پروژه دوره کارشناسی

پروژه طراحی سازه های بتن آرمه

تهیه و تدوین:

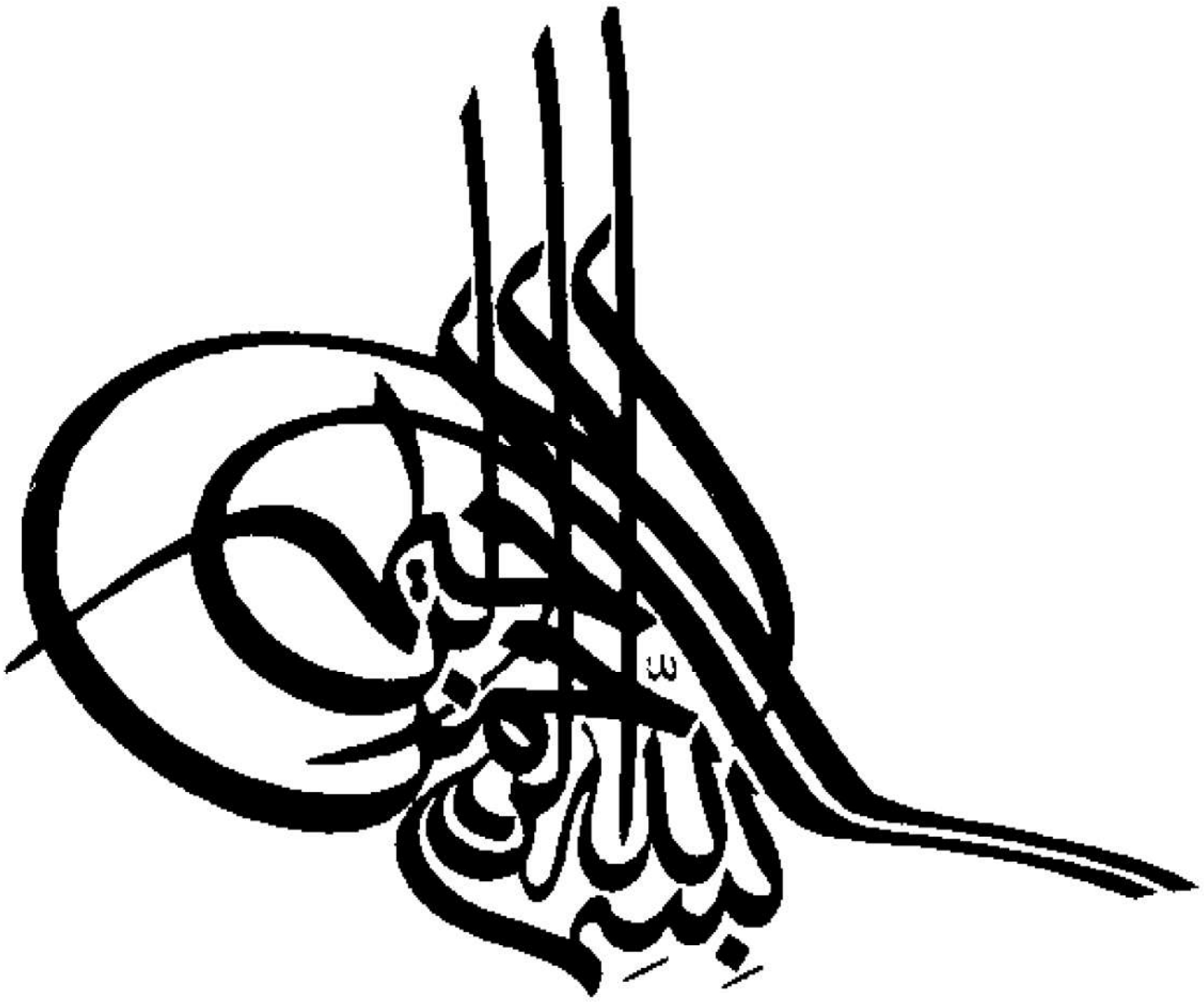
حمید اسدی

استاد راهنما :

استاد ارجمند جناب آقای

دکتر علائی

تابستان ۹۵


بسم الله الرحمن الرحيم

پیشگفتار

در دوره کارشناسی مهندسی عمران بعد از گذراندن دروس سازه ای جهت جمع آوری و عمل آوری اطلاعات پروژه های دوره کارشناسی انجام می شود که یکی از این پروژه ها، پروژه سازه های بتن آرمه است تا طراحی سازه با توجه به صورت پروژه انجام گیرد تا بتوان یک سازه ساختمانی را با بهره وری بالا و بصورت بهینه طرح کرد .

در پروژه سازه های بتن آرمه یک ساختمان هشت طبقه به صورت کامل از ابتدا نقشه های معماری تا انتهای خروجی های نقشه های اجرایی انجام می شود که ارتباط کامل بین دانش طراحی تا یک کار پروژه طراحی محاسباتی به وجود آید. در این پروژه یک سازه بتنی با فرضیاتی که عموما در صورت پروژه مطرح می شود طراحی می شود تا زمینه کاملا اجرایی داشته باشد؛طراحی کاملا باید با معیار های آیین نامه های جدید داخلی همخوانی داشته باشد.

امید است آنچه تهیه و تدوین شده ، در باب دانش مفید بوده وگامی جهت اعتلای دانسته های فنی و مهندسی شما خواننده محترم بردارد.

فهرست

۱- فصل اول: ملزومات ابتدایی پروژه

۱-۱- صورت پروژه ۲

۱-۲- پلان های پروژه..... ۴

۱-۳- کدهای ارتفاعی..... ۷

۱-۴- مشخصات ، فرضیات ،آیین نامه ها ، دستورالعمل ها..... ۸

۲-فصل دوم: محاسبات بارگذاری ساختمان

۲-۱- محاسبات بار مرده..... ۱۱

۲-۲- محاسبات بار زنده..... ۲۶

۲-۳- محاسبات بار برف..... ۲۷

۲-۴- محاسبات بار آسانسور..... ۳۲

۲-۵- محاسبات بار زلزله..... ۳۳

۲-۶- ترکیبات بارگذاری..... ۳۵

۳- فصل سوم: مدلسازی،تحلیل و طراحی نرم افزاری سازه ساختمان

۳-۱- مدلسازی،تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار Etabs 2015.2.2..... ۳۹

۳-۲- مدلسازی،تحلیل و طراحی شالوده در نرم افزار Safe 14.2..... ۴۰

۴- فصل چهارم:استخراج نتایج محاسباتی نرم افزار و انجام کنترل های سازه

۴-الف)کنترل های اولیه..... ۴۲

۴-ب)کنترل های نهایی..... ۵۰

۴-۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی سازه و با ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی آن..... ۵۱

۴-۲- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی سازه (کنترل دریفت)..... ۵۲

۴-۳- بررسی نظم پیچشی ساختمان در پلان..... ۵۴
۴-۴- کنترل واژگونی ساختمان ۵۹
۴-۵- کنترل ضریب(شاخص) پایداری سازه ۶۰
۴-۶- کنترل ۲۵٪ قاب خمشی در سیستم دوگانه..... ۶۶
۴-۷- کنترل ۵۰٪ دیوار برشی در سیستم دوگانه..... ۶۷
۴-۸- کنترل تنش زیر پی..... ۶۸
۴-۹- کنترل برش پانچ..... ۶۹
۵- فصل پنجم:طراحی المان های سازه ای با محاسبات دستی
۵-۱- طراحی تیر..... ۷۱
۵-۲- طراحی ستون..... ۸۵
۵-۳- طراحی دیوار برشی..... ۹۱
۵-۴- طراحی ساختار دیافراگم سقف ها..... ۹۵
۵-۵- طراحی شالوده با محاسبات دستی..... ۱۱۵
۶-فصل ششم: نقشه های پروژه

فصل اول

ملزومات ابتدیی پروژه

۱- صورت پروژه

۲- پلان های پروژه

۳- کدهای ارتفاعی

۴- مشخصات،فرضیات،آیین نامه ها

صورت پروژه

پروژه سازه های بتن آرمه نیمسال دوم ۹۴-۹۵

اطلاعات پروژه:

مشخصات ساختمان عبارتند از:

۱- ساختمان اداری دارای 8 طبقه و محل احداث آن شهر قوچان میباشد.
۲- سازه در جهت قاب شمال-جنوب دیوار برشی به همراه قاب خمشی و در جهت دیگر قاب خمشی است.
۳- خاک منطقه از نوع II با ظرفیت باربری $q_a=1.96\ (kg/cm^2)$
۴- مقاومت فشاری بتن در نمونه های استوانه ای ۲۸ روزه $fc=220\ (kg/cm^2)$
۵- آرماتور مصرفی برای آرماتور های طولی $F_y=4000\ (kg/cm^2)$
۶- آرماتور مصرفی برای آرماتور های عرضی $F_u=2400\ (kg/cm^2)$
۷- ارتفاع مفید طبقه همکف ۴,۹ متر است.
۸- ارتفاع مفید زیر زمین ۲,۵ متر است.
۹- ارتفاع مفید سایر طبقات ۳,۴ متر است.
۱۰- زیرزمین و همکف برای پارکینگ در نظر گرفته شود
۱۱- حداقل یک نورگیر(با ابعاد بزرگتر ۱۵ مترمربع) و یک آسانسور با ابعاد مناسب در نظر گرفته شود

تنظیم و ارائه پروژه :

۱- طرح هر نوع المان سازه ای(ستون،تیر،دال و...) برای دو مورد بحرانی انجام شود.
۲- کلیه اطلاعات ضروری دیگر به نحو مناسب فرض گردند.
۳- تنظیم و ارائه نقشه های اجرایی کامل
   a. پلان آکس بندی و ستون گذاری
   b. پلان فونداسیون و جزئیات
   c. نمای ستونها و جزئیات
   d. پلان تیرریزی و جزئیات
   e. پلان کف ها و جزئیات
   f. نمای دیوار برشی و جزئیات
۴- در نقشه های ارائه شده میبایست تیپ بندی المانهای سازه ای به درستی انجام شود.

نکات مهم:

۱- قسمت محاسبات و توضیحات پروژه بایستی به صورت دست نویس باشد از تایپ و پرینت خودداری شود.

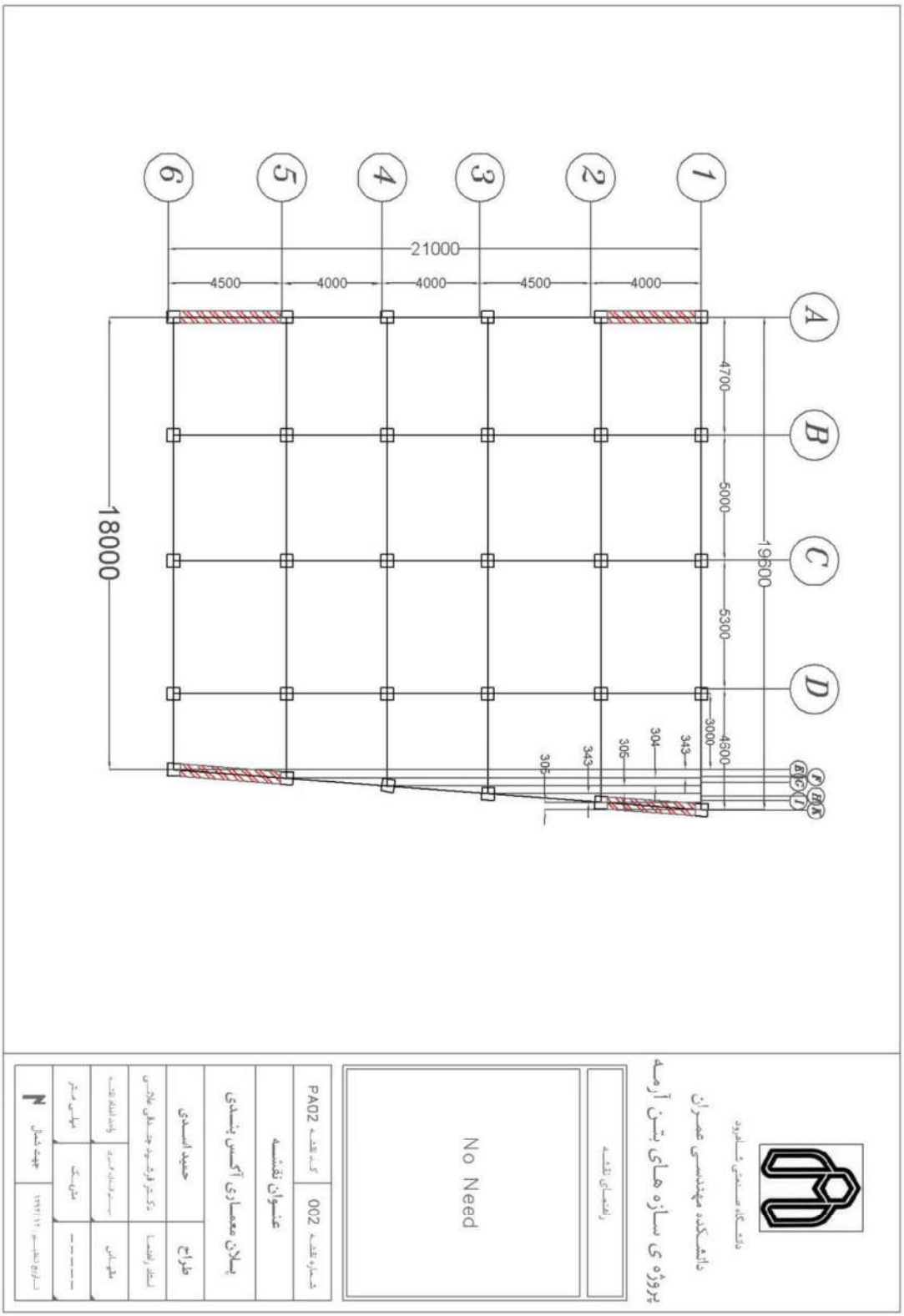
۲- کنترل تغییر شکلهای سازه و المانها میبایست به صورت دستی انجام شود.

۳- جهت تعیین وقت دفاع حداقل دو هفته قبل از اتمام مهلت پروژه، میبایست به آدرس الکترونیکی پیغام فرستاده شود.

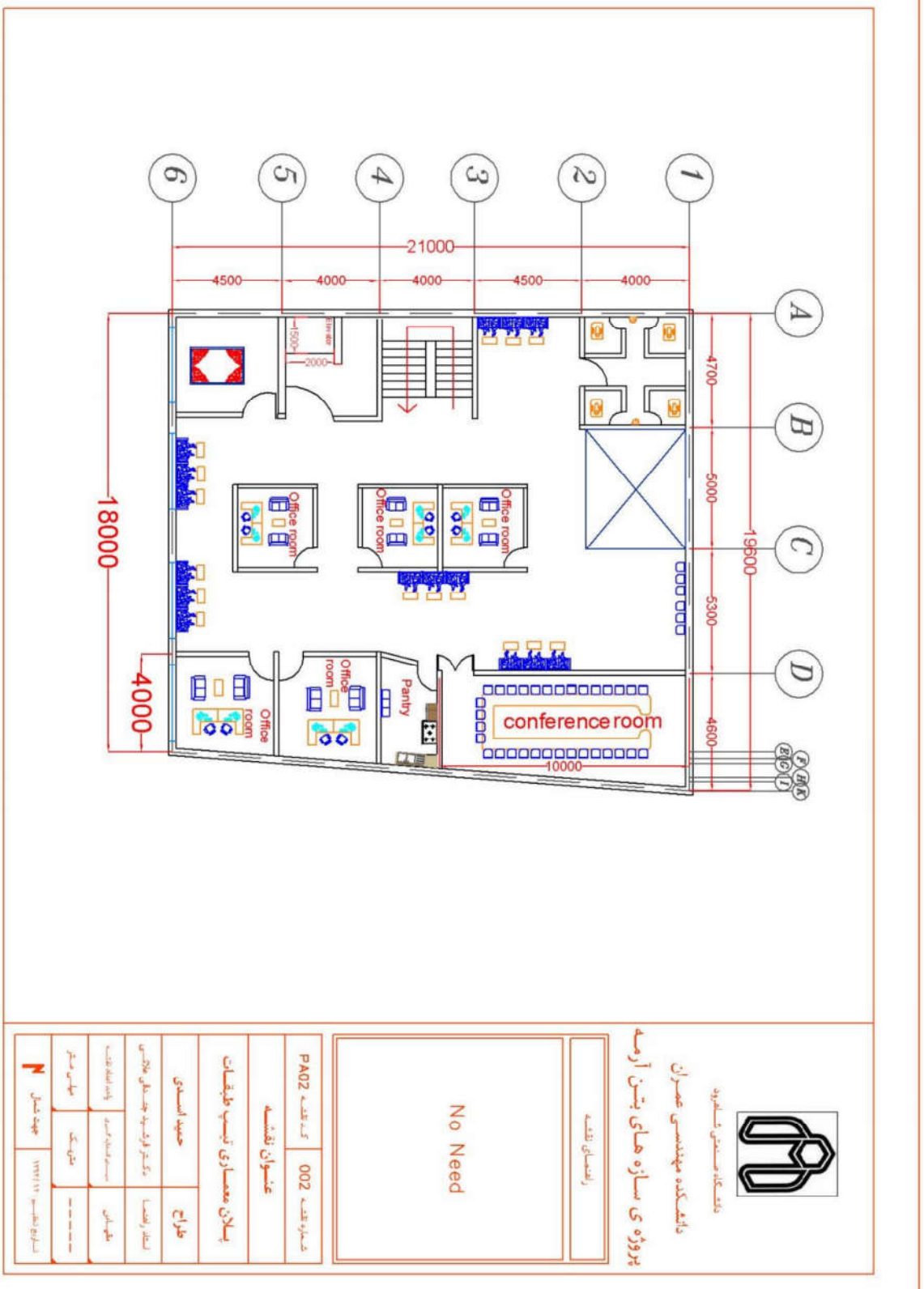
۴- تعیین وقت دفاع به منزله آمادگی کامل دانشجو جهت ارائه توضیحات در مورد پروژه میباشد. لذا توصیه میشود در صورت کامل نبودن پروژه درخواست وقت دفاع از پروژه داده نشود.

۵- در جلسه دفاع ماشین حساب و آیین نامه های مربوطه را به همراه داشته باشید.

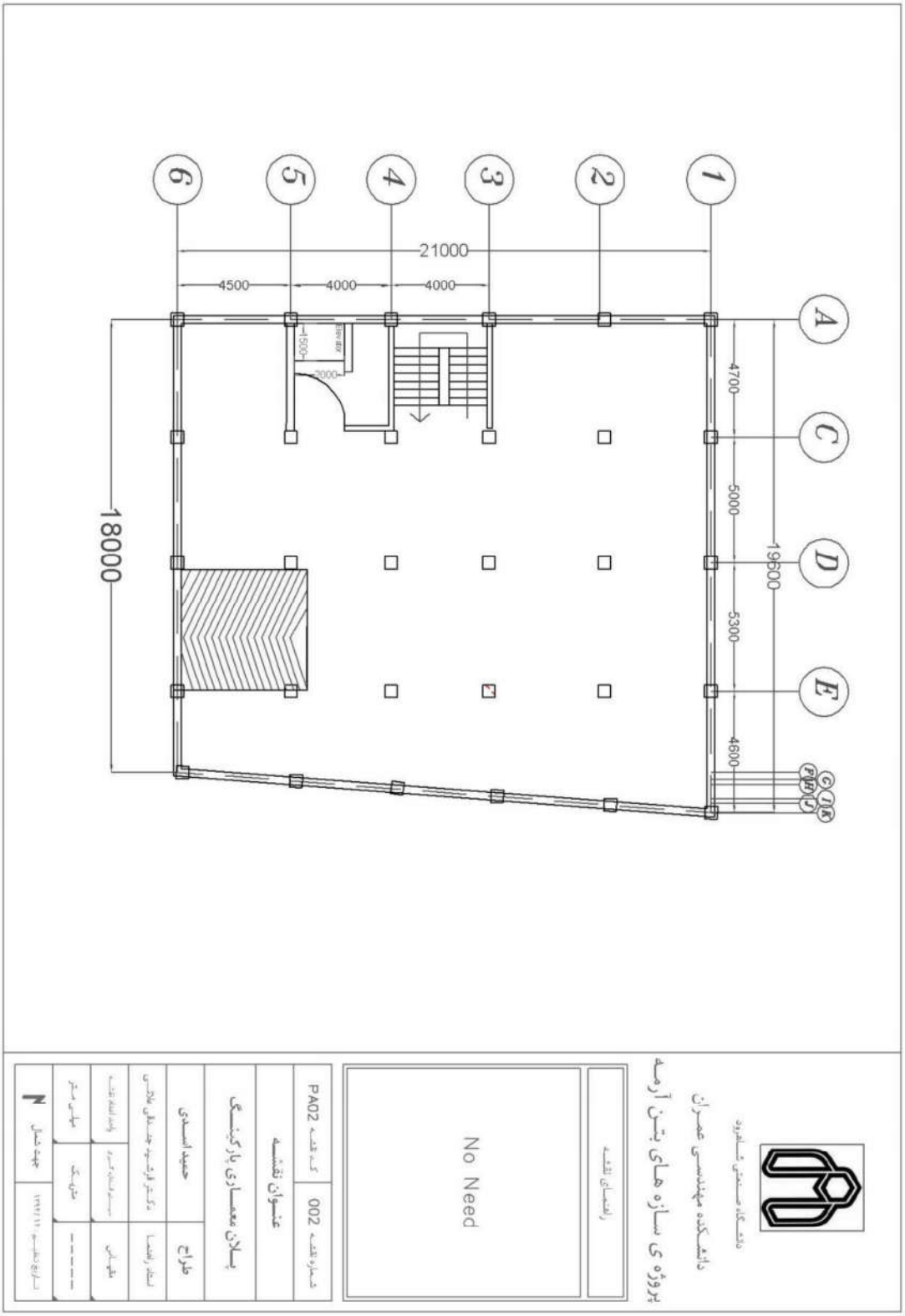
پلان آکس بندی



پلان معماری


1
2
3
4
5
6
A
B
C
D
21000
4500
4000
4000
4500
4000
18000
4000
4700
5000
5300
4600
19600
10000
Office room
Office room
Office room
Office room
Office room
Office
Pantry
conference room
No Need
پروژه ی سازه های بتن آرمه
پلان معماری تیپ طبقات
حمید اسدی
002
PA02

پلان پارکینگ



کد های ارتفاعی طبقات سازه

طبقه	کد معماری(کف)	کد سازه ای	ارتفاع طبقه	ارتفاع طبقه از روی شالوده	ارتفاع دیوار
Ridge	27.9	27.8	2.5	30.3	2.2
Roof	25.4	25.3	-----	27.8	-----
Story 6	22	21.9	3.4	24.4	3.1
Story 5	18.6	18.5	3.4	21	3.1
Story 4	15.2	15.1	3.4	17.6	3.1
Story 3	11.8	11.7	3.4	14.2	3.1
Story 2	8.4	8.3	3.4	10.8	3.1
Story 1	5	4.9	3.4	7.4	3.1
Ground floor	0	0	4.9	2.5	4.6
Cellar	-2.1	-2.5	2.5	-----	2.2

مشخصات پروژه و فرضیات

مشخصات مصالح

مصالح فولادی از نوع میلگرد AIII	
وزن واحد حجم(W_s)	7850 Kgf/m³
مدول الاستیسیته(E_s)	2×10^6 Kgf/cm²
ضریب انبساط حرارتی($_s\alpha$)	$0.000012\frac{1}{°C}$
تنش تسلیم فولاد(F_y)	4000 Kgf/cm²
مقاومت نهایی فولاد(F_u)	6000 Kgf/cm²

مصالح فولادی از نوع میلگرد AI	
وزن واحد حجم(W_s)	7850 Kgf/m³
مدول الاستیسیته(E_s)	2×10^6 Kgf/cm²
ضریب انبساط حرارتی($_s\alpha$)	$0.000012\frac{1}{°C}$
تنش تسلیم فولاد(F_y)	2400 Kgf/cm²
مقاومت نهایی فولاد(F_u)	3600 Kgf/cm²

مصالح بتنی از نوع C220	
وزن واحد حجم(W_s)	2500Kgf/m³
مدول الاستیسیته(E_s)	253598.5Kgf/cm²
نسبت پواسون ($_s\nu$)	0.15
ضریب انبساط حرارتی($_s\alpha$)	$0.00001\frac{1}{°C}$
مقاومت فشاری بتن (F_C)	220 Kgf/cm²

خاک شالوده	
تیپ خاک	II
تنش مجاز(q_a)	1.96 Kgf/cm²
ضریب بستر (K_s)	1.18 Kgf/cm³

آیین نامه های مورد استفاده

۱- بارگذاری ثقلی ساختمان ، براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان(ویرایش ۱۳۹۲)**(از این به بعد اختصار مبحث ۶)**

۲- بارگذاری جانبی(لرزه ای) ساختمان ، بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰(ویرایش ۱۳۹۳) **(از این به بعد اختصار استاندارد ۲۸۰۰)**

۳- طراحی اعضای سازه بتنی در Etabs براساس آیین نامه بتن آمریکا سال ۲۰۱۴(ACI 318-14) می باشد.

۴- طراحی اعضای دستی بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) . **(از این به بعد اختصار مبحث ۹)**

۵- دستورالعمل طراحی و اجرای سقف تیرچه بلوک(نشریه شماره ۵۴۳) **(از این به بعد اختصار نشریه ۵۴۳)**

توجه: از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) **(از این به بعد اختصار مبحث ۱۰)** برای ضوابط مورد نیاز اجزای فولادی ساختمان استفاده شده است.

نرم افزار های مورد استفاده

1-Etabs 2015 V15,2,2

2-Safe 2014 V14,2

3-Auto Cad 2016

4-Word 2016

5-Excle 2016

فصل دوم

محاسبات بارگذاری ساختمان

۱- محاسبات بار مرده

۲- محاسبات بار زنده

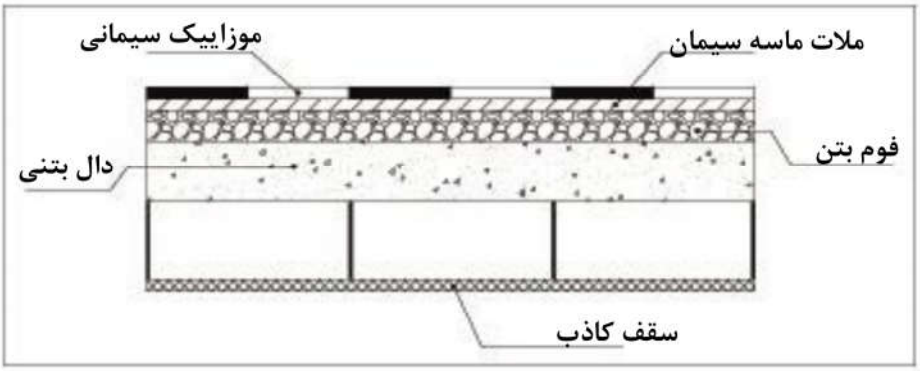
۳- محاسبات بار برف

۴- محاسبات بار آسانسور

۵- محاسبات بار زلزله

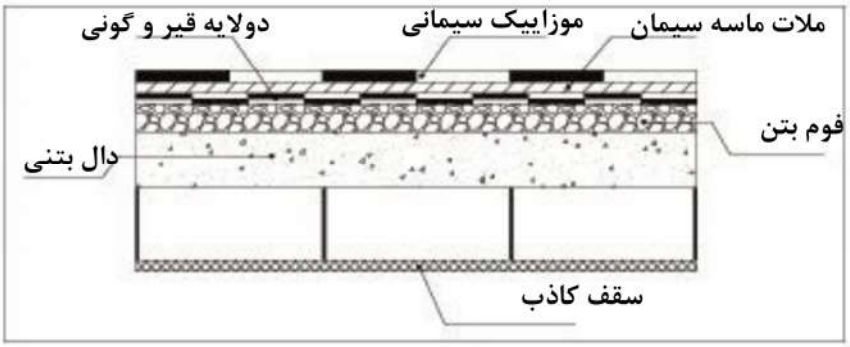
۶- ترکیبات بارگذاری

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف دال در طبقات



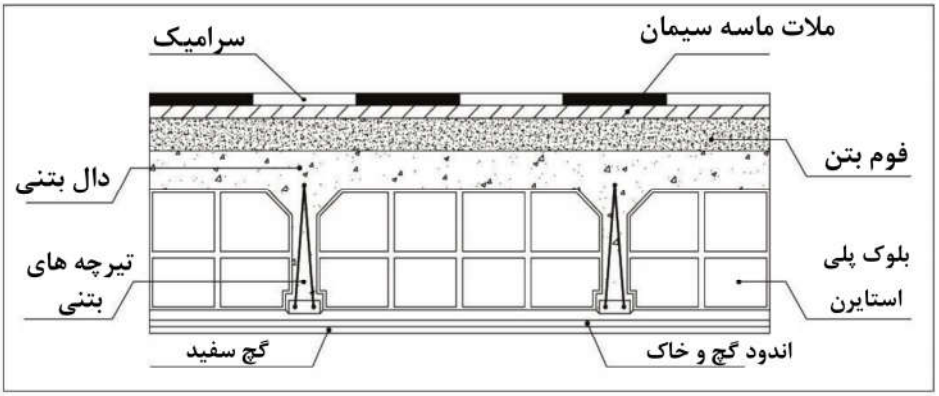
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
موزاییک سیمانی	2100	0.02	42
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.12	72
سقف کاذب با اندود گچ	----	----	50
مجموع=227 Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف دال در بام



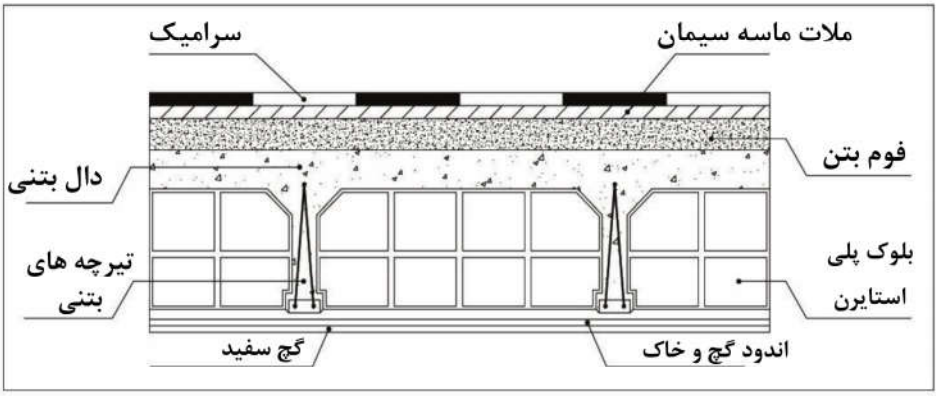
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
موزاییک سیمانی	2250	0.02	45
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
دو لایه قیر و گونی	----	----	15
فوم بتن	600	0.12	72
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع=208 Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در طبقات



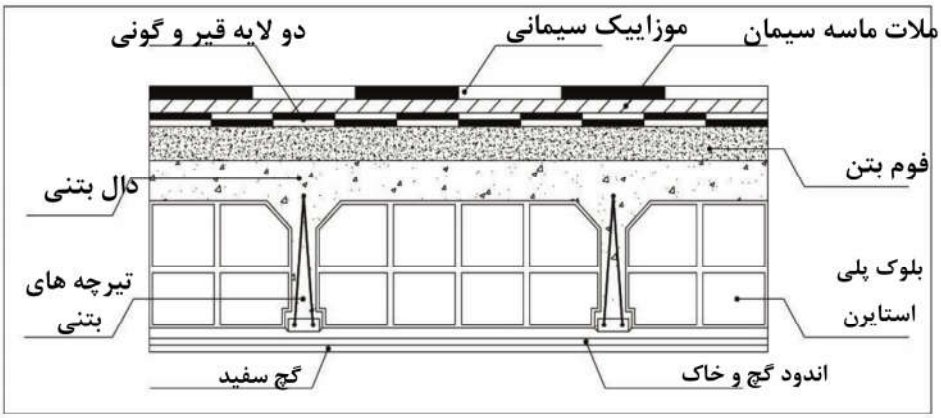
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
سرامیک	2100	0.02	42
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.07	42
دال بتنی	2500	0.05	125
نیرچه های بتنی	2500	2*(0.1*0.25)	125
بلوک پلی استایرن	----	----	2
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع Kgf/m^2 =445			

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در پارکینگ



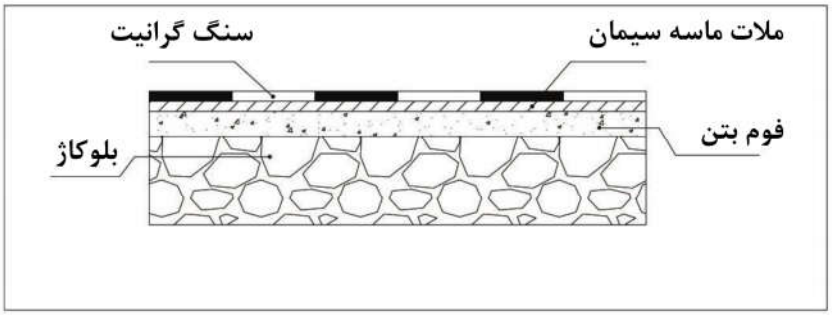
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
سنگ گرانیت	2800	0.02	56
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.07	42
دال بتنی	2500	0.05	125
نیرچه های بتنی	2500	2*(0.1*0.25)	125
بلوک پلی استایرن	----	----	2
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
			مجموع=458 Kgf/m^2

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در خرپشته



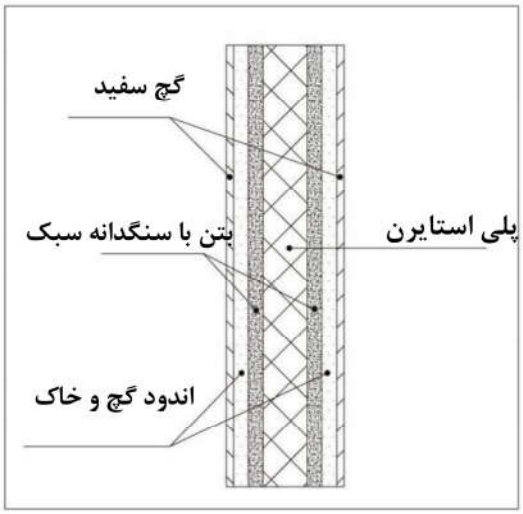
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
موزاییک سیمانی	2250	0.02	45
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
دو لایه قیر و گونی	----	----	15
فوم بتن	600	0.12	72
دال بتنی	2500	0.5	125
نیرچه های بتنی	2500	2*(0.1*0.25)	125
بلوک پلی استایرن	----	----	2
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع=495 Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای کف سازی روی شالوده



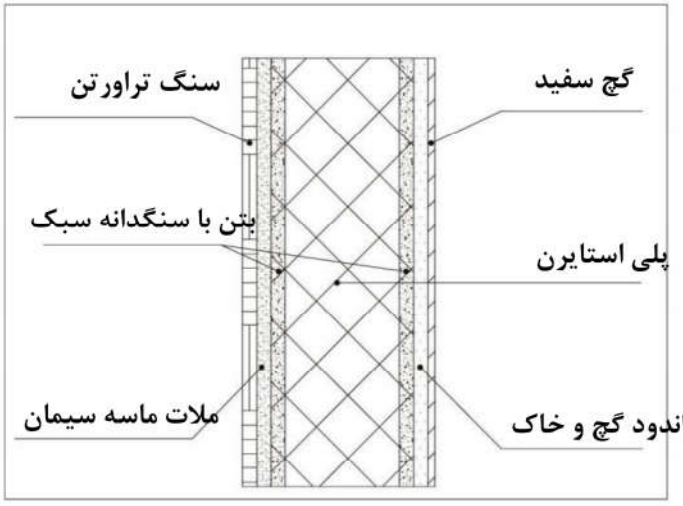
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
سنگ گرانیت	2800	0.02	56
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.05	30
بلوکاژ	1400	0.3	420
مجموع=570Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای تیغه های داخلی ساختمان



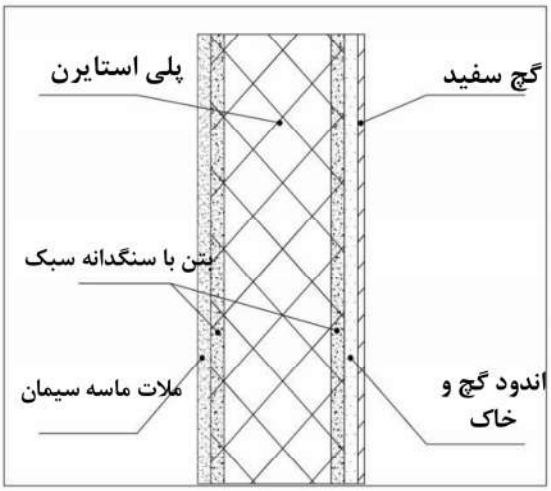
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
گچ سفید	1300	2×0.01	26
اندود گچ و خاک	1600	2×0.02	64
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.025	60
لایه ی پلی استایرن انبساطی(EPS)	15	0.05	0.75
مجموع=150Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار های پیرامونی دارای نما



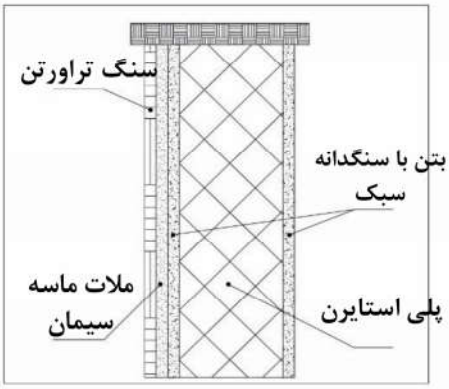
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.03	72
لایه ی پلی استایرن انبساطی(EPS)	15	0.1	1.5
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع=210Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار های پیرامونی بدون نما



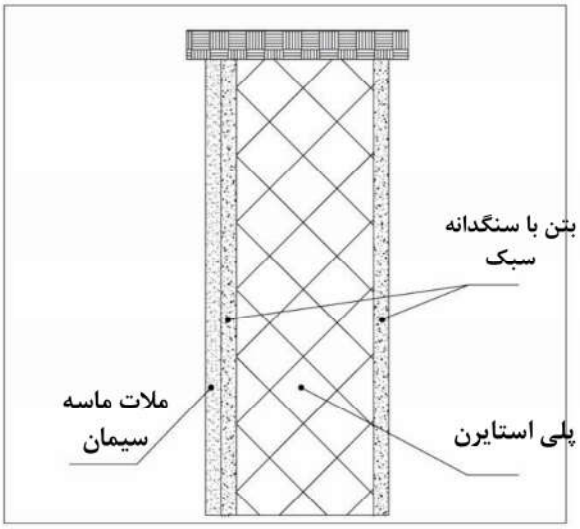
نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.03	72
لایه ی پلی استایرن انبساطی(EPS)	15	0.1	1.5
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع=160Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار جان پناه دارای نما



نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.03	72
لایه ی پلی استایرن انبساطی(EPS)	15	0.05	0.75
مجموع=165Kgf/m2			

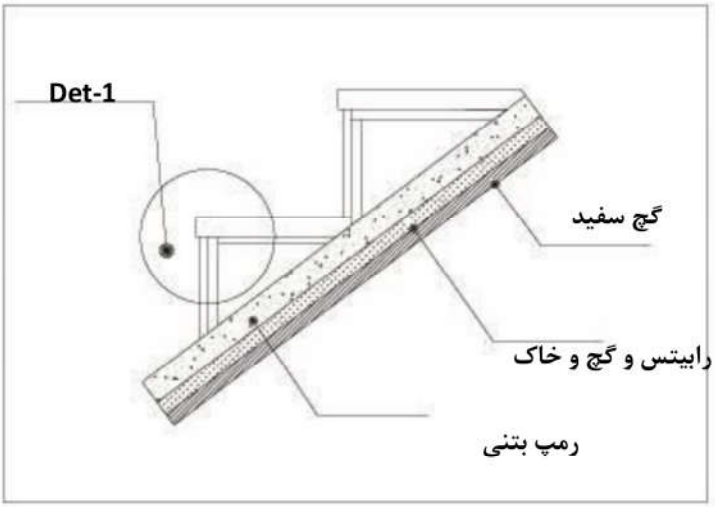
محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار جان پناه بدون نما



نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.03	72
لایه ی پلی استایرن انبساطی(EPS)	15	0.05	0.75
مجموع=115Kgf/m2			

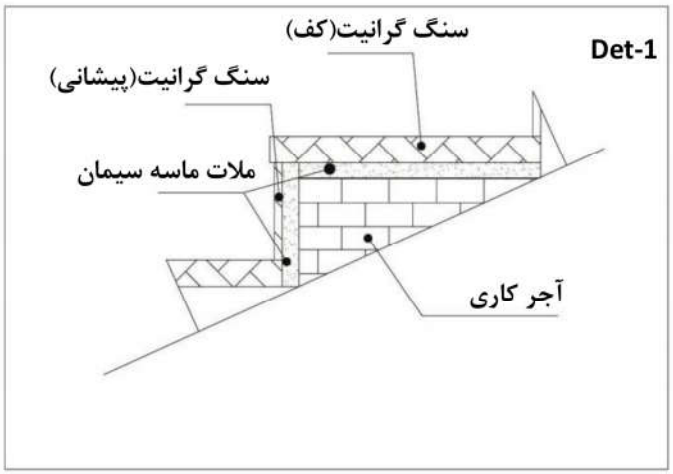
جزئیات پله های پروژه

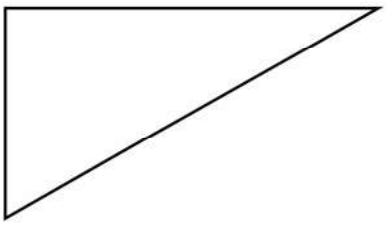
محاسبه ی بار مرده ی رمپ پله



نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
گچ سفید	1300	0.01	13
رابیتس و گچ وخاک	1600	0.02	32
بتن رمپ	2500	0.1	250
مجموع=$295Kgf/m^2$			

محاسبه بار مرده ی پاخور های پله





نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	مساحت(m^2)	وزن واحد طول(kgf/m)
سنگ گرانیت(کف)	2800	0.03×0.33	27.72
سنگ گرانیت(پیشانی)	2800	0.02×0.17	9.52
ملات ماسه سیمان	2100	0.02×(0.3+0.17)	19.74
آجر کاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان	1850	0.5×(0.26×0.15)	36.08
مجموع=95Kgf/m			

معادل سازی بار تیغه های داخلی

بر اساس بند(۶-۵-۲-۲) مبحث ۶ از آنجا که وزن دیوار های جداکننده این پروژه کمتر از $200\ kgf/m^2$ می باشد، وزن آنها به عنوان بار زنده در نظر گرفته می شود و می توان آن را به صورت یک بار گسترده برسطح پلان طبقات منظور نمود. حال جهت محاسبه بار گسترده معادل تیغه بندی از رابطه زیر استفاده می شود:

$$q = \frac{w \times L \times h}{A} \geq 100\ kgf/m^2$$

w = وزن واحد سطح تیغه

L= مجموع طول تیغه ها

h= ارتفاع تیغه ها

A= مساحت محدوده مورد نظر در پلان

$w=150\ kgf/m^2$

$L=110\ m$

$h=3.1\ m$

$$q = \frac{150 \times 110 \times 3.1}{394.8} = 129.5\frac{kgf}{m^2} > 100\frac{kgf}{m^2} \rightarrow q = 130 kgf/m^2$$

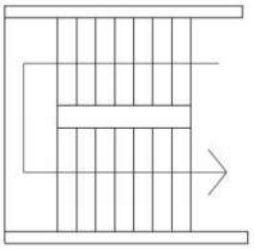
نحوه ی محاسبه و معادل سازی بار پله

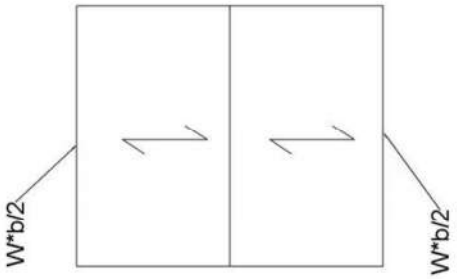
باید بار پاخور ها و بار بدنه رمپ پله با هم جمع شوند،که مجموع بار مرده پله را در واحد سطح می دهد.

نحوه مدلسازی و بارگذاری در نرم افزار:

راه پله دو طرفه را می توان در نرم افزار مدل کرد اما این عمل بسیار وقت گیر بوده و در نهایت هم با توجه به دشواری مدلسازی مزیت خاصی ندارد. به همین دلیل می توان بار پله را به صورت دیگری به سازه وارد کرد.

نحوه وارد کردن بار به این صورت است که در شکل زیر نشان داده می شود.





جزئیات بارهای زنده پروژه

ردیف	ردیف در جدول مبحث ۶	نوع کاربری	بار گسترده(kgf/m^2)
1	(1-1)	بام های معمولی تخت	150
2	(1-2)	سالن های عمومی و محل های تجمع دارای صندلی ثابت(چسبیده به کف)	300
3	(2-2)	سالن های عمومی و محل های تجمع فاقد صندلی ثابت	500
4	(3-3)	راه پله و راه های منتهی به درب های خروجی	500
5	(1-4)	اتاق ها و سایر فضاهای خصوصی(مانند سرویس ها و...)	200
6	(1-7)	دفاتر کار معمولی	250
7	(2-7)	سالن انتظار و ملاقات-راهروهای طبقه همکف	450
8	(3-7)	راهروهای سایر طبقات	350
9	(1-11)	محل عبور و پارک خودرو هایی با وزن حداکثر 400Kgf	300
10	(11-12)	اتاق آسانسور	360

جزئیات بارگذاری برف پروژه

ردیف	موضوع	مقدار پارامتر	توضیحات
1	بار برف در سطح زمین	Pg=150Kgf/m2	شهر قوچان در جدول(۶-۷-۱) از مبحث ۶ در منطقه ۴ با برف زیاد قرار گرفته است.
2	ضریب اهمیت	Is=1	پروژه ی مورد نظر، ساختمانی با کاربری مسکونی بوده است که در گروه خطر پذیری (۳) طبقه بندی می شود
3	ضریب برف گیری	Ce=1.2	ساختمان مورد نظردر محیط شهری واقع شده است(گروه ناهمواری زیاد).از سوی دیگر به دلیل اینکه در آیندی تضمینی برای وضعیت ساختمان های مجاور این پروژه نیست، می توان به صورت محافظه کارانه ،یاختمان را با بام برف گیر محسوب کرد.
4	ضریب شرایط دمایی	Ct=1.0	ساختمان های مسکونی از نظر شرایط دمایی ، به صورت عادی محسوب می شوند.
5	ضریب شیب	Cs=1.0	در بام های تخت (α=۰) ، ضریب شیب همواره برابر واحد می باشد.

$$P_r = 0.7 \times C_s \times C_t \times C_e \times I_s \times P_g = 0.7 * 1 * 1 * 1.2 * 1 * 150 = 126 \frac{kgf}{m^2}$$

علاوه بر بار سطحی برف باید بار انباشتگی برف را نیز در محاسبات لحاظ کرد.

محاسبه بار انباشتگی در صفحه بعد انجام داده می شود.

محاسبه بار انباشتگی برف

$$h_d = \frac{3}{4} \times [0.12\sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100P_g + 50} - 0.5]$$

L_u به صورت محافظه کارانه برابر با بیشترین طول پلان محاسبه می شود(22 m)

$$h_d = \left[0.12\sqrt[3]{22} \times \sqrt[4]{100 \times 1.5 + 50} - 0.5\right] = 0.76m$$

$$\gamma = 0.43P_g + 2.2 = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845KN/m^3 \ < 4.7KN/m^3$$

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{126}{284.5} = 0.44 \rightarrow h_c = H - h_b = 0.85 - 0.44 = 0.41$$

hd>hc $\rightarrow$ $w = \frac{4h_d^2}{h_c} = 5.63 \nless 8 \times 0.41 = 3.28 \rightarrow P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.76 = 2.16KN/m^2 = 216.22kg/m^2$

$$P'_d = \frac{1}{2} P_d w = 0.5 * 216.22 * 3.28 = 354.6\ kgf/m$$

محاسبه بار ناشی از خرپشته

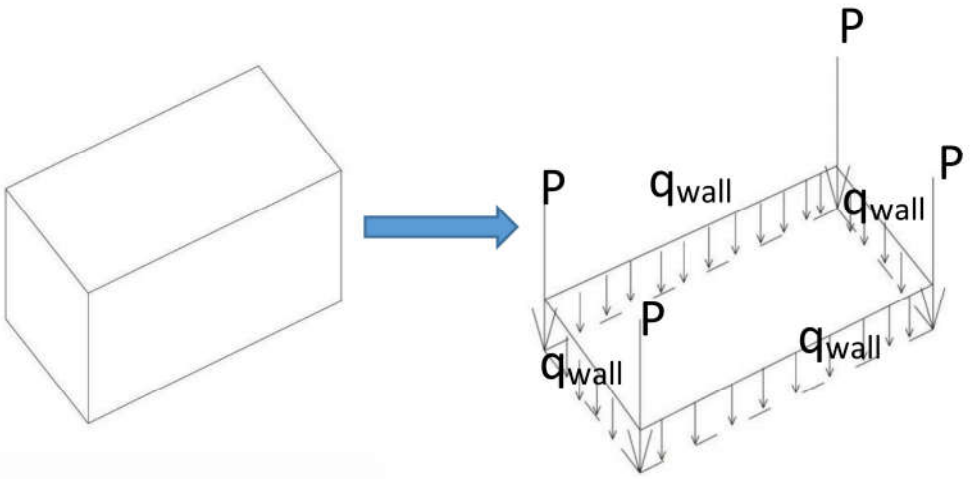
اگر وزن ناشی از خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد باید، نیازی به در نظر گرفتن تاثیر آن در محاسبه ی بار زلزله نیست ، هر چند باید وزن آن به صورت یک توده جرمی اعمال شود.

در ساختمان های متداول از جمله پروژه ی حاضر جزئیات اجرایی سقف خرپشته و بام یکی است و از این رو می توان با قضاوت مهندسی گفت که مقایسه مساحت خرپشته با مساحت بام ، معیاری تقریبا مشابه با مقایسه وزن خرپشته و بام است که با توجه به این موضوع داریم:

نسبت وزن خرپشته به بام: $\frac{A_{\text{خرپشته}}}{A_{\text{پلان}}-A_{\text{خرپشته}}} = \frac{19.35}{394.8-19.35} = \frac{19.35}{375.45} = 0.051 = 5.15\%$

از آنجاکه مساحت خرپشته تنها 5.15 درصد بام است و جزئیات اجرایی آن ها هم یکی است می توان نتیجه گرفت که وزن خرپشته قطعا کمتر از ۲۵ درصد وزن بام است.

بارهای ناشی از حضور خرپشته را که به شکل زیر مشاهده می کنید باید به سازه وارد شود.



محاسبه نیروهای ناشی از خرپشته

نیروی ناشی از وزن سقف خرپشته	$P_D = \frac{1}{4} W_D A_{\text{خرپشته}} = \frac{1}{4} \times 495 \times (4.5 \times 4.3) = 2617.31 kgf = 2.6 tonf$
نیروی ناشی از بار زنده خرپشته	$P_L = \frac{1}{4} W_L A_{\text{خرپشته}} = \frac{1}{4} \times 150 \times (4.5 \times 4.3) = 725.62 kgf = 0.72 tonf$
نیروی ناشی از برف خرپشته	$P_S = \frac{1}{4} P_r A_{\text{خرپشته}} = \frac{1}{4} \times 126 \times\times (4.5 \times 4.3) = 609.52 kgf = 0.6 tonf$
نیروی خطی ناشی از دیوارهای اطراف خرپشته	بدون نما: $q_{wall=} W \times h_{\text{خرپشته}} = 160 \times (2.5 - 0.3) = 355\ kgf/m$ دارای نما: $q_{wall=} W \times h_{\text{خرپشته}} = 210 \times (2.5 - 0.3) = 462\ kgf/m$

جمع بندی بار های ثقلی پروژه

خلاصه بارهای ثقلی کف ها

طبقه	بار مرده	بار زنده	بار تیغه بندی	بار برف
خرپشته	495	150	----	126
بام	208	150	----	126
طبقات اداری(تیرچه)	445	متناسب با فضا	100	----
طبقات اداری (دال)	200	متناسب با فضا	100	----
طبقه همکف(پارکینگ)	460	300	----	----
طبقه زیرزمین(پارکینگ)	570	300	----	----

خلاصه بارهای خطی گسترده وارد به دیوار ها

موقعیت	ارتفاع دیوار(m)	نوع دیوار	بار واحد سطح(kgf/m^2)	بار خطی ناشی از دیوار(kgf/m)
دیوار اطراف خرپشته	2.2	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	210×(1-0.2)=168	370
		دیوار پیرامونی بدون نما	160	355
بام	0.85	دیوار جان پناه دارای نما	165	160
		دیوار جان پناه بدون نما	115	120
طبقات اداری	3.1	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	210×(1-0.2)=168	520
		دیوار پیرامونی بدون نما	160	500
همکف	4.1	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	210×(1-0.2)=168	690
		دیوار پیرامونی بدون نما	160	655

بارگذاری آسانسور

Live:

ضریب ضربه

بار زنده ناشی از ظرفیت آسانسور: 450*2=900kgf

بار زنده ناشی از تردد افراد در موتورخانه: 200*(2*1.5)=600 kgf

بار زنده وارد بر کف: 900+600=1500kgf>360*(2*1.6)=1152

بار زنده هر تکیه گاه: 1500/4=375kgf=0.375tonf

Dead:

ضخامت سکوی بتنی

بار مرده ی سکوی بتنی: 2500*0.2*(2*1.5)=1500 kgf

ضریب ضربه

بار مرده ی تجهیزات آسانسور: 1500*2=3000kgf

بار مرده هر تکیه گاه: (1500+3000)/4=1125kgf=1.125 tonf

جزئیات بارگذاری زلزله پروژه

ردیف	موضوع	مقدار پارامتر	توضیحات
۱	ضریب اهمیت ساختمان	I=1	ساختمان این پروژه با کاربری مسکونی بوده و در گروه اهمیت متوسط دسته بندی می شود.
۲	نسبت شتاب مبنای طرح	A=0.35	شهرستان قوچان در استان خراسان رضوی جزء مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد محسوب می شود.
۳	زمان تناوب تجربی سازه	قاب خمشی بتنی(بدون اثر میانقاب) در جهت X $T_{a,X}=0.05\times H^{0.9}$ $=0.05\times 27.8^{0.9}=0.997\ s$ سایر سیستم ها(قاب خمشی بتنی و دیوار برشی) در جهت Y $T_{a,Y}=0.05\times H^{0.75}$ $=0.05\times 27.8^{0.75}=0.605\ s$	در محاسبات زمان تناوب تجربی سازه به موارد زیر باید توجه شود: ۱- برای جهت XوY سازه بر حسب نوع سیستم باربر جانبی سازه ، یک زمان تناوب مستقل به دست می آید ۲- تراز پایه ساختمان روی شالوده بوده و ارتفاع محاسباتی ساختمان برای تراز بام محاسبه می شود.(ارتفاع خرپشته در محاسبه T منظور نمی شود). ۳- دیوار ها در این ساختمان با سیستم 3DPanel ساخته می شوند که به دلیل نازک بودن لایه بتنی آن ها چندان نمی توانند نقش میانقاب بازی کنند به همین دلیل اثر آن در تعیین زمان تناوب تجربی سازه منظور نشده است.
۴	زمان تناوب محاسباتی سازه	$T_X=1.25\ T_{a,X}=1.246\ s$ $T_Y=1.25\ T_{a,Y}=0.756\ s$	زمان تناوب محاسباتی ساختمان را می توان از رابطه $T=\min\{1.25T_a,T_m\}$ به دست آورد،ولی در ابتدای روند طراحی که زمان تناوب تحلیلی سازه(T_m) را نداریم، $T=1.25\ T_a$ انتخاب می شود.
۵	پارامتر های مرتبط با خاک	$T_0=0.1\ s$, $T_s=0.5\ s$ $S_0=1$, $S=1.5$	شهرستان قوچان در استان خراسان رضوی جزء مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد محسوب می شود و خاک زیر ساختمان از نوع II است(با توجه به اطلاعات اولیه).
۶	ضریب بازتاب ساختمان	$B_X=(S+1)\left(\frac{T_S}{T}\right)\left(\frac{0.7}{4-T_S}(T-T_S)+1\right)$ $=1.152\ s$ $B_X=(S+1)\left(\frac{T_S}{T}\right)\left(\frac{0.7}{4-T_S}(T-T_S)+1\right)$ $=1.736\ s$	ضریب بازتاب ساختمان از رابطه $B=B_1N$ به دست می آید که پارامتر های مرتبط با خاک مربوط است و از رابطه مربوط به حالت خود به دست می آید

۷	ضریب رفتار سازه	قاب خمشی بتنی آرمه متوسط در جهت X $R_{u.X}=5.0$ قاب خمشی بتن آرمه متوسط+دیوار برشی بتن آرمه متوسط در جهت Y $R_{u,Y}=6.0$	مقدار ضریب رفتار سازه با توجه به نوع سیستم باربر جانبی در هر جهت ی شود. از جدول ضریب رفتار،پارامتر های دیگری نیز برای طراحی و کنترل سازه در جهت X و Y به دست می آیند که عبارتند از: درجهت X: $\Omega_0 = 3.0$. $C_d = 4.5$. $H_m = 35\ m$ درجهت Y: $\Omega_0 = 2.5$. $C_d = 4.5$. $H_m = 50\ m$
۸	ضریب زلزله	$C_X=\frac{AB_XI}{R_{u.X}}=\frac{0.35*1.152*1}{5}=0.0807$ $C_Y=\frac{AB_YI}{R_{u.Y}}=\frac{0.35*1.736*1}{6}=0.1013$	ضریب زلزله که در تعیین برش پایه ساختمان به کار می رود،از رابطه ی کلی $C=\frac{AB I}{R_u}$ محاسبه می شود. از سوی دیگر لازم است کنترل کنیم که ضرایب به دست آمده از ضریب زلزله حداقل کمتر نباشد: $C_X.C_Y>C_{min}=0.12AI=0.12\times0.351.0=0.04$
۹	ضریب K	$T_X=1.246$ $K_X=1.373$ $T_Y=0.756$ $K_Y=1.128$	در روش تحلیل استاتیکی معادل برای توزیع برش پایه در ارتفاع سازه نیازی به پارامتری به نام K داریم از روش زیر به دست می آید: $\begin{cases} 1 & T<0.5\ s \\ 0.05T+0.75 & 0.5\ s\le T\le 2.5\ s \\ 2 & T>2.5s \end{cases}$

معرفی انواع الگوهای بار وارد بر ساختمان

Dead----------D	بار مرده
Live----------Lnr	بار زنده غیرقابل کاهش
reducible Live----------Lr1.0	بار زنده قابل کاهش با ضریب ۱
reducible Live ---------- Lr0.5	بار زنده قابل کاهش با ضریب ۰.۵
Live----------LPart	بار زنده تیغه بندی
RoofLive----------LRoof	بار زنده بام
Snow----------S	بار زنده برف
Seismic----------EX	بار زلزله استاتیکی در جهت X بدون خروج از مرکزیت
Seismic----------EXP	بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت
Seismic----------EXN	بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی
Seismic(Drift)----------EXDrift	بار زلزله استاتیکی در جهت X با برای کنترل دریفت(هر ۳ حالت)
Seismic----------EY	بار زلزله استاتیکی در جهت Y بدون خروج از مرکزیت
Seismic----------EYP	بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت
Seismic----------EYN	بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی
Seismic(Drift)----------EYDrift	بار زلزله استاتیکی در جهت Y با برای کنترل دریفت(هر ۳ حالت)
Other----------MASS	بار اصلاح جرم لرزه ای

ترکیب بارها برای پروژه

ترکیب بار های طراحی

1)1.4D

2)1.2D+1.6L+0.5L_r

3)1.2D+1.6L+0.5S

4)1.2D+L+1.6L_r

5)1.2D+L+1.6S

6.7)$1.41D + L + 0.2S \pm (EXP + 0.3EY)$

8.9)$1.41D + L + 0.2S \pm (EXP - 0.3EY)$

10.11)$1.41D + L + 0.2S \pm (EXN + 0.3EY)$

12.13)$1.41D + L + 0.2S \pm (EXN - 0.3EY)$

14.15)$1.41D + L + 0.2S \pm (EYP + 0.3EX)$

16.17)$1.41D + L + 0.2S \pm (EYP - 0.3EX)$

18.19)$1.41D + L + 0.2S \pm (EYN + 0.3EX)$

20.21)$1.41D + L + 0.2S \pm (EYN - 0.3EX)$

22.23)$0.69D \pm (EXP + 0.3EY)$

24.25)$069D \pm (EXP - 0.3EY)$

26.27)$0.69D \pm (EXN + 0.3EY)$

28.29)$0.69D \pm (EXN - 0.3EY)$

30.31)$0.69D \pm (EYP + 0.3EX)$

32.33)$0.69D \pm (EYP - 0.3EX)$

35.35)$0.69D \pm (EYN + 0.3EX)$

36.37)$0.69D \pm (EYN - 0.3EX)$

در ترکیب بار های طراحی در مناطق با خطر لرزه خیزی بسیار زیاد باید بار زلزله قائم به اندازه $0.6AID$ به کل سازه وارد شود.

$$0.6 \times 0.35 \times 1 \times D = 0.21D$$

که این مقدار به صورت مثبت و منفی به بالا وارد شود. که در ترکیب بارها اثر داده شده است.

***در ترکیب بار های ۳و۴و۵ در شرایط خاص می توان ضریب بار زنده را ۰,۵ گرفت.

فصـــل سوم

مدلسازی،تحلیل و طراحی نرم افزاری

۱- مدلسازی،تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار Etabs 2015.2.2

۲- مدلسازی،تحلیل و طراحی شالوده در نرم افزار Safe 14.2

مدلسازی،تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار Etabs 2015

ابتدا سازه را باید در نرم افزار مدلسازی کرد ، مرحله مدلسازی شامل تعریف مصالح ، مقاطع و... همچنین ترسیم تیر، ستون ، کف ها و دیوار ها می باشد.

در مرحله بعد باید اصلاحات لازم و بارگذاری را روی مدل انجام داده تا آماده تحلیل شود و بعد آن مدل را تحلیل کرده و سپس سراغ عملیات طراحی می رویم، بعد از انجام تنظیمات دقیق آیین نامه سازه را طراحی می کنیم. بعد از طراحی قاب ها باید سراغ دیوار برشی رفته و طراحی آن ها را انجام دهیم که در این پروژه از روش دقیق استفاده کردیم.

بعد از طراحی باید کنترل های سازه ای که استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ۹ الزامی دانسته انجام دهیم و موارد را به طور دقیق کنترل کنیم که در ادامه آمده است.

یک نکته که در طراحی ستون های این پروژه انجام شده است این مورد بود که از قابلیت جدید برنامه Etabs2015 استفاده کردیم و ابتدا چند مقطع ستون را با توجه به محدودیت های آیین نامه ای ایجاد کرده و سپس در لیست طراحی خودکار قرار دادیم تا نرم افزار ستون بهینه را برای ما انتخاب کند و سپس تیپ بندی کردیم.

مدلسازی،تحلیل و طراحی شالوده در نرم افزار Safe 14.2

بعد از طراحی کامل سازه در نرم افزار Etabs نیروهای وارد شده به تراز پایه را به Safe خروجی می گیریم تا به طراحی فنداسیون بپردازیم.

ابتدا مصالح و مقاطع مورد نیاز را ایجاد کرده و سپس مدلسازی را انجام می دهیم سپس اصلاحات لازم و بارگذاری را انجام می دهیم و بعد تحلیل و طراحی را انجام می دهیم،و در نهایت کنترل های لازم را انجام می دهیم که می توان کنترل تنش زیر خاک را مهم ترین آن نام برد.

فصـــل چهارم

استخراج نتایج محاسباتی نرم افزار و انجام کنترل های سازه ای

۱-کنترل زمان تناوب تحلیلی

۲- کنترل دریفت

۳- کنترل نامنظمی پیچشی

۴-کنترل واژگونی ساختمان

۵- کنترل ضریب(شاخص) پایداری سازه

۶-کنترل ۲۵٪و ۵۰٪ در سیستم دوگانه

۷- کنترل تنش زیر پی

۸- کنترل برش پانچ

استخراج نتایج محاسباتی و کنترل های سازه

بعد از طراحی مقدماتی سازه بایدکنترل های اولیه را نیز بر روی سازه انجام دهیم و پس از آنکه پاسخ مناسبی از دریافت کردیم ، سازه را تیپ بندی کرده و طراحی نهایی سازه را انجام می دهیم.برای انجام کنترل های اولیه غالبا در نظر گرفتن چند مورد زیر کافی است:

۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی سازه و با ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی آن

۲- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی سازه (کنترل دریفت)

توجه: برای محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه های بتنی به منظور در نظر گرفتن اثر سختی مؤثر المان ها ، باید ضرایب ترک خوردگی تیرها را برابرI_g 0.5 و برای ستون ها و دیوار ها برابر I_g 1.0 در نظر گرفت.

کنترل زمان تناوب تحلیلی

با توجه به جدول زیر که در آن زمان تناوب مد های کنترلی سازه است می توانیم این کار را انجام دهیم ، زمان تناوب مودی که درصد مشارکت بیشتری دارد ملاک است.

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	1.687	0.7483	0.0014
Modal	2	0.784	0.001	0.6333
Modal	3	0.75	0.0011	0.0304
Modal	4	0.618	0.1083	0.0003
Modal	5	0.348	0.0348	0.0001
Modal	6	0.224	0.0143	2.023E-05
Modal	7	0.167	1.873E-05	0.1146
Modal	8	0.161	0.0071	0.0007
Modal	9	0.16	0.0009	0.0603
Modal	10	0.13	0.0018	7.746E-06
Modal	11	0.126	0	0.0078
Modal	12	0.119	0.0082	6.047E-06
Modal	13	0.116	1.619E-05	2.949E-05
Modal	14	0.091	0.0328	0.0001
Modal	15	0.08	0.0408	0.0001
Modal	16	0.066	5.581E-06	0.0194
Modal	17	0.066	0.0002	0.0404
Modal	18	0.038	9.641E-06	0.0058
Modal	19	0.038	0.0001	0.0238
Modal	20	0.028	1.077E-05	0.0047
Modal	21	0.027	0.0001	0.0226
Modal	22	0.023	1.329E-05	0.0028
Modal	23	0.023	0.0001	0.0225
Modal	24	0.02	0	0.0021

حال با توجه به آیین نامه زمان تناوب باید مینیمم زمان تناوب تحلیلی و ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی سازه باشد:

$$T_x = \min(1.25T_a، T_m) = \min(1.25، 1.687) = 1.25 \quad \text{ok}$$

$$T_y = \min(1.25T_a، T_m) = \min(0.76، 0.784) = 0.76 \quad \text{ok}$$

پس دیگر نیازی به تغییرات نیست محاسبات ما درست است.

کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی (کنترل دریفت)

یکی از مهمترین کنترل های سازه ای کنترل دریفت است که غالبا طراحی را تحت تاثیر قرار می دهد.

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ، برا کنترل تغییر مکان جانبی نسبی سازه لازم است تا چندگام به صورت زیر انجام گیرد:

گام اول: سازه باید از یک روش خطی تحلیل شده و تغییرمکان جانبی نسبی طبقات آن به دست آید. سپس با محاسبه اختلاف تغییر مکان جانبی، دریفت(تغییر مکان جانبی نسبی) در هر طبقه تعیین می شود. نتایج این گام با پارامتر Δ_{eu} نشان داده می شود که بیانگر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام حاصل از تحلیل خطی است.

گام دوم: برای در نظر گرفتن اثرات رفتار غیر خطی هندسی در سازه ، باید اثرات P-Δ در نتایج تحلیل منعکس گردد که به این منظور دو راهکار وجود دارد:

۱- تغییر مکان جانبی نسبی اصلاح شده طبقه i ام (به دلیل اثر P-Δ)از رابطه زیر به دست آید:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1-\theta_i}$$

Δ_{eui} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام حاصل از تحلیل خطی که در گام قبل محاسبه شد.

θ_i = شاخص پایداری طبقه که روش محاسبه آن در بند(۶-۳) استاندارد ۲۸۰۰ عنوان شده است

۲- با توجه به وقت گیر بودن استفاده از راهکار اول، می توان از قابلیت نرم افزار Etabs بهره برد و اثر P-Δ

را به طور مستقیم در تحلیل سازه (یعنی محاسبات گام اول) وارد کرد.

گام سوم: برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح سازه (تاثیر شکل پذیری) ، استاندارد ۲۸۰۰ بیان می کند که تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل خطی برابر باشد، تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح به صورت زیر به دست می آید:

$$\Delta_M = C_d \Delta_{eu}$$

Δ_M: تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طبقه (تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه زیر اثر زلزله طرح)

C_d: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

Δ_{eu}: تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حاصل از تحلیل خطی زیر اثر زلزله طرح

توجه: اگر تاثیر P-Δ در تحلیل سازه در نظر گرفته شده باشد عملا به جای Δ_{eui} ،پارامتر $\bar{\Delta}_{eu}$ خواهیم داشت و باید از رابطه $\bar{\Delta}_M = C_d \bar{\Delta}_{eu}$ استفاده شود.

گام چهارم: استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی یک طبقه، ابتدا پارامتر $\bar{\Delta}_M$ را برای طبقه مورد نظر از روند گفته شده در گام های قبل محاسبه کرده و در ادامه آن را با مقدار مجاز برای تغییر مکان های جانبی نسبی طبقه در حالت غیر خطی(Δ_a) مقایسه می کند.

مقدار Δ_a بر اساس روابط زیر به دست می آید

$$\Delta_a = \begin{cases} 0.025h & \text{برای ساختمان های تا ۵ طبقه} \\ 0.02h & \text{برای سایر ساختمان ها} \end{cases}$$

تبصره های مرتبط با کنترل تغییر مکان جانبی نسبی

تبصره ۱:

در هنگام کنترل دریفت:

$$\begin{cases} T_m & \text{در ساختمان های با اهمیت کم و متوسط یا زیاد} \\ \min\{1.25T_a, T_m\} & \text{در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد} \end{cases}$$

تبصره۲ : مطابق بند ۳-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰، در تعیین نیروهای زلزله برای کنترل دریفت، باید محدودیت حداقل برش پایه رعایت شود.

تبصره۳: براساس بند ۳-۵-۱ استاندارد ۲۸۰۰، مقدار پارامتر $\bar{\Delta}_{eu}$ ،تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل خطی سازه است که به صورت اختلاف تغییر مکان های جانبی در **مراکز جرم** کف های بالا و پایین یک طبقه تعریف می شود.

تبصره۴: بر مبنای بند ۳-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی برای محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه($\bar{\Delta}_{eu}$)، به جای در نظر گرفتن مراکز جرم کف ها، باید تفاوت تغییر مکان های جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه حول محورهای کناری ساختمان مدنظر قرار می گیرد. این کنترل سخت گیرانه تر از کنترل مراکز جرم کف ها است.

تبصره۵: مطابق بند ۳-۳-۲-۳ استاندارد ۲۸۰۰،در محاسبه ،ضریب نامعینی برابر یک در نظر گرفته می شود.

بررسی زمان تناوب و ضریب زلزله در الگوهای بار دریفت

الگوی بار	زمان تناوب مورد استفاده (تحلیلی)	محاسبه ضریب برش پایه(C)
EXDrift	1.687 s	$C_{Drift}=0.0641$ $K=1.593$
EYDrift	0.784 s	$C_{Drift}=0.098$ $K=1.142$

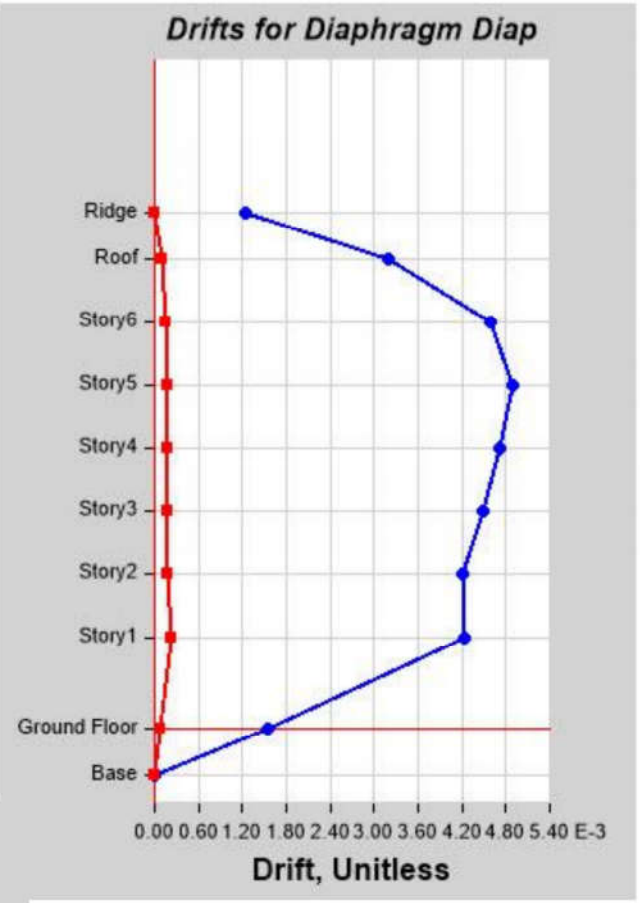
$$\bar{\Delta}_M = C_d \bar{\Delta}_{eu} \leq 0.02h \rightarrow \frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{C_d} \rightarrow \begin{cases} (\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h})_x \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.02}{4.5} = 0.0045 \\ (\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h})_y \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.02}{4.5} = 0.0045 \end{cases}$$

حال با توجه به خروجی های نرم افزار کنترل دریفت را چک می کنیم:

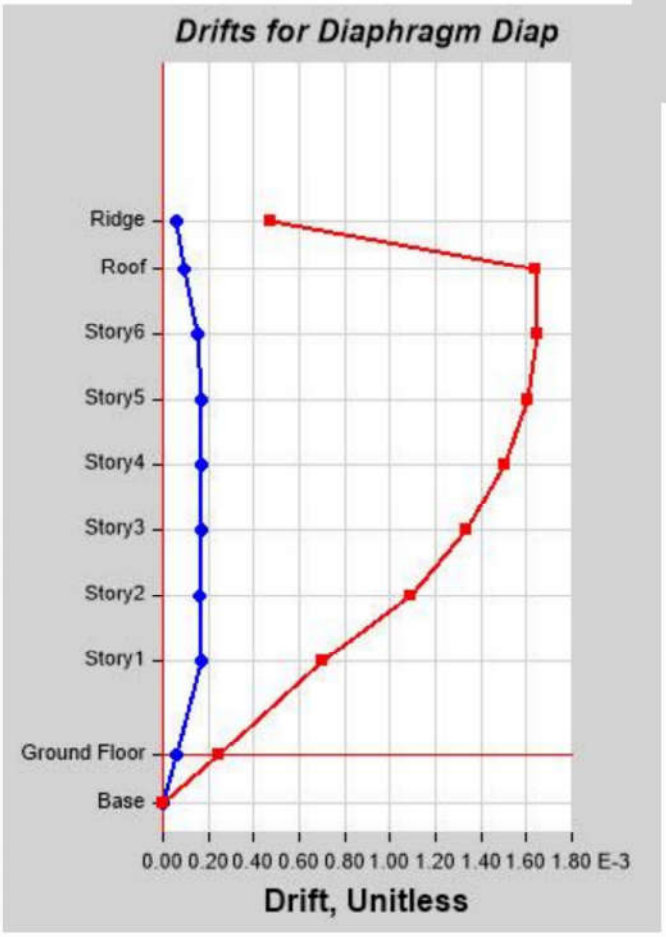
باید به این نکته توجه داشت که محلی که ما در نرم افزار برای کنترل دریفت استفاده می کنیم دریفت را برای محورهای کناری ساختمان محاسبه می کند ولی دریفت برای حالت عادی (زمانی که نامنظمی پیچشی نداریم)باید برای مراکز جرم طبقه محاسبه شود.

خب با توجه به اینکه محورهای کناری مقدار دریفت بحرانی تر از دربفت مراکز جرم است اگر کنترل دریفت برای محور های کناری جواب بدهد برای مراکز جرم نیز قطعا جواب می دهد هر چند در ادامه در کنترل های نهایی دریفت را برای مراکز جرم انجام می دهیم.

دریفت جهت X



دریفت جهت Y



طراحی نهایی سازه

در این مرحله تیپ بندی اعضای سازه را انجام می دهیم و مجدد به بررسی کنترل های نهایی سازه می پردازیم.

در تیپ بندی باید نکات ساخت و اجرای سازه را در نظر گرفت و با بهینه ترین حالت تیپ بندی را انجام داد.

کنترل های نهایی سازه

بعد از تیپ بندی اعضای سازه باید کنترل های نهایی را انجام دهیم که شمال موارد زیر است:

۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی سازه و با ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی آن

۲- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی سازه (کنترل دریفت)

۳- بررسی نظم پیچشی ساختمان در پلان

۴- کنترل واژگونی ساختمان

۵- کنترل ضریب(شاخص) پایداری سازه

۶- کنترل ۲۵٪ قاب خمشی در سیستم دوگانه

۷- کنترل ۵۰٪ دیوار برشی در سیستم دوگانه

۸- کنترل تنش زیر پی

۹- کنترل برش پانچ

کنترل زمان تناوب تحلیلی

با توجه به جدول زیر که در آن زمان تناوب مد های کنترلی سازه است می توانیم این کار را انجام دهیم ، زمان تناوب مودی که درصد مشارکت بیشتری دارد ملاک است.

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	1.735	0.7503	0.0016
Modal	2	0.989	0.0012	0.6517
Modal	3	0.945	0.001	0.0158
Modal	4	0.647	0.1071	0.0003
Modal	5	0.367	0.0315	0.0001
Modal	6	0.241	0.013	1.164E-05
Modal	7	0.213	1.517E-05	0.1172
Modal	8	0.206	0.0005	0.066
Modal	9	0.177	0.0064	7.108E-06
Modal	10	0.148	0.0013	1.255E-05
Modal	11	0.133	0.0081	9.842E-06
Modal	12	0.126	9.345E-07	0.0012
Modal	13	0.124	0	0.0014
Modal	14	0.104	0.0328	4.929E-05
Modal	15	0.093	0.0462	0.0001
Modal	16	0.078	4.933E-05	0.0015
Modal	17	0.078	0.0001	0.046
Modal	18	0.044	2.473E-05	0.0021
Modal	19	0.044	0.0001	0.0296
Modal	20	0.03	1.979E-05	0.0018
Modal	21	0.029	0.0001	0.0233
Modal	22	0.024	2.476E-05	0.0014
Modal	23	0.023	0.0001	0.0284
Modal	24	0.02	3.295E-06	0.0009

مانند حالت قبل باید زمان تناوب تحلیلی را با زمان تناوب تجربی مقایسه کرده و نتیجه را اعمال کنیم.

$$T_x = \min(1.25T_a، T_m) = \min(1.25، 1.735) = 1.25 \quad \text{ok}$$

$$T_y = \min(1.25T_a، T_m) = \min(0.76، 0.989) = 0.76 \quad \text{ok}$$

همانطور که پیداست محاسبات درست بوده است.

کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی (کنترل دریفت)

بررسی زمان تناوب و ضریب زلزله در الگوهای بار دریفت

الگوی بار	زمان تناوب مورد استفاده (تحلیلی)	محاسبه ضریب برش پایه(C)
EXDrift	1.735 s	C_{Drift}=0.0628 K=1.6175
EYDrift	0.989 s	C_{Drift}=0.0809 K=1.2445

این بار برای کنترل دریفت ، دریفت مراکز جرم را کنترل می کنیم:

محاسبات در جدول های آتی آمده است.

طبقه	جا به جایی مرکز جرم(mm)	دریفت مرکز جرم(mm)	نسبت دریفت مرکز جرم	حداکثر مقدار مجاز نسبت دریفت	کنترل
Roof	114.234	14.67	0.004315	0.0045	OK
Story6	99.564	15.239	0.004482	0.0045	OK
Story5	84.325	14.071	0.004139	0.0045	OK
Story4	70.254	14.37	0.004226	0.0045	OK
Story3	55.884	15.066	0.004431	0.0045	OK
Story2	40.818	14.361	0.004224	0.0045	OK
Story1	26.457	22.437	0.004579	0.0045	OK
Ground Floor	4.02	4.02	0.001608	0.0045	OK

همانطور که از نتایج پیداست دریفت برای مراکز جرم طبقات در جهت X کنترل شده و از مقدار مجاز کمتر می باشد.

برای جهت Y هم کنترل به شکل زیر است:

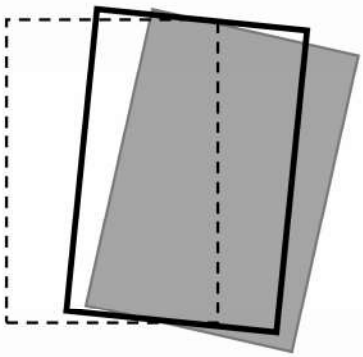
طبقه	جا به جایی مرکز جرم(mm)	دریفت مرکز جرم(mm)	نسبت دریفت مرکز جرم	حداکثر مقدار مجاز نسبت دریفت	کنترل
Roof	49.502	7.872	0.002315	0.0045	OK
Story6	41.63	7.748	0.002279	0.0045	OK
Story5	33.882	7.686	0.002261	0.0045	OK
Story4	26.196	7.454	0.002192	0.0045	OK
Story3	18.742	6.827	0.002008	0.0045	OK
Story2	11.915	5.69	0.001674	0.0045	OK
Story1	6.225	5.324	0.001087	0.0045	OK
Ground Floor	0.901	0.901	0.00036	0.0045	OK

همانطور که از نتایج پیداست دریفت برای مراکز جرم طبقات در جهت Y کنترل شده و از مقدار مجاز کمتر می باشد.

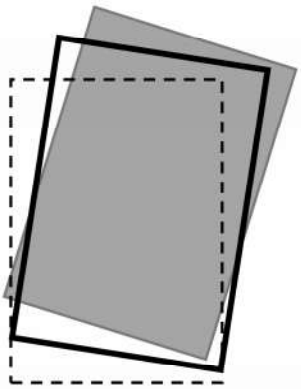
کنترل نظم پیچشی

همانطور که از اصول مهندسی زلزله می دانیم ، در صورتی که مرکز جرم و مرکز سختی در پلان سازه بر هم منطبق نبوده و فاصله داشته باشند، در هنگام اعمال نیروی جانبی زلزله،در پلان پیچش ایجاد خواهد شد. البته تقریبا در همه ساختمان ها ، این موضوع وجود داشته و پیچش در پلان طبقات وجود دارد ولی مقدار آن می تواند به دلیل فاصله بین مرکز جرم و سختی ،تفاوت داشته باشد. در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای بررسی میزان پیچش ایجاد شده در سازه، از ضابطه کنترل نامنظمی پیچشی استفاده می کند. فرض اصلی آیین نامه در بند مذکور این است که اگر در پلان پیچش زیادی ایجاد نشود،جا به جایی حداکثر ایجاد شده در پلان،اختلاف چندانی با جا به جایی متوسط آن ندارد. از سوی دیگر در صورتی که پیچش ایجاد شده در پلان زیاد باشد، پلان چرخش زیادی داشته و اختلاف تغییر مکان حداکثر و متوسط زیاد خواهد شد.

حال به منظور درک بهتر مفهوم نامنظمی پیچشی ، شکل های زیر را در نظر می گیریم که در آن ها پلان دو طبقه (طبقه n و طبقه n-1) از ساختمانی که تحت تاثیر نیروی زلزله X و Y قرار گرفته، نشان داده شده است. در این پلان تغییر مکان جانبی مطلق(D) و تغییر مکان های جانبی نسبی(Δ) دیده می شود، می توان به طورمثال مقدار حداکثر و متوسط تغییر مکان های جانبی نسبی(Δ_{max} و Δ_{min}) برای طبقه nام را به دست آورد.



$$\begin{cases} \Delta_{max} = \max(\Delta_1, \Delta_2) \\ \Delta_{max} = \dfrac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \end{cases}$$



$$\begin{cases} \Delta_{max} = \max(\Delta_3, \Delta_4) \\ \Delta_{max} = \dfrac{\Delta_3 + \Delta_4}{2} \end{cases}$$

در هر یک از دو حالت نشان داده شده در شکل صفحه قبل ، می توان مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی پلان طبقه را با متوسط تغییر مکان های جانبی نسبی آن مقایسه کرده و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ، نتایج زیر را به دست آورد:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.2 \quad ==> \quad \textbf{منظم پیچشی در پلان}$$

$$1.2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.4 \quad ==> \quad \textbf{نامنظم زیاد پیچشی در پلان}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.2 \quad ==> \quad \textbf{نامنظم شدید پیچشی در پلان}$$

نکته ای که باید به آن توجه شود این است که اگر در یک جهت نامنظم پیچشی شد کل سازه نامنظم خواهد بود.

کنترل بر اساس نتایج حالت بار EXP

طبقه	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.004316	0.004016	1.075	OK
Story6	0.006222	0.005843	1.065	OK
Story5	0.006655	0.006258	1.063	OK
Story4	0.006433	0.006047	1.064	OK
Story3	0.006138	0.005776	1.063	OK
Story2	0.005763	0.005436	1.06	OK
Story1	0.005822	0.005526	1.053	OK
Ground Floor	0.002103	0.001998	1.053	OK

کنترل بر اساس نتایج حالت بار EXN

طبقه	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.004136	0.003992	1.036	OK
Story6	0.005874	0.005805	1.012	OK
Story5	0.006265	0.006217	1.008	OK
Story4	0.006052	0.006005	1.008	OK
Story3	0.005765	0.005736	1.005	OK
Story2	0.005403	0.005399	1.001	OK
Story1	0.005575	0.005487	1.016	OK
Ground Floor	0.00202	0.001983	1.019	OK

کنترل بر اساس نتایج حالت بار EYP

طبقه	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.002528	0.002314	1.093	OK
Story6	0.002555	0.002337	1.093	OK
Story5	0.002542	0.002322	1.095	OK
Story4	0.002471	0.002257	1.095	OK
Story3	0.002258	0.002059	1.097	OK
Story2	0.001882	0.001711	1.099	OK
Story1	0.001225	0.00111	1.103	OK
Ground Floor	0.000406	0.000368	1.105	OK

کنترل بر اساس نتایج حالت بار EYN

طبقه	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.002545	0.002297	1.108	OK
Story6	0.002568	0.00232	1.107	OK
Story5	0.002549	0.002306	1.106	OK
Story4	0.002478	0.002241	1.106	OK
Story3	0.002255	0.002044	1.103	OK
Story2	0.001869	0.001698	1.1	OK
Story1	0.001207	0.001101	1.096	OK
Ground Floor	0.000399	0.000364	1.095	OK

همانطور که از نتایج پیداست سازه نامنظمی پیچشی ندارد پس نیازی به ضرب کردن عددی در A_j برای اضافه کردن به خروج از مرکزیت حداقل و دیگر سخت گیری های آیین نامه نیست.

کنترل واژگونی

برای کنترل واژگونی باید لنگر مقاوم و واژگونی سازه را پیدا کنیم همچنین باید یک ضخامت منطقی برای شالوده تیین کنیم که مقدار ۱,۲ متر عدد منطقی ای می باشد.

وزن موثر لرزه ای سازه

$$W = M \times g = 328303.49 \times 9.81 = 3220.66\ tonf$$

لنگر مقاوم برای زلزله X: $M_R = W \times \mathrm{X} = 3220.66 \times 8.33 = 26828.09\ tonf.m$

لنگر مقاوم برای زلزله Y: $M_R = W \times \mathrm{Y} = 3220.66 \times 10.47 = 33720.31 \mathrm{tonf}.m$

لنگر واژگونی در اثر زلزله در جهت X:

$$M_O = M_y + V_x \times h_f = 6276.15 + 286.83 \times 1.0 = 6562.98\ \mathrm{tonf}.m$$

لنگر واژگونی در اثر زلزله در جهت Y:

$$M_O = M_x + V_y \times h_f = 7290.46 + 360.04 \times 1.0 = 7650.5\ \mathrm{tonf}.m$$

همانطور که از محاسبات پیداست لنگر مقاوم در برابر لنگر واژگونی بسیار بیشتر است و سازه در مقابل واژگونی ایمن است.

بررسی شاخص پایداری طبقات سازه

در مرحله ی تحلیل و طراحی باید اثر تغییر شکل های مرتبه دوم سازه با در نظر گرفتن اثرات P-Δ منظور شود ولی در مواردی ممکن است تاثیر بار های محوری در عناصر قائم ، باعث بالا رفتن پیش از حد تغییر مکان جانبی طبقات شده به حدی که پایداری سازه را دچار مشکل کند، برای کنترل این موضوع استاندارد ۲۸۰۰ معیاری برای سنجش پایداری سازه به نام شاخص پایداری معرفی کرده است که با استفاده از رابطه زیر به دست می آید:

$$\theta_i = [\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h}]_i$$

P_{ui} = مجموع بار های مرده و زنده موجود در طبقه i ام تا n ام در حد مقاومت

Δ_{eui} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام حاصل از تحلیل خطی

V_{ui} = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i ام

h_i =ارتفاع طبقه i ام

در صورتی که مقدار شاخص پایداری از مقدار ماکزیمم زیر بیشتر باشد ، مشکل سازه مشکل ناپایداری داشته و لازم است در طراحی آن تجدید نظر شود:

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25$$

جهت قاب خمشی بتنی

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} = \frac{0.65}{4.5} = 0.144$$

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} = \frac{0.65}{4.5} = 0.144$$

جهت قاب خمشی + دیوار برشی

با توجه به اینکه محاسبه شاخص پایداری از روش گفته شده زمان بر می باشد از یک روش تقریبی و با دقت مناسب استفاده می کنیم:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1-\theta_i} \rightarrow \theta_i = 1 - \frac{\Delta_{eui}}{\bar{\Delta}_{eui}}$$

Δ_{eui} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کردن اثر P-Δ

$\bar{\Delta}_{eui}$ = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه با لحاظ کردن اثر P-Δ

اگر شاخص پایداری با مقدار ماکسیمم حداقل ۱۰ درصد فاصله کافی داشته باشد نیازی به محاسبه دقیق نیست در غیر اینصورت باید دقیق محاسبه کرد.

تعیین شاخص پایداری جهت X

طبقه	حالت بار	تغییر مکان با در نظر گرفتن اثر P-Δ	تغییر مکان بدون اثر P-Δ	θ	θ_{max}
Story6	EXP	145.416	136.413	0.061912	0.144
Story6	EXN	144.576	135.631	0.061871	0.144
Story5	EXP	131.836	123.36	0.064292	0.144
Story5	EXN	130.996	122.576	0.064277	0.144
Story4	EXP	111.99	104.494	0.066935	0.144
Story4	EXN	111.259	103.814	0.066916	0.144
Story3	EXP	90.72	84.454	0.06907	0.144
Story3	EXN	90.121	83.899	0.069041	0.144
Story2	EXP	70.196	65.27	0.070175	0.144
Story2	EXN	69.705	64.813	0.070181	0.144
Story1	EXP	50.559	46.987	0.07065	0.144
Story1	EXN	50.204	46.657	0.070652	0.144
Ground Floor	EXP	32.082	29.786	0.071567	0.144
Ground Floor	EXN	31.85	29.571	0.071554	0.144

همانطور که پیداست شخاص پایداری با مقدار ماکسیمم فاصله زیادی دارد و برای جهت دیگر هم همانطور است که در ادامه دیده می شود:

تعیین شاخص پایداری جهت Y

طبقه	حالت بار	تغییر مکان با در نظر گرفتن اثر P-Δ	تغییر مکان بدون اثر P-Δ	θ	θ_{max}
Roof	EYP	50.316	49.233	0.021524	0.144
Roof	EYN	50.451	49.331	0.0222	0.144
Story6	EYP	42.68	41.767	0.021392	0.144
Story6	EYN	42.392	41.458	0.022032	0.144
Story5	EYP	34.75	34.009	0.021324	0.144
Story5	EYN	34.486	33.729	0.021951	0.144
Story4	EYP	26.853	26.282	0.021264	0.144
Story4	EYN	26.649	26.07	0.021727	0.144
Story3	EYP	19.163	18.763	0.020874	0.144
Story3	EYN	19.044	18.643	0.021057	0.144
Story2	EYP	12.167	11.925	0.01989	0.144
Story2	EYN	12.091	11.847	0.02018	0.144
Story1	EYP	6.354	6.233	0.019043	0.144
Story1	EYN	6.312	6.19	0.019328	0.144
Ground Floor	EYP	0.918	0.903	0.01634	0.144
Ground Floor	EYN	0.912	0.897	0.016447	0.144

کنترل ضریب پایداری طبقات سازه

در مبحث ۹ رابطه ای مشابه وجود دارد که آن تحت عنوان ضریب پایداری طبقه بیان می شود،در صورتی که مقدار آن کمتر از 0.05 باشد طبقه مهار شده و در غیر اینصورت مهار نشده اطلاق می شود. چنانچه طبقات مهار شده باشند ، ضریب ترک خوردگی برای تیر ها برابر $0.5I_g$ و برای ستون ها $1.0I_g$ خواهد بود وچنانچه طبقات مهار نشده باشند ، باید مقدار ضریب ترک خوردگی برای تیر ها را $0.35I_g$ و برای ستون ها $0.7I_g$ در نظر گرفته شود.

$$\theta_i = [\frac{\sum N_u \, \delta_u}{H_u H_s}]_i$$

$\sum N_u$= مجموع بار های مرده و زنده موجود در طبقه در حد مقاومت

δ_u = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حاصل از تحلیل خطی

H_u = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه

H_s =ارتفاع طبقه

ما در ابتدا طبقه سمت قاب خمشی را مهار نشده فرض کردیم اما بعد از کنترل اگر مهار شده بود می توان ضرایب ترک خوردگی را عوض کرد.

در اینجا ضریب پایداری یکی از طبقات را به روش دقیق محاسبه کرده و در انتها برای کل طبقات از روش تقریبی عنوان شده در مرحله قبل استفاده می کنیم.

محاسبه ضریب پایداری طبقه ۵ ام

مقادیر زیر از نرم افزار برداشت می شود:

N_u=5685.41 tonf

H_s=3400 mm

$H_{u.x}$=221.45 tonf

$H_{u,y}$=359.87 tonf

$\delta_{u,x}$=14.72 mm

$\delta_{u,y}$=5.84 mm

ضریب پایداری طبقه ۵ در جهت X

$$Q_X = \frac{5685.41 \times 14.72}{221.45 \times 3400} = 0.11 \nleq 0.05 \quad NOT\ OK$$

$$Q_Y = \frac{5685.41 \times 5.84}{359.87 \times 3400} = 0.027 \leq 0.05 \quad OK$$

همانطور که از نتایج پیداست جهت Y سازه که از ابتدا مهار شده فرض شده بود درست است اما جهت X مهار نشده می باشدکه البته این کنترل فقط برای طبقه 5 انجام گرفته است که در صورت نیاز می توان برای تمامی طبقات انجام داد که البته صرفنظر می شود و از روش تقریبی که بالاتر توضیح داده شده بود استفاده می شود:

محاسبه ضریب پایداری به روش تقریبی در راستای X

طبقه	حالت بار	تغییر مکان با در نظر گرفتن اثر P-Δ	تغییر مکان بدون اثر P-Δ	θ	<0.05
Story6	EXP	145.416	136.413	0.061912	NO
Story6	EXN	144.576	135.631	0.061871	NO
Story5	EXP	131.836	123.36	0.064292	NO
Story5	EXN	130.996	122.576	0.064277	NO
Story4	EXP	111.99	104.494	0.066935	NO
Story4	EXN	111.259	103.814	0.066916	NO
Story3	EXP	90.72	84.454	0.06907	NO
Story3	EXN	90.121	83.899	0.069041	NO
Story2	EXP	70.196	65.27	0.070175	NO
Story2	EXN	69.705	64.813	0.070181	NO
Story1	EXP	50.559	46.987	0.07065	NO
Story1	EXN	50.204	46.657	0.070652	NO
Ground Floor	EXP	32.082	29.786	0.071567	NO
Ground Floor	EXN	31.85	29.571	0.071554	NO

همانطور که پیداست طبقه سازه در جهت X مهارنشده است.

محاسبه ضریب پایداری به روش تقریبی در راستای X

طبقه	حالت بار	تغییر مکان با در نظر گرفتن اثر P-Δ	تغییر مکان بدون اثر P-Δ	Θ	<0.05
Roof	EYP	50.316	49.233	0.021524	YES
Roof	EYN	50.451	49.331	0.0222	YES
Story6	EYP	42.68	41.767	0.021392	YES
Story6	EYN	42.392	41.458	0.022032	YES
Story5	EYP	34.75	34.009	0.021324	YES
Story5	EYN	34.486	33.729	0.021951	YES
Story4	EYP	26.853	26.282	0.021264	YES
Story4	EYN	26.649	26.07	0.021727	YES
Story3	EYP	19.163	18.763	0.020874	YES
Story3	EYN	19.044	18.643	0.021057	YES
Story2	EYP	12.167	11.925	0.01989	YES
Story2	EYN	12.091	11.847	0.02018	YES
Story1	EYP	6.354	6.233	0.019043	YES
Story1	EYN	6.312	6.19	0.019328	YES
Ground Floor	EYP	0.918	0.903	0.01634	YES
Ground Floor	EYN	0.912	0.897	0.016447	YES

همانطور که پیداست طبقه سازه در جهت Y مهارشده است.

کنترل ۲۵٪ قاب خمشی در سیستم دوگانه

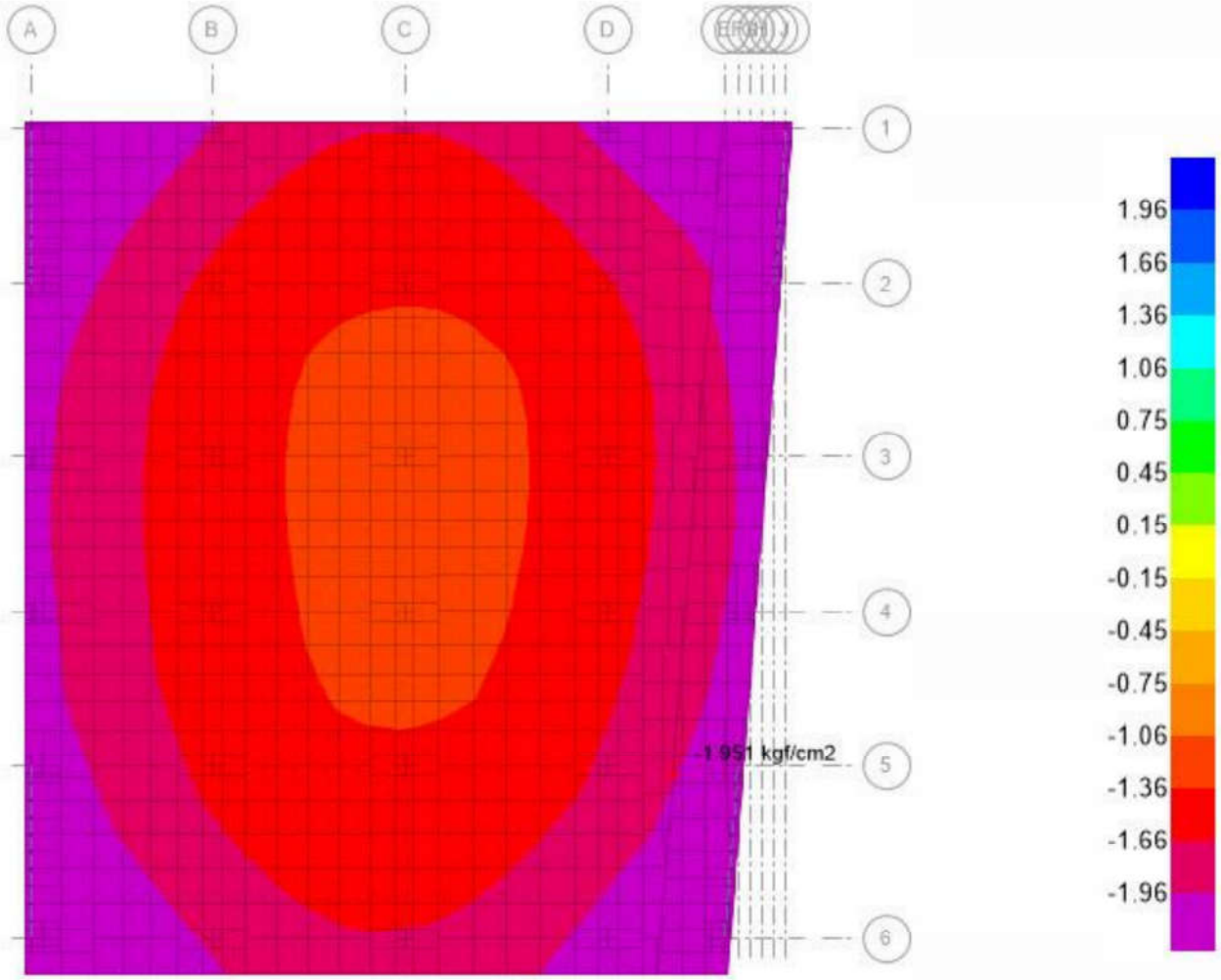
استاندارد ۲۸۰۰ الزام کرده قاب خمشی بدون حضور دیوار برشی قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروی زلزله باشد ، برای انجام این کنترل تمامی دیوار ها را انتخاب می کنیم و سپس ضرایب سختی خمشی دیوار های را به یک عدد بسیار کوچک کاهش می دهیم تا اثر آن ها در سازه محو شود و همچنین تیر های متصل به دیوار را از سمت متصل به دیوار مفصلی کرده تا هیچ خمشی هم از طریق آن ها منتقل نشود و بعد ضریب زلزله را در جهت دیوار به یک چهارم کاهش می دهیم تا اثر ۲۵ درصد هم لحاظ شود ؛ سپس سازه را تحلیل و طراحی میکنیم.

باید تمامی ستون ها جواب بدهند در غیر اینصورت باید آن ها را با ستون هایی با مقطع قوی تر تعویض کرد همچنین تیر های با میلگرد بیشتر بین این فایل و فایل اصلی مدنظر برای نقشه های اجرایی باید قرار گیرد.

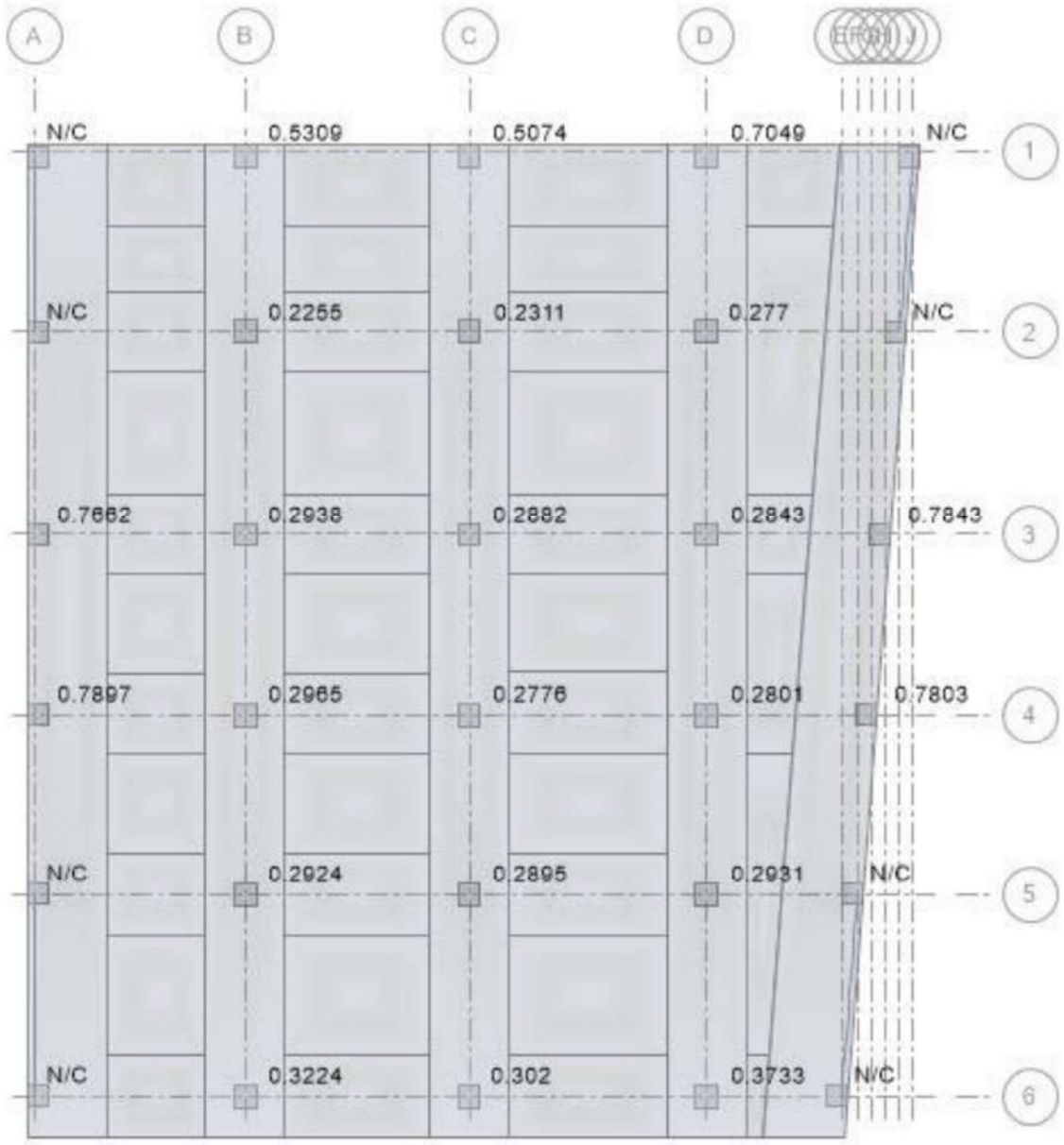
کنترل ۵۰٪ دیوار برشی در سیستم دوگانه

استاندارد ۲۸۰۰ الزام کرده دیوار برشی بدون حضور قاب خمشی قادر به تحمل ۵۰ درصد نیروی زلزله باشد ، برای انجام این کنترل باید تمامی تیرها را انتخاب کرده و آن ها رو دوسر مفصل کنیم و تیر های کنار دیوار، تیرهای سمت دیوار باید گیردار باشد تا خمش به دیوار منتقل شود و سپس ضریب زلزله را به نصف تقلیل می دهیم تا اثر ۵۰ درصد لحاظ شود و سپس باید کنترل کنیم تا نسبت تنش پایرها در دیوار کمتر از ۱ باشد.

کنترل تنش زیر پی



کنترل برش پانچ



فصل پنجم

طراحی المان های سازه ای با محاسبات دستی

۱- طراحی تیر

۲- طراحی ستون

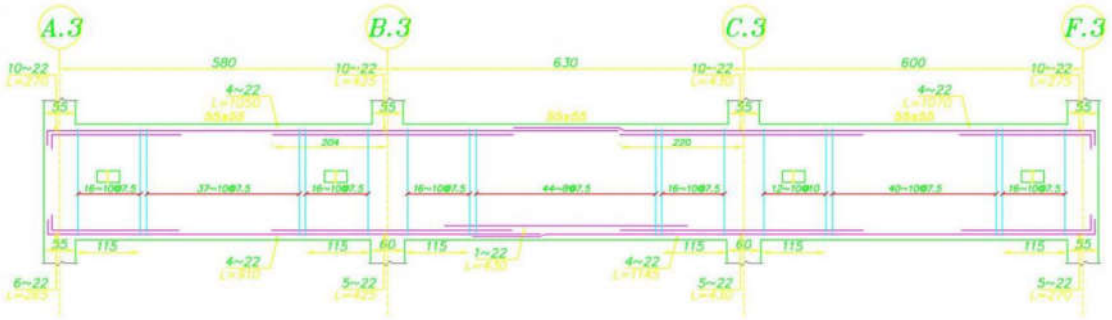
۳- طراحی دیواربرشی

۴- طراحی ساختار دیافراگم سقف ها

۵- طراحی شالوده

حمید اسدی ۹۱۰۸۸۲۳

طراحی تیر



نتایج آنالیز تیر اول با ترکیب بارهای مبحث ۶(فقط از
نتایج نیرو ها استفاده شده است)

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	B45	699	B50X50	3000	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_{ct} (mm)	d_{cb} (mm)
500	500	500	0	65	65

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
24869.52	22	1	400	240

Design Code Parameters

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area mm²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	2091	0.84	750	0.3	2073	0.83
Bot (-2 Axis)	1802	0.72	750	0.3	1956	0.78

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M_u N-mm	End-I Station Loc mm	Middle Design M_u N-mm	Middle Station Loc mm	End-J Design M_u N-mm	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	0	250	-86411445	1933.3	-291517065	2775
Combo	ABA09		ABA23		ABA06	
Bot (-2 Axis)	257204546	250	101199489	1933.3	276872618	2775
Combo	ABA25		ABA25		ABA25	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v /s mm²/m	Middle Rebar A_v /s mm²/m	End-J Rebar A_v /s mm²/m
4535.51	4160.16	4385.7

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc mm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc mm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc mm
355130.7815	250	325740.5418	1091.7	343400.6301	2775
ABA17		ABA17		ABA17	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s mm²/m	Longitudinal Rebar A_l mm²
0	0

Design Torsion Force

Design T_u N-mm	Station Loc mm	Design T_u N-mm	Station Loc mm
2027927	2775	2027927	2775
ABA13		ABA13	

نتایج آنالیز وطراحی تیر اول با ترکیب بارهای

ASCE7-10

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	B45	699	B50X50	300	1	Sway Intermediate

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b_f (cm)	d_s (cm)	d_{ct} (cm)	d_{cb} (cm)
50	50	50	0	6.5	6.5

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253598.5	220	1	4000	2400

Design Code Parameters

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area cm²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	23.9301	0.96	7.6459	0.31	24.3245	0.97
Bot (-2 Axis)	20.9743	0.84	8.2159	0.33	23.0598	0.92

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M_u kgf-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u kgf-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u kgf-cm	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	0	25	-1015020	193.333	-3353592	277.5
Combo	UDCon13		UDCon27		UDCon10	
Bot (-2 Axis)	2945818	25	1234626	193.333	3201688	277.5
Combo	UDCon29		UDCon29		UDCon29	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v /s cm²/cm	Middle Rebar A_v /s cm²/cm	End-J Rebar A_v /s cm²/cm
0.2657	0.2279	0.2513

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u kgf	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u kgf	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u kgf	End-J Station Loc cm
33634.9383	25	3067.9142	109.167	32510.1164	277.5
UDCon13		UDCon13		UDCon13	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s cm²/cm	Longitudinal Rebar A_l cm²
0	0

Design Torsion Force

Design T_u kgf-cm	Station Loc cm	Design T_u kgf-cm	Station Loc cm
24130.2322	277.5	24130.2322	277.5
UDCon17		UDCon17	

نتایج آنالیز تیر دوم با ترکیب بارهای مبحث ۶(فقط از
نتایج نیرو ها استفاده شده است)

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story4	B2	309	B40X40	4000	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_{ct} (mm)	d_{cb} (mm)
400	400	400	0	65	65

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
24869.52	22	1	400	240

Design Code Parameters

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area mm²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	1603	1	599	0.37	1189	0.74
Bot (-2 Axis)	966	0.6	536	0.33	968	0.61

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M_u N-mm	End-I Station Loc mm	Middle Design M_u N-mm	Middle Station Loc mm	End-J Design M_u N-mm	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	0	200	-68768555	1100	-129793782	3775
Combo	ABA17		ABA17		ABA14	
Bot (-2 Axis)	107499228	200	61847089	1100	107770151	3775
Combo	ABA33		ABA33		ABA33	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v /s mm²/m	Middle Rebar A_v /s mm²/m	End-J Rebar A_v /s mm²/m
2509.19	2384.52	2407.33

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc mm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc mm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc mm
151304.1882	200	143786.4672	1100	145162.0357	3775
ABA17		ABA17		ABA17	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s mm²/m	Longitudinal Rebar A_l mm²
722.3	539

Design Torsion Force

Design T_u N-mm	Station Loc mm	Design T_u N-mm	Station Loc mm
21391354	3775	21391354	3775
ABA05		ABA05	

نتایج آنالیز وطراحی تیر دوم با ترکیب بارهای

ASCE7-10

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story4	B2	309	B40X40	400	1	Sway Intermediate

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b_f (cm)	d_s (cm)	d_{ct} (cm)	d_{cb} (cm)
40	40	40	0	6.5	6.5

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253598.5	220	1	4000	2400

Design Code Parameters

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area cm²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	18.7132	1.17	6.8881	0.43	15.1721	0.95
Bot (-2 Axis)	12.0574	0.75	6.4841	0.41	11.9774	0.75

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M_u kgf-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u kgf-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u kgf-cm	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	0	20	-785033	110	-1608181	377.5
Combo	UDCon21		UDCon21		UDCon19	
Bot (-2 Axis)	1314181	20	741511.0523	110	1306384	377.5
Combo	UDCon36		UDCon36		UDCon36	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v/s cm²/cm	Middle Rebar A_v/s cm²/cm	End-J Rebar A_v/s cm²/cm
0.117	0.1022	0.1145

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u kgf	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u kgf	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u kgf	End-J Station Loc cm
14958.8023	20	1407.0502	110	14810.629	377.5
UDCon21		UDCon21		UDCon19	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s cm^2/cm	Longitudinal Rebar A_l cm^2
0.0806	6.016

Design Torsion Force

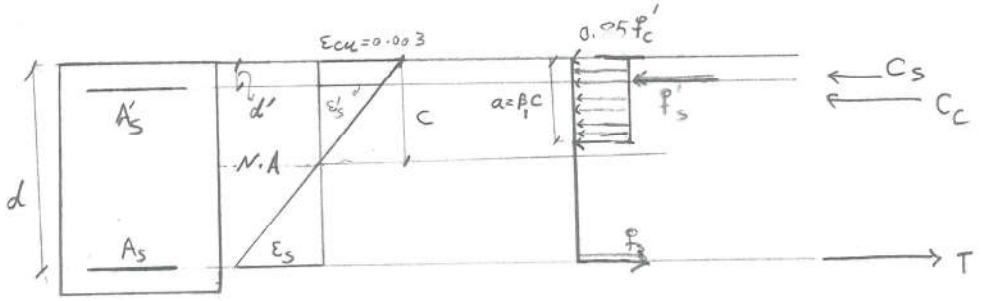
Design T_u kgf-cm	Station Loc cm	Design T_u kgf-cm	Station Loc cm
238626.5287	377.5	238626.5287	377.5
UDCon9		UDCon9	

طراحی تیر

با یک بررسی کلی یکی از تیرهای بحرانی را انتخاب می‌کنیم و سپس به طراحی آن می‌پردازیم

- ابتدا با ترکیب بار ASCE7-10 و آیین‌نامه ACI318-14 طراحی می‌کنیم تعیین با ترکیب بار مبحث 6 و آیین‌نامه مبحث 9 به طراحی پرداخته و مقایسه می‌کنیم. - تیر در story 1 و بین آکس D.6 - E.6

• طراحی با ACI318-14



1. نرم افزار مقادیر لنگر را برای ابتدا، وسط و انتها محاسبه کرده و گزارش می‌دهد، ما از لنگر انتهایی بیشتر مقدار است طراحی می‌کنیم

$$\begin{cases} M_u^+ = 3201688\ kgf.cm \\ M_u^- = 3353592\ kgf.cm \end{cases}$$

2. مشخصات مصالح و ابعاد مقطع

$$\begin{cases} f'_c = 220\ kgf/cm^2 \\ f_y = 4000\ kgf/cm^2 \\ f_{ys} = 2400\ kgf/cm^2 \end{cases} \qquad \begin{cases} b = 50cm \\ h = 50cm \end{cases} \qquad d = h - cover = 50 - 6.5 = 43.5\ cm$$

• طراحی برای لنگر منفی

$$\beta_1 : 170 \le f'_c \le 280\ kgf/cm^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

با فرض رفتار تیر به صورت کششی - لنگر داریم:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2.1 M_u}{0.85 f'_c\, b\, \varphi}} = 43.5 - \sqrt{43.5^2 - \frac{2\times 3353592}{0.85\times 220\times 50\times 0.9}} = 10.4\ cm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.4}{0.85} = 12.25 cm$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{43.5-12.25}{12.25}\right) = 0.0075 > 0.005 \quad \therefore T.C$$

پس فرض اولیه درست است و مقطع با کنترل تحت کشش است.

$$a_b = \beta_1 d \frac{6000}{6000+f_y} = 0.85\times 43.5 \times \frac{6000}{6000+4000} = 22.18\,cm$$

$a < a_b$ o.K.

$$A_s^- = \frac{M_u^-}{\varphi f_y (d-\frac{a}{2})} = \frac{3353592}{0.9\times 4000\times(43.5-\frac{10.4}{2})} = 24.32\,cm^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{1.4}{f_y} bd = \frac{0.25\sqrt{22}}{400}\times 50\times 43.5 = 6.37\,cm^2 < \frac{1.4}{400}\times 50\times 43.5 = 7.61\,cm^2$$

($\sqrt{f'_c}$ → MPa)

$A_{s_{min}} = 7.61\,cm^2 < A_s^- = 24.32\,cm^2$ o.K.

در ACI مقدار فولاد متناظر $\varepsilon_t = 0.004$ را بیشترین مقدار فولاد در نظر می‌گیرند:

$$\begin{cases} a = \frac{0.003}{0.003+\varepsilon_t}\beta_1 d \\ a_b = \frac{0.003}{0.003+f_y}\beta_1 d \end{cases} \Rightarrow \frac{\rho}{\rho_b} = \frac{a}{a_b} = \frac{0.003+\varepsilon_y}{0.003+\varepsilon_t}$$

$$\varepsilon_t = 0.004 \Rightarrow \rho_{max} = \frac{6000+f_y}{14000}\rho_b = \frac{6000+4000}{14000}\times 0.0238 = 0.017$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\frac{6000}{6000+f_y} = 0.0238$$

$$\Rightarrow A_{s_{max}} = \rho bd = 0.017\times 50\times 43.5 = 36.975\,cm^2 > A_s^- = 24.32\,cm^2$$ o.K.

- نتایج کاملاً منطبق با نتایج نرم افزار است.

اثبات: $M_n = C\cdot z = 0.85 f'_c\, a\cdot b\,(d-\frac{a}{2}) \Rightarrow 2M_n = 0.85 f'_c\, b(2ad-a^2)$

$$\Rightarrow \frac{2M_n}{0.85 f'_c\, b} = 2ad - a^2 \Rightarrow a^2 - 2ad + d^2 = d^2 - \frac{2M_n}{0.85 f'_c\, b}$$

$$M_u \leq \varphi M_n \Rightarrow (a-d)^2 = d^2 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c\, b\varphi} \Rightarrow a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c\, b\varphi}}$$ ✓✓

($\rightarrow M_n = \frac{M_u}{\varphi}$)

• طراحی برای لنگر مثبت

- با فرض رفتار کششی کنترل

$$a^+ = 43.5 - \sqrt{43.5^2 - \frac{2 \times 3201688}{0.85 \times 220 \times 50 \times 0.9}} = 9.86\ cm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 11.6cm \Rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_{cu}\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{43.5-11.6}{11.6}\right) = 0.008 > 0.005 \therefore T.C$$

پس فرض اولیه صحیح است و مقطع با کنترل تحت کشش است

$a < a_b$ o.k.

$$A_s^+ = \frac{3201688}{0.9 \times 4000 (43.5 - \frac{9.86}{2})} = 23.06 cm^2$$

$$A_{s_{min}} = 7.61 cm^2 \leq A_s^+ = 23.06 cm^2 \leq A_{s_{max}} = 36.975 \quad o.k.$$

- نتایج کاملاً منطبق با نتایج نرم افزار است

■ ترکیب بار استفاده شده در بالا و پایین مقطع

$M_u^+ \Rightarrow$ UDcon29: 0.69D - EXN - 0.3EY

$M_u^- \Rightarrow$ UDcon10: 1.41D + (Lnr + Lr1.0 + 0.5Lr0.5 + LPark) + 0.2S + EXN + 0.3EY

• طراحی با سبب ۹

باتوجه به اینکه واحد بر اساس N, mm تنظیم شده و ما هم مقادیر را عوض کرده و نتایج Q بر اساس N و mm بدست آوردیم

$\begin{cases} M_u^+ = 276872618\ N.mm \\ M_u^- = -291517065\ N.mm \end{cases}$ $\begin{cases} f'_c = 22\ MPa \\ f_y = 400\ MPa \\ f_{ys} = 240\ MPa \end{cases}$ $\begin{cases} b = 500\ mm \\ h = 500\ mm \end{cases}$ $d = 435\ mm$

• طراحی برای لنگر منفی

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c = 0.817 \geq 0.67$ ✓✓

$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c = 0.915 \geq 0.67$ ✓✓

$$a^- = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\varphi_c \alpha_1 f'_c b}} = 435 - \sqrt{435^2 - \frac{2 \times 291517065}{0.65 \times 0.817 \times 22 \times 500}} = 135.97\ mm$$

$$a_b = \beta_1 \frac{700}{700 + f_y} d = 0.915 \frac{700}{700 + 400} 435 = 253.29\ mm$$

$a < a_b$ O.K.

$$A_s^- = \frac{Mu}{\varphi_s f_y (d - a/2)} = \frac{291517065}{0.85 \times 400 \times (435 - \frac{135.97}{2})} = 2336.15\ mm^2$$

$$A_{s_{min}} \Rightarrow \rho_{min} = max \begin{cases} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0029 \\ \frac{1.4}{f_y} = 0.0035 \end{cases} \Rightarrow \rho_{min} = 0.0035 \Rightarrow A_{s_{min}} = 761.25\ mm^2$$

$A_{s_{max}} \Rightarrow \rho_{max} = 0.025$ (ضوابط طرح لرزه‌ای) $\Rightarrow A_{s_{max}} = 5437.5\ mm^2$

$A_{s_{min}} = 761.25\ mm^2 < A_s^- = 2336.15\ mm^2 < A_{s_{max}} = 5437.5\ mm^2$ O.K.

• طراحی برای لنگر مثبت

$$a^+ = 435 - \sqrt{435^2 - \frac{2 \times 276872618}{0.65 \times 0.817 \times 22 \times 500}} = 127.7\ mm < a_b$$ O.K.

$$A_s^+ = \frac{276872618}{0.85 \times 400 \times (435 - \frac{127.7}{2})} = 2194.07\ mm^2$$ $A_{s_{min}} < A_s^+ < A_{s_{max}}$ O.K.

ترکیب بار ایجاد شده

$M_u^+ \rightarrow$ ABA25: $0.64D - 0.84EXN - 0.252EY$

$M_u^- \rightarrow$ ABA06: $1.21D + 1.2(Lnr + LR1 + LR0.5 + LPart + LRoof) + 0.84EXN + 0.252EY$

مقایسه بین نتایج طراحی با آیین نامه های مختلف برای طراحی تیر تحت خمش

ترکیب بار	آیین نامه طراحی	A_s^+	A_s^-
ASCE7-10	ACI318-14	$23.06 cm^2$	$24.32 cm^2$
مبحث 6	مبحث 9	$21.94 cm^2$	$23.36 cm^2$
✗ "	ACI318-14	$19.56 cm^2$	$20.73 cm^2$

همانطورکه از نتایج پیداست طراحی باترکیب بار مبحث ۶ و آیین نامه مبحث ۹ مقدار کمتری از طراحی وترکیب بارهای آیین نامه آمریکاست؛ که این اختلاف برای لنگر مثبت برابر 4.85 % و برای لنگر منفی 3.95% است.

- درخصوص انجام ردیف ۳ به یک نکته مهم می رسیم که چون آیین نامه ACI و مبحث ۹ در روش طراحی و ترکیب بار مختلف هستند به هیچ وجه نباید با استفاده ترکیب بارهای مبحث ۶ با آیین نامه ACI طراحی کرد که جواب های ۱۰۰٪ اعتباری دهند که درخلاف جهت اطمینان است.

طراحی تیر تحت برش

• طراحی با ACI318

$$V_u \leq \varphi V_n = \varphi (V_c + V_s) \quad ; \varphi = 0.75$$

$$V_u = 32510.1164 \text{ kgf}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\, bd = 0.53\sqrt{220} \times 50 \times 43.5 = 17098.04 \text{ kgf}$$

$$V_{max} = 2.65\sqrt{f'_c}\, bd = 2.65\sqrt{220} \times 50 \times 43.5 = 85490.23 \text{ kgf}$$

$$\varphi \frac{V_c}{2} \leq V_u \leq \varphi V_{max} \Rightarrow 0.75 \times \frac{17098.04}{2} = 6411.765 \ll V_u = 32510.11 \leq 64117.67 \text{ kgf} \quad \text{O.K.}$$

$$V_u \leq \varphi V_n = \varphi(V_c + V_s) \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{32510.11}{0.75} - 17098.04 = 26248.773 \text{ kgf}$$

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_{yt}\, d \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \cdot d} = \frac{26248.773}{2400 \times 43.5} = 0.2513 \frac{cm^2}{cm}$$

ترکیب بارگذاری:

UDcon13: 1.41D+(Lnr+Lr1.0+0.5Lr0.5+LPerb)+0.25-EXN-0.3EY

• طراحی با سیم ۹

$$V_u = 355130.8 \text{ N}$$

$$V_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f'_c}\, bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{220} \times 500 \times 435 = 132621.5 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - V_c = 355130.8 - 132621.5 = 222509.3 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\varphi_s f_{ys} d} = \frac{222509.3}{0.85 \times 2400 \times 435} = 2.5 \frac{mm^2}{mm} = 0.25 \frac{cm^2}{cm}$$

ترکیب بارگذاری

ABA17: 1.21D+1.2(Lnr+Lr1.0+Lr0.5+LPerb+LRoof)-0.84Exn-0.252EY

نتایج تقریبا یکسان است و اختلاف 0.5٪ دارد

طراحی تیر عمیق تحت لنگر پیچشی

• طراحی بر اساس ACI 318-14

$T_u = 24130.23 \text{ kgf.cm}$

آستانه محدودیت لنگر پیچشی $T_{th} = 0.265\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{P_u}{A_g\sqrt{f'_c}}}$

لنگر ترک خوردگی پیچشی $T_{cr} = 1.0606\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{P_u}{A_g\sqrt{f'_c}}}$

P_u: تنش محوری ضربدار مقطع ، A_{cp}: سطح مقطع خالص $(b\times h)$ ، P_{cp}: محیط بیرونی مقطع $(2b+2h)$

$T_{th} = 0.265\sqrt{220}\left(\frac{(150\times 50)^2}{2\times 50+2\times 50}\right)\sqrt{1+\frac{0}{\dots}} = 122830.78 \text{ kgf.cm}$

$T_{cr} = 1.0606\sqrt{220}\left(\frac{(150\times 50)^2}{2\times 50+2\times 50}\right)\sqrt{1+\frac{0}{\dots}} = 491601.25 \text{ kgf.cm}$

$T_u \leq \Phi T_{th} \Rightarrow 24130.23 \leq 0.75\times 122830.78 = 92123.084 \text{ kgf.cm}$ O.K

پس نیاز به آرماتور پیچشی ندارد.

ترکیب بارگذاری: UDan17: 1.41D+1Lnr+1Lr+1.0+0.5Lro5+1Lpart+0.25-EYP-0.3EX

• طول بحرانی و لنگر ترک خوردگی پیچشی بحرانی $T_u = 2027927 \text{ N.mm}$

$T_{cr} = 0.38\Phi_c\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)\lambda$

A_c: سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن ، P_c: محیط بیرونی مقطع بتن ، λ: ضریب بتن سبک و غیر سبک است

$T_{cr} = 0.38\times 0.65\sqrt{22}\left(\frac{(500\times 500)^2}{2(500+500)}\right)\times 1 = 36204146.65 \text{ N.mm}$

$T_u = 2027927 \leq 0.25\times 36204146.65 = 90.51\times 10^5 \text{ N.mm}$

چون تنش برشی آرماتور پیچشی نیاز نداشت بنابراین قابل محاسبه نیست

ABA13: 1.21D+1.2(Lnr+LR1e+Lro5+Lparb+LRoof)-0.84EYP-0.252EX

حمید اسدی ۹۱۰۸۸۲۳

در آنجایی که نوشته شد تیر انتخاب شده برای حد آیین نامه ACI بتن و طراحی شده و نتایج مقایسه گردید. حال برای تیر دوم فقط تیر با بتن ۹ طراحی می‌شود.

تیر در story 4 بین آکس‌های A4 و A5

- طراحی با بتن ۹

$M_u^+ = 107770151\ N\cdot mm$

$M_u^- = -129793782\ N\cdot mm$

$f'_c = 22\ MPa$

$f_y = 400\ MPa$

$f_{ys} = 240\ MPa$

$b = 400\ mm$

$h = 400\ mm$

$d = 335\ mm$

- طراحی برای لنگر منفی

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c = 0.817 \geq 0.67$ ✓✓

$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c = 0.915 \geq 0.67$ ✓✓

$$a^- = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\varphi_c \alpha f'_c b}} = 335 - \sqrt{335^2 - \frac{2\times 129793782}{0.65\times 0.817\times 22\times 400}} = 96.93\ mm$$

$$a_b = \beta_1 \frac{700}{700+f_y} d = 0.915 \frac{700}{700+400} \times 335 = 195.06\ mm \qquad a < a_b \text{ O.K.}$$

$$A_s^- = \frac{M_u}{\varphi_s f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{129793782}{0.85\times 400 (335 - \frac{96.93}{2})} = 1332.28\ mm^2$$

$$A_{s\min} = \rho_{min} \times bd = 0.0035 \times 400 \times 335 = 469\ mm^2$$

$$A_{s\max} = \rho_{max} \times bd = 0.025 \times 400 \times 335 = 3350\ mm^2$$

$A_{s\min} \leq A_s \leq A_{s\max}$ O.K.

- طراحی برای لنگر مثبت

$$a^+ = 335 - \sqrt{335^2 - \frac{2\times 107770151}{0.65\times 0.817\times 22\times 400}} = 77.89\ mm < a_b$$ O.K.

$$A_s^+ = \frac{107770151}{0.85\times 400\times (335 - \frac{77.89}{2})} = 1070.65\ mm^2$$

$A_{s\min} \leq A_s \leq A_{s\max}$ O.K.

- ترکیب بارگذاری

$M_u^+ \rightarrow$ ABA33: $0.64D - 0.84EYN - 0.252EX$

$M_u^- \rightarrow$ ABA14: $1.21D + 1.2(LrLive + 0.5(LPartLRoof)) + 0.84EYN + 0.252EX$

طراحی تیر تحت لنگر و برش پیچشی

مثال با جزئیات

$T_u = 21391354\ N.mm$

$T_{cr} = 0.38\phi_c \sqrt{f'_c}\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)\lambda$

$T_{cr} = 0.38\times0.65\sqrt{22}\left(\frac{(400\times400)^2}{2(400+400)}\right)\times1 = 18536523.08\ N.mm$

$T_u = 21391354 > 0.25\times18536523.08 = 4634130.77\ N.mm$

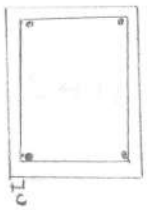
$\frac{A_t}{s_n} = \frac{T_u}{1.7\phi_s A_{oh} f_{yv}}$ ↓ نسبت سطح مقطع یک شاخه از خاموت بسته پیچشی

$A_l = \left(\frac{A_t}{s_n}\right)P_h\left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right)$ ↓ سطح مقطع آرماتورهای طولی پیچشی

A_{oh}: سطح محصور توسط خط مرکزی بیرونی‌ترین خاموت بسته پیچشی است که برابر:

$A_{oh} = (h-2c)(b-2c)$

P_h: محیط تقاطع بسته پیچشی $P_h = 2(h-2c)+2(b-2c)$



$c = 5 + \frac{16}{2} = 5.5cm = 55mm$

$A_{oh} = (400-2\times55)(400-2\times55) = 84100\ mm^2$

$\frac{A_t}{s_n} = \frac{21391354}{1.7\times0.85\times84100\times240} = 0.733\ \frac{mm^2}{mm} = 0.0733\ \frac{cm^2}{cm}$

$P_h = 2(400-2\times55)+2(400-2\times55) = 1160\ mm$

$A_l = (0.733)(1160)\left(\frac{240}{400}\right) = 510.17\ mm^2 = 5.101\ cm^2$

مقدار $\frac{A_t}{s_n}$ در آیین نامه آمریکا برابر $0.0806\ \frac{cm^2}{cm}$ شده و نشان از اختلاف حدود ۹٪ دارد و همچنین مقدار A_l برابر $6.016\ cm^2$ است که مقدار اختلاف برابر ۵.۲٪ می‌باشد

ترکیب بار عبارتی

ABAQUS: 1.2D+1.2(Lnr+Lrl+Lro.S+LPart+LRoof)-0.84EXP-0.252EY

مقایسه بین نتایج طراحی با آیین‌نامه‌های مختلف برای طراحی تیر تحت خمش

ترکیب بار	آیین‌نامه طراحی	A_s^+	A_s^-
ASCE 7-10	ACI 318-14	1197.73 mm²	1517.21 mm²
صفحه ۶	صفحه ۹	1070.65 mm²	1332.28 mm²

اختلاف بین نتایج برای لنگر مثبت ۱۰.۶٪ و برای لنگر منفی ۱۲.۱۹٪ است

با توجه به نتایج حاصل پیداست که در طراحی تیر تحت خمش آیین‌نامه آمریکا نتایج بالاتری (یا اینکه می‌توان گفت محافظه‌کارانه‌تری) دارد

طراحی تیر تحت برش

$V_u = 151304.2\ N$

$V_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f'_c}\,bd = 0.2\times0.65\sqrt{22}\times400\times335 = 81707.04\ N$

$V_s = V_u - V_c = 151304.2 - 81707.04 = 39597.16\ N$

$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\varphi_s f_{ys} d} = \frac{39597.16}{0.85\times240\times335} = 0.579\ \frac{mm^2}{mm} = 0.0579\ \frac{cm^2}{cm}$

ترکیب بارگذاری

ABA17: 1.2D + 1.2(L+r+L/1.6+L/0.5+L/0.6+L/0.6) − 0.84EXN − 0.252EY

مقدار $\frac{A_v}{s}$ به دست آمده از حالت ترکیب بار آیین‌نامه آمریکا برابر $0.1179\ \frac{cm^2}{cm}$ است که نشان‌دهنده اختلاف ۵۰٪ است!!!

کنترل عرض ترک

اگرچه ترک خوردگی در اعضای بتن آرمه امری اجتناب ناپذیر است اما محدودکردن عرض ترک تا حدی قادری کنترل آن را افزایش میدهد. آئین نامه برای کنترل عرض ترک:

سعی کرده تا فرم کرد ترک ها محدود تر یا باریک تر باشند و رابطه آئین نامه برای کنترل عرض ترک:

$$w = 11 \times 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

در این رابطه حداکثر مقدار f_s ای توان برابر $\frac{2}{3} f_y$ در نظر گرفت

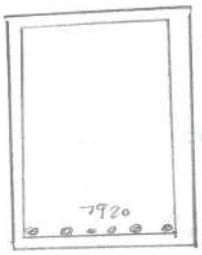
w: عرض ترک (mm)

f_s: تنش کرد آرماتور کششی

d_c: ضخامت بتن از لبه تا مرکز نزدیکترین میلگرد به آن در نقاط دور از محور

A: مساحت موثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها (mm^2)

تیر اول



$d_c = 65mm$ $\quad f_s = \frac{2}{3} f_y = 267 MPa$

$d_s = 65mm$

$A_c = 2 d_s b_w = 2 \times 65 \times 500 = 65000 mm^2$

$A = \frac{A_c}{N} = \frac{65000}{7} = 9285.7 mm^2$

$w = 11 \times 10^{-6} \times 267 \times \sqrt[3]{65 \times 9285.7} = 0.248mm < 0.35mm$ ✓✓

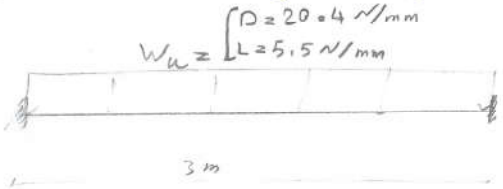
تیر دوم

5 Φ20 $\quad d_c = d_s = 65$ ، $A_c = 2 \times 65 \times 500 = 65000 \Rightarrow A = 13000$ ، $f_s = 267 MPa$

$w = 11 \times 10^{-6} \times 267 \sqrt[3]{65 \times 13000} = 0.278 < 0.35$ ✓✓

فصل خیز تیر

اعضای خمشی بتن آرمه تحت بارهای وارده تغییر شکل خمشی پیدا می کنند این تغییر شکل که با خیز اندازه گیری میشود به عوامل همچون بارگذاری، عضو خمشی و نیز سختی آن بستگی خواهد داشت.



- تغییر شکل تحت بار مرده

$E_c = 25359.85 MPa$
$E_s = 2 \times 10^5 MPa$ $\rightarrow n = \frac{E_s}{E_c} = 8$ ، $f_r = 0.6\sqrt{f'_c} = 2.81 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 2134\ mm^2$, $nA_s = 17072 mm^2$, $b = 500 mm$

$y_t = \frac{500}{2} = 250 mm$ ، $\beta = \frac{b}{nA_s} = \frac{500}{17072} = 0.0293$

$$a = \frac{\sqrt{2d\beta + 1} - 1}{\beta} = 141.53$$

$$I_{ct} = \frac{ba^3}{3} + nA_s(d-a)^2 = 1942.81 \times 10^6\ mm^4$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{500 \times 500^3}{12} = 5208.34 \times 10^6\ mm^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{2.81 \times 5208.34 \times 10^6}{250} = 58.54 \times 10^6\ N.mm$$

$$M_a = \frac{wL^2}{24} = \frac{20.4 \times 3000^2}{24} = 7.65 \times 10^6\ N.mm$$

$$I_e = I_{ct} + (I_g - I_{ct})\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 < I_g \Rightarrow I_e = 1.46 \times 10^{12} mm^4 > I_g \Rightarrow I_e = I_g = 5208.34 \times 10^6 mm^4$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{20.4 \times 3000^4}{384 \times 25359.85 \times 5208.34 \times 10^6} = 0.0325 mm$$

- تغییر شکل کل

$$M_{A(D+L)} = \frac{(20.4+5.5)\times 3000^2}{24} = 9.57\times 10^6\ N.mm$$

$$I_e = 1942.81\times 10^6 + (5208.34\times 10^6 - 1942.81\times 10^6)\left(\frac{58.54}{9.57}\right)^3 = 7.49\times 10^9\ mm^4 \ast I_g \Rightarrow I_e = I_g = 5208.34\times 10^6\ mm^4$$

$$\Delta_{D+L} = \frac{26\times 3000^4}{384\times 25359.85\times 5208.34\times 10^6} = 0.0415\ mm$$

تغییر شکل آنی تحت بار زنده

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 0.0415 - 0.032 < 0.0095\ mm$$

طبق مبحث 9 و Δ_L ~ شرط اینکه ابعاد تیر بتنی به گونه‌ای باشد که تغییر شکل زیر آن بیشتر از $\frac{l}{480}$ نباشد

$$\Delta_{all} = \frac{l}{480} = \frac{3000}{480} = 6.25\ mm > \Delta_{max} = 0.0095\ mm$$

- تغییر شکل درازمدت

δ_s: تغییر شکل ناشی از بارهای دائمی

$$\delta_{cs} = \lambda \delta_s$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad \xi \to = 2$$

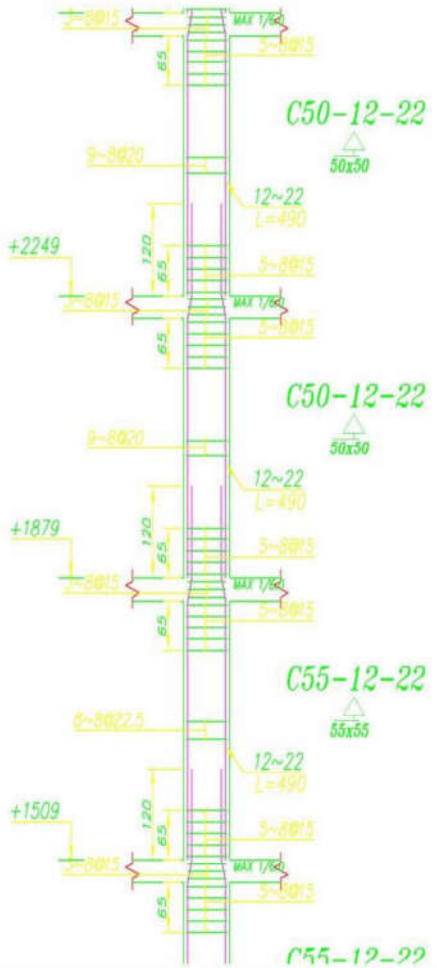
$$\lambda = \frac{2}{1+0} = 2$$

$$\delta_{cs} = 2\times 0.0325 = 0.065\ mm$$

$$\delta = 0.065 + 0.0325 = 0.0975\ mm$$

تغییر شکل کل

طراحی ستون


C50-12-22
50x50
9~8@20
12~22
L=490
+2249
120
65
5~8@15
2~8@15
MAX 1/6c
C50-12-22
50x50
9~8@20
12~22
L=490
+1879
C55-12-22
55x55
8~8@22.5
12~22
L=490
+1509

نتایج آنالیز ستون اول با ترکیب بارهای مبحث ۶

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	C24	240	C50X50-20T20	4900	0.518	Sway Special

Section Properties

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

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
24869.52	22	1	400	240

Design Code Parameters

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

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

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-mm	Design M_{u3} N-mm	Station Loc mm	Controlling Combo
	N	N-mm	N-mm	mm	
Top	1373062	-41521403	224786431	4400	ABA04
Bottom	1406337	42527639	-279560318	0	ABA04

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v /s mm²/m	Design V_{u2} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	1748.25	136888.6281	4400	ABA29
Bottom	1748.25	136888.6281	0	ABA29

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v /s mm²/m	Design V_{u3} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	478.74	37485.8863	4400	ABA29
Bottom	478.74	37485.8863	0	ABA29

نتایج آنالیز ستون دوم با ترکیب بارهای مبحث ۶

ETABS 2015 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Ground Floor	C16	160	C50X50-20T20	2500	0.424	Sway Special

Section Properties

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

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
24869.52	22	1	400	240

Design Code Parameters

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

Longitudinal Check for P_u - M_{u2} - M_{u3} Interaction

Column End	Rebar Area mm²	Rebar %	D/C Ratio
Top	6284	2.51	0.603
Bottom	6284	2.51	0.773

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

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-mm	Design M_{u3} N-mm	Station Loc mm	Controlling Combo
	N	N-mm	N-mm	mm	
Top	2216933	5362867	-67040043	2000	ABA01
Bottom	2093794	-63316332	198377541	0	ABA03

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v /s mm²/m	Design V_{u2} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	718.2	108813.1303	2000	ABA33
Bottom	718.2	108813.1303	0	ABA33

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v /s mm²/m	Design V_{u3} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	0	55042.1068	2000	ABA33
Bottom	0	55042.1068	0	ABA33

حمید اسدی ۹۱۰۸۸۲۳

طراحی ستون

باتوجه به نمبت ۹ به نحوی باید اثرات لاغری در نظر گرفته شود. یکی از روش‌ها که در آیین‌نامه وجود دارد و بسیار روش دقیقی است، تحلیل مرتبه دوم تاب است که باید با در نظر گرفتن اثرات P-Δ و ... باشد که به قوی توسط نرم افزار در نظر گرفته شده است. پس با فقط تیرها را از نرم افزار گرفته و طراحی می‌کنیم. ستون P1 روی Ground floor (C 50×50 - 20T20)

- طراحی ستون برای نیروی محوری و لنگر خمشی در محوره

$$\begin{cases} M_{u_2} = M_{u,x} = 42527639\ N.mm \\ M_{u_3} = M_{u,y} = -27956031.8\ N.m \\ P_u = 1406337.3\ N \end{cases} \quad \begin{cases} f'_c = 22\ MPa \\ f_y = 400 MPa \end{cases} \quad \begin{cases} b = 500 mm \\ h \geq 500 mm \end{cases}$$

- ترکیب خمش دو محوره و نیروی محوری باعث ایجاد تنش‌هایی به صورت خمشی می‌شود که اگر بخواهیم ظرفیت مقطع را به صورت دقیق بررسی کنیم، باید با یک محاسبات طولانی و به صورت سعی و خطا، ابتدا محل دقیق محور خنثی و زاویه آن با یکی از لبه‌های مقطع پیدا کنیم و سپس مقادیر تنش و نیروها را بیابیم. در این حالت، سطح اندرکنش به صورت سه‌بعدی خواهد بود. اگر نقطه‌ای که ترکیب (P_u, M_{ux}, M_{uy}) وارد بر ستون مشخص می‌دهد در داخل حجم اندرکنش باشد ستون ایمن است.

با توجه به پیچیدگی و طولانی بودن روش به دست آوردن این نمودارهای محدودهٔ بررسی ظرفیت ستون‌ها، تنها از روش‌های تقریبی نظیر بارگذاری استفاده می‌شود.

این روش مبتنی بر بسط یافته ساده شده زیر برای تعیین ظرفیت اسمی ستون یعنی P_n، هنگامی که ستون تحت لنگرهای M_{u2} و M_{u3} قرار دارد، عبارت است از:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{n2}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0}$$

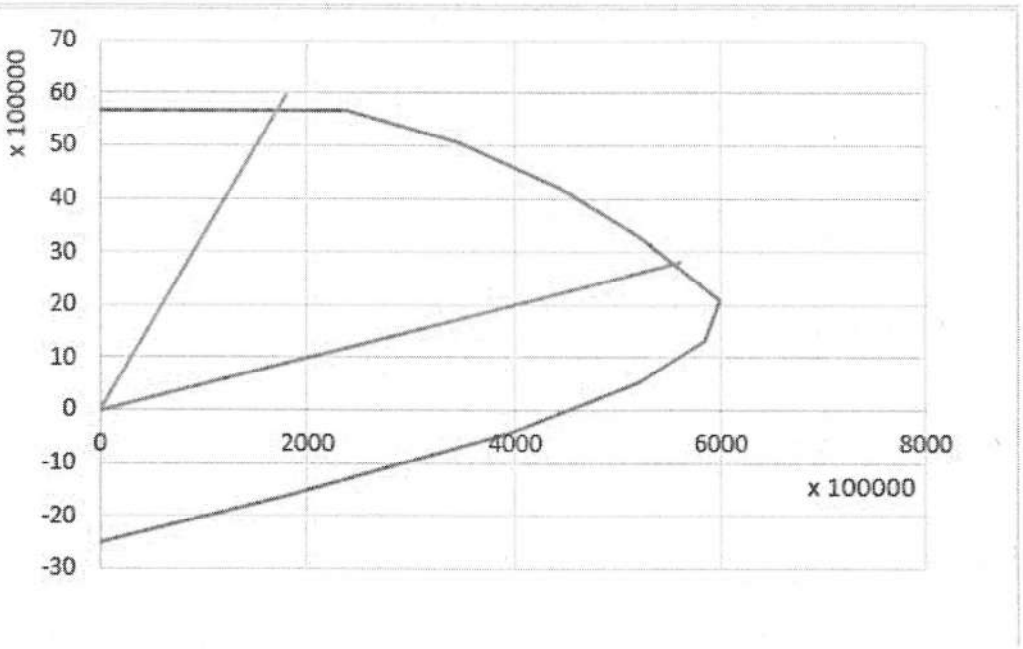
P_e: ظرفیت محوری خالص مقاوم ستون

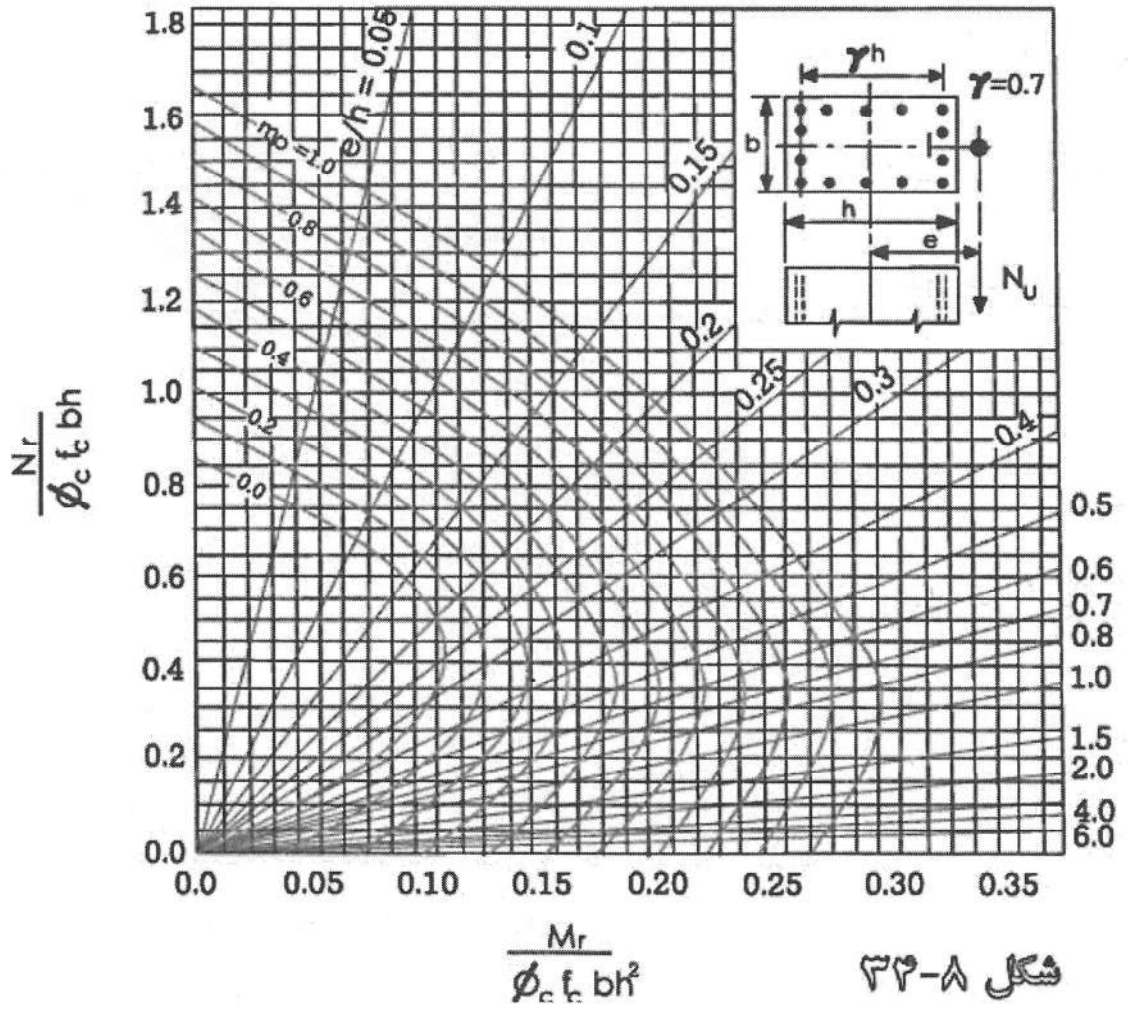
P_n: ظرفیت محوری ستون تحت اثر لنگرهای همزمان M_{u2} و M_{u3}

P_{n2}: ظرفیت محوری ستون تحت خروج از مرکزیت یا لنگر M_{u2}

P_{ny}: ظرفیت محوری ستون تحت خروج از مرکزیت e_2 یا لنگر M_{u3}

- در صنعا که محاسبه P_{nx} باید e_2 و در صنعا که محاسبه P_{ny} باید e_y باشد


x 100000
70
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
0
2000
4000
6000
8000
x 100000


$\frac{N_r}{\phi_c f_c bh}$
$\frac{M_r}{\phi_c f_c bh^2}$
e/h
ρω =1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
0.05
0.1
0.15
0.2
0.25
0.3
0.4
γh
γ=0.7
b
h
e
N_u
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
0.05
0.10
0.15
0.20
0.25
0.30
0.35
0.5
0.6
0.7
0.8
1.0
1.5
2.0
4.0
6.0

شکل ۸-۳۴

$\rho = 2.5\%$

$$m = \frac{\varphi_s f_y}{\alpha_1 \varphi_c f_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.817 \times 0.65 \times 22} = 29.1$$

$$m\rho = 29.1 \times 0.025 = 0.73$$

$$\gamma = \frac{500 - 2\times 65}{500} = 0.74$$

با توجه به نمودار برای مقطع مستطیلی با فولاد گذاری در چهار طرف و $\gamma = 0.7$

در حالتی که فقط e_x وجود دارد

$$e_{ax} = e_x = \frac{M_{ux} + M_{uy}}{P_u} = \frac{279560318}{1406337.3} = 198.78\ mm \quad , \quad \frac{e_x}{h} = \frac{198.78}{500} = 0.4$$

$$\frac{P_{rx_0}}{\varphi_c f_c b h} = 0.55 \Rightarrow P_{rx_0} = 0.55 \times 0.65 \times 22 \times 500^2 = 1966250\ N$$

در حالتی که فقط e_y وجود دارد

$$e_y = e_3 = \frac{M_{u2} + M_{ux}}{P_u} = \frac{42527639}{1406337.3} = 30.24\ mm \quad , \quad \frac{e_y}{h} = \frac{30.24}{500} = 0.06$$

$$\frac{P_{ry_0}}{\varphi_c f_c b h} = 1.22 \Rightarrow P_{ry_0} = 1.22 \times 0.65 \times 22 \times 500^2 = 2436500 > 0.8 P_0 \Rightarrow P_{ry_0} > P_0$$

$$P_0 = 0.8\left(0.817 \times 0.65 \times 22 \times (500^2 - 6283.18) + 0.85 \times 400 \times 6283.18\right) = 3986919.34\ N$$

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_{rx_0}} + \frac{1}{P_{ry_0}} - \frac{1}{P_0} \Rightarrow P_r = 1966250\ N$$

$$Ratio = \frac{P_u}{P_r} = \frac{1406337.3}{1966250} = 0.71$$

که این نسبت تنش با مقدار نرم افزار که 0.92 مقدار 22% تفاوت دارد

ترکیب بار بحرانی

ABAQUS: 1.2D + 1.2(Lr + Lr1 + Lr2 + Lr3 + SnLPrv6 + LRooF) + 0.84EXP + 0.252EY

طراحی ستون دوم

ستون C3 در راس بیس دیتا یابی

C50x50-20T20

$\begin{cases} M_{u2} = -63316332\ N\cdot mm \\ M_{u3} = 198377541\ N\cdot mm \\ P_u = 2093794 \end{cases}$ $\begin{cases} b = 500\ mm \\ h = 500\ mm \end{cases}$

$\rho = 2.5\ \%$, $m = 29.1$, $m_p = 0.73$, $\gamma = 0.74$

$e_2 = \frac{M_{u3}}{P_u} = \frac{198377541}{2093794} = 94.74\ mm$ $\qquad \frac{e_2}{h} = 0.19$

$\frac{P_{r,x_0}}{\phi_c f_c b h} = 0.88 \Rightarrow P_{r_{x_0}} = 3146000\ N$

$e_3 = \frac{M_{u2}}{P_u} = \frac{63316332}{2093794} = 30.24$ $\qquad \frac{e_3}{h} = 0.06$

P_{ry_0}: ماتکدحالت قبل $\Rightarrow P_{r_{y_0}} = P_0$

$P_0 = 3986919.34\ N$

$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_{r_{x_0}}} + \frac{1}{P_{r_{y_0}}} - \frac{1}{P_0} \Rightarrow P_r = 3146000$

$Ratio = \frac{P_u}{P_r} = \frac{2093794}{3146000} = 0.66$

- مقدار Ratio نیز اندازه 0.87 می باشد که اختلاف استفاده از روش بیکلر و تقریب اریبوبور (شکل) بوده است.

و درصد اختلاف 24% است

ترکیب بارگذاری

ABAQUS: 1.2D+1.2(Lr+Lr1+0.5L+LRoof)+0.84EXP+0.252EY

طراحی برشی ستون

ستون اول

$$\begin{cases} P_u = 1406337\,N \\ V_{u2-2} = 136888.63\,N \\ V_{u3-3} = 37485.89\,N \end{cases}$$ برشی

$$V_c = 0.2\,\Phi_c\sqrt{f'_c} = 0.2\times 0.65\times\sqrt{22} = 0.6\ MPa$$

$$V_c = v_c\left(1+\frac{N_u}{3A_g}\right)b_w d \;\geq 0 = 0.6v\left(1+\frac{-1406337}{3\times 500^2}\right)500\times 435 \leq 0 \Rightarrow V_c = 0$$

راستای 2-2

$$V_{u_{2-2}} = 136888.63$$

$$V_u \leq V_n = V_c + V_s \Rightarrow V_s \geq V_u - V_c \Rightarrow V_s \geq V_u$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{2-2} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{136888.63}{400\times 435} = 0.787\ \frac{mm^2}{mm}$$

راستای 3-3

$$V_{u33} = 37485.89$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{22} = \frac{37485.89}{400\times 435} = 0.218\ \frac{mm^2}{mm}$$

$\frac{A_v}{s}$ در راستای 2 برابر $0.73\ \frac{mm^2}{mm}$ و در راستای 3 برابر ۰ است که ناشی از اختلاف نوع بارگذاری است.

ترکیب بار مجازی:

$$ARA89: 0.640 - 0.84E_{2p} - 0.252E_y$$

سوال دوم

$P_u = 2093794\ N$

$V_{u2-2} = 108813.13\ N$

$V_{u3-3} = 55042.1\ N$

با استفاده از $V_c = 0$ است

راستای 2-2

$V_{u2-2} = 108813.13N = V_s$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{2-2} = \frac{V_s}{f_{yd}} = \frac{108813.13}{400 \times 435} = 0.625\ \frac{mm^2}{mm}$$

راستای 3-3

$V_{u3-3} = 55042.1\ N = V_s$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{33} = \frac{V_s}{f_{yd}} = \frac{55042.1}{400 \times 435} = 0.316\ \frac{mm^2}{mm}$$

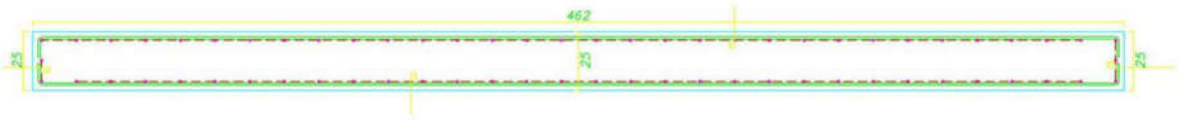
نرم افزار مقدار 0.732 را در راستای 2-2 و 0 را در راستای 3-3 گزارش کرده است

ترکیب بارگذاری:

$ABA33 = 0.640 - 0.84\ EYN - 0.252\ Ex$

حمید اسدی ۹۱۰۸۸۲۳

طراحی دیوار برشی



نتایج آنالیز دیواربرشی با ترکیب بارهای مبحث ۶

ETABS 2015 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
Ground Floor	P2	0	19000	4000	401.3	0.551

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
24869.52	22	1	400	240

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.02	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X_1 mm	Left Y_1 mm	Right X_2 mm	Right Y_2 mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	0	17000	0	21000	4000	300
Bottom	Leg 1	0	17000	0	21000	4000	300

Flexural Design for P and M_3 —Tension Reinforcement

Station Location	Edge Length mm	Rebar Area mm^2	Tension Combo	P_u kN	M_{u3} kN-m
Left Top	601.9	2712	ABA30	1496.2257	5859.6233
Right Top	601.9	3863	ABA32	720.5859	-5949.5146
Left Bot	601.9	4068	ABA30	1560.4257	7402.7779
Right Bot	802.5	5228	ABA32	784.7859	-7501.2933

Flexural Design for P and M_3 —Compression Reinforcement

Station Location	Edge Length mm	Rebar Area mm^2	Compression Combo	P_u kN	M_{u3} kN-m
Left Top	601.9	4099	ABA17	2796.4425	-5990.3855
Right Top	601.9	5800	ABA15	3572.0823	5818.7524
Left Bot	601.9	7039	ABA17	2917.8207	-7535.9565
Right Bot	802.5	4790	ABA15	3693.4604	7368.1146

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm^2/m	Shear Combo	P_u kN	M_u kN-m	V_u kN	ΦV_c kN	ΦV_n kN
Top	Leg 1	1003.13	ABA33	1234.0106	-5923.2555	619.6508	551.4797	1129.2797
Bottom	Leg 1	1003.13	ABA33	1298.2106	-7475.3942	619.6508	473.2908	1051.0908

Boundary Element Check

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top–Left	Leg 1	300.9	ABA09	3676.4096	-1216.2838	3.43	4.4	601.9	888.9
Top–Right	Leg 1	300.9	ABA09	3904.3286	2016.022	4.32	4.4	601.9	888.9
Bottom–Left	Leg 1	300.9	ABA09	3797.7877	-1522.3456	3.79	4.4	601.9	888.9
Botttom–Right	Leg 1	402.5	ABA09	4025.7067	2556.859	4.9	4.4	802.5	888.9

نتایج آنالیز وطراحی دیوار برشی با ترکیب بارهای

ASCE7-10

ETABS 2015 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	LLRF
Ground Floor	P2	0	1900	400	40.125	0.553

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253598.5	220	1	4000	2400

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.02	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X_1 cm	Left Y_1 cm	Right X_2 cm	Right Y_2 cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	0	1700	0	2100	400	30
Bottom	Leg 1	0	1700	0	2100	400	30

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u kgf	M_{u2} kgf-cm	M_{u3} kgf-cm
Top	0.491	UDCon36	70377.5666	-170743	-70673217
Bottom	0.645	UDCon36	77299.1291	-866229	-89149065

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm²/cm	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
Top	Leg 1	0.075	UDCon37	98636.3612	-30463358	74086.3391	106450.4868	149650.4868
Bottom	Leg 1	0.075	UDCon37	103811.3612	-49012548	74086.3391	58460.9444	101660.9444

Boundary Element Check

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	Stress Comp kgf/cm²	Stress Limit kgf/cm²	C Depth cm	C Limit cm
Top–Left	Leg 1	0	UDCon13	307693.0136	-5984268	33.12	44	76.782	88.889
Top–Right	Leg 1	0	UDCon13	328099.6733	10677354	40.69	44	80.25	88.889
Bottom–Left	Leg 1	0	UDCon13	318268.0136	-9885010	38.88	44	78.579	88.889
Botttom–Right	Leg 1	0	UDCon13	338674.6733	16857911	49.3	44	82.048	88.889

طراحی دیوار برشی

در نرم افزار برای طراحی دیوار از روش General استفاده شده است که دیوار را به روش تحقیق نموده و اندرکنش سازه را بررسی می‌کند و سپس به طراحی می‌پردازد.

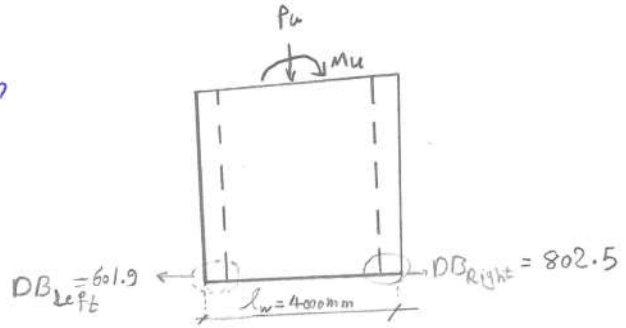
اساس طراحی دستی دیوار برشی اینکه بتوان نتایج طراحی را مقایسه نمود و یک نمایل جدید دیوار به روش ساده شده‌ی تیرک کششی T و فشاری C طراحی شد و نتایج طراحی از آن استخراج شد

- طراحی خمشی
- طراحی برای قسمت پایین و سمت راست دیوار انجام می‌شود (Right Bot)

- طراحی برای تیرک کششی در محل Right Bot

$P_u = 784785.9\ N$

$M_u = -7501.2933\ KN.m$



$$T_u = \varphi_s A_s f_y \ ,\ T_u = \frac{M_u}{l_w - 0.5DB_{Left} - 0.5DB_{Right}} - \frac{P_u}{2}$$

$$T_u = \frac{7501.2933 \times 10^6}{4000 - 0.5 \times 601.9 - 0.5 \times 802.5} - \frac{784785.9}{2} = 1882242.656N$$

$$A_s = \frac{T_u}{\varphi_s f_y} = \frac{1882242.656}{0.85 \times 400} = 5536\ mm^2$$

- ترکیب بارگذاری

ABA32: 0.64D - 0.84EYN - 0.252Ez

• طراحی برای نیروی کشاری Right Bot

$P_u = 3693460.4\ N$

$M_{uz} = 7368.1146\ KN.m$

$$C = 0.8\left[\alpha_1 f'_c (A_g - A_{sc}) + \varphi_s A_{sc} f_y\right]$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{C}{0.8} - \alpha_1 \varphi_c f'_c A_g}{\varphi_s f_y - \alpha_1 \varphi_c f'_c} \quad ,\ A_g = B^c_{Right} \times t \quad ,\ \alpha = 0.817$$

$$C = \frac{M_u}{l_w - 0.5DB_{Left} - 0.5DB_{Right}} + \frac{P_u}{2} = \frac{7368.1146 \times 1.6}{4200 - 0.5\times 8025 - 0.5\times 60 \times 1.9} + \frac{3693460.4}{2} = 4080981.7\ N$$

$$A_{sc} = \frac{\frac{4080981.7}{0.8} - 0.817\times 0.65 \times 22 \times 802.5 \times 300}{0.85\times 400 - 0.817\times 0.65\times 22} = 6970.46\ mm^2$$

- ترکیب بار بحرانی

ABA15: $1.21D + 1.2(L_{hr} + L_{r1.0} + L_{roof} + L_{Parts}) + 1.2L_{Roof} + 0.84EYN - 0.252EZ$

• مقایسه

	ترکیب بار	آیین نامه	A_{sc}	A_{st}
	ASCE7-10	ACI 318-14	$8459.89\ mm^2$	$6669.99\ mm^2$
	میلد 6	میلد 9	$6970.46\ mm^2$	$5536\ mm^2$

• ما نظر که میدانیم نتایج طراحی ACI اعداد بیشتری میدهد و اختلاف حدود ۱۲٪ است.

• طراحی برشی دیوار

در این قسمت به طراحی برشی دیوار خواهیم پرداخت

- طراحی برای تقسیمات پایین دیوار انجام خواهد شد

- آرماتور برشی افقی

$P_u = 1298.21\ kN$

$M_u = -7475.3942\ kN.m$

$V_u = 619.6508\ kN$

$$v_c = 0.2\,\phi_c\sqrt{f'_c} = 0.2\times0.65\times\sqrt{22} = 0.61\ MPa$$

$$d = 0.8\,l_w = 0.8\times4000 = 3200\ mm$$

$$5\,v_c\,h\,d = 5\times0.61\times300\times3200 = 2928\ kN > V_u = 619\ kN \quad \checkmark$$

$$V_{c1} = 1.65\,v_c\,h\,d + \frac{N_u d}{5 l_w} = 1.65\times0.61\times300\times3200 + \frac{1298.21\times10^3\times3200}{5\times4000} = 1173953.6\ N$$

$$V_{c2} = \left[0.3v_c + \frac{l_w\left(0.6v_c + 0.15\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}\right)}\right] h d_2 \left[0.3\times0.61 + \frac{4000\left(0.6\times0.61 + 0.15\frac{1298.21\times10^3}{4000\times300}\right)}{\left(\frac{7475.3942\times10^6}{619.6508\times10^3} - \frac{4000}{2}\right)}\right] 300\times3200 =$$

$$= 377250.4\ N$$

$$V_c = \min\{V_{c1}, V_{c2}\} = 377250.4\ N = 377.25\ kN < V_u$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{V_u - V_c}{\phi_s f_y d} = \frac{619650.8 - 377250.4}{0.85\times400\times3200} = 0.22\ \frac{mm^2}{mm} \not> \rho_{h_{min}}\, t_w = 0.0025\times300 = 0.75\ \frac{mm^2}{mm}$$

use $\frac{A_v}{s} = 0.75\ \frac{mm^2}{mm}$

چون میلگرد برشی محاسبه شده است بنابراین تابع فرق با تابع آیین‌نامه ACI ندارد.

- آرماتور برشی قائم

$$\rho_h \geq \max\{0.0025,\ 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0.0025)\}$$

$$\Rightarrow \rho_h = 0.0025 \Rightarrow \left(\frac{A_v}{s}\right) = 0.0025\times t_w = 0.75\ \frac{mm^2}{mm}$$

- ترکیب بارگذاری

ACI 318: $0.64D = 0.84EYN - 0.252E$

دانشگاه صنعتی شاهرود

پروژه سازه های بتن آرمه — فصل پنجم

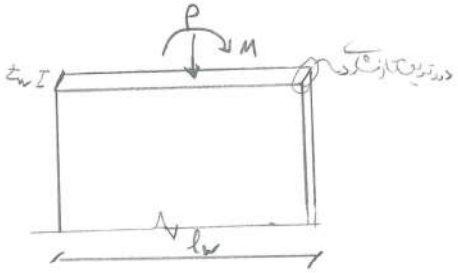
– بررسی نیاز مقطع به المان مرزی

دیوار برشی تحت نیروی محوری P و لنگر خمشی M قرار دارد. وجود همزمان این دو نیرو باعث می شود که در کناره های مقطع تنش های قائم زیادی ایجاد شود که آیین نامه به این موضوع حساسیت نشان داده و برای نواحی با تنش فشاری زیاد، آرماتورگذاری ویژه ای را در نظر می گیرد.

با توجه به سمت و جهت و موقعیت مقطع از دیوار تنش تحت اثر بارهای نهایی کمترین یا بیشترین مقدار است که $0.3f'_c$ یا تقریبا برابر $0.2f'_c$ می باشد بیشتر شود، در لبه های دیوار باید اعضای مرزی در نظر گرفته شود.

$P_u = 4025.7067\ KN$

$M_u = 2556.859\ KN.m$

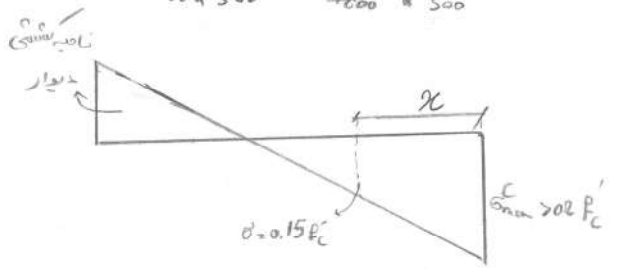


$$\sigma_{max} = \frac{P}{A_g} + \frac{M \times y_{max}}{I_g}$$

$$\Rightarrow \sigma^c_{max} = \frac{P}{l_w \times t_w} + \frac{M}{\frac{t_w L_w^3}{12}} \times \frac{L_w}{2} = \frac{P}{l_w t_w} + \frac{6M}{l_w^2 t_w}$$

اگر $\sigma^c_{max} > 0.2f'_c$ شود نیاز به اعضای مرزی در دیوار داریم.

$$\sigma^c_{max} = \frac{4025.7067}{4000 \times 300} + \frac{6 \times 2556.859 \times 10^6}{4000^2 \times 300} = 6.55 MPa > 0.2 \times f'_c = 0.2 \times 22 = 4.4 MPa$$



مقدار المان مرزی باید تا جایی که به $0.15f'_c$ می رسد باید ادامه داشته باشد.

برای تعیین x باید توزیع تنش در دیوار رسم کرد و به x رسید.

به البته تعیین دقیق x با توجه به پیچیدگی آرماتورهای فراوان دیوار ممکن نیست و باید از روابط تقریبی استفاده کرد.

– در آیین نامه ACI برای تعیین طول اعضای مرزی از دو رابطه ساده تری استفاده می کند و در این تحلیل اعضای مرزی برابر $402.5mm$ به دست آمده است.

– در اعضاء مرزی آرماتورهای خاص به شرح زیر است:

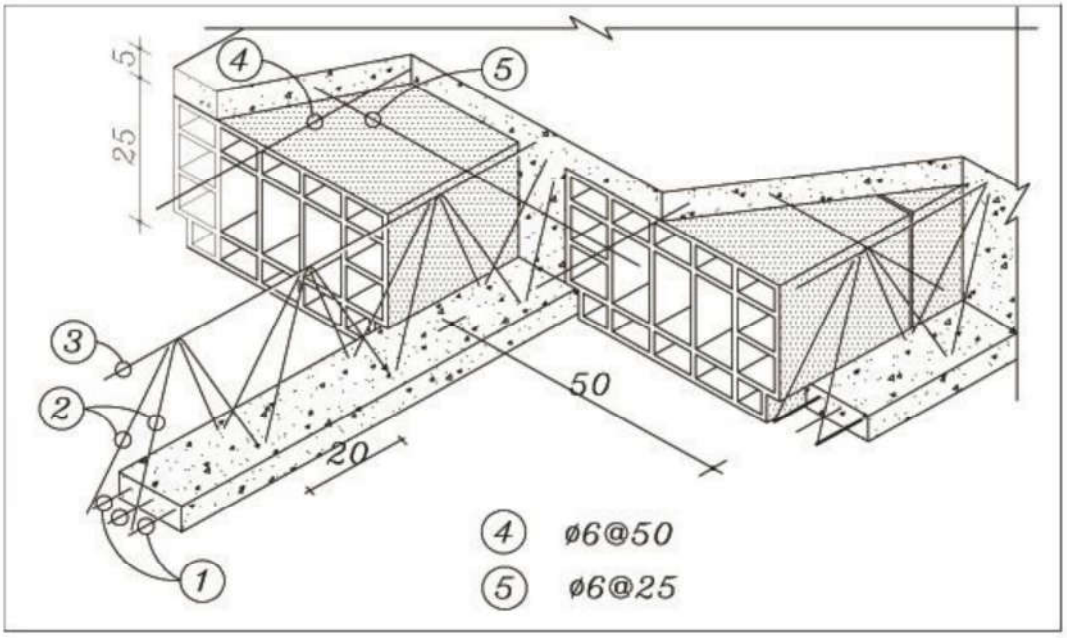
1- فاصله میلگرد قائم: $s \le 200\ mm$

2- ضوابط دورگیر آرماتورگذاری عرضی: $s \le \min\{8d_b, 24d_s, \frac{b_w}{2}, 300mm\}$

• برای آرماتورگذاری طولی ضوابط لنگرهای در آیین نامه گفته شده است که بیشتر برای سقف ها پذیرفته شده است.

ضابطه اول جزو ضوابط عمومی بود و این ضابطه دوم در فصل تحلیل آرماتورها آمده است.

سقف تیرچه بلوک



حمید اسدی ۹۱۰۸۸۲۳

دانشگاه صنعتی شاهرود

طراحی سقف تیرچه بلوک

فرضیات

الف) مشخصات مصالح

$f'_c = 220\ kg/cm^2$ C22 → $\begin{cases} \chi = 0.817 \\ \beta = 0.915 \end{cases}$

$f_y = 4000\ kg/cm^2$ AIII

$f_y = 2400\ kg/cm^2$ AI

ب) ابعاد

طول دهانه موثر $L_e = 5.3\ m$

فاصله محوری تیرچه ها $b = 50\ cm$

ضخامت دال بتنی $t = 5\ cm$

ارتفاع بلوک ها $h = 25\ cm$

عرض جان تیرچه ها $b_w = 10\ cm$

ج) بار مرده و زنده

بار زنده $L = 450\ kg/m^2$

بار مرده $D = 445\ kg/m^2$

بار معادل تیغه ها $W_{PP} = 0\ kg/m^2$

محاسبات

الف) بار وارد بر سقف

$$W = 1.25 \times 445 + 1.5 \times 450 = 1231.25\ kg/m^2$$

ب) کنترل ضخامت سقف (خیز)

$$H_{min} = \frac{L_e}{20} = \frac{530}{20} = 26.5\ cm$$

$$H = h + 5 = 25 + 5 = 30 > H_{min} = 26.5\ cm \checkmark\checkmark$$

ج) کنترل ضخامت دال بتنی روی بلوک‌ها (دال بتنی)

برای کنترل این ضخامت، دال بتنی روی بلوک‌ها به صورت تیر بتنی عریض‌لبه دو سر گیردار بین دو تیریچه (به فاصله 40cm) طراحی می‌شود.

مدول گسیختگی بتن غیرمسلح برابر $f_r = 1.9\varphi_c\sqrt{f'_c}$ که f'_c مقاومت فشاری بتن بر حسب $\frac{kgf}{cm^2}$ می‌باشد.

- گشتاور خمشی تیر دو سر گیردار در وسط دهانه به ازای 1m پهنا برابر است با:

$$M_u = \frac{P_u L^2}{12} = \frac{1231.25 \times 0.4^2}{12} = 16.42\ kgf.m = 1642\ kgf.cm$$

- اساس مقطع تیر دو سر گیردار به ازای 1m پهنا برابر است با:

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 5^2}{6} = 417\ cm^3$$

- تنش کششی حداکثر بتن در محل اتصال دال بتنی به تیریچه برابر است با:

$$f_{ct} = \frac{1642}{417} = 3.94\ \frac{kgf}{cm^2}$$

- مدول گسیختگی بتن از رابطه ذکر شده:

$$f_r = 1.9\varphi_c\sqrt{f'_c} = 1.9 \times 0.65 \times \sqrt{20} = 18.32 > f_{ct} \quad O.K.$$

لذا ضخامت دال بتنی 5cm مناسب است.

د) طراحی آرماتورهای تیریچه

بار گسترده وارد به یک تیریچه با عرض 50cm، برابر است با:

$$P_u = 0.5 \times 1231.25 = 615.63\ kgf/m$$

$$M_u = \frac{P_u \times L_c^2}{8} = \frac{615.63 \times 5.3^2}{8} = 2161.63\ kgf.m = 216163\ kgf.cm$$

• به عنوان تقریب اول فرض می‌کنیم ارتفاع بلوک تنش مستطیل نهایی در ضخامت t (دال بتنی) قرار گیرد،

با فرض استفاده از $\varphi 14$:

$$d = 14 - \overset{\text{cover}}{2} - \frac{\varphi}{2} = 30 - 2 - \frac{1.4}{2} = 27.3\,cm$$

$$M_r = 0.817\varphi_c f_c t b (d - \frac{t}{2}) = 0.817 \times 0.65 \times 220 \times 5 \times 50 \times (27.3 - \frac{5}{2}) = 724352.2\,kgf\,cm > M_u$$

• لذا ارتفاع بلوک تنش مستطیلی کمتر از ضخامت t بوده و رفتار تیر به صورت مستطیلی می‌باشد. مقدار سطح مقطع آرماتور لازم از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$A_s = \frac{0.\alpha\, \varphi_c f_c b d}{\varphi_s f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\alpha_1 \varphi_c f_c b d^2}}\right) =$$

$$\frac{0.817 \times 0.65 \times 220 \times 50 \times 27.3}{0.85 \times 4000}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 216163}{0.817 \times 0.65 \times 220 \times 50 \times 27.3^2}}\right) = 2.34\,cm^2$$

• چون در اثر جوشکاری میلگردهای عرضی به میلگردهای طولی، از سطح مقطع میلگردهای طولی کاسته می‌شود، لذا جهت اطمینان، مقدار 10٪ به سطح مقطع آرماتور به دست آمده می‌افزاییم:

$$A_s = 2.34 \times 1.1 = 2.57\,cm^2$$

مقدار سطح مقطع به دست آمده را با مقادیر حداقل و حداکثر کنترل می‌کنیم:

$$\rho_{max} = \alpha\beta \frac{\varphi_c}{\varphi_s} \frac{f_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\rho_{max} = 0.817 \times 0.915 \times \frac{0.65}{0.85} \times \frac{220}{4000} \times \frac{6000}{6000 + 4000} = 0.018$$

$$A_{s\,max} = \rho_{max} \times b d = 0.018 \times 50 \times 27.3 = 24.57\,cm^2$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{14}{f_y}, 0.79\frac{\sqrt{f_c}}{f_y}\right) = \max(0.0035, 0.00092) = 0.0035$$

$$A_{s\,min} = \rho_{min} b_w d = 0.0035 \times 10 \times 27.3 = 0.95\,cm^2$$

$$A_{s\,min} < A_s < A_{s\,max} \;\checkmark\checkmark\; O.K.$$

پس مساحت آرماتور به دست آمده قبول است.

$$use: \underset{\text{اصلی}}{2\varphi 12} + \underset{\text{تقویتی}}{\varphi 10} \Rightarrow A_s = 3.04 > 2.57 \quad O.K.$$

هـ) محاسبه طول آرماتور تقویتی

ابتدا لنگر مقاوم مقطع تیر با آرماتورهای سراسری که کرده و M_1 می نامیم. سطح مقطع میلگردهای سراسری ℓ (2 φ14) برابر 12.26 است

$$M_1 = A_s \varphi_c f_y \left(d - 0.5 \cdot \frac{A_s}{b} \times \frac{\varphi_s f_y}{0.817 \varphi_c f_c'}\right) = 2.26 \times 0.85 \times 4000 \left(27.3 - 0.5 \times \frac{2.26}{50} \times \frac{0.85 \times 4000}{0.817 \times 0.65 \times 220}\right) =$$

$$= 204719.4$$

$$L_t = L_c \sqrt{1 - \frac{M_1}{M_{max}}} = 5.3 \sqrt{1 - \frac{204719.4}{816163}} = 1.22 = 122 cm$$

$$L_r = L_t + 2 \max(d, 12 d_b) = 176.6 cm$$

حال قطع عملی باید کنترل گردد تا به اندازه L_r از نقطه بحرانی فاصله داشته باشد

$$L_r \geq 2 L_d$$

$$L_d = \frac{d_b f_y}{4.93 \sqrt{f_c'}} \geq 30 \Rightarrow L_d = 54.7 \times 30 \Rightarrow 2 L_d = 110 cm$$

$L_r \geq 2 L_d$ O.K.

با توجه به مقدار بار میلگرد φ18 به طول 180cm در وسط دهانه به عنوان آرماتور تقویت انتخاب می شود.

و) آرماتور بارهای تمرکز

با توجه به جدول 2-2 شده 543 با توجه به دهانه و قطر میلگرد بارهای φ10 انتخاب می شود

ز) آرماتور حرارت و جمع شدگی دال بالای تیرها

نسبت سطح مقطع کل آرماتورهای حرارت و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن برای میلگرد آجدار $f_y = 4000$ نباید کمتر از 0.0018 باشد.

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \frac{cm^2}{m}$$

فواصل بین آرماتورها با توجه به محدودیت ها 25cm انتخاب می شود و سطح مقطع هر میلگرد برابر است با

$$A_s = 0.9 \times 25 = 0.225 cm^2$$

سطح مقطع φ6 برابر 0.28 است لذا آرماتورهای حرارت و جمع شدگی در جهت عمود بر تیرها φ6 با فاصله 25 انتخاب می شود

USC φ6 @ 25cm در جهت عمود بر تیرها

- در جهت سوال تیرچه ها، بنابراین تیرچه می خوانند به عنوان آرماتور مورد نیاز حساب و محاسبه در نظر گرفته شود.

$\varphi 10 @ 50cm \Rightarrow A_{s,موجود} = 2 \times 0.78 = 1.56 \frac{cm^2}{m} > 0.9 \frac{cm^2}{m}$

ولی با توجه به محدودیت آیین نامه برای حداکثر فاصله از $\varphi 6$ در هر 50cm استفاده می شود

use: $\varphi 6 @ 50cm$ دو تیرچه ها

ج) کلاف میانی

بار زنده سقف بیش از $350 \frac{kgf}{m^2}$ و دهانه بین 4 تا 7 متر است، بنابراین کلاف میانی نیاز است. حداقل سطح مقطع آرماتور طولی هر کلاف نیز برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای پایینی تیرچه است.

$A_{s,req} = \frac{3.04}{2} = 1.52 cm^2$

use: $2\varphi 10 \Rightarrow A_s = 2 \times 0.78 = 1.57 cm^2 > 1.52 cm^2$ O.K.

یکی در بالا و یکی در پایین

ط) آرماتور منفی

طبق نشریه 543، با وجود طرح تیرچه ها با فرض تکیه گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل 15٪ سطح مقطع کششی وسط دهانه، در روی تکیه گاه، اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله $\frac{1}{5}$ دهانه آزاد از تکیه گاه به طرف داخل دهانه ادامه می یابند

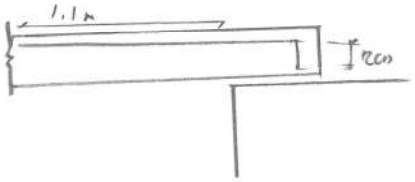
سطح مقطع لازم میلگرد منفی $A_s = 0.15 \times 3.04 = 0.46 cm^2$

طول میلگرد منفی داخل دهانه $L = \frac{1}{5} \times 5.3 = 1.06m$

لذا برای آرماتور منفی، یک میلگرد $\varphi 10$ به اندازه حداقل 1.1 m از بر تکیه گاه به داخل دهانه امتداد می یابد.

این میلگرد در انتهای دیگر خود وارد تکیه گاه تیرچه شده و دارای تعلیق به صورت خم 90 خواهد بود، طول قلاب استاندارد $12d_b$ است.

$12d_b = 12 \times 1 = 12cm$



18 کنترل برش و طراحی آرماتور برشی

مقطع بحرانی برای کنترل برش، به فاصله d از بر تکیه‌گاه می‌باشد، مقدار نیروی برشی

$$V_u = \frac{P_u L_c}{2} - P_u d = \frac{1231.25 \times 5.3}{2} - 1231.25 \times 0.73 = 2926.7 \text{ kgf}$$

$$V_C = 1.1 \times 0.63 \times \varphi_c \sqrt{f'_c}\, b_w d = 1.1 \times 0.63 \times 0.65 \times \sqrt{220} \times 10 \times 27.3 = 1824 \text{ kgf} < V_u$$

مقاومت برشی تامین شده توسط بتن کافی نیست و باید آرماتور عرضی استفاده شود

$$V_S = V_u - V_C = 2926.7 - 1824 = 1102.7$$

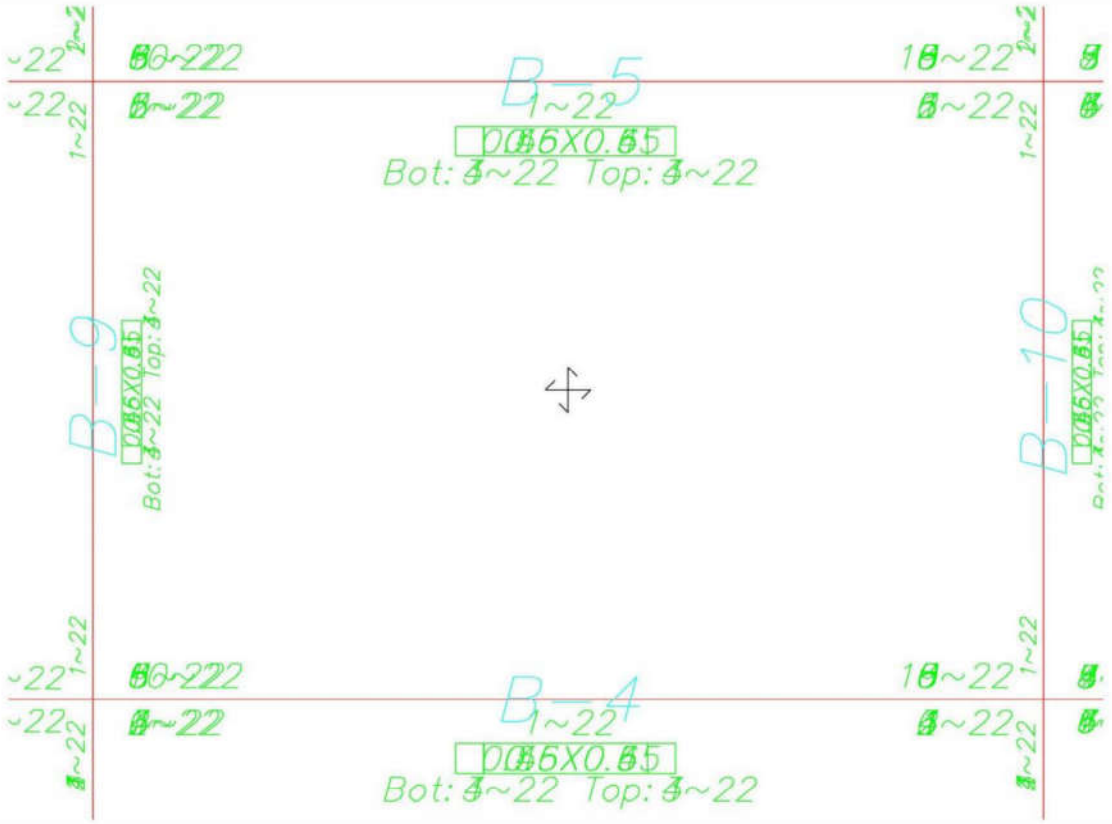
با توجه به محدودیت حداکثر فاصله میلگردهای عرضی 20cm این مقدار برای فاصله میلگردهای عرضی انتخاب شده (0.60)

$$A_V = \frac{V_S \times S}{\varphi_S f_y (\sin\alpha + \cos\alpha) d} = \frac{1102.7 \times 20}{0.85 \times 4000 (\sin 60 + \cos 60) 27.3} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{V\,min} = 3.5 \frac{b_w S}{f_y} = 3.5 \times \frac{10 \times 20}{400} = 0.175 \text{ cm}^2 \approx A_V$$

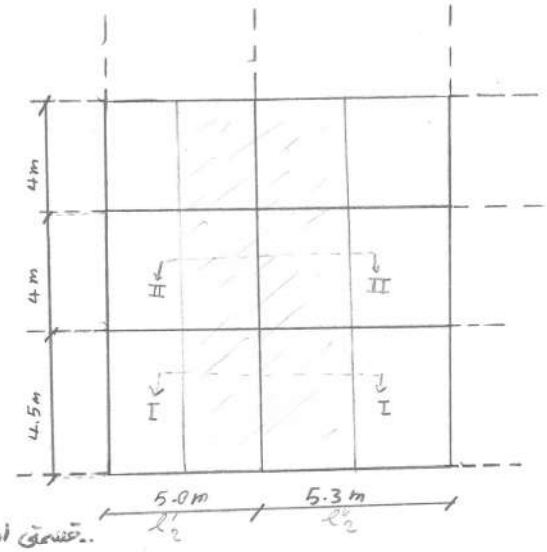
use $\varphi 6$ @ 20 $\Rightarrow A_S = 0.28 \text{ cm}^2 > A_{V\,min}$

طراحی دال بتنی



طراحی دال

دال نشان داده نشده در پلان به روش مستقیم طراحی می شود



تیر داخلی = 400 × 400 mm

تیر لبه‌ای = 400 × 400 mm

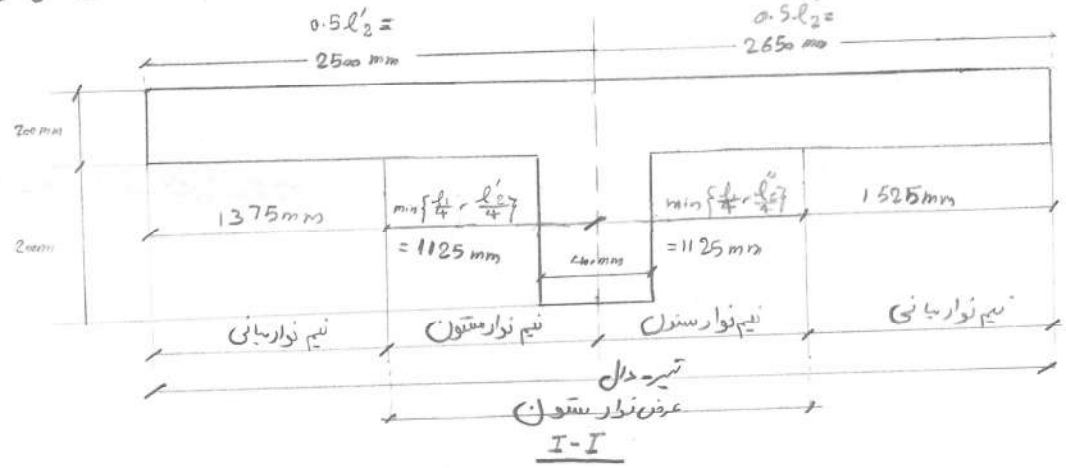
ستون = 450 × 450 mm

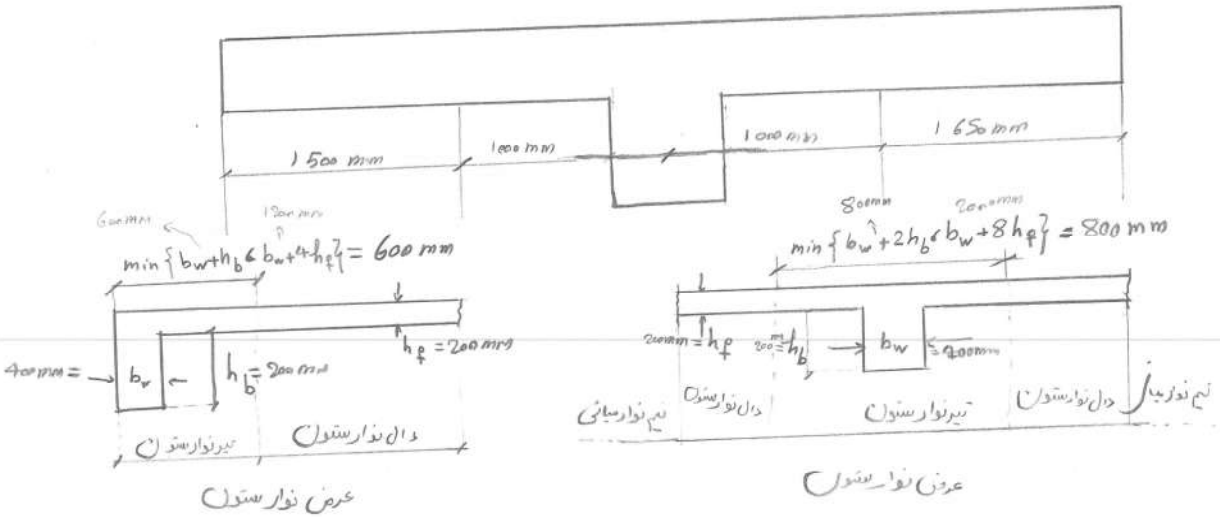
دال = 200 mm

کف سازی و دیوار

$w = \begin{cases} D = 2\frac{KN}{m^2} + \text{دال} \\ L = 4.5\frac{KN}{m^2} \end{cases}$

...قسمتی از پلان





حمید اسدی ۹۱۰۸۸۲۳

بررسی شرایط استفاده از روش مستقیم:

1. حداقل ۳ دهانه پیوسته دال در هر راستا وجود دارد. ✓

2. چشمه‌ی دال مستطیلی بوده و نسبت طول دهانه بلند به کوتاه کمتر از ۲.۰ است. ✓ $\frac{5.3}{4.5} = 1.18 \leq 2.0$

3. فاصله مرکز تا مرکز دهانه‌های متوالی بیش از یک دهم دهانه بزرگتر اختلاف ندارد؛ یعنی: ✓ $4.5 - 4 = 0.5\,m < \frac{4.5}{3} = 1.5\,m$

4. خروج از مرکزیت ستون‌ها نسبت به محور مرکز ستون‌های متوالی بیشتر نبوده و کمتر از ۱۰ درصد طول دهانه است. ✓

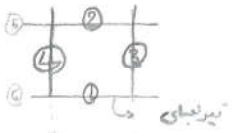
5. تمام بارها از نوع ثقلی بوده و به صورت یکنواخت بر روی کل چشمه‌ی دال توزیع شده است و $\frac{w_L}{w_D} \leq 2$ ✓ $\frac{4.9}{5} = 0.9 < 2.0$

6. برای کلیه‌ی چشمه‌های دال که در هر طرف دو راستا دارند صحتی نسبی تیرها در جهت متعامد در رابطه زیر صدق کند که جداگانه بررسی می‌شود. ✓

$$0.2 \leq \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \leq 5.0$$

1- انتخاب ضخامت اولیه دال برای کنترل تغییر شکل

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{I_b}{I_s}$$



$$I_b = K \cdot \frac{b_w h^3}{12} \quad ; \quad K = \frac{1 + AB[4 - 6B + 4B^2 + AB^3]}{1 + AB} \quad ; \quad \begin{cases} A = \frac{b_e}{b_w} - 1 \\ B = \frac{h_f}{h} \end{cases} \quad ; \quad I_s = \begin{cases} \frac{l_2 h_f^3}{12} \\ \frac{(l_2 + b_w) h_f^3}{24} \end{cases}$$

میانی / لبه‌ای

① $b_e = 600\,mm$ $\begin{cases} A = \frac{600}{400} - 1 = 0.5 \\ B = \frac{200}{900} = 0.5 \end{cases} \Longrightarrow K = 1.2125$

$$I_{b_1} = 1.2125 \cdot \frac{4000 \times 400^3}{12} = 2.58 \times 10^9\ mm^4$$

$$I_{s_1} = \frac{(4500 + 400) 200^3}{24} = 1.84 \times 10^9\ mm^4$$

$$\rightarrow \alpha_1 = \frac{2.58}{1.64} = 1.57$$

② $b_e = 800\,mm$ $\begin{cases} A = \frac{800}{400} - 1 = 1 \\ B = \frac{200}{400} = 0.5 \end{cases} \Rightarrow K = 1.375$, $\begin{cases} I_b = 2.24 \times 10^9\ mm^4 \\ I_s = 3 \times 10^9\ mm^4 \end{cases} \rightarrow \alpha_2 = 0.98$

(3و4) $b_e = 800\,mm$ $\begin{cases} A = 1 \\ B = 0.5 \end{cases} \Rightarrow K = 1.375$, $\begin{cases} I_b = 2.24 \times 10^9\ mm^4 \\ I_s = 3.54 \times 10^9\ mm^4 \end{cases} \rightarrow \alpha_3 = \alpha_4 = 0.83$

$$\alpha_m = \frac{1.54 + 0.98 + 0.83 + 0.83}{4} = 1.045$$

$$0.2 \leq \alpha_m = 1.045 \leq 2.0 \Rightarrow h_{min} = \frac{l_n (800 + 0.6 f_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)} \geq 125\ mm \quad , \quad \beta = \frac{\text{دهانه آزاد در امتداد لبه}}{\text{دهانه آزاد در امتداد کوتاه}}$$

$$h_{min} = \frac{5300 (800 + 0.6 \times 400)}{36000 + 5000\left(\frac{5300}{4500}\right)(1.045 - 0.2)} = 134.51 \geq 125mm$$

$$h_f \geq h_{min} \Rightarrow 200mm \geq 135mm \checkmark\checkmark$$

- کنترل بند شماره 6:

$$1.3 \Rightarrow 0.2 \leq \frac{1.57 \times 4500}{0.83 \times 5300} = 1.6 \leq 5.0 \checkmark\checkmark$$

$$2.4 \Rightarrow 0.2 \leq \frac{0.98 \times 5300}{0.83 \times 4500} = 1.39 \leq 5.0 \checkmark\checkmark$$

2- محاسبه لنگر نهایی

الف) تعیین لنگر استاتیکی ضریبدار کل

$$M_0 = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8}$$

$$w_u = 1.25D + 1.5L = 1.25\overbrace{(2 + 0.2 \times 25)}^{7} + 1.5 \times 2.5 = 15.5 \frac{KN}{m^2}$$

دهانه آزاد دهانه کشتی 5: $l_n = 4.5 - 0.4 = 4.1m$

$$M_0 = \frac{15.5 \times 5.15 \times 4.1^2}{8} = 167.73\ KN.m$$

دهانه آزاد دهانه کشتی 4: $l_n = 4 - 0.4 = 3.6m$

$$M_0 = \frac{15.5 \times 5.15 \times 3.6^2}{8} = 129.32\ KN.m$$

ب) توزیع لنگر استاتیکی ضریبدار کل بین مقاطع لنگر مثبت و منفی

- در دهانه 4 متری: این دهانه یک دهانه داخلی بوده و توزیع لنگر استاتیکی براساس 65٪ برای لنگر منفی و 35٪ برای لنگر مثبت انجام می‌پذیرد. بنا براین:

$M_u^- = 0.65 M_0 = 0.65 \times 129.32 = 84.05\ KN.m$

$M_u^+ = 0.35 M_0 = 0.35 \times 129.32 = 45.27\ KN.m$

- در دهانه 4.5 متری: این دهانه یک دهانه انتهایی بوده و با توجه به وجود دال با تیر بین لبه تکیه‌گاه a/2 با استفاده از جداول خواهیم داشت:

M_u^- در لبه خارجی دهانه: $M_u^- = 0.16 M_0 = 0.16 \times 167.73 = 26.84\ KN.m$

M_u^- در وجه تکیه‌گاه داخلی: $M_u^- = 0.7 M_0 = 0.7 \times 167.73 = 117.41\ KN.m$

M_u^+ در وسط دهانه: $M_u^+ = 0.57 M_0 = 0.57 \times 167.73 = 95.6\ KN.m$

ج) تعیین محدوده نوارستون و نوارمیانی و تقسیم لنگرها بین آن‌ها

نوارستون یک نوار طراحی با عرضی برابر با $\min\left\{\frac{l_1}{4}, \frac{l_2}{4}\right\}$ در هر طرف از محور ستون است. بنابراین:

عرض نوارستون در دهانه 4.5 متری $= \min\left\{\frac{4.5}{4}, \frac{5}{4}\right\} + \min\left\{\frac{4.5}{4}, \frac{5.3}{4}\right\} = 1.125 + 1.125 = 2.25m$

عرض نوارستون در دهانه 4 متری $= \min\left\{\frac{4}{4}, \frac{5}{4}\right\} + \min\left\{\frac{4}{4}, \frac{5.3}{4}\right\} = 1 + 1 = 2m$

عرض نیم نوارمیانی در دهانه 4.5 متری (سمت چپ) $= (5 - 2.25)/2 = 1.375m$ ، سمت راست: $(5.3 - 2.25)/2 = 1.525m$

عرض نیم نوارمیانی در دهانه 4 متری (سمت چپ) $= (5 - 2)/2 = 1.5m$ ، سمت راست: $(5.3 - 2)/2 = 1.65m$

عرض مؤثر بال تیر T شکل $= \min\{b_w + 2h_b, b_w + 8h_f\} = \min\{400 + 2\times200, 400 + 8\times200\} = 800\ mm$

عرض دال نوارستون در هر طرف تیرها در دهانه 4.5 متری $= (2250 - 800)/2 = 725\ mm$

عرض دال نوارستون در هر طرف تیرها در دهانه 4 متری $= (2000 - 800)/2 = 600\ mm$

* تمامی محاسبات و روی شکل‌ها صفحه اول نشان داده شده است.

جهت تقسیم لنگرهای مثبت و منفی تولد طراحی محورهای تیر و ستون آن، درصد مانده بصورت زیر عمل می‌کنیم:

الف) درصد مانده میانی (دهانه داخلی)

$$\alpha_{f_1} = \frac{I_b}{I_s}$$

$$I_s = \frac{l_2 h_f^3}{12} = \frac{5150 \times 200^3}{12} = 3.44 \times 10^9 \ mm^4$$

از قبل $\hat{I}_b = 2.94 \times 10^9 \ mm^4$

$$\Longrightarrow \alpha_{f_1} = \frac{2.94}{3.44} = 0.855$$

$$\alpha_{f_1} l_2/l_1 = 0.855 \times \frac{5150}{4000} = 1.101 > 1 \Longrightarrow \text{لذا: } \alpha_{f_1} l_2/l_1 = 1.0$$

درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی داخلی $= 75 + 30 \left(\frac{\alpha_{f_1} l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 75 + 30 \times 1 \times \left(1 - \frac{5150}{4000} \right) = 66.375\%$

درصد سهم نوار ستون از لنگر مثبت $= 60 + 30 \left(\frac{\alpha_{f_1} l_2}{l_1} \right) \left(1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 60 + 30 \times 1 \times \left(1.5 - \frac{5150}{4000} \right) = 66.375\%$

چون دال باتیر بوده و $\alpha_{f_1} l_2/l_1$ است، 85 درصد از سهم نوار ستون، به تیر نوار ستون تعلق می‌یابد؛ بنابراین درصدهای لنگر مثبت و منفی به صورت زیر تقسیم می‌شوند:

سهم تیر $= 0.85 \times 66.375\% = 56.42\%$

سهم دال نوار ستون $= 0.15 \times 66.375\% = 9.955\%$

سهم نوار میانی $= 100 - 66.375\% = 33.625\%$

ب) در دهانه کناری (دهانه 4.5 متری):

$$\alpha_{f_1} = 0.855 \qquad \alpha_{f_1} \frac{l_2}{l_1} = \frac{0.855 \times 5.15}{4.5} = 0.9785 < 1 \checkmark$$

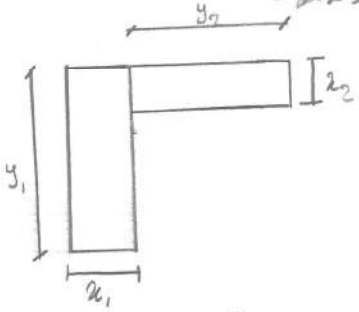
نسبت پیچشی تیر لبه‌ای به تیر تقریباً یکسان

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s} = \frac{C}{2 I_s}$$

$$b_e = \min\{ b_w + h_b, b_w + 4 h_f \} = \min\{ 600, 800 \} = 600\ mm$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$

حالت 1) مستطیل اصلی در جان گرفته شود



① $x_1 = 400\ mm$, $y_1 = 400\ mm$ ② $x_2 = 200\ mm$, $y_2 = 200\ mm$

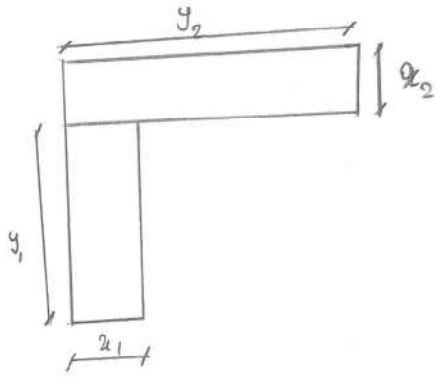
$$C_1 = \left(1 - 0.63 \frac{400}{400}\right) \frac{400^3 \times 400}{3} = 3.16 \times 10^9\ mm^4$$

$$C_2 = \left(1 - 0.63 \frac{200}{200}\right) \frac{200^3 \times 200}{3} = 0.2 \times 10^9\ mm^4$$

$$C_I = 3.36 \times 10^9\ mm^4$$

حالت 2) مستطیل اصلی در بال گرفته شود

① $x_1 = 400\ mm$, $y_1 = 200\ mm$ ② $x_2 = 200\ mm$, $y_2 = 600\ mm$



$$C_1 = \left(1 - 0.63 \frac{400}{200}\right) \frac{400^3 \times 200}{3} = -1.1 \times 10^9\ mm^4$$

$$C_2 = \left(1 - 0.63 \frac{200}{600}\right) \frac{200^3 \times 600}{3} = 1.25 \times 10^9\ mm^4$$

$$C_{II} = 0.15 \times 10^9\ mm^4$$

$$C = \max\{0.15, 3.36\} \times 10^9 = 3.36 \times 10^9\ mm^4$$

$$\beta_t = \frac{C}{2I_s} = \frac{3.36\times10^9}{2\times3.44\times10^9} = 0.489 < 2.5 \checkmark$$

درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی داخلی $= 75 + 30\left(\frac{\alpha_{f_1} l_2}{l_1}\right)\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) = 75 + 30\,(0.9785)\left(1 - \frac{5.15}{4.5}\right) = 70.76\%$

درصد سهم نوار ستون از لنگر مثبت $= 60 + 30\left(\frac{\alpha_{f_1} l_2}{l_1}\right)\left(1.5 - \frac{l_2}{l_1}\right) = 60 + 30\,(0.9785)\left(1.5 - \frac{5.15}{4.5}\right) = 70.44\%$

درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی خارجی $= 100 - 10\beta_t + 12\beta_t\left(\frac{\alpha_{f_1} l_2}{l_1}\right)\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) = 100 - 10\times0.489 + 12\times0.489\,(0.9785)\left(1 - \frac{5.15}{4.5}\right)$

$= 94.28\%$

- با توجه به $\frac{\alpha_{f_1} l_2}{l_1}$ سهم تیر و دال تعیین می‌شود

$\frac{\alpha_{f_1} l_2}{l_1}$	درصد
1	85٪
0.9785	83.1725٪
0	0٪

لنگر مثبت و منفی داخلی به صورت زیر تقسیم می‌شود:

سهم تیر $= 0.831725 \times 70.44\% = 58.59\%$

سهم دال نوار ستون $= 0.168275 \times 70.44\% = 11.85\%$

سهم نوار میانی $= 100 - 70.44 = 29.56\%$

لنگر منفی خارجی در دهانه کناری به صورت زیر تقسیم می‌شود

سهم تیر $= 0.831725 \times 70.76\% = 58.85\%$

سهم دال نوار ستون $= 0.168275 \times 70.76\% = 11.91\%$

سهم نوار میانی $= 100 - 70.76\% = 29.24\%$

سهم تیر $= 0.831725 \times 94.28\% = 78.41\%$

سهم دال نوار ستون $= 0.168275 \times 94.28\% = 15.87\%$

سهم نوار میانی $= 100 - 94.28 = 5.72\%$

لنگر در وسط دهانه میانی		لنگر در وجه تیر دیوار بتنی		لنگر تیر		لنگر اضافی کل (kN.m)	لنگر در وجه تکیه گاه
مقطع (kN.m)	درصد	مقدار (kN.m)	درصد	مقدار (kN.m)	درصد		
1.53	5.72 %	4.26	15.87 %	21.04	78.41 %	26.84	دهانه انتهایی
28.26	29.56 %	11.33	11.85 %	56.01	58.59 %	95.6	M^-_{ext}
34.33	29.24 %	13.98	11.91 %	69.09	58.85 %	117.41	M^+
							M^-_{int}
28.26	33.625	8.4	9.995 %	47.42	56.42 %	84.05	دهانه داخلی
15.22	33.625	4.52	9.995 %	25.54	56.42 %	45.27	M^-
							M^+

لنگرهای ارائه شده درجدول، ناشی از بارگذاری تمام پهنه و زنده با توزیع یکنواخت هستند؛ چنین بارهایی شامل وزن دیوار برگیر نسبت به دال نمی شوند. بار مرده ی اضافی تیر یک بار خطی است که براساس آن تیر تا سطح فقط توسط تیر تحمل می شود. سپس بار وارد بر دال به صورت زیر برآورد می گردد:

بار مرده اضافی تیر (ناشی از دیوار) $= w'_D = 1.25 \times (0.4 \times 0.4 \times 25) = 1.25\,(4) = 6\ KN/m$

لنگر استاتیکی در دهانه میانی $= M_o = w_D l_n^2/8 = 6 \times 3.6^2/8 = 9.72\ KN.m$

$M^-_u = 0.65 M_o = 6.32\ KN.m$; $M^+_u = 0.35 M_o = 3.4\ KN.m$

لنگر استاتیکی در دهانه کناری $= M_o = 6 \times 4.1^2/8 = 12.6\ KN.m$

در لبه خارجی دهانه : $M^-_u = 0.16 M_o = 2.02\ KN.m$

در وجه تکیه گاه داخلی : $0.7 M_o = 8.82\ KN.m$

در وسط دهانه : $0.57 M_o = 7.18\ KN.m$

لنگرهای اصلاح شده تیر در صفحه بعد آمده است:

بارهای وارد بر قاب	لنگر تیر در دهانه انتهایی (KN.m)			لنگر تیر در دهانه داخلی (KN.m)	
	M^-_{ext}	M^+	M^-_{int}	M^-	M^+
بار مرده و زنده گسترده	21.04	56.01	69.09	47.42	25.54
بار مرده تیر	2.02	7.18	8.82	6.32	3.4
مجموع بارها	23.06	63.19	77.91	53.74	28.94

فولادگذاری اجزای نوار طراحی در دهانه کناری

1- طراحی تیر

تیر نوار ستون در دهانه کناری تحت لنگر مثبت $M_u^+ = 63.19 KN.m$ قرار گرفته است و مانند یک تیر T شکل بررسی می‌شود. با توجه به شکل در صفحه اول، ابعاد به صورت زیر است:

$b = 800\,mm$ ، $b_w = 400mm$ ، $h_f = 200\,mm$ ، $h = 400\,mm$

فرض: $a = h_f = 200mm$ ؛ $d = h - 65 = 335\,mm$

$$M_n = \alpha_1 \varphi_c f'_c a b \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.817 \times 0.65 \times 22 \times 200 \times 800 \left(335 - \frac{200}{2}\right) = 439.28 \times 10^6\, N.mm$$

$$M_u = 63.19\, KN.m < 439.28\, KN.m$$

یعنی بلوک تنش در بال واقع شده است و تا لبه زیر مشابه مقطع مستطیلی است.

$$\rho = \frac{1}{m}\left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{\varphi_s f_y}}\right\} \; ; \; R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{63.19 \times 10^6}{800 \times 335^2} = 0.704\, MPa$$

$$m = \frac{\varphi_s f_y}{\alpha \varphi_c f'_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.817 \times 0.65 \times 22} = 29.1 \Rightarrow \rho = 0.00214 \Rightarrow A_s = \rho b d = 573.52\, mm^2$$

$$\rho_{min} = \max\begin{cases} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0029 \\ \frac{1.4}{f_y} = 0.0035 \end{cases} \quad (\rho_{min} \geq 0.0025) \Rightarrow A_s \geq 1.33 \times 573.52 = 762.78\, mm^2 \checkmark\checkmark$$

$$\Rightarrow \underline{\text{use: } 3\Phi 20.BOT} \quad (A_s = 942.47\, mm^2 \checkmark\checkmark)$$

از طرفی تیر نوار ستون در تکیه‌گاه تحت لنگر منفی $M_u = 77.91 KN.m$ قرار گرفته است؛ در این حالت چون بال تیر تحت کشش است مقطع به صورت مستطیلی با $b_w h = 400 \times 350 mm$ عمل می‌کند

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{77.91 \times 10^6}{400 \times 335^2} = 1.73 \, MPa$$

$$\rho = \frac{1}{29.1} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 29.1 \times 1.73}{0.85 \times 400}} \right\} = 0.0055$$

$$\rho_{min} = max \begin{cases} 0.0029 \\ 0.0035 \end{cases} \quad f_y = 400 \, MPa \quad \rho < \rho_{max} = 0.025 \quad \Rightarrow A_s = \rho bd = 737 \, mm^2$$

use: 3φ20 - Top

فولادها محاسبه شده در تیر ال دال توزیع می‌شود.

2. طراحی دال نوار ستون

دال نوار ستون در مجموع تحت لنگر مثبت $M_u^+ = 11.33 KN.m$ در وسط دهانه و بیشترین لنگر منفی برابر $M_u^- = 13.98 KN.m$ در تکیه‌گاه داخلی قرار گرفته است

بنابراین هر نیم نوار دال با عرض $b = 725 mm$ در هر طرف تیر در وسط دهانه و در تکیه‌گاه به ترتیب تحت لنگر خمشی $9 M_u^+ = 5.66 KN.m$ و $M_u = 6.99 KN.m$ قرار دارد. با عرض نوار $20cm$ و استفاده از $\varphi 10$ خواهیم داشت

$$d = h - 25mm = 200 - 175 mm$$

تحت لنگر منفی: $R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{6.99 \times 10^6}{725 \times 175^2} = 0.315 \Rightarrow \rho = 0.00093 \Rightarrow A_s = \rho bd = 118 mm^2$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} bh = 0.0018 \times 725 \times 200 = 261 \, mm^2 \Rightarrow A_s = A_{s_{min}} = 261 \, mm^2$$

$$s_{max} = min \{ 2h, 350 mm \} = 350 mm$$

$$\varphi 10 = 78.5 mm^2 \quad s = \frac{725}{261/78.5} = 220 mm < s_{max}$$

use: φ10@220mm

- از آنجاکه دال نوار ستون در وسط دهانه تحت لنگر خمشی مثبت کمتر از لنگر منفی است، در وسط دهانه نیز حداقل فولاد به کار خواهد رفت

بنابراین در هر نیم نوار ستون در وسط دهانه از $\phi 10 @ 220mm$, Bot در پایین دال استفاده می‌شود.

3- طراحی دال نوار میانی

هر نیم نوار میانی تحت لنگر مثبت $M_u^+ = 14.13 KN.m$ در وسط دهانه و بیشترین لنگر منفی در تکیه‌گاه برابر $M_u^- = 17.17 KN.m$ قرار دارد.

در حالی که عرض نیم نوار میانی $1525mm$ است، نوار میانی باید بتواند تمامی لنگرهایی که از دو نیم نوار میانی مجاور می‌رسد، مقاوم باشد به غیر از آنکه شرایط در محدوده‌ای دیگر باشد. بدین ترتیب می‌توان نیم نوار میانی به عرض $1525mm$ را برای تحمل لنگرهای ذکر شده طراحی کرد. بنابراین:

$$M_u^- = 17.17 KN.m \quad R_n = \frac{17.17 \times 10^6}{1525 \times 175^2} = 0.38 mpa$$

$$\rho = 0.0011 \rightarrow A_s = \rho b d = 293.56 mm^2 \quad , \quad A_{s_{min}} = \rho_b h_2 0.0018 \times 1525 \times 200 = 549 mm^2$$

$$A_s = A_{s_{min}} = 549 mm^2 \quad , \quad S_{max} = \min\{2h, 350mm\} = 350mm$$

$$\phi 10 = 78.5 mm^2 \qquad S = \frac{1525}{549/78.5} = 218mm < S_{max} \checkmark \Rightarrow \text{use: } \phi 10 @ 220mm, \text{ Top}$$

$M_u^+ = 14.13 \xrightarrow{\text{کمتر}}$ شرایط قبلی پس همان حداقل فولادها باید کار شود $\Rightarrow$ use: $\phi 10 @ 220mm$, Bot

فولادهای طراحی شده در اجزال نوار طراحی، در مقاطعی که تحت حداکثر لنگرها مثبت و منفی قرار داشتند، به کار می‌روند. بدیهی است که در سایر مناطق، لازم است بر اساس ضوابط قطع و خم میلگردها میلگرد گذاری انجام گیرد.

■ فولادگذاری اعضای تیر طراحی خمشی

۱- طراحی تیر

تیر نوار ستون در دهانه میانی تحت لنگر مثبت $M_u^+ = 28.94\ kN.m$ قرار گرفته است و بنابراین تیر T شکل در نظر گرفته می‌شود

$b = 800$, $b_w = 400$, $h_f = 200$, $h = 400$

فرض: $a = h_f = 200\ mm$, $d = h - 65 = 335\ mm$

$$M_r = \alpha_1 \varphi_c f'_c a b \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.817 \times 0.65 \times 22 \times 200 \times 800 \left(335 - \frac{200}{2}\right) = 439.28 \times 10^6\ N.m$$

$$M_u = 28.94\ kN.m < 439.28\ kN.m$$

پس بلوک تنش در بال واقع شده است و تیر مشابه یک مقطع مستطیلی است.

$$\rho = \frac{1}{m}\left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{\varphi_s f_y}}\right\},\quad R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{28.94 \times 10^6}{800 \times 335^2} = 0.32\ MPa,\quad m = \frac{\varphi_s f_y}{\alpha \varphi_c f'_c} = 29.1$$

$$\Rightarrow \rho = 0.00095 < \rho_{min} = 0.0035 \Rightarrow A_s = A_{s_{min}} = 1.33 A_s = 1.33 \times 0.00095 \times 800 \times 335 = 338.62\ mm^2$$

$$\Rightarrow \underline{use: 3\ \varphi 14\ Bot}\ (A_s = 461\ mm^2)$$

از طرفی تیر نوار ستون تحت لنگر منفی $M_u^- = 53.74\ kN.m$ قرار گرفته است؛ در این حالت چون بال تیر تحت کشش است مقطع به صورت مستطیلی شکل با $b = b_w = 400\ mm$ عمل می‌کند

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{53.74 \times 10^6}{400 \times 335^2} = 1.2\ MPa$$

$$\rho = \frac{1}{29.1}\left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 29.1 \times 1.2}{0.85 \times 400}}\right\} = 0.0037 > \rho_{min} \Rightarrow A_s = \rho b d = 0.0037 \times 400 \times 335 = 495.8\ mm^2$$

$\underline{use\ 3\varphi 16,\ Top}\ (A_s = 602\ mm^2)$

فولادگذاری عرضی تیر نوار ستون در دهانه میانی

2- طراحی دال نوار ستون

دال نوار ستون در مجموع تحت لنگر مثبت $M_u^+ = 24.52\ KN.m$ و لنگر منفی $M_u^- = 28.4\ KN.m$ قرار گرفته است، بنابراین

هر نیم نوار دال بعرض $b = 1620\ mm$ در هر طرف تیر، در وسط دهانه و در تکیه‌گاه به ترتیب تحت لنگرهای خمشی

$M_u^+ = 2.26\ KN.m$ و $M_u^- = 4.2\ KN.m$ قرار دارد؛ با فرض آرماتور $\phi 20$ و استفاده از $20\ mm$

$d = h - 25mm = 200 - 25 = 175\ mm$

تحت لنگر منفی: $R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{4.2 \times 10^6}{725 \times 175^2} = 0.19 \Rightarrow \rho = 0.00056 \Rightarrow A_s = 52.5\ mm^2$

$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 216\ mm^2 \Rightarrow A_s = A_{s_{min}} = 216\ mm^2$

$S_{max} = \min\{2h, 350mm\} = 350\ mm$ ، $\phi 10 \Rightarrow 78.5\ mm^2$ $\quad S = \frac{725}{216/78.5} = 263\ mm < S_{max}$

use: $\phi 10 @ 25$ ، Top

- از آنجا که دال نوار ستون در وسط دهانه تحت لنگر خمشی مثبت کمتر از لنگر منفی است، در وسط دهانه نیز حداقل خاموت به کار خواهد رفت.

بنا براین در هر نیم نوار ستون در وسط دهانه از **$\phi 10 @ 250$ ، Bot** در هر استقامت استفاده می‌شود.

3- طراحی دال نوار میانی

هر نیم نوار میانی تحت لنگر مثبت $M_u^+ = 15.82\ KNm$ و لنگر منفی $M_u^- = 28.26\ KNm$ قرار گرفته است، در حالی که عرض نیم نوار میانی

$1650mm$ است. نوار میانی باید بار تحمل لنگرهایی را که دو نیم نوار میانی مجاور در وسط دهانه متحمل شده‌اند، تحمل کند. با فرض اینکه شاید در محورهای دیگر مانند آنچه گذشت محور است، می‌توان نیم نوار میانی به عرض $1650\ mm$ بار تحمل لنگرهای ذکر شده طراحی کرد.

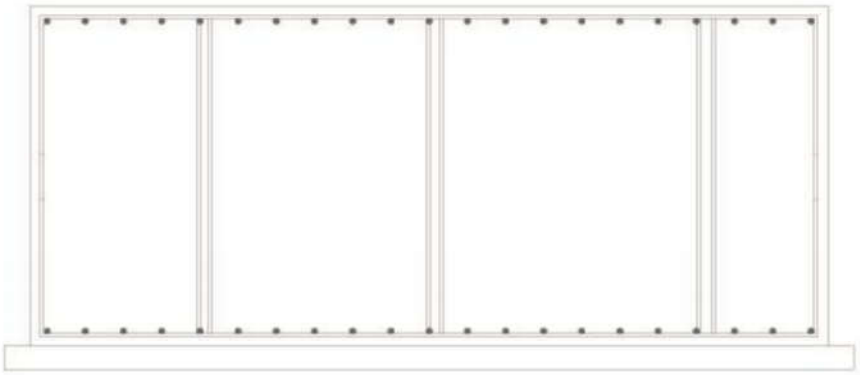
$M_u^- = 28.26 KN.m$ ، $R_n = \frac{28.26 \times 10^6}{1650 \times 175^2} = 0.56 MPa \Rightarrow \rho = 0.0017 \Rightarrow A_s = 490.87\ mm^2 < A_{s_{min}} = 594\ mm^2$

$A_s = A_{s_{min}} = 594\ mm^2$ ، $S = \min\{2h, 350mm\} = 350\ mm$ ، $\phi 10 = 78.5$ ، $S = \frac{1650}{594/78.5} = 218mm < S_{max}$

$\Rightarrow$ **use: $\phi 10 @ 220mm$ ، Top**

$M_u^+ = 15.22 \Rightarrow$ مانند بالا باید نوار در حوالی وسط دهانه $\Rightarrow$ **use: $\phi 10 @ 220$ ، Bot**

طراحی شالوده



طراحی شالوده

پی این سازه ابتدا به صورت نواری در نظر گرفته شد و پس از تحلیل و طراحی تنش خاک زیر پی بیشتر از مقدار مجاز شده بود

بنابراین مجبور شدیم به صورت گسترده تغییر دهیم.

- کنترل برش یک طرفه

$$V_C = 0.2\varphi_c\sqrt{f'_c}\,b\,d = 0.2\times0.65\times\sqrt{22}\times3150\times1130 = 2170419.5\ N$$

Safe 14

$\sum V_u = 2332311\ N$

$$V_S = V_u - V_C = 161951.5 \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_S}{f_{yd}} = \frac{161951.5}{400\times1130} = 0.36\ mm$$

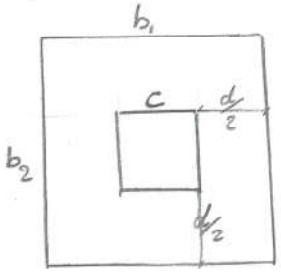
- کنترل برش پانچ

$$V_C = \min\begin{cases} 0.2\varphi_c\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right), & \beta_c = \frac{\text{بعد بزرگ ستون}}{\text{بعد کوچک ستون}} \\ 0.2\varphi_c\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \rightarrow \alpha_s \begin{cases} 20 & \text{ستون میانی} \\ 15 & \text{ستون کناری} \\ 10 & \text{ستون گوشه} \end{cases} \\ 2\times0.2\varphi_c\sqrt{f'_c} \end{cases}$$

$d = 1130\ mm$

$b_0 \rightarrow$ محیط پانچ

$$b_0 = 2(b_1+b_2) = 4\left(500+2\times\frac{1130}{2}\right) = 6520\ mm$$



$$V_C = \min\begin{cases} 0.2\times0.65\times\sqrt{22}\times\left(1+\frac{2}{5015}\right) = 1.83\ N/mm^2 \\ 0.2\times0.65\times\sqrt{22}\times\left(1+\frac{20\times1130}{6520}\right) = 2.73\ N/mm^2 \\ 2\times0.2\times0.65\times\sqrt{22} = 1.22\ N/mm^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow V_C = 1.22\ N/mm^2$

دانشگاه صنعتی شاهرود

$$\text{SAFE} \Rightarrow \begin{cases} V_u = -1949228.8\ N \\ M_{u,x} = 26177380.12\ N.mm \\ M_{u,y} = -5812456.2\ N.mm \end{cases}$$

در سازه‌ای که اتصال پای آن به صورت گیردار است لنگر خمشی در دو محور در آن پای وجود دارد که این لنگرها در ایجاد تنش‌های برشی نیز تأثیر دارند و باید به نحوی اثرات آن‌ها در نظر گرفته شود. نیروی برشی V_u به همراه لنگر خمشی نامتعادل M_u باعث می‌شود سطح مقطع بحرانی برش دو طرفه به صورت زیر تنش‌های ناشی از برش را تحمل کند:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

b_1: بعد در جهت عمود بر دهانه

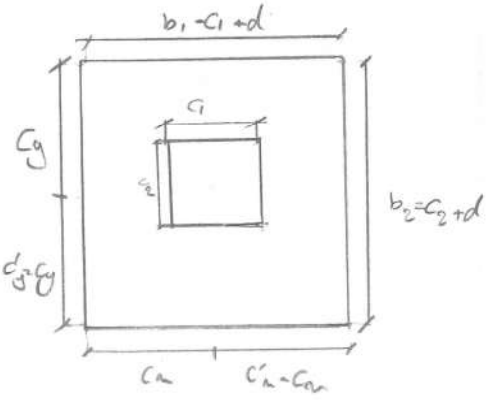
b_2: بعد در جهت عمود بر b_1

باتوجه به اینکه در پای ستون تنش دو محوره وجود دارد:

$$v = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{M_{ux} c_y}{J_{cx}} \pm \frac{M_{uy} c_x}{J_{cy}}$$

$$\frac{J_{cx}}{c_y} = \frac{J_{cx}}{c'_y} = \frac{1}{3}\left[b_2 d(b_2 + 3b_1) + d^3\right] \quad , \quad c_y = c'_y = \frac{b_2}{2}$$

$$\frac{J_{cy}}{c_x} = \frac{J_{cy}}{c'_x} = \frac{1}{3}\left[b_1 d(b_1 + 3b_2) + d^3\right] \quad , \quad c_x = c'_x = \frac{b_1}{2}$$



$$\gamma_{v,avg} = 1 - \gamma_{vf} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{5\alpha_m d}{5\alpha_m d}}} = 0.4$$

$$A_c = 6520 \times 1130 = 7367600\ mm^2$$

$$\frac{J_{cm}}{c_g} = \frac{J_{cg}}{c_m} = \frac{1}{3}\left[1630 \times 1130 \times (1630 + 3 \times 1630) + 1130^3\right] = 5776 \times 10^{12}$$

$$V_u = \frac{1949228.8}{7367600} + \frac{0.4 \times 261773880.12}{5776 \times 10^{12}} + \frac{58124562}{5776 \times 10^{12}} = 0.264$$

$$Ratio = \frac{0.264}{1.22} = 0.217 \quad O.K.$$

- طراحی خمشی

برای طراحی خمشی اثرات اندرکنش زیادی آنگیرداد که ما یک فرض شده بیشتر نزدیک کنار ایرا آوردی کنیم:

$$A_s = \frac{\alpha \varphi_c f_c b d}{\varphi_s f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_u}{\alpha \varphi_c f_c b d^2}}\right) = 9724.04\ mm^2$$

$b = 2500mm$

$m_u = 3548855040\ N\,m$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{9724}{2500 \times 1200} = 0.003 > 0.0018 \checkmark O.K.$$

فصـــل ششم

نقشه های اجرایی

حمید اسدی ۹۱۰۸۸۲۳

ترسیم نقشه‌های اجرایی

ستون‌ها

① تعیین طول l_0 مربوط به ناحیه بحرانی در ستون‌ها

$l_0 = \max\{$ بزرگترین بعد مقطع ستون ، $\frac{1}{6}$ ارتفاع آزاد ستون ، 450 mm $\}$ ← طول ناحیه بحرانی

Col: C50×50 St-GF $h = 250 - 50 = 200$ cm

$l_0 = \max\{\frac{200}{6} = 33.. , 50 , 45\} = 50$ cm $\Rightarrow$ use $l_0 = 50$ cm

St-1 $h = 490 - 50 = 440$ cm

$l_0 = 75 \Rightarrow$ use $l_0 = 80$ cm

St-2-8 $h = 340 - 35 - 305$ (بحرانی)

$l_0 \simeq 50.1$ cm $\Rightarrow$ use $l_0 = 50$ cm

② تعیین حداقل قطر خاموت در ناحیه بحرانی

$d_v \geq \frac{1}{3}$ (30mm تا قطر میلگرد طولی) ≥ 8 mm $\Rightarrow d_v = \max\{\frac{1}{3}\times 20 , 8\text{mm}\} , 8\text{mm} \Rightarrow$ use $\varphi 8$

③ تعیین فاصله خاموت‌ها در ناحیه بحرانی

$S_{max} = \min\{8\varphi_L , 24\varphi_s , \frac{h}{2} , 300\text{ mm}\}$

$S = \min\{8\times 20 , 24\times 8 , \frac{500}{2} , 300\} \Rightarrow$ use $S_{max} = 10$ cm

④ تعیین قطر و فاصله خاموت‌ها در ناحیه غیر بحرانی

$S_{max} = \min\{12\varphi_L , 36\varphi_s , h , 250\text{mm}\}$

$S \leq \min\{12\times 20 , 36\times 8 , 500 , 250\} \Rightarrow$ use $S = 24$ cm $\Rightarrow$ use $S = 15$ cm

برای تأمین $\frac{A_v}{S}$ لازم 24 را به 15 کاهش می‌دهیم

use $d_v = 8$ mm

پروژه سازه‌های بتن آرمه — فصل پنجم

خاموت تیرها

① تعیین طول پله مربوط به نواحی بحرانی تیر $l_o = 2h$

$\begin{cases} l_{o\,50} = 100\,cm \\ l_{o\,45} = 90\,cm \\ l_{o\,40} = 80\,cm \\ l_{o\,35} = 70\,cm \end{cases}$

② تعیین حداکثر فاصله‌ی خاموت‌ها در ناحیه بحرانی

$S_{\text{بحرانی}} = \min\left\{\frac{1}{4}h,\ 8\phi_l,\ 24\phi_s,\ 300mm\right\} \Rightarrow \min\left\{\frac{1}{4}\times 29,\ 16\times 2.0,\ 24\times 0.8\times\frac{3}{4},\ 7.25cm\right\} \Rightarrow use\ S=5\,cm$

$S_{\text{بحرانی}\,40} = 7.5cm$

$S_{\text{بحرانی}\,45} = 7.5cm$ $\quad S_{\text{بحرانی}\,50} = 10cm$ $\quad use\ \phi 8$

③ تعیین فاصله خاموت‌ها در ناحیه غیر بحرانی

B35

$S_{\text{غیربحرانی}} \le \frac{1}{2}(35-6) = 14.5cm \Rightarrow use\ 12.5cm$

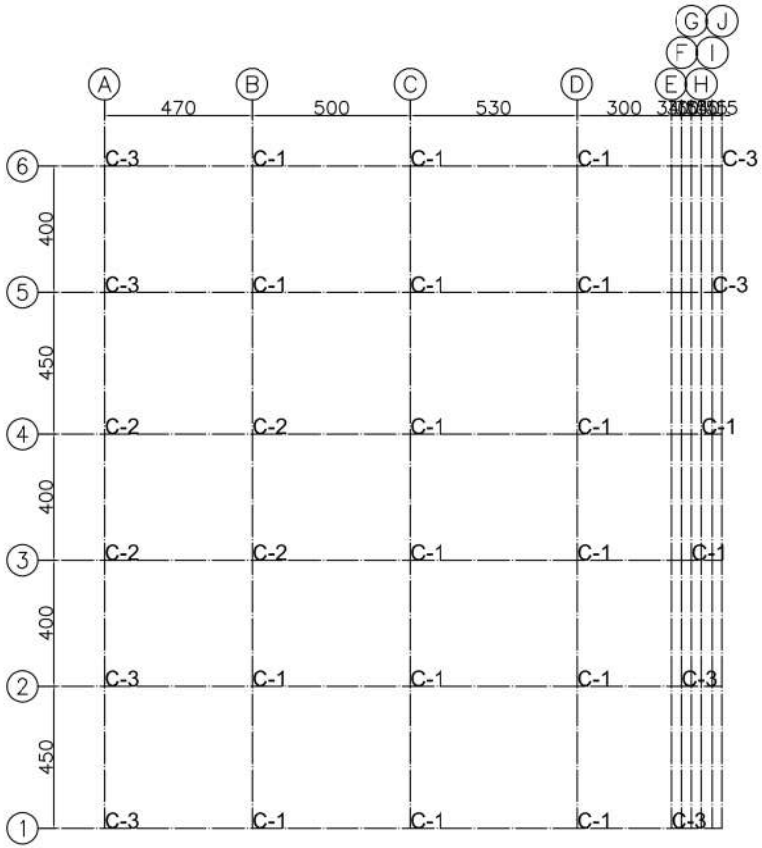
B40 $\quad S \le 12.5cm$ $\quad$ B45 $\quad S \le 12.5cm$ $\quad$ B50 $\quad S \le 10cm$

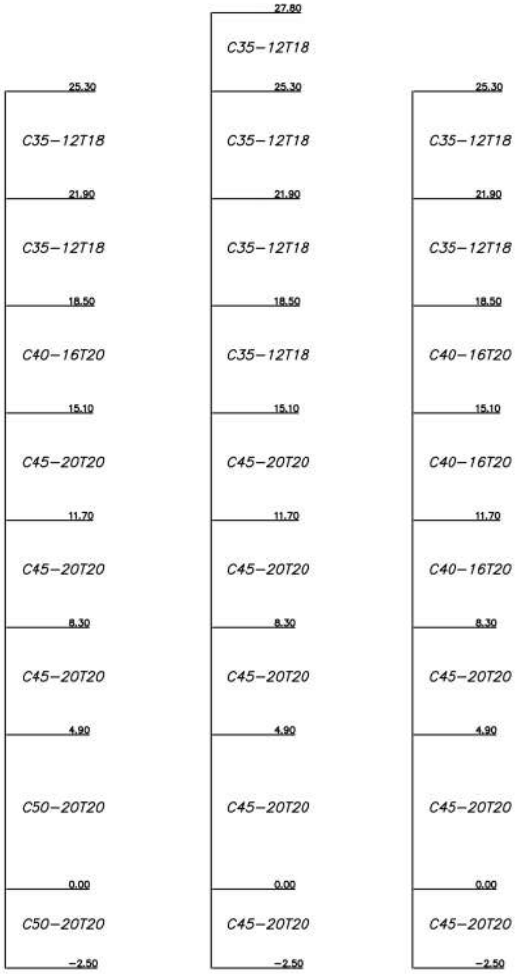
④ فاصله اولین خاموت از لبه تیر $\Leftarrow 5cm$

- اگر بخواهید با $\frac{A_v}{S}$ برای افزایش دقت کار کنید می‌توانید حداقل یک آرماتور برشی را در نظر بگیرید و سپس نیاز به آرماتور برشی را تنظیم کنید.

$\frac{A_v}{S}$ نامه بحرانی: $\frac{A_v}{S} = \frac{2\times\frac{\pi}{4}\times 0.8^2}{7.5cm} = 0.134\,cm^2/cm = 13.4\,cm^2/m$ >> Etabs

پروژه سازه‌های بتن آرمه — فصل پنجم





C-1
No.=17

C-2
No.=4

C-3
No.=8

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

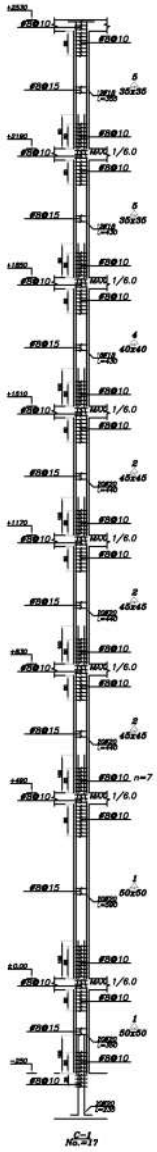
No Need

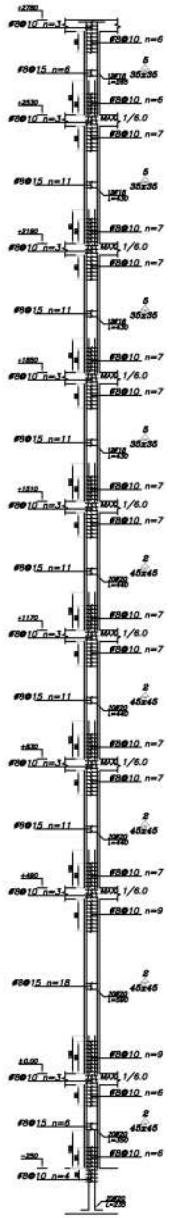
شـماره نقشـه 001

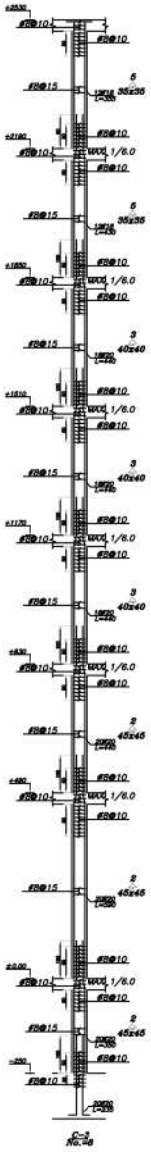
عنـوان نقشـه

تیـپ بنـدی سـتون هـا

طراح	حمید اسـدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـتر فرشـید جنـدقی علائـی	
مقیـاس	سیسـتم انـدازه گـیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـک	ــــــ
تـاریخ تنظیـم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	







دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای فــولادی

راهنمـای نقشـه

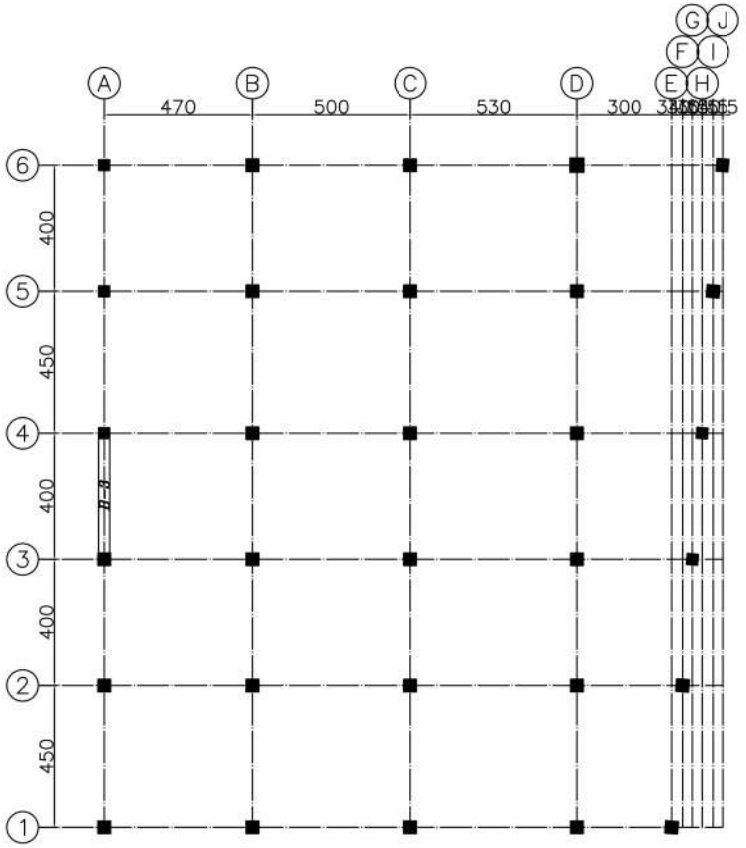
No Need

شـماره نقشـه 002

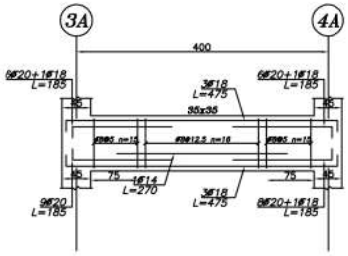
عنـــوان نقشـــه

جزییات ســتون هــا

طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر ســید مهـــدی توکلـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



محـل تـیر میـان طبقـه در پـلان



B-3
mid story

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

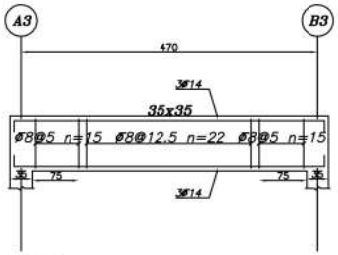
No Need

شـماره نقشـه 003

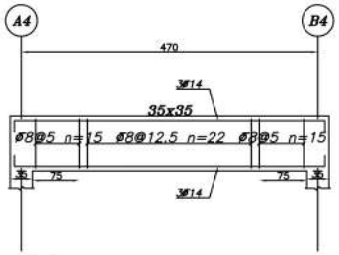
عنـوان نقشـه

جزئیات تـیر هـا

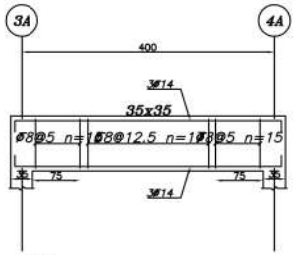
طراح	حمید اسـدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـتر فرشـید جنـدقی علائـی	
مقیـاس	سیسـتم انـدازه گـیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـک	ــــــ
تـاریخ تنظیـم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



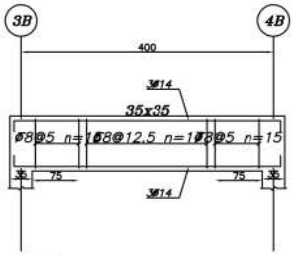
B-1
Ridge



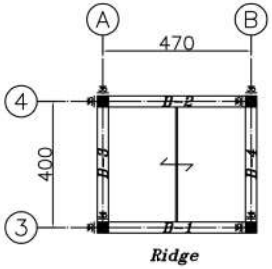
B-2
Ridge



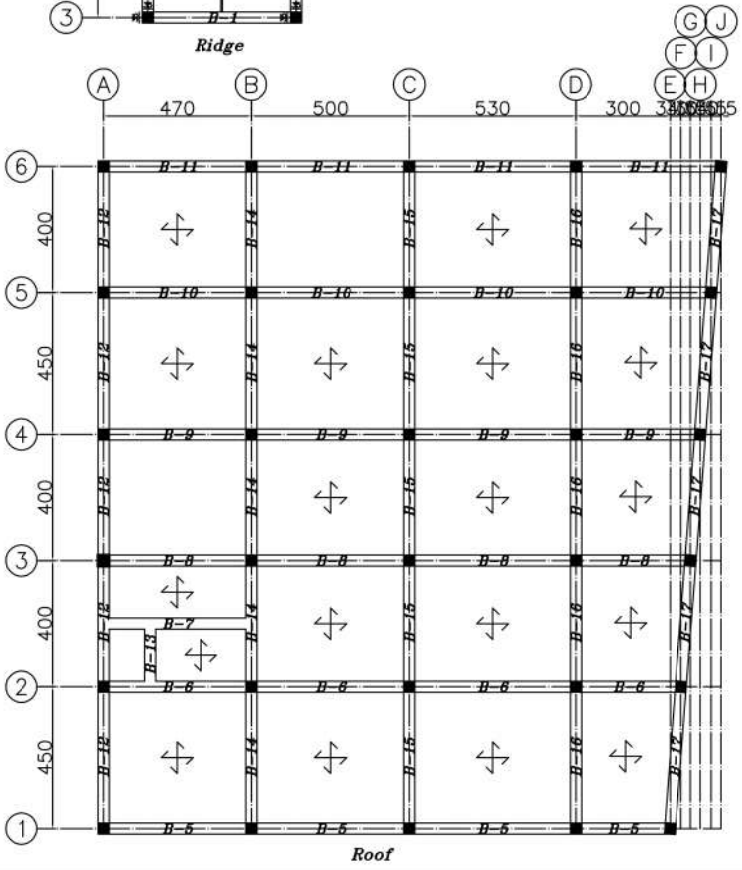
B-3
Ridge



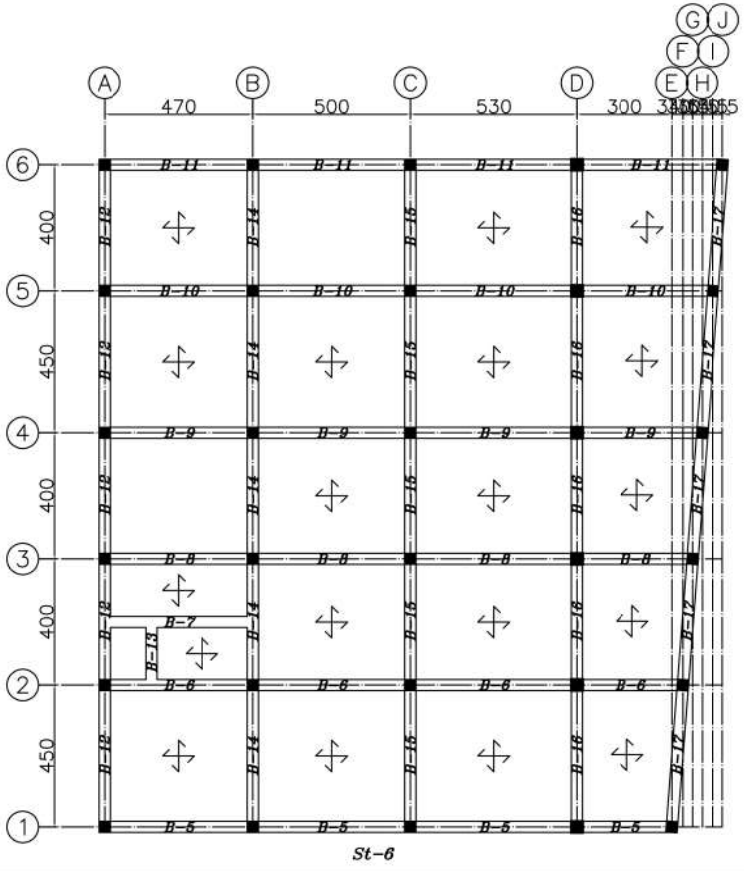
B-4
Ridge



Ridge



Roof



St-6

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

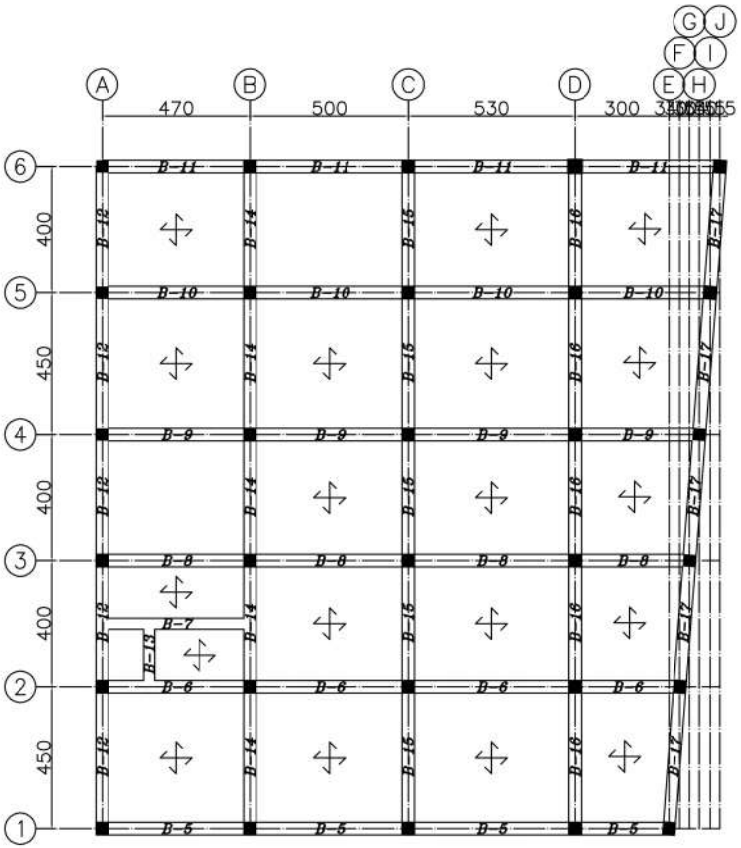
دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

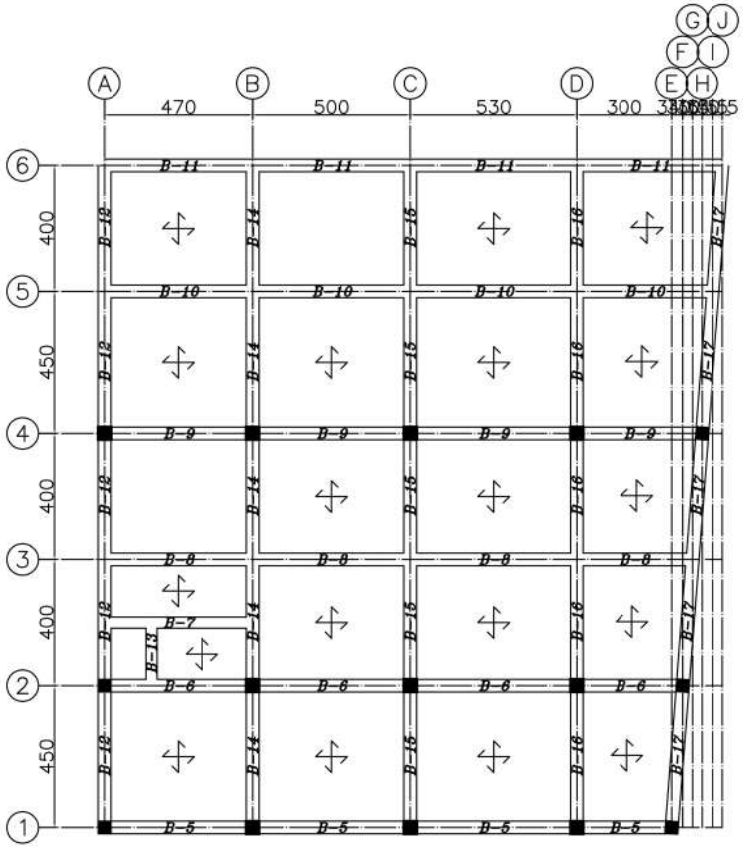
راهنمـای نقشــه

No Need

شـماره نقشــه 004	
عنــوان نقشــه	
جزئیات تــیر هــا	
طراح	**حمید اســدی**
اســتاد راهنمــا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی
مقیــاس	سیســتم انــدازه گــیری / واحد اعــداد نقشــه
ـــــــ	متریــک / ـــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



St-5



St-4

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

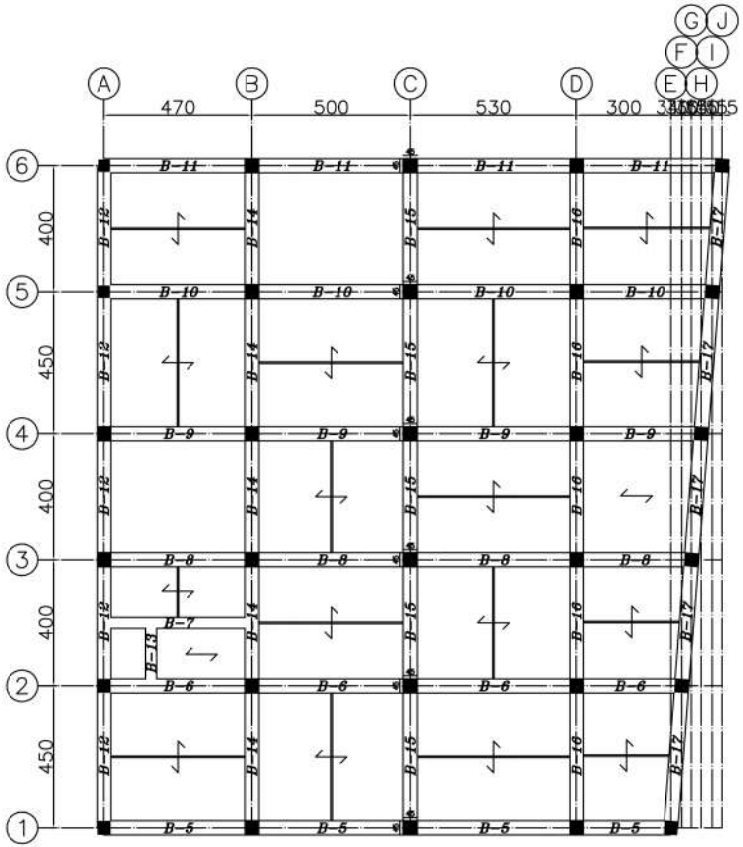
No Need

شـماره نقشـه 005

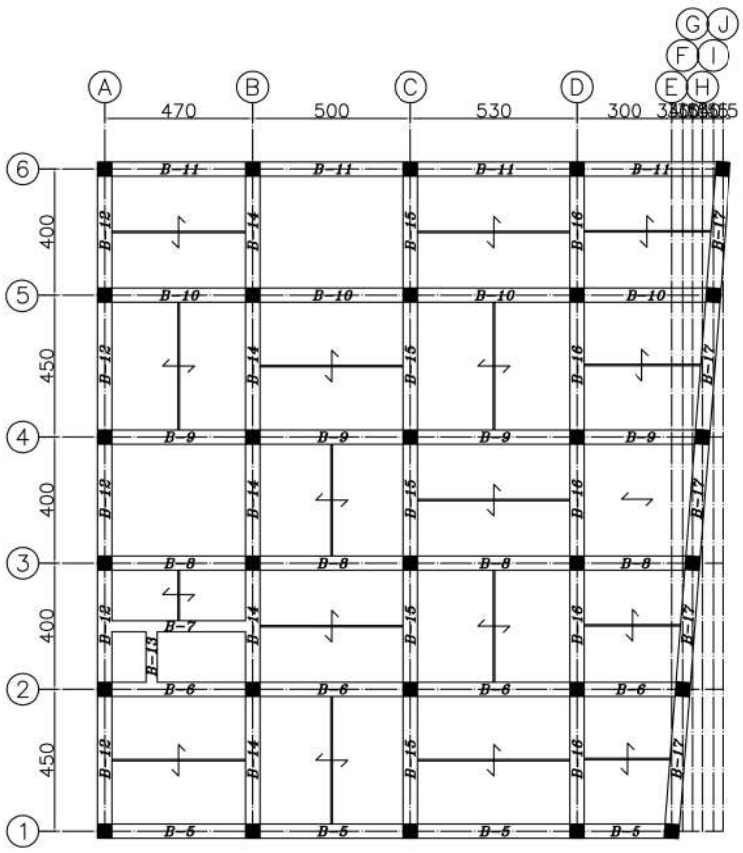
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

طراح	حمید اســدی	
اســتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریــک	ــــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



St-3



St-2

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

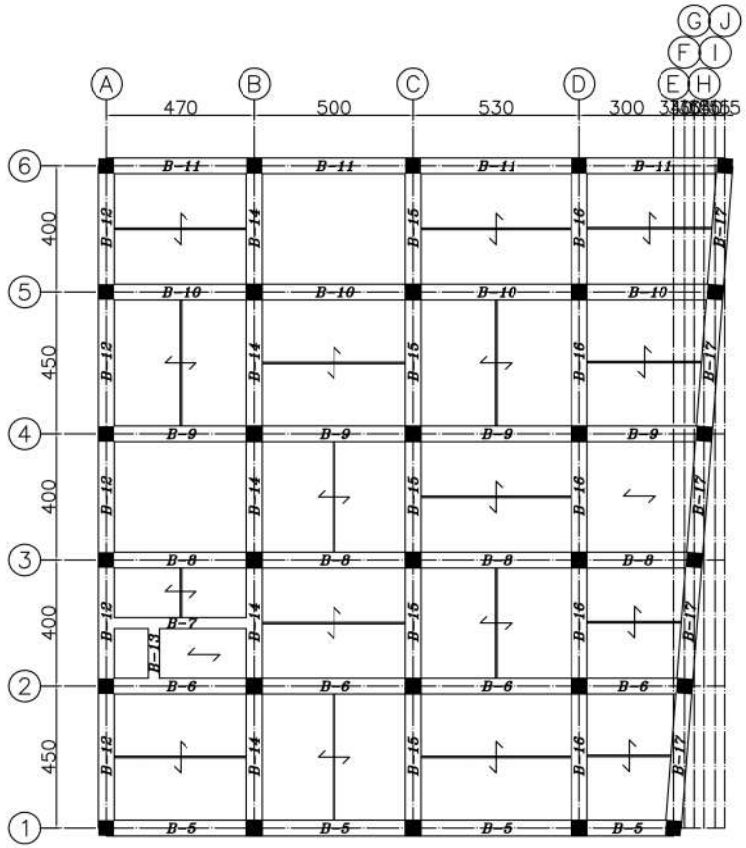
No Need

شـماره نقشـه 006

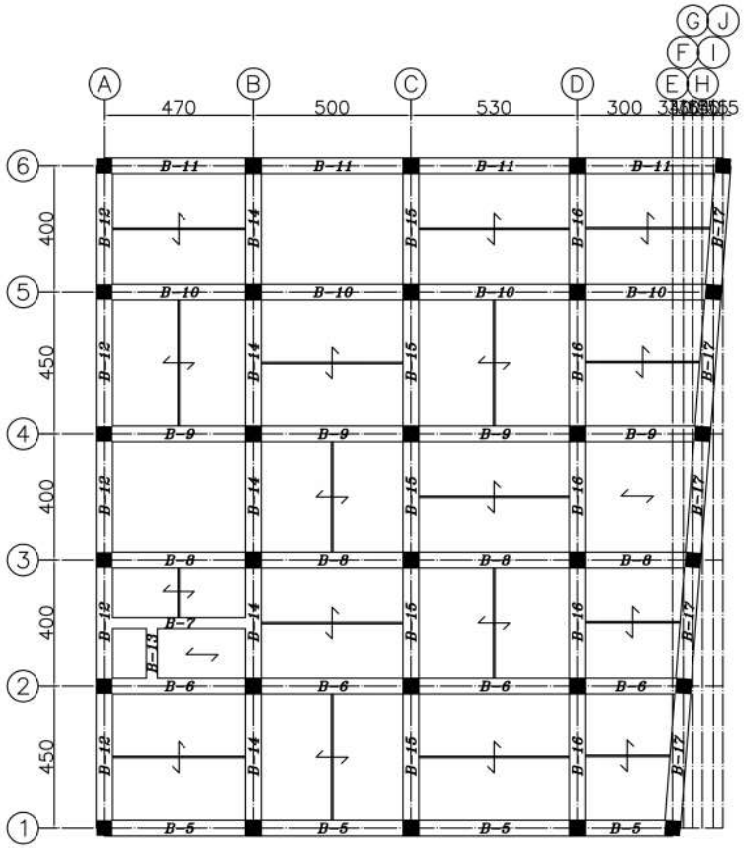
عنـوان نقشـه

جزئیات تـیر هـا

طراح	حمید اسـدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـتر فرشـید جنـدقی علائـی	
مقیـاس	سیسـتم انـدازه گـیری	واحد اعـداد نقشـه
ـــــ	متریـک	ـــــ
تـاریخ تنظیـم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



St-1



GF

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

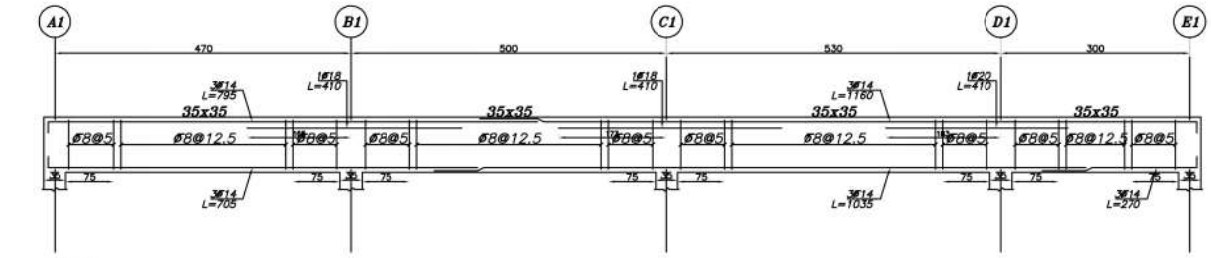
No Need

شـماره نقشـه 007

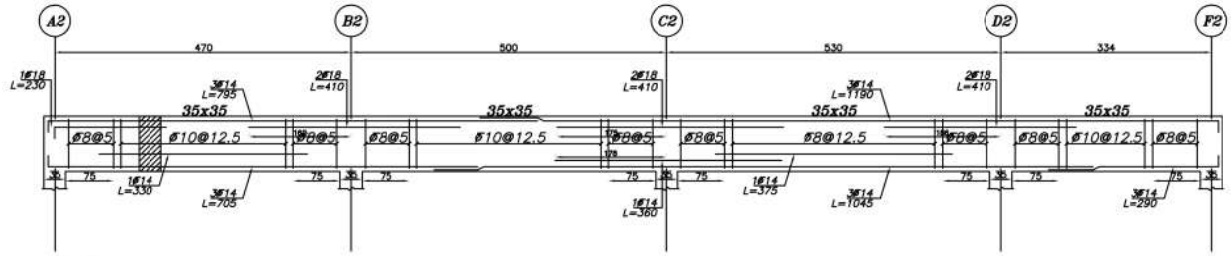
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

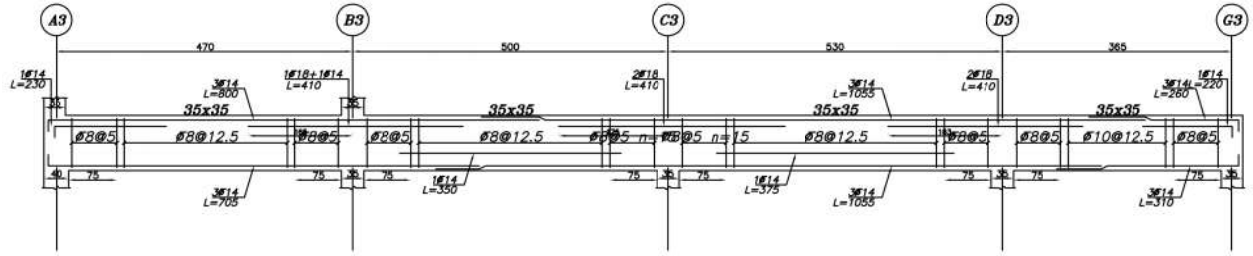
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



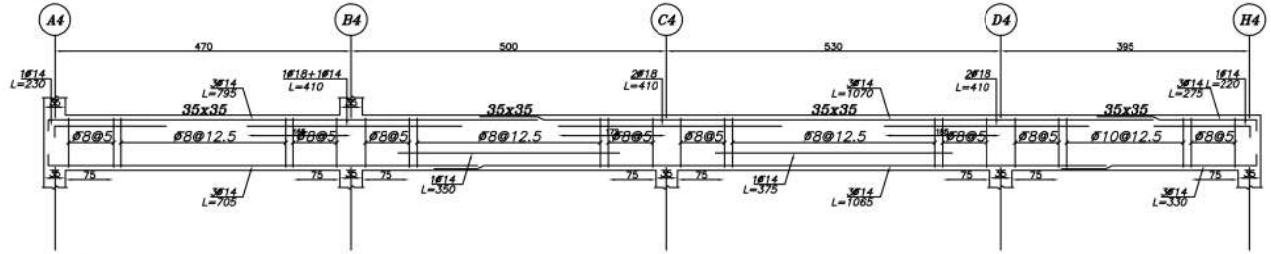
B-5
Roof



B-6
Roof



B-8
Roof



B-9
Roof

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

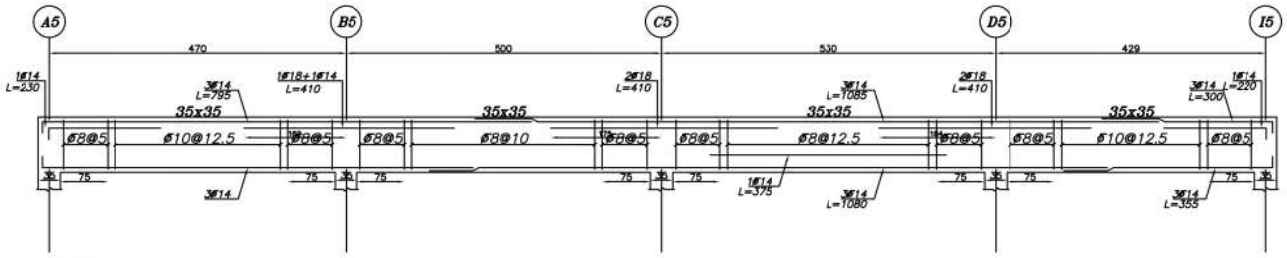
No Need

شـماره نقشـه 008

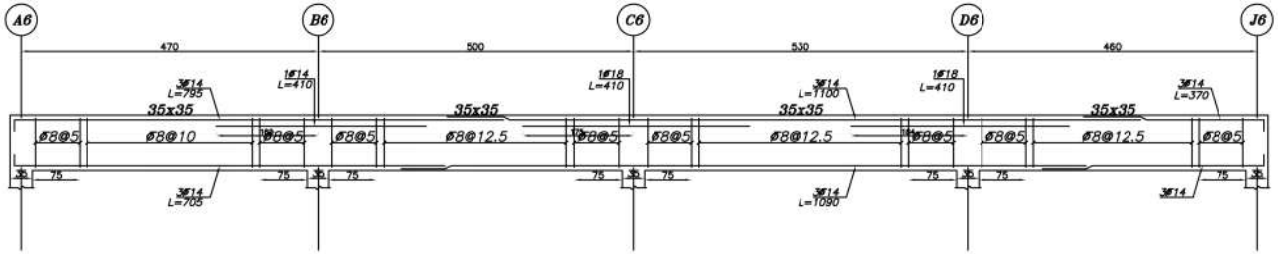
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

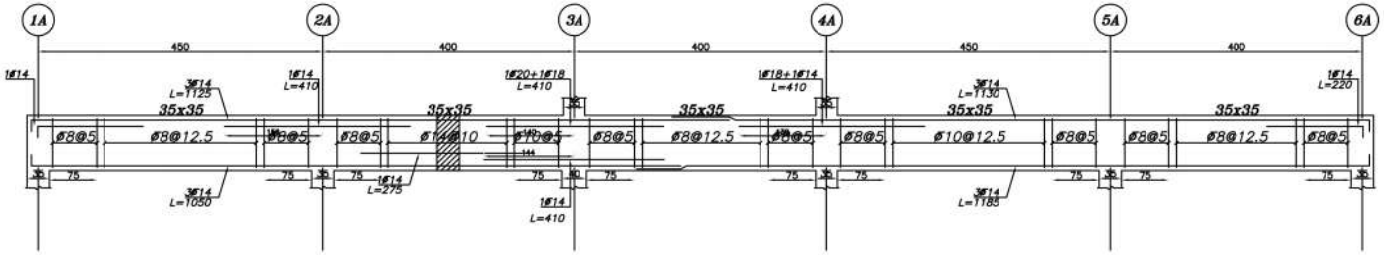
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـــک	ــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



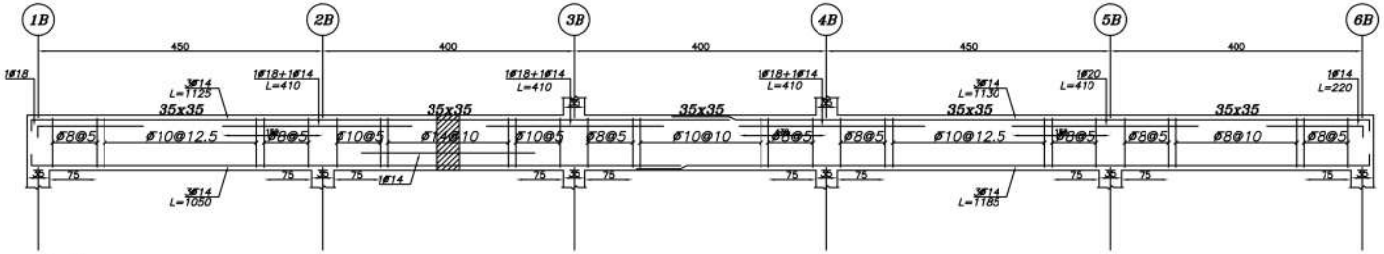
B-10
Roof



B-11
Roof



B-12
Roof



B-14
Roof

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

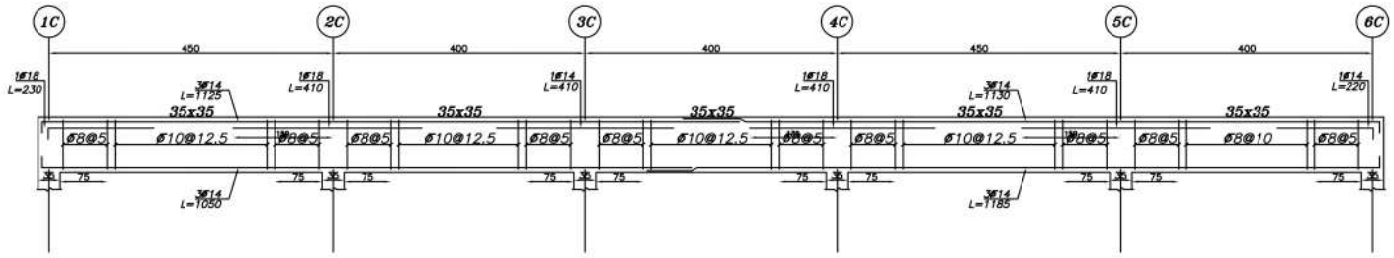
No Need

شـماره نقشـه 009

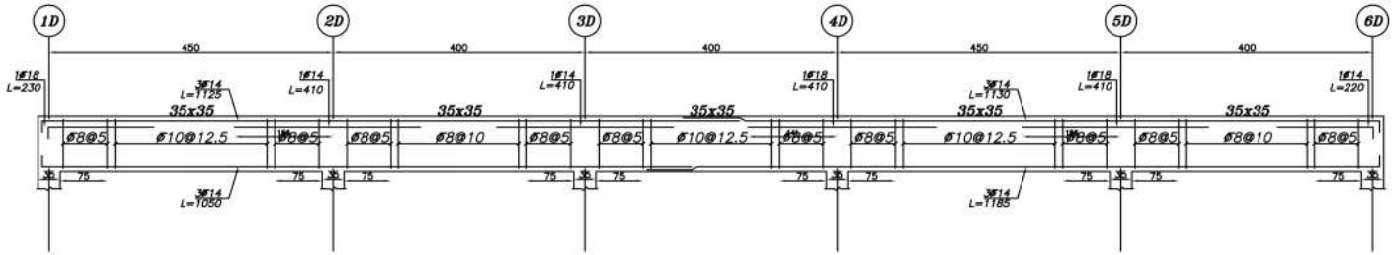
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

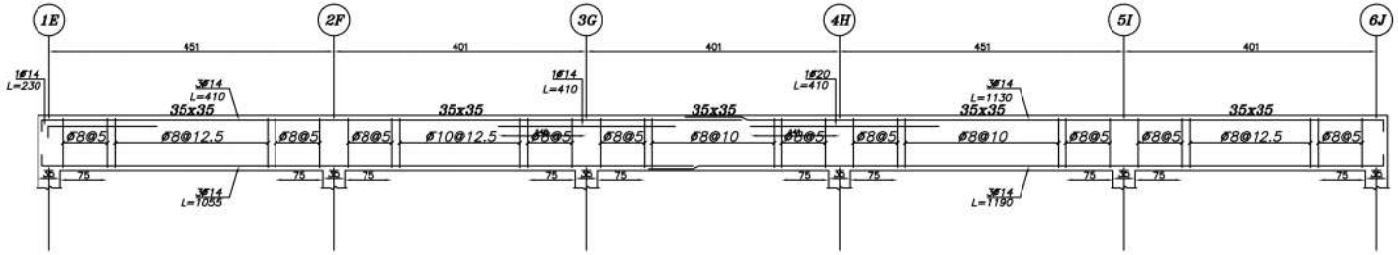
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـــک	ــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



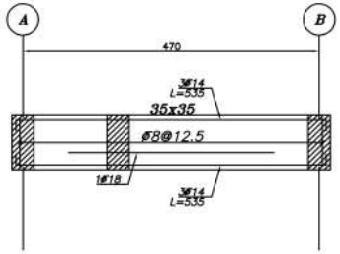
B-15
Roof



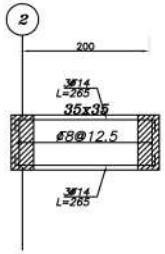
B-16
Roof



B-17
Roof



B-7
Roof



B-13
Roof

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

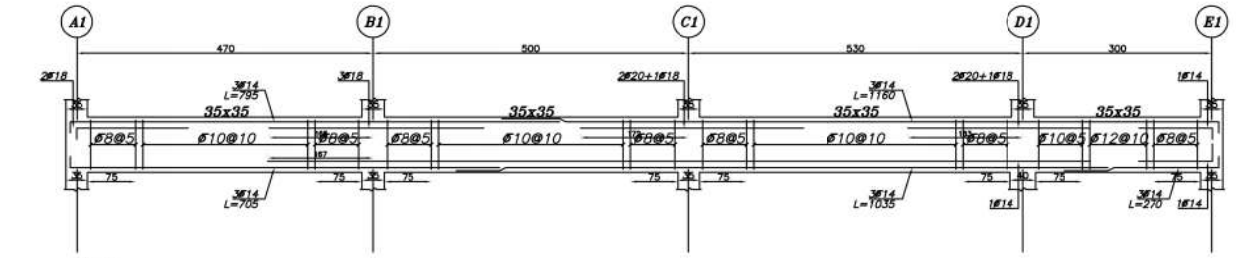
دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســـازه هـــای بتـــن آرمـــه

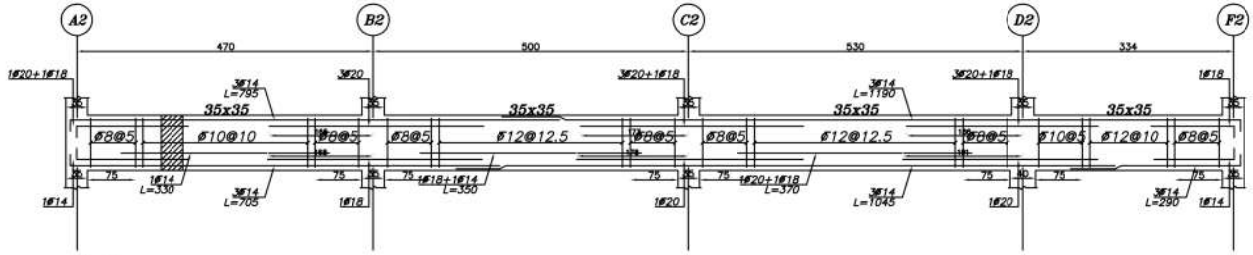
راهنمـــای نقشـــه

No Need

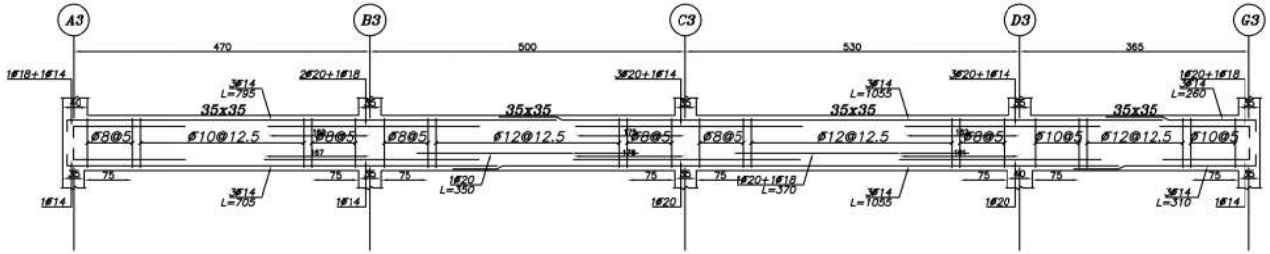
شـماره نقشـه 010	
عنـــوان نقشـــه	
جزئیات تـــیر هـــا	
طراح	**حمید اســـدی**
اســتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی
مقیـاس	سیســـتم انـــدازه گـــیری / واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک / ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



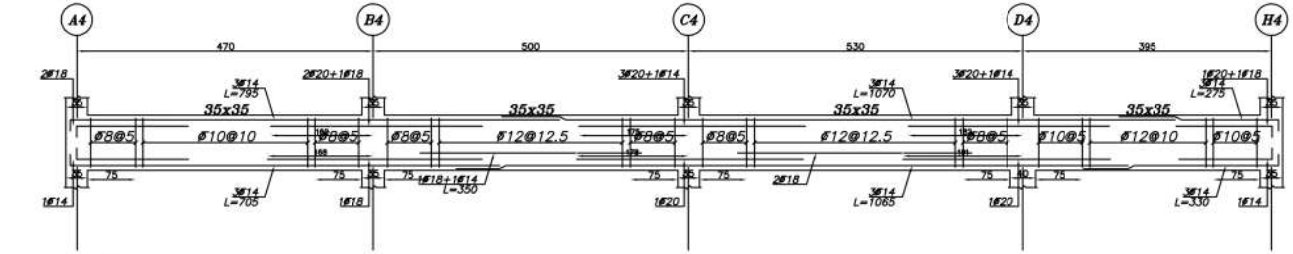
B-5
st-6



B-6
st-6



B-8
st-6



B-9
st-6

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

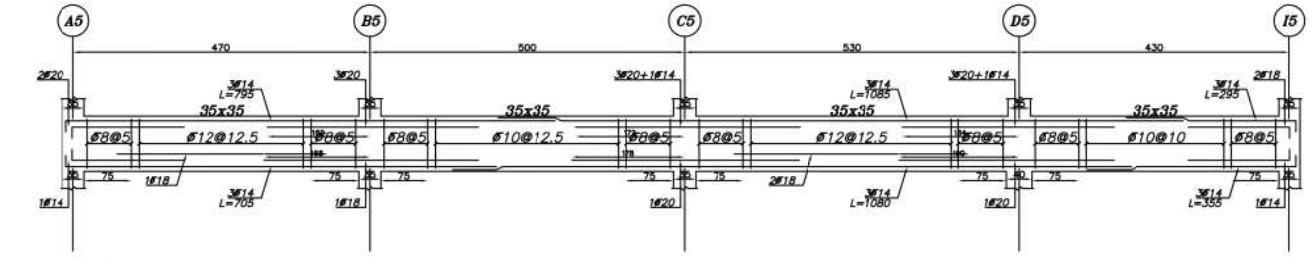
No Need

شـماره نقشـه 011

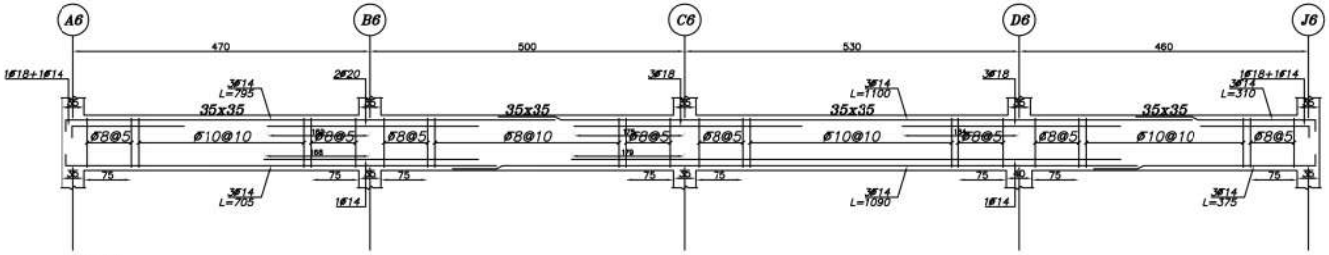
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

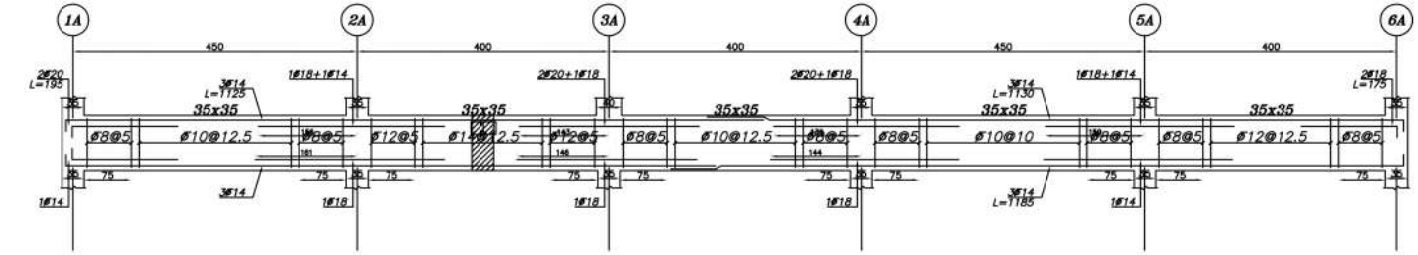
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ـــــ	متریـــک	ـــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



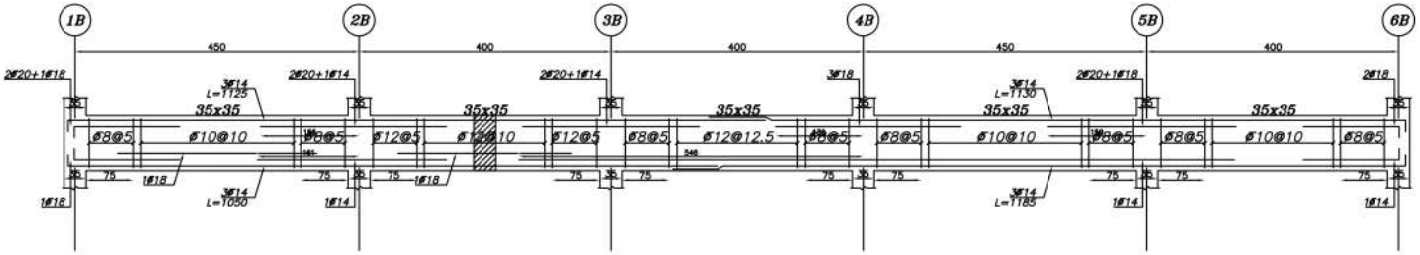
B-10
st-6



B-11
st-6



B-12
st-6



B-14
st-6

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

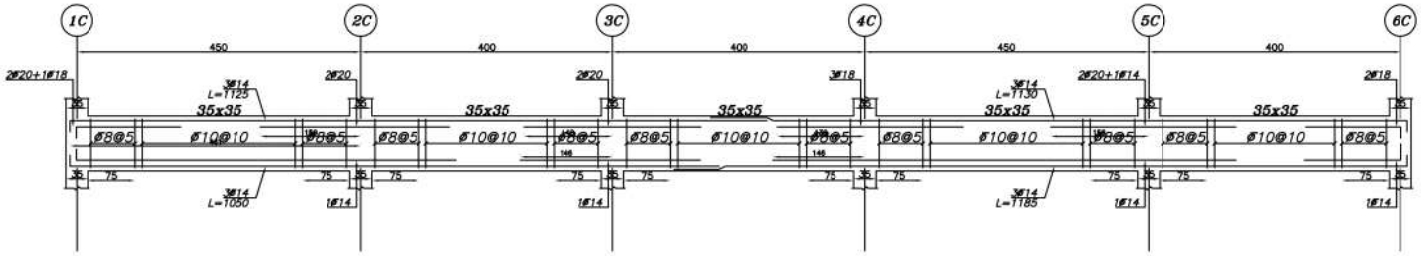
No Need

شـماره نقشـه 012

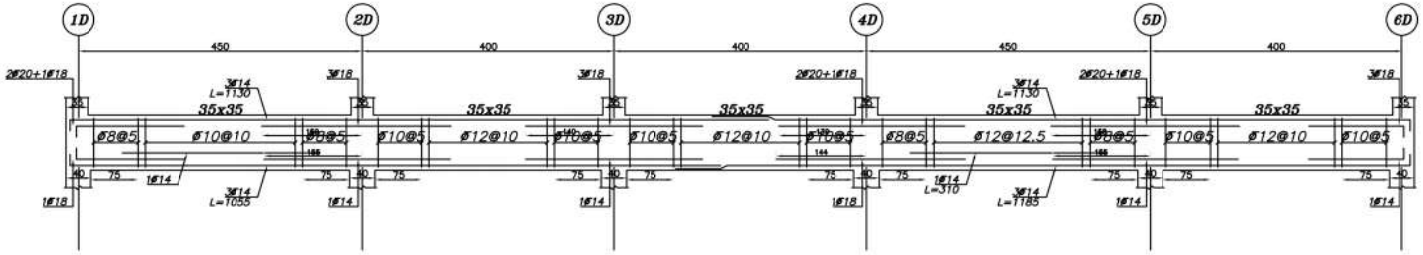
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

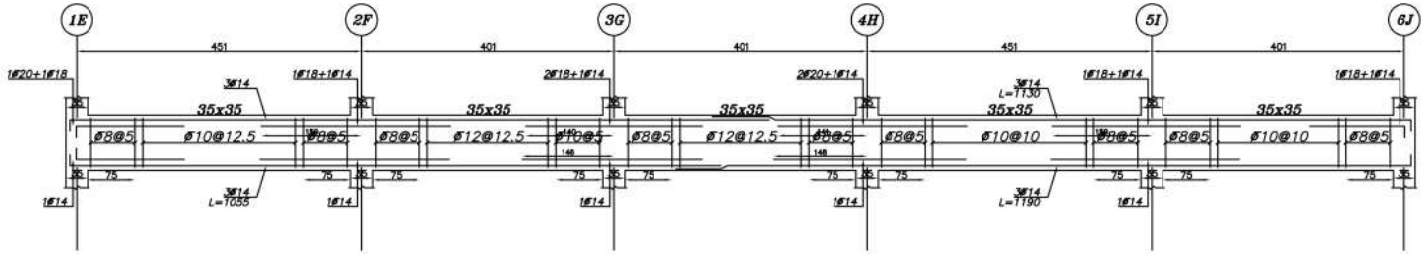
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـــک	ــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



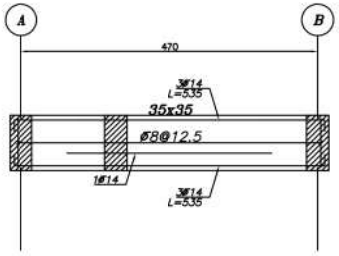
B-15
st-6



B-16
st-6

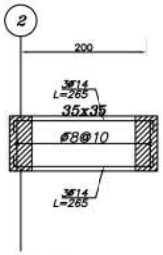


B-17
st-6



B-7
st-6

st-6



B-13
st-6

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشــه

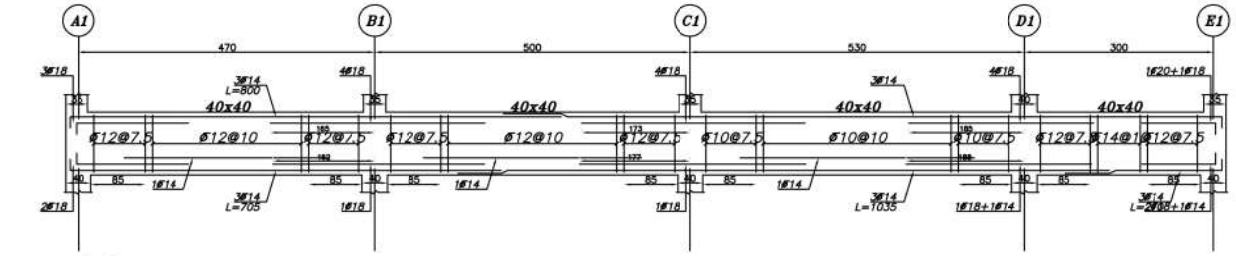
No Need

شـماره نقشــه 013

عنــوان نقشــه

جزئیات تــیر هــا

طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشــه
ــــــ	متریــک	ــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشــه

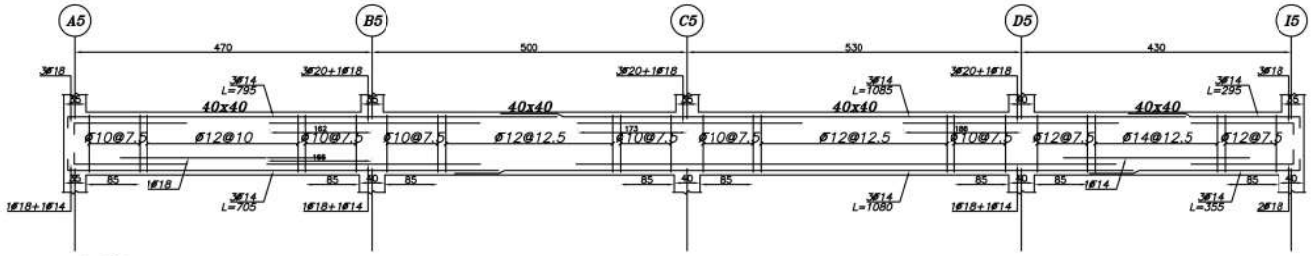
No Need

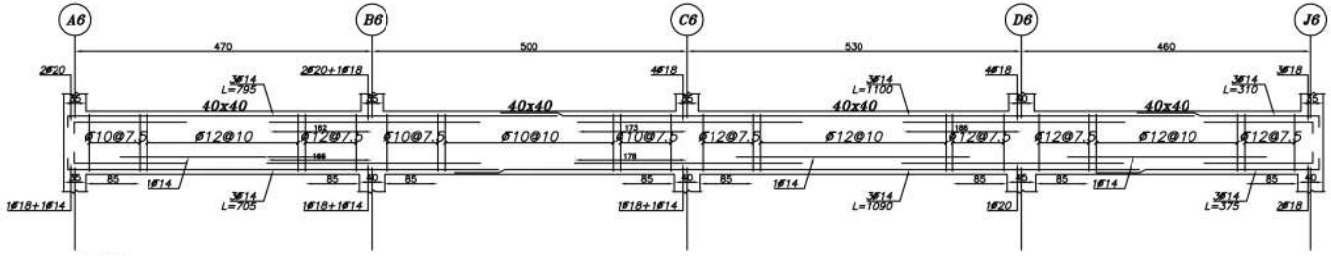
شـماره نقشــه 014

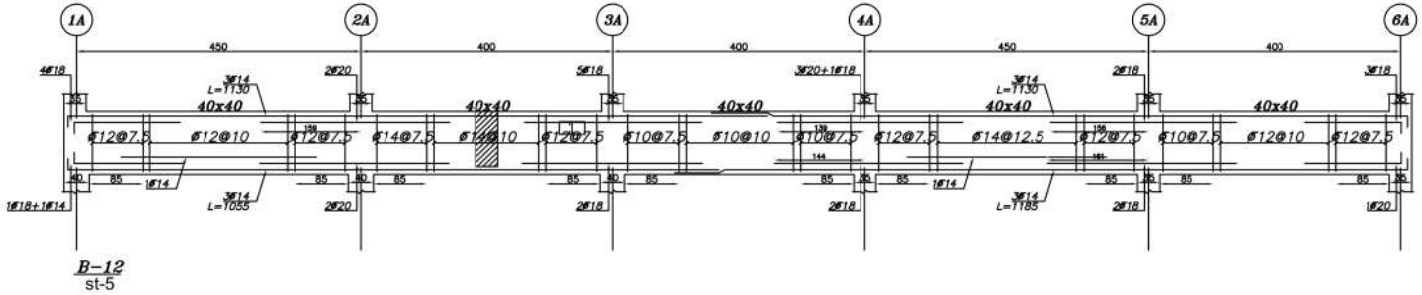
عنــوان نقشــه

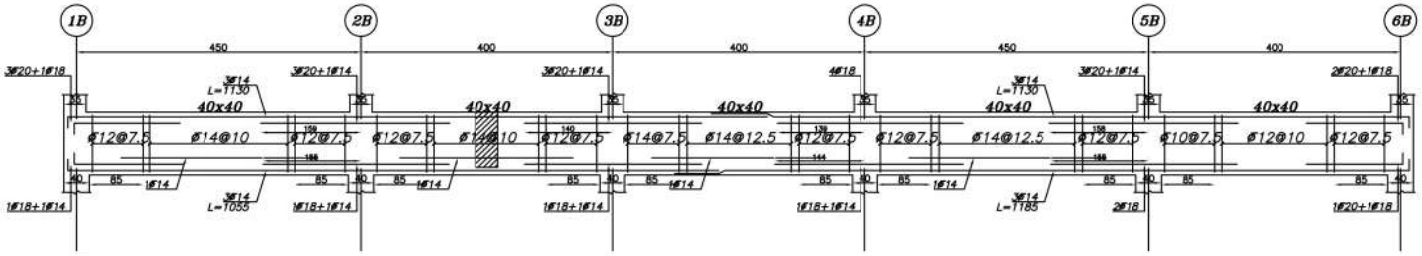
جزئیات تــیر هــا

طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشــه
ــــــــ	متریــک	ــــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	









دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

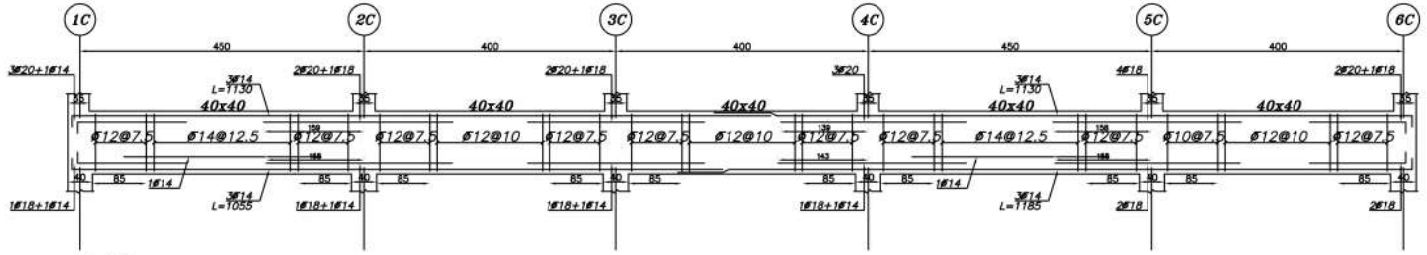
No Need

شـماره نقشـه 015

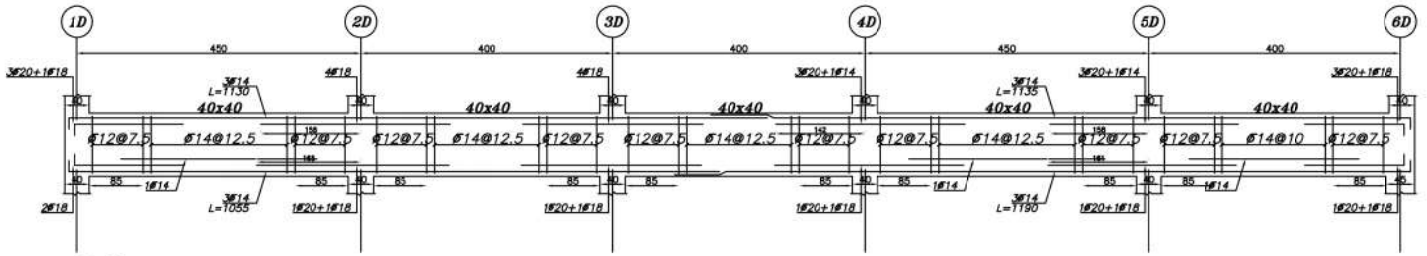
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

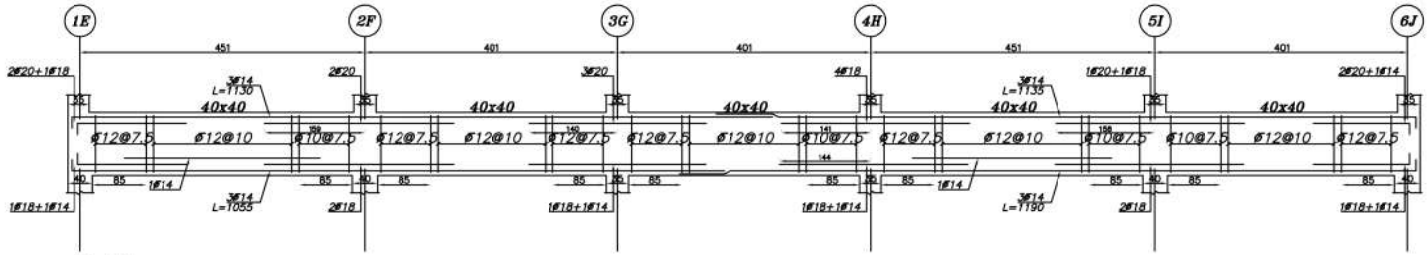
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـــک	ــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



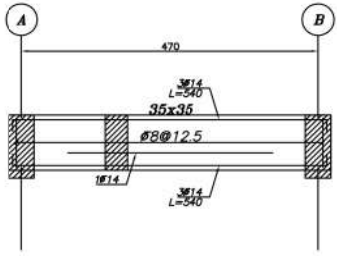
B-15
st-5



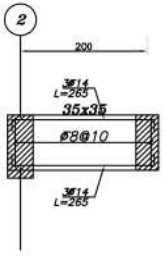
B-16
st-5



B-17
st-5



B-7
st-5



B-13
st-5

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

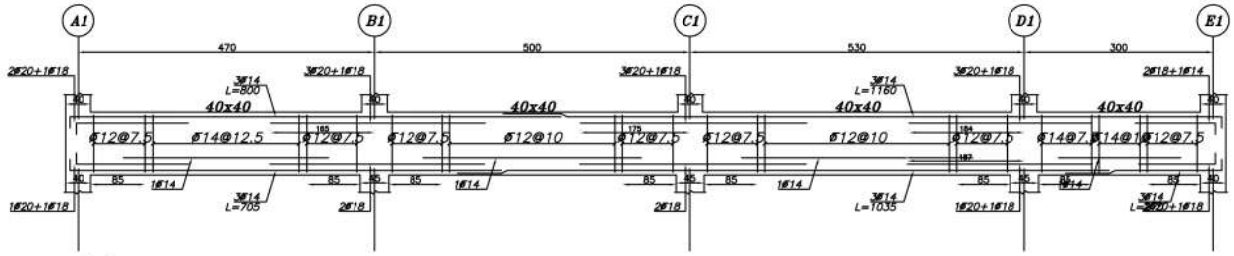
دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

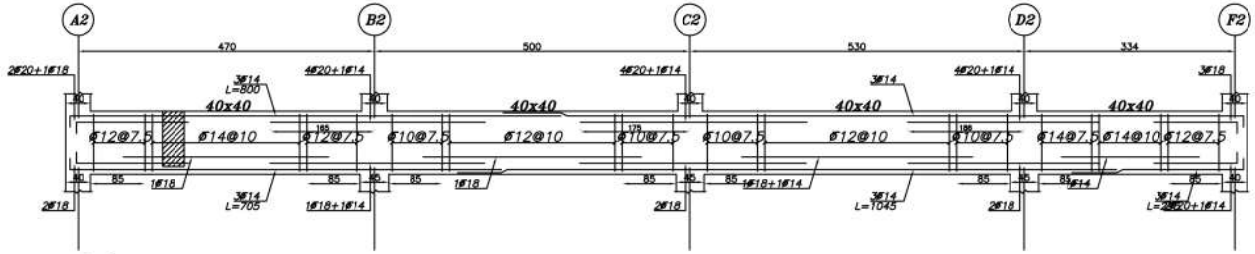
راهنمـای نقشـه

No Need

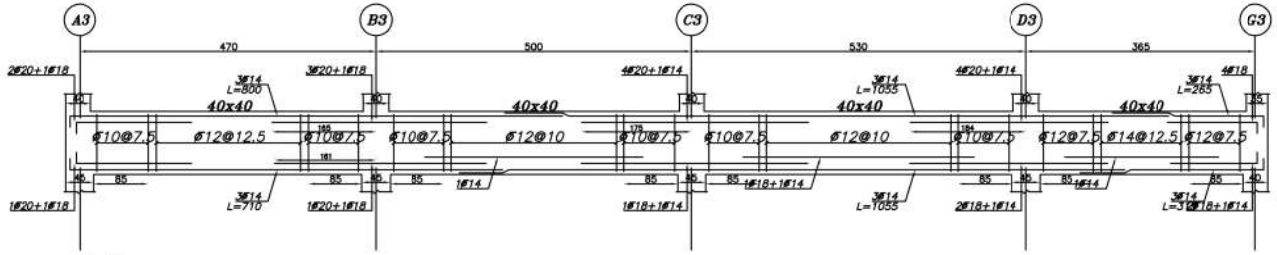
شـماره نقشـه 016	
عنــوان نقشــه	
جزئیات تــیر هــا	
طراح	**حمید اســدی**
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری / واحد اعـداد نقشـه
ـــــــ	متریــک / ـــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



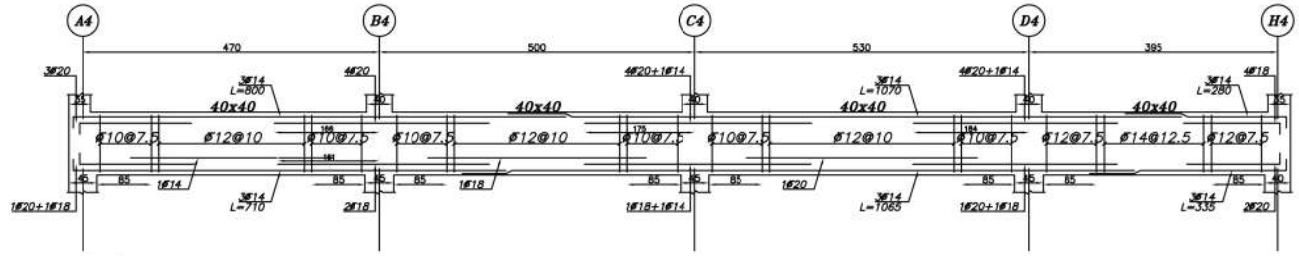
B-5
st-4



B-6
st-4



B-8
st-4



B-9
st-4

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشــه

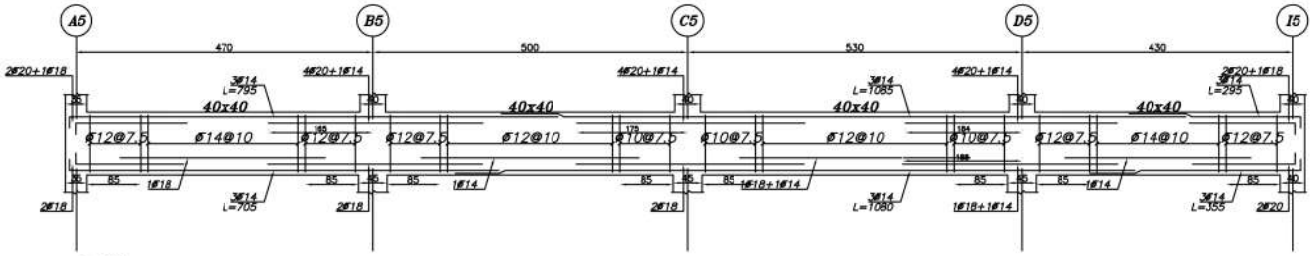
No Need

شـماره نقشــه 017

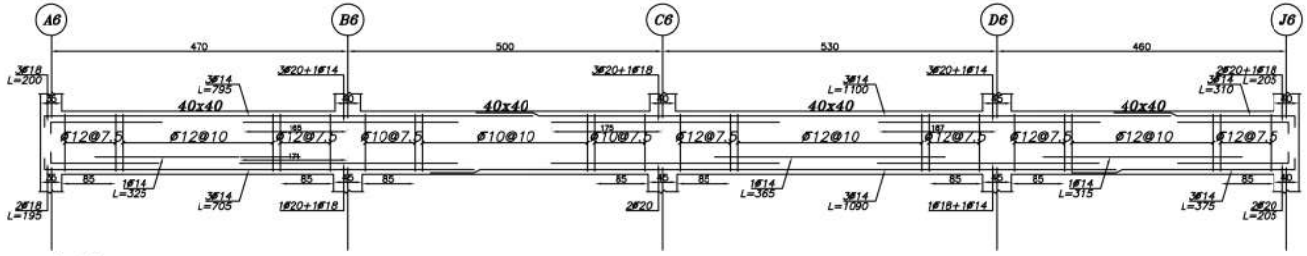
عنــوان نقشــه

جزئیات تــیر هــا

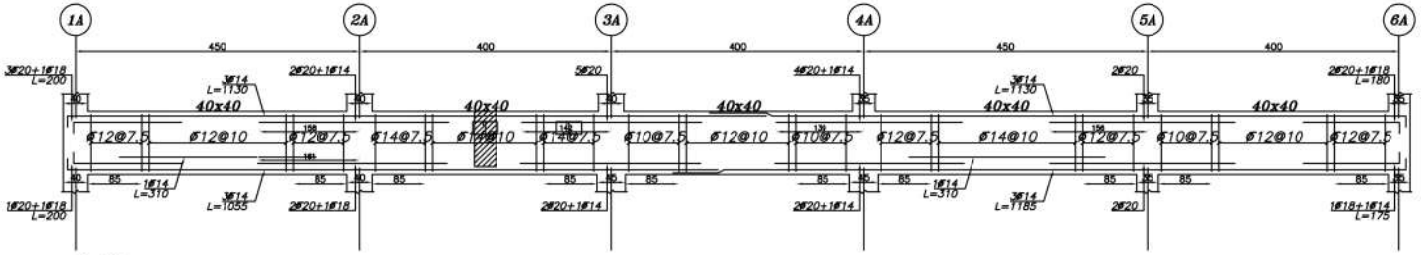
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشــه
ـــــ	متریــک	ـــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



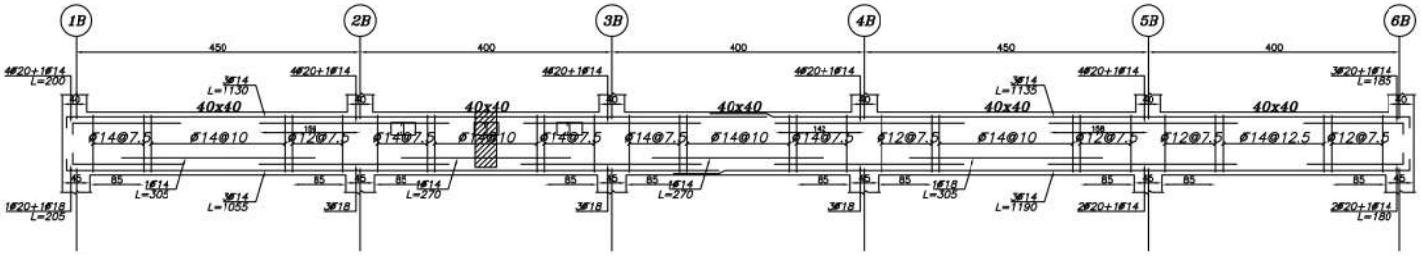
B-10
st-4



B-11
st-4



B-12
st-4



B-14
st-4

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

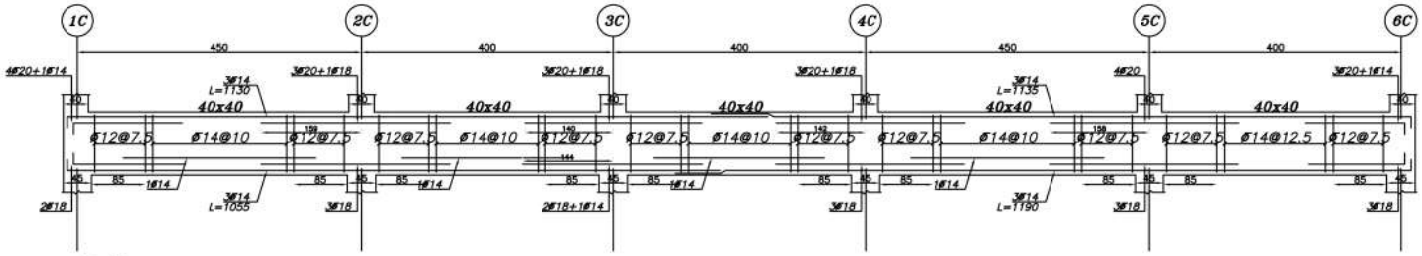
No Need

شـماره نقشـه 018

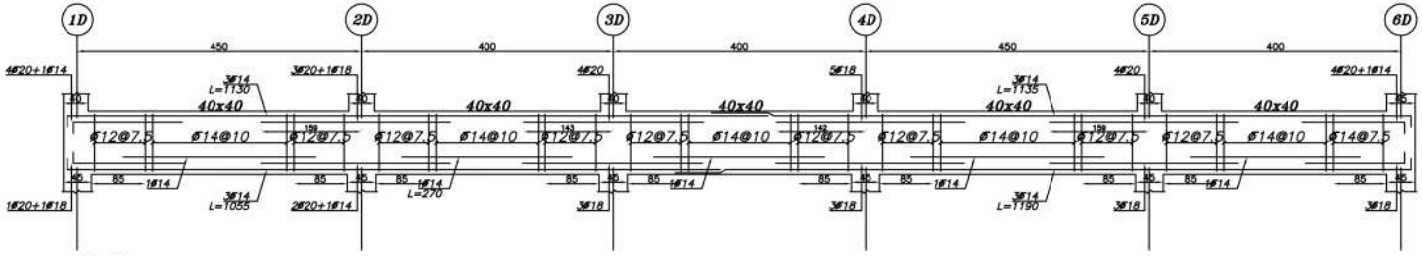
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

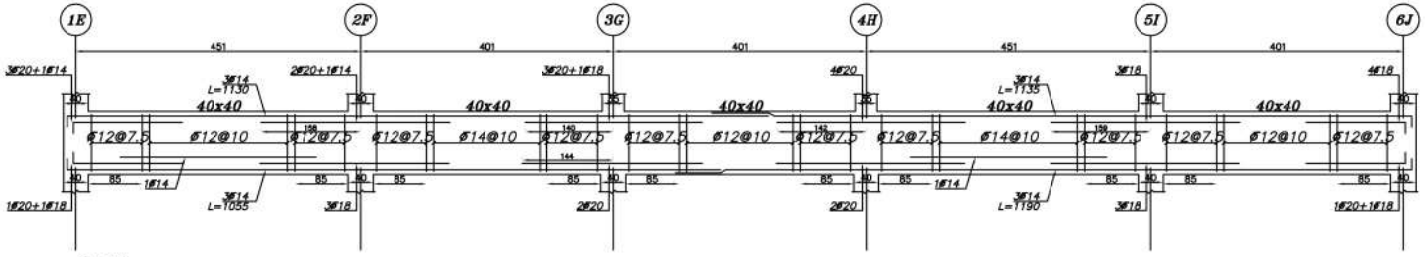
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ـــــــ	متریـــک	ـــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



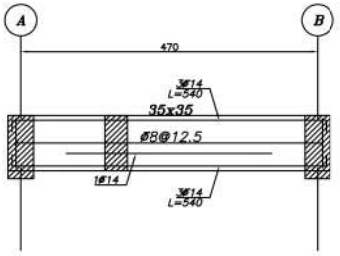
B-15
st-4



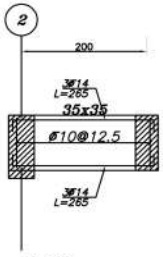
B-16
st-4



B-17
st-4



B-7
st-4



B-13
st-4

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

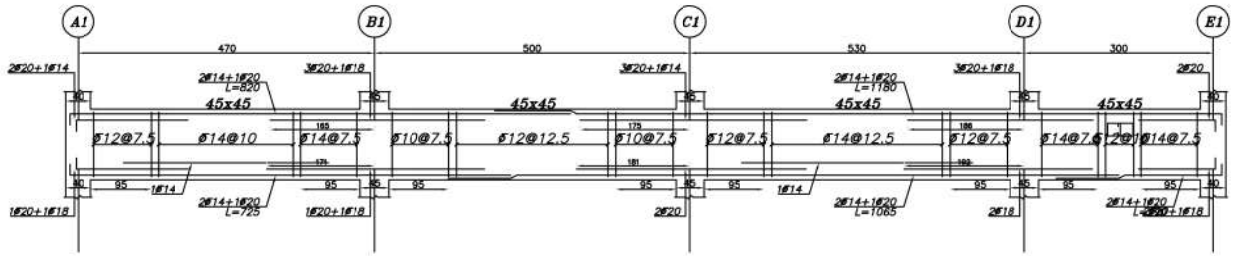
دانشـــکده مهندســـی عمـــران

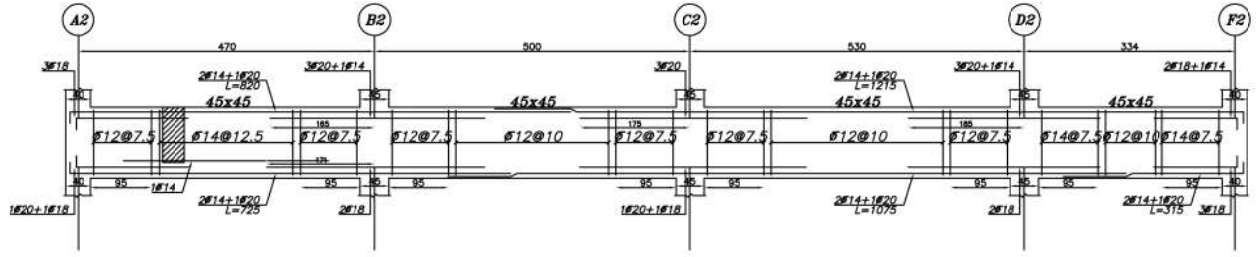
پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

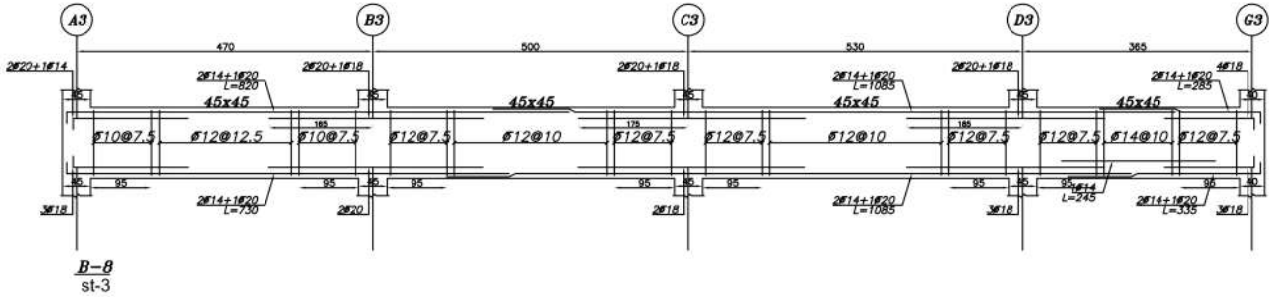
راهنمـای نقشـه

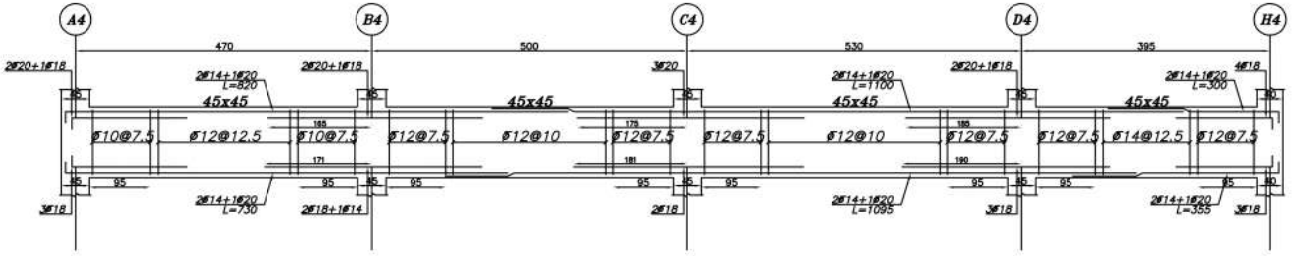
No Need

شـماره نقشـه 019	
عنـــوان نقشـــه	
جزئیات تـــیر هـــا	
طراح	**حمید اســدی**
اســتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری / واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریــک / ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال









دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

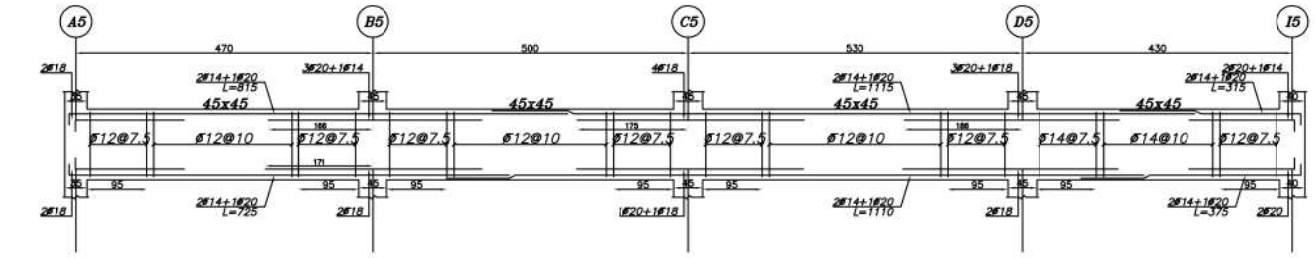
No Need

شـماره نقشـه 020

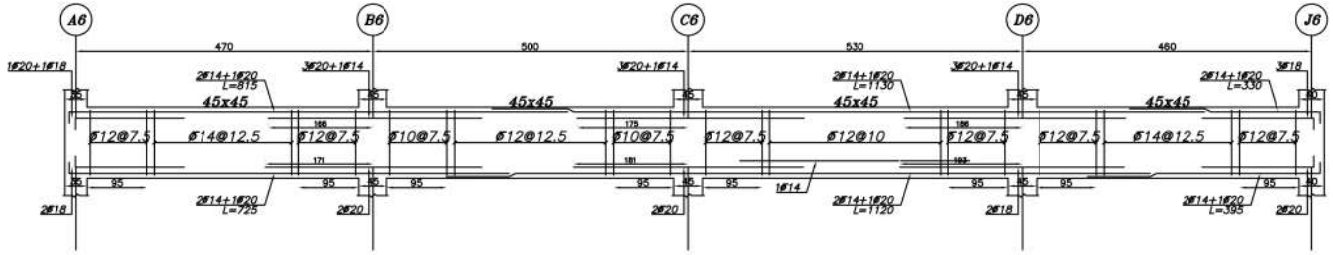
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

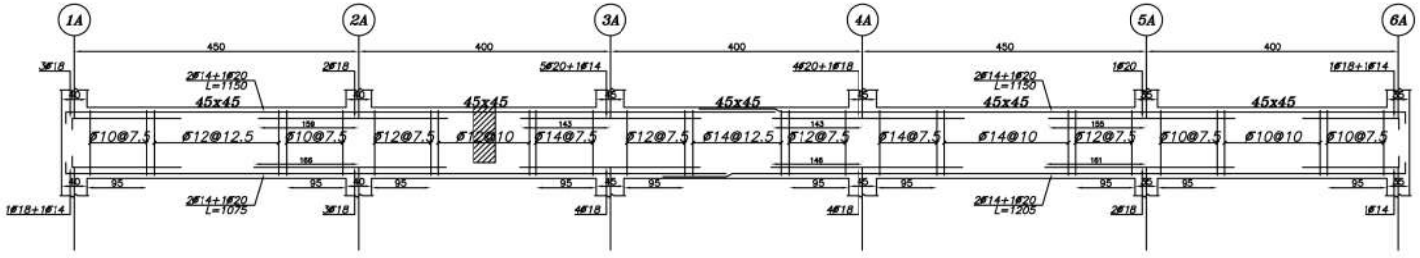
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



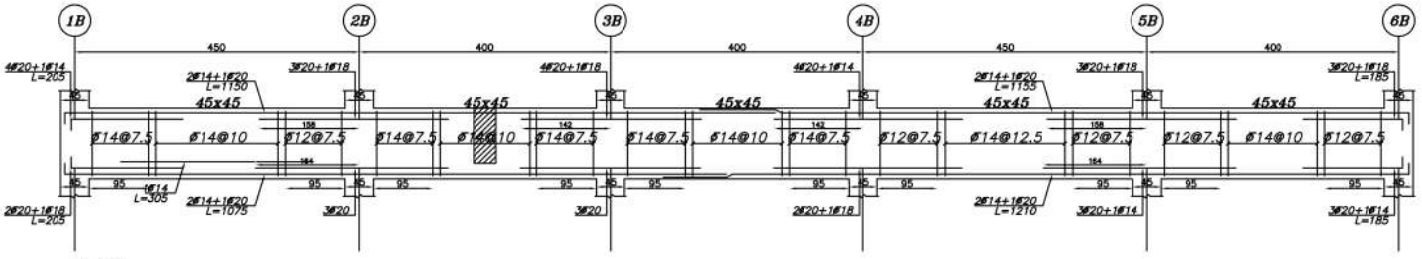
B-10
st-3



B-11
st-3



B-12
st-3



B-14
st-3

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

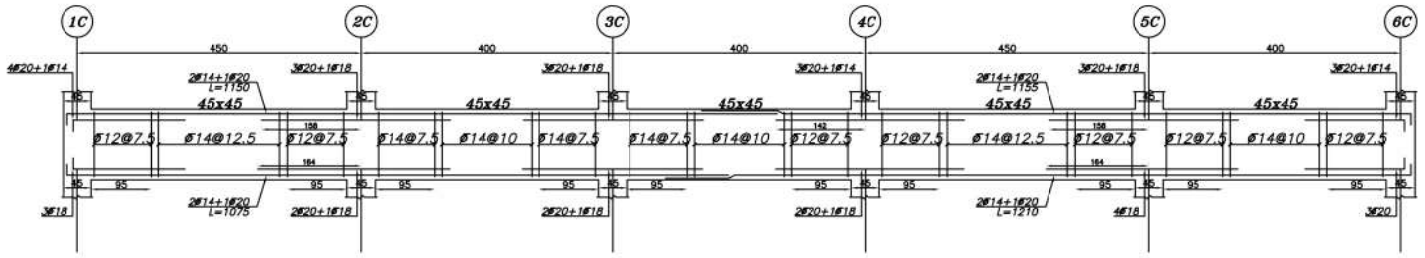
دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

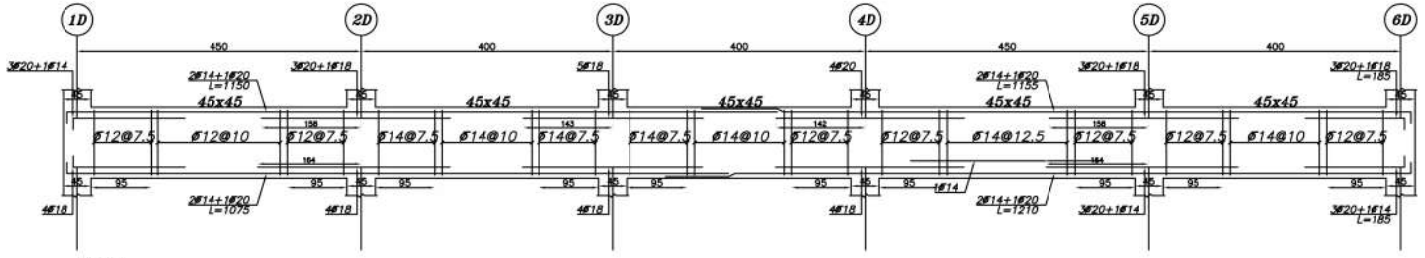
راهنمـای نقشـه

No Need

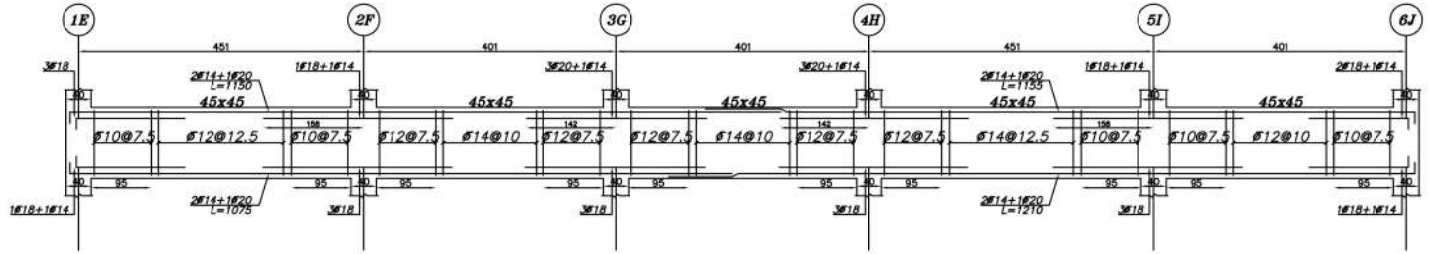
شـماره نقشـه 021	
عنــوان نقشــه	
جزئیات تــیر هــا	
طراح	**حمید اســدی**
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری: متریــک / واحد اعـداد نقشـه: ــــــ
ــــــ	
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



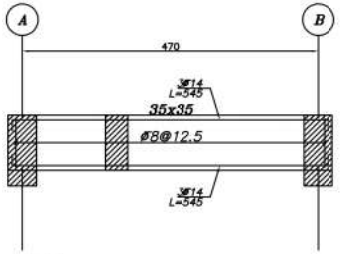
B-15
st-3



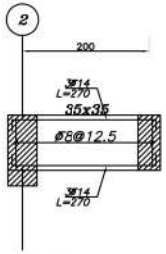
B-16
st-3



B-17
st-3



B-7
st-3



B-13
st-3

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

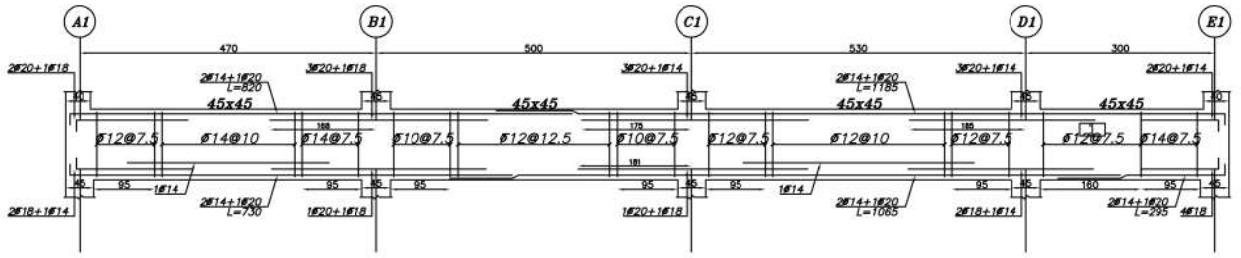
دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

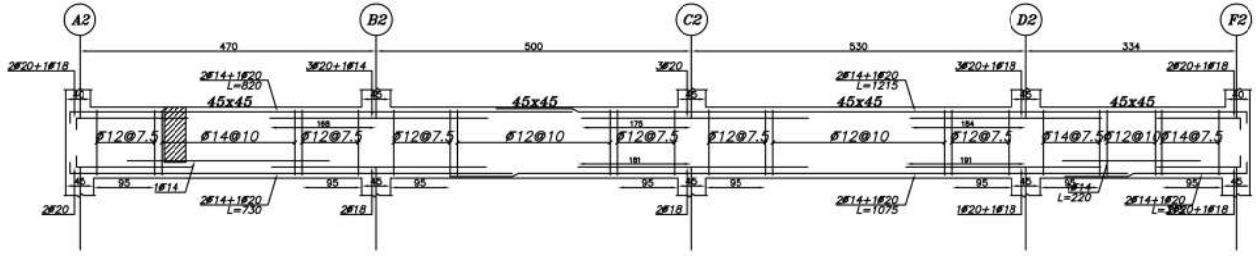
راهنمـای نقشــه

No Need

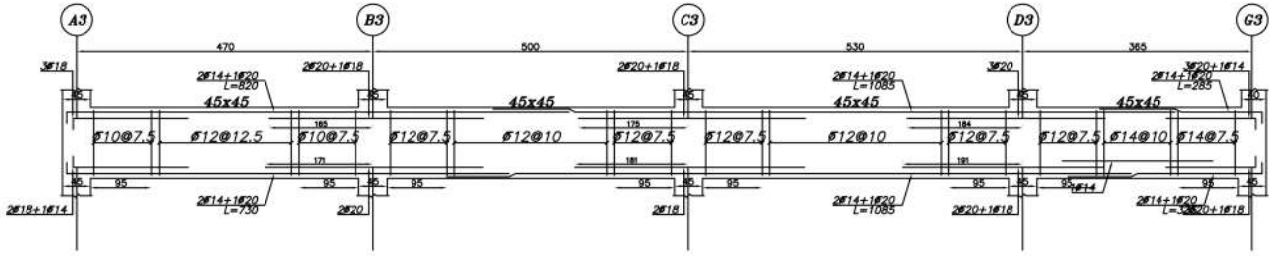
شـماره نقشـه 022	
عنــوان نقشــه	
جزئیات تــیر هــا	
طراح	**حمید اســدی**
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری / واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریــک / ــــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



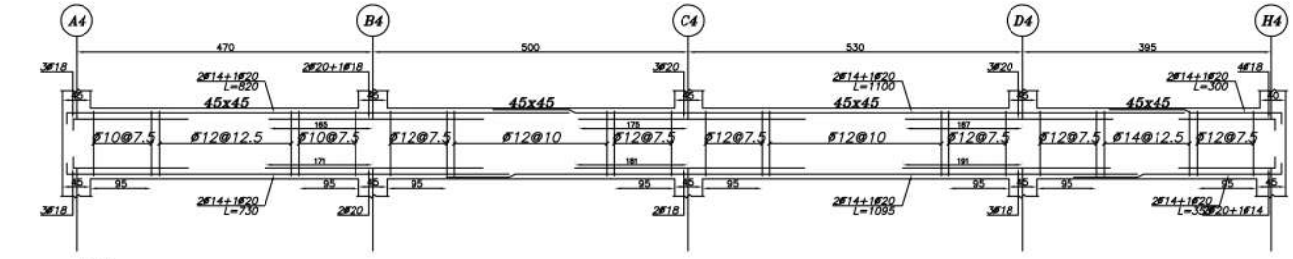
B-5
st-2



B-6
st-2



B-8
st-2



B-9
st-2

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

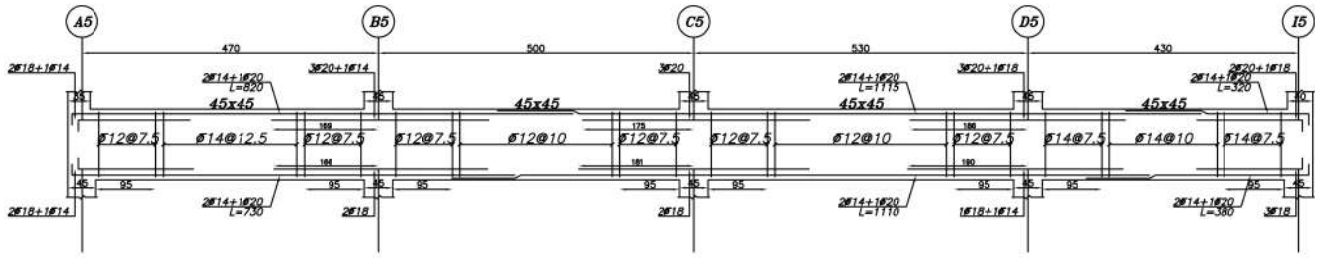
No Need

شـماره نقشـه 023

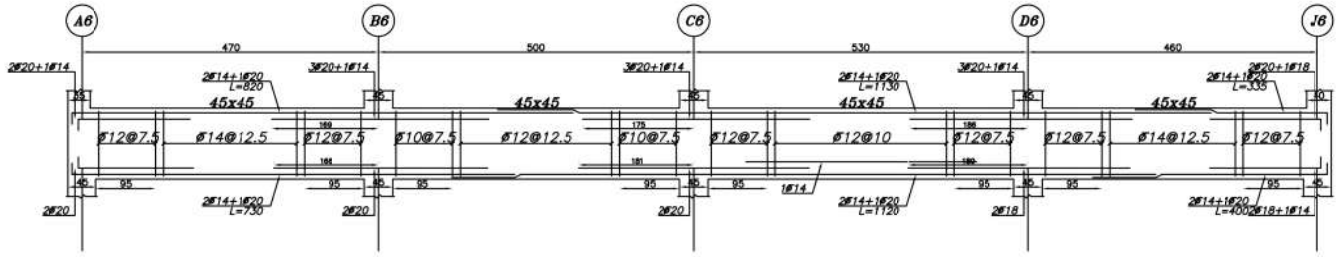
عنـوان نقشـه

جزئیات تـیر هـا

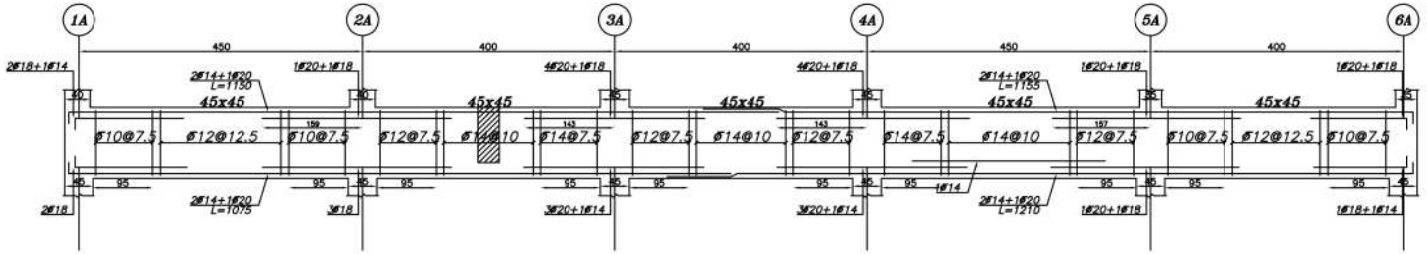
طراح	حمید اسـدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـتر فرشـید جنـدقی علائـی	
مقیـاس	سیسـتم انـدازه گـیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـک	ــــــ
تـاریخ تنظیـم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



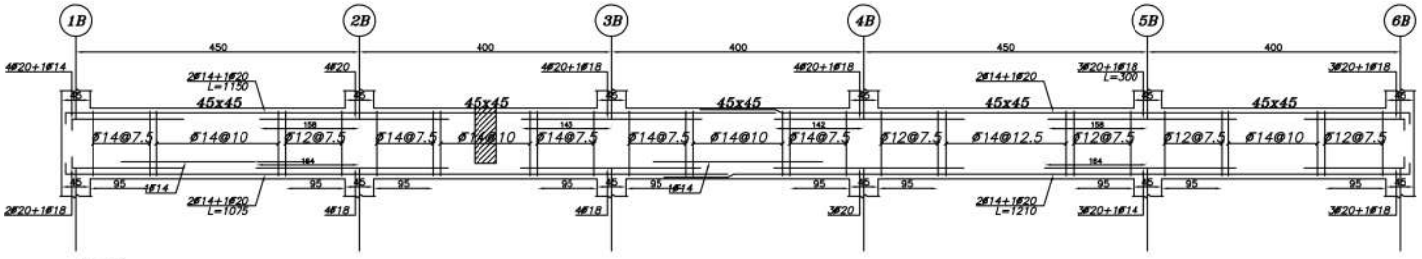
B-10
st-2



B-11
st-2



B-12
st-2



B-14
st-2

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

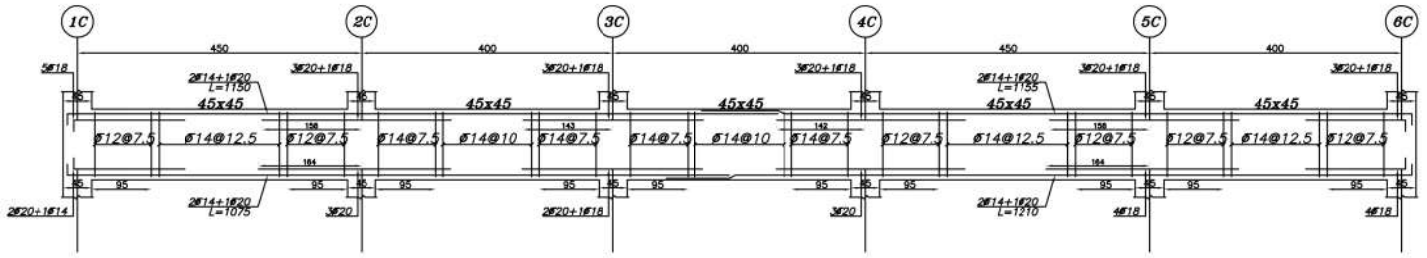
پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

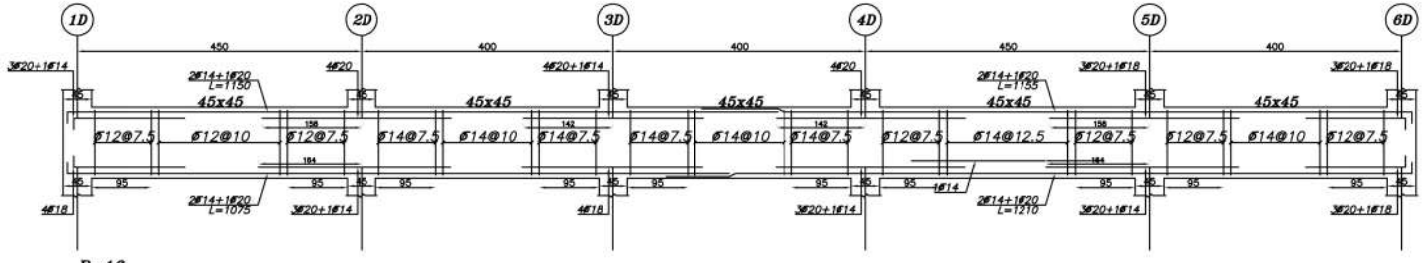
No Need

شـماره نقشـه	024
عنـوان نقشـه	
جزئیات تـیر هـا	

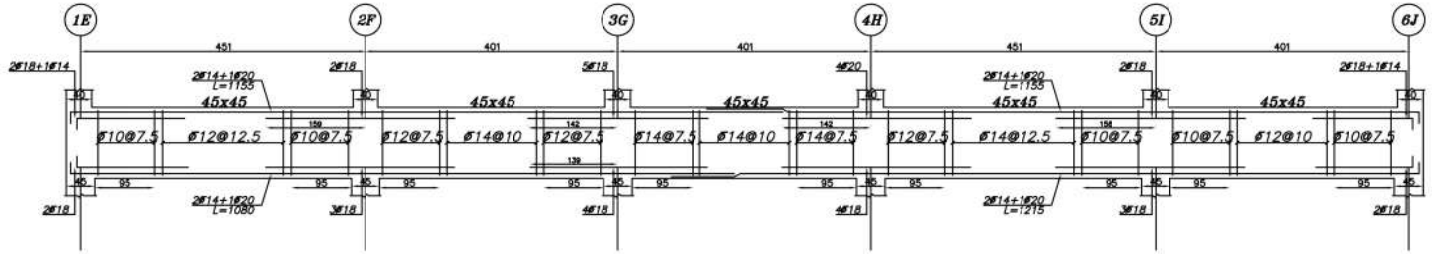
طراح	**حمید اسـدی**	
اسـتاد راهنمـا	دکـتر فرشـید جنـدقی علائـی	
مقیـاس	سیسـتم انـدازه گـیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریـک	ــــــ
تـاریخ تنظیـم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	N



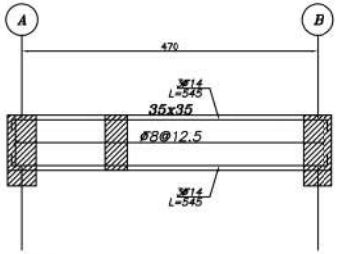
B-15
st-2



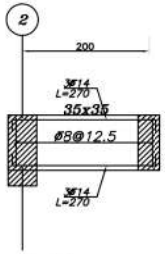
B-16
st-2



B-17
st-2



B-7
st-2



B-13
st-2

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

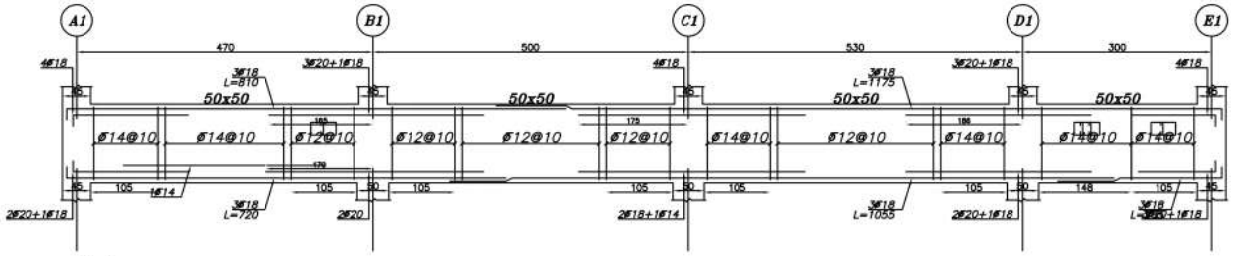
No Need

شـماره نقشـه 025

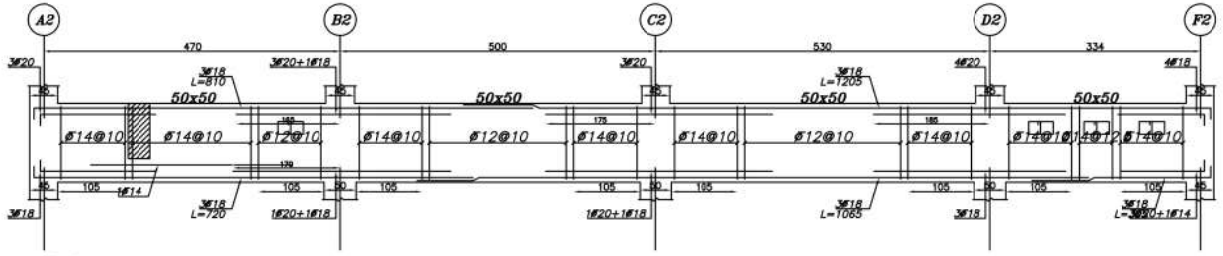
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

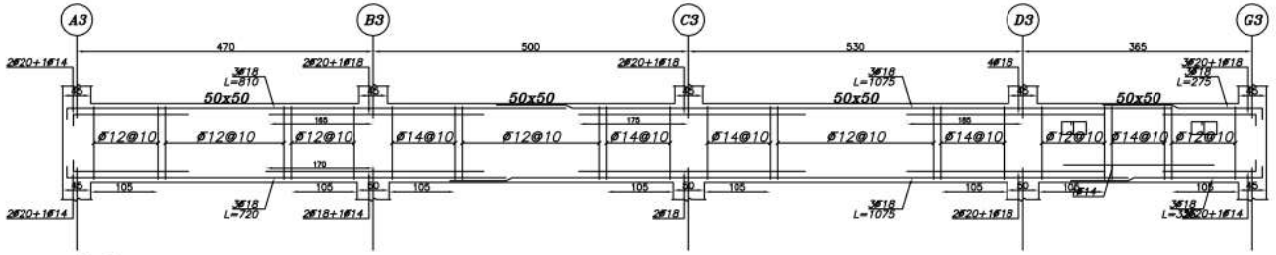
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



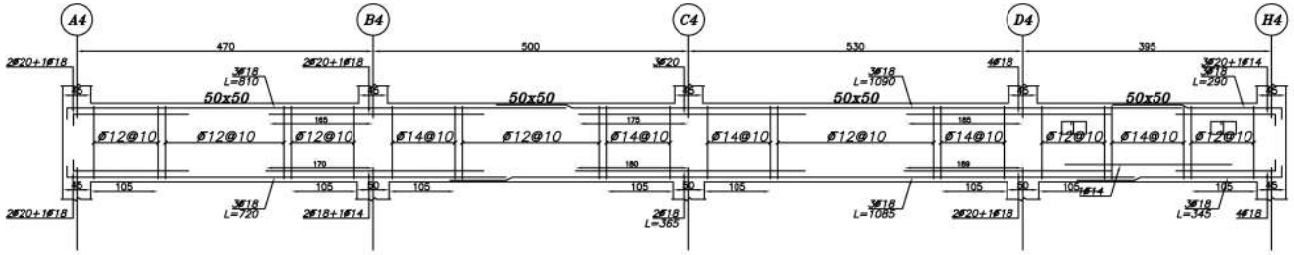
B-5
st-1



B-6
st-1



B-8
st-1



B-9
st-1

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

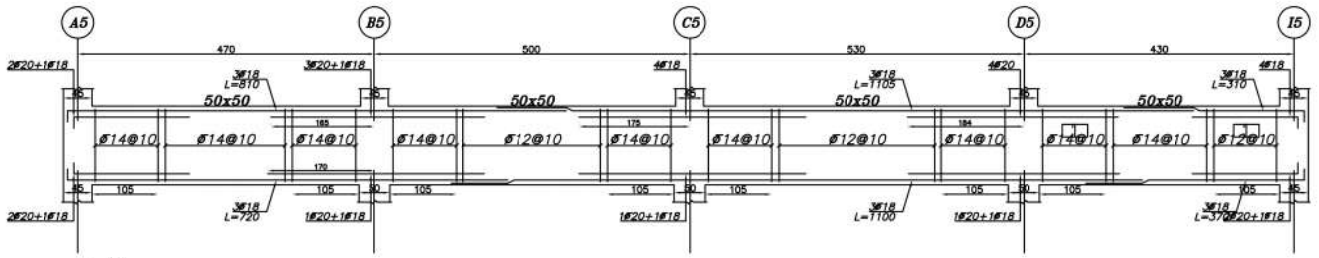
No Need

شـماره نقشـه 026

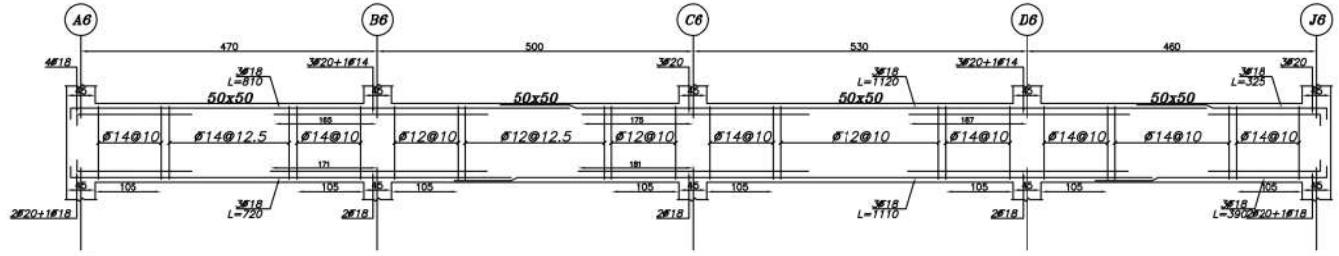
عنـــوان نقشـــه

جزئیات تـــیر هـــا

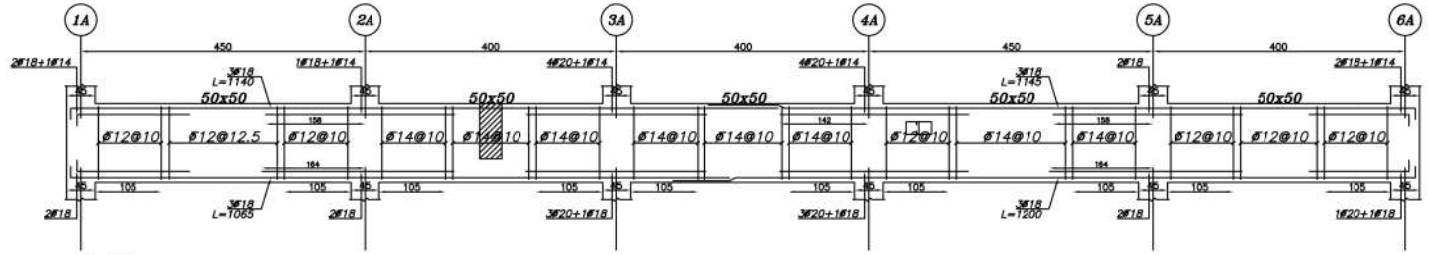
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریــک	ــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



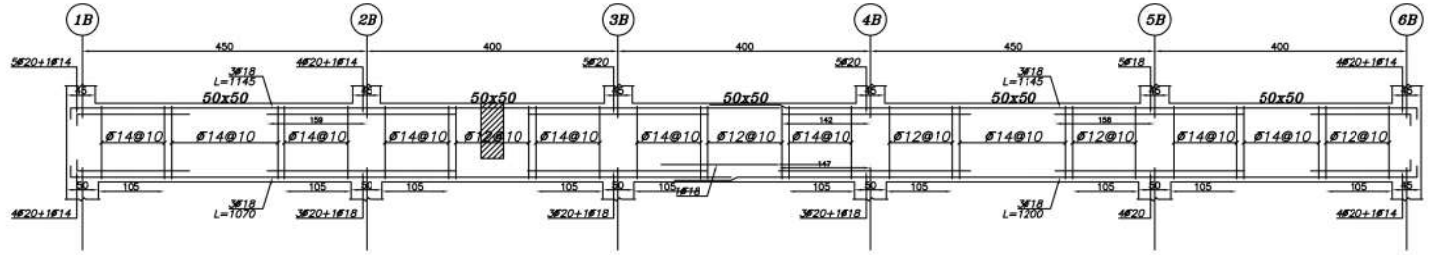
B-10
st-1



B-11
st-1



B-12
st-1



B-14
st-1

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

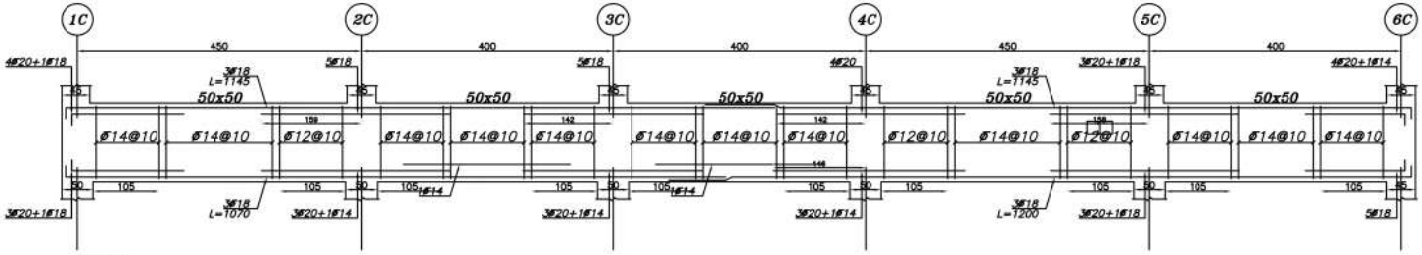
دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

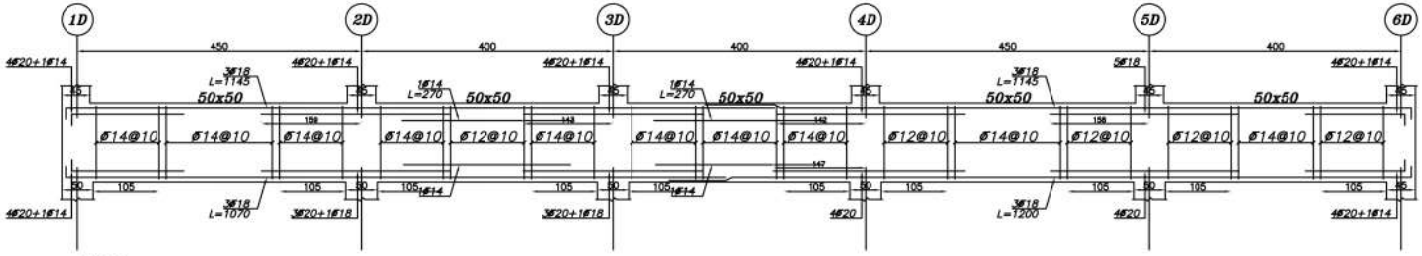
راهنمـای نقشــه

No Need

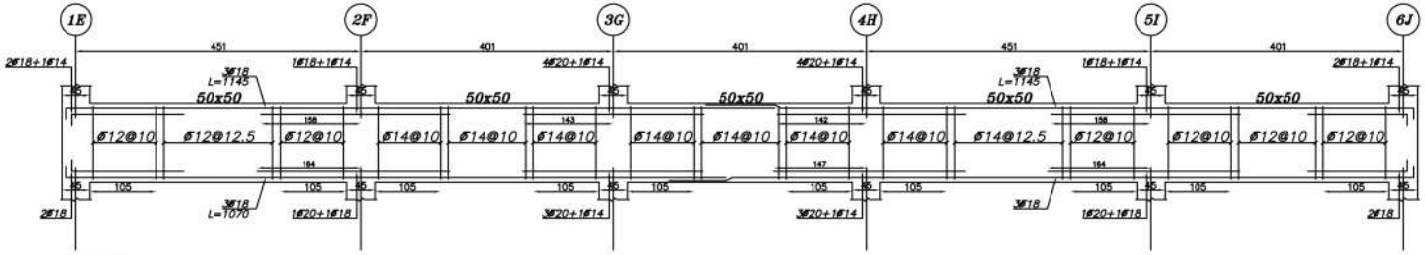
شـماره نقشـه 027	
عنــوان نقشــه	
جزئیات تــیر هــا	
طراح	**حمید اســدی**
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری: مترییــک / واحد اعـداد نقشـه: ــــــ
ــــــ	
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



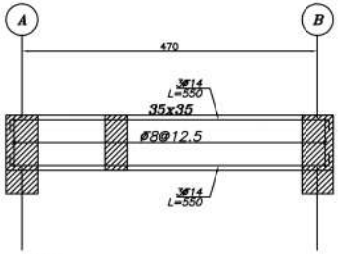
B-15
st-1



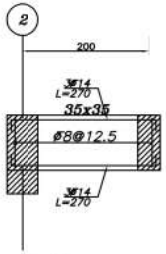
B-16
st-1



B-17
st-1



B-7
st-1



B-13
st-1

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

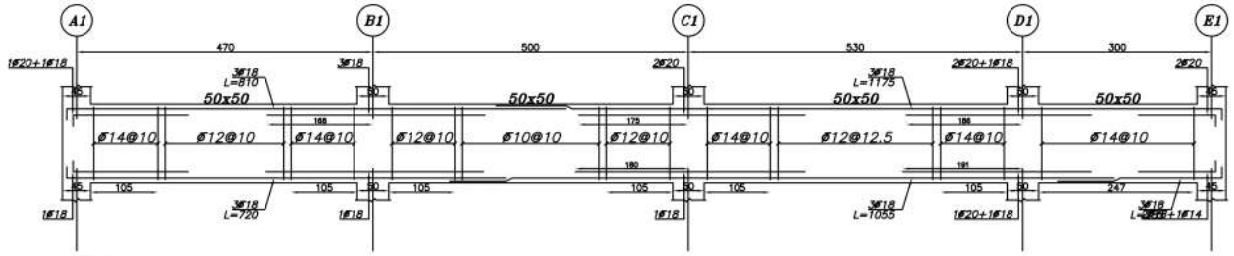
No Need

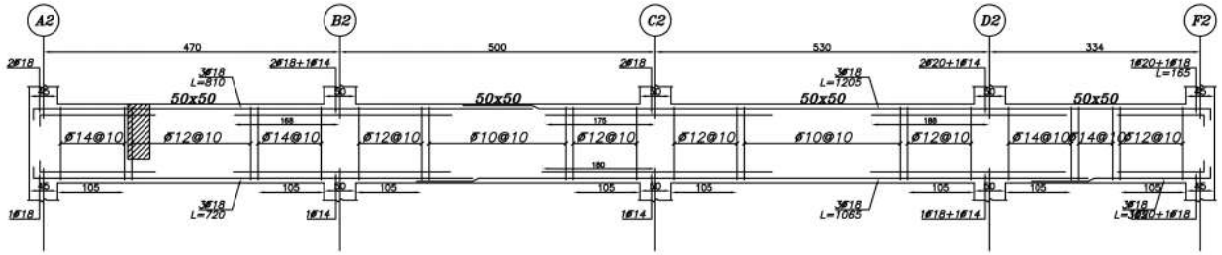
شـماره نقشـه 028

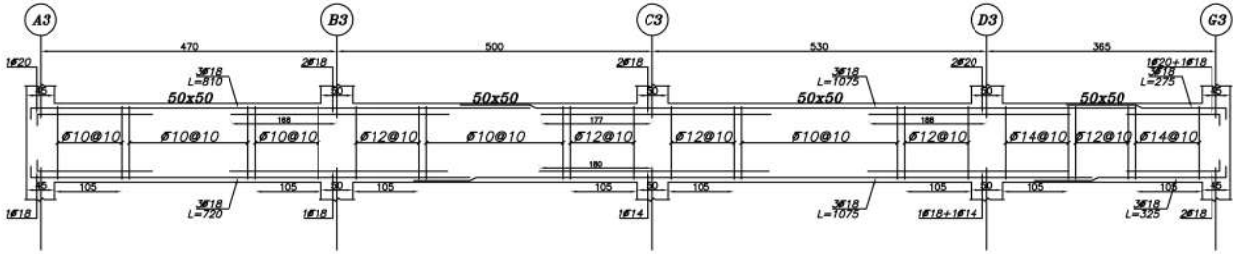
عنـــوان نقشـــه

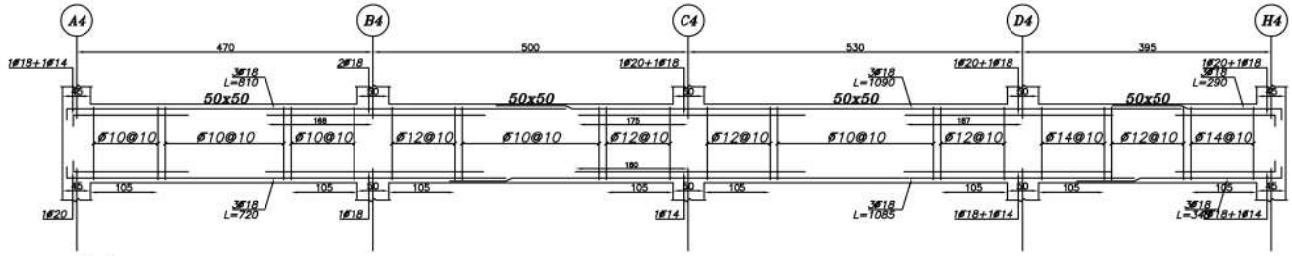
جزئیات تـــیر هـــا

طراح	**حمید اســدی**	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	









دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشــه

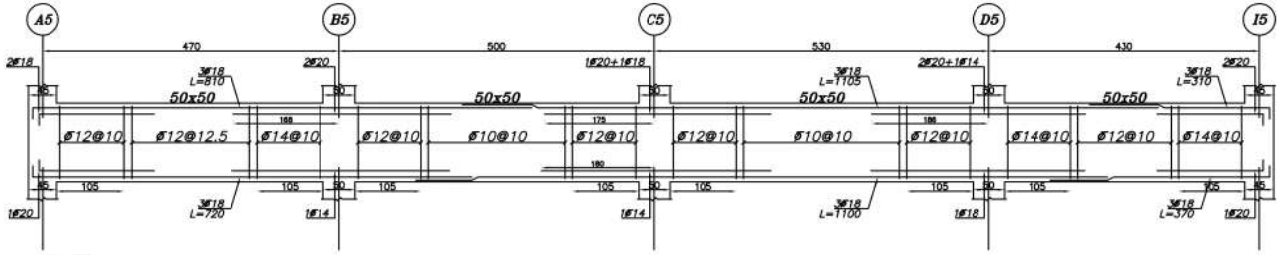
No Need

شـماره نقشــه 029

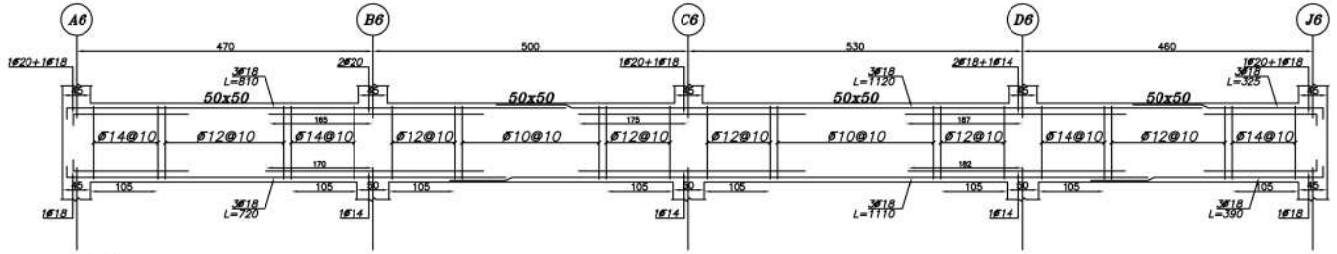
عنــوان نقشــه

جزئیات تــیر هــا

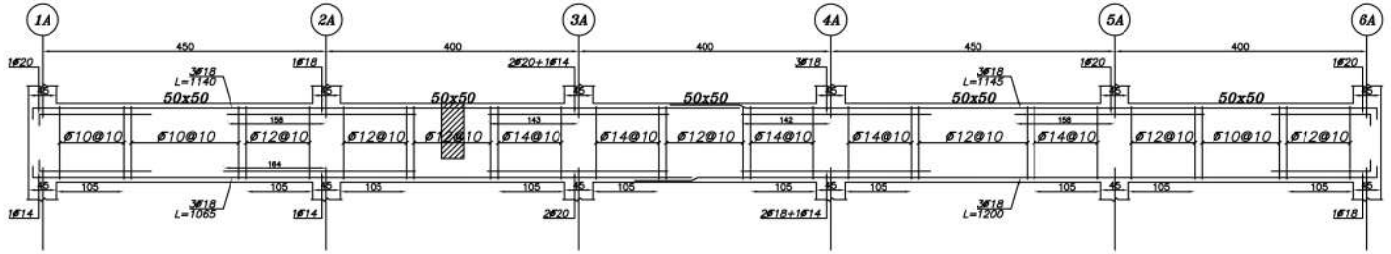
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشــه
ـــــ	متریــک	ـــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



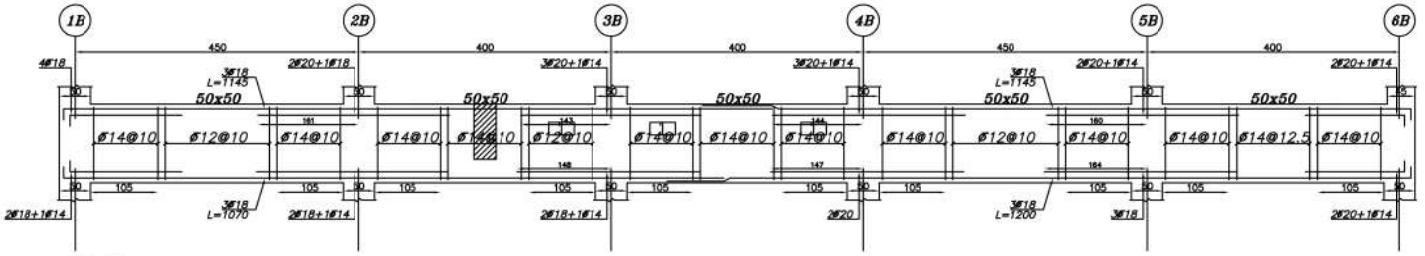
B-10
GF



B-11
GF



B-12
GF



B-14
GF

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشــه

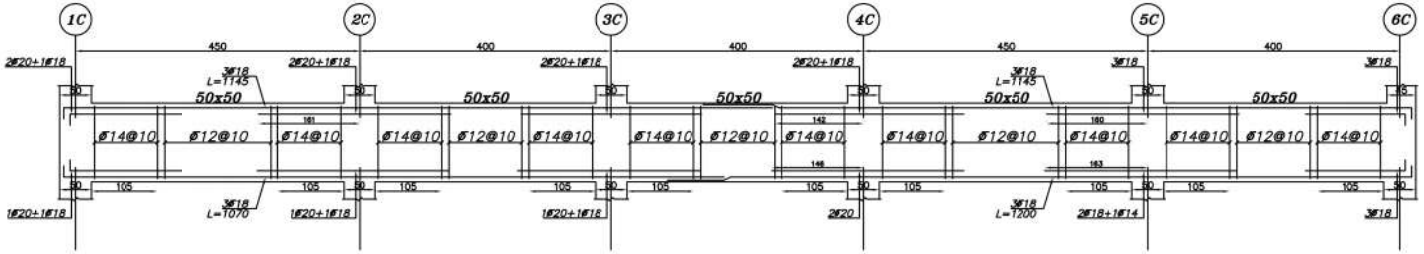
No Need

شـماره نقشــه 030

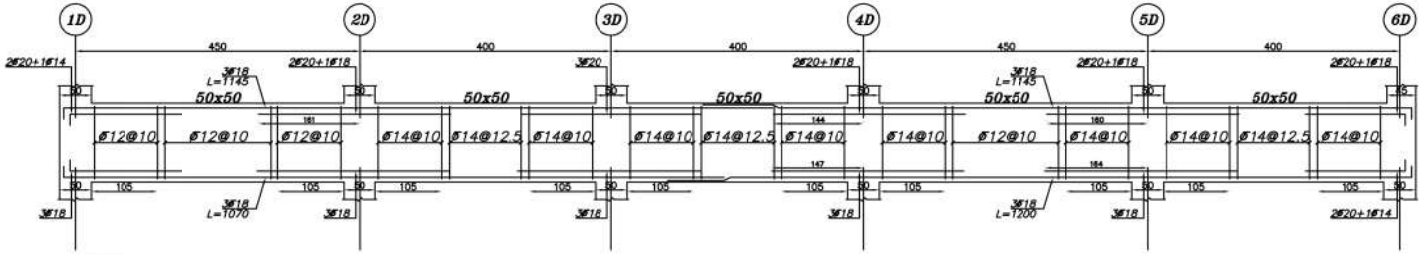
عنــوان نقشــه

جزئیات تــیر هــا

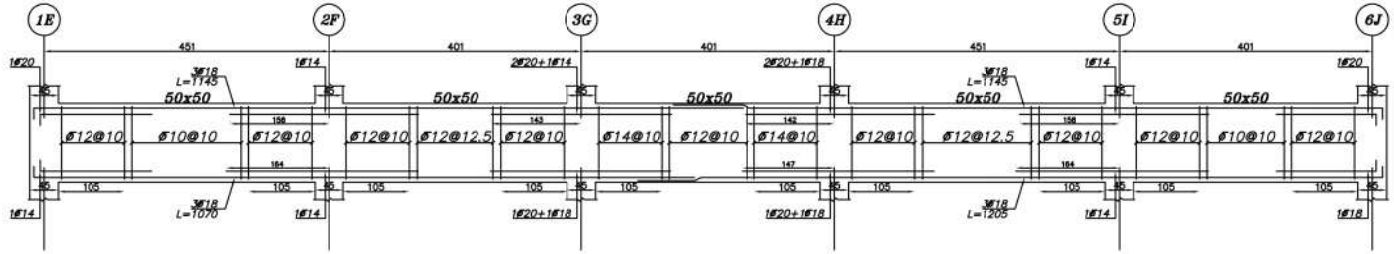
طراح	حمید اســدی	
اســتاد راهنمــا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی	
مقیــاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشــه
ــــــ	متریــک	ــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



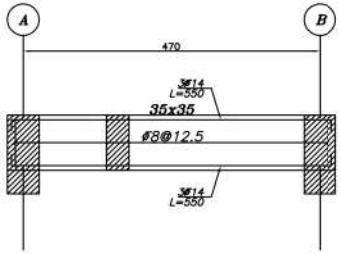
B-15
GF



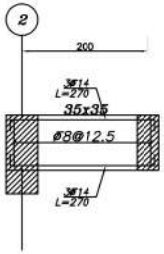
B-16
GF



B-17
GF



B-7
GF



B-13
GF

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

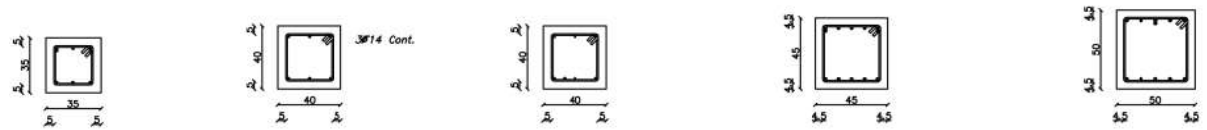
No Need

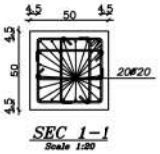
شـماره نقشـه 031

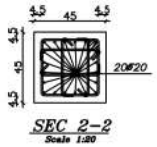
عنـــوان نقشـــه

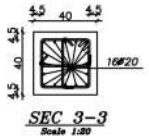
جزئیات تـــیر هـــا

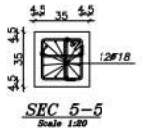
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انـدازه گـیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	N

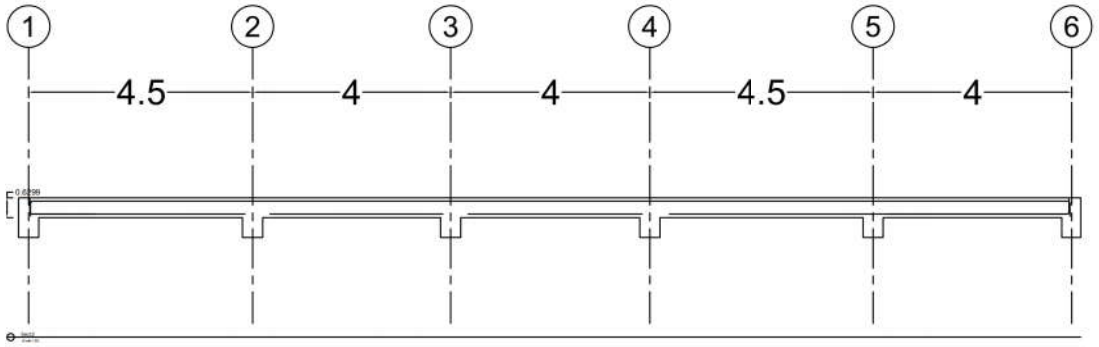


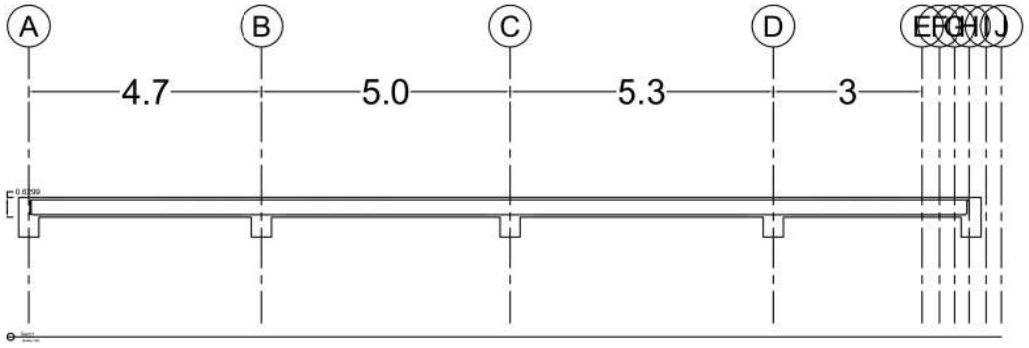












دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشــه

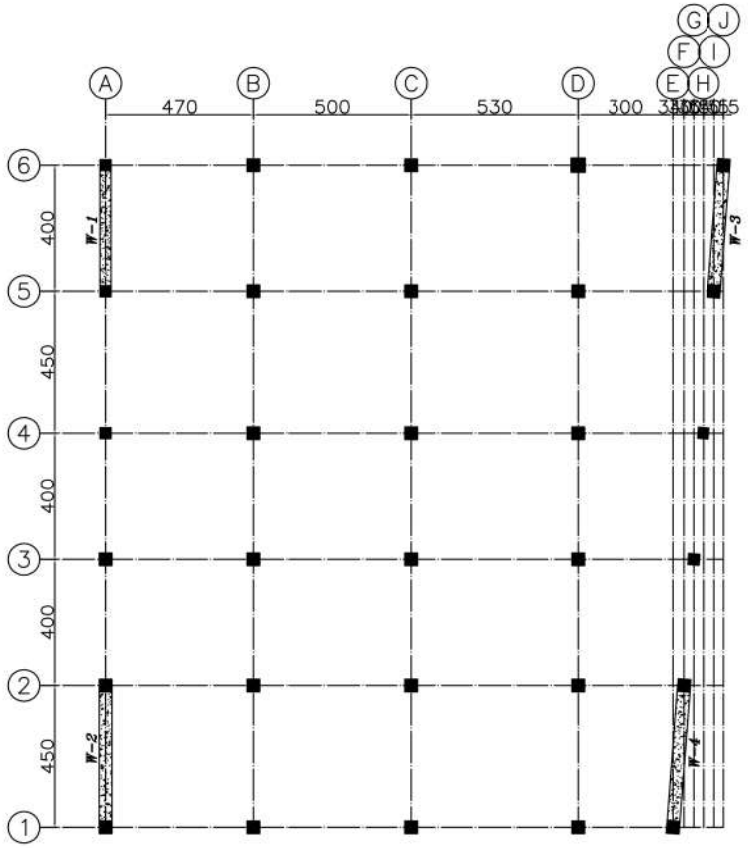
No Need

شـماره نقشــه 032

عنــوان نقشــه

جزئیــات مقــاطع

طراح	حمید اســدی	
اســتاد راهنمــا	دکــتر فرشــید جنــدقی علائــی	
مقیــاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشــه
ـــــــ	متریــک	ـــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

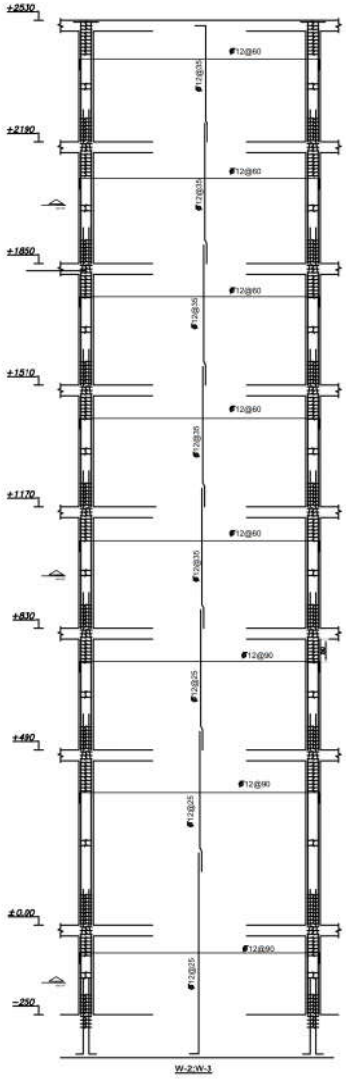
No Need

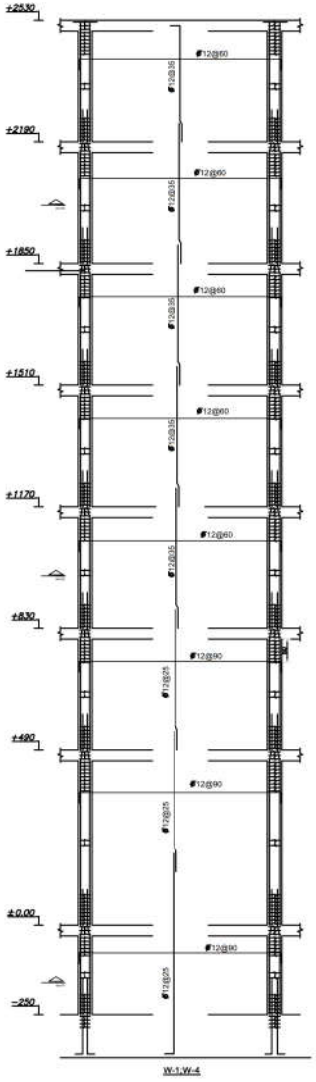
شـماره نقشـه 033

عنـــوان نقشـــه

پـــلان جانمـــایی دیوارهـــا

طراح	حمید اســدی	
اســتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریــک	ــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	N





دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

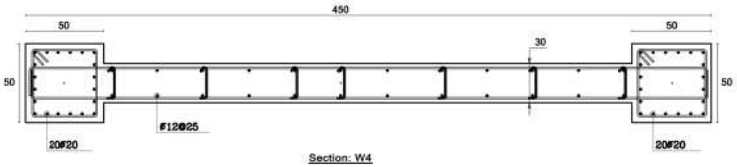
No Need

شـماره نقشـه 034

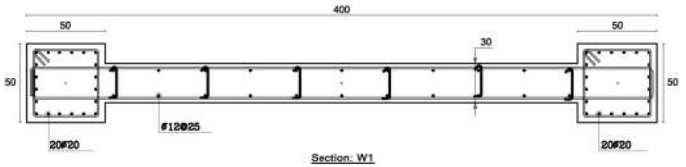
عنـــوان نقشـــه

نمای دیوارهـــا

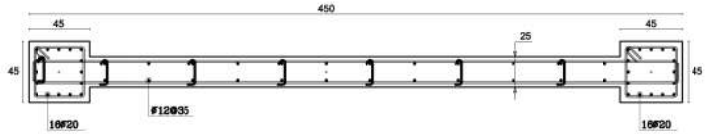
طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریــک	ــــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



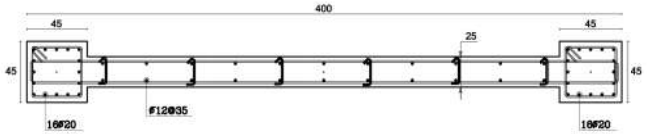
Section: W4



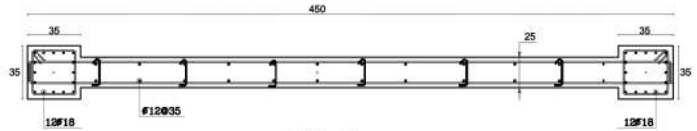
Section: W1



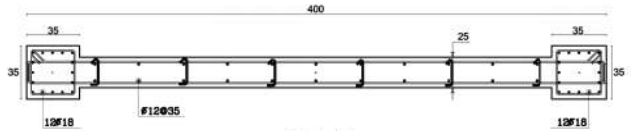
Section: W5



Section: W2



Section: W6



Section: W3

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

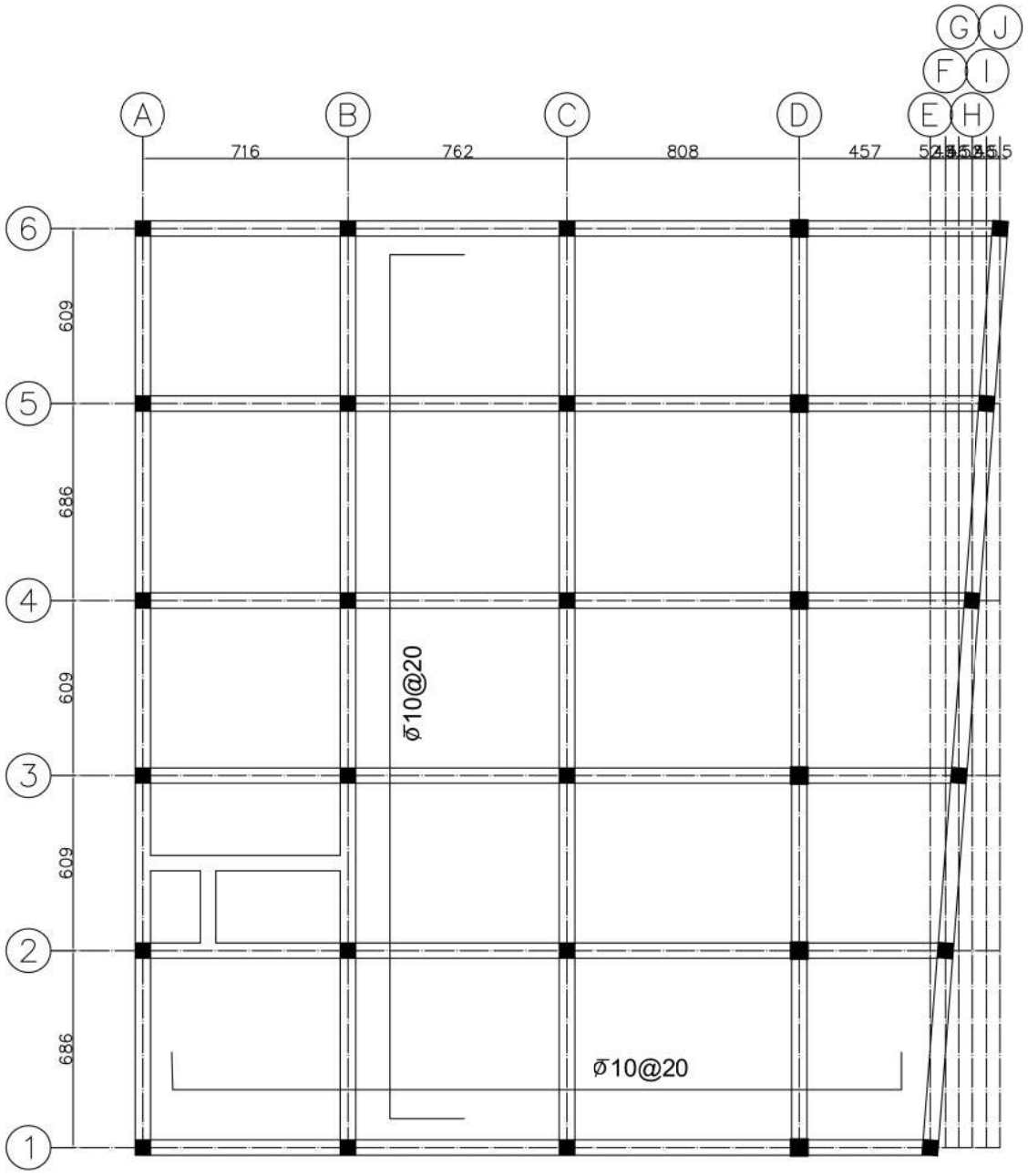
No Need

شـماره نقشـه 035

عنـــوان نقشـــه

جزئیات مقطـــع دیوارهـــا

طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــ	متریــک	ــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

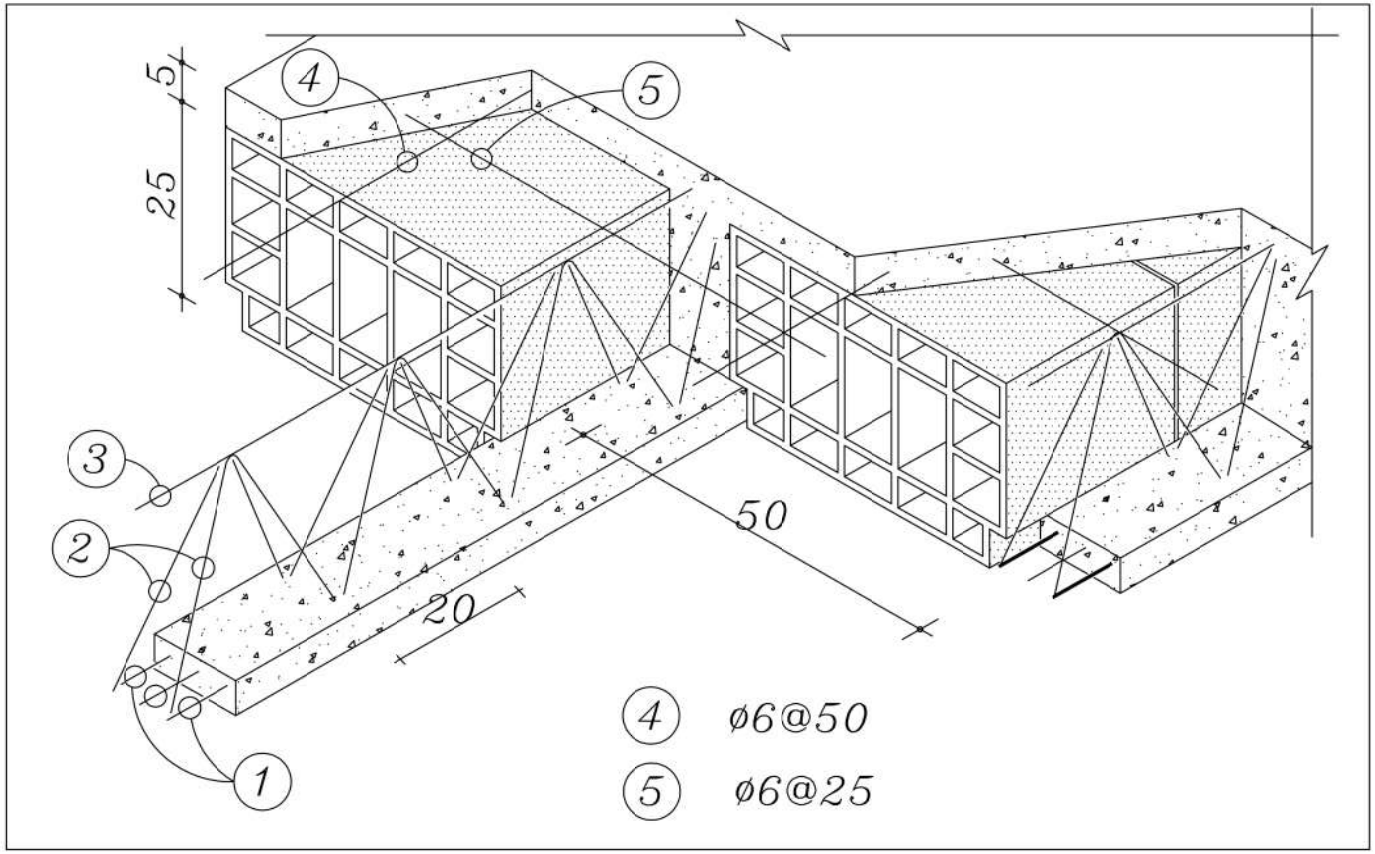
No Need

شـماره نقشـه 036

عنـــوان نقشـــه

جزئیـــات آرمـــاتور گـــذاری دال

طراح	**حمید اســدی**	
اســتاد راهنمــا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـــاس	سیســـتم انـــدازه گـــیری	واحد اعـداد نقشـه
ـــــــ	متریـــک	ـــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

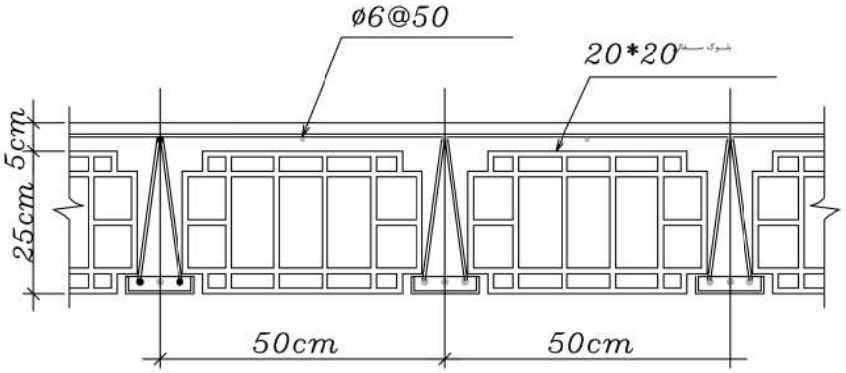
No Need

شـماره نقشـه 037

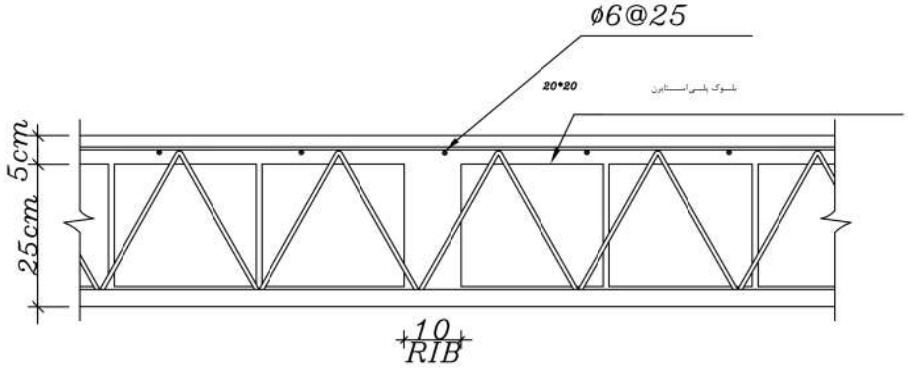
عنـــوان نقشـــه

ســـقف تیرچـــه بلـــوک

طراح	حمید اســدی	
اســتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریــک	ــــــــ
تــاریخ تنظیــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



برش عرضی تیرچه



برش طولی تیرچه

دانشگاه صنعتی شاهرود

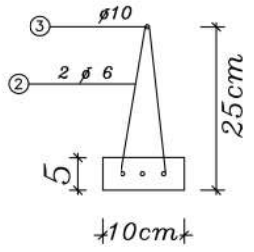
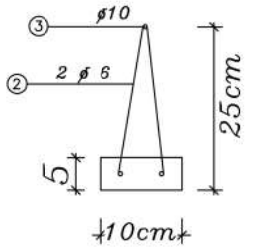
دانشکده مهندسی عمران

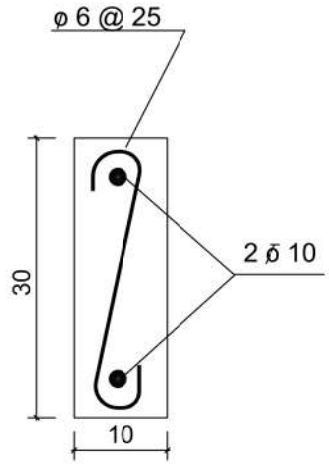
پروژه ی سازه های بتن آرمه

راهنمای نقشه
No Need

شماره نقشه 038		
عنوان نقشه		
سقف تیرچه بلوک		
طراح	**حمید اسدی**	
استاد راهنما	دکتر فرشید جندقی علائی	
مقیاس	سیستم اندازه گیری	واحد اعداد نقشه
ـــــ	متریک	ـــــ
تاریخ تنظیم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	N

جدول مشخصـات

TIP	J1	J2
SHAPE		
طول	5 To 6 m	4 To 5 m
① میلگـــرد سراســری	① 2 ø 12 +1 ø 10	① 2 ø 10 +1 ø 10
③ میلگـــرد فشــاری	② 1 ø 10	② 1 ø10



TIE–BEAM

آرمـاتور تقویـــــتی ۱۰ بـه طول ۳.۵ مـتر در وسـط ددهانه بـه کـار مـیرود

یـک کـلاف میـــانی بـا دو میلگـــرد ۱۲ یکـــی در بـــالا و یکـــی در پـــایین اجرا شـود

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی سـازه هـای بتـن آرمـه

راهنمـای نقشـه

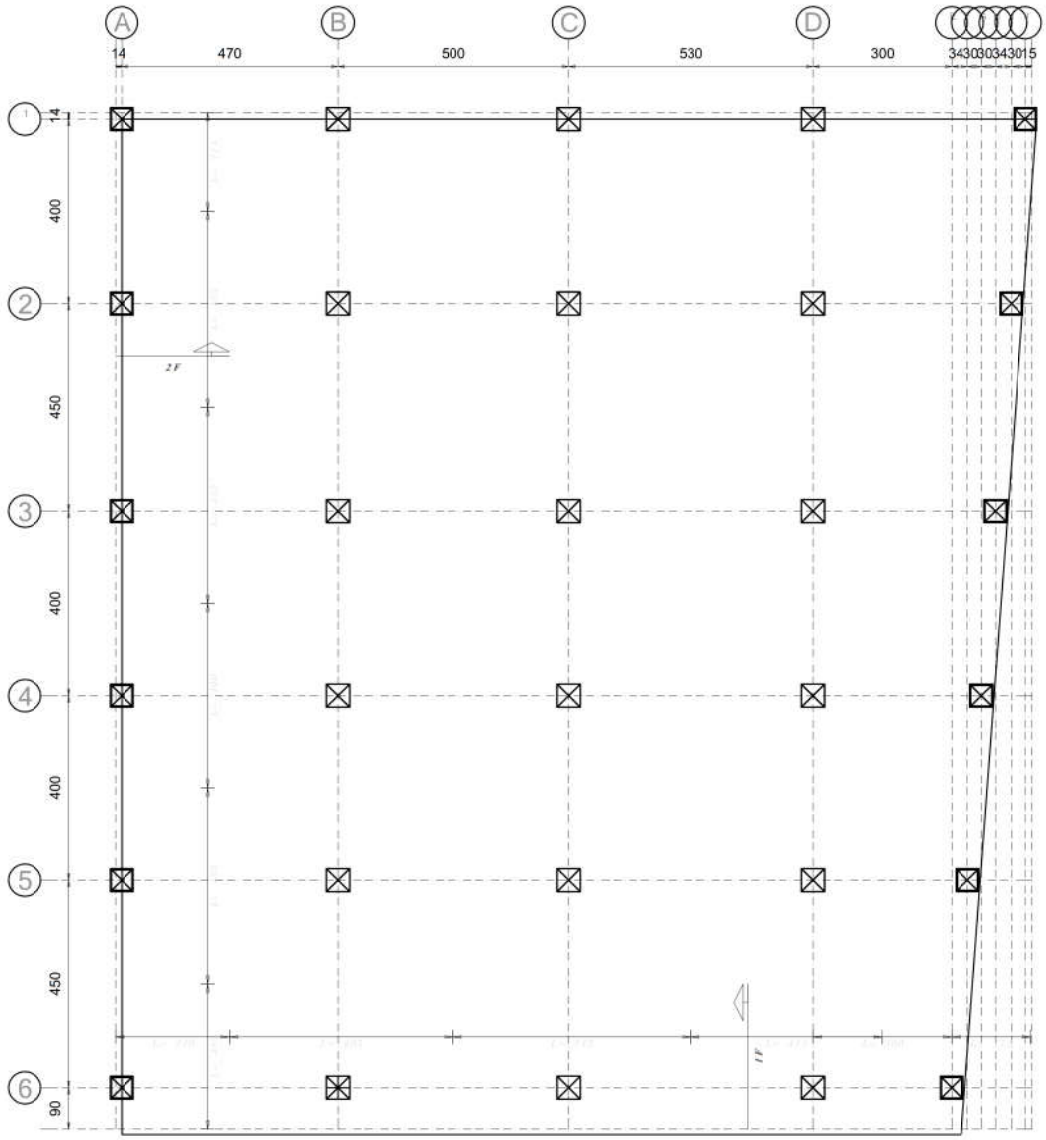
No Need

شـماره نقشـه 039

عنـــوان نقشـــه

ســـقف تیرچـــه بلـــوک

طراح	**حمید اســدی**
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری / واحد اعـداد نقشـه
ـــــ	متریـــک / ـــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

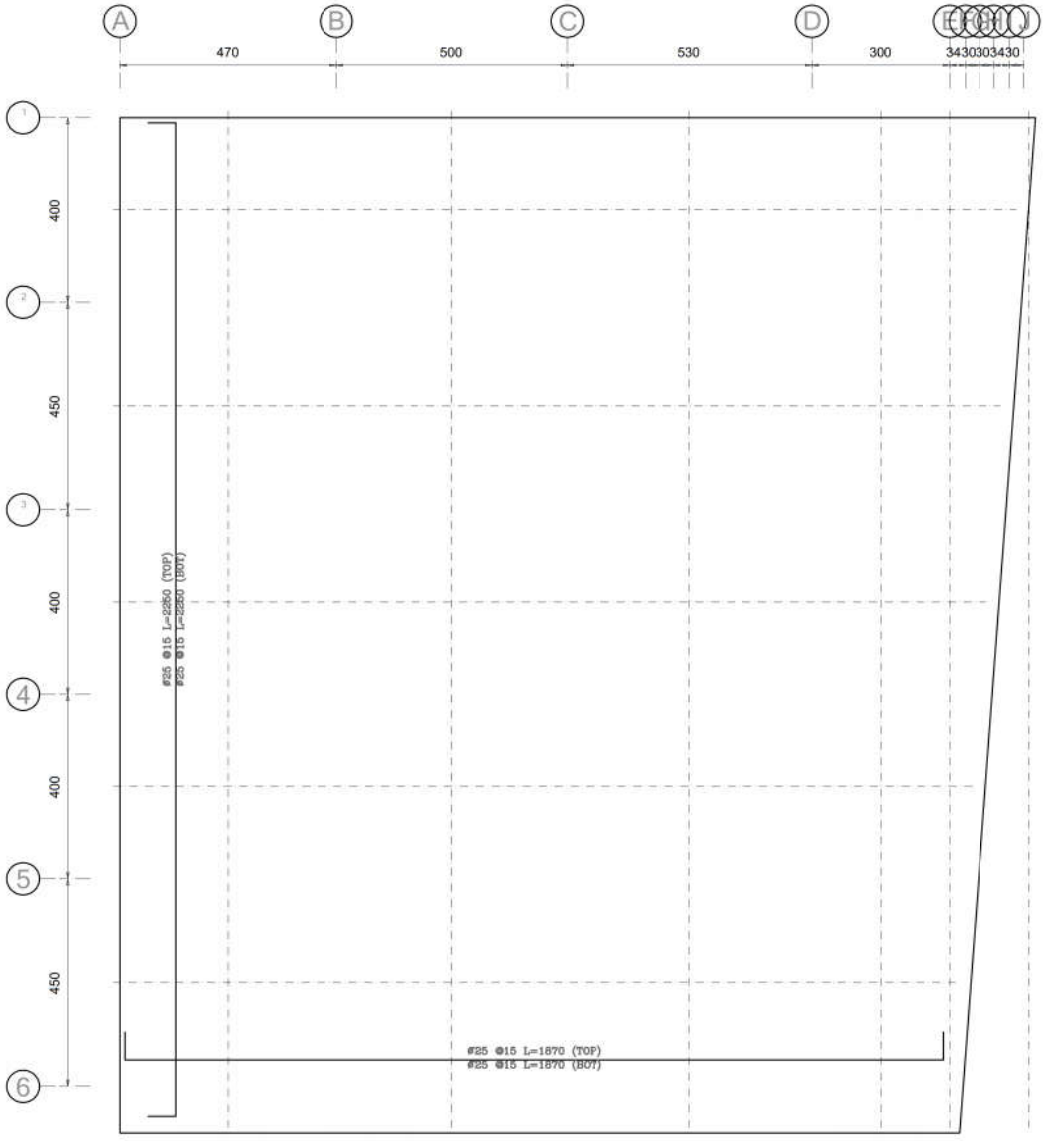
No Need

شـماره نقشـه 040

عنـــوان نقشـــه

پـــلان انـــدازه گـــذاری فنداســـیون

طراح	حمید اســدی	
اســتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریـــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

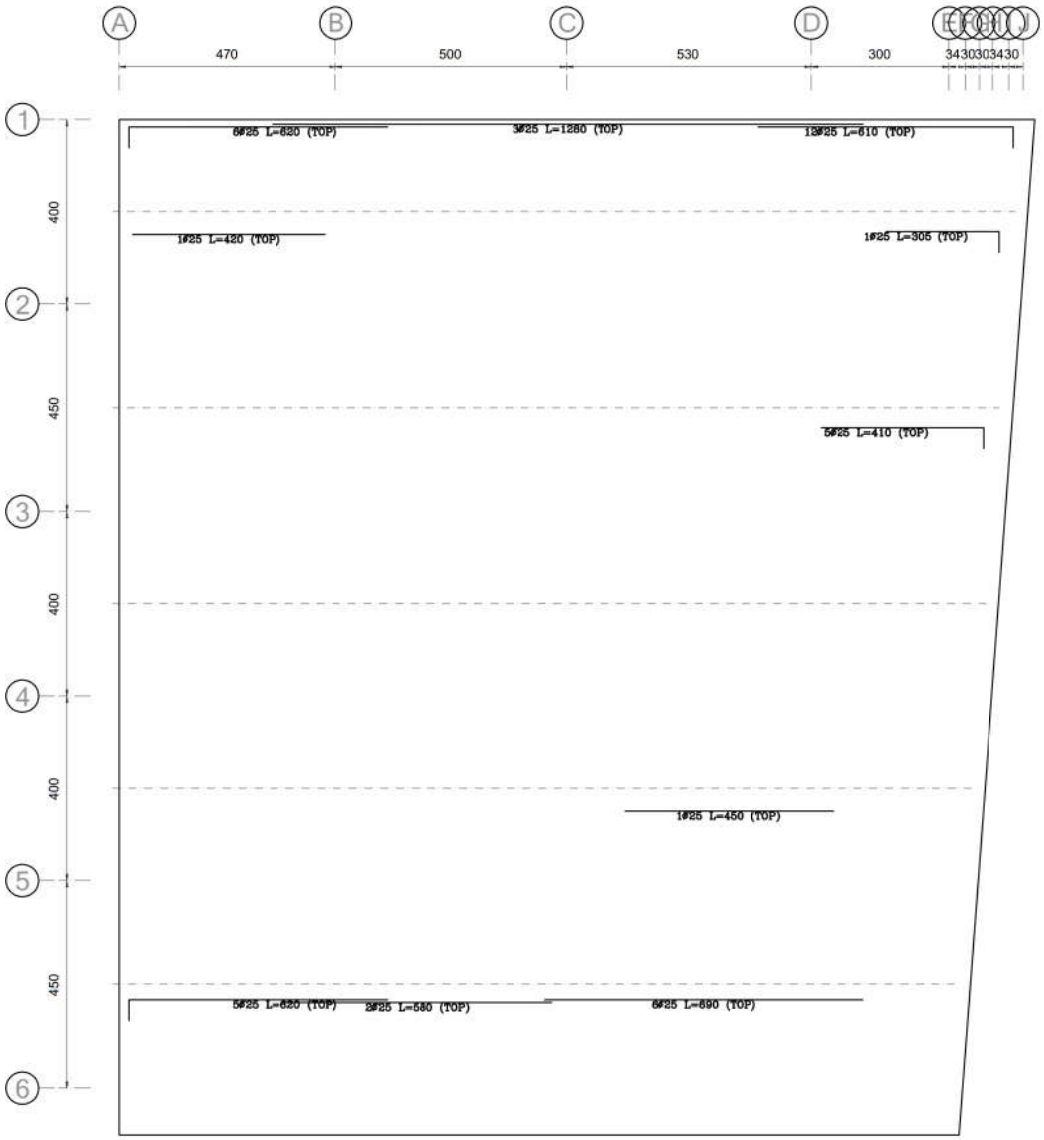
No Need

شـماره نقشـه 041

عنـــوان نقشـــه

میلگـــرد گـــذاری اصـــلی فنداســـیون

طراح	حمید اســدی	
اســتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ـــــــ	متریـــک	ـــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

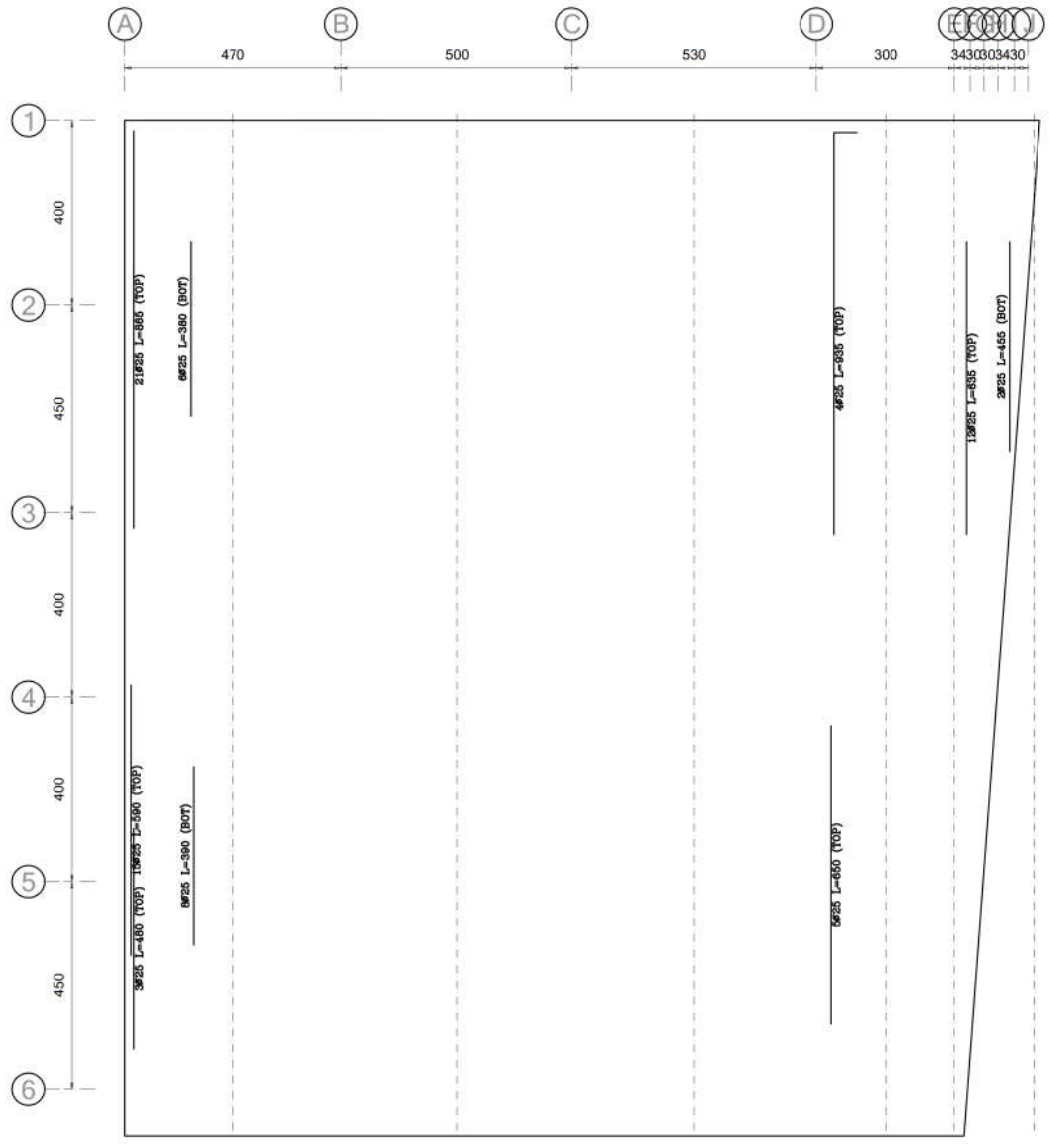
No Need

شـماره نقشـه 042

عنـــوان نقشـــه

میلگـــرد تقویـــتی بـــالا و پـــایین

طراح	حمید اســدی	
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی	
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری	واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریــک	ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال	



دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

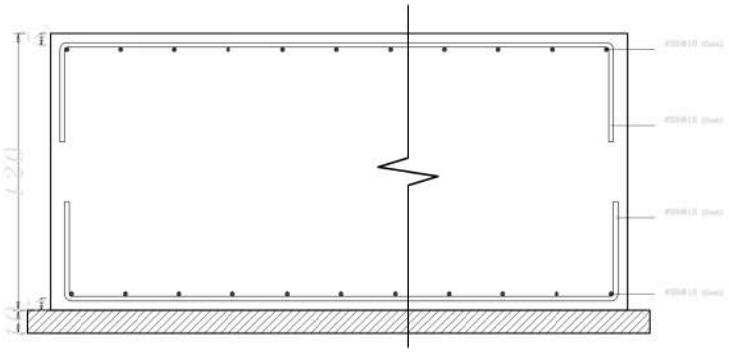
No Need

شـماره نقشـه 043

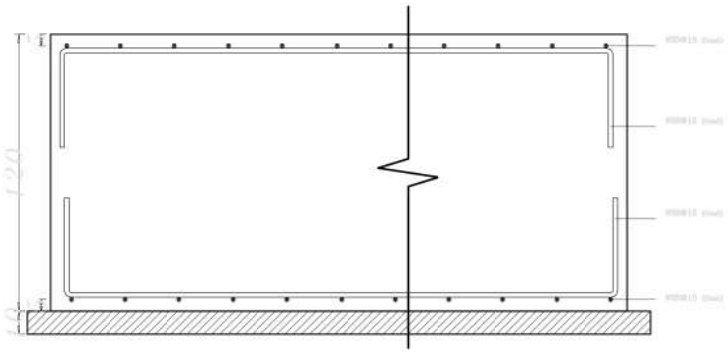
عنـــوان نقشـــه

میلگـــرد تقویـــتی بـــالا و پـــایین

طراح	حمید اسـدی
اسـتاد راهنمـا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی
مقیـاس	سیســتم انــدازه گــیری / واحد اعـداد نقشـه
ــــــــ	متریــک / ــــــــ
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال



SECTION: 1 F



SECTION: 2 F

دانشـــگاه صـــنعتی شـــاهرود

دانشـــکده مهندســـی عمـــران

پروژه ی ســازه هــای بتــن آرمــه

راهنمـای نقشـه

No Need

شـماره نقشـه 044

عنـــوان نقشـــه

مقـــاطع فنداســـیون

طراح	**حمید اســدی**
اســتاد راهنمــا	دکـــتر فرشـــید جنـــدقی علائـــی
مقیـاس	سیـــستم انـــدازه گـــیری: متریـــک / واحد اعـداد نقشـه: ــــــ
ــــــ	
تـــاریخ تنظیـــم : ۵ / ۱۳۹۵	جهت شمال