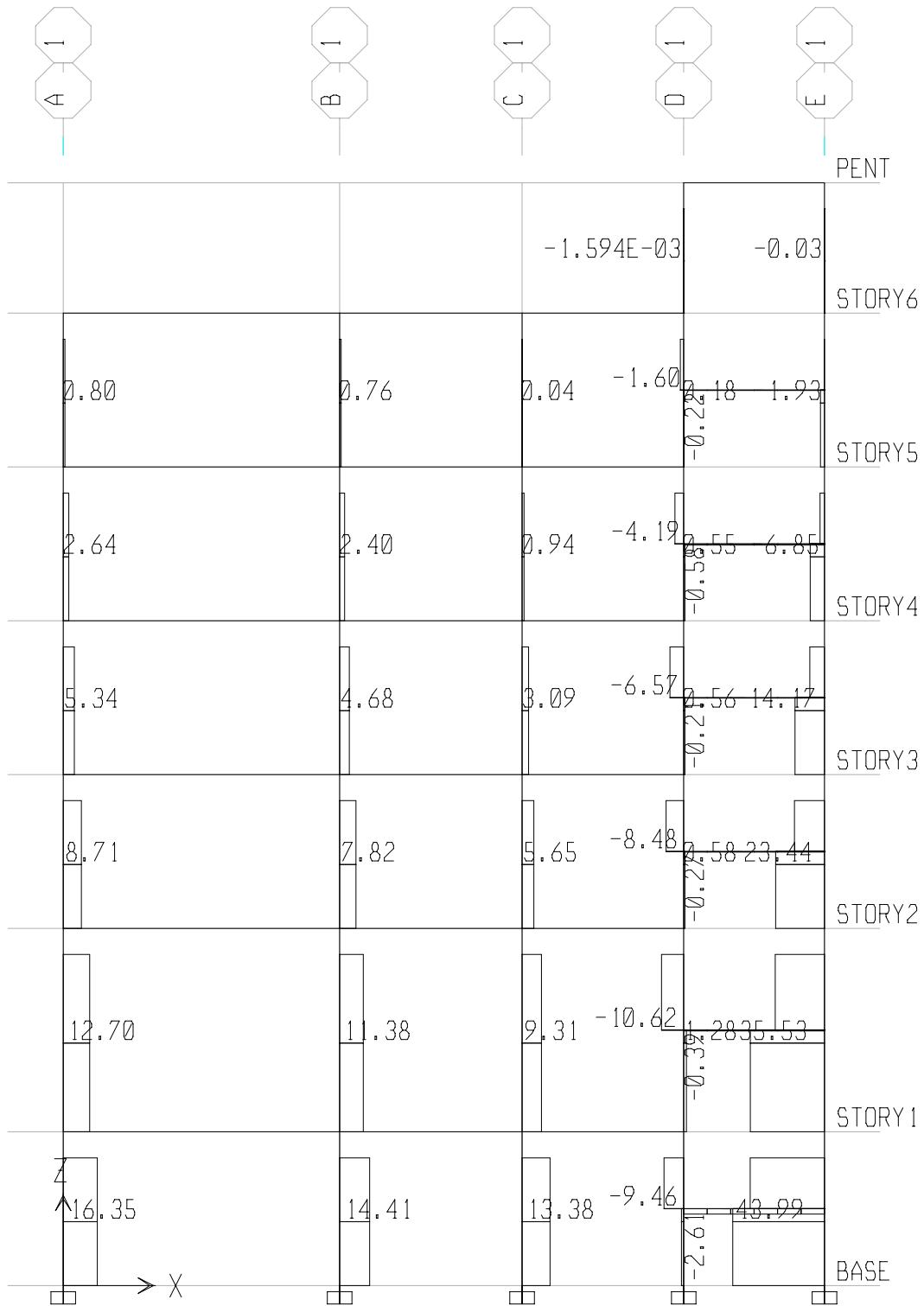


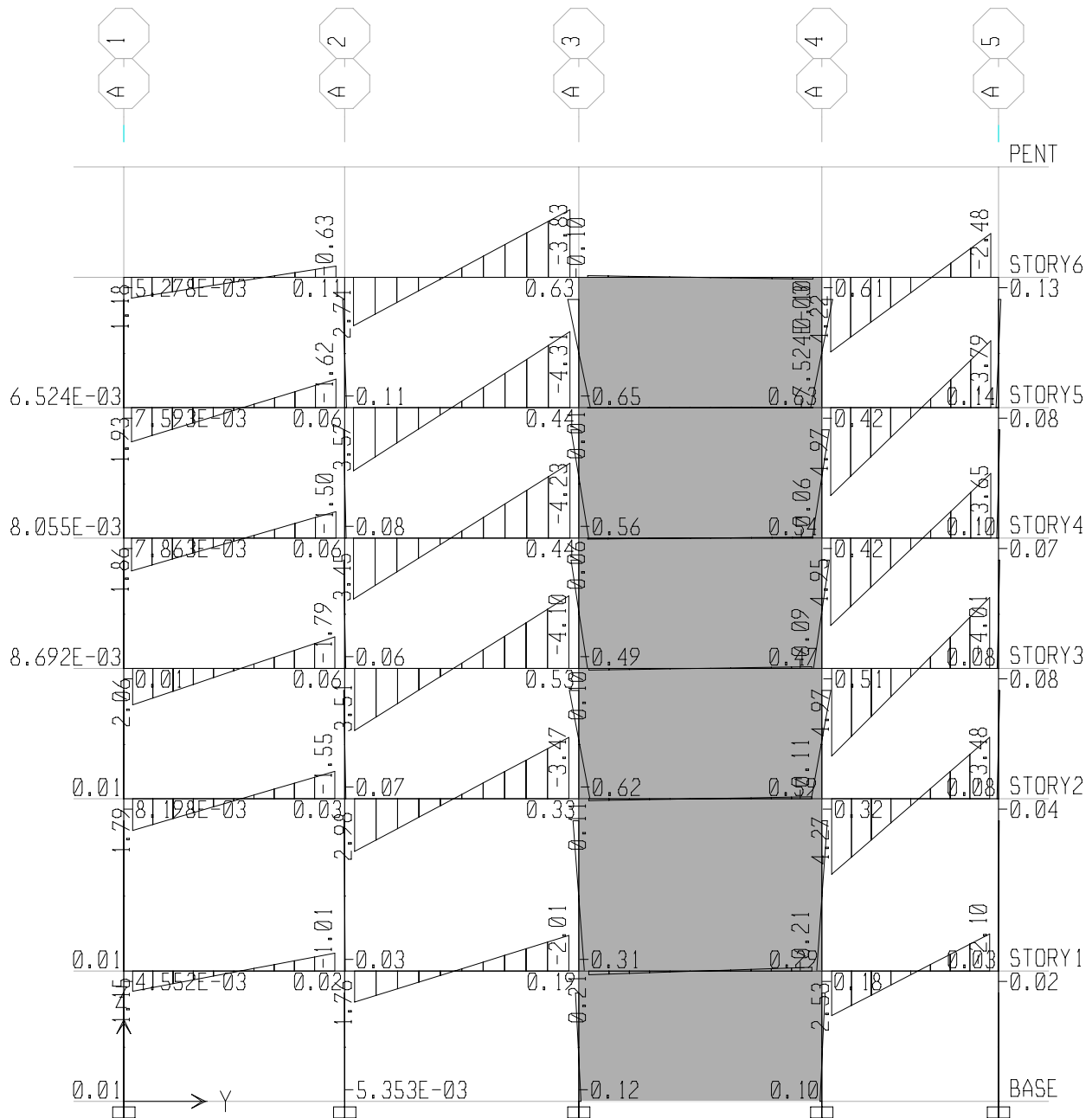


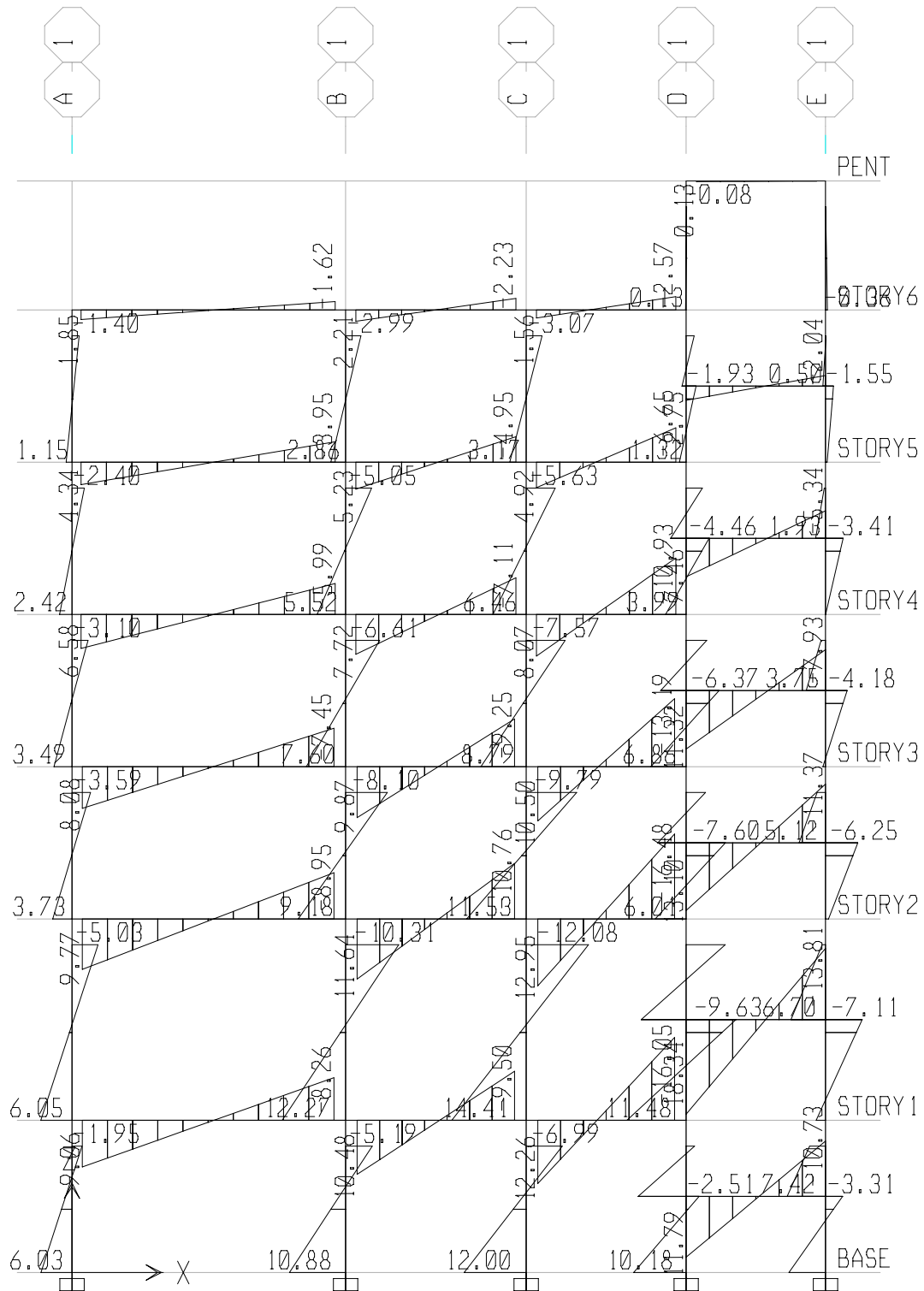


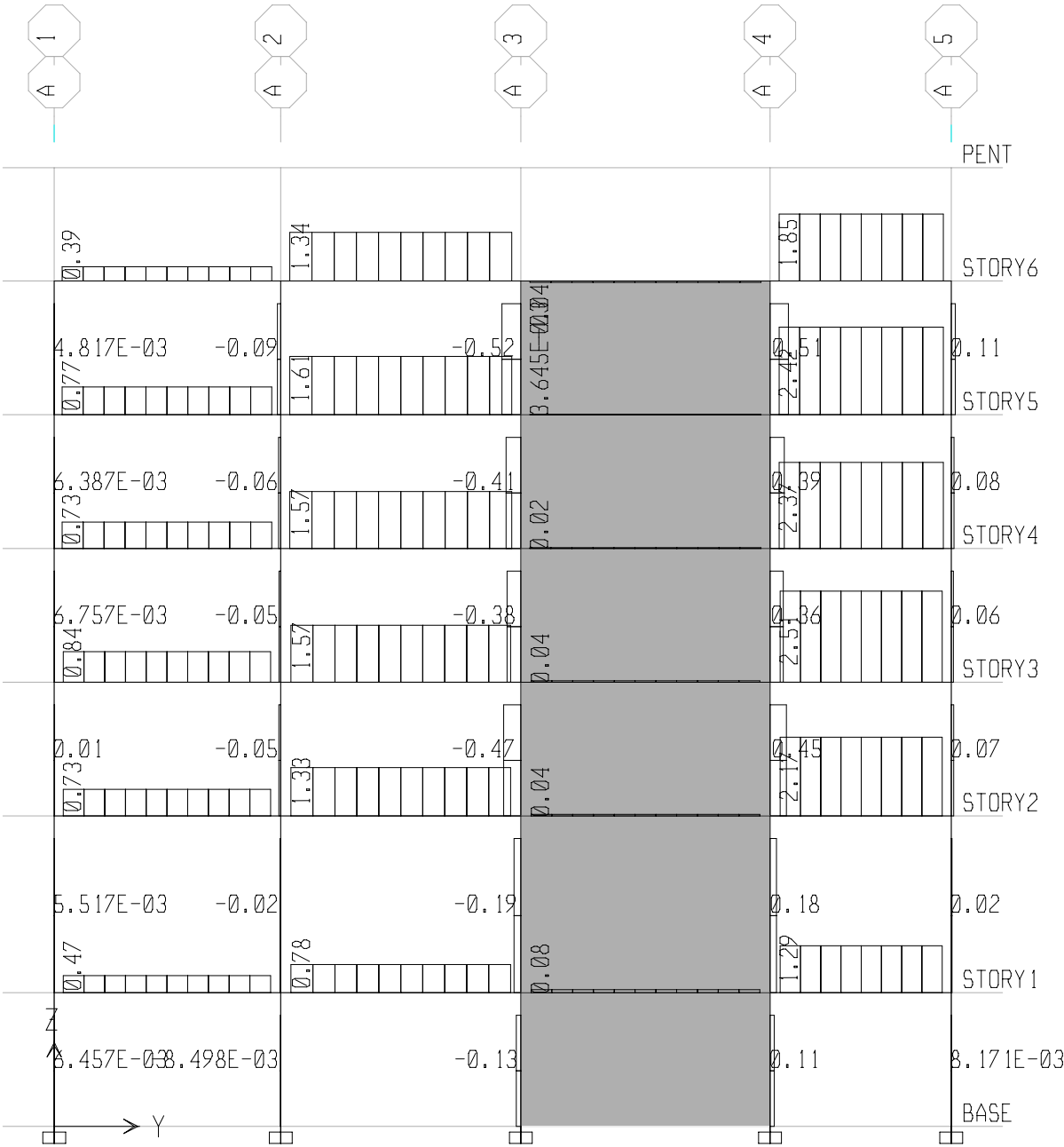


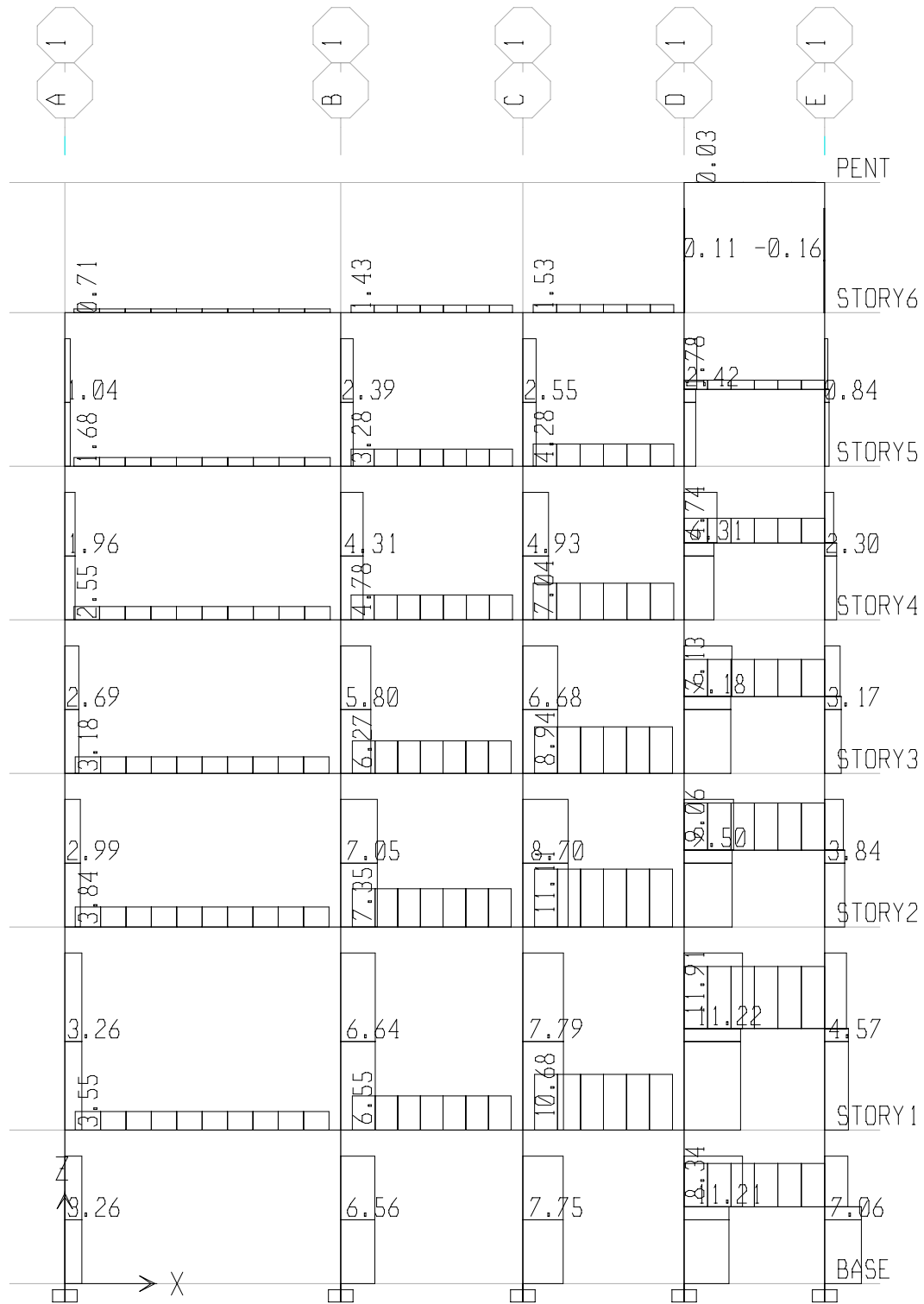






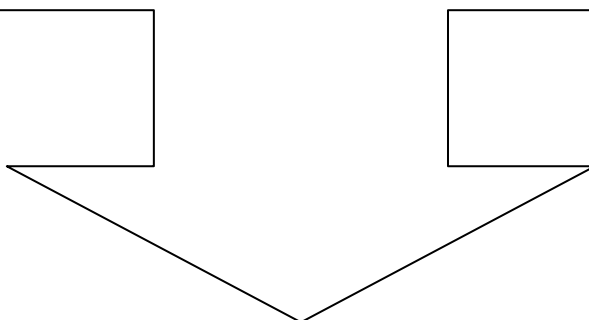






تحليل و طراحی اولیه

(ترکیب بار، نیروی طراحی، طرح تیر، ستون)



ارزیابی ارتفاع تیرها و ابعاد ستونها:

الف) تعیین ابعاد شاهتیرها:

چون نوع قابهای موجود در دو جهت خمشی ویژه است و وظیفه حمل نیروهای جانبی را دارد، که در این مورد ارتفاع تیر 1/10 تا 1/12 دهانه قابل توصیه است. و عرض تیر نیز حدود 1/2 تا 3/4 ارتفاع آن می باشد. بنابراین داریم:

$$h = (1/10 - 1/12) \times l_{\max} = (1/10 - 1/12) \times 520 = 52 \sim 43.33 \text{ cm}$$

بنابر این ارتفاع ۵۰ سانتیمتر برای شاهتیرها انتخاب می شود.

$$b = (1/2 - 3/4) \times h = 27.5 \sim 41.25 \text{ cm}$$

و عرض ۴۰ سانتیمتر نیز برای تیرها انتخاب می شود.

پس ابعاد تیرها در هر دو جهت برابر ۴۰ × ۵۰ سانتیمتر انتخاب می شود.

ب) تعیین ابعاد ستونها:

ابعاد اولیه ستونهای مربعی بتن مسلح از رابطه زیر محاسبه می شود :

$$\text{ستون} \geq 35 \text{ cm} = 25 + 6N^{0.85} \sqrt{\frac{A}{25}} \quad \text{بعد مقطع}$$

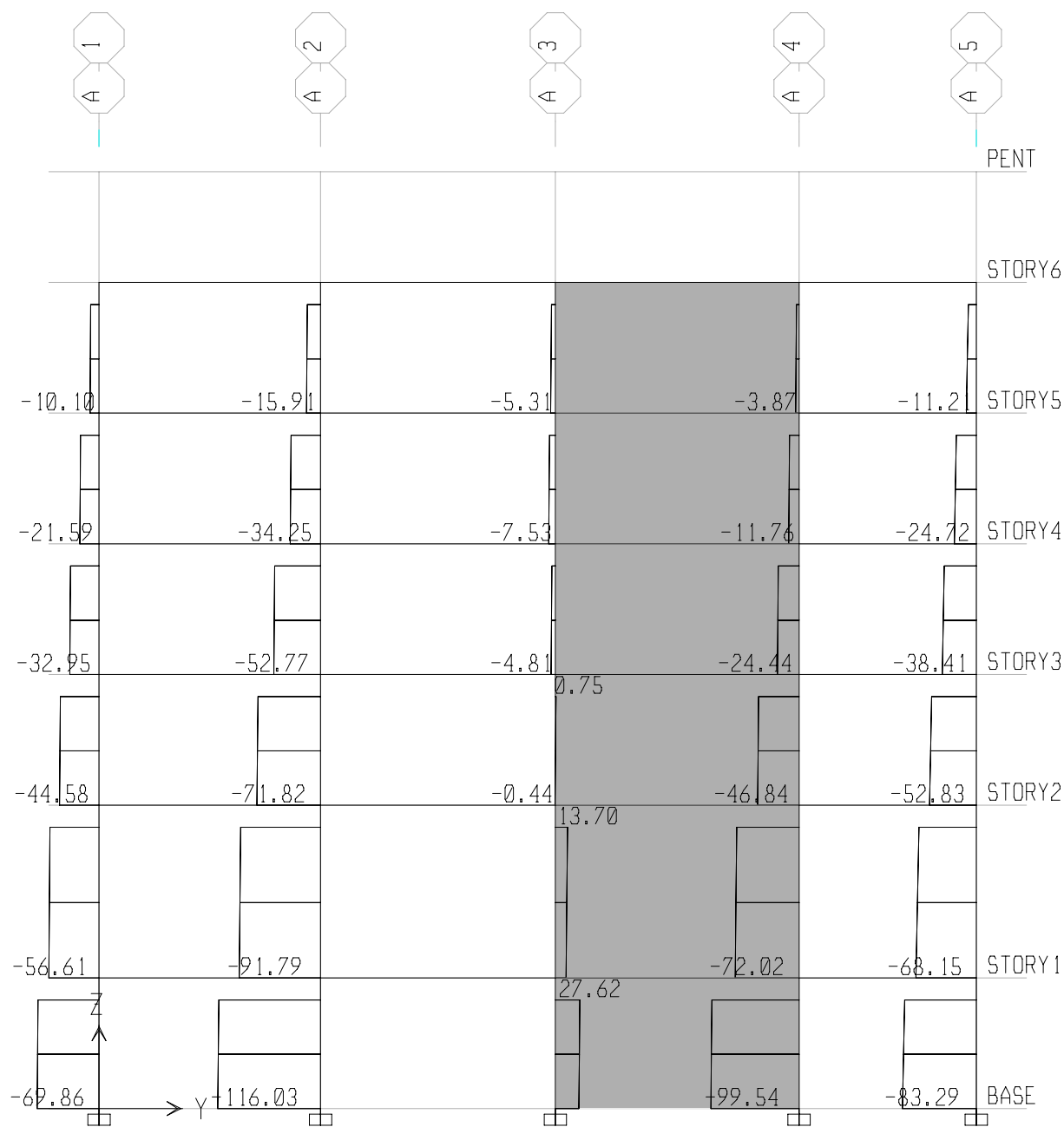
A : سطح بارگیر ستون که برای چشمه های مختلف متفاوت می باشد.

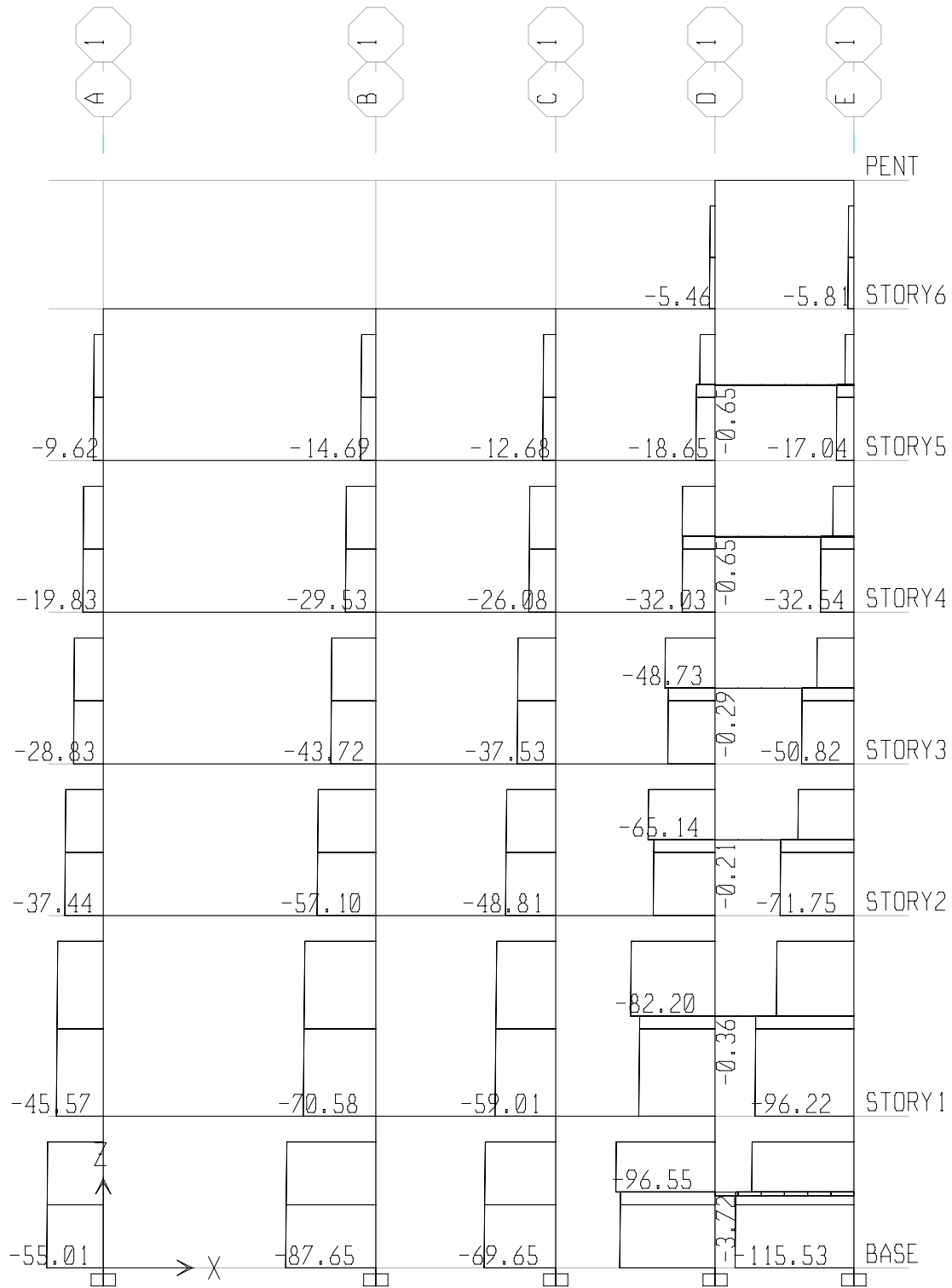
N : تعداد طبقات (تعداد سقفهای روی ستون مورد نظر)

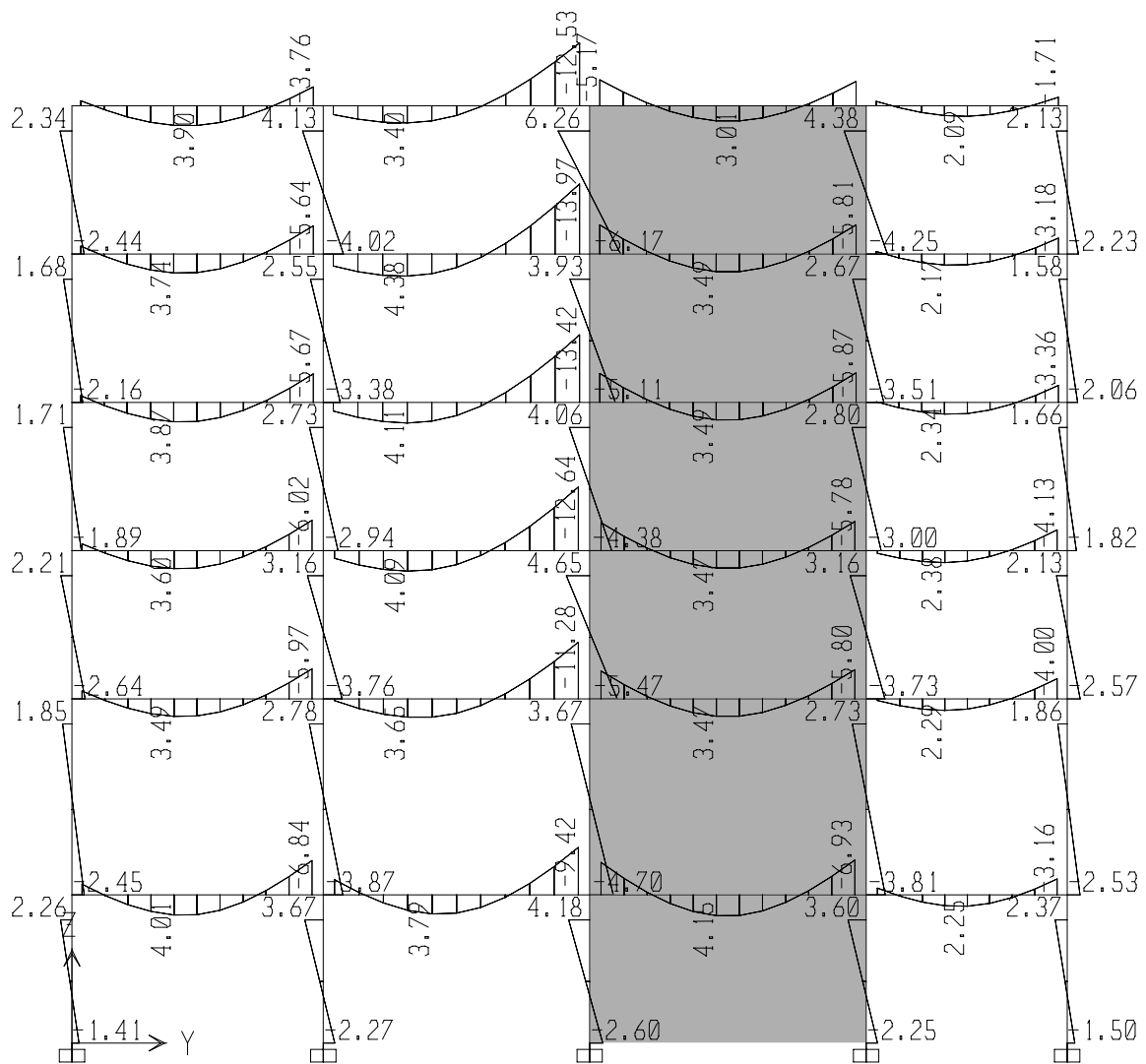
با بالا رفتن در طبقات عدد **N** کاهش می یابد که باعث کاهش ابعاد ستونها می گردد. ولی کاهش ابعاد ستونها در هر طبقه هم از نظر مقدار ناچیز است و هم از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نخواهد بود زیرا هزینه های زیادی از نظر تعویض قالبها و نیز سختی اجرا خواهیم داشت. از طرف دیگر ادامه دادن ابعاد ستونها با ابعاد اولیه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

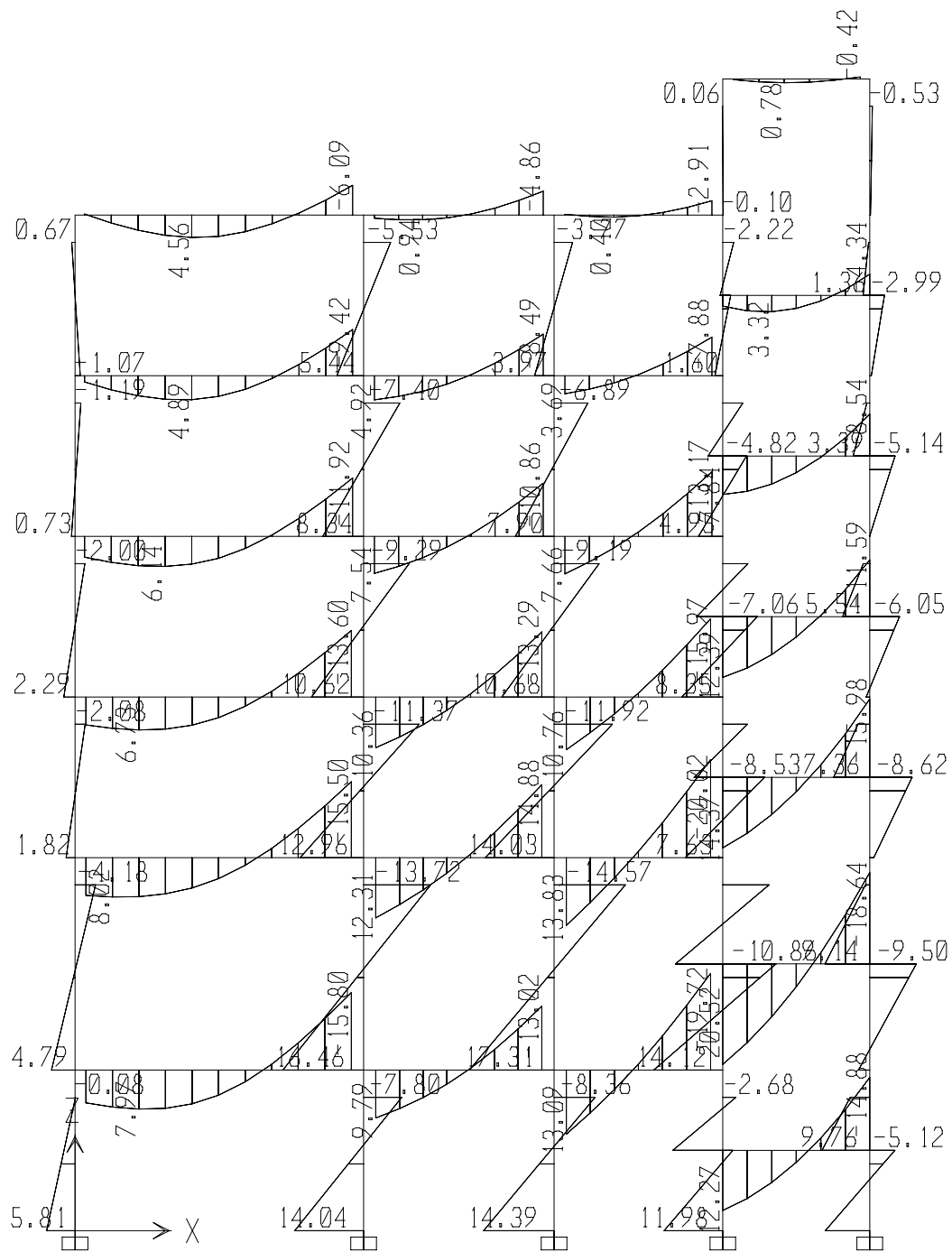
- ابعاد ستونها :

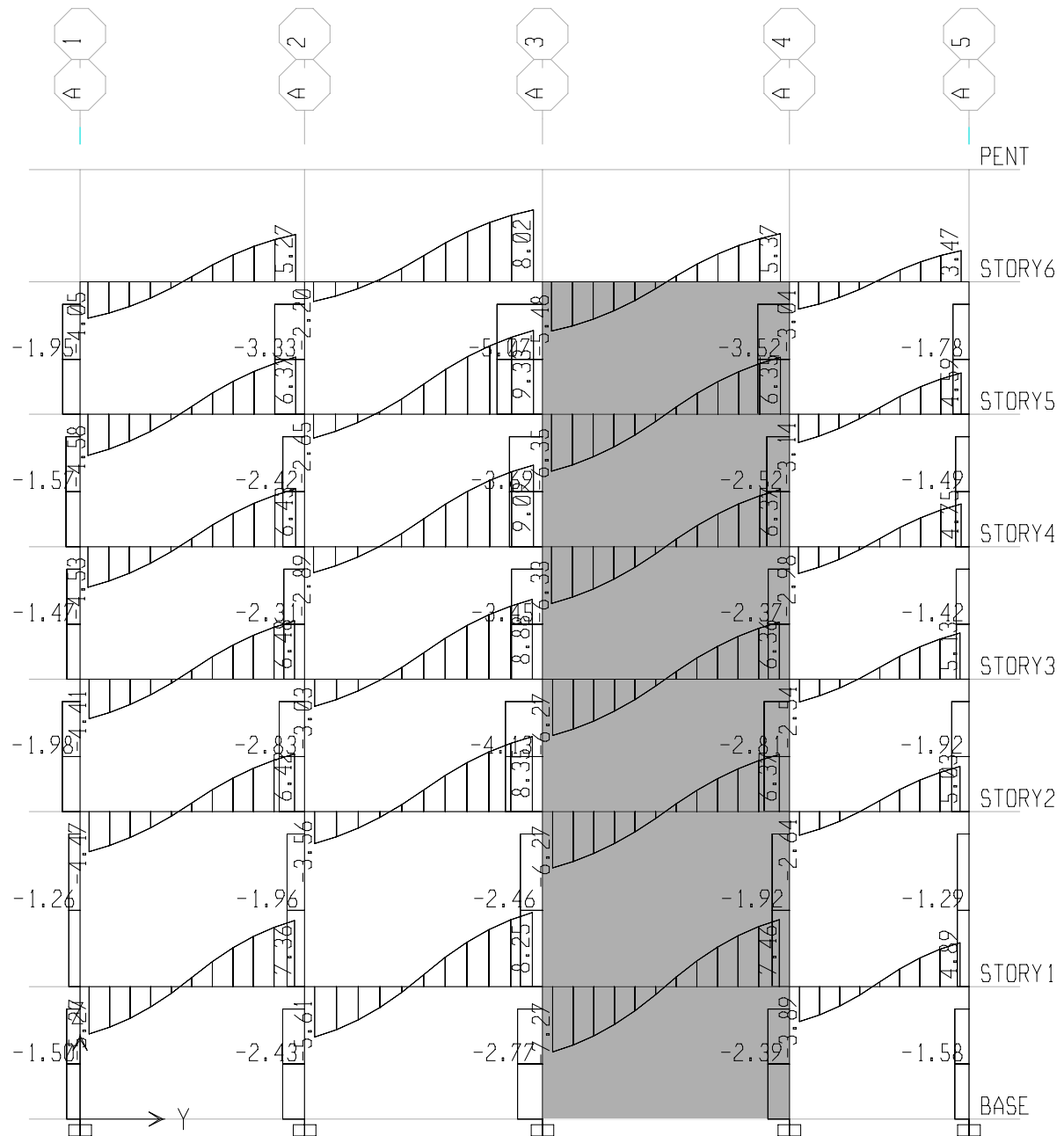
طبقات ۱ و ۲ و	طبقات ۳ و ۴ و ۵	
زیرزمین		
40 cm	35 cm	ستونهای گوشه
45 cm	40 cm	ستونهای کناری
55 cm	45 cm	ستونهای وسط

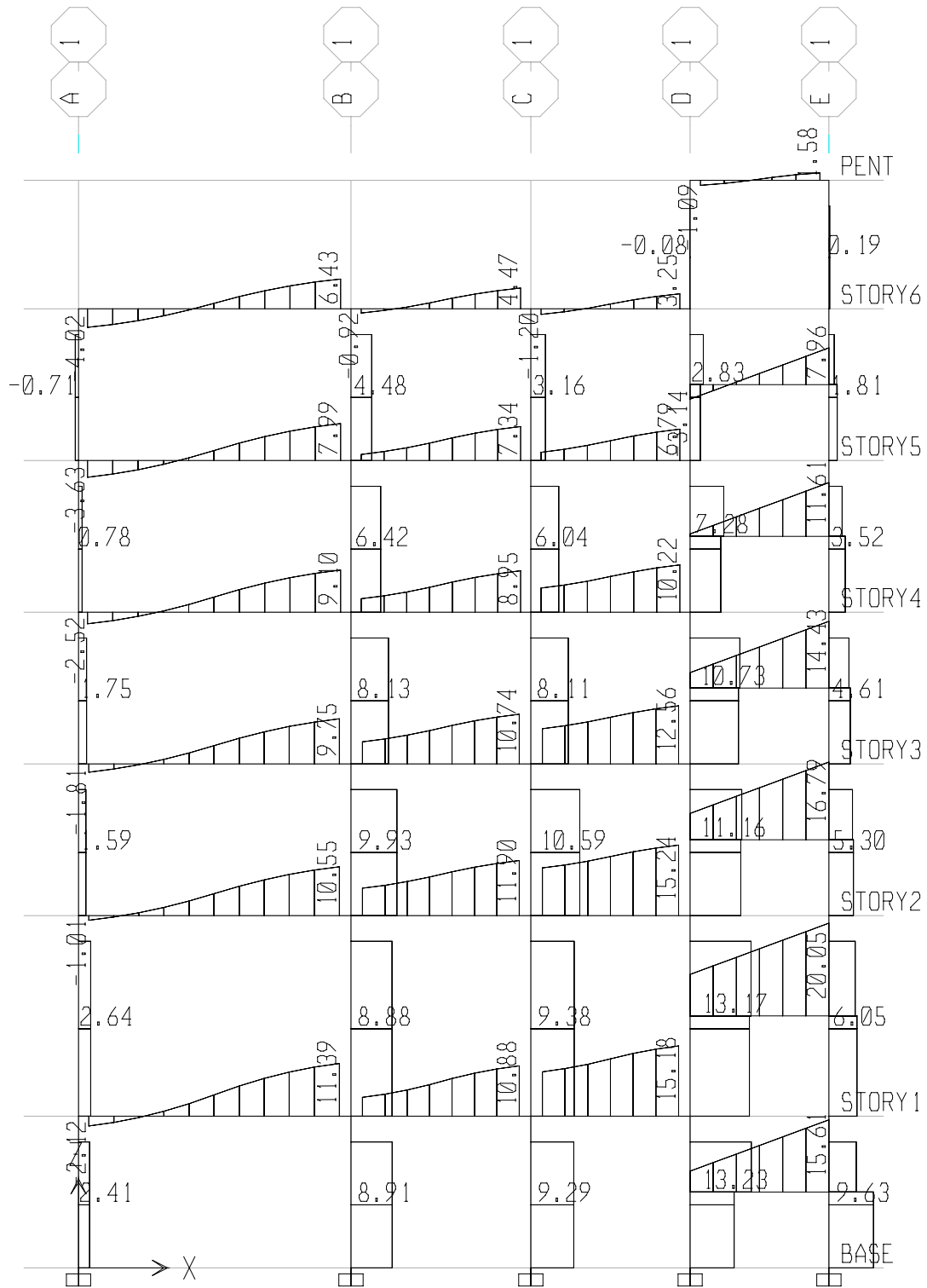












آنالیز قابها تحت تاثیر ترکیبات مختلف بار قائم بعلاوة بار جانبی و ترسیم پوش مربوطه. و جدولبندی ترکیبات مختلف لنگر، نیروی محوری و برش در طبقات مختلف.

پس از تحلیل و رسم پوش مربوطه در , در این مرحله ترکیب بار ENVELOPT که شامل ۱۸ نوع ترکیب بار زیر است:

1.0D
1.25D+1.5L
D+1.2L+1.2EPX
D+1.2L+1.2EPY
D+1.2L+1.2ENX
D+1.2L+1.2ENY
D+1.2L -1.2EPX
D+1.2L -1.2EPY
D+1.2L -1.2ENX
D+1.2L -1.2ENY
0.85D+1.2EPX
0.85D+1.2EPY
0.85D+1.2ENX
0.85D+1.2ENY
0.85D -1.2EPX
0.85D -1.2EPY
0.85D -1.2ENX
0.85D -1.2ENY

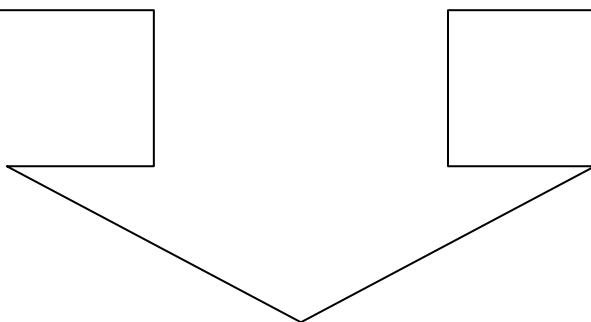
معرفی شده است و پوش نهایی برای تیرهای قابهای مختلف رسم شده است.

جدول ترکیبات مختلف لنگر، نیروی محوری و برش نیز بدلیل وجود تقارن در پلان ساختمان فقط برای ترکیبات زیر در ستونهای مختلف طبقات آورده شده است.(توجه شود که واحد این جداول kgf.m و kgf است.)

1.25D+1.5L (=DLLL)
D+1.2L+1.2EPX (=LAT1)
D+1.2L+1.2EPY (=LAT2)
0.85D+1.2EPX (=LAT9)
0.85D+1.2EPY (=LAT10)

طراحی نهایی

(طرح تیر، ستون، با جزئیات قطع و خم و نقاط هم پوشانی)



طراحی نهایی تیرها، تعیین مقادیر فولاد در مقاطع بحرانی و تعیین نقاط قطع فولاد.

بنظور تسهیل در امر طراحی و ساخت و آرماتورگذاری تیرها، فولادگذاری تیرها برای ۴ تیپ در هر طبقه طراحی شده است. با توجه شکل صفحه بعدی، این تیپ ها عبارتند از: تیپ ۱ تیرهای محور ۱ و ۴ هستند و تیپ ۲ تیرهای محور ۲ و ۳، تیپ ۳ تیرهای محورهای A و H و تیپ ۴ تیرهای محورهای B, C, D, E, F, G هستند. با استفاده از منحنیهای پوش تیرها مقادیر نهایی حداکثر برش، لنگر پیچشی، لنگر مثبت وسط دهانه و لنگر منفی تکیه گاهی برای هر یک از تیپ های فوق بدست آمده است و طراحی براساس آنها صورت گرفته است.

طراحی بر مبنای حالت حدی نهایی براساس آیین نامه بتن ایران انجام گرفته است. همانطور که در ادامه ملاحظه خواهد شد بعلت ابعاد بزرگ تیر، در هیچ مقطعی نیازی به آرماتور فشاری نخواهد بود مگر برای تحمل لنگر پیچشی وارد بر مقطع. ولی در هر مقطع $2\Phi 12$ آرماتور فشاری غیرمحاسباتی بمنظور کاهش تغییرشکلهای بلند مدت و ایجاد تکیه گاهی برای خاموتها استفاده شده است.

اغلب تیرهای بتن مسلح در مناطقی که نیروی برشی زیاد می باشد، توسط خاموتهای قائم U شکل یا میلگردهای طولی مایل (اوتگا) یا ترکیبی از هر دو مسلح می شوند. آرماتورهای برشی نه تنها مقاومت برشی را از طریق انتقال مستقیم نیروی برشی افزایش می بخشند، بلکه با بهبود عمل قفل و بست بین دانه ای و عمل شاخه ای فولادهای طولی اصل، باعث ازدیاد مقاومت برشی می شوند. بعلاوه این گونه میلگردها سبب یکپارچگی ناحیه فشاری بتن و همچنین بهبود شکل پذیری تیر بوسیله جلوگیری از گسترش ترکهای قطری می گردند. در نتیجه از خرابیهای ناگهانی جلوگیری کرده و ایجاد آگاهی قبل از خرابی می نمایند. طبق آیین نامه بتن ایران، کلیه مقاطعی که در فاصله ای کمتر از d از بر داخلی تکیه گاه قرار دارند، می توان برای تلاش برشی V_u که در مقطعی بفصله d وجود دارد، طراحی کرد. در طراحی خاموتها برای جذب نیروی برشی از خاموتهای قائم استفاده شده و از میلگردهای مایل بعنوان یک عامل اطمینان استفاده شده است.

در هر تیر فاصله اولین خاموت از لبه تکیه گاه برابر با ۵۰ میلیمتر است، و تا ۱ متر از بر تکیه گاه (بدون در نظر گرفتن خاموت اول) بمنظور رعایت ضوابط شکل پذیری بالا در تیرها از ۸ خاموت (خاموت ویژه) به فاصله ۱۱۵ میلیمتر، و در بقیه طول تیر خاموت بفاصله ۲۳۰ میلیمتر استفاده شده است. و حداقل قطر تمامی این خاموتهای ویژه ۸ میلیمتر است.

برای رعایت ضوابط شکل پذیری بالا از آرماتورهای طولی بقطر حداقل ۱۲ میلیمتر استفاده شده است و در تمام طول آنها از تنگ استفاده شده است. همچنین در نقاط قطع میلگردها خاموتهای اضافی بقطر ۱۰ میلیمتر بفاصله ۱۱۵ میلیمتر در طول ۳۴۵ میلیمتری نقاط قطع بکار برده می شود.

بنظور ایجاد فضای لازم بین میلگردها برای عبور بتن و جلوگیری از ایجاد حفرات هوا در زیر آنها، حداقل فاصله بین میلگردها برابر با ۱۴۸ میلیمتر می باشد و در میلگردهای چند لایه، فاصله آزاد بین لایه ها ۳۰ میلیمتر اختیار شده است و میلگردهای لایه فوقانی درست روی میلگردهای لایه تحتانی قرار گرفته اند.

در مواردی که تلاش پیچش قابل ملاحظه ای بر مقطع اثر می کند، از خاموتها پیچشی به همراه خاموتهای برشی استفاده شده است. بمنظور مقابله با این پیچش آرماتورها طولی که بطور یکنواخت حول محیط مقطع توزیع شده اند، علاوه بر میلگردهای خمشی در نظر گرفته می شوند.

بعنوان مثال برای طراحی تیرهای تیپ ۲ واقع در طبقه همکف داریم:

این تیپ شامل ۱۴ تیر است که در امتداد محورهای ۲ و ۳ قرار گرفته اند. برای طراحی گامهای زیر را انجام می دهیم،

گام اول: تعیین تلاشهای نهایی حداکثر:

با توجه به منحنیهای پوش تیرها داریم

$$(لنگر مثبت وسط دهانه) M_U^+ = 95.567 \text{ KN.m}$$

$$(لنگر منفی تکیه گاهی) M_U^- = -166.086 \text{ KN.m}$$

$$(نیروی برشی نهایی در تکیه گاه) V_U = 199.25 \text{ KN}$$

$$(لنگر پیچشی نهایی در تکیه گاه) T_U = 0.976 \text{ KN.m}$$

گام دوم: طراحی آرماتورهای طولی خمشی وسط دهانه:

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + \phi_s f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{600 + 0.85 \times 400} = 0.0203$$

با توجه به ملایم بودن شرایط، مقدار ۴۰ میلیمتر بعنوان پوشش در نظر می گیریم که در نتیجه -500d=460mm خواهد بود.

$$A_{s(\max)} = \rho_b bd = 0.0203 \times 400 \times 460 = 3743.6 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{s(\max)} \cdot (\phi_s f_y)}{0.85b(\phi_c f_c)} = \frac{3743.6 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 25} = 249.57 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s(\max)} \phi_s f_y (d - 0.5a) = 3743.6 \times 0.85 \times 400 \times (460 - 0.5 \times 249.57) = 426.67 \text{ KN.m}$$

ملاحظه می شود که $M_r > M_u$ پس به فولاد فشاری نیاز نمی باشد. پس فولاد کششی را طراحی می کنیم.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0.85 f_{cd} bd}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 f_{cd} bd^2}} \right] \\ &= \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 400 \times 460}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 95.567 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 400 \times 460^2}} \right] \\ &= 640.79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{640.79}{400 \times 460} = 0.0035$$

$$\rho_b = 0.0203$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0035$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_b$$

ملاحظه می شود که مقدار درصد فولاد قابل قبول بوده و $A_s=640.8 \text{ mm}^2$ بعنوان میلگرد طولی مثبت در نظر گرفته می شود.

گام سوم: طراحی برشی و پیچشی:

مقادیر V_U و T_U در مقاطع بحرانی که همان بفاصله $d=460\text{mm}$ از بر ستون یا برستون برای تیرهای کناری محاسبه می شوند. چون مقدار نیروی محوری در تیرها خیلی ناچیز است مقدار آن برابر صفر فرض شده و از اثر کاهشی آن بر مقاومت برشی بتن صرف نظر شده است. بنابراین داریم:

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 400 \times 460 = 110.4 \text{ KN}$$

چون $V_U > V_c$, پس احتیاج به آرماتور برشی محاسباتی خواهیم داشت,

$$V_s = V_u - V_c = 199.25 - 110.4 = 88.85 \text{ KN}$$

ملاحظه می شود که $V_s < 4V_c = 441.6 \text{ KN}$ است, پس ابعاد مقطع کفایت می کند. با داشتن V_s می توان سطح مقطع خاموت های قائم را از رابطه زیر محاسبه کرد:

(توجه شود که تنگها از نوع فولاد آجدار با $f_y=300 \text{ MPa}$ هستند.)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd}d} = \frac{88.85 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 460} = 0.757$$

با توجه به اینکه $V_s < 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 220.8 \text{ KN}$ می باشد,

$$s_{\max} = \min(600, d/2) = \min(600, 230) = 230 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.467 < 0.757$$

کنترل فولاد برشی حداقل

ملاحظه می شود که فولاد برشی محاسباتی از مقدار حداقل آن بیشتر است.

چون $T_U < 0.25T_{cr}$, پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض $s=200mm$

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

$$A_c = b \times h$$

$$P_c = 2(b + h)$$

$$\Rightarrow T_{cr} = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times \left(\frac{(400 \times 500)^2}{2 \times (400 + 500)} \right) = 133.33 KN.m$$

$$T_U = 0.976 KN.m < 0.25T_{cr} = 33.3$$

$$A_v = 0.757 \times 200 = 151.4 mm^2$$

برابر خواهد بود با:

یعنی می بایست از خاموت $\Phi 10$ بفواصل ۲۰۰ میلیمتر در مقاطع بحرانی این تیر استفاده کرد.

گام چهارم: تعیین فولاد طولی نهایی وسط دهانه:

بدلیل عدم نیاز به آرماتور طولی برای مقابله با پیچش، استفاده از $2 \times \Phi 22$ بعنوان میلگرد کششی در سفره تحتانی تیر پیشنهاد می شود.

$$2 \times \Phi 22 \rightarrow A_s = 760.3 mm^2 > 640.8 mm^2$$

گام پنجم: طراحی آرماتورهای منفی تکیه گاهی:

بعلت برعکس شدن جهت لنگر روی تکیه گاه، در این قسمت تار فوقانی به کشش می افتد و باید توسط آرماتورهای سفره فوقانی تقویت شود، محاسبه ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + \phi_s f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{600 + 0.85 \times 400} = 0.0203$$

با توجه به ملایم بودن شرایط، مقدار ۴۰ میلیمتر بعنوان پوشش در نظر می گیریم که در نتیجه $d=500$ $40=460mm$ خواهد بود.

$$A_{s(max)} = \rho_b b d = 0.0203 \times 400 \times 460 = 3743.6 mm^2$$

$$a = \frac{A_{s(max)} \cdot (\phi_s f_y)}{0.85b(\phi_c f_c)} = \frac{3743.6 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 25} = 249.57 mm$$

$$M_r = A_{s(max)} \phi_s f_y (d - 0.5a) = 3743.6 \times 0.85 \times 400 \times (460 - 0.5 \times 249.57) = 426.67 KN.m$$

ملاحظه می شود که $M_r > M_u$ پس به فولاد فشاری نیاز نمی باشد. پس فولاد کششی را طراحی می کنیم.

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

$$= \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 400 \times 460}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 166.086 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 400 \times 460^2}} \right]$$

$$= 1159.3 \text{ mm}^2$$

کنترل درصد فولاد حداقل و حداکثر

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1159.3}{400 \times 460} = 0.0063$$

$$\rho_b = 0.0203$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0035$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_b$$

ملاحظه می شود که مقدار درصد فولاد قابل قبول بوده و $A_s = 1159.3 \text{ mm}^2$ بعنوان میلگرد طولی مثبت در نظر گرفته می شود. بدین ترتیب می توان از $4 \times \Phi 20$ در سفره فوقانی روی تکیه گاه استفاده کرد.

$$4 \times \Phi 20 \rightarrow A_s = 1256.6 \text{ mm}^2 \geq 1159.3 \text{ mm}^2$$

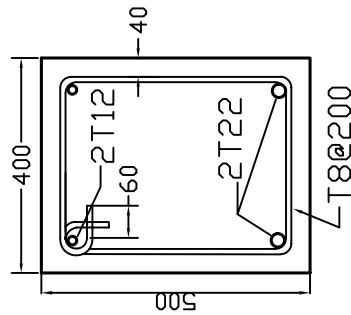
بدین ترتیب طراحی نهایی فولادهای طولی تیرها و مقادیر خاموتها در مقاطع بحرانی در جداول صفحات بعدی آورده شده است. برای محاسبه نقاط قطع فولادها از روش ساده شده استفاده شده است که در نقشه ها اجرایی پروژه آورده شده است.

طراحی با ETABS2000 :

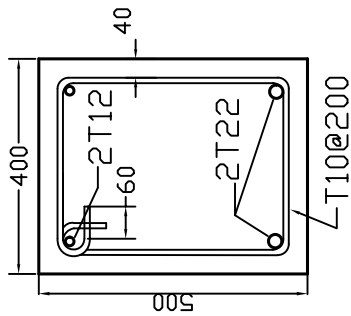
در مرحله بعدی بمنظور کنترل این محاسبه دستی، از نرم افزار ETABS برای طراحی تیرها استفاده شده است. برای طراحی این سازه از آیین نامه ACI 318-99 و روش طراحی ویژه (Sway Special) استفاده شده است و پس از طراحی و کنترل سازه (Design/Check) میلگردهای طولی (Longitudinal Reinforcing) مورد نیاز و همچنین مقدار خاموت گذاری (Shear Reinforcing) با واحد mm^2/mm محاسبه شده است.

مقدار آرماتور و خاموت طراحی شده توسط ETABS در ادامه آورده شده است. بعنوان مثال برای کنترل تیپ ۲ طبقه همکف که قبلاً بصورت تشریحی محاسبه شد، ملاحظه می شود که مقدار آرماتور مثبت برابر با 1183.9 mm^2 و آرماتور منفی برابر 646.8 mm^2 توسط نرم افزار طراحی شده است که نزدیک به مقادیر طراحی شده دستی هستند. (دستی: 1159.3 و 640.8) و بقیه موارد نیز صحت طراحی دستی را تایید می کنند.

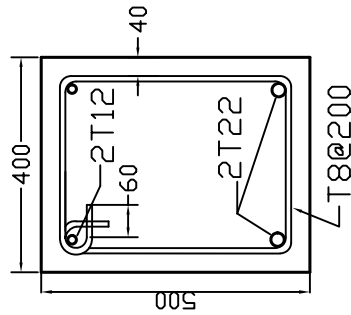
(توجه شود که واحدها در نتایج طراحی کامپیوتری mm , KN می باشند.)



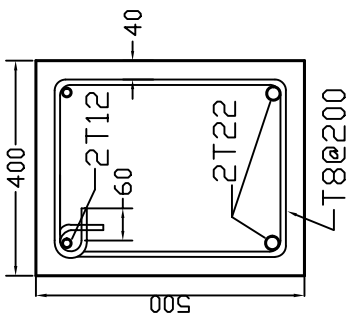
Type 1
Beams at
First Story



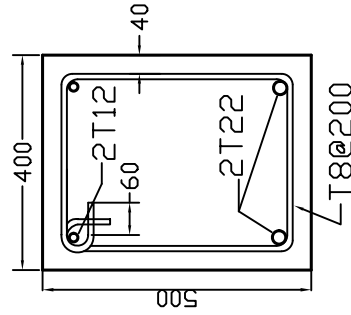
Type 2
Beams at
First Story



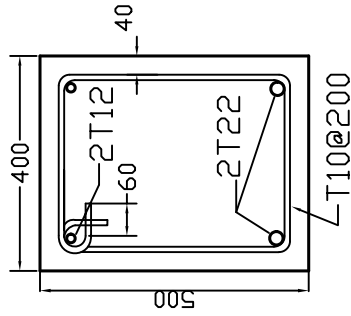
Type 3
Beams at
First Story



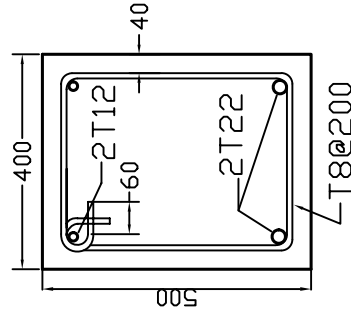
Type 4
Beams at
First Story



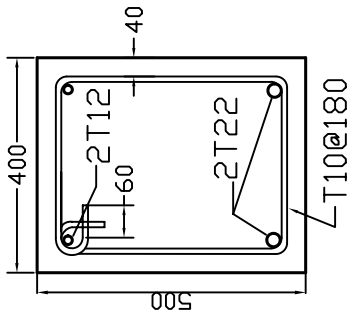
Type 1
Beams at
Stories



Type 2
Beams at
Stories

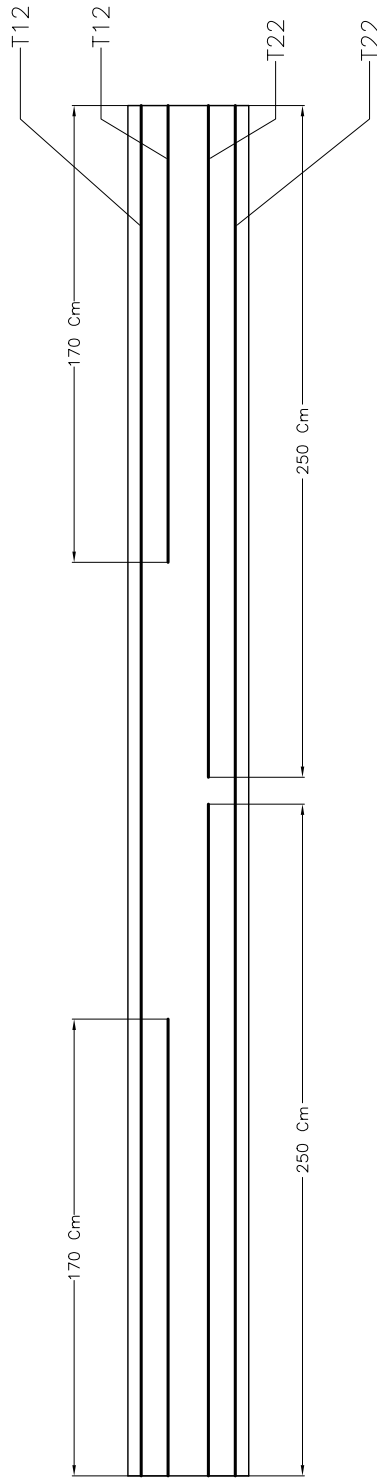


Type 3
Beams at
Stories

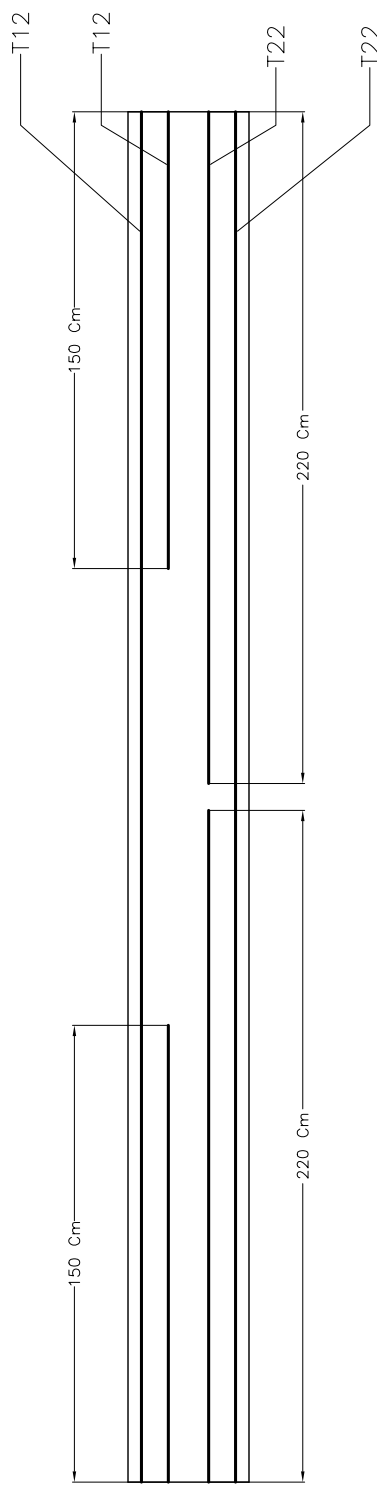


Type 4
Beams at
Stories

Reinforced Concrete Project			
Title	Beam Section Details		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:10	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		



Beam Type 1 & 2



Beam Type 3 & 4

Reinforced Concrete Project			
Title	Beams Bar Cutoff		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:20	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		

طراحی نهایی ستونها و تعیین مقادیر فولادهای مقاطع در طبقات مختلف و طراحی نقاط هم پوشانی.

برای طراحی ستونها، در هر طبقه سه تیپ ستون مشخص شده است، که عبارتند از ستونهای گوشه، ستونها کناری در جهت قاب خمشی (x)، ستونها کناری در جهت دیوار برشی (y) و ستونها وسط. فولادگذاری و سایر مشخصات ستونها طبقات زیرزمین، همکف و اول مشابه هم و ستونها طبقات دوم، سوم و چهارم مشابه هم می باشند. (بجز خاموتهاى ستونها در طبقه همکف که بدلیل طول بلندتر ستونها در این طبقه بطور مجزا طراحی شده است). ستونهاى اطراف خرپشته نیز مشابه ستونها گوشه طبقات دوم، سوم و چهارم طراحی شده اند. انواع تیپ ستونها در شکل صفحات بعدی مشخص شده است.

مقادیر بارهای نهایی ستونها با استفاده از جداول حاصله ترکیب بار برای حالت بحرانی و با توجه به نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون تعیین شده اند. و در موارد لازم تشدید لنگر برای ستونهاى لاغر اعمال شده است. طراحی بر مبنای آیین نامه بتن ایران انجام گرفته است.

بعلت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی در حول هر دو محور x و y ستونها در حالت خمش دو محوره (Biaxial Bending) می باشند. در این حالت چون امکان طرح مستقیم سطح مقطع میلگردها وجود ندارد، لذا آرایش و سطح مقطع میلگردها برای یک لنگر تک محوره معادل (M_{equ}) طراحی شده و سپس برای ترکیبات مختلف خمش دو محوره کنترل شده است. برای این چنین ستونهای میلگردها بطور یکنواخت در محیط مقطع توزیع شده اند و در هر مقطع ستون کلاً ۱۲ میلگرد در نظر گرفته شده است.

بعنوان مثال برای طراحی ستونهاى میانی واقع در طبقه دوم گامهای زیر را طی می کنیم:
گام اول:

با توجه به جداول بارهای نهایی ستونها ترکیبات بار بحرانی بترتیب زیر محاسبه شده اند.

$$N_U = 1451.36 \text{ KN}$$

$$M_{Ux} = 157.949 \text{ KN.m}$$

$$M_{Uy} = 31.203 \text{ KN.m}$$

گام دوم:

کنترل لاغری در جهت x

چون ستونهاى وسط با بالا و پایین خود به تیرهایی با مقطع تقریباً هم ارتفاع با مقطع ستون و در دو طرف، بصورت صلب متصل هستند، پس شرایط دو انتهای آنها تقریباً گیردار است. (شرایط انتهایی ۱)
در جهت x (جهت قاب خمشی) بعلت نبود بادبند یا دیوار برشی ستونها مهاربندی نشده می باشند پس $K=1.2$ خواهد شد. در این طبقه طول ستونها برابر با 2.95 m است و با توجه به ارتفاع تیر (=500 mm)، طول آزاد (یا خالص) مهار نشده ستون برابر با $l_u = 2.95 - 0.5 = 2.45 \text{ m}$ خواهد شد.

شعاع ژیراسیون حداقل برای مقطع مستطیلی مساوی $0.3b$ است بنابراین برای این ستونها

$$K_x = 1.2$$

$$l_u = 2450$$

$$r = 135$$

$$\lambda_x = \frac{K_x l_u}{r} = \frac{1.2 \times 2450}{135} = 21.78$$

می باشد. و ضریب لاغری در جهت x (λ_x) برابر خواهد بود با:
 چون سیستم مهاربندی نشده می باشد, و $\lambda_x < 22$ پس می توان اثر لاغری را در طراحی ستون نادیده گرفت و
 $M_{Ux} = 157.949 \text{ KN.m}$ خواهد بود.

کنترل لاغری در جهت y
 چون ستونهای وسط با بالا و پایین خود به تیرهایی با مقطع تقریباً هم ارتفاع با مقطع ستون و در دو طرف, بصورت
 صلب متصل هستند, پس شرایط دو انتهای آنها تقریباً گیردار است. (شرایط انتهایی ۱)
 در جهت y (جهت دیوار برشی) بعلت وجود دیوار برشی, ستونها مهاربندی شده می باشند پس $K = 0.75$ خواهد شد.
 در این طبقه طول ستونها برابر با 2.95 m است و با توجه به ارتفاع تیر (500 mm), طول آزاد (یا خالص) مهار
 نشده ستون برابر با $l_u = 2.95 - 0.5 = 2.45 \text{ m}$ خواهد شد.
 شعاع ژیراسیون حداقل برای مقطع مستطیلی مساوی $0.3b$ است بنابراین برای این ستونها
 $r = 0.3b = 0.3 \times 450 = 135 \text{ mm}$ می باشد. و ضریب لاغری در جهت y (λ_y) برابر خواهد بود با:

$$K_y = 0.75$$

$$l_u = 2450$$

$$r = 135$$

$$\lambda_y = \frac{K_y l_u}{r} = \frac{0.75 \times 2450}{135} = 13.61$$

چون سیستم مهاربندی شده می باشد,

$$M_{1b} = -4.97 \text{ KN.m} \text{ (لنگر کوچکتر در اثر بارهای قائم)}$$

$$M_{2b} = 14.48 \text{ KN.m} \text{ (لنگر بزرگتر در اثر بارهای قائم)}$$

با توجه به علامت مخالف هم لنگرهای فوق ستون دارای انحنای ساده خواهد بود و چون $\lambda_y < 34$
 $24M_{1b}/M_{2b} = 25.76$ می باشد, پس در جهت y نیز نیازی به در نظر گرفتن اثر لاغری نخواهد بود و
 $M_{Uy} = 31.203 \text{ KN.m}$ می باشد.

گام سوم:

طراحی میلگرد طولی

با توجه به بحث های فوق تلاشهای نهایی طراحی برای این ستون مساوی زیر خواهد شد:

$$N_U = 1451.36 \text{ KN}$$

$$M_{Ux} = 157.949 \text{ KN.m}$$

$$M_{Uy} = 31.203 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{31.203}{157.949} = 0.198 \leq \frac{b}{h} = 1 \rightarrow M_{ueqx} = M_{ux} + 0.55 \times M_{uy} = 175.11 \text{ KN.m}$$

پس طراحی را برای لنگر $M_{Ueqx}=175.11 \text{ KN.m}$ انجام می دهیم.
 با توجه به ملایم بودن شرایط مقدار پوشش برابر با ۴۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است و چون بعد ستون برابر ۴۵۰ میلیمتر است پس،

$$\gamma = \frac{h - d - d'}{h} = \frac{450 - 40 - 40}{450} = 0.8$$

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 25} = 26.67$$

$$\frac{N_U}{\phi_c f_c b h} = \frac{1451.36 \times 10^3}{0.6 \times 25 \times 450 \times 450} = 0.48$$

$$\frac{M_U}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{175.11 \times 10^6}{0.6 \times 25 \times 450 \times 450^2} = 0.13$$

با توجه به مقادیر فوق و نمودارهای اندرکنش طراحی برای ستونها، $m_p=0.11$ می باشد در نتیجه $p=0.4\%$ ولی
 با توجه به شرایط لازم برای شکل پذیری بالا $p_{min}=1\%$ پس $p=1\%$ انتخاب می شود و :

$$A_{st}=p \times A_g=0.01 \times 450 \times 450=2025 \text{ mm}^2$$

با در نظر گرفتن ۱۲ آرماتور در مقطع ستون،

$$12\Phi 16 \rightarrow A_{st}=2413 \text{ mm}^2$$

کنترل N_{rmax}

$$N_{rmax}=0.8[0.85\phi_c f_c b h + A_{st}(\phi_s f_y - 0.85\phi_c f_c)] = 0.8 \times [0.85 \times 0.6 \times 25 \times 450 \times 450 + 2413 \times (0.85 \times 400 - 0.85 \times 0.6 \times 25)] = 2697.16 \text{ KN} > 1451.36 \text{ KN} \quad \text{O.K.}$$

در نتیجه ابعاد مقطع برای برای تحمل بار محوری 1451.36 KN کفایت می کند.

گام چهارم:

کنترل آرماتور طولی طراحی شده برای خمش دومحوره،

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2413}{450 \times 450} = 0.0119$$

$$m\rho = 0.32$$

$$e_x / h = \frac{M_{Ux}}{N_U a} = \frac{157.949 \times 1000}{1451.36 \times 450} = 0.24$$

$$e_y / h = \frac{M_{Uy}}{N_U a} = \frac{31.203 \times 1000}{1451.36 \times 450} = 0.05$$

$$\gamma = 0.8$$

در نتیجه با استفاده از نمودارهای طراحی داریم:

و چون $N_U > 0.1\phi_c f_c b h = 0.1 \times 0.6 \times 25 \times 450 \times 450 = 303.75 \text{ KN}$ پس طبق نتایج برسلر خمش دو محوره روی سطح شکست S_2 کنترل می شود:

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

$$\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{1822.5} + \frac{1}{2946.4} - \frac{1}{3371.45} \rightarrow N_{rxy} = 1690.66 \text{ KN} > 1451.36 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{rxo}}{\phi_c f_c b h} = 0.6 \rightarrow N_{rxo} = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 450 \times 450 = 1822.5 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ryo}}{\phi_c f_c b h} = 0.97 \rightarrow N_{ryo} = 0.97 \times 0.6 \times 25 \times 450 \times 450 = 2946.4 \text{ KN}$$

$$\frac{M_{rxo}}{\phi_c f_c b h^2} = 0.14 \rightarrow M_{rxo} = 0.14 \times 0.6 \times 25 \times 450 \times 450^2 = 191.36 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{ryo}}{\phi_c f_c b h^2} = 0.046 \rightarrow M_{ryo} = 0.046 \times 0.6 \times 25 \times 450 \times 450^2 = 62.88 \text{ KN.m}$$

$$N_{ro} = \frac{N_{r \max}}{0.8} = \frac{2697.16}{0.8} = 3371.45 \text{ KN}$$

دیده می شود که مقطع رضایت بخش می باشد، در نتیجه برای این ستونها میلگردهای طولی $12\Phi 16$ کفایت می کند. با توجه به پوشش ۴۰ میلیمتر فرض شده، فاصله میلگردهای طولی برابر با ۱۱۸ میلیمتر محاسبه می شود که قابل قبول است. ($> 150 \text{ م.م.}$)

طبق آیین نامه بتن ایران بخاطر مسائل اجرایی و حفظ فاصله حداقل بین میلگردهای طولی حد بالای ۸٪ باید برای نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به سطح مقطع کل ستون رعایت شود:

$$\rho_g = 1.19\% < 8\%$$

و همچنین تعداد میلگردهای طولی در هر ستون برابر با ۱۲ می باشد، که در نتیجه تعداد حداقل میلگرد طولی ($= 4$) در ستونهای مستطیلی رعایت شده است.

گام پنجم: طراحی خاموتها

بعلت مربعی بودن سطح مقطع ستون، از خاموتهای موازی استفاده می شود که نقش آنها نگه داشتن میلگردهای طولی ستونها در جای خود و تامین تکیه گاه جانبی به منظور کوتاه کردن طول آزاد این میلگردها بکار گرفته می شوند. این خاموتها هیچگونه مشارکتی در مقاومت نهایی یک مقطع ندارند و وظیفه آنها فقط تامین پایداری میلگردهای طولی می باشد.

مطابق مقررات آیین نامه بتن ایران، قطر حداقل خاموتها ۱/۳ قطر برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر و قطر حداقل ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی نمره بالاتر، می باشد. قطر خاموتها در هر حال نباید از ۶ میلیمتر کمتر باشد.

و همچنین آیین نامه بتن ایران مقرر می دارد که فاصله بین خاموتها نباید از ۱۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۴۸ برابر قطر خاموت، ضلع کوچکترین مقطع ستون و ۳۰۰ میلیمتر بزرگتر باشد، پس:

$$d_b = \max(1/3 \times 16, 6) = 6 \text{ mm}$$

$$s = \min(16 \times 16, 48 \times 6, 450, 300) = 256 \text{ mm}$$

خاموتها باید طوری آرایش یابند که در هر گوشه آنها یک میلگرد قرار گیرد و بعلاوه میلگردهای طولی نیز یک در میان در گوشه خاموت قرار گیرند، بطوریکه زاویه گوشه خاموت از ۱۳۵ درجه تجاوز نکند. علاوه بر دستورات فوق توصیه شده است که فاصله خاموتها در دو انتهای ستون در طولی مساوی ۱/۶ طول ستون یا بزرگترین مقطع ستون و یا ۵۰۰ میلیمتر (هر کدام که بزرگترند)، از نصف مقادیر مقرر شده توسط آیین نامه تجاوز نکند پس،

$$\text{طول از دو انتهای ستون} = \max(1/6 \times 2950, 450, 500) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{فاصله خاموتها در فاصله فوق} = 256/2 = 128 \text{ mm}$$

پس در طولهایی برابر با ۵۰۰ میلیمتر از دو انتهای ستون، فاصله خاموتها برابر با ۱۲۸ میلیمتر در نظر گرفته می شود.

گام ششم: تغییر در ابعاد ستون و طراحی نقاط هم پوشانی

بین طبقات اول و دوم بعد ستونهای وسط از ۵۵۰ میلیمتر به ۴۵۰ میلیمتر کاهش می یابد، با توجه به اینکه ارتفاع تیر برابر با ۵۰۰ میلیمتر است، شیب قسمت شیبدار از ۱ افقی به ۶ قائم تجاوز نمی کند و در نتیجه می توان از تبدیل شیبدار برای این تغییر استفاده کرد، یعنی در محل تغییر ابعاد ستون، از ۷۵ میلیمتر بالاتر از سطح زیرین تیر یا دال، میلگردهای طولی ستون خم شده و بصورت شیبدار تا ۷۵ میلیمتر به سطح فوقانی دال مانده ادامه یافته و در آنجا مجدداً در جهت عکس خم شده و بصورت قائم و به عنوان میلگردهای انتظار در داخل ستون فوقانی ادامه می یابند، که این تبدیل در نقشه های اجرایی پروژه رسم شده است.

در محلهای هم پوشانی میلگردهای طولی باید به اندازه طول پوششی ادامه داشته باشند، که این طول پوششی برابر با حداکثر مقدار 1.3 برابر طول گیرایی میلگرد طولی با قطر بزرگتر یا ۳۰۰ میلیمتر یا $0.07f_y d_b$ در نتیجه:

طول گیرایی میلگرد طولی با قطر بزرگتر،

$$d_b = 16 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \rightarrow f_{bd} = f_{bm} = 0.65 \sqrt{f_c} = 0.65 \times 5 = 3.25 \text{ N/mm}^2$$

بعلت دورگیری کامل میلگردهای طولی در طول گیرایی توسط خاموتها، $\lambda_1 = 1.0$ ، و چون فاصله مرکز به مرکز میلگردها (۱۱۸ م.م.) کمتر از ۵ برابر قطر میلگرد طولی (۸۰ م.م.) و فاصله میلگرد انتهایی از لبه قطعه (۴۰ م.م.)

م.م.) بزرگتر از ۲,۵ برابر قطر میلگرد طولی(=۴۰ م.م.) نمی باشد, و همچنین قطر خاموتها از ۱۲ میلیمتر کمتر است, در نتیجه $\lambda_2=1.0$ می باشد.

$$f_b = \min(\lambda_1 \lambda_2 f_{bd}, f_{bm}) = \min(1.0 \times 1.0 \times 3.25, 3.25) = 3.25$$

$$l_{db} = \frac{d_b f_y}{4 f_b} \geq 300^{mm} \rightarrow l_{db} = \frac{16 \times 400}{4 \times 3.25} = 492.3 \geq 300 \Rightarrow l_{db} = 492.3^{mm}$$

چون بیش از ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه زیر میلگردهای فوقانی وجود دارد, $K_1=1.3$, و بدلیل عدم استفاده از اپوکسی برای پوشش میلگردها $K_2=1.2$ و چون سازه با شکل پذیری زیاد است $K_3=1.0$ در نتیجه:

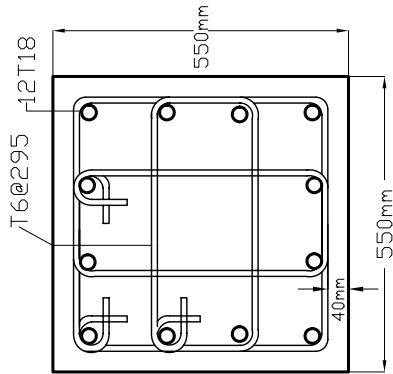
$$l_d = K_1 K_2 K_3 l_{db} = 1.3 \times 1.2 \times 1.0 \times 492.3 = 767.99 \text{ mm} \rightarrow 1.3 l_d = 1.3 \times 767.99 = 998.4 \text{ mm}$$

$$\text{طول پوششی} = \max(1.3 l_d; 300; 0.07 f_y d_b) = \max(998.44; 300; 448) = 998 \text{ mm}$$

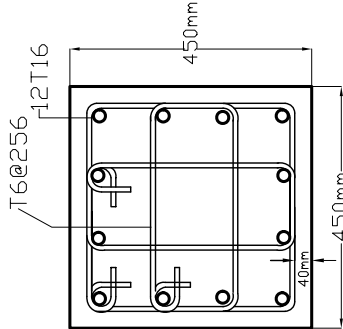
در نتیجه برای این ستون به اندازه ۱ متر طول پوششی منظور می شود.
بدین ترتیب نتایج طراحی نهایی ستونها و مقادیر فولادهای مقاطع در طبقات مختلف و نقاط هم پوشانی در جداول صفحات بعدی آورده شده است.
همچنین آرایش میلگردها و خاموتها در مقاطع ستونهای مختلف در طبقات و اتصال و تبدیل ستونها با ابعاد مختلف و خاموت گذاری ستونها در طول ستون و نقاط بحرانی در نقشه های اجرایی پروژه آورده شده است.

طراحی با ETABS2000 :

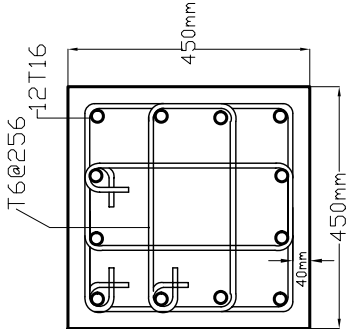
در مرحله بعدی بمنظور کنترل محاسبه دستی, از نرم افزار ETABS برای طراحی ستونها استفاده شده است. برای طراحی این سازه از آیین نامه ACI 318-99 و روش طراحی ویژه (Sway Special) استفاده شده است و پس از طراحی و کنترل سازه (Design/Check) میلگردهای طولی (Longitudinal Reinforcing) مورد نیاز و همچنین مقدار خاموت گذاری (Shear Reinforcing) با واحد mm^2/mm محاسبه شده است.
مقدار آرماتور و خاموت طراحی شده توسط ETABS در ادامه آورده شده است. بعنوان مثال برای کنترل ستونهای میانی واقع در طبقه دوم که قبلاً بصورت تشریحی محاسبه شد, ملاحظه می شود که مقدار آرماتور طولی برابر با 2025 mm^2 توسط نرم افزار طراحی شده است که برابر با مقادیر طراحی شده دستی است. (دستی: 2025 mm^2)
و بقیه موارد نیز صحت طراحی دستی را تایید می کنند.
(توجه شود که واحدها در نتایج طراحی کامپیوتری mm, KN می باشند.)



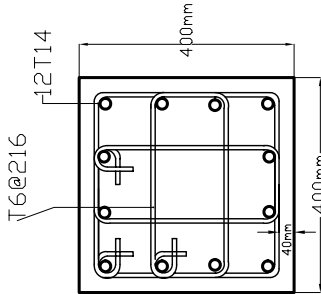
Middle Columns at
Underground, First &
Second Stories



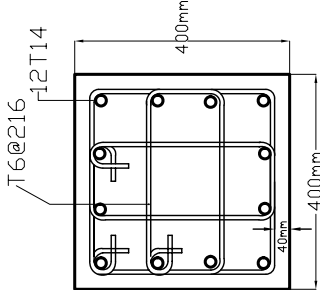
Middle Columns at
Remaining Stories



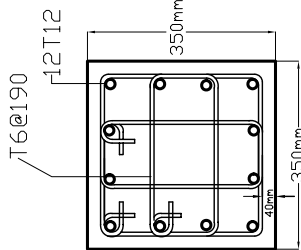
Side Columns at
Underground, First &
Second Stories



Side Columns at
Remaining Stories

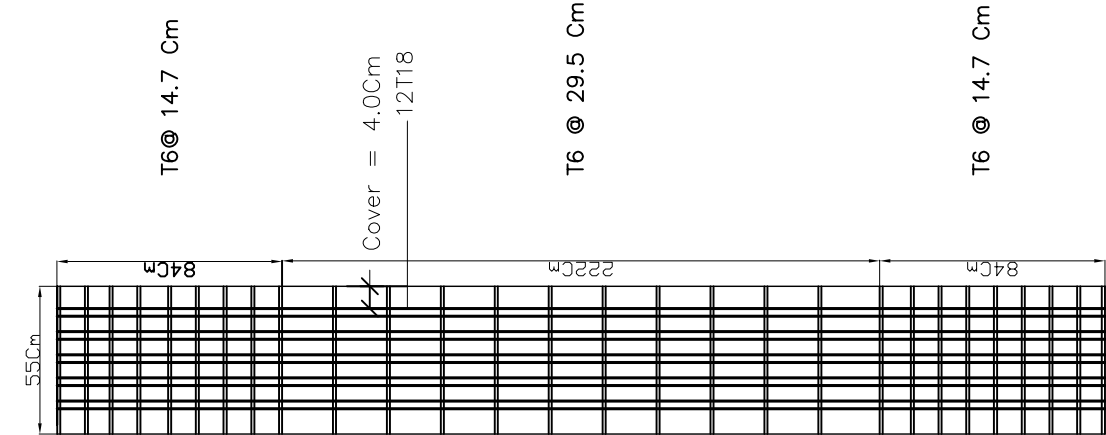


Corner Columns at
Underground, First &
Second Stories

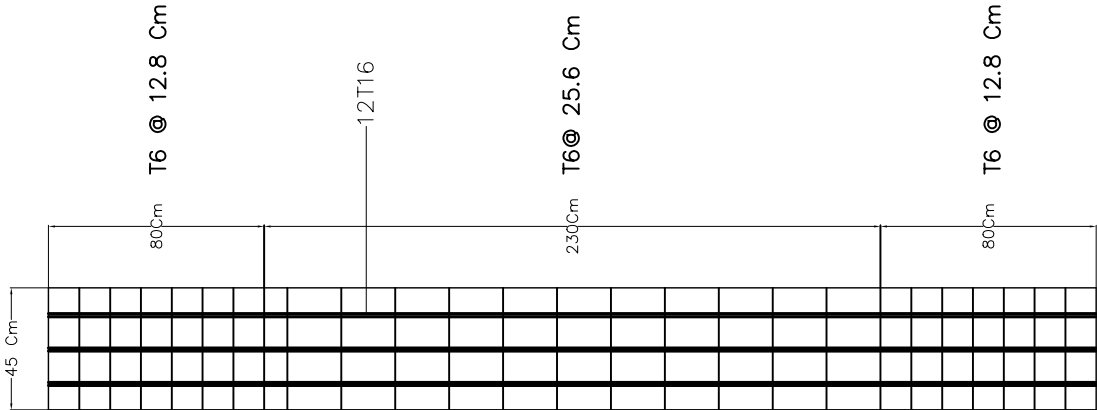


Corner Columns at
Remaining Stories

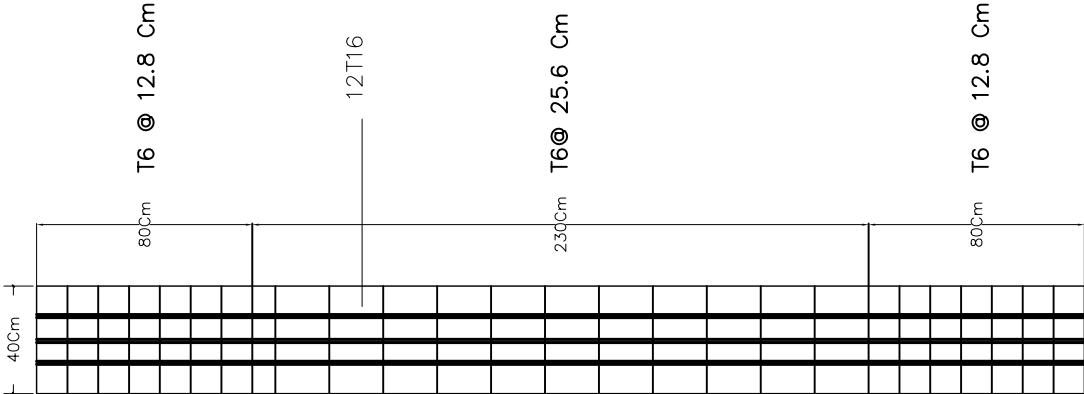
Reinforced Concrete Project			
Title	Column Section Details		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:10	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		



Middle Columns

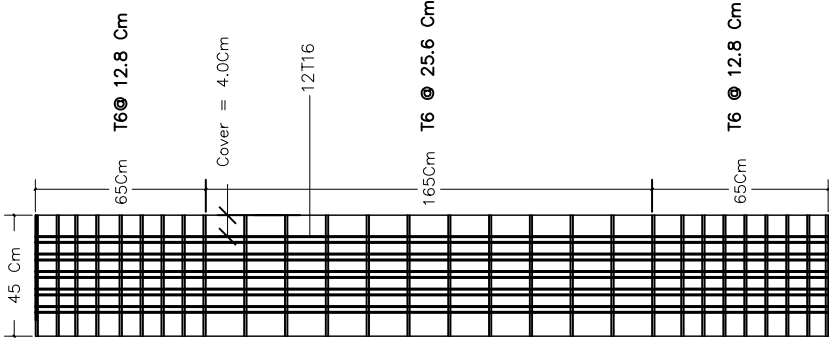


Side Columns

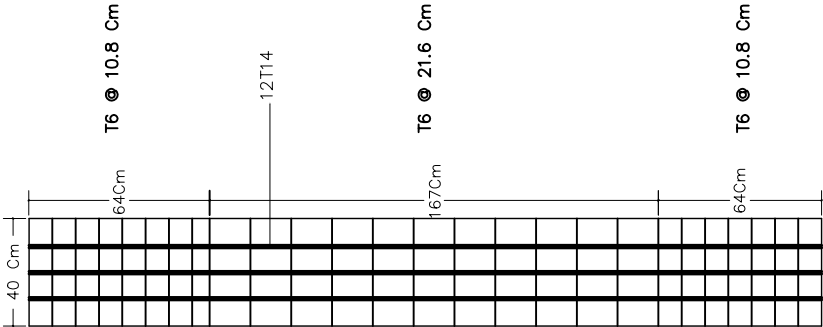


Corner Columns

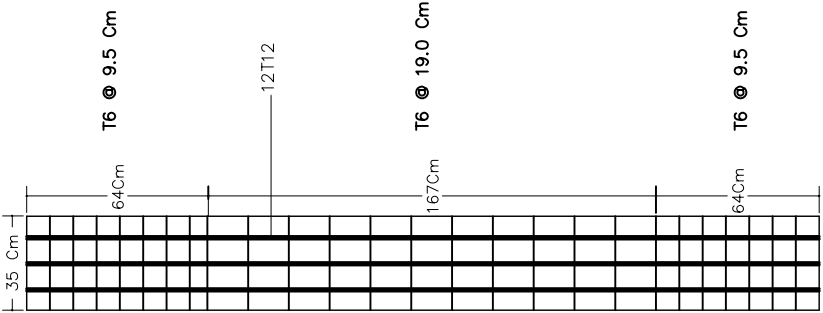
Reinforced Concrete Project			
Columns at Underground, First & Second Stories			
Title			
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:20	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		



Middle Columns

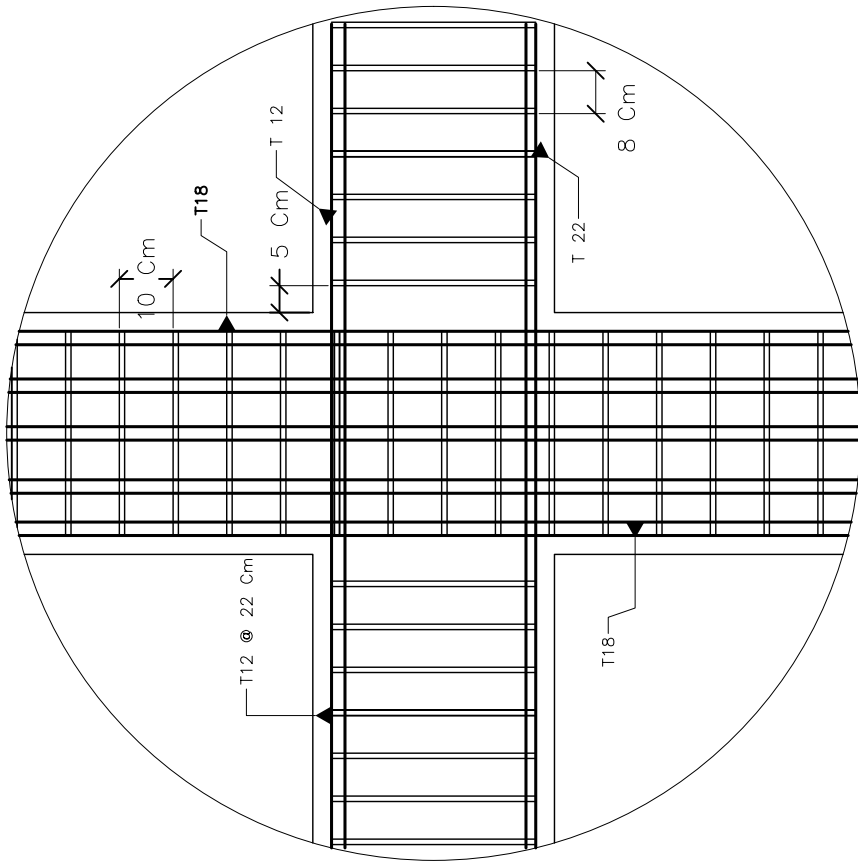


Side Columns

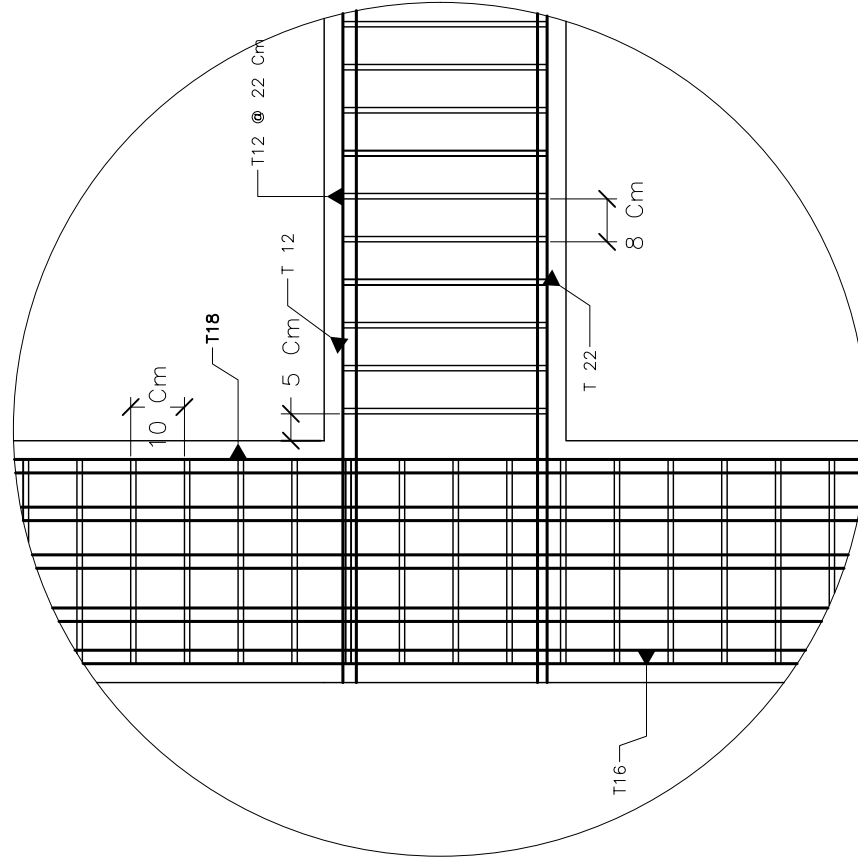


Corner Columns

Reinforced Concrete Project			
Title	Columns at Remaining Stories		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:20	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		

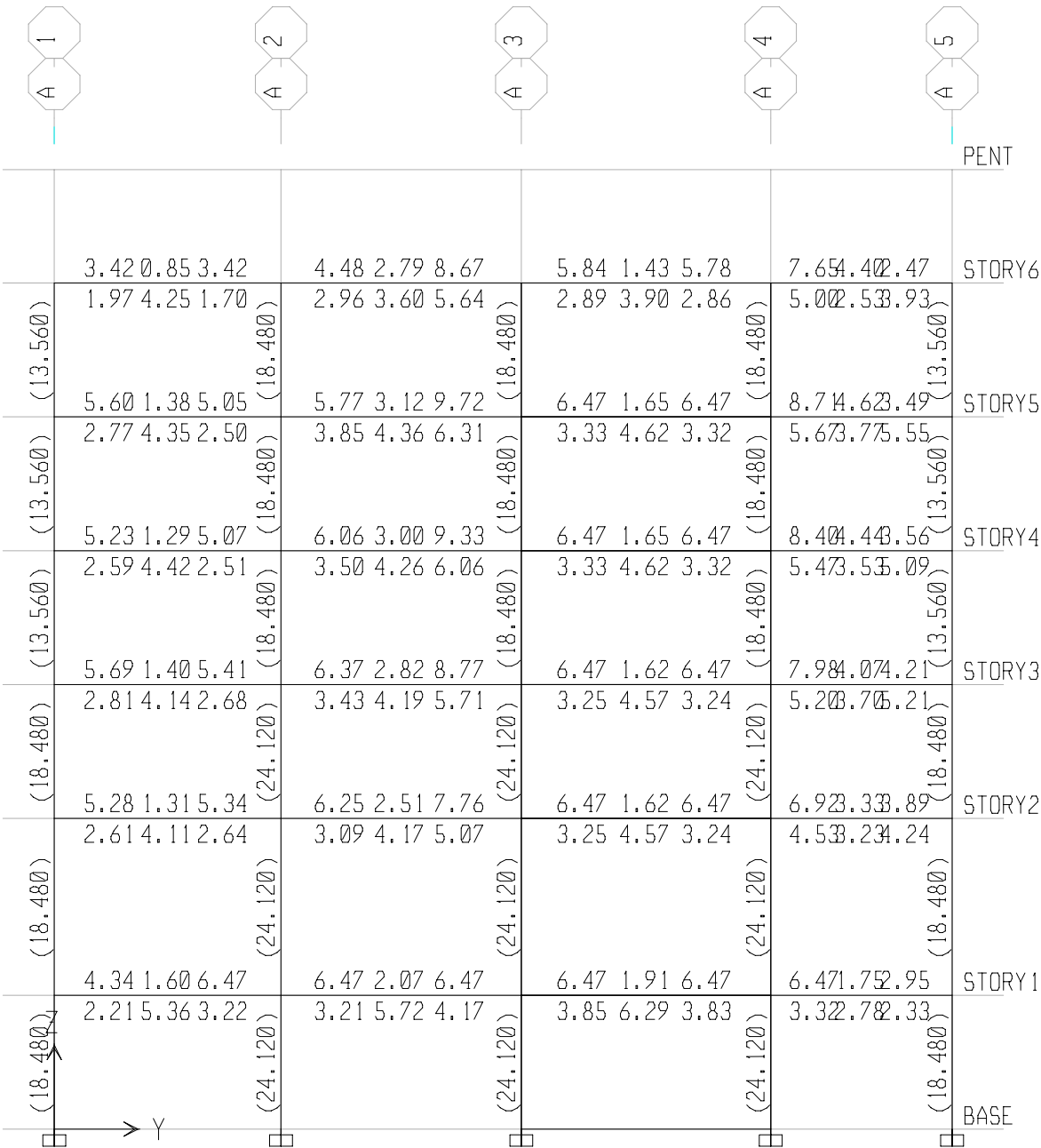


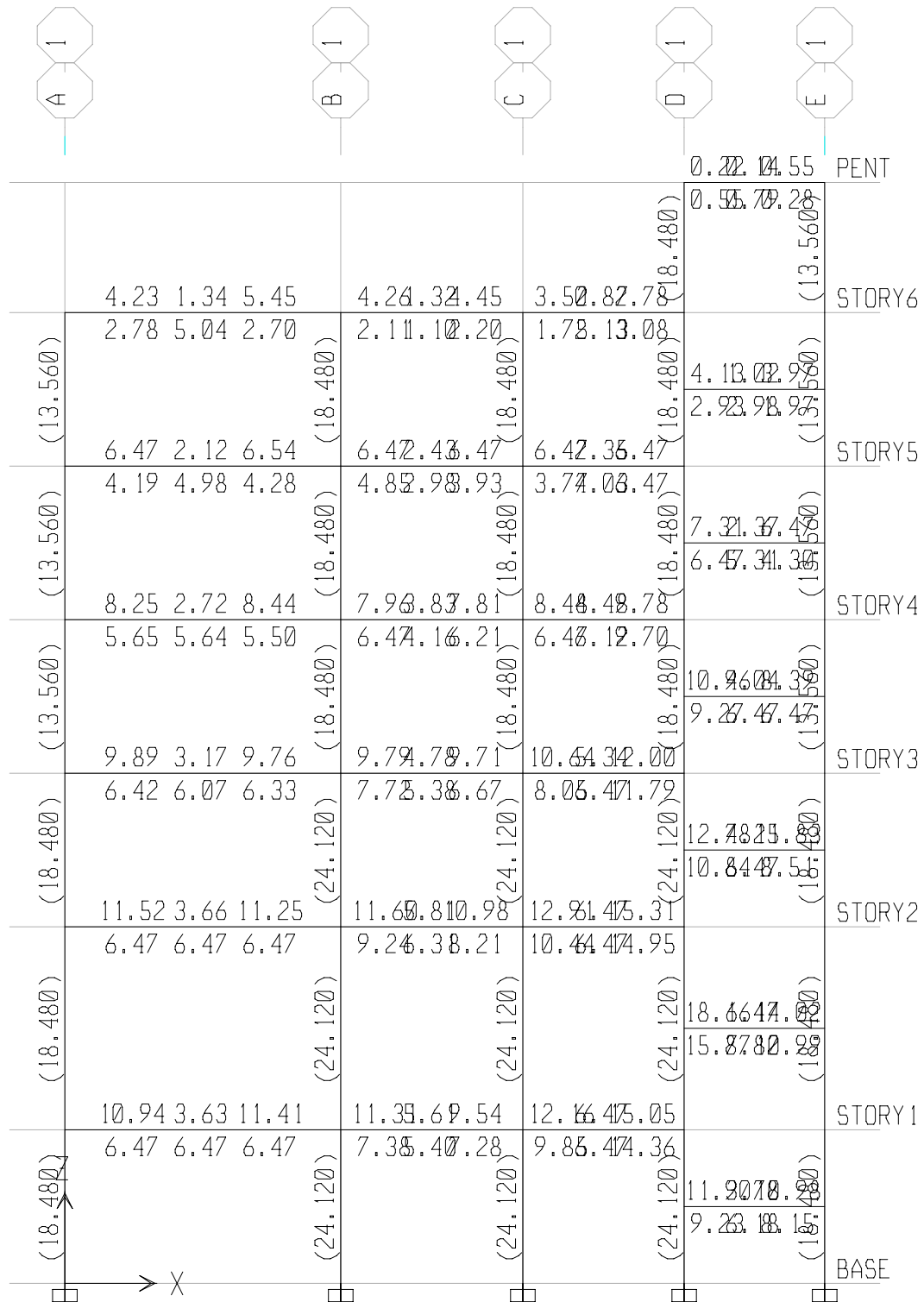
Detail 1

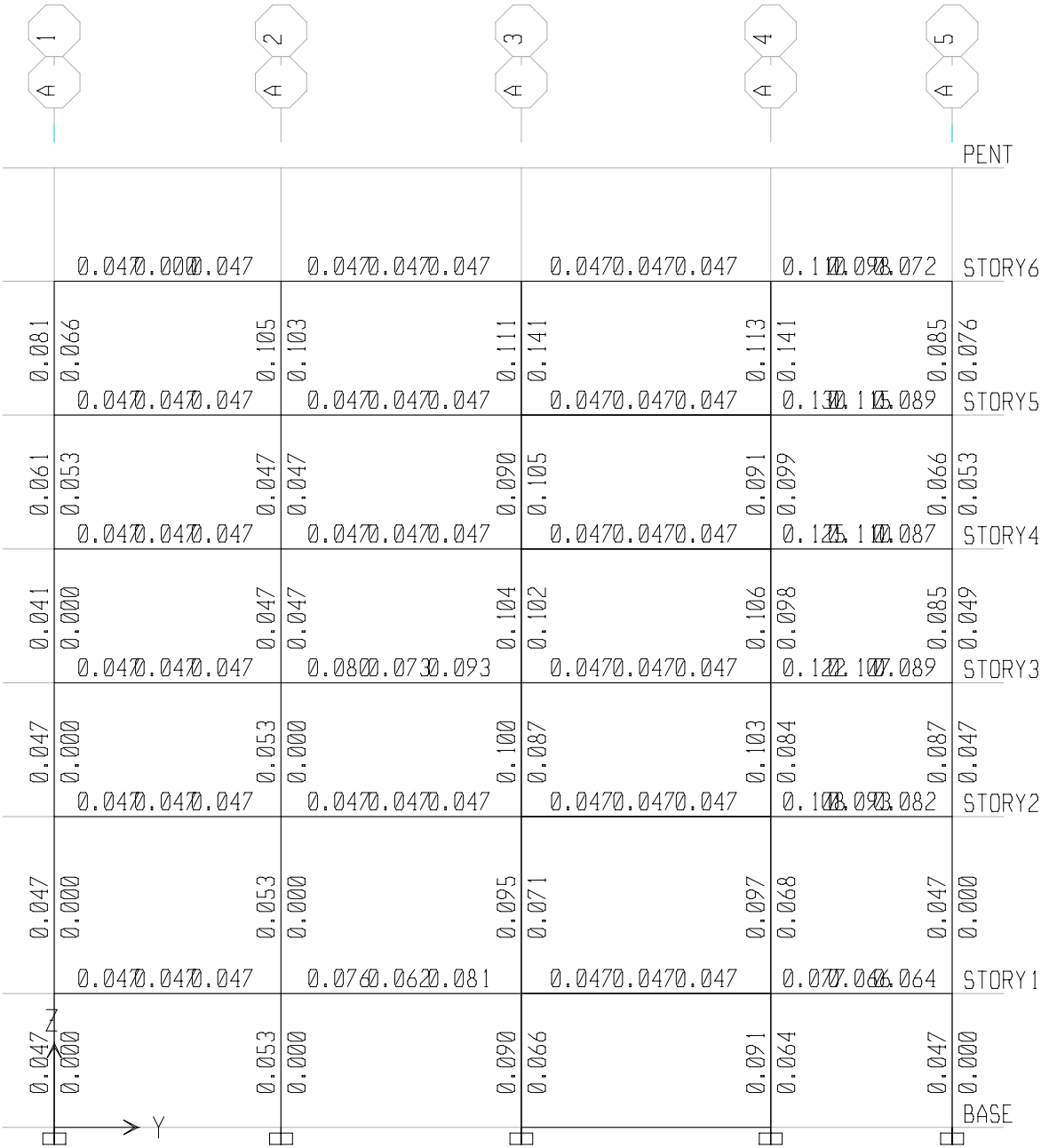


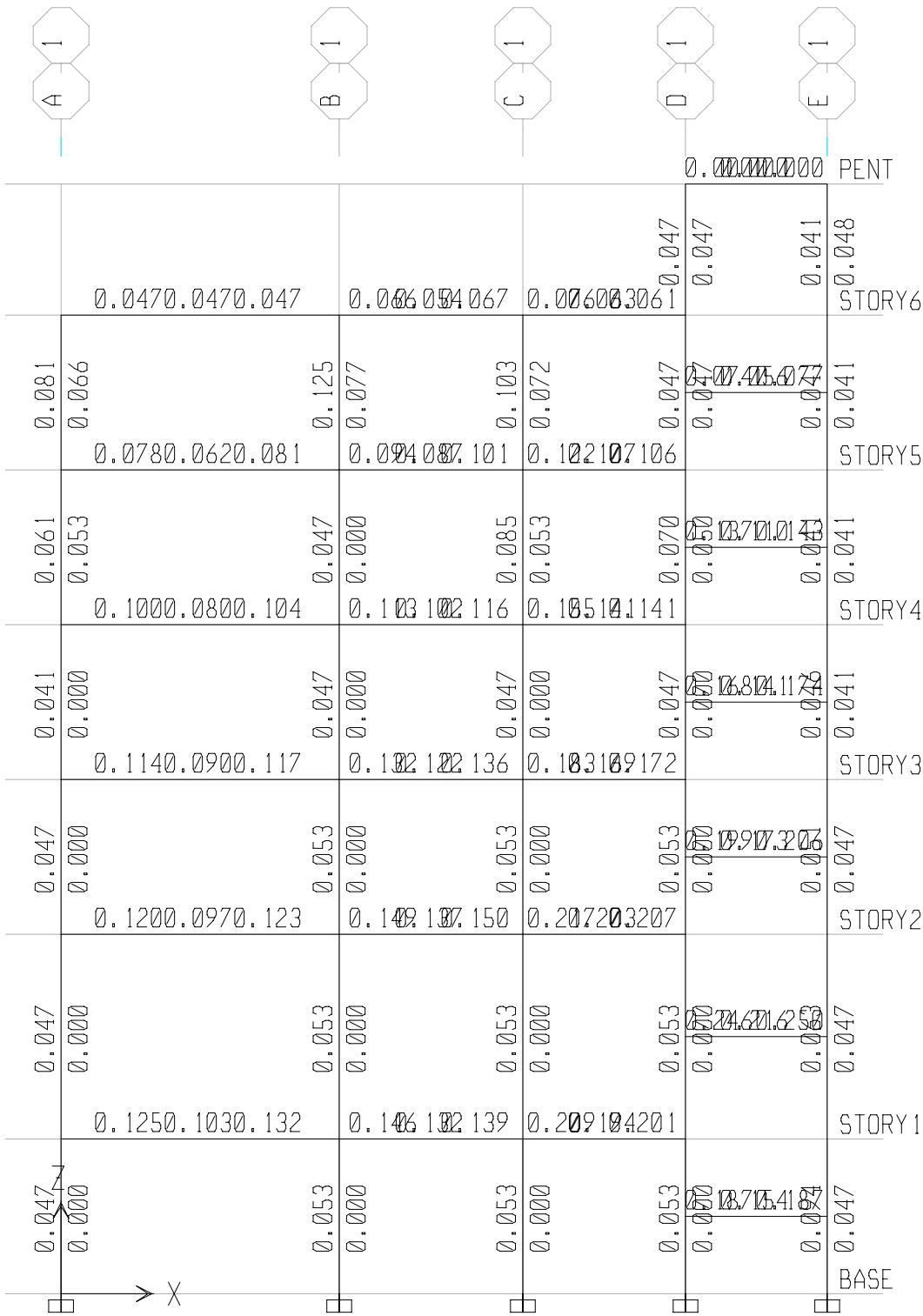
Detail 2

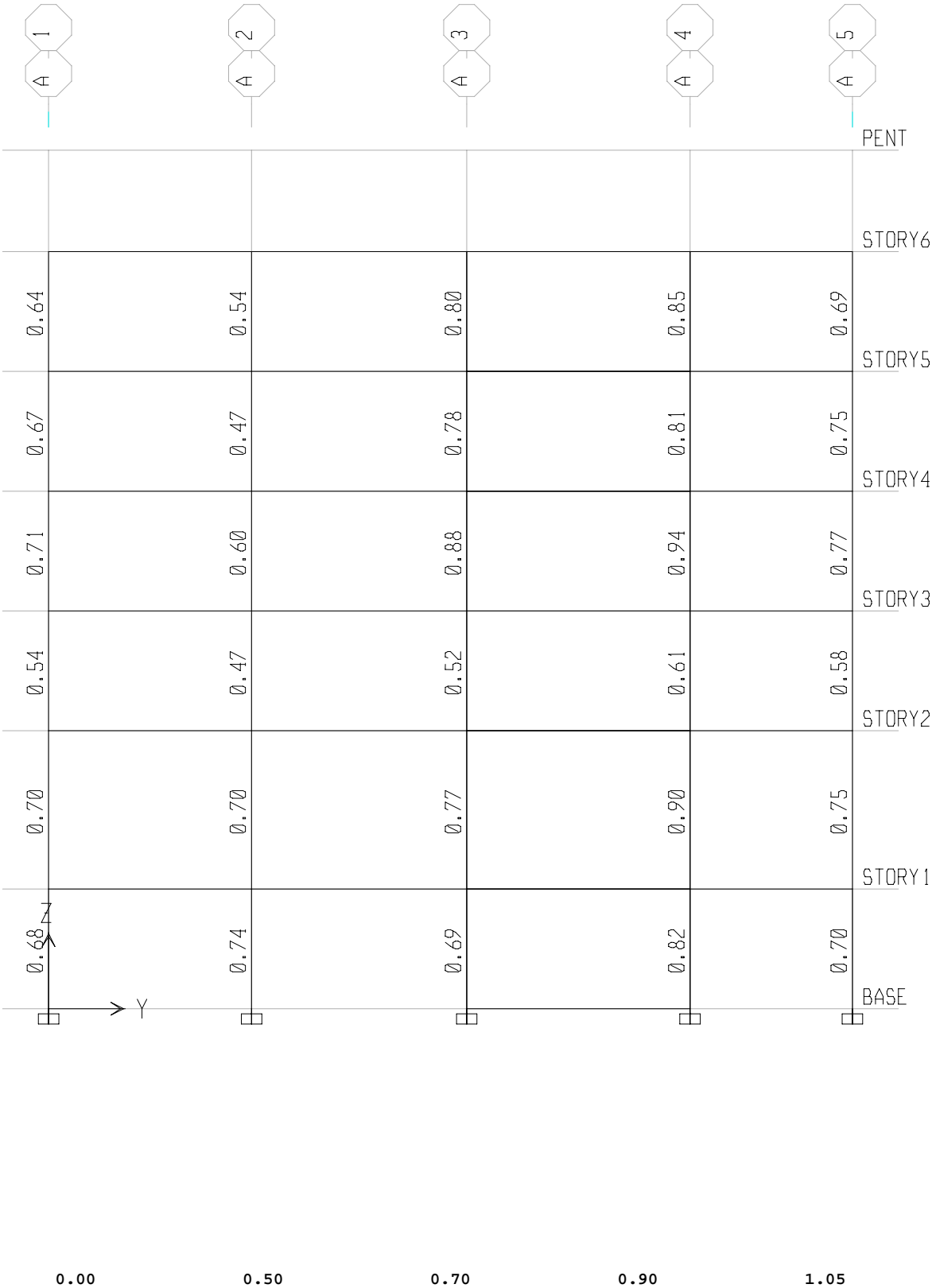
Reinforced Concrete Project			
Title	Details 1 & 2		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:10	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		

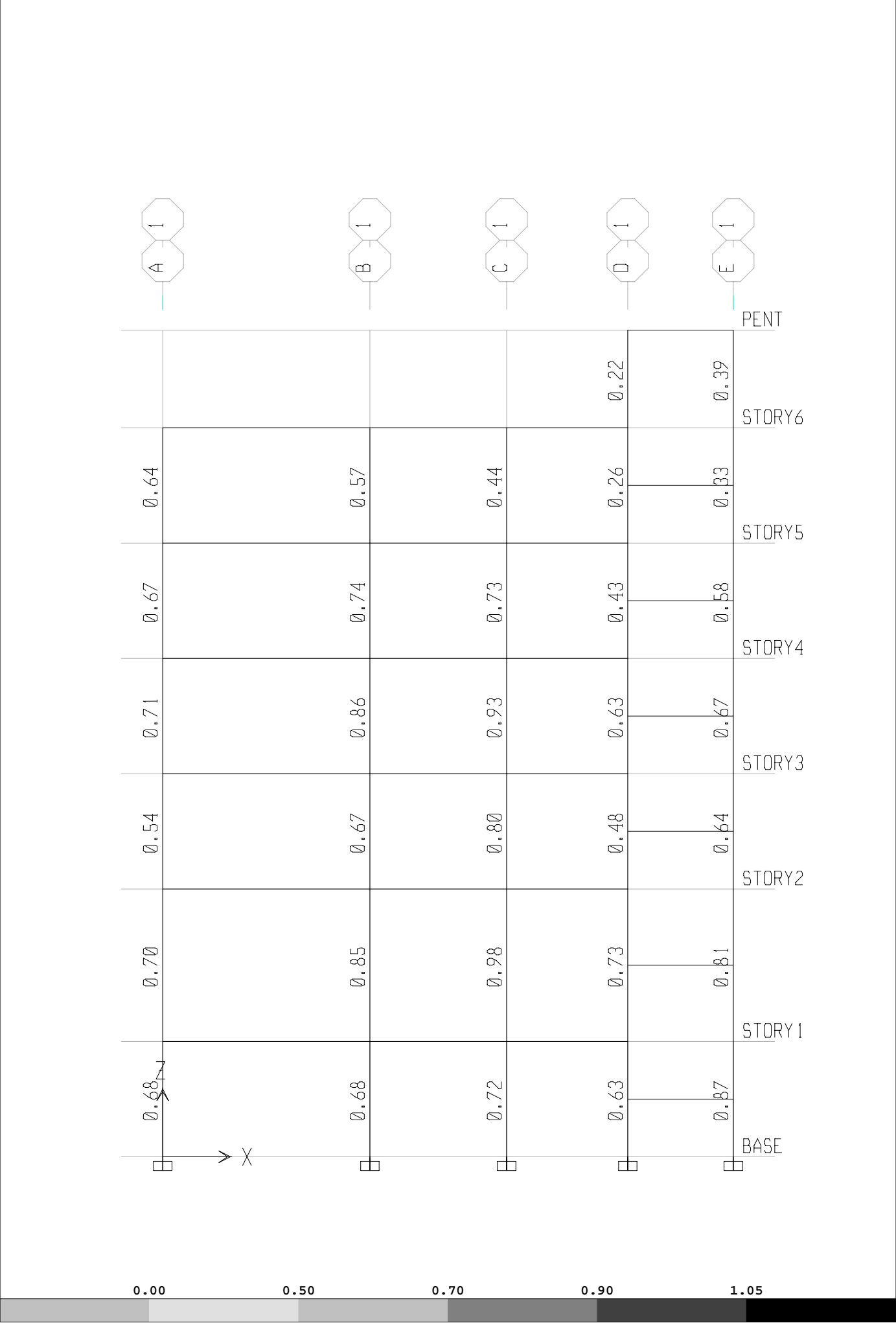


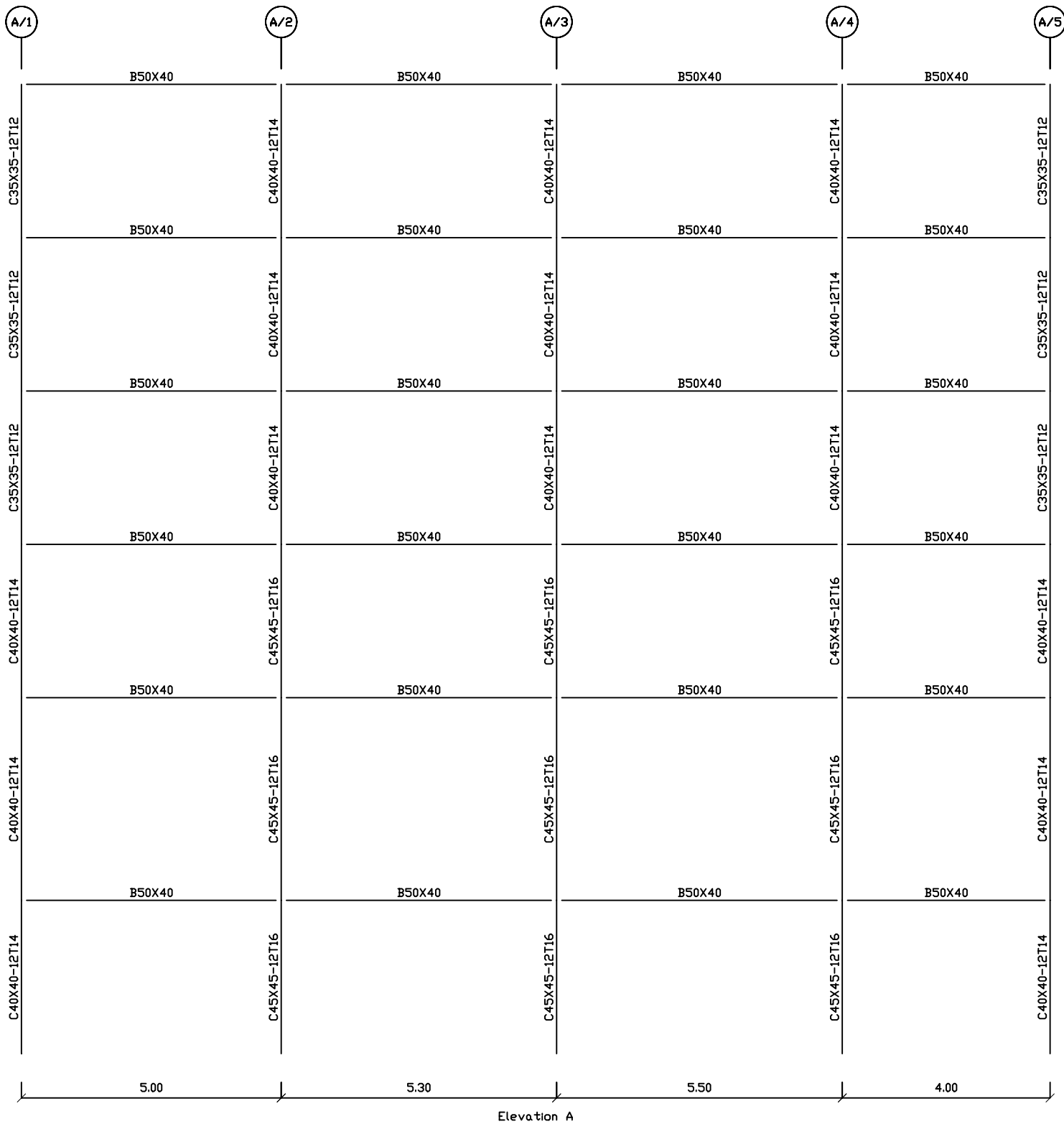






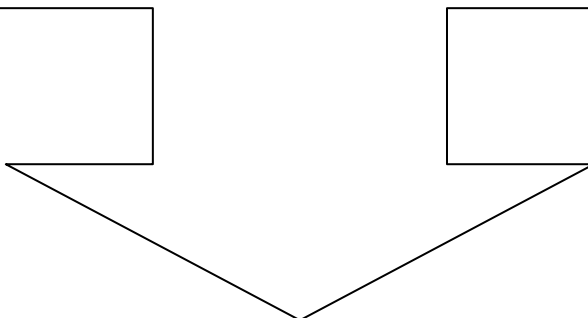


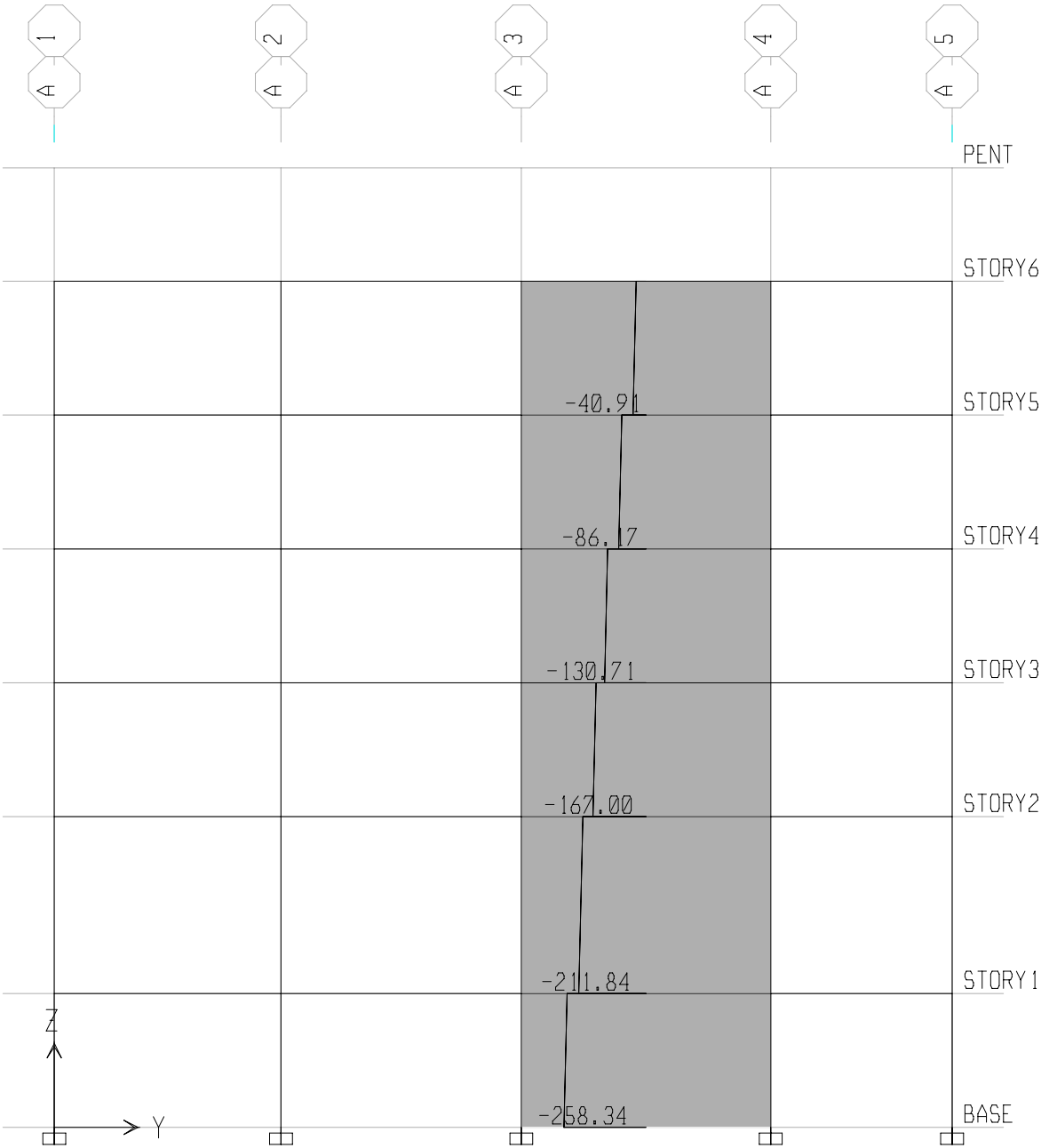


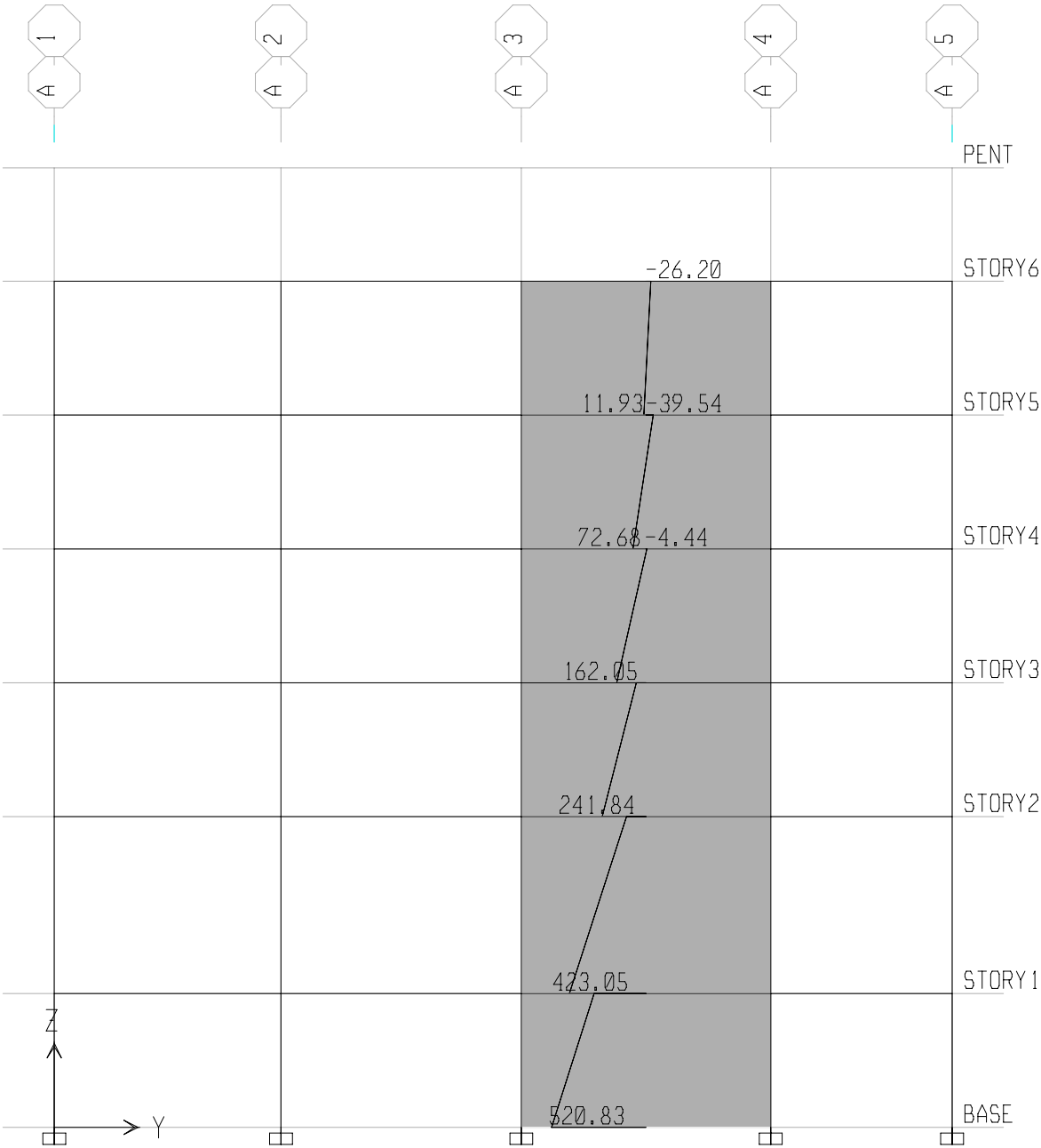


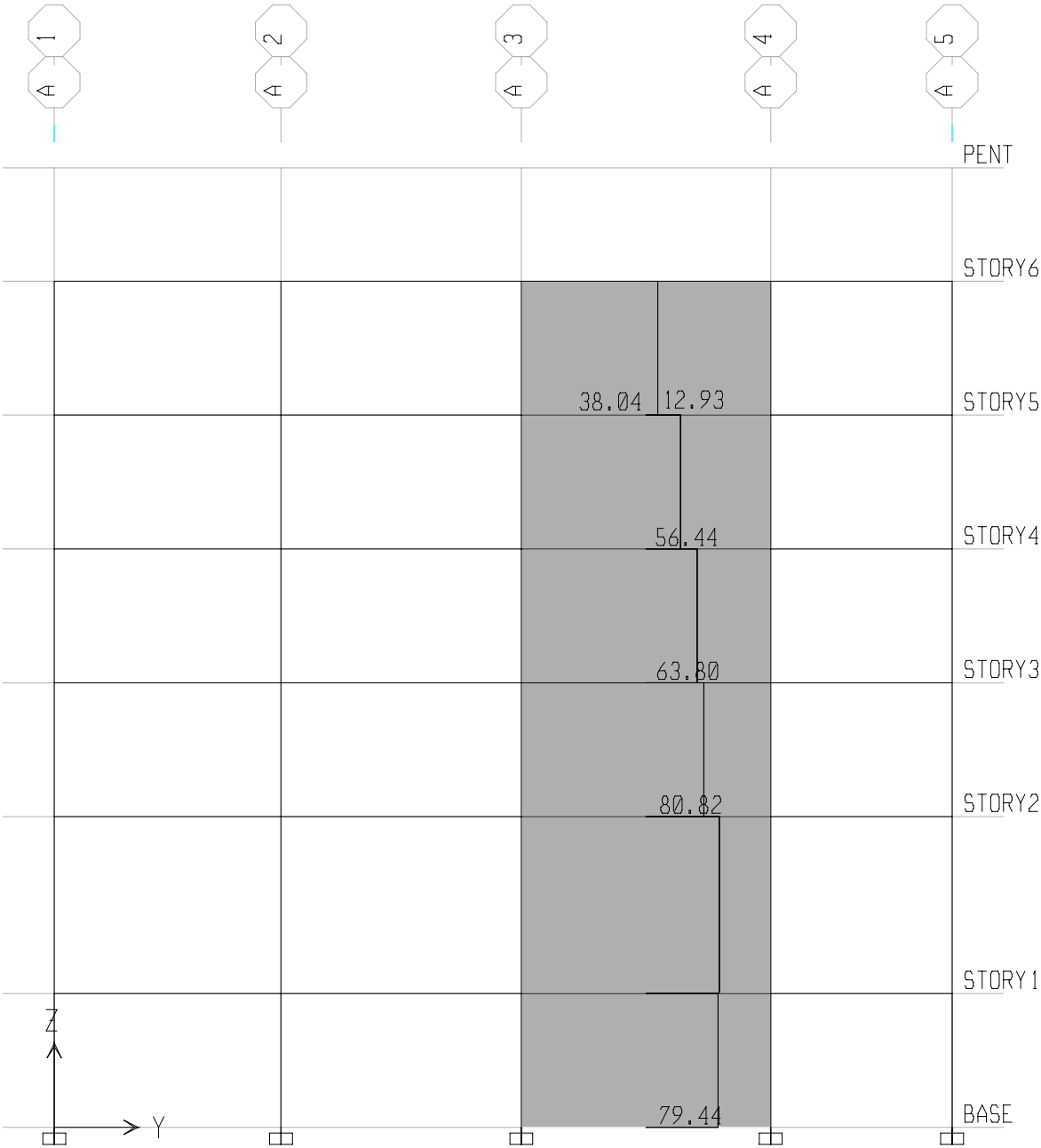
طراحی دیواربرشی و حائل

(با تمام آرماتورهای مربوطه)









طراحی دیوار برشی و دیوارهای بتن آرمه زیرزمین:

طراحی دیوار برشی

یکی از مطمئن ترین روشهای مقابله با نیروهای جانبی استفاده از دیوار برشی بتن مسلح است. دیوار برشی را با توجه به ملاحظات معماری در قسمتهای مختلف پلان یک ساختمان می توان قرار داد, لیکن باید دقت کافی بعمل آید که قرارگیری آن در پلان تا حد امکان متقارن باشد و مرکز ثقل هر طبقه در حوالی مرکز صلبیت دیوارهای برشی باشد, که در این ساختمان نیز موقعیت دیوارهای برشی با توجه به موارد فوق انتخاب شده است. به طور کلی دیوارهای برشی تحت تلاشهای زیر قرار دارند:

۱- نیروی برشی متغیر که مقدار آن در پایه حداکثر می باشد.

۲- لنگر خمشی متغیر که مقدار آن مجدداً در پای دیوار حداکثر است و ایجاد کشش در یک لبه (لبه نزدیک به نیروها) و فشار در لبه متقابل می نماید. با توجه به امکان عوض شدن جهت نیروی باد یا زلزله در ساختمان, کشش باید در هر دو لبه دیوار در نظر گرفته شود.

۳- نیروی محوری فشاری ناشی از وزن طبقات که روی دیوار برشی تکیه دارد.

پس دیوارهای برشی برای نیروهای فوق کنترل و در مقابل آنها مسلح می شوند. دیوارهای برشی استفاده شده در این ساختمان, به ارتفاع ۱۸,۶۵ متر و عمق ۵,۶۵ متر و ضخامت ۲۵ سانتیمتر می باشند که کاملاً مشابه هم هستند و فرض می شود که پای دیوار گیردار بوده و نیروهای افقی بر لبه آن وارد می شوند. ($h=25\text{ cm}$, $l_w=5.65\text{ m}$, $h_w=18.65\text{ m}$)

با استفاده از نتایج تحلیل سازه, نیروهای نهایی ضربیدار تحت بحرانی ترین بارگذاری برای دیوار برشی بقرار زیرند:

$$N_u=7997.1\text{ KN}$$

$$V_u=2104.4\text{ KN}$$

محاسبه ظرفیت برشی حداکثر اجازه داده شده توسط آیین نامه طبق آیین نامه, d برای محاسبات برش مساوی $0.8l_w$ در نظر گرفته می شود.

$$d=0.8l_w=0.8\times 5.65=4.52\text{ m}$$

$$V_{rmax}=\Phi_c\sqrt{f_c}hd=0.6\times 5\times 250\times 4.52=3390\text{ KN} > V_u=2104.4\text{ KN}$$

بنابراین ضخامت $h=250\text{mm}$ برای دیوار کافی می باشد.

محاسبه مقاومت برشی بتن

چون نیروی برشی مقاوم نهایی V_c برای کلیه مقاطعی که در فاصله ای کمتر از ۲,۸۲۵ متر (یعنی حداقل مقدار $l_w/2$ و $h_w/2$) از پایه دیوار قرار دارند, برابر با مقاومت برشی مقطع در آن فاصله در نظر گرفته می شود, پس:

$$M_u=2104.4\times (18.65-2.825)=33302.3\text{ KN.m}$$

بعلت وجود نیروی محوری نسبتاً بالا:

$$V_c = \min(1.65(0.2\phi_c\sqrt{f_c})hd + \frac{N_u d}{5l_w}, \left[0.06\phi_c\sqrt{f_c} + \frac{0.12\phi_c\sqrt{f_c} + 0.15\frac{N_u}{l_w h}}{\left(\frac{M_u}{V_u l_w} - \frac{1}{2}\right)} \right] hd)$$

$$= \min(2398.23, 797.3) = 797.3 \text{ KN}$$

ملاحظه می شود که $V_u > 0.5V_c$ پس احتیاج به میلگردهای حداقل و یا محاسباتی داریم. و چون $V_u > V_c$, باید میلگردهای برشی افقی A_h و قائم A_n در دیوار تعبیه گردد.

محاسبه میلگردهای برشی (تنگ)

$$V_s = V_u - V_c = 2104.4 - 797.3 = 1307.1 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{s_2} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{1307.1 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 4520} = 1.134 \text{ mm}$$

$$\max(s_2) = \min\left(\frac{l_w}{5}, 3h, 350\right) = \min(1130, 750, 350) = 350 \text{ mm}$$

در نتیجه s_2 مساوی ۳۰۰ میلیمتر انتخاب می شود و،

$$A_h = 1.134 \times 300 = 340.2 \text{ mm}^2 \text{ (سطح دو ساق)}$$

پس از میلگرد آچار نمره ۱۶ استفاده می شود:

$$A_h = 2 \times 201 = 402 \text{ mm}^2 > 340.2 \text{ mm}^2$$

که در دو سفره میلگرد قرار داده می شوند.
محاسبه ρ_h (برای عرض یک متر)

$$\rho_h = 340.2 / (300 \times 2500) = 0.00454 > 0.0025 \text{ (محاسباتی)}$$

یعنی نسبت سطح مقطع میلگرد برشی افقی به سطح مقطع بتنی کل، نباید کمتر از ۰،۰۰۲۵ باشد.

محاسبه میلگردهای قائم

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

$$= 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{18.65}{5.65}\right) \times (0.00454 - 0.0025) = 0.00168$$

ملاحظه می شود که مقدار فوق از ۰،۰۰۲۵ کمتر است، پس مقدار آن برابر با ۰،۰۰۲۵ در نظر گرفته می شود پس استفاده می شود از:

$$\Phi 10 \text{ at } 250 \rightarrow \rho_n = A_n / s_1 h = 157 / (250 \times 250) = 0.00251$$

که میلگردهای فوق در دو سفره توزیع می شوند.

محاسبه میلگردهای خمشی

$$M_u = 2104.4 \times 18.65 = 39247.2 \text{ KN.m}$$

بعلت قابل ملاحظه بودن مقدار نیروی محوری N_u ، سطح مقطع دیوار را بصورت مستطیلی به ابعاد 5650×250 میلیمتر در نظر گرفته و سطح مقطع آرماتور خمی با استفاده از نمودارهای اندرکنش ستونها تعیین می شوند:

$$\text{بعلت ملایم بودن شرایط: } d = d' = 25 \text{ mm}$$

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85(\phi_c f_c)} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 25} = 26.667$$

$$\gamma = \frac{h - d - d'}{h} = \frac{5650 - 25 - 25}{5650} \approx 0.9$$

$$\frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = \frac{7997.1 \times 10^3}{0.6 \times 25 \times 250 \times 5650} = 0.38$$

$$\frac{M_r}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{39247.2 \times 10^6}{0.6 \times 25 \times 250 \times 5650^2} = 0.33$$

$$m \rho = 0.88 \rightarrow \rho = 0.033 \rightarrow A_{st} = \rho \times A_g = 46612.4 \text{ mm}^2$$

در هر طرف استفاده می شود از:

$$29\Phi 32, A_{st} = 2 \times 29 \times 804 = 46646.4 \text{ mm}^2$$

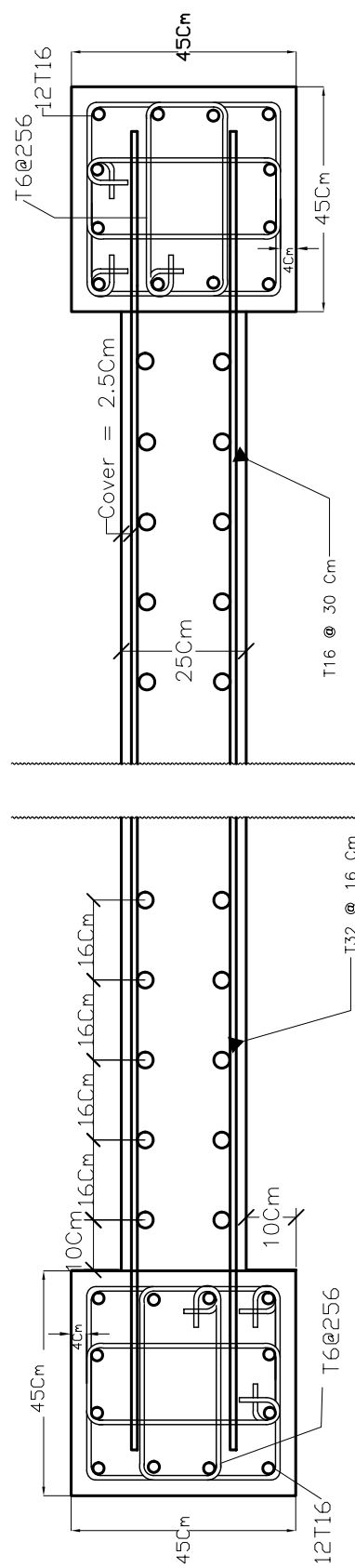
$$\rho = 46646.4 / 250 / 5650 = 3.3\%$$

که بین مقادیر ۰٫۸٪ و ۸٪ قرار دارد و قابل قبول است. این آرماتورها بصورت یکنواخت در مقطع توزیع می شوند.

کنترل ظرفیت محوری دیوار

$$\begin{aligned} N_{rmax} &= 0.8[0.85\Phi_c f_c A_g + A_{st}(\Phi_s f_y - 0.85\Phi_c f_c)] \\ &= 0.8 \times [0.85 \times 0.6 \times 25 \times 250 \times 5650 + 46646.4 \times (0.85 \times 400 - 0.85 \times 0.6 \times 25)] \times 10^{-3} \\ &= 26619.5 \text{ KN} > 7997.1 \text{ KN} \end{aligned}$$

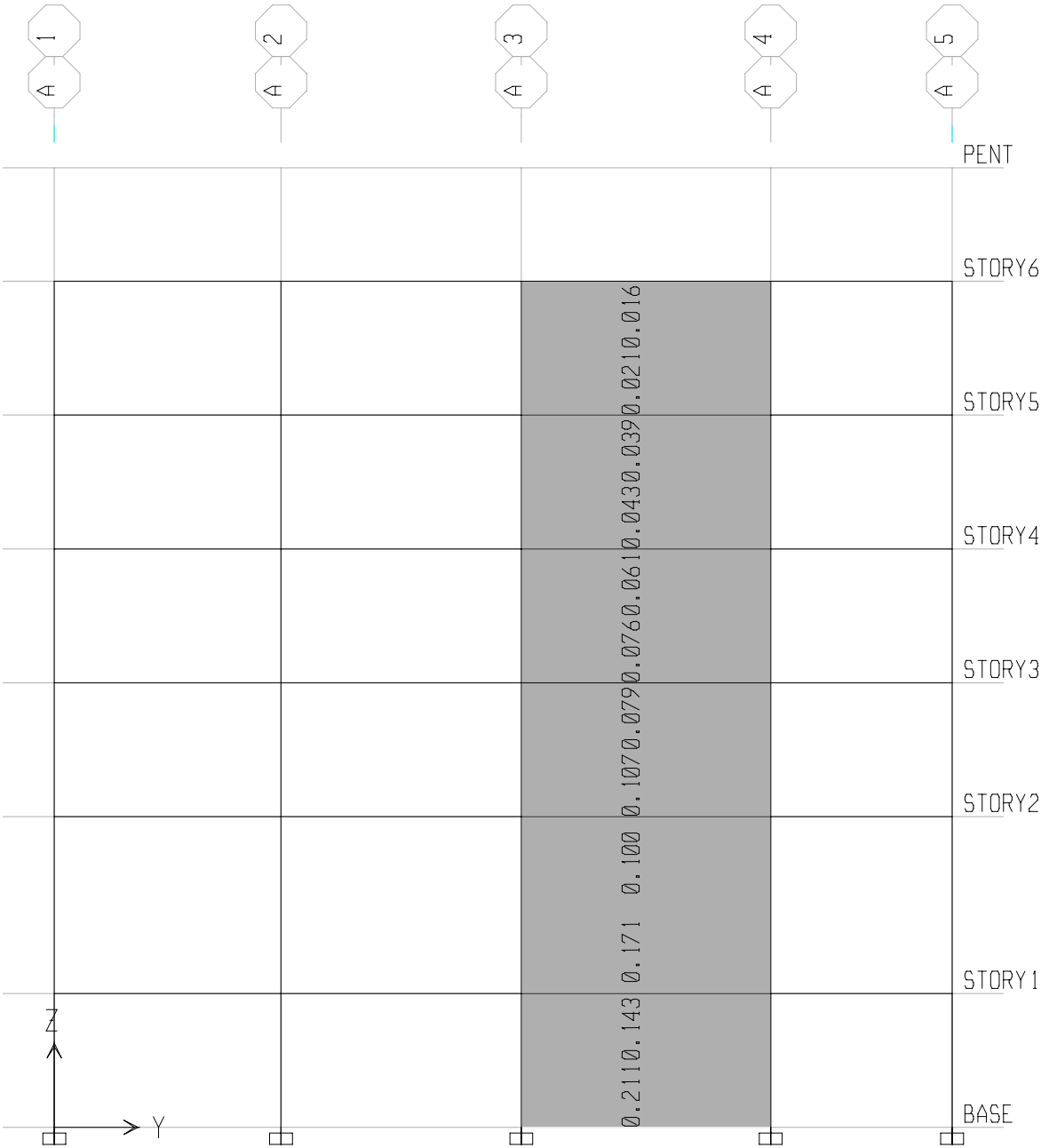
جزئیات آرماتورگذاری دیوار برشی در نقشه های اجرایی پروژه آورده شده است.

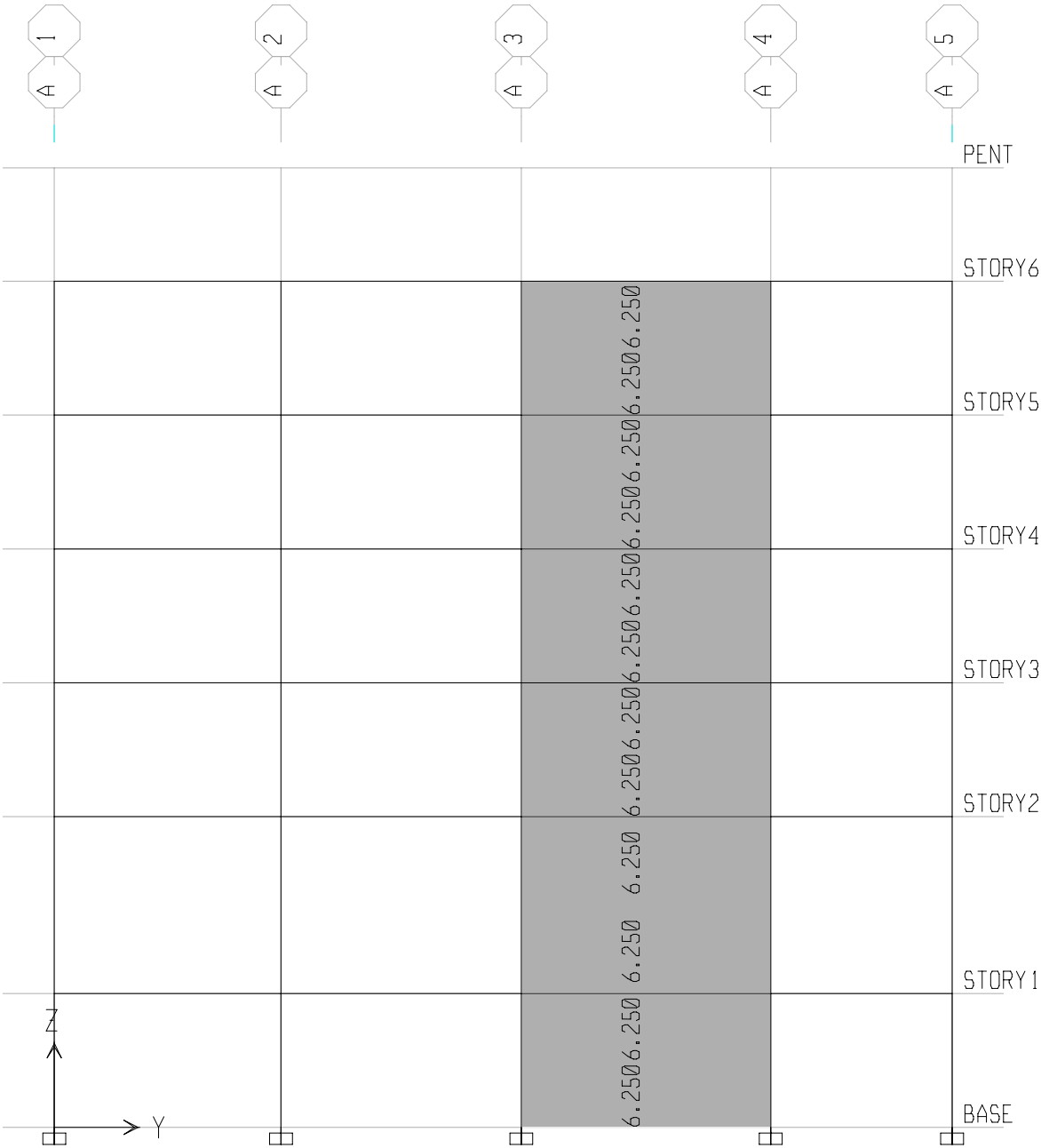


منبع : ایران سازه

Reinforced Concrete Project

Title	Shear Wall Section		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:10	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		





طراحی دیوارهای بتن آرمه زیرزمین

این دیوارها، دیوار حایل بوده که از آنها به منظور پایداری در مقابل فشار جانبی خاک استفاده می گردد. عامل پایداری و مقاومت این نوع دیوارها در مقابل فشارهای جانبی، مقاومت خمشی دیوار و وزن خاکی است که در روی پاشنه دیوار قرار می گیرد. فرض می شود که با تعبیه زهکش هایی، از ایجاد فشار آب حفره ای در پشت دیوار جلوگیری می شود.

بعلت شن و ماسه ای بودن خاک و زاویه اصطکاک داخلی بالای این نوع خاک، نفوذپذیری و زهکشی بخوبی انجام یافته و فشار جانبی خاک پشت دیوار بشدت کاهش می یابد.

وزن مخصوص خاکریز ۱۹۲۰ کیلوگرم بر مترمکعب با زاویه اصطکاک داخلی ۳۵ درجه در نظر گرفته می شود. با استفاده از جداول مربوطه، ضریب اصطکاک بین بتن و خاک پشت آن برابر با ۰,۴ می باشد. فشار مجاز خاک ۲۷۰ کیلونیوتن بر مترمربع می باشد. چون خاک درجاست و اجازه حرکت ندارد:

$$K=K_0=1-\sin(\Phi)=0.43$$

تعیین ارتفاع دیوار

$$\text{ارتفاع کف پی} = 1.2 \text{ m} \rightarrow h=2.95+1.2=4.15 \text{ m}$$

تعیین ضخامت پایه

$$\text{ضخامت پایه} = 60 \text{ cm}$$

تعیین طول پایه

اگر ارتفاع سربار را $h=2.35\text{m}$ در نظر بگیریم:

$$\text{سربار} = 2.35 \times 1.92 = 4.512 \text{ ton/m}^2$$

با توجه به شکل بعدی،

$$\text{فشار افقی یکنواخت ناشی از سربار} = 0.43 \times 4.512 = 1.94 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{فشار حداکثر خاک} = 4.33 \text{ ton/m}^2$$

$$P_1 = 1.94 \times 4.15 = 8.051 \text{ ton/m} \quad (\text{در وسط ارتفاع دیوار})$$

$$P_2 = 0.5 \times 4.33 \times 4.15 = 8.98 \text{ ton/m} \quad (\text{در ثلث ارتفاع دیوار})$$

$$W = 1.92 \times (4.15 + 2.35)x = 2.48x$$

$$W(x/2) = 2.075P_1 + 1.383P_2 \rightarrow x = 2.161 \text{ m} \quad (\text{تعالیل لنگرها})$$

برای اینکه مصالح دانه ای به کشش نیافتند،

$$\text{طول پایه} = 1.5 \times 2.161 = 3.6 \text{ m}$$

محاسبه ضریب اطمینان در برابر واژگونی

شرح	نیرو	مقدار (ton/m)	بازوی نیرو (m)	لنگر (ton.m/m)
وزن خاک + سربار	W1	$(3.6+2.35) \times 2.1 \times 1.92 = 23.99$	1.05	25.19
اضافه وزن ناحیه مثلثی دیوار	W2	$0.5 \times (0.3 \times 3.6) \times (2.4 - 1.92) = 0.26$	2	0.52
وزن پایه	W3	$3.6 \times 0.6 \times 2.4 = 5.2$	1.8	9.36
وزن ناحیه مستطیلی دیوار	W4	$0.3 \times 3.6 \times 2.4 = 2.6$	2.25	5.85
کل		32.05		40.91

با توجه به شکل قبل،

$$\begin{aligned}
& \text{فاصله نقطه اثر برآیند} = 40.91/32.05 = 1.276 \text{ m} \\
& \text{لنگر مقاوم} = 32.26 \times (3.6 - 1.276) = 74.97 \text{ ton.m/m} \\
& \text{لنگر واژگونی} = 2.075 + 1.3833 = 29.128 \text{ ton/m} \\
& \text{ضریب اطمینان واژگونی} = 74.97/29.128 = 2.574 > 2 \\
& \text{یا } 0.85 \times 74.97 > 1.383 \times 29.124 \quad \text{O.K.}
\end{aligned}$$

محاسبه فشار وارد بر شالوده

$$\bar{x} = \frac{29.128 + 40.91}{32.05} = 2.185 \Rightarrow e = 2.253 - \frac{3.6}{2} = 0.385 < \frac{B}{6} = 0.6 \text{ m}$$

$$R = 32.05 \text{ ton/m}$$

$$A = 1 \times 3.6 = 3.6 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$S = 1 \times 3.6^2/6 = 2.16 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$P = \frac{R}{A} \pm \frac{Re}{S} = \frac{32.05}{3.6} \pm \frac{32.05 \times 0.385}{2.16} = 8.903 \pm 5.713 = 14.615 \text{ ton/m}^2, 3.19 \text{ ton/m}^2$$

محاسبه ضریب اطمینان در برابر لغزش
چون جسم در آستانه لغزش است،

$$K = (1 - \sin \Phi) / (1 + \sin \Phi) = 0.27$$

$$\text{نیروی محرک} = P_1 + P_2 = 17.031 \text{ ton/m}$$

$$\text{نیروی مقاوم اصطکاکی} = \mu R = 0.4 \times 32.05 = 12.82 \text{ ton/m}$$

$$SF = 12.82/17.031 = 0.753 < 1.5$$

ملاحظه می شود که عدد مذکور مناسب نبوده، پس یک پاشنه برای دیوار در نظر می گیریم.
ارتفاع زبانه ۱۲۰ سانتیمتر در نظر گرفته می شود، سطح جلویی زبانه ۱۵ سانتیمتر جلوتر از سطح پشتی دیوار قرار داده می شود. با توجه به شکل زیر داریم:

$$P_p = 0.5 K_p (h_2^2 - h_1^2) \gamma, \quad K_p = 1/K_a = 1/0.27 = 3.7$$

$$P_p = 0.5 \times 3.7 \times (1.8^2 - 0.6^2) \times 1.92 = 10.23 \text{ ton/m}$$

$$\mu R = \mu_1 R_1 + \mu_2 R_2$$

$$\mu R = 0.7 \times (9.372 + 14.615)/2 \times 1.65 + 0.4 \times (9.372 + 3.19)/2 \times 1.95 = 18.75 \text{ ton}$$

$$\text{نیروی مقاوم} = 10.32 + 18.75 = 29.07 \text{ ton/m}$$

$$SF = 29.07/17.031 = 1.71 > 1.5 \quad \text{O.K.}$$

طراحی پایه دیوار

با توجه به شکل فوق،

$$q_u = (2.35 \times 1.92 + 3.6 \times 1.92 + 0.6 \times 2.4) \times 1.25 = 16.08 \text{ ton/m}^2$$

مقطع A :

$$V_u = 16.08 \times 1.8 - 0.9 \times (3.19 + 8.89)/2 \times 1.8 = 19.16 \text{ ton/m}$$

$$M_u = (16.08 - 0.9 \times 3.19) \times 1.8^2/2 - 0.9 \times (8.89 - 3.19) \times 1.8^2/6 = 18.63 \text{ ton.m/m}$$

$$d = 60 - (5 + 1.5) = 53.5 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 1000 \times 535 \times 10^{-3} = 321 \text{ KN/m} > 319 \text{ KN/m}$$

محاسبه میلگرد خمشی،

$$M_u = 186.3 \text{ KN.m/m} \rightarrow A_s = 1051 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\min(A_s) = \max(1.33 \times 1051, 1.4/400 \times 1000 \times 535) = 1872.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

پس انتخاب می شود

$$\Phi 22 \text{ at } 200 = 1900 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{طول مهاری} = 30 \times 22 = 660 \text{ mm}$$

مقطع B:

$$V_u = (14.615 + 10.8)/2 \times 1.2 \times 1.25 = 19.06 \text{ ton/m}$$

$$M_u = (10.8 \times 1.2^2/2 + 3.815 \times 1.2^2/3) \times 1.25 = 120 \text{ KN.m/m} \rightarrow A_s = 670 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s(\min)} = 1872.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

پس انتخاب می شود

$$\Phi 22 \text{ at } 200 = 1900 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{طول مهاری} = 30 \times 22 = 660 \text{ mm}$$

طراحی تیغه

مقادیر d , V_u و M_u در 0, 0.5H و H تعیین می گردند و در هر قسمت فولادهای کششی طراحی می شوند،

نقطه	x	t	d	V_u (ton)	V_c (ton)	M_u (ton.m)	A_s (mm ² /m)
0	0	30	23.5	0	14.1	0	0
0.5H	1.8	45	38.5	4.83	23.1	3.95	1348
H	3.6	60	53.5	12.34	32.1	19.0	1872.5

پس بترتیب برای 0.5H و H، انتخاب می شود،

$$\Phi 14 \text{ at } 110 = 1399 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Phi 14 \text{ at } 80 = 1924 \text{ mm}^2/\text{m}$$

که در سطح مجاور خاک قرار می گیرند.

میلگردهای حرارتی:

میلگردهای افقی تیغه،

$$\text{ضخامت متوسط تیغه} = 45 \text{ cm} \rightarrow A_{s(\min)} = 1125 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Phi 10 \text{ at } 100 = 785 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ در سطح بیرونی دیوار}$$

$$\Phi 10 \text{ at } 200 = 363 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ در سطح مجاور خاک}$$

میلگردهای حرارتی قائم تیغه که درست در جلوی دیوار قرار می گیرند،

$$A_s = 1125 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 12 \text{ at } 100 = 1131 \text{ mm}^2/\text{m}$$

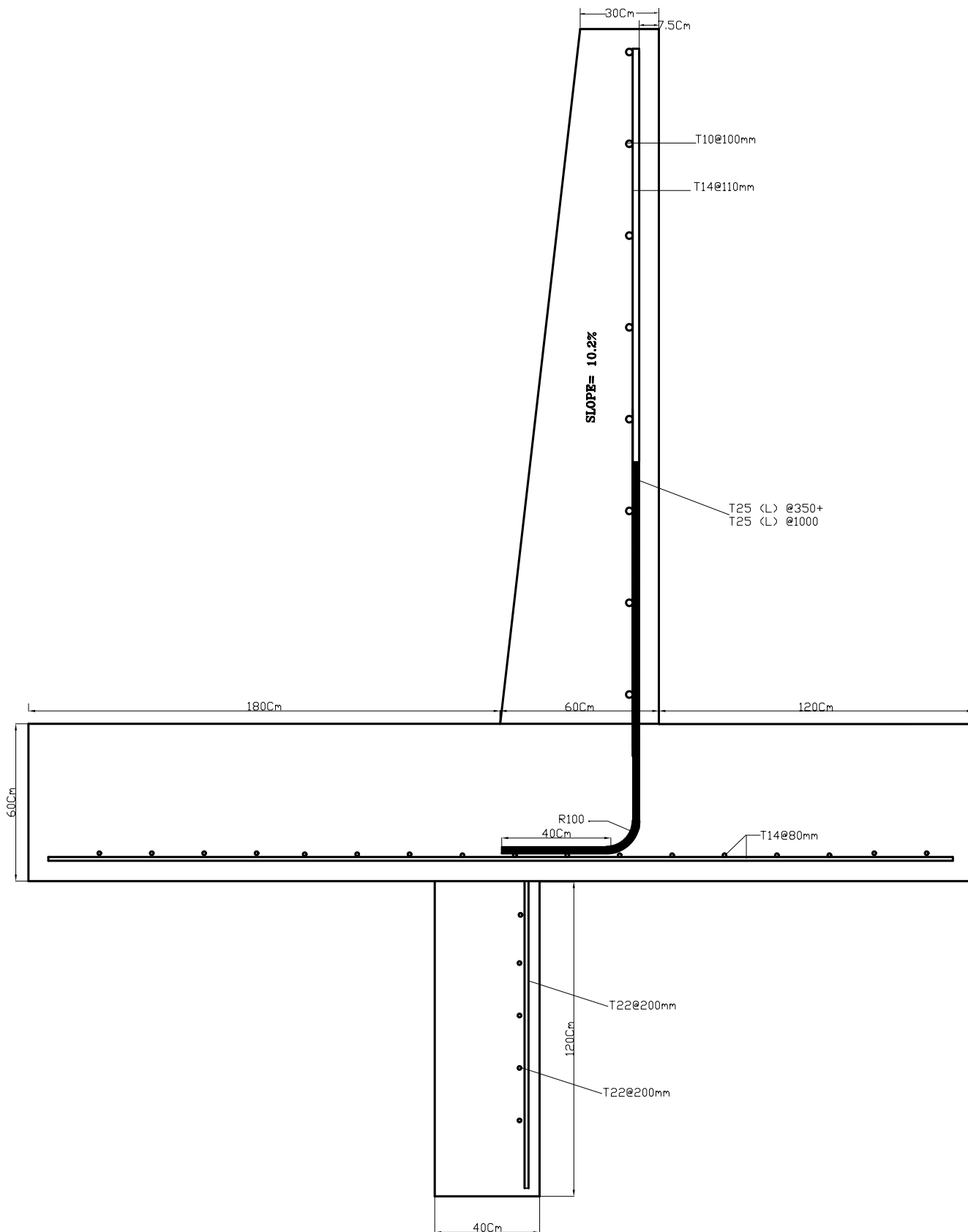
میلگردهای حرارتی طولی پایه:

برای اطمینان در مهار میلگردهای خمشی در بالا و پایین پنجه همه آنها را در کل پایه ادامه می دهیم.

$$\Phi 14 \text{ at } 80 = 1924 \text{ mm}^2/\text{m}$$

که در واحد عرض پایه (در طول دیوار) قرار می گیرند.

بدین ترتیب دیوارهای حایل زیرزمین طراحی شدند، جزئیات فولادگذاری این دیوارها در نقشه های اجرایی پروژه آورده شده است.

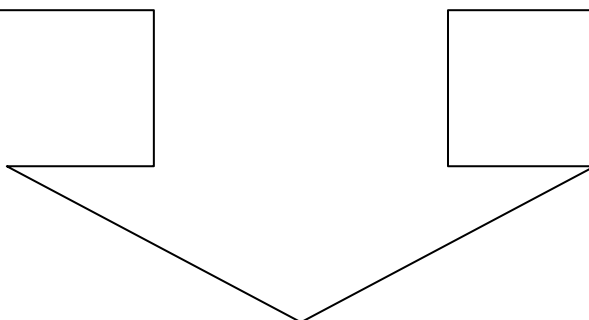


Reinforced Concrete Project

Title	Retaining Wall Section		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:15	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		

طراحی سقف

(سقف دال دو طرفه با جزئیات اتصال)



طراحی نهایی دالها:

دال مورد استفاده در این ساختمان در چهار لبه خود متکی بر دیوار یا تیرهای قوی می باشد. همه دالها دارای شرایط زیرند:

- ۱- در چهار طرف روی تیرها یا دیوارهایی تکیه دارند.
- ۲- رابطه زیر در مورد تیرهای زیرسری صادق است:

$$\frac{b_w h_b^3}{l_n h_s^3} = \frac{40 \times 50^3}{(520 - 40) \times 15^3} = 3.09 \geq 2$$

که در رابطه فوق:

b_w = عرض جان تیر که برابر با ۴۰ سانتیمتر است.

h_b = ارتفاع کل تیر که برابر با ۵۰ سانتیمتر است.

l_n = دهانه آزاد که حداکثر مقدار آن در بزرگترین چشمه برابر با $520 - 40 = 480$ cm است.

h_s = ضخامت دال که برابر با ۱۵ سانتیمتر است.

۳- نسبت طول آزاد دالها به عرض آزاد آنها، کوچکتر یا مساوی ۲ می باشد.

۴- بارهای وارد بر دالها، همه بارهای قائم بوده و بصورت یکنواخت پخش شده اند.

بنابراین تمام این دالها شرایط آئین نامه بتن ایران را برای دالهای دوطرفه متکی در لبه ها ارضاء می کنند. در هر طبقه این ساختمان ۷ نوع دال داریم که اینها در نقشه تیپ بندی دالها رسم و نشان داده شده اند. دال تیپ ۸ مربوط به دال سقف خریشته است و مثل دال بام بارگذاری می شود.

برای طراحی این دالها از روش ضرایب جدولی استفاده می شود. بعنوان مثال برای دال تیپ ۲ واقع در طبقه سوم داریم:

ضخامت اولیه دال:

ضخامت اولیه دال طبق مرحله قبل برابر با ۱۵ سانتیمتر انتخاب می شود.

محاسبه بار نهایی وارد بر دال:

طبق بارهای حاصله در مرحله قبل بار مرده این طبقه برابر با 7.41 KN/m^2 و بار زنده آن برابر با 2 KN/m^2 می باشد. در نتیجه:

$$w_u = 1.25w_D + 1.5w_L = 1.25 \times 7.41 + 1.5 \times 2 = 12.2625 \text{ KN/m}^2$$

تعیین لنگرهای طراحی:

طول دهانه کوتاه برابر با ۵,۰ متر و طول دهانه بلند برابر با ۵,۲ متر می باشد و در نتیجه m برابر با ۰,۹۶ خواهد شد و ضرایب لنگر و برش براساس این m درون یابی می شوند.

لنگر منفی در لبه ممتد دال

$$M^- = 0.037 \times 12.2625 \times 5.0^2 = 11.343 \text{ KN.m/m}$$

(در امتداد دهانه کوتاه)

$$M^- = 0.057 \times 12.2625 \times 5.2^2 = 18.90 \text{ KN.m/m} \quad (\text{در امتداد دهانه بلند})$$

لنگر مثبت

در امتداد دهانه کوتاه:

$$M^+ = 0.0216 \times 9.2625 \times 5.0^2 = 5.00 \text{ KN.m/m} \quad (\text{بار مرده})$$

$$M^+ = 0.0304 \times 3 \times 5.0^2 = 2.28 \text{ KN.m/m} \quad (\text{بار زنده})$$

$$M^+ = 7.28 \text{ KN.m/m} \quad \text{کل}$$

در امتداد دهانه بلند:

$$M^+ = 0.0214 \times 9.2625 \times 5.2^2 = 5.36 \text{ KN.m/m} \quad (\text{بار مرده})$$

$$M^+ = 0.0276 \times 3 \times 5.2^2 = 2.24 \text{ KN.m/m} \quad (\text{بار زنده})$$

$$M^+ = 7.60 \text{ KN.m/m} \quad \text{کل}$$

لنگر منفی در لبه غیرممتد

$$M^- = 3/4 \times 7.60 = 5.7 \text{ KN.m/m} \quad (\text{در امتداد دهانه بلند})$$

چون چشمه مذکور در امتداد دهانه کوتاه خود لبه غیرممتد ندارد، مقدار لنگر غیرممتد در امتداد آن دهانه برابر با صفر فرض می شود.

حال ظرفیت خمشی حداکثر ضخامت ۱۵۰ میلیمتر را تعیین می کنیم.

چون شرایط محیط ملایم است، مقدار پوشش بتن برای دالها برابر ۲۵ میلیمتر در نظر گرفته می شود.

$$d = h - \text{cover} = 150 - 25 = 125 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\max} = 0.6 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + \phi_s f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{600 + 0.85 \times 400} = 0.0203$$

$$A_{s\max} = \rho_{\max} b d = 0.0203 \times 1000 \times 125 = 2537.5 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s (\phi_s f_y)}{0.85 b (\phi_c f_c)} = \frac{2537.5 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 1000 \times 0.6 \times 25} = 67.7 \text{ mm}$$

$$M_r = A_s (\Phi_s f_y) (d - 0.5a) = 2537.5 \times 0.85 \times 400 \times (125 - 0.5 \times 67.7) = 78.765 \text{ KN.m/m}$$

ملاحظه می شود که لنگر فوق از تمام لنگرهای موجود بزرگتر می باشد، در نتیجه احتیاج به هیچ گونه فولاد فشاری نداریم.

تعیین فولاد حداقل:

$$\text{فولاد حداقل} = 0.0018 b h = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$$

محاسبه فولاد گذاری:

برای تعیین سطح مقطع فولاد ها از رابطه زیر استفاده شده است:

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

که M_u حداکثر لنگری می باشد که برای فولاد طراحی می شود.
در نتیجه داریم:

سطح مقطع فولادهای دهانه کوتاه ($d=125 \text{ mm}$)
 $M^- = 11.343 \rightarrow A_s = 274.95 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($\Phi 10 \text{ at } 280$, $A_s = 280.5 \text{ mm}^2/\text{m}$)
 $M^+ = 7.280 \rightarrow A_s = 174.54 \text{ mm}^2/\text{m}$

چون مقدار فوق از فولاد حداقل ($A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$) کمتر است، پس برابر با فولاد حداقل در نظر گرفته می شود،

$A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($\Phi 10 \text{ at } 290$, $A_s = 270.8 \text{ mm}^2/\text{m}$)
 $M^- = 0 \rightarrow A_s = A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($\Phi 10 \text{ at } 290$, $A_s = 270.8 \text{ mm}^2/\text{m}$)

سطح مقطع فولادهای دهانه بلند ($d=115 \text{ mm}$)
 $M^- = 18.90 \rightarrow A_s = 514.00 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($\Phi 10 \text{ at } 150$, $A_s = 523.6 \text{ mm}^2/\text{m}$)
 $M^+ = 7.600 \rightarrow A_s = 198.96 \text{ mm}^2/\text{m}$

چون مقدار فوق از فولاد حداقل ($A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$) کمتر است، پس برابر با فولاد حداقل در نظر گرفته می شود،

$A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($\Phi 10 \text{ at } 290$, $A_s = 270.8 \text{ mm}^2/\text{m}$)
 $M^- = 0 \rightarrow A_s = A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($\Phi 10 \text{ at } 290$, $A_s = 270.8 \text{ mm}^2/\text{m}$)

فولادهای نوارهای لبه ای
 در هر امتداد لنگر متوسط در نوار لبه ای مساوی $\frac{2}{3}$ لنگر نوار میانی است.
 بنابراین کافی است در نوار لبه ای، فاصله میلگردهای بدست آمده برای نوار میانی در ۱،۵ ضرب شود. البته فاصله حداکثر میلگردها نباید از $h = 3 \times 150 = 450$ mm یا ۳۵۰ میلیمتر تجاوز نماید. پس داریم:

$\Phi 10 \text{ at } 350$ = لبه ممتد در امتداد دهانه کوتاه
 $\Phi 10 \text{ at } 350$ = وسط دهانه در امتداد دهانه کوتاه
 $\Phi 10 \text{ at } 350$ = لبه غیرممتد در امتداد دهانه کوتاه
 $\Phi 10 \text{ at } 220$ = لبه ممتد در امتداد دهانه بلند
 $\Phi 10 \text{ at } 350$ = وسط دهانه در امتداد دهانه بلند
 $\Phi 10 \text{ at } 350$ = لبه غیرممتد در امتداد دهانه بلند

انتخاب نقاط قطع میلگردها:

نقاط قطع میلگردهای دال در هر جهت در نقشه های پروژه ترسیم شده است.

کنترل برش:

$$W_U = 5.0 \times 5.2 \times 12.2625 = 318.83 \text{ KN}$$

$$0.63/2 \times 1/5.2 \times 318.83 = 19.31 \text{ KN/m}$$

شدت بار گسترده یکنواخت روی تیر بلند

$$0.37/2 \times 1/5.0 \times 318.83 = 11.80 \text{ KN/m}$$

شدت بار گسترده یکنواخت روی تیر کوتاه

و

$$V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 1000 \times 125 \times 10^{-3} = 75 \text{ KN/m}$$

مقاومت برشی مقطع

ملاحظه می شود که مقاومت برشی مقطع از برشها موجود بیشتر است و مقطع دال در برابر نیروهای برشی مقاوم است.

همچنین با توجه به ضرایب برش، ۶۳٪ از بارها در امتداد دهانه کوتاه و ۳۷٪ بقیه در امتداد دهانه بلند حمل می شوند.

محاسبه تغییر شکل دال:

محاسبات مربوط به تغییر شکل تحت بارهای بدون ضریب صورت می گیرد. با توجه به اینکه لنگرها بر اساس بارهای نهایی (بارهای بدون ضریب) محاسبه شده اند، لازم است بر ضریب بار تقسیم گردند، تا لنگر ناشی از بارهای خدمت بدست آیند.

$$M_{bl} = 1/1.5 \times 2.24 = 1.493 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{bd} = 1/1.25 \times 5.26 = 4.288 \text{ KN.m/m}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{25} = 25000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_g = 1000 \times 150^3 / 12 = 281250000 \text{ mm}^4$$

$$E_c I_g = 7.03125E+12$$

$$\Delta_l = 3/32 \times 1.493 \times 10^6 \times 5200^2 / 7.03125E+12 = 0.54 \text{ mm}$$

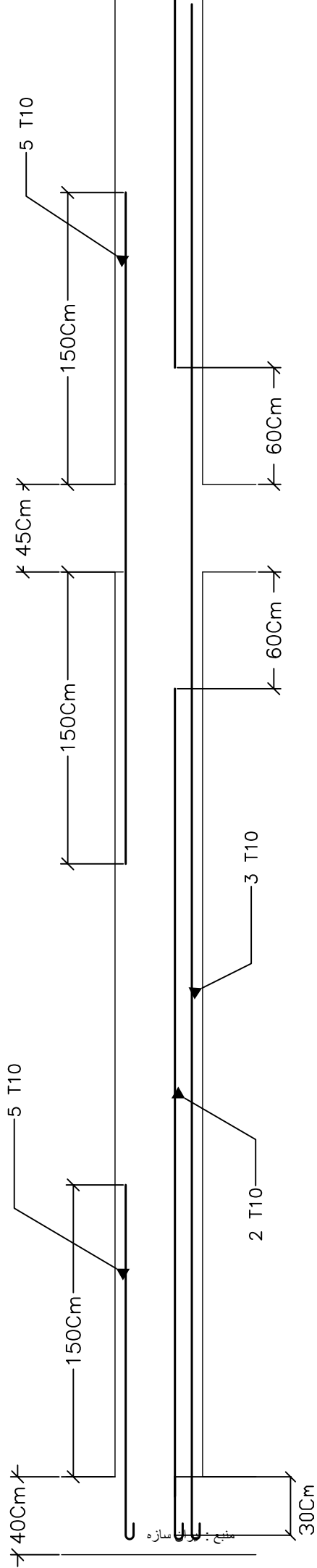
$$\Delta_d = 1/16 \times 4.288 \times 10^6 \times 5200^2 / 7.03125E+12 = 1.03 \text{ mm}$$

چون p' برابر صفر است و با فرض محاسبه حداکثر نشست در بیش از ۵ سال، تابع زمان γ برابر با ۲ خواهد شد، پس تغییر شکل کل ناشی از بار مرده برابر خواهد بود با:

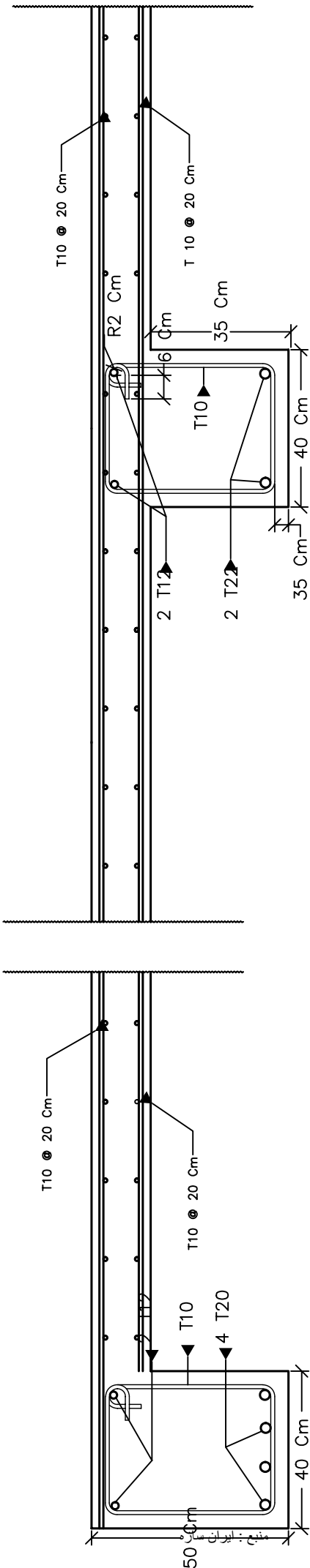
$$\Delta_d = (1 + \lambda) \Delta_d = 3.09 \text{ mm}$$

$$\Delta_T = \Delta_l + \Delta_d = 3.63 \text{ mm}$$

مقدار خیز مجاز برابر با ۱/۳۶۰ طول دهانه کوتاه است، که برابر با ۱۴ میلیمتر می باشد، که از خیز محاسبه شده کمتر است، پس از نظر خیز دال قابل قبول است.



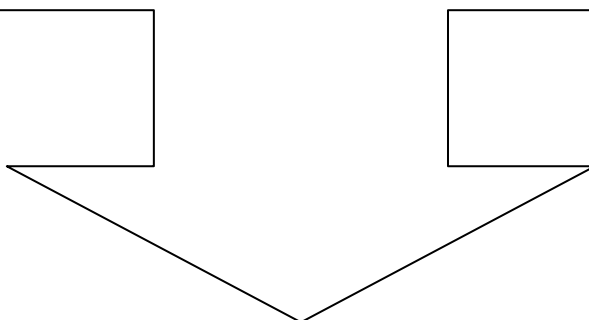
Reinforced Concrete Project			
Title	Slab's Bar Cutoff		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:20	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		



Reinforced Concrete Project			
Title		Slab Details	
Designer		Mehdi Asgari Torzani	
Scale		1:10	Date 1386/3/5
Professor		Dr. Noori RahimAbadi	

طراحی راه پله و آسانسور

(دال پله، چاله آسانسور با جزئیات)



طراحی پله ها:

اجزای پله بتن مسلح شامل قسمتهای زیر است:

۱- دال شمشیری راه پله

۲- پاخور (s)

۳- پیشانی (a)

ضخامت متوسط جان پله را می توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$t_{av} = \frac{0.5as + t\sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}}$$

در این ساختمان دارای دو تیپ پله هستیم این پله ها از نوع دو خم بوده، که یکی پله های طبقه همکف با بالاروی ۳,۹ متر و بار زنده ۳,۵ کیلونیوتن بر مترمربع و دیگری پله های طبقات زیرزمین و دیگر طبقات با بالاروی ۲,۹۵ متر و بار زنده ۳,۵ کیلونیوتن بر مترمربع که هر یک را طراحی می کنیم:
(روی پله ها ۵ سانتیمتر نازک کاری فرض می شود.)

طراحی پله های طبقه همکف:

ارتفاع بالاروی پله : $h=3.9 \text{ m}$

ارتفاع بالاروی هر شمشیری پله : $h/2=1.95 \text{ m}$

با فرض ارتفاع پیشانی : $a=19.5 \text{ cm}$

تعداد پله در هر شمشیری : $n=h/2a=10$

با توجه به اینکه عرض چشمه پله برابر با ۵۱۰ سانتیمتر است،

$$10 \times s + 2 \times L = 510$$

با فرض پاخور : $s=29 \text{ cm}$

عرض پاگرد : $L=110 \text{ cm}$

با فرض فاصله ۲۰ سانتیمتر بین دو شمشیری راه پله، عرض هر شمشیری برابر با ۱,۳۵ متر می باشد. ($b=2.45$)

تعداد پله \times طول / ارتفاع بالاروی : $\tan \alpha$: شیب راه پله

$$\cos \alpha = 0.83 \rightarrow 1.95 \times 100 / 29 / 10 = 0.6724 \text{ (پاخور)}$$

با فرض ضخامت ۲۰ سانتیمتر برای دال شمشیری (t) داریم:

$$t_{av} = \frac{0.5as + t\sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}} = \frac{0.5 \times 19.5 \times 29 + 20 \times \sqrt{19.5^2 + 29^2}}{\sqrt{19.5^2 + 29^2}} = 28.1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{وزن شمشیری} : 2.45 \times 0.281 \times 24 = 16.517 \text{ KN/m} \\
 & \text{وزن پاگرد} : 2.45 \times 0.2 \times 24 = 11.76 \text{ KN/m} \\
 & 50 \text{ میلیمتر نازک کاری} : 2.45 \times 0.05 \times 22 = 2.695 \text{ KN/m} \\
 & \text{بار مرده کل شمشیری در امتداد شیب} : 16.517 + 2.695 = 19.212 \text{ KN/m} \\
 & \text{بار مرده کل شمشیری در امتداد افق} : 19.212 / \cos \alpha = 24.558 \text{ KN/m} \\
 & \text{بار مرده پاگرد} : 11.76 + 2.695 = 14.455 \text{ KN/m} \\
 & \text{بار زنده} : 2.45 \times 3.5 = 8.575 \text{ KN/m} \\
 & \text{شمشیری } q_u = 1.25 \times 24.558 + 1.5 \times 8.575 = 43.56 \text{ KN/m} \\
 & \text{پاگرد } q_u = 1.25 \times 14.455 + 1.5 \times 8.575 = 30.931 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

در اثر بارگذاری فوق برشها و لنگرهای زیر وارد می شوند:

$$V_{\max} = 0.5 \times (30.931 \times 5.1 + 12.629 \times 2.9) = 97.2 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 195 \times 2450 \times 10^{-3} = 286.65 \text{ KN} > 97.2 \text{ O.K.}$$

$$M_{\max} = 97.2 \times 2.55 - 30.931 \times 2.55^2 / 2 - 12.629 \times 1.45^2 / 2 = 134.02 \text{ KN.m}$$

$$A_s = (134.02 \times 10^6) / (0.85 \times 400 \times 0.85 \times 195) = 2378.1 \text{ mm}^2$$

$$12\Phi 16, A_s = 12 \times 201.06 = 2412.7 \text{ mm}^2$$

بنابراین در پله های طبقه همکف از 12Φ16 برای فولاد گذاری پله استفاده می شود.

طراحی پله های طبقات زیرزمین و طبقات دیگر:

$$\begin{aligned}
 & \text{ارتفاع بالاروی پله} : h = 2.95 \text{ m} \\
 & \text{ارتفاع بالاروی هر شمشیری پله} : h/2 = 1.475 \text{ m} \\
 & \text{با فرض ارتفاع پیشانی} : a = 16.39 \text{ cm} \\
 & \text{تعداد پله در هر شمشیری} : n = h/2a = 9
 \end{aligned}$$

با توجه به اینکه عرض چشمه پله برابر با ۵۱۰ سانتیمتر است،

$$9 \times s + 2 \times L = 510$$

$$s = 29 \text{ cm} \text{ با فرض پاخور}$$

$$L = 124.5 \text{ cm} \text{ عرض پاگرد}$$

با فرض فاصله ۲۰ سانتیمتر بین دو شمشیری راه پله، عرض هر شمشیری برابر با ۱,۳۵ متر می باشد. (b=2.45)

تعداد پله×طول / ارتفاع بالاروی $\tan \alpha$: شیب راه پله
 $\cos \alpha = 0.87 \rightarrow 1.475 \times 100 / 29 / 9 = 0.565$ (پاخور)

با فرض ضخامت ۲۰ سانتیمتر برای دال شمشیری (t) داریم:

$$t_{av} = \frac{0.5as + t\sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}} = \frac{0.5 \times 16.39 \times 29 + 20 \times \sqrt{16.39^2 + 29^2}}{\sqrt{16.39^2 + 29^2}} = 27.1 \text{ cm}$$

وزن شمشیری : $2.45 \times 0.271 \times 24 = 15.955 \text{ KN/m}$
 وزن پاگرد : $2.45 \times 0.2 \times 24 = 11.76 \text{ KN/m}$
 ۵۰ میلیمتر نازک کاری : $2.45 \times 0.05 \times 22 = 2.695 \text{ KN/m}$
 بار مرده کل شمشیری در امتداد شیب : $15.955 + 2.695 = 18.650 \text{ KN/m}$
 بار مرده کل شمشیری در امتداد افق : $15.955 / \cos \alpha = 22.084 \text{ KN/m}$
 بار مرده پاگرد : $11.76 + 2.695 = 14.455 \text{ KN/m}$
 بار زنده : $2.45 \times 3.5 = 8.575 \text{ KN/m}$
 شمشیری $q_u = 1.25 \times 22.084 + 1.5 \times 8.575 = 40.467 \text{ KN/m}$
 پاگرد $q_u = 1.25 \times 14.455 + 1.5 \times 8.575 = 30.931 \text{ KN/m}$

در اثر بارگذاری فوق برشها و لنگرهای زیر وارد می شوند:

$$V_{\max} = 0.5 \times (30.931 \times 5.1 + 9.536 \times 2.61) = 91.3 \text{ KN}$$

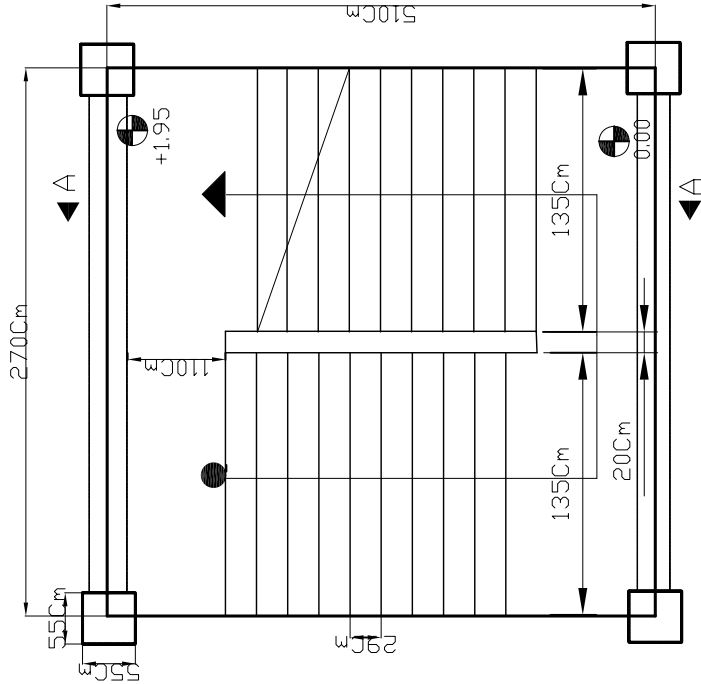
$$V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 163.9 \times 2450 \times 10^{-3} = 240.933 \text{ KN} > 91.3 \text{ O.K.}$$

$$M_{\max} = 91.3 \times 2.55 - 30.931 \times 2.55^2 / 2 - 9.536 \times 1.305^2 / 2 = 124.13 \text{ KN.m}$$

$$A_s = (124.13 \times 10^6) / (0.85 \times 400 \times 0.85 \times 163.9) = 2620.6 \text{ mm}^2$$

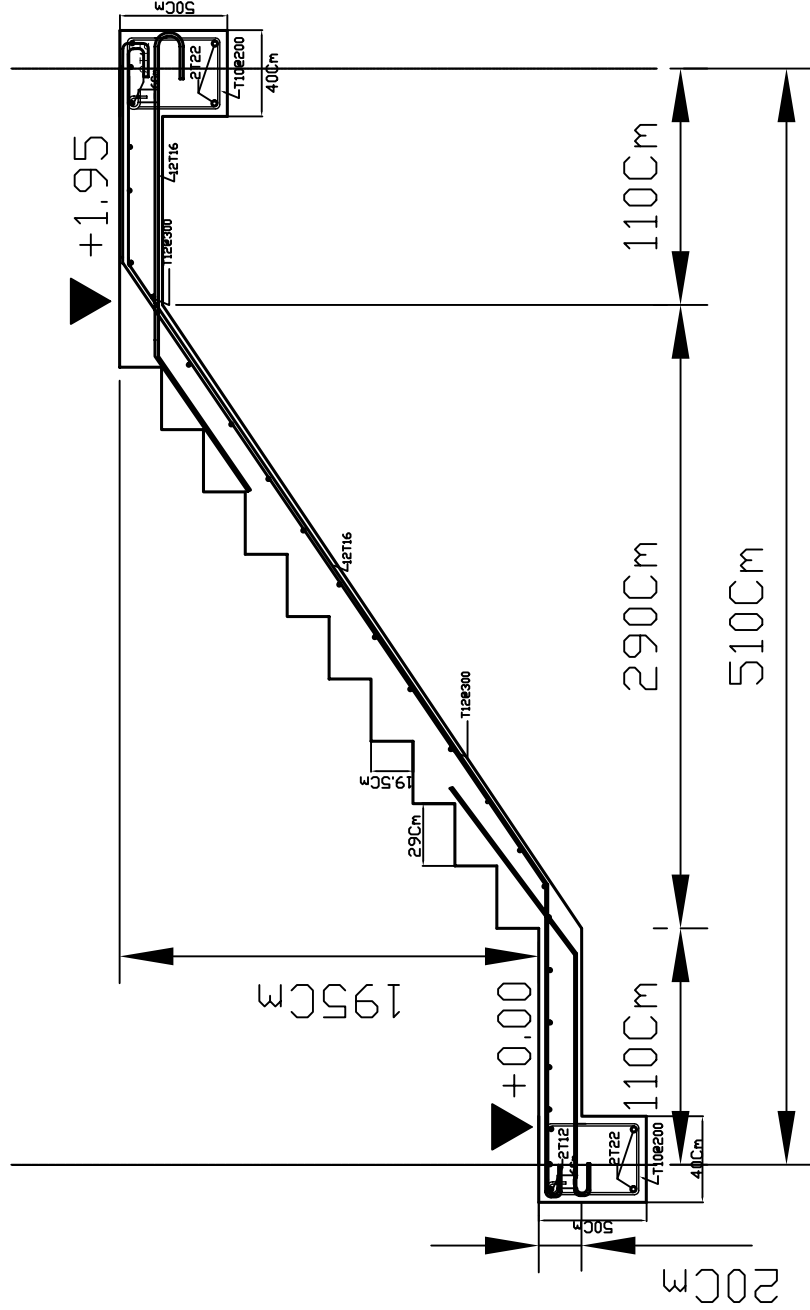
$$14\Phi 16, A_s = 14 \times 201.06 = 2814.87 \text{ mm}^2$$

بنابراین در پله های طبقات از $14\Phi 16$ برای فولاد گذاری پله استفاده می شود.
 آرماتورگذاری پله ها در طبقات و همکف در نقشه های اجرایی پروژه آورده شده است.



Stairs Plan in First Story (Scale 1:50)

منبع : ایران سازه

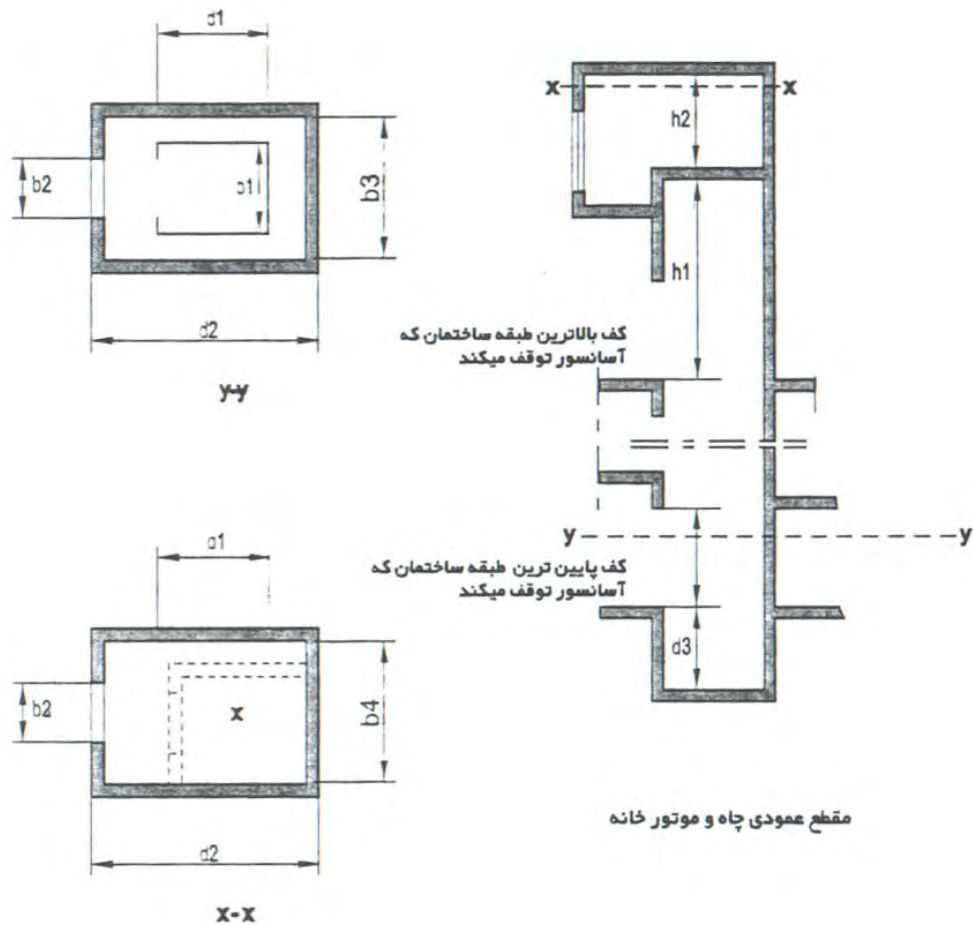


Section A-A

Stair Details in First Story(Scale 1:25)

Reinforced Concrete Project			
Title	Stairs Plan & Details in First Story		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:50 & 1:25	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		

جزئیات آیین نامه ای آسانسور



بر اساس پیوست سه آیین نامه آسانسور با مشخصات زیر انتخاب می شود

یک آسانسور 1000 kg با سرعت 1 m/s

ظرفیت به نفر 5

مشخصات کابین

$b1 = 1100 \text{ mm}$
 $d1 = 2100 \text{ mm}$
 ارتفاع = 2200 mm
 $b2 = 800 \text{ mm}$

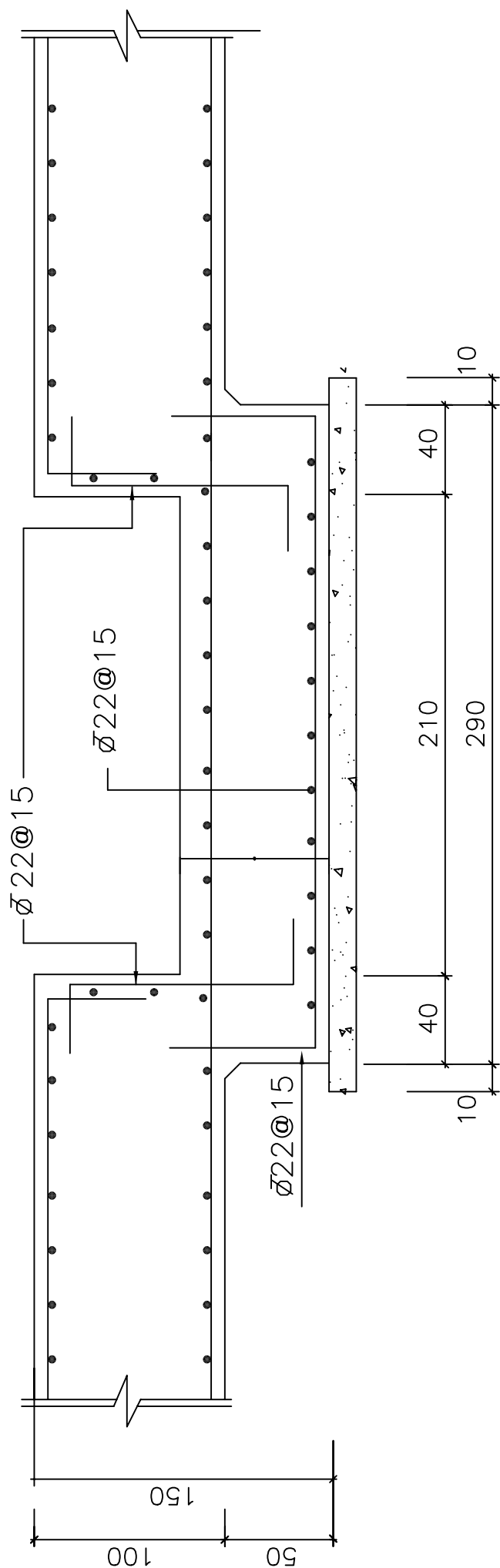
نوع باز شو : اتوماتیک کشویی

ابعاد چاه

$b3 = 1600 \text{ mm}$
 $d2 = 2600 \text{ mm}$
 $d3 = 1400 \text{ mm}$: ارتفاع چاهک پایین آسانسور
 $h1 = 3700 \text{ mm}$: بلندی کف آخرین طبقه تا سقف چاه

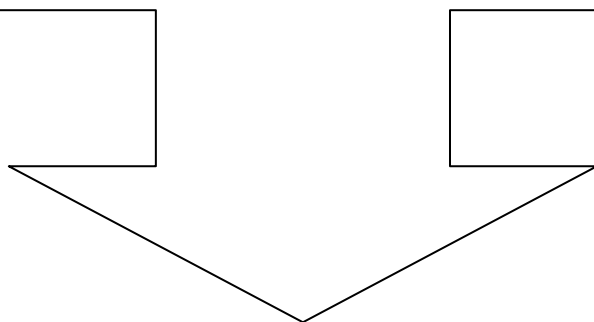
ابعاد اتاق موتورخانه آسانسور الکتریکی تا سرعت 1 m/s

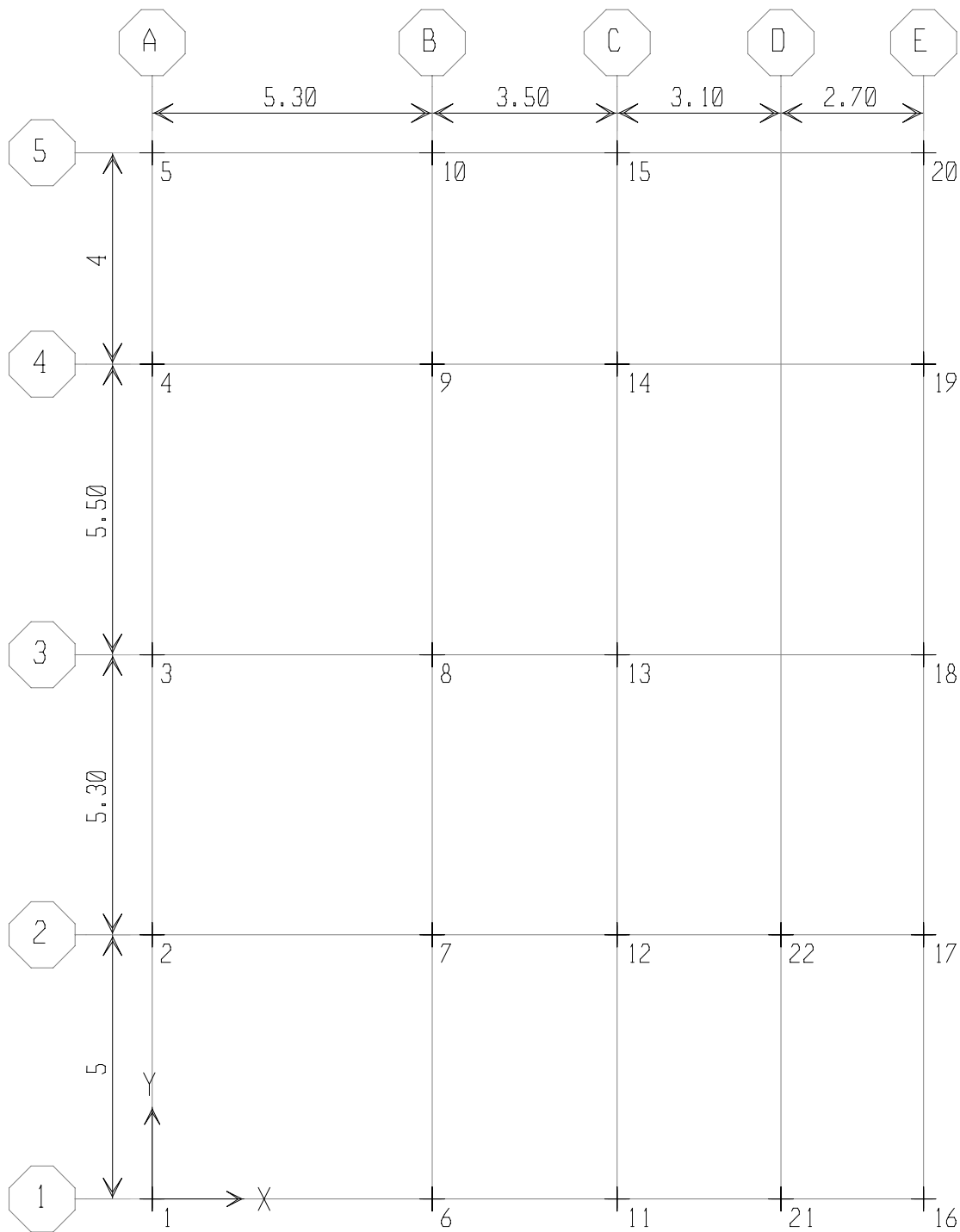
$b4 = 2400 \text{ mm}$: عرض
 $d4 = 4200 \text{ mm}$: عمق
 $b2 = 2000 \text{ mm}$: ارتفاع



تحليل وطراحی فونداسیون

(عکس العمل تکیه گاهی ، پی منفرد ستون ونواری دیوار)





Support Reactions

KN-m

نیروهای پای ستون (عکس العمل تکیه گاهی)

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	D12L12EX	-23.59	11.4	539.49	-9.999	-56.995	0.122
BASE	1	D12L12EY	14.67	7.6	685.05	-2.944	13.787	-0.008
BASE	2	D12L12EX	-27.97	-2.98	951.65	4.073	-82.775	0.195
BASE	2	D12L12EY	23.8	-11.63	1137.84	17.745	22.286	-0.013
BASE	3	D12L12EX	-26.74	33.26	1105.33	27.941	-82.627	0.195
BASE	3	D12L12EY	27.15	-258.39	132.55	154.894	25.502	-0.013
BASE	4	D12L12EX	-29.59	-196.02	1633.19	36.196	-86.352	0.195
BASE	4	D12L12EY	23.44	-530.57	3117.89	163.275	22.085	-0.013
BASE	5	D12L12EX	-27.61	-6.25	496.47	6.711	-63.142	0.122
BASE	5	D12L12EY	15.47	-11.71	816.83	15.336	14.699	-0.008
BASE	6	D12L12EX	-87.42	17.99	859.52	-16.646	-137.709	0.195
BASE	6	D12L12EY	-10.4	11.83	966.88	-4.247	-9.917	-0.013
BASE	7	D12L12EX	-142.54	-0.06	1459.68	0.652	-257.896	0.436
BASE	7	D12L12EY	-19.48	-13.03	1714.04	27.389	-18.201	-0.028
BASE	8	D12L12EX	-143.82	2.11	1479.7	-1.356	-261.329	0.436
BASE	8	D12L12EY	-17.17	-10.53	1700.91	25.082	-15.923	-0.028
BASE	9	D12L12EX	-148.37	-15.66	1248.34	15.08	-267.864	0.436
BASE	9	D12L12EY	-21.91	-30.22	1459.56	43.294	-20.154	-0.028
BASE	10	D12L12EX	-70.71	-5.13	985.41	5.086	-125.761	0.195
BASE	10	D12L12EY	-18.74	-13.34	882.04	19.412	-17.512	-0.013
BASE	11	D12L12EX	-91.07	17.21	682.99	-16.572	-141.141	0.195
BASE	11	D12L12EY	0.02	10.19	777.76	-2.665	-0.129	-0.013
BASE	12	D12L12EX	-142.85	3.91	1310.74	-4.503	-258.183	0.436
BASE	12	D12L12EY	-1.11	-11.07	1423.28	25.674	-1.217	-0.028
BASE	13	D12L12EX	-97.55	4.56	2069.89	-5.1	-218.53	0.436
BASE	13	D12L12EY	24.05	-10.09	1784.97	24.768	22.205	-0.028
BASE	14	D12L12EX	-98.17	-17.06	1793.67	14.89	-221.432	0.436
BASE	14	D12L12EY	28.46	-30.4	1535.81	43.558	26.431	-0.028
BASE	15	D12L12EX	-27.02	-7.06	673.6	6.241	-84.694	0.195
BASE	15	D12L12EY	23.24	-13.38	930.1	19.493	21.948	-0.013
BASE	16	D12L12EX	-94.46	4.97	1132.94	-5.69	-89.089	-0.555
BASE	16	D12L12EY	-11.57	-0.82	567.17	5.056	-5.686	-0.395
BASE	17	D12L12EX	-73.51	7.85	1530.35	-8.876	-125.581	0.195
BASE	17	D12L12EY	-6.67	-3.72	928.57	10.484	-6.355	-0.013
BASE	18	D12L12EX	-82.66	238.16	2326.83	-33.803	-135.191	0.195
BASE	18	D12L12EY	-33.6	-264.55	168.13	159.565	-31.601	-0.013
BASE	19	D12L12EX	-83.27	-89.96	1621.87	-29.143	-136.805	0.195
BASE	19	D12L12EY	-30.21	-548.34	3226.08	167.326	-28.347	-0.013
BASE	20	D12L12EX	-61.03	-1.71	861.85	0.683	-94.768	0.122
BASE	20	D12L12EY	-19.36	-11.81	859.43	15.537	-18.26	-0.008
BASE	21	D12L12EX	-93.27	14.34	909.61	-14.417	-117.445	-0.093
BASE	21	D12L12EY	7.72	6.75	831.75	0.689	2.082	-0.447
BASE	22	D12L12EX	-142.24	-13.88	1367.38	10.637	-257.625	0.436
BASE	22	D12L12EY	2.21	-25.04	1393.87	38.684	1.859	-0.028

طراحی شالوده های ساختمان:

با توجه به پلان در نظر گرفته شده در نقشه های اجرایی پروژه، محدودیتی از نظر وجود همسایه نمی باشد پس بدلیل عدم وجود برون محوری در پی های گوشه و کناری، تمام شالوده ها بصورت منفرد در نظر گرفته شده اند. شالوده ها همانند ستونها تیپ بندی شده و شامل ۴ تیپ شالوده گوشه، کناری در راستای قاب خمشی (x)، کناری در راستای دیوار برشی (y) و شالوده های میانی است.

برای دیوار برشی بعلت وجود نیروهای زیاد یک شالوده نواری طراحی شده است. مقاومت مجاز زمین برابر با ۲۷۰ کیلونیوتن بر مترمربع و جنس زمین از نوع ۲ (شن و ماسه متر اکم) می باشد. بعلت متر اکم بودن زمین روی گیرداری دورانی ستون متکی بر شالوده منفرد حساب شده است، ولی بعلت مقادیر بسیار ناچیز این لنگرهای گیرداری که از آنالیز ساختمان بدست آمده اند، از آنها صرف نظر شده است. ولی حتی با این وجود پای ستون را نمی توان صددرصد گیردار فرض نمود مگر اینکه حجم شالوده نسبتاً بزرگ و شالوده متکی بر بستر سنگی باشد، که در اینجا چنین نیست.

برای تمامی شالوده های فوق مقدار پوشش بتن روی آرماتور برابر با ۷۵ میلیمتر در نظر گرفته شده است. قبل از اجرای عملیات آرماتوربندی و قالب بندی شالوده، روی بستر خاکی تسطیح شده، یک لایه بتن مگر با عیار ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب به ضخامت ۱۰۰ میلیمتر بمنظور ایجاد سطح صاف برای پیاده کردن محور ستونها و همچنین جلوگیری از تداخل خاک به بتن شالوده ریخته می شود.

شالوده های ساختمان را بقرار زیر طراحی می کنیم:

طراحی شالوده نواری پای دیوار برشی

برای طراحی شالوده پایه دیوار برشی، اصول خمش ساده تیرها با جزئی اختلاف بکار برده شده است.

بار بدون ضریب ناشی از بحرانی ترین بارگذاری (D+L+Ex) برابر با ۵۵۴۲٫۸ کیلونیوتن می باشد. حال با فرض ضخامت اولیه ۷۰۰ میلیمتر برای شالوده و وزن مخصوص بتن مسلح مساوی ۲۴ کیلونیوتن بر مترمکعب، تنش مجاز موثر باقیمانده برای حمل بارهای ناشی از دیوار برابر می شود با:

$$q_e = 270 - 0.7 \times 24 = 253.2 \text{ KN/m}^2$$

$$5542.8 / 253.2 = 21.89 \text{ m}^2 = \text{سطح لازم برای شالوده}$$

با توجه به اینکه دهانه ای که دیوار برشی در آن واقع شده است، بطول ۵٫۱ متر می باشد، پس ابعاد پی دیوار بصورت ۴٫۵×۵٫۱ متر انتخاب می شود.

بار ضریب دار ناشی از بحرانی ترین بارگذاری (D+1.2L+1.2Ex) برابر با ۵۷۳۵٫۵۸ کیلونیوتن محاسبه می شود در اینصورت تنش فشاری تماسی برای بارهای نهایی برابر می شود با:

$$q_u = 5735.58 / (4.5 \times 5.1) = 249.92 \text{ KN/m}^2$$

با داشتن مقدار فوق و اینکه ضخامت دیوار برشی برابر با ۲۵۰ میلیمتر می باشد، لنگر خمشی و نیروی برشی در مقاطع بحرانی مربوطه برابرند با:

$$M_u = \frac{1}{8} q_u (b - a)^2 = \frac{1}{8} \times 249.92 \times (4.5 - 0.25)^2 = 564.3 \text{ KN.m / m}$$

با توجه به پوشش ۷۵ میلیمتری در شالوده ها، $d=700-75=625\text{mm}$ که داریم:

$$V_u = q_u \left(\frac{b - a}{2} - d \right) = 249.92 \times \left(\frac{4.5 - 0.25}{2} - 0.625 \right) = 374.88 \text{ KN / m}$$

در این طراحی سعی شده است که شالوده طوری طراحی گردد که احتیاج به میلگردهای برشی نداشته باشیم و مقاومت برشی V_c بزرگتر از V_u باشد، چون قرار دادن میلگردهای برشی در شالوده ها غالباً از لحاظ اجرایی غیر اقتصادی است.

$$V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 1000 \times 625 \times 10^{-3} = 375 \text{ KN/m} > 374.88 \text{ KN/m}$$

تعیین فولاد کششی (در واحد طول)

$$M_u = 564.3 \text{ KN.m / m}, b = 1000, d = 625$$

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

$$= \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 1000 \times 625}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 564.3 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 1000 \times 625^2}} \right]$$

$$= 2825.89 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2825.89}{1000 \times 625} = 0.0045$$

$$\rho_b = 0.6 \beta \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + \phi_s f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{600 + 0.85 \times 400} = 0.0203 \geq 0.0045$$

بنابراین انتخاب می شود:

$$\Phi 20 \text{ at } 110, A_s = 314.16 \times 1000 / 110 = 2856 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

کنترل طول گیرایی

از مقطع بحرانی خمش (لبه دیوار) تا انتهای میلگرد باید بزرگتر یا مساوی طول گیرایی در کشش گردد.

$$f_b = \lambda_1 \lambda_2 (0.65 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1.25 \times 0.65 \times 5 = 4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{طول گیرایی لازم } l_{db} = d_b (f_y / 4 f_b) = 20 \times 400 / (4 \times 4) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{طول گیرایی موجود} = (4500 - 250) / 2 = 2125 > 500$$

میلگردهای حرارتی طولی

در امتداد طولی شالوده باید میلگردهای حرارتی حداقل قرار داد. ($\rho = 0.0018$)

$$A_s = 0.0018 \times 1000 \times 625 = 1260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

انتخاب می شود:

$$\Phi 16 \text{ at } 150, A_s = 1340.4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

توجه شود که میلگردهای خمشی و حرارتی هر دو در قسمت تحتانی شالوده قرار می گیرند.

طراحی شالوده های منفرد گوشه

با تحلیل سازه برای بارهای بدون ضریب زیر:

$$1) P_D + P_L + P_{Ex}$$

$$2) P_D + P_L + P_{Ey}$$

$$3) P_D + P_{Ex}$$

$$4) P_D + P_{Ey}$$

بحرانی ترین بارهای بدون ضریب برای ستونهای گوشه برابر مقادیر زیر بدست آمده است:

$$P = 903.16 \text{ KN}$$

$$M_x = -16.282 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -12.457 \text{ KN.m}$$

بعلت وجود لنگرهای M_x و M_y بار P تحت برون محوریهای $e_x = M_y/P = -13.79 \text{ mm}$ و $e_y = M_x/P = -18.03 \text{ mm}$ خواهد بود، ولی چون مقادیر این برون محوریها نسبت به بعد ستون خیلی کوچکند و از آنها صرفنظر می شود.

حال با فرض اولیه ۵۰۰ میلیمتر برای ضخامت پی، فشار خالص مجاز برای حمل بار محوری بدون ضریب برابر است با:

$$q_e = 270 - 0.5 \times 24 = 258 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{لازم } A = 903.16 / 258 = 3.5 \text{ m}^2$$

پس از یک شالوده مربع به ابعاد 2×2 متر استفاده می شود:

$$A = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2 > 3.5 \text{ m}^2 \text{ موجود}$$

پس از اینکه سطح تماس شالوده بر اساس بارهای بهره برداری و تنش مجاز شالوده تعیین گشت، نوبت به طراحی سازه ای شالوده می رسد. در این حالت، بارهای بهره برداری در ضرایب بار مربوطه ضرب می گردد تا بارهای نهایی بدست آیند.

با تحلیل سازه برای بارهای ضریب دار زیر:

$$1) P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ex}$$

$$2) P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ey}$$

$$3) 0.85P_D + 1.2P_{Ex}$$

$$4) 0.85P_D + 1.2P_{Ey}$$

بحرانی ترین بارهای ضریبدار برای ستونهای گوشه برابر مقدار زیر بدست می آید:

$$P_u = 955.61 \text{ KN}$$

که تحت بارگذاری اول ($P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ex}$) حاصل شده است.

برای طراحی شالوده، تنش فشاری تماسی مجدداً برای ترکیبات بارهای نهایی محاسبه می شوند:

$$q_u = 955.61 / (2 \times 2) = 238.9 \text{ KN/m}^2$$

انتخاب ارتفاع شالوده

ارتفاع شالوده بر مبنای احتیاجات برش سوراخ کننده تعیین می گردد:

$$V_c = 0.4\Phi_c \sqrt{f_c} b_0 d = V_u$$

که در رابطه فوق b_0 محیط بحرانی در فاصله $d/2$ از محیط خارجی ستون می باشد. با توجه به اینکه بعد ستونهای گوشه برابر با ۴۰۰ میلیمتر است،

$$V_c = 0.4 \times 0.6 \times 5 \times (4 \times 400 + 4d) d = 903.16 \times 10^3$$

$$\rightarrow d = 278 \text{ mm}$$

$$\text{پوشش} = 75 \text{ mm}$$

با توجه به عدد فوق، ارتفاع کل شالوده مساوی ۳۶۰ میلیمتر انتخاب می شود که با فرض ۷۵ میلیمتر برای پوشش بتن، d متوسط حدود ۲۸۵ میلیمتر بدست می آید. باید توجه نمود که در محاسبات، مقدار V_u مساوی کل بار وارد بر شالوده منظور شده است که از این مقدار می توان فشار محصور در داخل محیط بحرانی b_0 را کسر نمود.

کنترل ارتفاع شالوده برای طول گیرایی میلگرد ریشه ستون در فشار برای هر میلگرد ستون، یک میلگرد ریشه با همان قطر یعنی نمره ۱۴ استفاده می شود که عمق شالوده برای تامین طول مهارى فشارى آن باید كافی باشد.

$$l_d = \alpha_1 \alpha_2 \times (d_b f_y / 4 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1 \times 14 \times 400 / (4 \times 5) = 280 \text{ mm} < \text{ارتفاع شالوده}$$

کنترل برش خمشی در مقطعی بفاصله d از لبه ستون

$$V_u = 2 \times 0.515 \times 238.9 = 246.07 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2\Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 2000 \times 285 \times 10^{-3} = 342 \text{ KN} > 246.07$$

محاسبه سطح مقطع میلگرد کششی

$$M_u = 2 \times 238.9 \times 0.8^2 / 2 = 152.9 \text{ KN.m}$$

$$f_c=25 \text{ MPa} \quad , \quad f_y=400 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 2000 \times 285}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 152.9 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 2000 \times 285^2}} \right]$$

$$= 1641 \text{ mm}^2 / m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1641}{2000 \times 285} = 0.003$$

کنترل میلگرد حرارتی حداقل دالی: ($\rho=0.0018$)

$$A_s = 0.0018 \times 2000 \times 360 = 1296 \text{ mm}^2 < 1641 \text{ mm}^2$$

کنترل حداقل میلگرد تیری:

$$A_s = 1.4/400 \times 2000 \times 285 = 1995 \text{ mm}^2 > 1641 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 1995 \text{ mm}^2$$

بنابراین در هر امتداد از ۸ میلگرد آجدار نمرة ۱۸ استفاده می شود:

$$A_s = 8 \times 254.5 = 2035 \text{ mm}^2$$

کنترل طول گیرایی در کشش

$$f_b = \lambda_1 \lambda_2 (0.65 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1.25 \times (0.65 \times 5) = 4.063 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{db} = d_b (f_y / 4 f_b) = 18 \times 400 / (4 \times 4.063) = 443 \text{ mm} < 800 \text{ mm}$$

ملاحظه می شود که مقدار فوق (طول گیرایی لازم) کمتر از فاصله مقطع بحرانی (لَبَة ستون) از لبَة شالوده است، یعنی طول گیرایی برای کشش کافی است.

طراحی شالوده های منفرد کناری در امتداد قاب خمشی (x)

با تحلیل سازه برای بارهای بدون ضریب زیر:

$$1) P_D + P_L + P_{Ex}$$

$$2) P_D + P_L + P_{Ey}$$

$$3) P_D + P_{Ex}$$

$$4) P_D + P_{Ey}$$

بحرانی ترین بارهای بدون ضریب برای ستونهای کناری در امتداد x برابر مقادیر زیر بدست آمده است:

$$P = 1234 \text{ KN}$$

$$M_x = 13.842 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1.06 \text{ KN.m}$$

بعلت وجود لنگرهای M_x و M_y بار P تحت برون محوریهای $e_x = M_y/P = 0.9 \text{ mm}$ و $e_y = M_x/P = 11.22 \text{ mm}$ خواهد بود، ولی چون مقادیر این برون محوریها نسبت به بعد ستون خیلی کوچکند و از آنها صرفنظر می شود. حال با فرض اولیه ۵۰۰ میلیمتر برای ضخامت پی، فشار خالص مجاز برای حمل بار محوری بدون ضریب برابر است با:

$$q_e = 270 - 0.5 \times 24 = 258 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{لازم } A = 903.16 / 258 = 4.78 \text{ m}^2$$

پس از یک شالوده مربع به ابعاد 2.5×2.5 متر استفاده می شود:

$$A = 2.5 \times 2.5 = 6.25 \text{ m}^2 > 4.78 \text{ m}^2 \text{ موجود}$$

پس از اینکه سطح تماس شالوده بر اساس بارهای بهره برداری و تنش مجاز شالوده تعیین گشت، نوبت به طراحی سازه ای شالوده می رسد. در این حالت، بارهای بهره برداری در ضرایب بار مربوطه ضرب می گردد تا بارهای نهایی بدست آیند. با تحلیل سازه برای بارهای ضریبدار زیر:

$$1) P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ex}$$

$$2) P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ey}$$

$$3) 0.85P_D + 1.2P_{Ex}$$

$$4) 0.85P_D + 1.2P_{Ey}$$

بحرانی ترین بارهای ضریبدار برای ستونهای کناری در امتداد x برابر مقدار زیر بدست می آید:

$$P_u = 1287 \text{ KN}$$

که تحت بارگذاری دوم ($P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ey}$) حاصل شده است.

برای طراحی شالوده، تنش فشاری تماسی مجدداً برای ترکیبات بارهای نهایی محاسبه می شوند:

$$q_u = 1287 / (2.5 \times 2.5) = 205.92 \text{ KN/m}^2$$

انتخاب ارتفاع شالوده

ارتفاع شالوده بر مبنای احتیاجات برش سوراخ کننده تعیین می گردد:

$$V_c = 0.4 \Phi_c \sqrt{f_c} b_0 d = V_u$$

که در رابطه فوق b_0 محیط بحرانی در فاصله $d/2$ از محیط خارجی ستون می باشد. با توجه به اینکه بعد ستونهای کناری برابر با ۴۵۰ میلیمتر است،

$$V_c = 0.4 \times 0.6 \times 5 \times (4 \times 450 + 4d) d = 1287 \times 10^3$$

$$\rightarrow d = 339.6 \text{ mm}$$

$$, پوشش = 75 \text{ mm}$$

با توجه به عدد فوق، ارتفاع کل شالوده مساوی ۴۲۰ میلیمتر انتخاب می شود که با فرض ۷۵ میلیمتر برای پوشش بتن، d متوسط حدود ۳۴۵ میلیمتر بدست می آید. باید توجه نمود که در محاسبات، مقدار V_u مساوی کل بار وارد بر شالوده منظور شده است که از این مقدار می توان فشار محصور در داخل محیط بحرانی b_0 را کسر نمود.

کنترل ارتفاع شالوده برای طول گیرایی میلگرد ریشه ستون در فشار برای هر میلگرد ستون، یک میلگرد ریشه با همان قطر یعنی نمره ۱۶ استفاده می شود که عمق شالوده برای تامین طول مهاري فشاري آن باید کافی باشد.

$$l_d = \alpha_1 \alpha_2 \times (d_b f_y / 4 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1 \times 16 \times 400 / (4 \times 5) = 320 \text{ mm} < \text{ارتفاع شالوده}$$

کنترل برش خمشی در مقطعی بفاصله d از لبه ستون

$$V_u = 2.5 \times 68 \times 205.92 = 350 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 2500 \times 345 \times 10^{-3} = 517.5 \text{ KN} > 350$$

محاسبه سطح مقطع میلگرد کششی

$$M_u = 2.5 \times 205.92 \times 1.025^2 / 2 = 270.4 \text{ KN.m}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa} \quad , \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0.85 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right] = \\ &= \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 2500 \times 345}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 270.4 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 2500 \times 345^2}} \right] \\ &= 2393.8 \text{ mm}^2 / m \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2393.8}{2500 \times 345} = 0.0028$$

کنترل میلگرد حرارتی حداقل دالی: ($\rho = 0.0018$)

$$A_s = 0.0018 \times 2500 \times 420 = 1890 \text{ mm}^2 < 2393.8 \text{ mm}^2$$

کنترل حداقل میلگرد تیری:

$$A_s = 1.4/400 \times 2500 \times 345 = 3018.8 \text{ mm}^2 > 2393.8 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 3018.8 \text{ mm}^2$$

بنابراین در هر امتداد از ۱۲ میلگرد آجدار نمره ۱۸ استفاده می شود:

$$A_s = 12 \times 254.5 = 3053.6 \text{ mm}^2$$

کنترل طول گیرایی در کشش

$$f_b = \lambda_1 \lambda_2 (0.65 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1.25 \times (0.65 \times 5) = 4.063 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{db} = d_b (f_y / 4 f_b) = 18 \times 400 / (4 \times 4.063) = 443 \text{ mm} < 1025 \text{ mm}$$

ملاحظه می شود که مقدار فوق (طول گیرایی لازم) کمتر از فاصله مقطع بحرانی (لبه ستون) از لبه شالوده است، یعنی طول گیرایی برای کشش کافی است.

طراحی شالوده های منفرد کناری در امتداد دیوار برشی (y)

با تحلیل سازه برای بارهای بدون ضریب زیر:

$$1) P_D + P_L + P_{Ex}$$

$$2) P_D + P_L + P_{Ey}$$

$$3) P_D + P_{Ex}$$

$$4) P_D + P_{Ey}$$

بحرانی ترین بارهای بدون ضریب برای ستونهای کناری در امتداد y برابر مقادیر زیر بدست آمده است:

$$P = 1438.9 \text{ KN}$$

$$M_x = 0.482 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -23.8 \text{ KN.m}$$

بعلت وجود لنگرهای M_x و M_y بار P تحت برون محوریهای $e_x = M_y/P = -16.54 \text{ mm}$ و $e_y = M_x/P = 0.33 \text{ mm}$ خواهد بود، ولی چون مقادیر این برون محوریها نسبت به بعد ستون خیلی کوچکند و از آنها صرفنظر می شود.

حال با فرض اولیه ۵۰۰ میلیمتر برای ضخامت پی، فشار خالص مجاز برای حمل بار محوری بدون ضریب برابر است با:

$$q_e = 270 - 0.5 \times 24 = 258 \text{ KN/m}^2$$

$$A=1438.9/258=5.58 \text{ m}^2 \text{ لازم}$$

پس از یک شالوده مربع به ابعاد $2,5 \times 2,5$ متر استفاده می شود:

$$A=2.5 \times 2.5=6.25 \text{ m}^2 > 5.58 \text{ m}^2 \text{ موجود}$$

پس از اینکه سطح تماس شالوده بر اساس بارهای بهره برداری و تنش مجاز شالوده تعیین گشت، نوبت به طراحی سازه ای شالوده می رسد. در این حالت، بارهای بهره برداری در ضرایب بار مربوطه ضرب می گردد تا بارهای نهایی بدست آیند. با تحلیل سازه برای بارهای ضریبدار زیر:

$$1) P_D+1.2P_L+1.2P_{Ex}$$

$$2) P_D+1.2P_L+1.2P_{Ey}$$

$$3) 0.85P_D+1.2P_{Ex}$$

$$4) 0.85P_D+1.2P_{Ey}$$

بحرانی ترین بارهای ضریبدار برای ستونهای کناری در امتداد y برابر مقدار زیر بدست می آید:

$$P_u=1512.95 \text{ KN}$$

که تحت بارگذاری اول $(P_D+1.2P_L+1.2P_{Ex})$ حاصل شده است.

برای طراحی شالوده، تنش فشاری تماسی مجدداً برای ترکیبات بارهای نهایی محاسبه می شوند:

$$q_u=1512.95/(2.5 \times 2.5)=242.1 \text{ KN/m}^2$$

انتخاب ارتفاع شالوده

ارتفاع شالوده بر مبنای احتیاجات برش سوراخ کننده تعیین می گردد:

$$V_c=0.4\Phi_c\sqrt{f_c}b_0d=V_u$$

که در رابطه فوق b_0 محیط بحرانی در فاصله $d/2$ از محیط خارجی ستون می باشد. با توجه به اینکه بعد ستونهای کناری برابر با ۴۵۰ میلیمتر است،

$$V_c=0.4 \times 0.6 \times 5 \times (4 \times 450 + 4d)d=1512.95 \times 10^3$$

$$\rightarrow d=379.8 \text{ mm}$$

$$\text{پوشش} = 75 \text{ mm}$$

با توجه به عدد فوق، ارتفاع کل شالوده مساوی ۴۶۰ میلیمتر انتخاب می شود که با فرض ۷۵ میلیمتر برای پوشش بتن، d متوسط حدود ۳۸۵ میلیمتر بدست می آید. باید توجه نمود که در محاسبات، مقدار V_u مساوی کل بار وارد بر شالوده منظور شده است که از این مقدار می توان فشار محصور در داخل محیط بحرانی b_0 را کسر نمود.

کنترل ارتفاع شالوده برای طول گیرایی میلگرد ریشه ستون در فشار
برای هر میلگرد ستون، یک میلگرد ریشه با همان قطر یعنی نمره ۱۶ استفاده می شود که عمق
شالوده برای تامین طول مهارى فشارى آن باید كافی باشد.

$$l_d = \alpha_1 \alpha_2 \times (d_b f_y / 4 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1 \times 16 \times 400 / (4 \times 5) = 320 \text{ mm} < \text{ارتفاع شالوده}$$

کنترل برش خمشی در مقطعی بفاصله d از لبه ستون

$$V_u = 2.5 \times .64 \times 242.1 = 387.4 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 2500 \times 385 \times 10^{-3} = 577.5 \text{ KN} > 387.4$$

محاسبه سطح مقطع میلگرد کششی

$$M_u = 2.5 \times 242.1 \times 1.025^2 / 2 = 317.95 \text{ KN.m}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa} \quad , \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 2500 \times 385}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 317.95 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 2500 \times 385^2}} \right]$$

$$= 2516.7 \text{ mm}^2 / m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2516.7}{2500 \times 385} = 0.0026$$

کنترل میلگرد حرارتی حداقل دالی: ($\rho = 0.0018$)

$$A_s = 0.0018 \times 2500 \times 460 = 2070 \text{ mm}^2 < 2516.7 \text{ mm}^2$$

کنترل حداقل میلگرد تیری:

$$A_s = 1.4 / 400 \times 2500 \times 345 = 3368.8 \text{ mm}^2 > 2516.7 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 3368.8 \text{ mm}^2$$

بنابراین در هر امتداد از ۱۴ میلگرد آجدار نمره ۱۸ استفاده می شود:

$$A_s = 14 \times 254.5 = 3562.6 \text{ mm}^2$$

کنترل طول گیرایی در کشش

$$f_b = \lambda_1 \lambda_2 (0.65 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1.25 \times (0.65 \times 5) = 4.063 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{db} = d_b (f_y / 4 f_b) = 18 \times 400 / (4 \times 4.063) = 443 \text{ mm} < 1025 \text{ mm}$$

ملاحظه می شود که مقدار فوق (طول گیرایی لازم) کمتر از فاصله مقطع بحرانی (لبه ستون) از لبه شالوده است، یعنی طول گیرایی برای کشش کافی است.

طراحی شالوده های منفرد میانی

با تحلیل سازه برای بارهای بدون ضریب زیر:

1) $P_D + P_L + P_{Ex}$

2) $P_D + P_L + P_{Ey}$

3) $P_D + P_{Ex}$

4) $P_D + P_{Ey}$

بحرانی ترین بارهای بدون ضریب برای ستونهای میانی برابر مقادیر زیر بدست آمده است:

$$P = 3931.9 \text{ KN}$$

$$M_x = -88.4 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -1.54 \text{ KN.m}$$

بعلت وجود لنگرهای M_x و M_y بار P تحت برون محوریهای $e_x = M_y/P = -0.39 \text{ mm}$ و $e_y = M_x/P = -22.48 \text{ mm}$ خواهد بود، ولی چون مقادیر این برون محوریها نسبت به بعد ستون خیلی کوچکند و از آنها صرفنظر می شود.

حال با فرض اولیه ۵۰۰ میلیمتر برای ضخامت پی، فشار خالص مجاز برای حمل بار محوری بدون ضریب برابر است با:

$$q_e = 270 - 0.5 \times 24 = 258 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{لازم } A = 3931.9 / 258 = 15.24 \text{ m}^2$$

پس از یک شالوده مربع به ابعاد 4×4 متر استفاده می شود:

$$A = 4 \times 4 = 16 \text{ m}^2 > 15.24 \text{ m}^2 \text{ موجود}$$

پس از اینکه سطح تماس شالوده بر اساس بارهای بهره برداری و تنش مجاز شالوده تعیین گشت، نوبت به طراحی سازه ای شالوده می رسد. در این حالت، بارهای بهره برداری در ضرایب بار مربوطه ضرب می گردد تا بارهای نهایی بدست آیند.

با تحلیل سازه برای بارهای ضریبدار زیر:

1) $P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ex}$

2) $P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ey}$

3) $0.85P_D + 1.2P_{Ex}$

4) $0.85P_D + 1.2P_{Ey}$

بحرانی ترین بارهای ضریبدار برای ستونهای میانی برابر مقدار زیر بدست می آید:

$$P_u = 4342.5 \text{ KN}$$

که تحت بارگذاری اول $(P_D + 1.2P_L + 1.2P_{Ex})$ حاصل شده است.

برای طراحی شالوده، تنش فشاری تماسی مجدداً برای ترکیبات بارهای نهایی محاسبه می شوند:

$$q_u = 4342.5 / (4 \times 4) = 271.4 \text{ KN/m}^2$$

انتخاب ارتفاع شالوده

ارتفاع شالوده بر مبنای احتیاجات برش سوراخ کننده تعیین می گردد:

$$V_c = 0.4 \Phi_c \sqrt{f_c} b_0 d = V_u$$

که در رابطه فوق b_0 محیط بحرانی در فاصله $d/2$ از محیط خارجی ستون می باشد. با توجه به اینکه بعد ستونهای میانی ۵۵۰ میلیمتر است،

$$V_c = 0.4 \times 0.6 \times 5 \times (4 \times 550 + 4d) d = 4342.5 \times 10^3$$

$$\rightarrow d = 715.1 \text{ mm}$$

$$, پوشش = 75 \text{ mm}$$

با توجه به عدد فوق، ارتفاع کل شالوده مساوی ۸۰۰ میلیمتر انتخاب می شود که با فرض ۷۵ میلیمتر برای پوشش بتن، d متوسط حدود ۷۲۵ میلیمتر بدست می آید. باید توجه نمود که در محاسبات، مقدار V_u مساوی کل بار وارد بر شالوده منظور شده است که از این مقدار می توان فشار محصور در داخل محیط بحرانی b_0 را کسر نمود.

کنترل ارتفاع شالوده برای طول گیرایی میلگرد ریشه ستون در فشار برای هر میلگرد ستون، یک میلگرد ریشه با همان قطر یعنی نمره ۱۸ استفاده می شود که عمق شالوده برای تامین طول مهاری فشاری آن باید کافی باشد.

$$l_d = \alpha_1 \alpha_2 \times (d_b f_y / 4 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1 \times 18 \times 400 / (4 \times 5) = 360 \text{ mm} < \text{ارتفاع شالوده}$$

کنترل برش خمشی در مقطعی بفاصله d از لبه ستون

$$V_u = 4 \times 1 \times 271.4 = 1085.6 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 5 \times 4000 \times 725 \times 10^{-3} = 1740 \text{ KN} > 1085.6$$

محاسبه سطح مقطع میلگرد کششی

$$M_u = 4 \times 271.4 \times 1.725^2 / 2 = 1615.17 \text{ KN.m}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa} \quad , \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 4000 \times 725}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1615.17 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 4000 \times 725^2}} \right]$$

$$= 6762.7 \text{ mm}^2 / m$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6762.7}{4000 \times 725} = 0.0023$$

کنترل میلگرد حرارتی حداقل دالی: ($\rho=0.0018$)
 $A_s=0.0018 \times 4000 \times 800 = 5760 \text{ mm}^2 < 6762.7 \text{ mm}^2$

کنترل حداقل میلگرد تیری:
 $A_s=1.4/400 \times 4000 \times 725 = 10150 \text{ mm}^2 > 6762.7 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s=10150 \text{ mm}^2$

بنابراین در هر امتداد از ۲۸ میلگرد آجدار نمره ۲۲ استفاده می شود:
 $A_s=28 \times 380.1 = 10643.7 \text{ mm}^2$

کنترل طول گیرایی در کشش

$$f_b = \lambda_1 \lambda B_2 (0.65 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1.25 \times (0.65 \times 5) = 4.063 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{db} = d_b (f_y / 4f_b) = 22 \times 400 / (4 \times 4.063) = 541 \text{ mm} < 1725 \text{ mm}$$

ملاحظه می شود که مقدار فوق (طول گیرایی لازم) کمتر از فاصله مقطع بحرانی (لبه ستون) از لبه شالوده است، یعنی طول گیرایی برای کشش کافی است.
 بدین ترتیب شالوده های ساختمان طراحی می گردند. چون همه شالوده های این ساختمان منفرد می باشند، بمنظور بستن آنها بیکدیگر و جلوگیری از بازی کردن آنها مخصوصاً در مقابل تکانهای ناشی از زلزله، باید آنها را توسط کلافهایی به یکدیگر بست. کلافها در امتداد محورهای ساختمان در دو امتداد متعامد قرار داده می شوند. طبق آیین نامه بتن ایران هر کلاف باید قادر باشد ۱۰٪ نیروی فشاری سنگین ترین ستون را بصورت کششی تحمل کند، در نتیجه:

$$P_u = 4342.5 \text{ KN (سنگین ترین ستون)}$$

$$A_{st} = 4342.5 / 0.4 = 10856.3 \text{ mm}^2$$

از ۲۴ میلگرد آجدار نمره ۲۴ استفاده می شود:

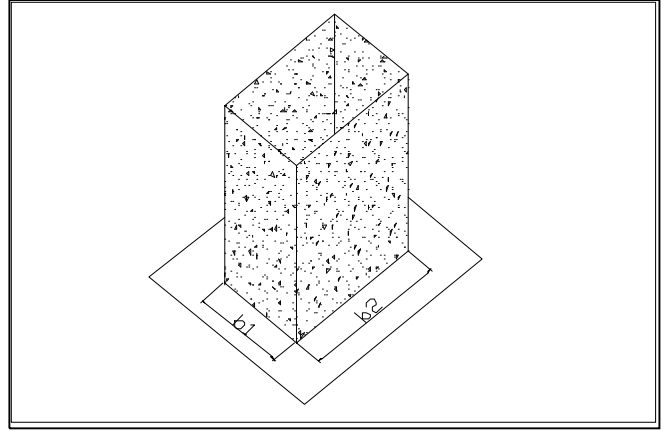
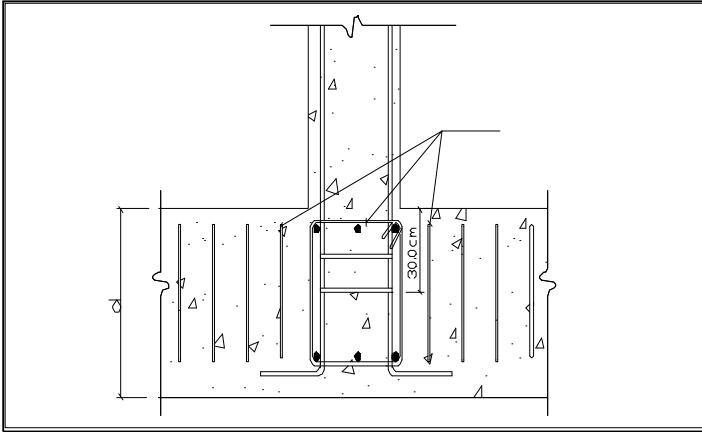
$$A_{st} = 24 \times 452.39 = 10857.3 \text{ mm}^2$$

که در محیط کلاف توزیع شده اند. ارتفاع کلاف ۳۰۰ میلیمتر بوده و در آن از خاموتهایی بقطر ۱۰ میلیمتر و به فواصل ۲۵۰ میلیمتر استفاده می شود. میلگردهای طولی کلافها بصورت ممتد از روی شالوده می گذرند.

جزئیات آرماتورگذاری و کلاف بندی شالوده ها و همچنین پلان شالوده ها در نقشه های اجرایی پروژه آورده شده است.

محاسبه آرماتورهای لازم برای برش پانچ

برای ستون میانی



$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} * ((2*b_1 + d) + (b_2 + d)) * d = 3481.35 \text{ ton}$$

$$\Phi * V_c = 0.85 * V_c = 2959.15 \text{ ton}$$

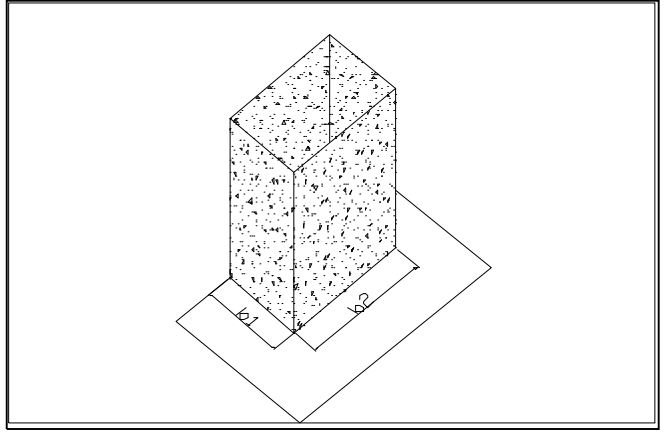
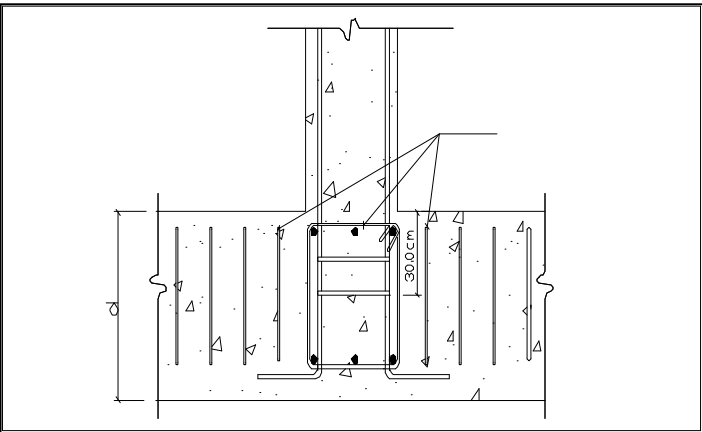
$$V_s = V_n - V_c = (Ratio - 1) * \Phi V_c = (7.7 - 1) * 2959.15 = 19826.27 \text{ ton}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{19826.27 * 10^3}{3000 * 200} = 33.04$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{200}{2} = 100 \rightarrow A_v = \frac{V_s}{f_y * d} * S = 33.04 * 10 = 330.44 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{A_v}{A_s * 4 * 2} = \frac{330.44}{1.54 * 4 * 2} \approx 27 \rightarrow \Phi 14 @ 10 \text{ cm}$$

برای ستون کناری



$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} * ((2*b_1 + d) + (b_2 + d)) * d = 1954.15 \text{ ton}$$

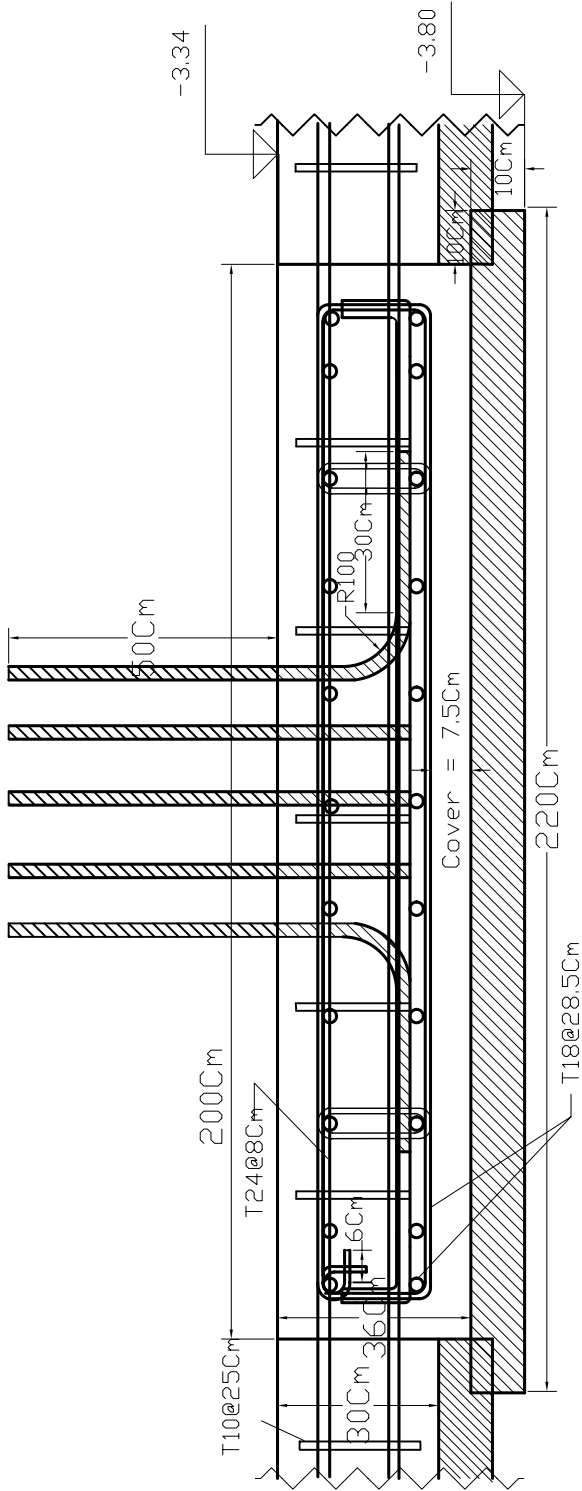
$$\Phi * V_c = 0.85 * V_c = 1661.03 \text{ ton}$$

$$V_s = V_n - V_c = (Ratio - 1) * \Phi V_c = (12.115 - 1) * 1661.03 = 18462.34 \text{ ton}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{18462.34 * 10^3}{3000 * 200} = 30.77 \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{200}{2} = 100 \rightarrow$$

$$A_v = \frac{V_s}{f_y * d} * S = 30.77 * 10 = 307.7 \text{ cm}^2$$

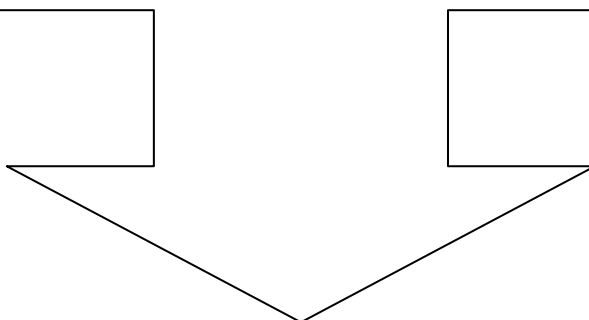
$$N = \frac{A_v}{A_s * 3 * 2} = \frac{307.7}{1.54 * 3 * 2} \approx 34 \rightarrow \Phi 14 @ 10 \text{ cm}$$



Reinforced Concrete Project			
Title	Corner Foundation Details		
Designer	Mehdi Asgari Torzani		
Scale	1:10	Date	1386/3/5
Professor	Dr. Noori RahimAbadi		

کنترل ها

(تغییر مکان نسبی و مطلق طبقات)



Diaphragm CM Displacements			_cm_							تغییر مکان مطلق طبقات		
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
PENT	D1	EX	2.2967	-0.0913	0	0	0	-0	135	1323.41	252.954	2115
PENT	D1	EY	-0.0033	0.5506	0	0	0	0	135	1323.41	252.954	2115
STORY6	D1	EX	2.3179	-0.0015	0	0	0	-0	136	728.45	1000.7	1865
STORY6	D1	EY	-0.0035	0.5246	0	0	0	0	136	728.45	1000.7	1865
STORY5	D1	EX	2.1297	-0.0013	0	0	0	-0	137	729.73	1013.4	1570
STORY5	D1	EY	-0.0029	0.4257	0	0	0	0	137	729.73	1013.4	1570
STORY4	D1	EX	1.8091	-0.0009	0	0	0	-0	138	729.73	1013.4	1275
STORY4	D1	EY	-0.0021	0.3225	0	0	0	0	138	729.73	1013.4	1275
STORY3	D1	EX	1.3873	-0.0005	0	0	0	-0	139	729.89	1013.1	980
STORY3	D1	EY	-0.0014	0.2207	0	0	0	0	139	729.89	1013.1	980
STORY2	D1	EX	0.9789	-0.0003	0	0	0	-0	140	730.17	1017.6	685
STORY2	D1	EY	-0.0008	0.1285	0	0	0	0	140	730.17	1017.6	685
STORY1	D1	EX	0.2804	0	0	0	0	-0	141	730.57	1018	295
STORY1	D1	EY	-0.0002	0.0342	0	0	0	0	141	730.57	1018	295

(ملاك در واقع تغییر مکان مطلق مرکز جرم در بالا ترین تراز سازه است)

کنترل مقدار ماکزیمم U_x , U_y در طبقه ششم :

در امتداد قاب خمشی :

$$U_x = 2.318 \text{ cm} < 0.01H = 18.65 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

در راستای قاب مهاربندی : (1/5 مقادیر مجاز)

$$U_y = 0.525 \text{ cm} < (1/5) * 0.01H = 3.73 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Story Drifts

تغییر مکان نسبی طبقات

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
PENT	Max Drift X	EX	16	1460	0	2115	0.000344	
PENT	Max Drift Y	EY	22-Jan	1190	500	2115		0.000087
STORY6	Max Drift X	EX	16-Jan	1460	0	1717.5	0.00076	
STORY6	Max Drift Y	EY	21-Jan	1190	0	1717.5		0.00036
STORY5	Max Drift X	EX	20	1460	1980	1570	0.00118	
STORY5	Max Drift Y	EY	16	1460	0	1570		0.00035
STORY4	Max Drift X	EX	20	1460	1980	1275	0.00152	
STORY4	Max Drift Y	EY	16	1460	0	1275		0.00035
STORY3	Max Drift X	EX	20	1460	1980	980	0.00147	
STORY3	Max Drift Y	EY	20	1460	1980	980		0.00032
STORY2	Max Drift X	EX	20	1460	1980	685	0.00185	
STORY2	Max Drift Y	EY	16	1460	0	685		0.00025
STORY1	Max Drift X	EX	16	1460	0	295	0.00104	
STORY1	Max Drift Y	EY	20	1460	1980	295		0.00012

طبق بند ۲-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ :

$$\Delta m = (0.7 R) * \Delta w < 0.025H, \quad T < 0.7 \text{ sec} \quad \text{برای}$$

$$\text{Drift} = (\Delta w / H) < (0.025 / 0.7 R)$$

H: ارتفاع هر طبقه

Δw : تغییر مکان نسبی هر طبقه

در راستای قاب خمشی :

$$T_x = 0.55 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec}, \quad R_x = 10$$

$$\text{Drift X (در کل طبقات)} < 0.025 / (0.7 * 10) = 0.00357 \quad \text{OK}$$

در امتداد قاب مهاربندی :

$$T_y = 0.4 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec}, \quad R_y = 11$$

$$\text{Drift Y (در کل طبقات)} < 0.025 / (0.7 * 11) = 0.00352 \quad \text{OK}$$

پس نیازی به روش $P-\Delta$ نیست