

# پروژه طراحی سازه های

پروژه دوره کارشناسی

## فولادی

تهیه و تدوین:

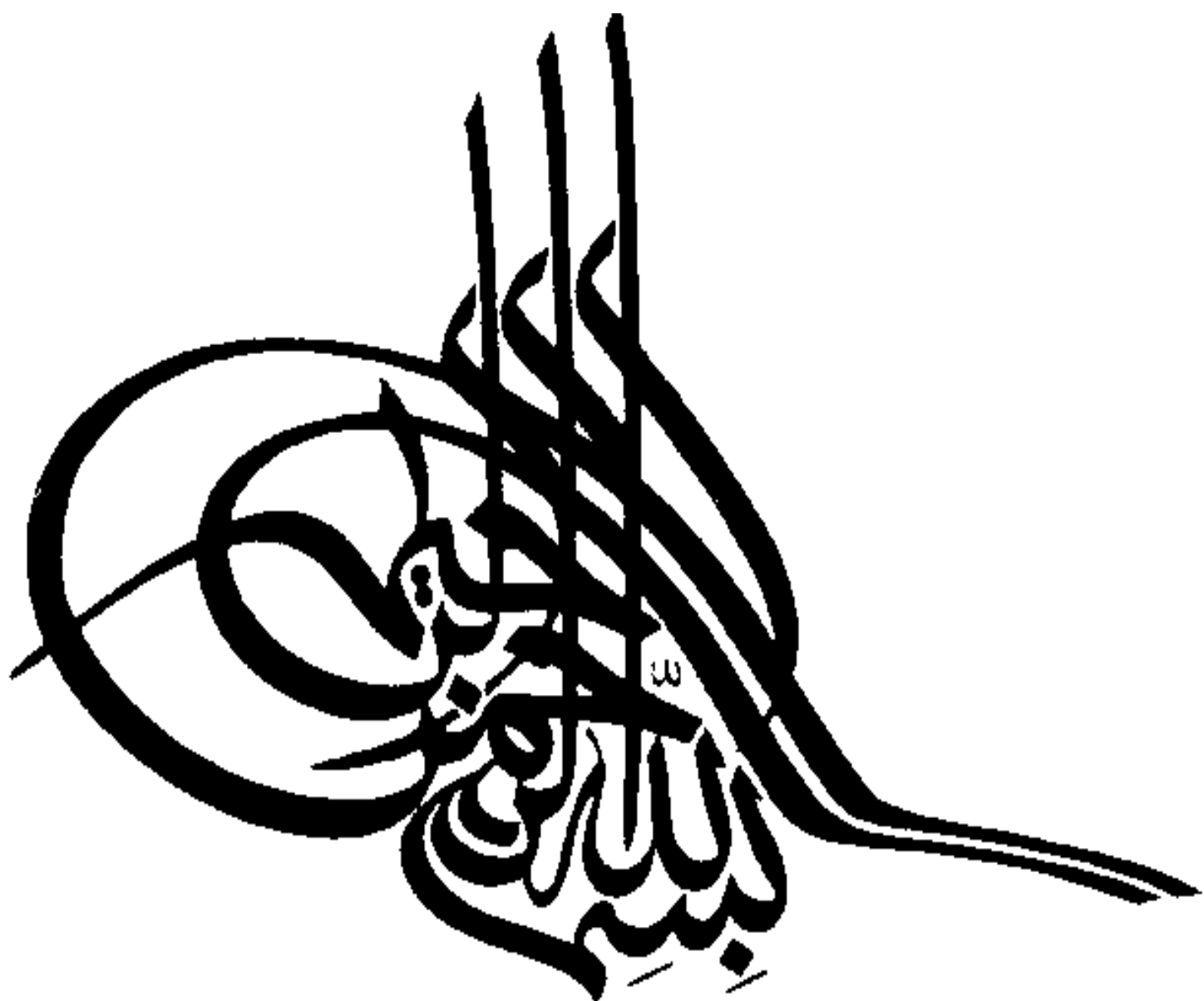
حمید اسدی

استاد راهنما:

استاد ارجمند جناب آقای

دکتر توکلی







**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 فولادی 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 فولادی 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 فولادی با فرضیاتی که عموماً در صورت پروژه مطرح می شود طراحی می شود تا زمینه کاملاً اجرایی داشته باشد؛ طراحی کاملاً باید با معیار های آیین نامه های جدید داخلی همخوانی داشته باشد.

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

## فهرست

۱- فصل اول: ملزومات ابتدایی پروژه

- ۱-۱- صورت پروژه ..... ۲
- ۲-۱- پلان های پروژه ..... ۴
- ۳-۱- کدهای ارتفاعی ..... ۷
- ۴-۱- مشخصات ، فرضیات ، آیین نامه ها ، دستورالعمل ها ..... ۸

۲- فصل دوم: محاسبات بارگذاری ساختمان

- ۱-۲- محاسبات بار مرده ..... ۱۱
- ۲-۲- محاسبات بار زنده ..... ۲۵
- ۳-۲- محاسبات بار برف ..... ۲۶
- ۴-۲- محاسبات بار آسانسور ..... ۳۱
- ۵-۲- محاسبات بار زلزله ..... ۳۲
- ۶-۲- محاسبات بار باد ..... ۳۸
- ۷-۲- ترکیبات بارگذاری ..... ۴۳

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

- ۱-۳- مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار Etabs 2015.2.2 ..... ۴۷
- ۲-۳- مدلسازی، تحلیل و طراحی شالوده در نرم افزار Safe 14.2 ..... ۴۸

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

- ۴-الف) کنترل های اولیه ..... ۵۰
- ۴-ب) کنترل های نهایی ..... ۶۱
- ۴-۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی سازه و با ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی آن ..... ۶۲



- ۶۳-۲-۴- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی سازه ( کنترل دریفت) ..... ۶۳
- ۶۵-۳-۴- بررسی نظم پیچشی ساختمان در پلان..... ۶۵
- ۶۸-۴-۴- کنترل ستون ها برای ترکیب بار های تشدید یافته..... ۶۸
- ۶۹-۵-۴- کنترل واژگونی ساختمان..... ۶۹
- ۷۰-۶-۴- بررسی پارامترهای مرتبط با پایداری سازه..... ۷۰
- ۷۶-۷-۴- کنترل مقاومت برشی تیرهای قاب خمشی..... ۷۶
- ۷۸-۸-۴- کنترل اعضای سازه با فرض دیافراگم غیرصلب..... ۷۸
- ۷۹-۹-۴- کنترل تنش زیر پی..... ۷۹
- ۸۰-۱۰-۴- کنترل برش پانچ..... ۸۰

#### ۵- فصل پنجم: طراحی المان های سازه ای با محاسبات دستی

- ۸۲-۱-۵- طراحی تیر..... ۸۲
- ۸۵-۲-۵- طراحی ستون..... ۸۵
- ۸۹-۳-۵- طراحی مهاربند..... ۸۹
- ۹۵-۴-۵- طراحی اجزای اتصالات تیر به ستون..... ۹۵
- ۱۱۶-۵-۵- طراحی اتصالات مهاربندها..... ۱۱۶
- ۱۲۷-۶-۵- طراحی وصله ستون ها..... ۱۲۷
- ۱۳۳-۷-۵- طراحی و تیپ بندی کف ستونها..... ۱۳۳
- ۱۴۱-۷-۵- طراحی سقف تیرچه بلوک..... ۱۴۱
- ۱۴۷-۸-۵- طراحی سقف کامپوزیت..... ۱۴۷
- ۱۵۵-۹-۵- طراحی شالوده..... ۱۵۵

#### 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





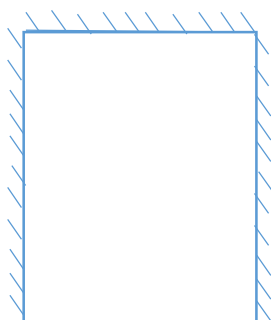
## صورت پروژه

پروژه سازه های فولادی نیمسال دوم ۹۴-۹۵

### اطلاعات پروژه:

مشخصات ساختمان عبارتند از:

- ۱- ساختمان مسکونی دارای ۸ طبقه و محل احداث آن شهر قوچان میباشد.
- ۲- سازه در یک جهت قاب خمشی متوسط و در جهت دیگر قاب ساده بادبندی در نظر گرفته شود.
- ۳- تعداد دهانه ها جهت قاب خمشی برابر با ۶ و در جهت بادبندی ۶ میباشد.
- ۴- خاک منطقه از نوع ۳ با ظرفیت باربری  $q_a=1.8$  کیلوگرم بر سانتی متر مربع.
- ۵- مقاومت فشاری بتن در نمونه های استوانه ای ۲۸ روزه  $f_c=244$  (kg/cm<sup>2</sup>)
- ۶- تنش جاری شدن فولاد مصرفی  $2400$  Kg/cm<sup>2</sup>
- ۷- آرماتور مصرفی برای کلیه قسمتها  $F_y=3000$  Kg/cm<sup>2</sup>
- ۸- سقف دوطبقه اول کامپوزیت و بقیه تیرچه بلوک در نظر گرفته شود
- ۹- یک طبقه زیرزمین در نظر گرفته شود
- ۱۰- زیرزمین و همکف برای پارکینگ در نظر گرفته شود
- ۱۱- حداقل یک نورگیر و یک آسانسور با ابعاد مناسب در نظر گرفته شود



### تنظیم و ارائه پروژه :

- ۱- ارائه کلیه نقشه های معماری و تایید توسط استاد آن قبل از شروع پروژه الزامی است.
- ۲- ارائه پلان تایید شده در صفحه اول پروژه
- ۳- ذکر مفروضات طراحی و رسم دتایل های مناسب برای سقف، دیوارها و پله
- ۴- محاسبه و بارگذاری بار مرده، زنده، باد، برف و زلزله مطابق مقررات ملی ساختمان به صورت کامل
- ۵- تحلیل و طرح کامپیوتری
- ۶- تحلیل و طرح دستی به شرح زیر:
  - a. طرح حداقل ۲ تیر، ۲ ستون (از طبقات زیرزمین و اول) و دو عضو مهاربند به صورت دستی و مقایسه آن با نتایج نرم افزار
  - b. طراحی دستی اجزای اتصال تیر به ستون (از هر تیپ اتصال یک عدد)
  - c. طراحی دستی تیرچه های سقف (تیرچه بلوک و سقف کامپوزیت)



- d. طراحی جوشها، ورقهای تقویتی، وصله ها و ورق بست (در صورت نیاز) در ستونهای طرح دستی الزامی است.
- e. تیب بندی و طراحی کف ستونها (حداقل ۲ صفحه زیر ستون) (حداقل یک صفحه کنار بادبند)
- f. طراحی فونداسیون ( یک فونداسیون تک یا نواری بصورت دستی طرح شود)
- ۷- کلیه اطلاعات ضروری دیگر به نحو مناسب فرض گردند.

۸- 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 کفها و جزئیات
- f. جزئیات اتصالات و کف ستونها

۹- در نقشه های ارائه شده میبایست تیب 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.

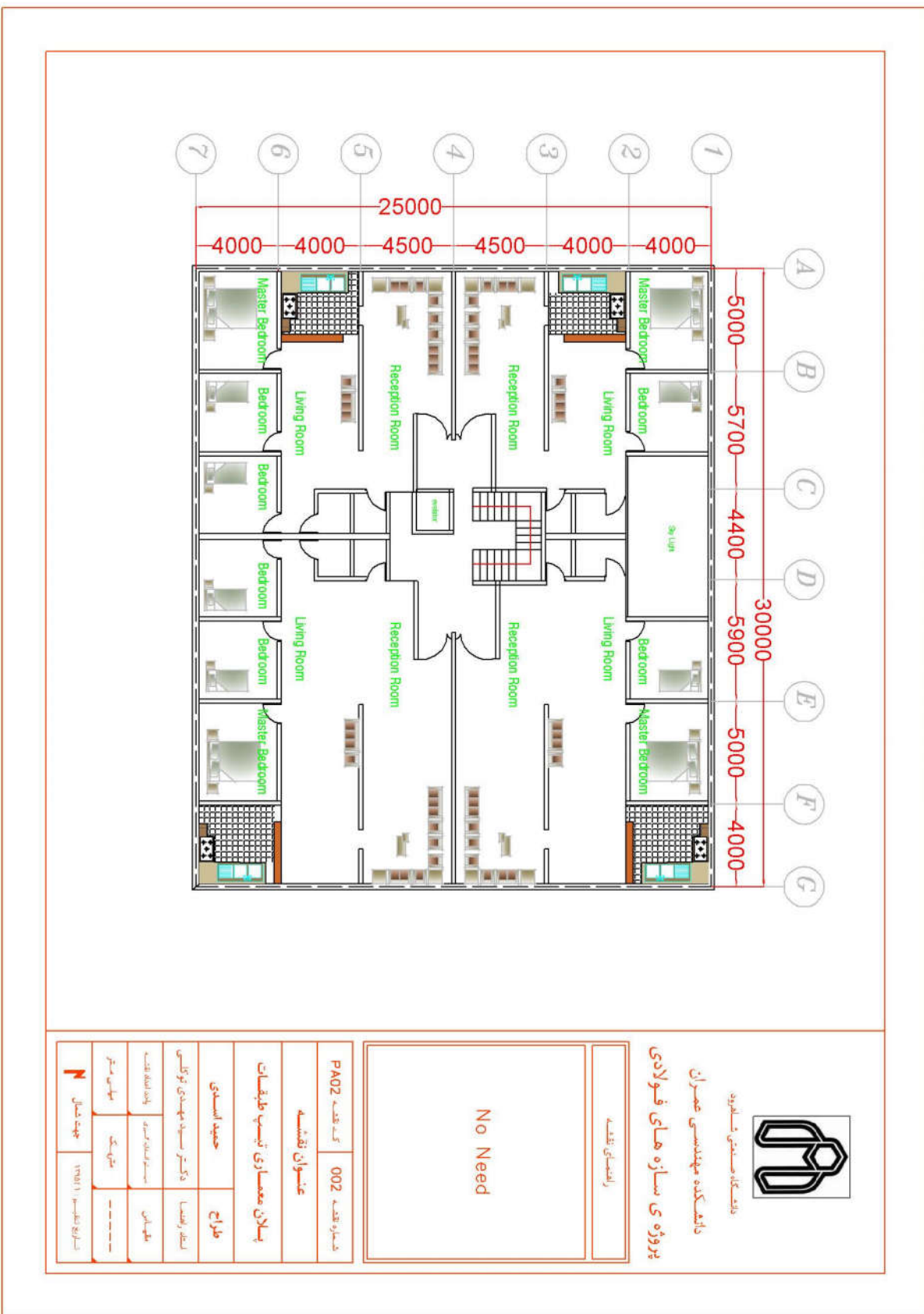
آدرس ایمیل: [s.m.tavakkoli@gmail.com](mailto:s.m.tavakkoli@gmail.com)

موضوع ایمیل: [.....]: [Name]: Steel Project 94-1:





پلان معماری



رابطه‌های نقشه

No Need

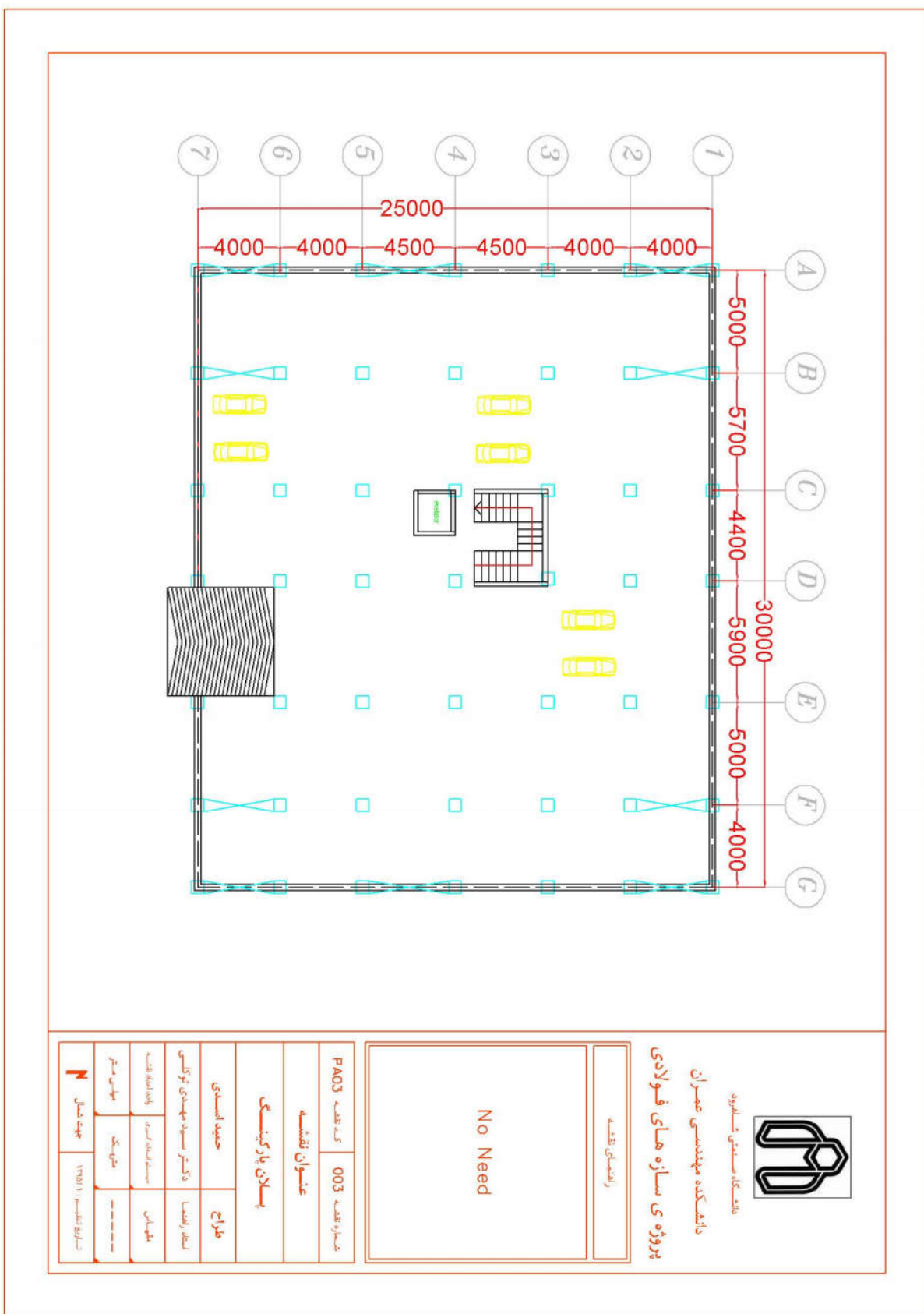
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

شماره نقشه: 002 کد نقشه: PA02	عنوان نقشه: پلان معماری تاسیس طبقات
تهیه کننده: حمید اسدی	مراجع: دکتر اسدالله مهدی توکلی دکتر رضا آقایان
تایید کننده: مهدي مهر	تاریخ تصویب: ۱۳۸۱ خرداد ماه

پلان پارکینگ



دانشگاه صنعتی شاهرود

کد های ارتفاعی طبقات سازه

طبقه	کد معماری (کف)	کد سازه ای	ارتفاع طبقه	ارتفاع طبقه از روی شالوده	ارتفاع دیوار
Ridge	24.7	24.6	2.8	27.4	2.5
Roof	21.9	21.8	----	24.6	----
Story 6	18.7	18.6	3.2	21.4	2.9
Story 5	15.5	15.4	3.2	18.2	2.9
Story 4	12.3	12.2	3.2	15	2.9
Story 3	9.1	9	3.2	11.8	2.9
Story 2	5.9	5.8	3.2	8.6	2.9
Story 1	2.7	2.6	3.2	5.4	2.9
Ground floor	0	-0.1	2.7	2.7	2.4
Cellar	-2.4	-2.8	2.7	----	2.4

## مشخصات پروژه و فرضیات

## مشخصات مصالح



مصالح بتنی از نوع C244		مصالح فولادی از نوع ST37	
2500Kgf/m <sup>3</sup>	وزن واحد حجم (Ws)	7850 Kgf/m <sup>3</sup>	وزن واحد حجم (Ws)
262918.5Kgf/cm <sup>2</sup>	مدول الاستیسیته (Es)	2×10 <sup>6</sup> Kgf/cm <sup>2</sup>	مدول الاستیسیته (Es)
0.15	نسبت پواسون (Vs)	0.3	نسبت پواسون (Vs)
0.00001 $\frac{1}{^{\circ}\text{C}}$	ضریب انبساط حرارتی (αs)	0.000012 $\frac{1}{^{\circ}\text{C}}$	ضریب انبساط حرارتی (αs)
244 Kgf/cm <sup>2</sup>	مقاومت فشاری بتن (Fc)	2400 Kgf/cm <sup>2</sup>	تنش تسلیم فولاد (Fy)
		3700 Kgf/cm <sup>2</sup>	مقاومت نهایی فولاد (Fu)
خاک شالوده			
III	تیپ خاک		
1.8 Kgf/cm <sup>2</sup>	تنش مجاز (qa)		
2.16 Kgf/cm <sup>3</sup>	ضریب بستر (Ks)		

## 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 فولادی در Etabs براساس آیین نامه فولاد آمریکا سال ۲۰۱۰ (AISC 360-10) می باشد که مطابقت لازم با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(ویرایش ۱۳۹۲) دارد. (از این به بعد اختصار مبحث ۱۰)

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

**توجه:** از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) (از این به بعد اختصار مبحث ۹) برای ضوابط مورد نیاز اجزای بتنی ساختمان استفاده شده است.

## نرم افزار های مورد استفاده

1-Etabs 2015 Vr.15,2,2

2-Safe 2014 Vr.14,2

3-Auto Cad 2016

4-Word 2016

5-Excle 2016

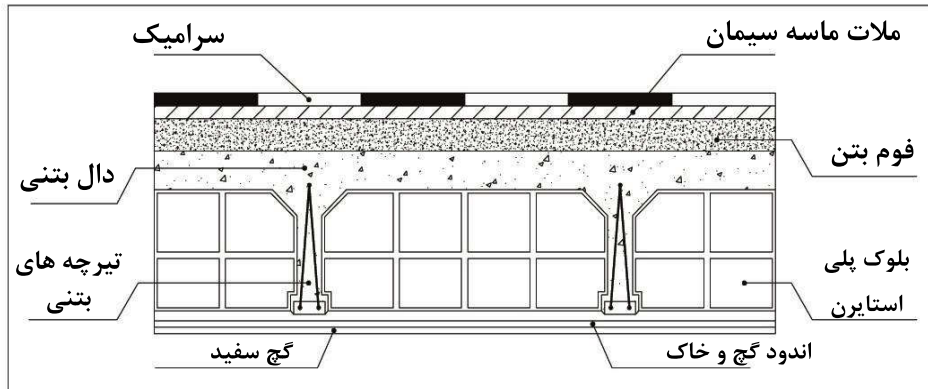
# فصل دوم

## محاسبات بارگذاری ساختمان

- ۱- محاسبات بار مرده
- ۲- محاسبات بار زنده
- ۳- محاسبات بار برف
- ۴- محاسبات بار آسانسور
- ۵- محاسبات بار زلزله
- ۶- محاسبات بار باد
- ۷- ترکیبات بارگذاری



### محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در طبقات

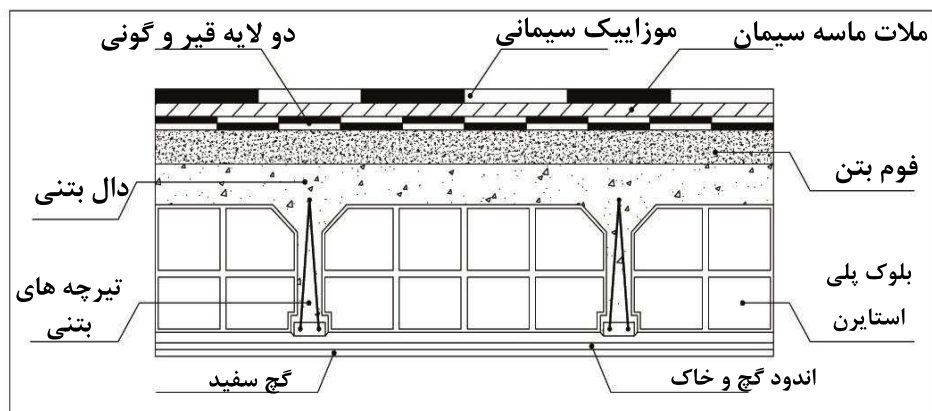


نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
سرامیک	2100	0.02	42
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.07	42
دال بتنی	2500	0.05	125
تیرچه های بتنی	2500	$2 \times (0.1 \times 0.25)$	125
بلوک پلی استایرن	---	---	2
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13

مجموع = 445  $\text{Kgf/m}^2$



## محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در بام

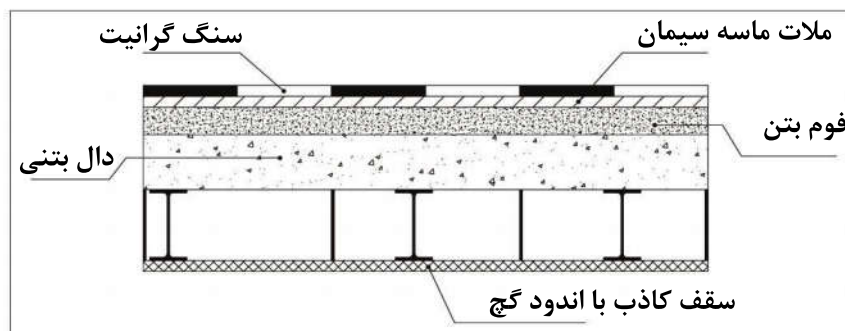


نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
موزاییک سیمانی	2250	0.02	45
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
دو لایه قیر و گونی	----	----	15
فوم بتن	600	0.12	72
دال بتنی	2500	0.5	125
تیرچه های بتنی	2500	$2 \times (0.1 \times 0.25)$	125
بلوک پلی استایرن	----	----	2
اندود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



دانشگاه صنعتی شاهرود

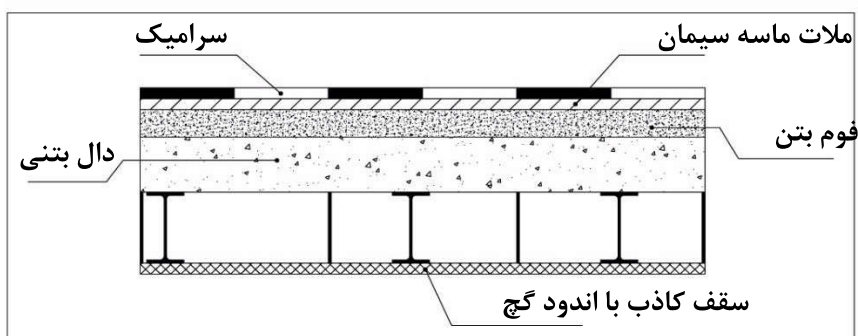
### محاسبات وزن واحد سطح برای سقف کامپوزیت در پارکینگ



نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
سنگ گرانیت	2800	0.02	56
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.12	72
سقف کاذب با اندود گچ	----	----	50
			<b>مجموع = 245Kgf/m<sup>2</sup></b>



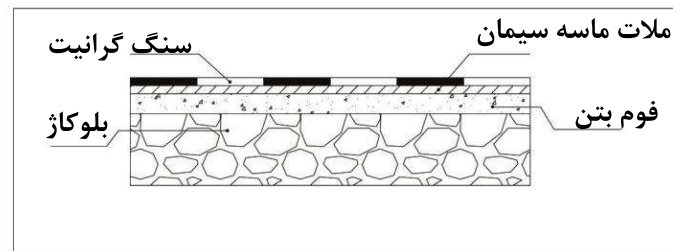
**محاسبات وزن واحد سطح برای سقف کامپوزیت در طبقات**



نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
سرامیک	2100	0.02	42
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.07	42
سقف کاذب با اندود گچ	----	----	50
<b>مجموع = 200Kgf/m<sup>2</sup></b>			



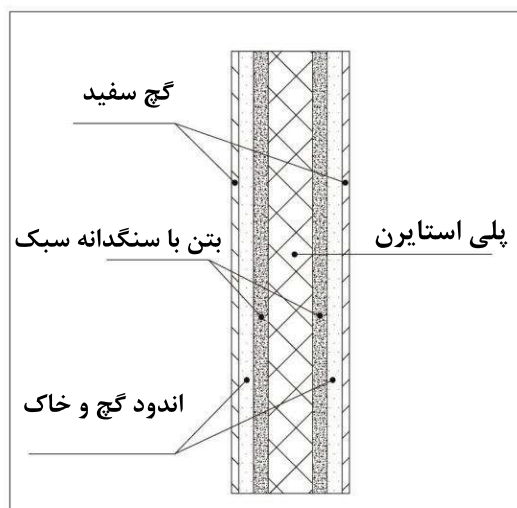
### محاسبات وزن واحد سطح برای کف سازی روی شالوده



نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
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/m <sup>2</sup>

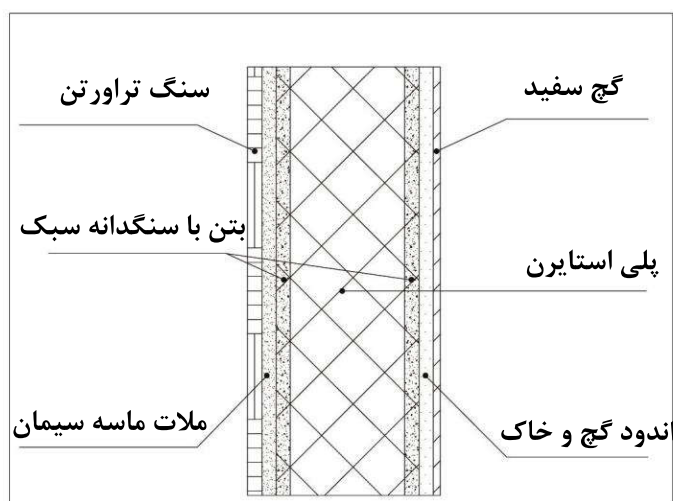


### محاسبات وزن واحد سطح برای تیغه های داخلی ساختمان



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

### محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار های پیرامونی دارای نما

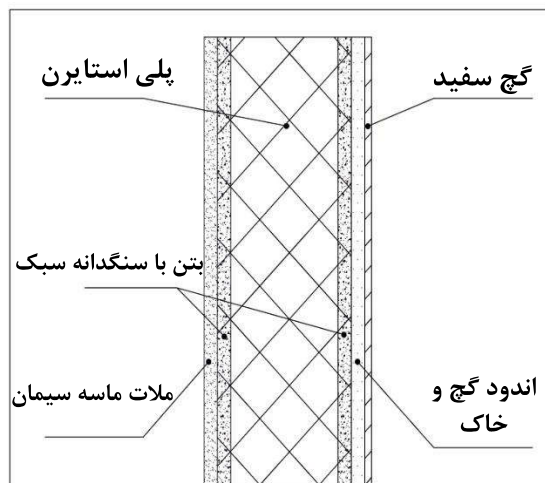


نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	$2 \times 0.03$	72
لایه ی پلی استایرن انبساطی (EPS)	15	0.1	1.5
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13

مجموع = 210Kgf/m<sup>2</sup>



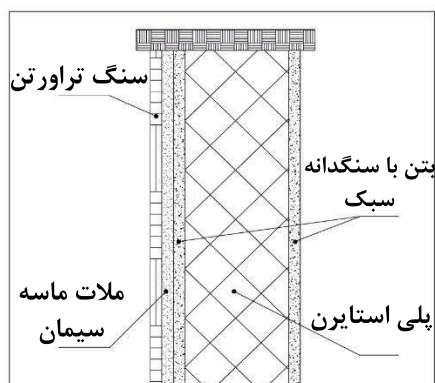
### محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار های پیرامونی بدون نما



نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	$2 \times 0.03$	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			$160 \text{Kgf/m}^2$

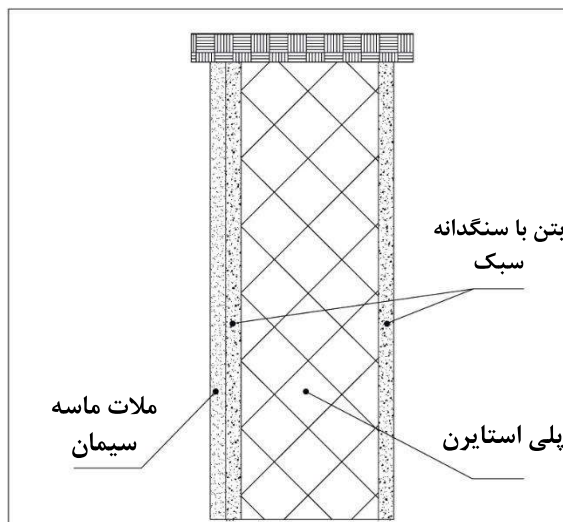


### محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار جان پناه دارای نما



نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	$2 \times 0.03$	72
لایه ی پلی استایرن انبساطی (EPS)	15	0.05	0.75
<b>مجموع</b>			<b>165Kgf/m<sup>2</sup></b>

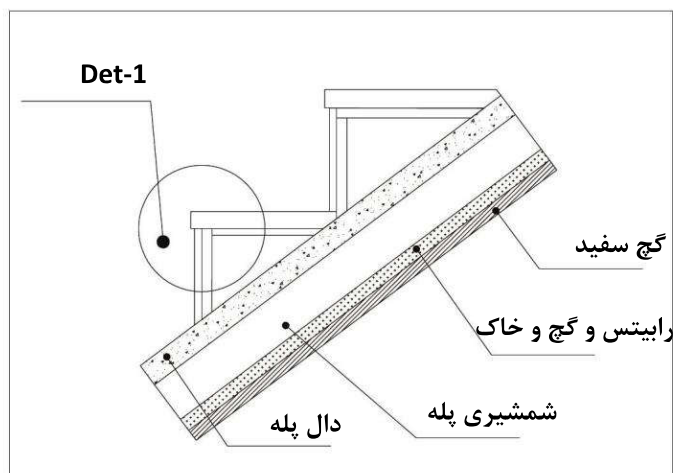
### محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار جان پناه بدون نما



نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
مالات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	$2 \times 0.03$	72
لایه ی پلی استایرن انبساطی (EPS)	15	0.05	0.75
مجموع			$115 \text{Kgf/m}^2$

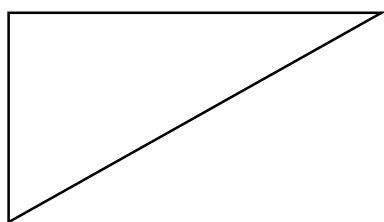
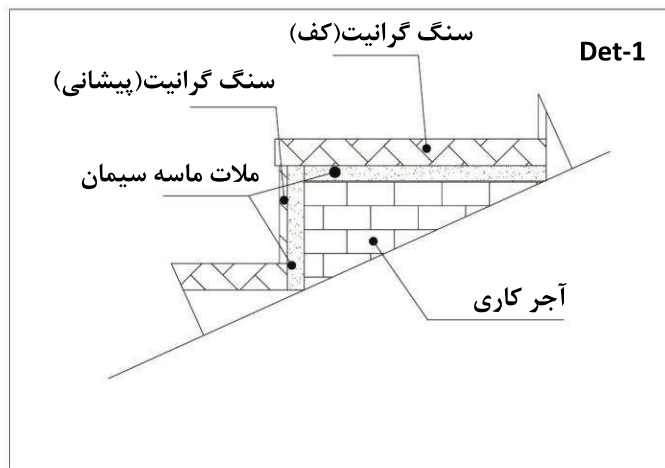
## جزئیات پله های پروژه

## محاسبه ی بار مرده ی رمپ پله



نوع مصالح	وزن مخصوص ( $\text{kgf/m}^3$ )	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ( $\text{kgf/m}^2$ )
گچ سفید	1300	0.01	13
رابتس و گچ و خاک	1600	0.02	32
تیر های شمشیری	18.8Kgf/m	تعداد: 2	37.6
بتن مسلح	2500	0.1	250
مجموع			335Kgf/m <sup>2</sup>

## محاسبه بار مرده ی پاخور های پله



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

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  $200 \text{ kgf/m}^2$  می باشد، وزن آنها به عنوان بار زنده در نظر گرفته می شود و می توان آن را به صورت یک بار گسترده بر سطح پلان طبقات منظور نمود. حال جهت محاسبه بار گسترده معادل تیغه بندی از رابطه زیر استفاده می شود:

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

$W$  = وزن واحد سطح تیغه

$L$  = مجموع طول تیغه ها

$h$  = ارتفاع تیغه ها

$A$  = مساحت محدوده مورد نظر در پلان

$$w = 150 \text{ kgf/m}^2$$

$$L = 130 \text{ m}$$

$$h = 2.9 \text{ m}$$

$$q = \frac{150 \times 130 \times 2.9}{25 \times 30} = 72.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} < 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \rightarrow q = 100 \text{ kgf/m}^2$$

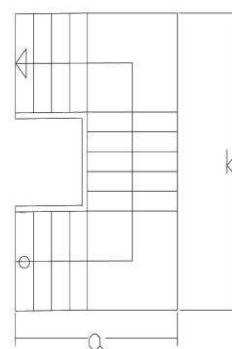
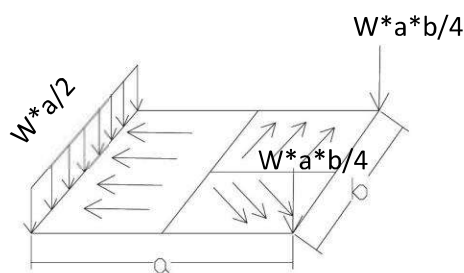
### نحوه ی محاسبه و معادل سازی بار پله

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 سه طرفه را می توان در نرم افزار مدل کرد اما این عمل بسیار وقت گیر بوده و در نهایت هم با توجه راشگاه صنعتی شاپرود 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

بار گسترده (kgf/m <sup>2</sup> )	نوع کاربری	ردیف در جدول مبحث ۶	ردیف
150	بام های معمولی تخت	(1-1)	1
500	راه پله و راه های منتهی به درب های خروجی	(3-3)	2
200	اتاق ها و سایر فضاهای خصوصی (در ساختمان های مسکونی)	(1-4)	3
300	محل عبور و پارک خودرو هایی با وزن حداکثر 400Kgf	(1-11)	4
360	اتاق آسانسور	(11-12)	5



دانشگاه صنعتی شاهرود



جزئیات بار گذاری برف پروژه

دانشگاه علمی کاربردی شیراز

ردیف	موضوع	مقدار پارامتر	توضیحات
1	بار برف در سطح زمین	$P_g=150\text{Kgf/m}^2$	شهر قوچان در جدول (۶-۷-۱) از مبحث ۶ در منطقه ۴ با برف زیاد قرار گرفته است.
2	ضریب اهمیت	$I_s=1$	پروژه ی مورد نظر، ساختمانی با کاربری مسکونی بوده است که در گروه خطر پذیری (۳) طبقه بندی می شود
3	ضریب برف گیری	$C_e=1.2$	ساختمان مورد نظر در 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	$C_t=1.0$	ساختمان های مسکونی از نظر شرایط دمایی ، به صورت عادی محسوب می شوند.
5	ضریب شیب	$C_s=1.0$	در بام های تخت ( $\alpha=0^\circ$ ) ، ضریب شیب همواره برابر واحد می باشد.

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

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

دانشگاه گیلان

$$h_d = \frac{3}{4} \times [0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{\frac{1}{0.00P_g + 50} - 0.5}]$$

$L_u$  به صورت محافظه کارانه برابر با بیشترین طول پلان محاسبه می شود (30 m)

$$h_d = \frac{3}{4} \times [0.12 \sqrt[3]{30} \times \sqrt[4]{100 \times 1.5 + 50} - 0.5] = 0.37m$$

$$\gamma = 0.43P_g + 2.2 = 0.43 \times 1.5 + 2.2 = 2.845 \text{ KN/m}^3 < 4.7 \text{ KN/m}^3$$

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

$$\underline{hd < hc} \rightarrow w = 4h_d = 1.48 \rightarrow P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.37 = 1.05 \text{ KN/m}^2 = 105.26 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_d = \frac{1}{2} P_d w = 0.5 \times 105.26 \times 1.48 = 78 \text{ kgf/m}$$

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.



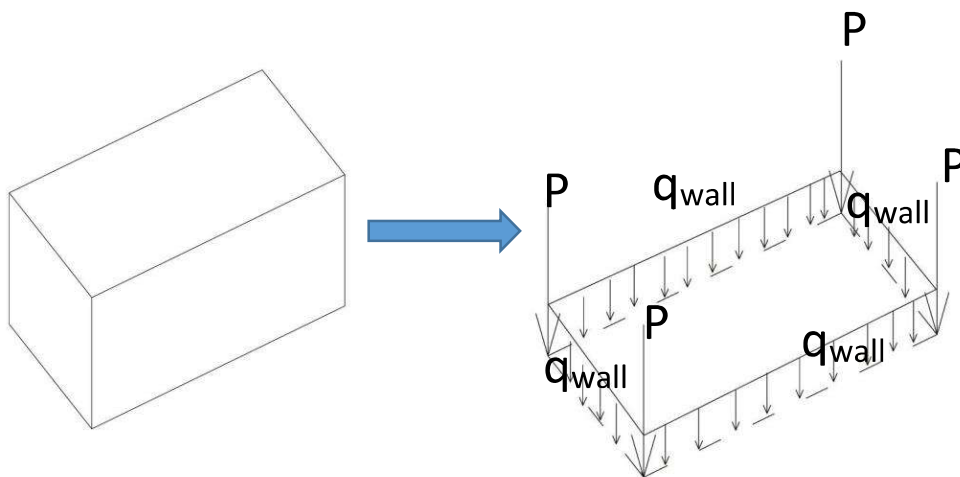
دانشگاه علمی کاربردی شیراز

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 تقریباً مشابه با مقایسه وزن خرپشته و بام است که با توجه به این موضوع داریم:

$$\text{نسبت وزن خرپشته به بام} = \frac{\text{خرپشته } A}{\text{خرپشته } A - \text{پلان } A} = \frac{19.8}{750 - 19.8} = \frac{19.8}{730.2} = 0.027 = 2.71\%$$

از آنجا که مساحت خرپشته تنها ۲.۷۱ درصد بام است و جزئیات اجرایی آن ها هم یکی است می توان نتیجه گرفت که وزن خرپشته قطعاً 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 خریشته



نیروی ناشی از وزن سقف خریشته	$P_D = \frac{1}{4} W_D A_{\text{خریشته}} = \frac{1}{4} \times 495 \times (4.4 \times 4.5) = 2450.25 \text{kgf}$ $= 2.5 \text{tonf}$
نیروی ناشی از بار زنده خریشته	$P_L = \frac{1}{4} W_L A_{\text{خریشته}} = \frac{1}{4} \times 150 \times (4.4 \times 4.5) = 742.5 \text{kgf}$ $= 0.75 \text{tonf}$
نیروی ناشی از برف خریشته	$P_S = \frac{1}{4} P_r A_{\text{خریشته}} = \frac{1}{4} \times 126 \times (4.4 \times 4.5) = 623.7 \text{kgf}$ $= 0.62 \text{tonf}$
نیروی خطی ناشی از دیوارهای اطراف خریشته	$q_{\text{wall}} = W \times h_{\text{خریشته}} = 165 \times (2.8 - 0.3) = 412.5 \text{kgf/m}$

## جمع بندی بار های ثقلی پروژه

خلاصه بارهای ثقلی کف ها

بار برف	بار تیغه بندی	بار زنده	بار مرده	طبقه
126	----	150	495	بام و خرپشته
----	100	200	445	طبقات مسکونی (تیرچه)
----	100	200	200	طبقات مسکونی (کامپوزیت)
----	----	300	245	طبقه همکف (پارکینگ)
----	----	300	570	طبقه زیرزمین (پارکینگ)

خلاصه بارهای خطی گسترده وارد به دیوار ها

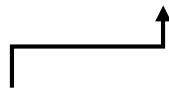
بار خطی ناشی از دیوار (kgf/m)	بار واحد سطح (kgf/m <sup>2</sup> )	نوع دیوار	ارتفاع دیوار (m)	موقعیت
470	$210 \times (1-0.2) = 168$	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	2.8	دیوار اطراف خرپشته
450	160	دیوار پیرامونی بدون نما		
185	185	دیوار جان پناه دارای نما	1	بام
135	135	دیوار جان پناه بدون نما		
540	$210 \times (1-0.2) = 168$	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	3.2	طبقات مسکونی
480	160	دیوار پیرامونی بدون نما		
455	$210 \times (1-0.2) = 168$	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	2.7	همکف
435	160	دیوار پیرامونی بدون نما		

بارگذاری آسانسور

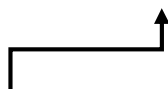
دانشگاه علمی کاربردی شیراز

**Live:**

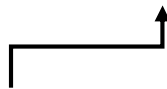
ضریب ضربه

بار زنده ناشی از ظرفیت آسانسور:  $450 \times 2 = 900 \text{kgf}$ بار زنده ناشی از تردد افراد در موتورخانه:  $200 \times (2 \times 1.6) = 640 \text{kgf}$ بار زنده وارد بر کف:  $900 + 640 = 1540 \text{kgf} > 360 \times (2 \times 1.6) = 1152$ بار زنده هر تکیه گاه:  $1540 / 4 = 385 \text{kgf} = 0.385 \text{tonf}$ **Dead:**

ضخامت سکوی بتنی

بار مرده ی سکوی بتنی:  $2500 \times 0.2 \times (2 \times 1.6) = 1600 \text{kgf}$ 

ضریب ضربه

بار مرده ی تجهیزات آسانسور:  $1500 \times 2 = 3000 \text{kgf}$ بار مرده هر تکیه گاه:  $(1600 + 3000) / 4 = 1150 \text{kgf} = 1.15 \text{tonf}$

## 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 فولادی (بدون اثر میانقاب) در جهت X $T_{a,x} = 0.08 \times H^{0.75}$ $= 0.08 \times 24.6^{0.75} = 0.884 \text{ s}$	در محاسبات زمان تناوب تجربی سازه به موارد زیر باید توجه شود: ۱- برای جهت X و Y 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 خریشته در محاسبه T منظور نمی شود). ۳- دیوارها 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.
		قاب ساده با مهاربند همگرا در جهت Y $T_{a,y} = 0.05 \times H^{0.75}$ $= 0.05 \times 24.6^{0.75} = 0.552 \text{ s}$	
۴	زمان تناوب محاسباتی سازه	$T_x = 1.25 T_{a,x} = 1.104 \text{ s}$ $T_y = 1.25 T_{a,y} = 0.69 \text{ s}$	زمان تناوب محاسباتی ساختمان را می توان از رابطه $T = \min\{1.25 T_a, T_m\}$ 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	پارامترهای مرتبط با خاک	$T_0 = 0.15 \text{ s}$ , $T_s = 0.7 \text{ s}$ $S_0 = 1.1$ , $S = 1.75$	شهرستان قوچان در استان خراسان رضوی جزء مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد محسوب می شود و خاک زیر ساختمان از نوع III است (با توجه به اطلاعات اولیه).
۶	ضریب بازتاب ساختمان	$B_x = (S+1) \left( \frac{T_s}{T} \right) \left( \frac{0.7}{4-T_s} (T-T_s) + 1 \right)$ $= 1.893 \text{ s}$ $B_y = (S+1) \times 1 = 2.75$	ضریب بازتاب ساختمان از رابطه $B = B_1 N$ به دست می آید که پارامترهای مرتبط با خاک مربوط است و از رابطه مربوط به حالت خود به دست می آید



<p>مقدار ضریب رفتار سازه با توجه به نوع سیستم باربر جانبی در هر جهت</p> <p>ی شود. از جدول ضریب رفتار، پارامترهای دیگری نیز برای طراحی و کنترل سازه در جهت X و Y به دست می آیند که عبارتند از:</p> <p><math>\Omega_0 = 3.0 \cdot C_d = 4.0 \cdot H_m =</math> 50 m در جهت X</p> <p><math>\Omega_0 = 2.0 \cdot C_d = 5.0 \cdot H_m =</math> 50 m در جهت Y</p>	<p>قاب خمشی فولادی متوسط در جهت X</p> <p><math>R_{u,X} = 5.0</math></p> <p>قاب ساده فولادی با مهاربند همگرای ویژه در جهت Y</p> <p><math>R_{u,Y} = 5.5</math></p>	<p>ضریب رفتار سازه</p>	<p>۷</p>
<p>ضریب زلزله که در تعیین برش پایه ساختمان به کار می رود، از رابطه کلی <math>C = \frac{AB_I}{R_u}</math> محاسبه می شود. از سوی دیگر لازم است کنترل کنیم که ضرایب به دست آمده از ضریب زلزله حداقل کمتر نباشد:</p> <p><math>C_X \cdot C_Y &gt; C_{min} = 0.12 A_I = 0.12 \times 0.35 \times 1.0 = 0.0</math></p>	<p><math>C_X = \frac{AB_{X,I}}{R_{u,X}} = \frac{0.35 \cdot 1.893 \cdot 1}{5} = 0.132</math></p> <p><math>C_Y = \frac{AB_{Y,I}}{R_{u,Y}} = \frac{0.35 \cdot 2.75 \cdot 1}{5.5} = 0.175</math></p>	<p>ضریب زلزله</p>	<p>۸</p>
<p>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:</p> <p><math display="block">\begin{cases} 1 &amp; T &lt; 0.5 s \\ 0.05T + 0.75 &amp; 0.5 s \leq T \leq 2.5 s \\ 2 &amp; T &gt; 2.5 s \end{cases}</math></p>	<p><math>T_X = 1.087</math>      <math>K_X = 1.3</math></p> <p><math>T_Y = 0.63</math>      <math>K_Y = 1.09</math></p>	<p>ضریب K</p>	<p>۹</p>



### محاسبه وزن لرزه ای ساختمان

به منظور محاسبه نیروهای جانبی ناشی از زلزله، باید ابتدا وزن ساختمان محاسبه شود. از سوی دیگر می دانیم که وزن موثر لرزه ای در محاسبات له صورت مجموع زیر بیان می شود:

درصدی از بار زنده و برف + کل بار تیغه بندی ها + کل بار مرده = وزن موثر لرزه ای

**توجه:** بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان های مسکونی مانند این پروژه درصد مشارکت بار زنده در محاسبه نیروی زلزله برابر ۲۰ درصد است. همچنین برای بام باید بین بار زنده و بار برف مقایسه انجام شود و هر کدام وزن بیشتری داشت در وزن موثر لرزه ای تاثیر دارد.

$$A=750 \text{ m}^2$$

$$q_D=445 \text{ kgf/m}^2$$

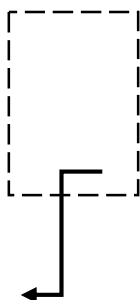
$$q_L=200 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_{part}=100 \text{ kgf/m}^2$$

$$A=19.8 \text{ m}^2$$

$$q_D=430 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_L=500 \text{ kgf/m}^2$$



$$A=750 \text{ m}^2$$

$$q_D=495 \text{ kgf/m}^2$$

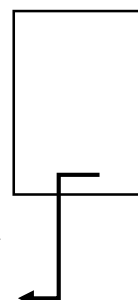
$$q_L=150 \text{ kgf/m}^2$$

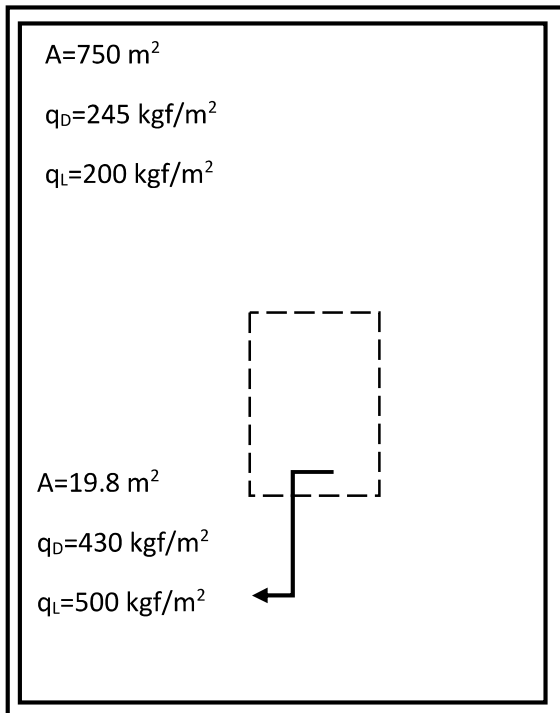
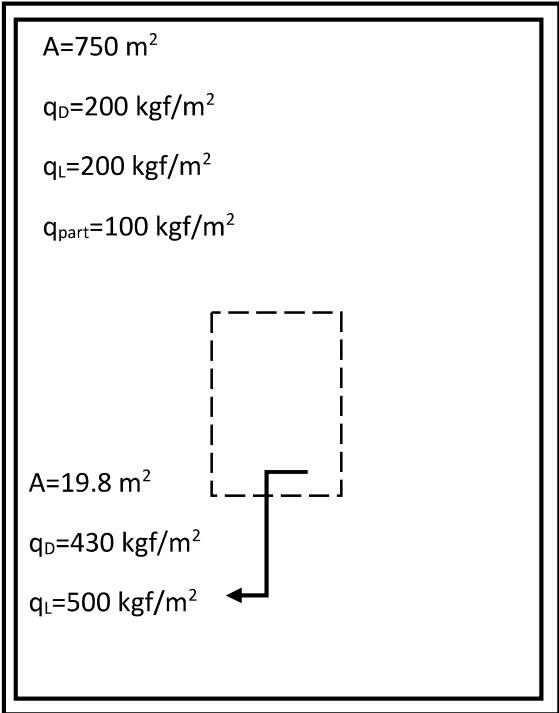
$$q_{part}=100 \text{ kgf/m}^2$$

$$A=19.8 \text{ m}^2$$

$$q_D=430 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_L=500 \text{ kgf/m}^2$$





محاسبه بار ثقیلی بام ساختمان

بار مرده کف	$\sum A_i q_{Di} = (750 \times 495 + 19.8 \times 430) \times 10^{-3} + 4 \times 2.5$ $= 389.76 \text{ tonf}$
بار زنده کف	$\sum A_i q_{Li} = (750 \times 200 + 19.8 \times 500) \times 10^{-3} + 4 \times 0.75$ $= 162.9 \text{ tonf}$
بار مرده دیوار ها	$\sum L_{wi} q_{wi} = ((25 \times 2 + 30) \times 135 + 30 \times 185 + ((4.5 + 4.4) \times 2 \times 412.5) \times 10^{-3} = 23.7 \text{ tonf}$

محاسبه بار ثقلی طبقات ساختمان

بار مرده کف	$\sum A_i q_{Di} = (750 \times 445 + 19.8 \times 430) \times 10^{-3} = 342.26 \text{ tonf}$
بار زنده کف	$\sum A_i q_{Li} = (750 \times 200 + 19.8 \times 500) \times 10^{-3} = 150.51 \text{ tonf}$
بار تیغه بندی ها	$\sum A_i q_{parti} = (750 \times 100) \times 10^{-3} = 75 \text{ tonf}$
بار مرده دیوار ها	$\sum L_{wi} q_{wi} = ((25 \times 2 + 30) \times 480 + 30 \times 540) \times 10^{-3} = 54.6 \text{ tonf}$

محاسبه بار ثقلی پارکینگ ساختمان

بار مرده کف	$\sum A_i q_{Di} = (750 \times 200 + 19.8 \times 430) \times 10^{-3} = 158.5 \text{ tonf}$
بار زنده کف	$\sum A_i q_{Li} = (750 \times 200 + 19.8 \times 500) \times 10^{-3} = 150.51 \text{ tonf}$
بار مرده دیوار ها	$\sum L_{wi} q_{wi} = ((25 \times 2 + 30) \times 435 + 30 \times 455) \times 10^{-3} = 48.5 \text{ tonf}$

جمع بندی وزن موثر لرزه ای

طبقه	نوع بار	مقدار بار (tonf)	درصد مشارکت لرزه ای	بار موثر لرزه ای (tonf)	وزن موثر لرزه ای طبقه
بام	بار مرده کف	389.76	1	389.76	476.06
	بار زنده کف	162.9	0.2	32.6	
	بار مرده دیوار ها	23.7+30	1	53.7	
طبقات	بار مرده کف	342.26	1	342.26	501.96
	بار زنده کف	150.51	0.2	30.1	
	بار مرده دیوار ها	54.6	1	54.6	
	بار تیغه بندی ها	75	1	75	
همکف	بار مرده کف	158.5	1	158.5	237.1
	بار زنده کف	150.5	0.2	30.1	
	بار مرده دیوار ها	48.5	1	48.5	
					1215.12 tonf

محاسبه برش پایه ساختمان

$$V_{u,x} = C_X \times W = 0.132 \times 1215.12 = 160.39 \text{ tonf}$$

$$V_{u,y} = C_Y \times W = 0.175 \times 1215.12 = 212.646 \text{ tonf}$$

**جزئیات بارگذاری باد پروژه**

در مبحث ۶ فشار خارجی وارده بر ساختمان ها ناشی از بارباد از رابطه زیر تعیین می شود:

$$P = I_w q C_e C_g C_p$$

**فشار مبنای باد (q)**

فشار مبنای بر حسب  $\text{KN/m}^2$  و می توان این عدد را به طور مستقیم از جدول ۶-۱۰-۲ مبحث ۶ برداشت کرد که البته برای شهر قوچان موجود نمی باشد که نزدیک ترین شهر به این منطقه یعنی مشهد را انتخاب می کنیم ، لذا فشار مبنای باد بدین گونه است:

$$q = 0.496 \text{ KN/m}^2$$

**ضریب اهمیت بار باد ( $I_w$ )**

ساختمان این پروژه با کاربری مسکونی بوده و در گروه اهمیت متوسط دسته بندی می شود. بنابراین ضریب اهمیت بار باد برابر خواهد بود با:

$$I_w = 1.0$$

**ضریب بادگیری ( $C_e$ )**

مطابق مبحث ۶ در زمانی که در مناطق شهری قرار دارد از رابطه زیر به دست می آید:

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

در این رابطه  $h$  ارتفاع مبنا یا متوسط از روی سطح زمین می باشد. برای نحوه تعیین ارتفاع آن در وجوه مختلف ساختمان ابتدا لازم است که تشخیص دهیم ساختمان کوتاه مرتبه است یا بلند مرتبه ، چنانچه چنانچه ارتفاع به عرض ساختمان کمتر از ۰٫۵ یا ارتفاع مبنا ساختمان کمتر از ۲۰ متر باشد ساختمان کوتاه و در غیراین صورت دز دسته ی ساختمان های بلند است.

با توجه به اینکه ارتفاع ساختمان بیشتر از ۲۰ متر است نیاز به کنترل بند اول نیست و ساختمان بلند مرتبه است.



حال با توجه به بند ۶-۱۰-۵-ب مبحث ۶،  $h$  حداقل ۶ متر و برای قسمت های مختلف برابر است با:

۱- دیوار های سمت باد پناه (پشت به باد و یا مکش):  $h=0.5H$

۲- بام و دیوار های جانبی:  $h=H$

۳- در ارتفاع  $Z$  بالای سطح زمین و دیوار رو به باد:  $h=z$

در روابط بالا  $H$  ارتفاع متوسط ساختمان می باشد.

مطابق مطالب عنوان شده واضح است که مقدار ضریب بادگیری ( $C_e$ ) برای وجوه پشت به باد و بام و دیوار های جانبی مقداری ثابت است اما برای قسمت رو به باد تا ارتفاع ۱۲ متر مقدار آن ثابت ولی از این ارتفاع به بعد به صورت تابعی متغیر است. برای راحتی کار می توانیم ضریب بادگیری را برای هر تراز طبقه محاسبه و از متوسط گیری بین طبقات استفاده کنیم بنابراین محاسبات بدین گونه می شود:

$H$  با در نظر گرفتن ارتفاع خرپشته برابر است با:

$$H=24.7 \text{ m}$$

برای محاسبه  $H$  در واقع ارتفاع از روی تراز پایه تا روی تراز خرپشته در نظر گرفته شده است.

محاسبه  $C_e$ :

$$C_e = 0.7 \left( \frac{24.7}{12} \right)^{0.3} = 0.87 \geq 0.7 \text{ ok} \quad \text{برای دیوار رو به باد:}$$

$$C_e = 0.7 \left( \frac{24.7}{12} \right)^{0.3} = 0.87 \geq 0.7 \text{ ok} \quad \text{برای بام و دیوارهای جانبی:}$$

$$C_e = 0.7 \left( \frac{24.7/2}{12} \right)^{0.3} = 0.71 \geq 0.7 \text{ ok} \quad \text{برای دیوار پشت به باد:}$$

**ضریب اثر جهشی باد ( $C_g$ )**

مطابق مبحث ۶ این ضریب برای چهار حالت مختلف ارائه شده است که با توجه به بند ۶-۱۰-۶-۴-الف این مقدار برابر است با:

$$C_g = 2.0$$

ضریب فشار خارجی ( $C_p$ )

با توجه به این که در قسمت های قبل به این نتیجه رسیدیم که ساختمان ما در دسته ساختمان های بلند تلقی خواهد شد بنابراین ب توجه به شکل ۶-۱۰-۷ مبحث ۶ خواهیم داشت:

$C_p$	موقعیت دیوار
0.8	برای وجه رو به باد (فشاری)
-0.5	برای وجه پشت به باد (مکش)
-0.7	برای وجه موازی با باد (مکش)
-1.0	برای بام (مکش)

در نهایت مقدار فشار وارد بر دیوار ها بدین شرح است:

$$P_{1-1} = 1 \times 0.496 \times 0.7 \times 2 \times 0.8 = 0.555 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه رو به باد برای } H \leq 12\text{m}$$

$$P_{1-2} = 1 \times 0.496 \times 0.87 \times 2 \times 0.8 = 0.69 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه رو به باد برای } H > 12\text{ m}$$

$$P_2 = 1 \times 0.496 \times 0.71 \times 2 \times (-0.5) = -0.352 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه پشت به باد}$$

$$P_3 = 1 \times 0.496 \times 0.87 \times 2 \times (-0.7) = -0.604 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه موازی با باد}$$

$$P_4 = 1 \times 0.496 \times 0.87 \times 2 \times (-1.0) = -0.863 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه روی بام}$$

در این قسمت با فرض وزش باد به سطح بزرگتر که بادگیر تر است ، برش برابند ناشی از باد را حساب میکنیم و از اثر موضعی خرپشته نیز صرف نظر میکنیم و فرض می کنیم به صورت کلی در تراز خرپشته وجود دارد.

همانطور که از شکل ها پیداست فشار در جهت رو به باد متغیر است اما به طور محافظه کارانه ما برای ارتفاع بیشتر از 12 متر همان فشار 24.7 متر را در نظر می گیریم. برای محاسبه نیروی باد بر سازه مقادیر فوق را باید در سطح بارگیر آن ضرب کرد و در نهایت با هم جمع کنیم. نیروی باد در دیوار های موازی با فرض همسطح بودن برابند آن ها را صفر فرض می کنیم ، نیروی وارد بر بام هم رو به بالا بوده و به نوعی نسبت به بار مرده بام اثر کاهنده دارد، این اثر جز در سقف های سبک که اثر واژگونی و بلند شدگی سازه را دارد عموماً نقش تعیین کننده ای در طراحی سازه نخواهد داشت. اما فشار های رو و پشت به باد هم جهت هستند و باید آن ها با هم جمع شوند.

در نهایت مقدار برش پایه حاصل از نیروی باد برابر خواهد بود با:

$$V_{Wind} = [\{(12 \times 25) \times 0.555 + (24.7 - 12) \times 25 \times 0.69\} + \{(24.7 \times 25) \times 0.352\}] = 602.935 \text{ KN}$$

$$V_{Wind} = 60.2 \text{ tonf}$$



دانشگاه صنعتی شاهرود



### مقایسه بین برش پایه ناشی از زلزله و باد



دانشگاه علمی کاربردی شیراز

در سازه های مسکونی و ساختمانی اکثرا نیروی زلزله حاکم خواهد شد اما با توجه به اینکه باید بررسی می شد به طور کامل نیروی برش پایه باد و زلزله به دست آمد و بایکدیگر مقایسه می شود:

( با توجه به اینکه در ترکیبات بار سازه های فولادی ضریب بار باد ۱,۴ است مقدار برش پایه را در این عدد ضرب می کنیم، همچنین مقدار برش پایه زلزله در جهتی که کمتر است را مقایسه می کنیم.)

$$V_{Wind} = 1.4 \times 61.4 = 85.96 \text{ tonf}$$

$$V_{Eq} = 160.39 \text{ tonf}$$

با توجه به اینکه نیروی زلزله بزرگتر از باد است و مبحث ۶ هم نیروی بحرانی تر را برای طراحی سازه عنوان کرده است پس نیروی زلزله باید در طراحی در نظر گرفته شود.



**معرفی انواع الگوهای بار وارد بر ساختمان**

بار مرده	D-----Dead
بار مرده تیرهای کامپوزیت	SD-----SuperDead
بار زنده غیرقابل کاهش	Lnr-----Live
بار زنده قابل کاهش با ضریب ۱	Lr1.0-----reducible Live
بار زنده قابل کاهش با ضریب ۰,۵	Lr0.5-----reducible Live
بار زنده تیغه بندی	LPart-----Live
بار زنده بام	LRoof-----RoofLive
بار زنده برف	S-----Snow
بار زلزله استاتیکی در جهت X بدون خروج از مرکزیت	EX-----Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت	EXP-----Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی	EXN-----Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت X با برای کنترل دررفت(هر ۳ حالت)	EXDrift-----Seismic(Drift)
بار زلزله استاتیکی در جهت Y بدون خروج از مرکزیت	EY-----Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت	EYP-----Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی	EYN-----Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت Y با برای کنترل دررفت(هر ۳ حالت)	EYDrift-----Seismic(Drift)
بار اصلاح جرم لرزه ای	Wall-----Other

برای تمامی بارهای ثقلی به صورت ضریبی از بار ثقلی یک بار جانبی فرضی در نظر گرفته می شود به صورت:

$$N_i = 0.002Y_i$$

بار ثقلی

اسامی این بارها به صورت NDX,NDY و ... از نوع Notional در نظر گرفته می شود.

بار جانبی فرضی

ترکیب بارها برای پروژه

## ترکیب بارهای طراحی



دانشگاه صنعتی شاهرود

$$1,2) 1.4 D \pm 1.4 NDX$$

$$3,4) 1.4 D \pm 1.4 NDY$$

$$5,6) 1.2D + 1.6L + 0.5L_r \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NL_rX$$

$$7,8) 1.2D + 1.6L + 0.5L_r \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NL_rY$$

$$9,10) 1.2D + 1.6L + 0.5S \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NSX$$

$$11,12) 1.2D + 1.6L + 0.5S \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NSY$$

$$13,14) 1.2D + L + 1.6L_r \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NL_rX$$

$$15,16) 1.2D + L + 1.6L_r \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NL_rY$$

$$17,18) 1.2D + L + 1.6S \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NSX$$

$$19,20) 1.2D + L + 1.6S \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NSY$$

$$21,22) 1.41D + L + 0.2S \pm (EXP + 0.3EY)$$

$$23,24) 1.41D + L + 0.2S \pm (EXP - 0.3EY)$$

$$25,26) 1.41D + L + 0.2S \pm (EXN + 0.3EY)$$

$$27,28) 1.41D + L + 0.2S \pm (EXN - 0.3EY)$$

$$29,30) 1.41D + L + 0.2S \pm (EYP + 0.3EX)$$

$$31,32) 1.41D + L + 0.2S \pm (EYP - 0.3EX)$$

$$33,34) 1.41D + L + 0.2S \pm (EYN + 0.3EX)$$

$$35,36) 1.41D + L + 0.2S \pm (EYN - 0.3EX)$$

$$37,38) 0.69D \pm (EXP + 0.3EY)$$

$$39,40) 0.69D \pm (EXP - 0.3EY)$$

$$41,42) 0.69D \pm (EXN + 0.3EY)$$

$$43,44) 0.69D \pm (EXN - 0.3EY)$$

$$45,46) 0.69D \pm (EYP + 0.3EX)$$



$$47.48)0.69D \pm (EYP - 0.3EX)$$

$$49.50)0.69D \pm (EYN + 0.3EX)$$

$$51.52)0.69D \pm (EYN - 0.3EX)$$

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 ۳ و ۴ و ۵ در شرایط خاص می توان ضریب بار زنده را ۰.۵ گرفت.

### ترکیب بار های بهره برداری

1)D

2)D+Lnr+Lr1.0+Lr0.5+LPart

3)D+LRoof

4)D+S

# فصل سوم

مدلسازی، تحلیل و طراحی نرم افزار

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 باید کنترل های سازه ای که استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ۱۰ الزامی دانسته انجام دهیم و موارد را به طور دقیق کنترل کنیم که در ادامه آمده است.

یک نکته که در طراحی مقاطع این پروژه انجام شده است ابتدا چند مقطع ستون ، تیر و یا بادبند را با توجه به دید مهندسی و محدودیت های آیین نامه ای ایجاد کرده و سپس در لیست طراحی خودکار قرار دادیم تا نرم افزار مقاطع 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.



دانشگاه صنعتی شاهرود

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.

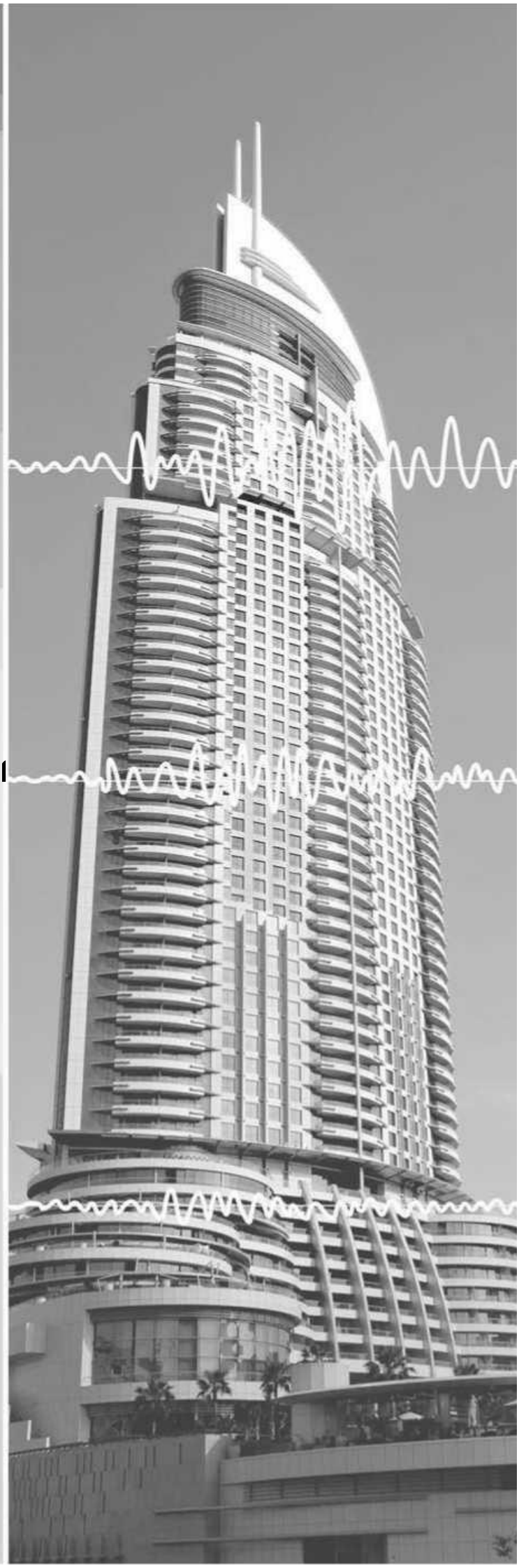
# فصل چهارم

استخراج نتایج محاسباتی نرم افزار و انجام کنترل های

سازه ای

- ۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی
- ۲- کنترل دررفت
- ۳- کنترل نامنظمی پیچشی
- ۴- کنترل ستون ها برای ترکیب بار  
تشدید یافته
- ۵- کنترل واژگونی ساختمان

و....





### استخراج نتایج محاسباتی و کنترل های سازه

بعد از طراحی مقدماتی سازه باید کنترل 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 غالباً 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 دررفت)

۳- بررسی نظم پیچشی ساختمان در پلان

**توجه:** برای انجام کنترل های ۱ و ۲ نباید سختی خمشی اعضا را کاهش دهیم



**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	1.674	0.7309	0
Modal	2	0.957	0	0.6579
Modal	3	0.797	0.0001	0.007
Modal	4	0.575	0.1249	0
Modal	5	0.322	0.0473	1.853E-06
Modal	6	0.316	0	0.0048
Modal	7	0.299	0	0.0142
Modal	8	0.27	0	0.1443
Modal	9	0.251	0	0.0009
Modal	10	0.238	5.046E-07	0.0588
Modal	11	0.23	0.0019	0.0002
Modal	12	0.225	0.0139	4.665E-05
Modal	13	0.2	0.0182	0
Modal	14	0.198	3.299E-05	1.461E-06
Modal	15	0.173	0	0.0002
Modal	16	0.152	0.0198	0
Modal	17	0.129	0	0.0586
Modal	18	0.119	0.011	0
Modal	19	0.115	0	0.0002
Modal	20	0.114	8.568E-06	0.0002
Modal	21	0.1	0.0076	0
Modal	22	0.087	0	0.0232
Modal	23	0.081	0	0.0001
Modal	24	0.078	2.664E-06	0.0001

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



$$T_x = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.104, 1.674) = 1.104 \quad \text{ok}$$

$$T_y = \min(1.25T_a, T_m) = \min(0.69, 0.957) = 0.69 \quad \text{ok}$$

پس دیگر نیازی به تغییرات نیست محاسبات ما درست است.

**کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی (کنترل دررفت)**

یکی از مهمترین کنترل های سازه ای کنترل دررفت 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 تغییر مکان جانبی نسبی طبقات آن به دست آید. سپس با محاسبه اختلاف تغییر مکان جانبی، دررفت (تغییر مکان جانبی نسبی) در هر طبقه تعیین می شود. نتایج این گام با پارامتر  $\Delta_{eui}$  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  $P-\Delta$  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  $P-\Delta$ ) از رابطه زیر به دست آید:

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

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

$\theta_i$  = شاخص پایداری طبقه که روش محاسبه آن در بند (۳-۶) 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  $P-\Delta$  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:

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

$\Delta_M$ : تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طبقه ( تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه زیر اثر زلزله طرح)

$C_d$ : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

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

توجه: اگر تاثیر  $P-\Delta$  در تحلیل سازه در نظر گرفته شده باشد عملاً به جای  $\Delta_{eu}$ ، 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 ( $\Delta_a$ ) مقایسه می کند.

مقدار  $\Delta_a$  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 ساختمان های با اهمیت کم و متوسط یا زیاد  $T_m$

در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد  $\min\{1.25T_a, T_m\}$

در هنگام کنترل دریافت

**تبصره ۲:** مطابق بند ۳-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰، در تعیین نیروهای زلزله برای کنترل دریافت، باید محدودیت حداقل برش پایه رعایت شود.

**تبصره ۳:** 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.



**تبصره ۴:** 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 در گوشه های شاخصی تا هر دو 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.

**تبصره ۵:** مطابق بند ۳-۲-۳-۳ استاندارد ۲۸۰۰، در محاسبه ضریب نامعینی برابر یک در نظر گرفته می شود.

#### بررسی زمان تناوب و ضریب زلزله در الگوهای بار درینفت

الگوی بار	زمان تناوب مورد استفاده (تحلیلی)	محاسبه ضریب برش پایه (C)
EXDrift	1.674 s	$C_{Drift}=0.097$ $K=1.58$
EYDrift	0.957 s	$C_{Drift}=0.135$ $K=1.228$



$$\bar{\Delta}_M = C_d \bar{\Delta}_{eu} \leq 0.02h \rightarrow \frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{C_d} \rightarrow \begin{cases} \left(\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h}\right)_x \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.02}{5} = 0.004 \\ \left(\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h}\right)_y \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.02}{4} = 0.005 \end{cases}$$

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

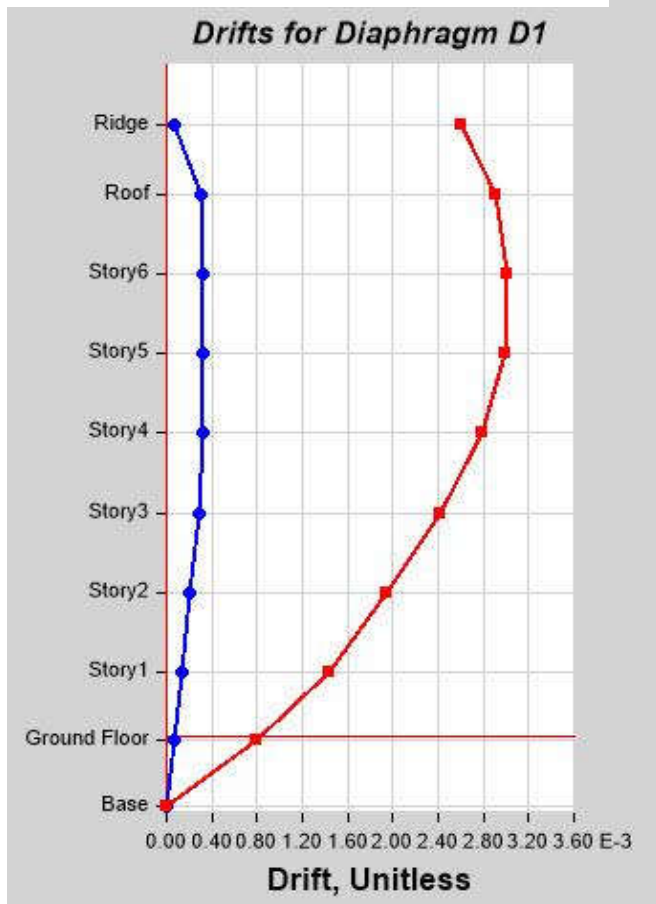
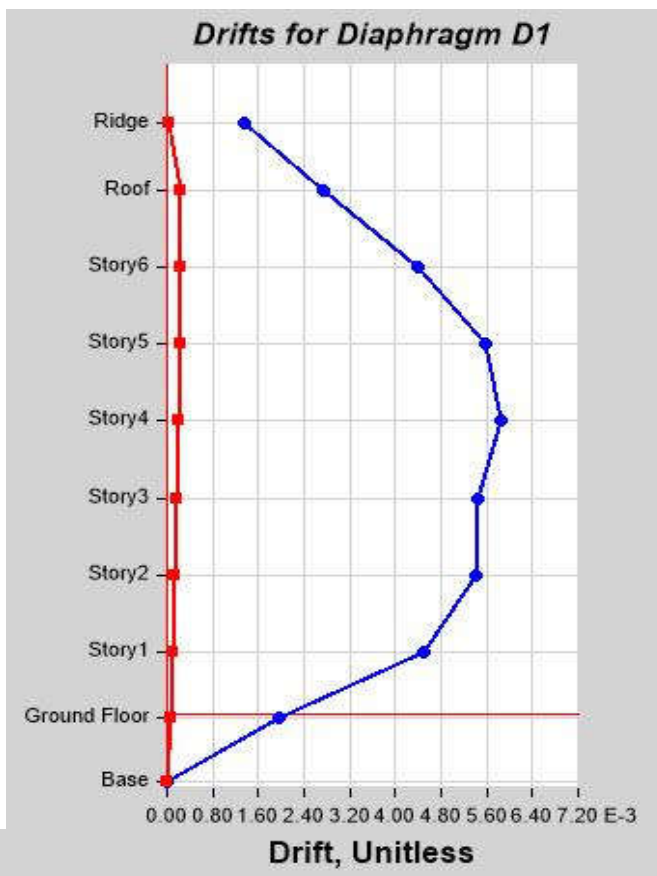
باید به این نکته توجه داشت که محلی که ما در نرم افزار برای کنترل دررفت استفاده می کنیم دررفت را برای محورهای کناری ساختمان محاسبه می کند ولی دررفت برای حالت عادی (زمانی که نامنظمی پیچشی نداریم) باید برای مراکز جرم طبقه محاسبه شود.

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



دانشگاه صنعتی شاهرود

دریفت جهت X



دریفت جهت Y

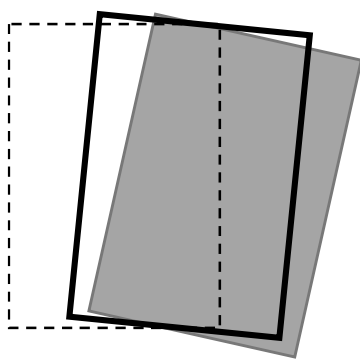


### کنترل نظم پیچشی

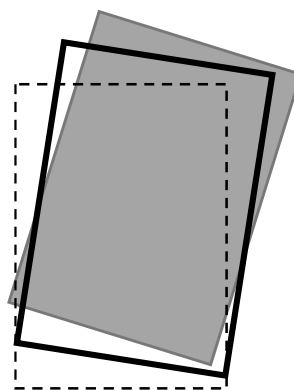


همانطور که از اصول مهندسی زلزله می دانیم ، در صورتی که مرکز جرم و مرکز سختی در پلان سازه بر هم منطبق نبوده و فاصله داشته باشند، در هنگام اعمال نیروی جانبی زلزله، در پلان پیچش ایجاد خواهد شد. البته تقریباً در همه ساختمان ها ، این موضوع وجود داشته و پیچش در پلان طبقات وجود دارد ولی مقدار آن می تواند به دلیل فاصله بین مرکز جرم و سختی ، تفاوت داشته باشد. در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای ارتفاعهای تا ۲۸۰ متر 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 طور مثال مقدار حداکثر و متوسط تغییر مکان های جانبی نسبی (Δ<sub>max</sub> و Δ<sub>min</sub>) برای طبقه n ام را به دست آورد.



$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{max} = \max(\Delta_1, \Delta_2) \\ \Delta_{max} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{max} = \max(\Delta_3, \Delta_4) \\ \Delta_{max} = \frac{\Delta_3 + \Delta_4}{2} \end{array} \right.$$

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:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.2 \implies \text{منظم پیچشی در پلان}$$

$$1.2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.4 \implies \text{نامنظم زیاد پیچشی در پلان}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.4 \implies \text{نامنظم شدید پیچشی در پلان}$$

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

برای کنترل اولیه نظم پیچشی می توان از جدول زیر استفاده کرد که اگر نامنظمی پیچشی نداشت می توانیم در ادامه و کنترل های نهایی بررسی دقیق تری انجام دهیم.

در این جدول تغییر مکان ها و نسبت ها بر اساس تغییر مکان مطلق است در صورتی که باید تغییر مکان نسبی در نظر گرفته شود اما چون روند پیچیده ای دارد و نتایج هم تفاوت چندانی ندارد برای کنترل اولیه از این نتایج استفاده می کنیم.



**کنترل نامظمی پیچشی جهت X**

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Roof	EXP	X	169.8	166.8	1.018039
Story6	EXP	X	156.9	154.3	1.016886
Story5	EXP	X	135.5	133.3	1.016372
Story4	EXP	X	107.7	106	1.016516
Story3	EXP	X	78.3	77.1	1.016191
Story2	EXP	X	50.9	50.2	1.014325
Story1	EXP	X	25.6	25.3	1.013773
Roof	EXN	X	172.8	166.7	1.036258
Story6	EXN	X	159.2	154.2	1.032749
Story5	EXN	X	137.2	133.2	1.029918
Story4	EXN	X	108.8	105.9	1.02761
Story3	EXN	X	79	77	1.026257
Story2	EXN	X	51.5	50.2	1.026247
Story1	EXN	X	26	25.3	1.026727

**کنترل نامظمی پیچشی جهت Y**

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Roof	EYP	Y	84.2	78.7	1.070669
Story6	EYP	Y	70.9	66.1	1.072986
Story5	EYP	Y	57	53	1.075757
Story4	EYP	Y	43.2	40	1.079809
Story3	EYP	Y	30.3	27.9	1.08657
Story2	EYP	Y	19	17.3	1.096213
Story1	EYP	Y	9.6	8.6	1.107431
Roof	EYN	Y	90.2	79.2	1.139104
Story6	EYN	Y	75.7	66.4	1.13879
Story5	EYN	Y	60.6	53.3	1.137767
Story4	EYN	Y	45.6	40.2	1.13549
Story3	EYN	Y	31.7	28	1.130583
Story2	EYN	Y	19.5	17.3	1.123418
Story1	EYN	Y	9.6	8.6	1.11556

همانطور که از نتایج جداول پیداست در دو جهت نامظمی پیچشی نداریم چون نسبت ماکسیمم تغییر مکان ها به میانگین آن ها کمتر از ۱,۲ است.

**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 ستون ها برای ترکیب بار های تشدید یافته

۵- کنترل واژگونی ساختمان

۶- بررسی پارامترهای مرتبط با پایداری سازه

۶-۱- بررسی شاخص پایداری طبقات سازه

۶-۲- بررسی نسبت تغییر مکان های مرتبه دوم به اول

۷- کنترل مقاومت برشی تیرهای قاب خمشی

۸- کنترل مقاومت تیر ها و ستون ها در قاب مهاربندی همگرای ویژه

۹- کنترل اعضای سازه با فرض دیافراگم غیرصلب

۱۰- کنترل تنش زیر پی

۱۱- 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	1.649	0.7297	1.076E-06
Modal	2	0.924	5.316E-06	0.698
Modal	3	0.772	0.0005	0.003
Modal	4	0.597	0.124	9.456E-07
Modal	5	0.534	0	0.0082
Modal	6	0.387	0	0.0019
Modal	7	0.331	0.0487	2.052E-06
Modal	8	0.311	0	0.008
Modal	9	0.306	0	0
Modal	10	0.278	0	0.1693
Modal	11	0.255	7.864E-07	0.004
Modal	12	0.252	0.0035	0.0001
Modal	13	0.242	0.0006	0.0004
Modal	14	0.214	0.0271	0
Modal	15	0.193	0	0.0004
Modal	16	0.156	0.0202	0
Modal	17	0.148	0	0.0486
Modal	18	0.136	0	0.0002
Modal	19	0.13	3.329E-06	0.0001
Modal	20	0.12	0.0154	0
Modal	21	0.104	0	0.0228
Modal	22	0.097	0	0.0001
Modal	23	0.092	0.012	1.935E-06
Modal	24	0.091	0.0002	0.0001

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

$$T_x = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.104, 1.649) = 1.104 \quad \text{ok}$$

$$T_y = \min(1.25T_a, T_m) = \min(0.69, 0.924) = 0.69 \quad \text{ok}$$

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	1.649 s	$C_{Drift}=0.098$ $K=1.57$
EYDrift	0.924 s	$C_{Drift}=0.138$ $K=1.212$

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

محاسبات در جدول های آتی آمده است.

کنترل	حداکثر مقدار مجاز نسبت دریفت	نسبت دریفت مرکز جرم	دریفت مرکز جرم (mm)	جا به جایی مرکز جرم (mm)	طبقه
OK	0.005	0.004	12.8	111.5	Roof
OK	0.005	0.00421875	13.5	98.7	Story6
OK	0.005	0.0049375	15.8	85.2	Story5
OK	0.005	0.0050625	16.2	69.4	Story4
OK	0.005	0.0046875	15	53.2	Story3
OK	0.005	0.0046875	15	38.2	Story2
OK	0.005	0.0045	14.4	23.2	Story1
OK	0.005	0.00275	8.8	8.8	Ground Floor

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:



کنترل	حداکثر مقدار مجاز نسبت دریفت	نسبت دریفت مرکز جرم	دریفت مرکز جرم (mm)	جا به جایی مرکز جرم (mm)	طبقه
OK	0.004	0.002	6.4	47.6	Roof
OK	0.004	0.00225	7.2	41.2	Story6
OK	0.004	0.0023125	7.4	34	Story5
OK	0.004	0.00225	7.2	26.6	Story4
OK	0.004	0.0020625	6.6	19.4	Story3
OK	0.004	0.00184375	5.9	12.8	Story2
OK	0.004	0.00134375	4.3	6.9	Story1
OK	0.004	0.0008125	2.6	2.6	Ground Floor

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

در مرحله قبل کنترل نظم پیچشی سازه با کنترل تغییر مکان های نسبی انجام شد در صورتی که باید با تغییر مکان های مطلق انجام شود اما چون این کار امری زمان بر است ابتدا برای طراحی مقدماتی اینکار را با تغییر مکان های مطلق انجام دادیم و با توجه به اینکه نسبت تغییر مکان ماکسیمم به میانگین تغییر مکان های مطلق کمتر از ۱,۲ بود با اطمینان بالایی گفتیم که سازه دیگر نامنظمی پیچشی ندارد اما بع از تیپ بندی برای اطمینان از این امر اینکار را برای تغییر مکان های نسبی انجام می دهیم.

کنترل بر اساس نتایج حالت بار EXP

طبقه	دریفت گره A1	دریفت گره A7	$\Delta_{max}$	$\Delta_{ave}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.005206	0.004878	0.005206	0.005042	1.03252678	OK
Story6	0.007929	0.007449	0.007929	0.007689	1.03121342	OK
Story5	0.008692	0.00799	0.008692	0.008341	1.04208129	OK
Story4	0.008619	0.007846	0.008619	0.0082325	1.04694807	OK
Story3	0.008281	0.007849	0.008281	0.008065	1.02678239	OK
Story2	0.007899	0.007624	0.007899	0.0077615	1.01771565	OK
Story1	0.00688	0.006643	0.00688	0.0067615	1.0175257	OK
Ground Floor	0.003329	0.003162	0.003329	0.0032455	1.02572793	OK



این جداول به صورت دستی و با استفاده از نتایج تصویری قسمت Poin Displacement نرم افزار Etabs تهیه شده است.

### کنترل بر اساس نتایج حالت بار EXN



کنترل	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	$\Delta_{ave}$	$\Delta_{max}$	دریفت گره A7	دریفت گره A1	طبقه
OK	1.0255793	0.0049845	0.005112	0.005112	0.004857	Roof
OK	1.01903768	0.007669	0.007815	0.007815	0.007523	Story6
OK	1.00585501	0.0082835	0.008332	0.008332	0.008235	Story5
OK	1.00042848	0.0081685	0.008172	0.008172	0.008165	Story4
OK	1.01759841	0.0080405	0.008182	0.008182	0.007899	Story3
OK	1.02359768	0.007755	0.007938	0.007938	0.007572	Story2
OK	1.02389937	0.0067575	0.006919	0.006919	0.006596	Story1
OK	1.0245484	0.0032385	0.003318	0.003318	0.003159	Ground Floor

### کنترل بر اساس نتایج حالت بار EYP

کنترل	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	$\Delta_{ave}$	$\Delta_{max}$	دریفت گره A7	دریفت گره A1	طبقه
OK	1.079014	0.001987	0.002144	0.002144	0.00183	Roof
OK	1.082544	0.002217	0.0024	0.0024	0.002034	Story6
OK	1.083026	0.002307	0.002498	0.002498	0.002115	Story5
OK	1.087625	0.002243	0.002439	0.002439	0.002046	Story4
OK	1.084262	0.002065	0.002239	0.002239	0.001891	Story3
OK	1.084847	0.001845	0.002001	0.002001	0.001688	Story2
OK	1.089937	0.00159	0.001733	0.001733	0.001447	Story1
OK	1.082341	0.000966	0.001045	0.001045	0.000886	Ground Floor



### کنترل بر اساس نتایج حالت بار EYN

طبقه	دریفت گره A1	دریفت گره A7	$\Delta_{max}$	$\Delta_{ave}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.002241	0.001746	0.002241	0.001994	1.124153	OK
Story6	0.002506	0.001943	0.002506	0.002225	1.126545	OK
Story5	0.002603	0.002023	0.002603	0.002313	1.125378	OK
Story4	0.002528	0.00197	0.002528	0.002249	1.124055	OK
Story3	0.002339	0.001807	0.002339	0.002073	1.128316	OK
Story2	0.002093	0.00161	0.002093	0.001852	1.130435	OK
Story1	0.001802	0.001389	0.001802	0.001596	1.129427	OK
Ground Floor	0.001067	0.000841	0.001067	0.000954	1.118449	OK

همانطور که از نتایج پیداست سازه نامنظمی پیچشی ندارد پس فرض اولیه برای کنترل تغییر مکان جانبی مراکز جرم درست می باشد؛ همچنین همانطور که در جداول نمایان است تغییر قابل ملاحظه ای بین کنترل نامنظمی برای تغییر مکان های جانبی نسبی و مطلق نیست و نتایج اختلاف کمی دارد پس می توان در اکثر مواقع از همان جدول تغییر مکان های مطلق برای کنترل نظم پیچشی استفاده کرد.

### کنترل ستون ها برای ترکیب بار های تشدید یافته

علاوه بر ترکیب بارهای عادی باید ستون ها را برای بار محوری برای ترکیب بار های تشدید یافته نیز کنترل کرد که در آن ها ضرایب بار های زلزله باید امگا باشد که این ضریب از استاندارد ۲۸۰۰ قابل برداشت است. برای کنترل این امر دو راهکار وجود دارد یک اینکه جداگانه از روش های خاصی کنترل شود یا اینکه این کار را به نرم افزار سپرد تا خود با دقت بالا محاسبه کند که ما از راهکار دوم استفاده کردیم پس ستون ها برای این ترکیب بارها هم طراحی شده است.



## کنترل واژگونی

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



وزن موثر لرزه ای سازه

$$W = M \times g = 409045.41 \times 9.81 = 4012.73 \text{ tonf}$$

لنگر مقاوم برای زلزله در جهت X:  $M_R = W \times X = 4012.73 \times 15 = 60190.95 \text{ tonf.m}$

لنگر مقاوم برای زلزله در جهت Y:  $M_R = W \times X = 4012.73 \times 13.12 = 52647.01 \text{ tonf.m}$

لنگر واژگونی در اثر زلزله در جهت X:

$$M_O = M_y + V_x \times h_f = 10116.94 + 532.52 \times 1.2 = 10755.96 \text{ tonf.m}$$

لنگر واژگونی در اثر زلزله در جهت Y:

$$M_O = M_x + V_y \times h_f = 12575.22 + 705.99 \times 1.2 = 13422.4 \text{ tonf.m}$$

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  $P-\delta$  و  $P-\Delta$  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:

$$\theta_i = \left[ \frac{P_{ui} \Delta_{eui}}{V_{ui} h_i} \right]_i$$

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

$\Delta_{eui}$  = 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:

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

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} = \frac{0.65}{4} = 0.1625$$

جهت خمشی

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} = \frac{0.65}{3.5} = 0.1857$$

جهت مهاربندی

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:



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

$\Delta_{eui}$  = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کردن اثر P- $\Delta$

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

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- $\Delta$	تغییر مکان بدون اثر P- $\Delta$	$\Theta$	$\Theta_{max}$
Roof	EXP	170.9	162.6	0.048566413	0.1625
Roof	EXN	170.6	162.4	0.048065651	0.1625
Story6	EXP	154.9	147.1	0.050355068	0.1625
Story6	EXN	154.7	146.9	0.050420168	0.1625
Story5	EXP	130.3	123.5	0.05218726	0.1625
Story5	EXN	130.1	123.3	0.052267487	0.1625
Story4	EXP	103.7	98.1	0.054001929	0.1625
Story4	EXN	103.6	98.1	0.053088803	0.1625
Story3	EXP	77.4	73.2	0.054263566	0.1625
Story3	EXN	77.5	73.3	0.054193548	0.1625
Story2	EXP	51.6	48.9	0.052325581	0.1625
Story2	EXN	51.7	49	0.052224371	0.1625
Story1	EXP	26.9	25.5	0.05204461	0.1625
Story1	EXN	26.9	25.6	0.048327138	0.1625
Ground Floor	EXP	8.7	8.3	0.045977011	0.1625
Ground Floor	EXN	8.7	8.3	0.045977011	0.1625

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- $\Delta$	تغییر مکان بدون اثر P- $\Delta$	$\Theta$	$\Theta_{max}$
Ridge	EYP	52.2	51.3	0.017241379	0.1857
Ridge	EYN	54	53.1	0.016666667	0.1857
Roof	EYP	47.3	46.6	0.014799154	0.1857
Roof	EYN	47.5	46.8	0.014736842	0.1857
Story6	EYP	41	40.4	0.014634146	0.1857
Story6	EYN	41.1	40.5	0.01459854	0.1857
Story5	EYP	33.9	33.4	0.014749263	0.1857
Story5	EYN	34	33.5	0.014705882	0.1857
Story4	EYP	26.5	26.1	0.01509434	0.1857
Story4	EYN	26.6	26.2	0.015037594	0.1857
Story3	EYP	19.3	19.1	0.010362694	0.1857
Story3	EYN	19.4	19.1	0.015463918	0.1857
Story2	EYP	12.7	12.6	0.007874016	0.1857
Story2	EYN	12.8	12.6	0.015625	0.1857
Story1	EYP	6.8	6.8	0	0.1857
Story1	EYN	6.9	6.8	0.014492754	0.1857
Ground Floor	EYP	2.6	2.5	0.038461538	0.1857
Ground Floor	EYN	2.6	2.5	0.038461538	0.1857

### بررسی نسبت تغییر مکان های مرتبه دوم به اول

بر اساس مبحث ۱۰ در مواردی که نسبت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر در تحلیل مرتبه دوم به مرتبه اول در همه طبقات کوچکتر یا مساوی ۱,۷ باشد، می توان بارهای جانبی فرضی را فقط در ترکیب بارهای ثقلی منظور نمود و از اثر آن ها در ترکیبات بارگذاری صرف نظر کرد؛ باید به این نکته دقت کرد در این دو حالت باید از سختی کاهش نیافته استفاده کرد

طبقه	حالت بار	$\Delta_{2nd}$	$\Delta_{1st}$	$\Delta_{2nd} / \Delta_{1st}$
Roof	EXP	0.001072	0.001078	0.994434
Roof	EXP	0.000046	0.000037	1.243243
Roof	EXN	0.001074	0.00108	0.994444
Roof	EXN	0.000036	0.000035	1.028571
Roof	EYP	0.000011	0.00001	1.1
Roof	EYP	0.001972	0.001627	1.212047
Roof	EYN	0.000024	0.000021	1.142857
Roof	EYN	0.002032	0.00168	1.209524
Story6	EXP	0.005206	0.004787	1.087529
Story6	EXP	0.000261	0.000203	1.285714
Story6	EXN	0.005111	0.004738	1.078725
Story6	EXN	0.000154	0.000147	1.047619
Story6	EYP	0.000135	0.000114	1.184211
Story6	EYP	0.002138	0.001789	1.195081
Story6	EYN	0.000214	0.000179	1.195531
Story6	EYN	0.002241	0.001874	1.195838
Story5	EXP	0.00793	0.007232	1.096515
Story5	EXP	0.000299	0.000242	1.235537
Story5	EXN	0.007813	0.00716	1.091201
Story5	EXN	0.000176	0.000168	1.047619
Story5	EYP	0.000159	0.000138	1.152174
Story5	EYP	0.002394	0.002051	1.167235
Story5	EYN	0.000248	0.000213	1.164319
Story5	EYN	0.002506	0.002146	1.167754





دانشگاه علمی کاربردی شیراز

Story4	EXP	0.008693	0.008028	1.082835
Story4	EXP	0.000435	0.000376	1.156915
Story4	EXN	0.008331	0.007723	1.078726
Story4	EXN	0.000061	0.00006	1.016667
Story4	EYP	0.000176	0.000156	1.128205
Story4	EYP	0.002492	0.002174	1.146274
Story4	EYN	0.000284	0.000246	1.154472
Story4	EYN	0.002606	0.00227	1.148018
Story3	EXP	0.008619	0.008016	1.075225
Story3	EXP	0.000475	0.000422	1.125592
Story3	EXN	0.00817	0.007621	1.072038
Story3	EXN	0.000007	0.000007	1
Story3	EYP	0.000179	0.000161	1.111801
Story3	EYP	0.002433	0.002151	1.131102
Story3	EYN	0.000282	0.000246	1.146341
Story3	EYN	0.002528	0.00223	1.133632
Story2	EXP	0.00828	0.007714	1.073373
Story2	EXP	0.000271	0.000236	1.148305
Story2	EXN	0.008178	0.007635	1.07112
Story2	EXN	0.000171	0.000162	1.055556
Story2	EYP	0.000145	0.000133	1.090226
Story2	EYP	0.002233	0.002004	1.114271
Story2	EYN	0.000247	0.00022	1.122727
Story2	EYN	0.002339	0.002095	1.116468
Story1	EXP	0.007892	0.007307	1.08006
Story1	EXP	0.000173	0.00015	1.153333
Story1	EXN	0.007929	0.007355	1.078042
Story1	EXN	0.000219	0.00021	1.042857
Story1	EYP	0.000129	0.000121	1.066116
Story1	EYP	0.001996	0.001826	1.0931
Story1	EYN	0.000209	0.000191	1.094241
Story1	EYN	0.002093	0.001912	1.094665
Ground Floor	EXP	0.006857	0.006242	1.098526
Ground Floor	EXP	0.000147	0.000136	1.080882



دانشگاه گیلان

Ground Floor	EXN	0.006892	0.006275	1.098327
Ground Floor	EXN	0.000193	0.00018	1.072222
Ground Floor	EYP	0.000117	0.00011	1.063636
Ground Floor	EYP	0.001725	0.001602	1.076779
Ground Floor	EYN	0.000179	0.000166	1.078313
Ground Floor	EYN	0.001803	0.001672	1.078349

براساس جداول فوق همانطور که پیداست نسبت تغییر مکان های جانبی مرتبه دوم به اول ، کمتر از ۱٫۷ است.

## کنترل مقاومت برشی تیرهای قاب خمشی

برای کنترل این بند از آیین نامه مبحث ۱۰، باید یک تیر از تیرهای بحرانی را انتخاب کنیم بنابراین تیر روی محور ۳ بین E, D در طبقه ۴ را انتخاب می‌کنیم.

حال باید بار ثقلی ضریب‌دار را محاسبه کنیم:

$$q_u = 1.2 \times 1478.38 + 1125 + 0.2 \times 78 = 2914.65 \text{ kgf/m} = 2.91 \text{ tonf/m}$$

برای این پروژه برای اتصالات گیردار از اتصال WFP استفاده می‌کنیم، محل تشکیل مفصل پلاستیک در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هر کدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود. برای تخمین طول ورق اغلب مقداری بین ۴۰ تا ۶۰ cm به دست می‌آید و ما محافظه کارانه ۶۰ سانتی متر در نظر می‌گیریم.

برای محاسبه مقدار  $V_u$ ، به پارامترهای  $M_p$  و  $L$  نیاز داریم:

$$Z_{33} = 753.8 \text{ cm}^3 \rightarrow M_p = ZF_y = 753.8 \times 2400 \times 10^{-5} = 18.81 \text{ tonf.m}$$

$$L = 0.936 \times 440 = 411.84 \text{ cm} = 4.11 \text{ m}$$

حال می‌توان مقدار برش وارد بر تیر در محل بر ستون را به صورت زیر تعیین نمود:

$$M_{Pr} = C_{Pr} \times R_y \times M_p = 25.96 \text{ tonf.m}$$

$$L_h = L - 2S_h = 4.11 - 2 \times 0.6 = 2.91 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{2M_{Pr}}{L_h} + \frac{q_u L}{2} = \frac{2 \times 25.96}{2.91} + \frac{2.91 \times 4.11}{2} = 23.82 \text{ tonf}$$

از سوی دیگر باید مقدار ظرفیت برشی اسمی تیر را بر اساس مقطع PG-W250X8-F200X12 محاسبه کرده و داریم:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{0.8} = 31.25 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{0.8} = 31.25 < 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 71 \rightarrow C_v = 1 \quad \phi_v = 0.9$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times (25 \times 0.8) \times 1 = 28800 = 28.8 \text{ tonf}$$

به صورت محافظه کارانه از مساحت جان تیر ورق استفاده کردیم هر چند بر مبنای مقررات ملی باید از ارتفاع کلی مقطع استفاده کرد.

$$V_u = 23.82 \text{ tonf} < \phi_v V_n = 28.8 \text{ tonf}$$

همانطور که از محاسبات معلوم است برای تیر مورد نظر، مقاومت برشی در محل اتصال به ستون بیشتر از نیروی برشی ایجاد شده در این محل است و حاشیه اطمینان مناسبی نیز وجود دارد.



دانشگاه گیلان

### کنترل اعضای سازه با فرض دیافراگم غیر صلب



دانشگاه صنعتی مازندران

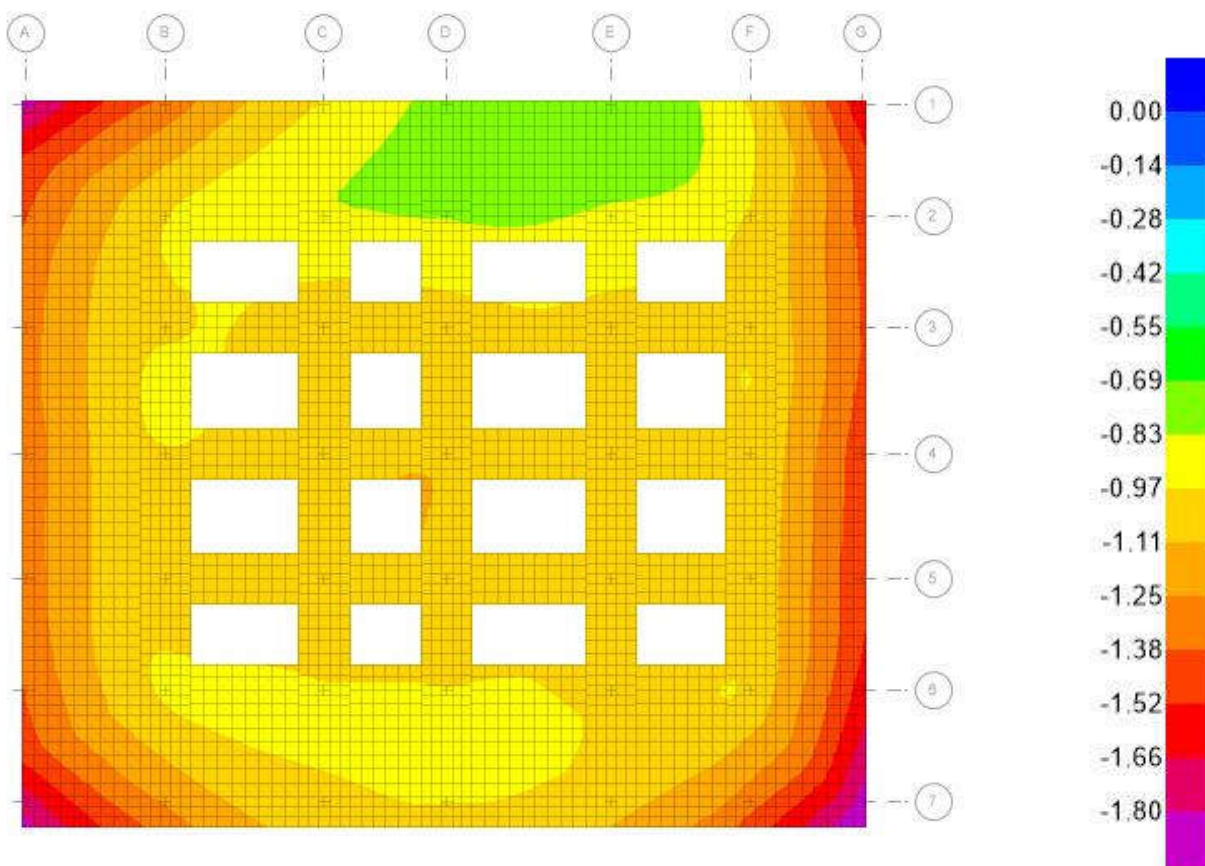
ابتدا تمام کف های سازه را نیمه صلب می کنیم بعد دوباره طراحی را انجام می دهیم و چک می کنیم که اعضا نسبت تنش های آن بیشتر از مقدار مجاز نشود.

البته باید نوع سقف تعریف شده را با ابعاد دقیق مدلسازی کنیم تا سختی المان کف به درستی محاسبه شود.

دوباره طراحی را انجام می دهیم و از فایل نرم افزار پیداست که تمامی اعضا جواب داده اند.

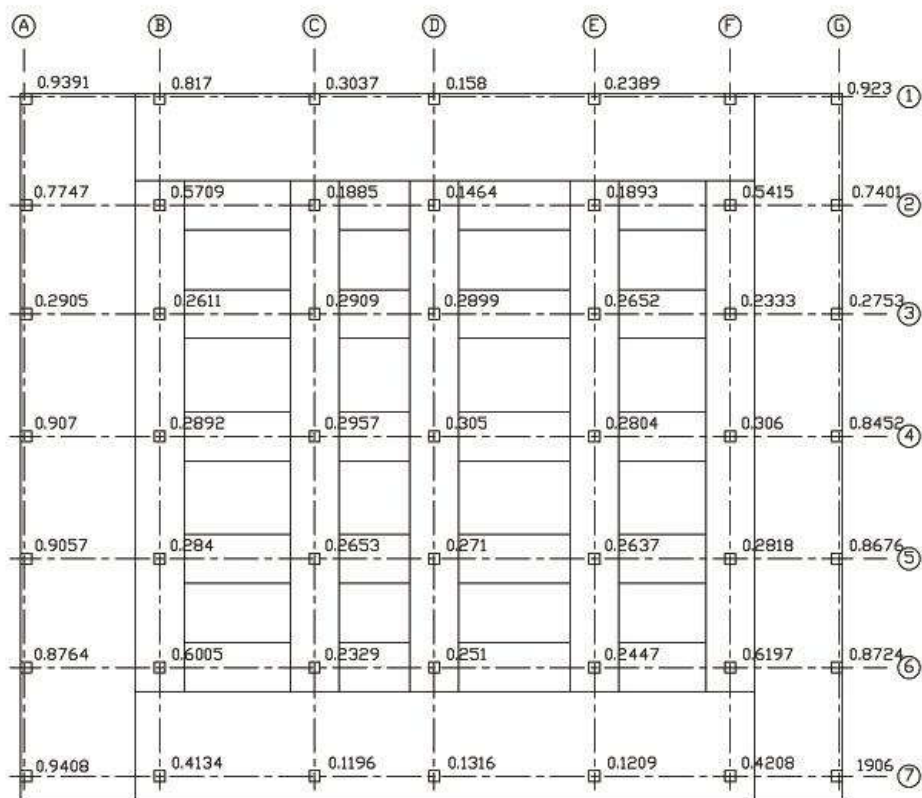
## کنترل تنش زیر پی

بعد از مدلسازی و آنالیز پی در نرم افزار باید کنترل کنیم ک تنش خاک زیر پی از حد مجاز فراتر نرود، همانطور که پیداست تنش در محدوده مجاز است.



**کنترل برش پانچ**

در طراحی شالوده باید برش پانچ موجود را کنترل کرد ک با توجه به شکل در محدوده مجاز است



# فصل پنجم

طراحی المان‌های سازه‌ای با محاسبات

دستی

۱- طراحی تیر

۲- طراحی ستون

۳- طراحی مهاربند

۴- طراحی اتصالات تیر به ستون

۵- طراحی اتصالات مهاربند

۶- طراحی وصله ستون‌ها

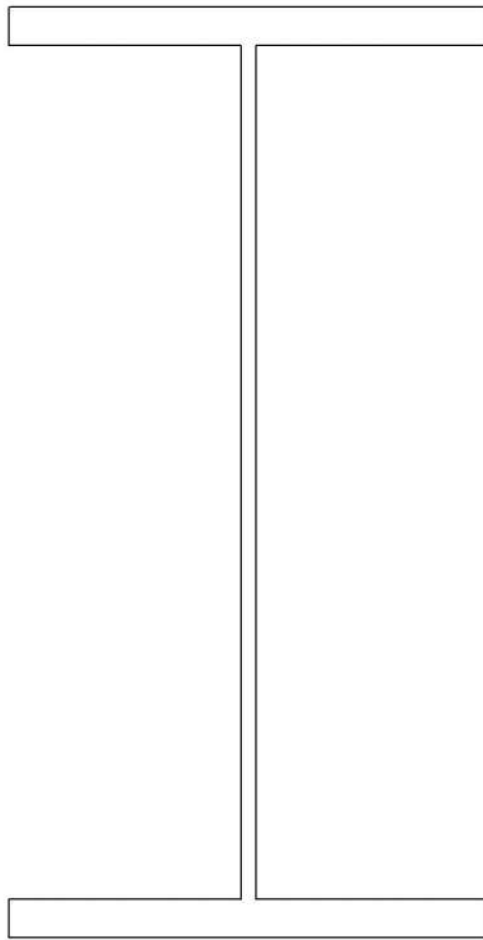
۷- طراحی ساختار دیافراگم سقف‌ها

۸- طراحی شالوده





# طراحی تیر



PG-W350X8-F250X30

## ETABS 2015 Steel Frame Design

## AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

## Beam 1

## Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	B13	20.5	UDStIS27	Intermediate Moment Frame	PG-W300X8-F250X15	Seismic HD

## LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
500.000	1	1.0

## Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

## Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$t_b$	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

## Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S <sub>DS</sub>	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

## Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
99	61.626	20418.75	3907.53	75	26.4

## Design Properties

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (cm)	r <sub>22</sub> (cm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
1237.5	312.602	1361.25	473.55	14.361	6.283	969311.66

## Material Properties

E (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>	$\alpha$
2000000	2400	1.15	NA

## Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)	T <sub>u</sub> (kgf-m)
20.5	0	-26828.3699	0	-11288.2781	0	0.0732

## Axial Force &amp; Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)



دانشگاه علمی کاربردی  
همدان

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.93	1	1	1	1	0.235
Minor Bending	0.01	1	1	1	1	1

#### Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>ltb</sub>	K <sub>ltb</sub>	C <sub>b</sub>
0.01	1	1.175

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.912 =	0 + 0.912 + 0

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kgf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (kgf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (kgf)
0	202730.4466	213840

#### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (kgf-m)	φM <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)	φM <sub>n</sub> No L <sub>TBD</sub> (kgf-m)
Major Bending	26828.3699	29403	29403
Minor Bending	0	10228.68	

#### Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (kgf)	φV <sub>n</sub> Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	11288.2781	38016	0.297
Minor Shear	0	97200	0

#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
18766.7412	UDStIS52	18257.2028	UDStIS52

## ETABS 2015 Steel Frame Design

## AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

## Beam 2

## Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	B81	225	UDStIS10	Intermediate Moment Frame	IPE220	Compact

## LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
450.000	1	1.0

## Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

## Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

## Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
33.4	9.03	2772	205	20.24	12.98

## Design Properties

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (cm)	r <sub>22</sub> (cm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
252	37.273	285	58.1	9.11	2.477	22672.314

## Material Properties

E (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>	$\alpha$
2000000	2400	1.2	NA

## Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)	T <sub>u</sub> (kgf-m)
225	0	5510.7857	11.0216	0	0	0

## Axial Force &amp; Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.909	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.01	1	1	1	1	1

## Parameters for Lateral Torsion Buckling

فصل پنجم

روژه سازه های فولادی

$L_{itb}$	$K_{itb}$	$C_b$
0.01	1	1.001

## Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.904 =	0 + 0.895 + 0.009

## Axial Force and Capacities

$P_u$ Force (kgf)	$\phi P_{nc}$ Capacity (kgf)	$\phi P_{nt}$ Capacity (kgf)
0	65110.9063	72144

## Moments and Capacities

	$M_u$ Moment (kgf-m)	$\phi M_n$ Capacity (kgf-m)	$\phi M_n$ No $L_{TBD}$ (kgf-m)
Major Bending	5510.7857	6156	6156
Minor Bending	11.0216	1254.96	

## Shear Design

	$V_u$ Force (kgf)	$\phi V_n$ Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	18691.2	0
Minor Shear	0	26231.04	0

## End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
5389.5214	UDStIS52	5389.5214	UDStIS52



دانشگاه سندھ

طراحی تیرهای بابت دستی

با یک بررسی کلی یک تیر مجزای را انتخاب کرده و طراحی کنیم که در صورتی که تیر مجزای دیگر را انتخاب کنیم طراحی را انجام می دهیم



برای طراحی تیر اول: تیر روی محور  $A-B$  درین محور  $A-B$  انتخاب می کنیم (در 2 Story)

- این تیر به دلیل اتصال به سقف، دارای مهارت کافی فرض می شود. به همین دلیل می توان فاصله بین مهارت را جانبی آن  $(L_b)$  اندک تر نظر گرفت.
- فرض می کنیم مقاطع فشرده هستند و حریمات کنترل خواهم کرد.
- با توجه به مورد 1، حالت  $L_b < L_p$  برای این تیر برقرار بوده و معادست منتهی اسی آن از رابطه

$$m_n = m_p = F_y Z_{33} \text{ پس برای تعیین } Z_{33} \text{ مناسب این تیر را در نظر می گیریم}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n = 0.9 F_y Z_{33} \Rightarrow Z_{33} \geq \frac{M_u}{0.9 F_y} = \frac{26.83 \times 10^5}{0.9 \times 2400} = 1242.13 \text{ cm}^3$$

4- حال برای تیر مورد نظر باید مقطعی را انتخاب کنیم که اساس مقطع آن بزرگتر یا مساوی  $1242.13 \text{ cm}^3$  باشد.

با توجه به مقاطعی که در پیوسته استفاده کردیم بهترین مقطع، مقطع  $PG-W 300 \times 8 - F 250 \times 15$  با اساس مقطع  $1361.25 \text{ cm}^3$  است.

5- معادست منتهی اسی و طراحی این تیر با مقطع  $PG-W 300 \times 8 - F 250 \times 15$  صورت زیر تعیین می شود:

$$L_b < L_p \Rightarrow m_n = m_p = F_y Z_{33} = 2400 \times 1361.25 = 3267000 \text{ Kg f.cm} = 32.67 \text{ ton f.m}$$

$$\Rightarrow \phi_b M_n = 0.9 \times 32.67 = 29.4 \text{ ton f.m}$$

6- نسبت تلاش ایجاد شده در این تیر به ظرفیت آن برابر است با:

$$\text{Ratio} = \frac{M_u}{\phi_b M_n} = \frac{26.83}{29.4} = 0.912$$

حفاظت بر استارت طبق فرضی با نتایج زیر از ایزادار (0.913)

7- برآ طرایی بر روی این تیر از نیروی 11.8 ton f

برای مقاطع غیر I شکل نمودار شده  $\phi_r = 0.9$  و  $V_u \leq \phi_r V_n$

رابطه به شکل زیر  $V_n = 0.6 F_y A_w C_r$  و  $A_w = h t_w \leq C_r$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30}{0.8} \leq 1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^6}{2400}} \Rightarrow 37.5 \leq 71 \Rightarrow C_r = 1$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (30 \times 0.8) \times 1.0 = 34560 \text{ Kg f} = 34.56 \text{ ton f}$$

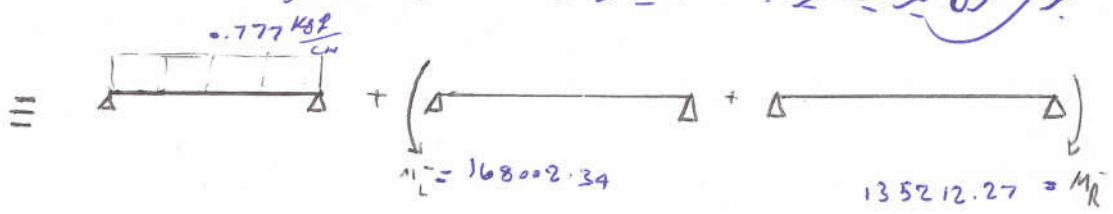
$$\Rightarrow \phi_r V_n = 0.9 \times 34.56 = 31.1 \text{ ton f}$$

$$\text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi_r V_n} = \frac{11.8}{31.1} = 0.37$$

که مطابق ضوابط است و نرم افزار دارد.

8- کنترل ضربه

بزرگترین مرتب تیر موجود در تابلو باید از روایت زیر استفاده کرد



$$\delta = \frac{596^4}{384EI} + \frac{m_i l^2}{16EI} + \frac{m_R l^2}{16EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0.777 \times 500^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 20418.75} + \frac{16800 \times 2.35 \times 500^2}{16 \times 2 \times 10^6 \times 20418.75} + \frac{135212.27 \times 500^2}{16 \times 2 \times 10^6 \times 20418.75} = 0.132 < \frac{500}{240} = 2.08$$

بزرگ

$$\delta = 0.044 < \frac{500}{300} = 1.667$$



برای طراحی تیر درگ برال هر دو حالت قبل است پس توضیحات اضافی نیاز نیست! تیر درگ آس ۲

و طبق آس ۲ ۵۵۴ انتخاب کنیم و برال را به دنبال هم انجامی هم. در ۲ story

- طراحی منشی

$$M_u \leq \phi_b M_n = 0.9 F_y Z_{33} \Rightarrow Z_{33} \geq \frac{M_u}{0.9 F_y} = \frac{5.51 \times 10^5}{0.9 \times 2400} = 255.09 \text{ cm}^3$$

⇒ Use IPE 220  
 $Z_{33} = 285 \text{ cm}^3$

$L_b < L_p \Rightarrow M_n = F_y Z_{33} = 2400 \times 285 = 684000 \text{ kgf.cm} = 6.84 \text{ ton.f.m}$

⇒  $\phi_b M_n = 0.9 \times 6.84 = 6.16 \text{ ton.f.m}$

Ratio =  $\frac{5.51}{6.16} = 0.894$

نتایج طراحی انطباق ضعیف با نتایج نرم افزار دارد

- طراحی برشی

$V_u \leq \phi_v V_n$

مقطع I شکل مورد استفاده  $\Rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{17.7}{0.59} = 30 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{2400}} = 64.66 \Rightarrow C_v = 1.0 \text{ و } \phi_v = 1.0$

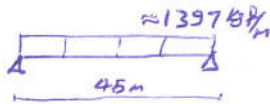
$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times (22 \times 0.59) \times 1 = 18691.2 \text{ kgf} = 18.69 \text{ ton.f}$

⇒  $\phi_v V_n = 1 \times 18.69 = 18.69 \text{ ton.f}$

Ratio =  $\frac{0}{18.69} = 0$

نتایج انطباق دارد

- کنترل تغییر



$\Delta_{\text{مورد}} = \frac{5FL^4}{384EI} = \frac{5 \times 13.97 \times 45^4}{384 \times (2 \times 10^5) \times 2772} = 1.34 \text{ cm}$

بارکن

$\Delta_{\text{مجاز}} = \frac{L}{240} = \frac{450}{240} = 1.875 > \Delta_{\text{مورد}} = 1.34$

Ratio =  $\frac{1.34}{1.875} = 0.714$

مطابقت ضعیف با نتایج نرم افزار دارد

$\Delta = \frac{5 \times 45 \times 45^4}{384 \times (2.54) \times 2772} = 0.3$

$\Delta_{\text{مجاز}} = \frac{L}{360} = 1.25 > \Delta_{\text{مورد}} = 0.3 \checkmark$

بارند

فصل پنجم

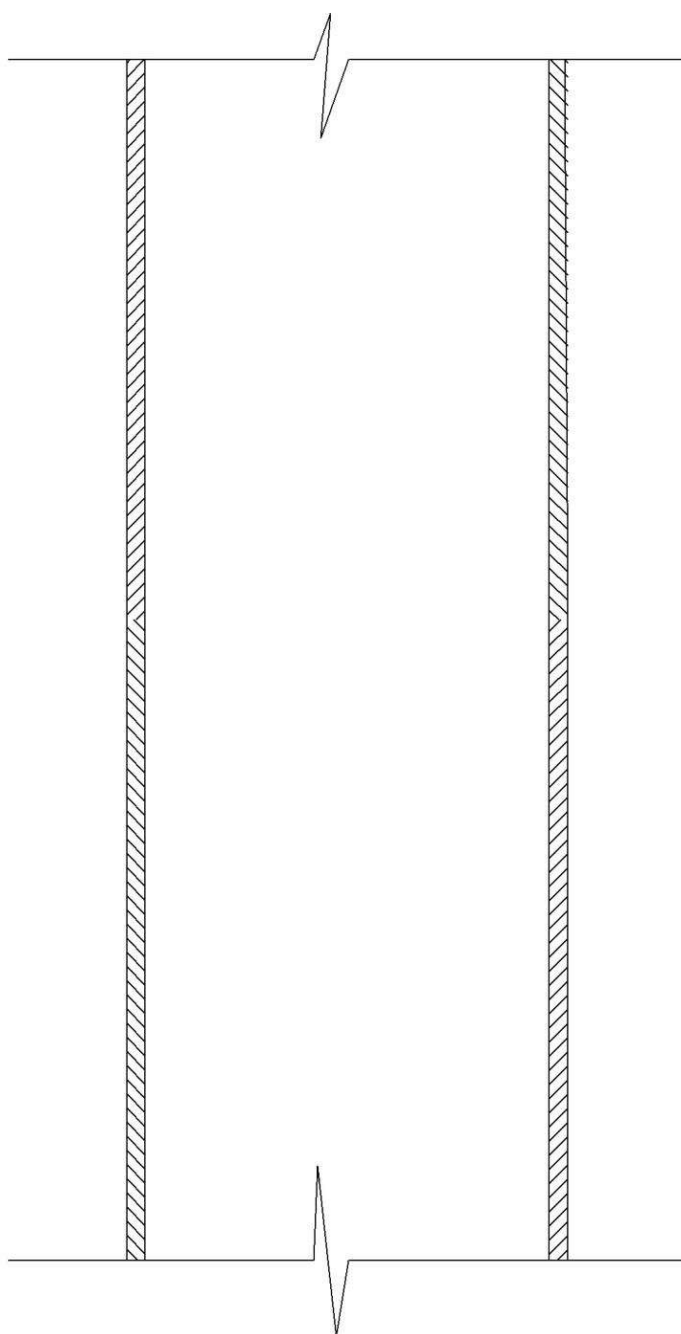
پروژه سازه های فولادی



# طراحی ستون



دانشگاه صنعتی شاهرود



پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

## ETABS 2015 Steel Frame Design

## AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

## Columns 1

## Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Ground Floor	C49	0	UDStIS32	Intermediate Moment Frame	BOX350X30	Seismic HD

## LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
270.000	0.6	1.0

## Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

## Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
-0.227	-0.007	1	0.8	0.8

## Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S <sub>DS</sub>	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

## Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
420	164616	97405	97405	192	192

## Design Properties

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (cm)	r <sub>22</sub> (cm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
4751.463	4751.463	5827.5	5827.5	15.229	15.229	

## Material Properties

E (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>	$\alpha$
2000000	2400	1.15	NA

## HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

(ASCE 12.4.3.2(5):  $(1.2+0.2*S_{ds})*D + 1.0*L + \Omega_0*Q_e$ )

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

## Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)	T <sub>u</sub> (kgf-m)
0	-845973	0	0	0	0	0

## Axial Force &amp; Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.899	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.899	1	1	1	1	1

## Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>ltb</sub>	K <sub>ltb</sub>	C <sub>b</sub>
0.899	1	1.388

## Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.945 =	0.945 + 0 + 0

## Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kgf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (kgf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (kgf)
845972.9142	895559.2606	907200

## Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (kgf-m)	φM <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)	φM <sub>n</sub> No L <sub>TBD</sub> (kgf-m)
Major Bending	0	125874	125874
Minor Bending	0	125874	

## Torsion Moment and Capacities

T <sub>u</sub> Moment (kgf-m)	T <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)	φT <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)
Major Bending	0	125874
0	123259.7305	110933.7575

## Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (kgf)	φV <sub>n</sub> Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	248832	0.014
Minor Shear	0	248832	0.033



دانشگاه علمی کاربردی

## ETABS 2015 Steel Frame Design

## AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

## Columns 2

## Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Ground Floor	C26	0	UDSIIS22	Intermediate Moment Frame	BOX250X15	Seismic HD

## LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
270.000	0.443	1.0

## Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

## Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0.485	0.03	1	0.8	0.8

## Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S <sub>DS</sub>	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

## Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
150	27914.437	17087.5	17087.5	70.5	70.5

## Design Properties

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (cm)	r <sub>22</sub> (cm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
1220.536	1220.536	1462.5	1462.5	10.673	10.673	

## Material Properties

E (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>	$\alpha$
2000000	2400	1.15	NA

## HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

## Stress Check forces and Moments



فصل پنجم

روژه سازه های فولادی

Location (cm)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)	T <sub>u</sub> (kgf-m)
0	-174516	11311.2577	-1271.7278	0	0	-10.3312

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.899	1	1	1	1	0.5
Minor Bending	0.899	1	1	1	1	0.622

#### Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>ltb</sub>	K <sub>ltb</sub>	C <sub>b</sub>
0.899	1	1.953

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.907 =	0.553 + 0.318 + 0.036

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kgf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (kgf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (kgf)
174516.0547	315592.4042	324000

#### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (kgf-m)	φM <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)	φM <sub>n</sub> No L <sub>TBD</sub> (kgf-m)
Major Bending	11311.2577	31590	31590
Minor Bending	1271.7278	31590	

#### Torsion Moment and Capacities

T <sub>u</sub> Moment (kgf-m)	T <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)	φT <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)
Major Bending	11311.2577	31590
-10.3312	30149.4663	27134.5197

#### Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (kgf)	φV <sub>n</sub> Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	91368	0.058
Minor Shear	0	91368	0.005



دانشگاه علمی کاربردی شیراز

طراحی دستی ستون‌ها

برای طراحی دستی ستون ۲ عدد از ستون‌ها را مجبوراً انتخاب می‌کنیم؛ در انتخاب ستون‌ها

ابتدا متغیر انتخاب می‌شود که تحت ترکیب بار تشدید یافته مجبور شد و در مورد سایر موارد انتخاب می‌کنیم که هم همین در هم تیرهای عمود وجود دارد با استفاده از تیرهای اندک‌تر و با استفاده

ستون انتخاب ستون G-1 خواهد بود و مقطع آن  $30 \times 350 \times 235$  می باشد (Base) (Base)

1- ستون مورد نظر در ترکیب بار بحرانی تحت آن نیروی عمود فشار به اندازه  $P_{cc} = -845.97$  قرار گرفته است

2- ستون با مقطع بانس دارای شکل هندسی می باشد و در آن تنها تنش عمودی مطرح می‌شود. برای این تنش

اجتناب نسبت در نظر گرفته  $(\lambda_{max})$  را تعیین می‌کنیم که البته مقدار  $\lambda$  در ستون بانس در نظر عدد برابر است

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{33} = r_{22}} = \frac{1 \times (270 \times 0.999)}{15.229} = 15.94 \rightarrow \text{L Factor: } \text{توضیحات در انتها}$$

3- ضریب طول موثر (K) با توجه به این که از طرفین تحلیل مستقیم استفاده شده برابر ۱ می باشد

3- حال تنش  $\sigma_{cr}$  و  $\sigma_{cr}$  الاستیک ستون به دست می‌آوریم

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{15.94^2} = 77687.85 \text{ Kg/cm}^2$$

4- حال براساس  $\lambda_{max}$  و  $F_c$  به سمت می‌آوریم

$$\lambda_{mon} = 15.94 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \left( \frac{F_y}{F_c} \right) \right] F_y = \left[ 0.658 \left( \frac{2400}{77687.85} \right) \right] \times 2400 = 2369.17 \text{ Kg/cm}^2$$

5- پس از تعیین  $F_{cr}$  که پس از  $P_n$  نشان دهنده است، می توان مقادیر فشاری  $P_n$  و  $F_{cr}$  را از جدول AISC استخراج کرد.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 2369.17 \times 420 = 995051.4 \text{ kg f} = 995.05 \text{ ton f}$$

6- حال می توانیم مقادیر فشاری  $P_u$  و  $P_n$  را مقایسه کنیم.

$$P_c = \phi_c P_n = 0.9 \times 995.05 = 895.55 \text{ ton f}$$

- با توجه به این که  $P_u < P_c$  است، در ترکیب بار تصدیق یافته می شود که این حالت برای طراحی مناسب است.  $Ratio$  نشان دهنده این نیروی محوری است.

$$Ratio = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{845.99}{895.55} = 0.945$$

- همانطور که دیده است مطابق معیار AISC (0.945) می باشد.

**L Factor:** برای تعیین این ضریب همواره در جدول AISC با توجه طبقه بار مورد استفاده می توانیم

برای مثال در این جدول در قسمت AISC PG-250x8-F200x12 می باشد.

$$L Factor = \frac{270 - (25 + 1.2 \times 2)}{270} = 0.899$$





محاسبه طرز استوار شدن در استوار شدن انتزاعی کنی که هم نیروی محوری و هم انحراف می باشد.

سئون ۰۳-۵ نیز و از انتزاعی کنی ، مقطع استوار (Base) است. BO & 250x15



$$P_u = -174.51 \text{ ton f} \quad M_{u_{33}} = 11.31 \text{ ton f.m} \quad M_{u_{22}} = -1.27 \text{ ton f.m}$$

تعیین مقادیر بحر استوار

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times (270 \times 0.899)}{10.673} = 22.74$$

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^4)}{22.74^2} = 38172.34 \text{ kg f/cm}^2$$

$$\lambda_{max} = 22.74 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\left(\frac{F_y}{E}\right)}\right] F_y = \left[0.658^{\left(\frac{2400}{38172.34}\right)}\right] \times 2400 =$$

$$F_{cr} = 2337.67 \text{ kg f/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 2337.67 \times 150 = 350650.5 \text{ kg f} = 350.65 \text{ ton f}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 0.9 \times 350.65 = 315.58$$

تعیین مقادیر خمی سئون

$$M_n = M_p = Z F_y \Rightarrow M_{n_{33}} = F_y \cdot Z_{33} = 2400 \times 1462.5 = 3510000 \text{ kg f.cm} = 35.1 \text{ ton f.m}$$

$$M_{n_{22}} = M_{n_{33}} = 35.1 \Rightarrow M_{c_{33}} = M_{c_{22}} = 0.9 \times 35.1 = 31.59$$

Ratio

پس از اینکه مقادیر ضریب استوار شدن استوار و انحراف کنی حاصل کردیم ، می توانیم رابطه استوار و انحراف کنی (اندرکنش) نیروی محوری و انحراف کنی را توسط مقدار Ratio در زیر به دست آوریم

فصل پنجم

بروزه سازه های فولادی





مقاومت محوری فشار:  $\phi_c P_n = 315.58 \text{ tonf}$  و نیروی محوری فشار:  $P_u = 174.51 \text{ tonf}$   
 مقاومت خمشی تو:  $\phi_b M_{n33} = 31.59 \text{ tonf.m}$  و ممان خمشی حول محور تو:  $M_{u33} = 11.31 \text{ tonf.m}$   
 مقاومت خمشی صاف:  $\phi_b M_{n22} = 31.59 \text{ tonf.m}$  و ممان خمشی حول محور صاف:  $M_{u22} = 1.27 \text{ tonf.m}$

از آنجا که ستون تحت نیروی محوری فشار است، شرط زیر برای آن کنترل می‌کنیم:

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{174.51}{315.58} = 0.553 > 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right)$$

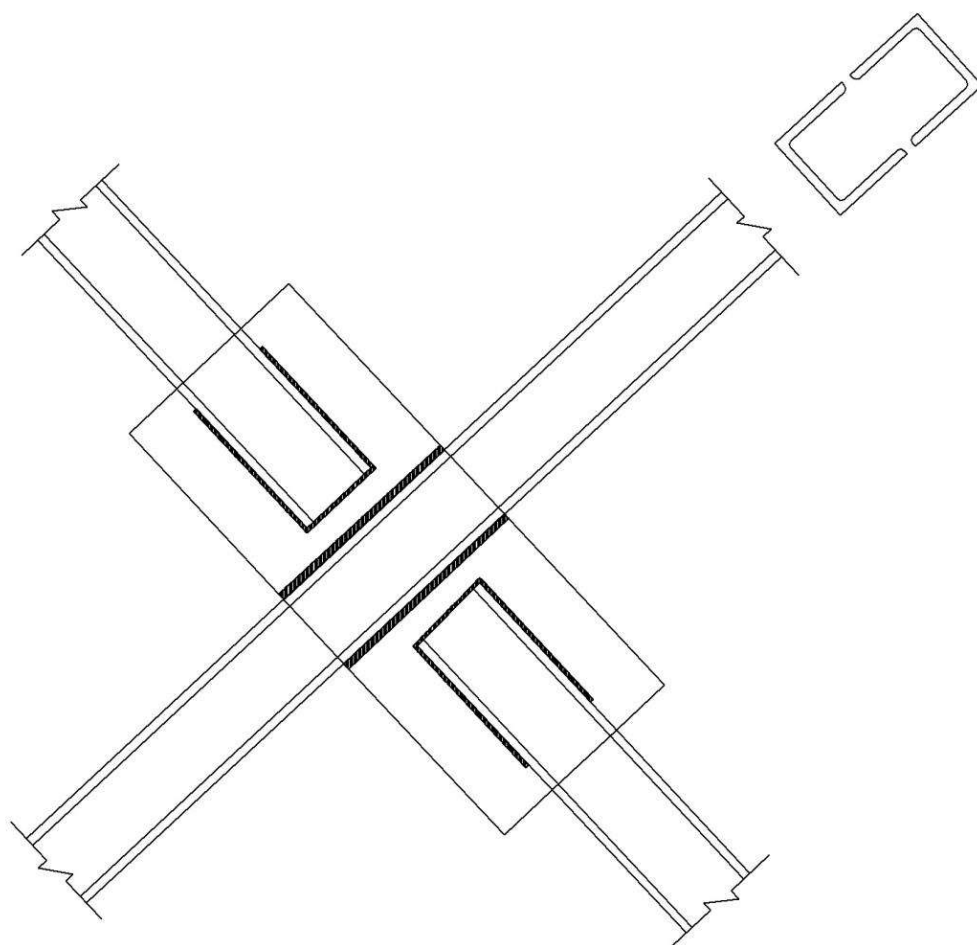
$x \rightarrow 33$   
 $y \rightarrow 22$

$$\text{Ratio} = \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{u33}}{M_{c33}} + \frac{M_{u22}}{M_{c22}} \right)$$

$$= \frac{174.51}{315.58} + \frac{8}{9} \left( \frac{11.31}{31.59} + \frac{1.27}{31.59} \right) = 0.907$$

- نتایج بررسی استهلاک از معادله درستی (Ratio) انطباق بسیار خوبی با نتایج برای Etabs دارد.

# طراحی مهاربند



## ETABS 2015 Steel Frame Design

## AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

## Brace 1

## Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	D21	256.125	UDStIS35	Intermediate Moment Frame	2UPN120(D10)	Seismic HD

## LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
512.250	1	1.05

## Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

## Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0.62	0.442	0.942169	0.8	0.753735

## Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S <sub>DS</sub>	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

## Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
33.96	7.678	728.2	744.343	19.8	16.8

## Design Properties

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (cm)	r <sub>22</sub> (cm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
121.367	124.057	149.38	149.492	4.631	4.682	5351.013

## Section Properties --- Unsymmetric Sections

I <sub>xy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>max</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>min</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>max</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>min</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>max</sub> (cm)	r <sub>min</sub> (cm)	$\alpha$ (deg)
0	744.343	728.2	124.057	121.367	4.682	4.631	90

## Material Properties

E (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>	$\alpha$
2000000	2400	1.2	90

## Stress Check forces and Moments

فصل پنجم

روژه سازه های فولادی

Location (cm)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)	T <sub>u</sub> (kgf-m)
256.125	-50552.0563	11.389	-4.5209	28.7195	-2.0067	0

## Axial Force &amp; Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.5	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.7	1	1	1	1	1

## Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>ltb</sub>	K <sub>ltb</sub>	C <sub>b</sub>
1	1	1.456

## Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.933 =	0.929 + 0.003 + 0.001

## Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kgf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (kgf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (kgf)
50552.0563	54421.7943	73353.6

## Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (kgf-m)	φM <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)	φM <sub>n</sub> No L <sub>TBD</sub> (kgf-m)
Major Bending	11.389	3226.608	3226.608
Minor Bending	4.5209	3229.0255	

## Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (kgf)	φV <sub>n</sub> Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	28.7195	21772.8	0.001
Minor Shear	2.0067	25660.8	7.82E-05

## End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
-50612.1981	UDStIS52	-50355.2882	UDStIS52



دانشگاه صنعتی شاهرود

## ETABS 2015 Steel Frame Design

## AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

## Brace 2

## Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	D4	276.089	UDStIS29	Intermediate Moment Frame	2UPN120(D10)	Seismic HD

## LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
552.178	1	1.05

## Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

## Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0.604	0.501	0.95649	0.8	0.765192

## Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S <sub>DS</sub>	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

## Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
33.96	7.678	728.2	744.343	19.8	16.8

## Design Properties

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (cm)	r <sub>22</sub> (cm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
121.367	124.057	149.38	149.492	4.631	4.682	5351.013

## Section Properties --- Unsymmetric Sections

I <sub>xy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>max</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>min</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>max</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>min</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>max</sub> (cm)	r <sub>min</sub> (cm)	$\alpha$ (deg)
0	744.343	728.2	124.057	121.367	4.682	4.631	90

## Material Properties

E (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>	$\alpha$
2000000	2400	1.2	90

## Stress Check forces and Moments

فصل پنجم

روژه سازه های فولادی

Location (cm)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)	T <sub>u</sub> (kgf-m)
276.089	-49252.4571	5.7856	-2.3306	37.584	3.1949	0

## Axial Force &amp; Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.5	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.7	1	1	1	1	1

## Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>ltb</sub>	K <sub>ltb</sub>	C <sub>b</sub>
1	1	1.404

## Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.952 =	0.95 + 0.002 + 0.001

## Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kgf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (kgf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (kgf)
49252.4571	51853.0295	73353.6

## Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (kgf-m)	φM <sub>n</sub> Capacity (kgf-m)	φM <sub>n</sub> No L <sub>TBD</sub> (kgf-m)
Major Bending	5.7856	3226.608	3226.608
Minor Bending	2.3306	3229.0255	

## Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (kgf)	φV <sub>n</sub> Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	37.584	21772.8	0.002
Minor Shear	3.1949	25660.8	1.245E-04

## End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
-49312.5989	UDStIS52	-49030.6705	UDStIS52



دانشگاه گجرات



حراری دما در مهار بند

تکمیل از مهار بند که جدا نشده است انتخاب می کنیم و ضرایب انبساطی را

مبارزه ای کمتر نیاز A سازه است و بین آنس که A-6 و A-7 قرار دارد در در طبقه 1 Story قرار دارد انتخاب می کنیم. مقطع (D10) 2UPN120 می باشد  $P_u = 50.55 \text{ ton}$

- 1- از آنجا که مقطع مهار بندها مقدار بوده و تحت فشار است، احتمال ایجاد برش خمشی یا گسیل یا تنگی وجود دارد باید وقت کرد که تنش خمشی - برشی وقتی محتمل است که مقطع دارای یک محور تقارن در راستای
- 2- ابتدا تنش فشاری از تنش خمشی در

$$\lambda_{23} = \frac{KL}{r_{23}} = \frac{1 \times (0.5 \times 512.25)}{4.631} = 55.3$$

$$\lambda_{22} = \frac{KL}{r_{22}} = \frac{1 \times (0.7 \times 512.25)}{4.682} = 76.58 \Rightarrow \lambda_{max} = 76.58 \Rightarrow F_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6)}{76.58^2} = 3365.88 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_{max} = 76.58 < 4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 135.97 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{2400}{3365.88} \right] \cdot 2400 =$$

$$F_{cr} = 1780.73 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

توجه: بر اساس بند (3-4-2-10) عیب 10 مقدار  $\lambda_{max}$  برای انتخاب ضرایب انبساطی نیاز بر روی مهار بندها بیشتر از 200 باشد

که از این نظر مشکل ندارد

3- در تمام بعد تنش فشاری را از تنش برشی و برش خمشی در دست می آوریم

$$F_c = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2 + G} \right] \left( \frac{1}{I_x + I_y} \right) = \left[ \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6) \times 5351.01}{(1 \times 512.25)^2 + 769230.76 \times 7.67} \right] \times$$

$$\left( \frac{1}{728.2 + 744.34} \right) = 7853.23 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G = \frac{E \alpha (2 \times 10^6)}{2(1 + \nu)}$$

در ادامه  $F_c$  را به  $F_{cr}$  می کنیم

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی





$$\frac{F_y}{E} = \frac{2400}{7853.23} = 0.3 < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_0}} \right] F_y = \left[ 0.658^{\frac{2400}{7853.23}} \right] \times 2400 =$$

$$F_{cr} = 2111.93 \text{ kgf/cm}^2$$

4- تنش تسلیم در طولی عضو حداقل مقدار است. با توجه به تنش در حد الاست است؛ و در لانه طولی است.

$$F_{cr} = \min[(F_{cr})_{\text{تنش طولی}} \text{ و } (F_{cr})_{\text{تنش عرضی}}] = \min[2111.83 \text{ و } 1780.73] = 1780.73 \text{ kgf/cm}^2$$

در این بار بندگی تنش طولی زودتر اتفاق می افتد

$$P_n = F_{cr} A_g = 1780.73 \times 33.96 = 60473.59 \text{ kgf} = 60.47 \text{ tonf}$$

$$\Rightarrow \phi_c P_n = 0.9 \times 60.47 = 54.42 \text{ tonf}$$

$$\text{Ratio} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{50.55}{54.42} = 0.928$$

5- حال می توان نسبت نیرو به ظرفیت را حساب کرد

- نتایج با نتایج برای تنش تسلیم در طولی و عرضی است. البته در تمام ابعاد ایزو استوار شده است. در این بار بندگی (تحت وزن خود) مقدار 0.004 که در نهایت مقدار تنش تسلیم تمام ابعاد نتایج است (0.933)

تعیین طولی و عرضی بار بندگی

1- بر اساس بند (10-2-3-4) صحت 10، تعداد تنش تسلیم یک عضو با اتصال جوشی در محل تکیه گاه با تنش حالت تسلیم تنش در مقطع است. و نسبت تنش در مقطع خالص مؤثر عضو است می آید

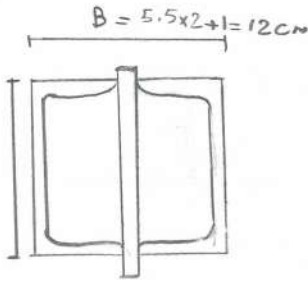
2- برای تنش زودتر تسلیم بار بندگی مورد نظر داریم

$$\phi_t P_n = 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 2400 \times 33.96 = 73353.6 \text{ kgf} = 73.35 \text{ tonf}$$



3- برای تعیین ظرفیت کششی همراه با باد ابتدا ضریب تخفیفی برای عقد تعیین نمود مقدار این ضریب با

استفاده از جدول (1-2-3-1) این ضریب تعیین میگردد. مقاطع دریل نادره داریم:



$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \quad \bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$$

طول اتصال جوش نادره ای بدون اتصال

حال برای نادره ای که مورد استفاده خواهد بود می توان با فرض 20cm طول قطب اتصال نادره ای بدون اتصال به صورت زیر مقدار ضریب تخفیفی را تعیین کرد.

$$\bar{x} = \frac{12^2 + 2 \times 12 \times 12}{4 \times (12 + 12)} = 4.5 \text{ cm} \quad u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{4.5}{20} = 0.775$$

4- تارهای گره طراحی اتصال همراه به ورق ثابت است یعنی آنچه مقدار طول جوش مورد نیاز آن مشخص نیست، با این حال طول جوش همراهها بین 20-40 است که با فرض عدد 20cm در اینجا، مقدار نقطه بارگذاری را برابر با یک دوره از آن در نظر در نظر از ضریب واند استفاده نموده است و چون محاسبه نیروی وارده از جوشها بسیار ساده است پس این است.

4- حال می توان ظرفیت کششی مقطع تحت حالت مدل کششی را به صورت زیر تعیین کرد:

$$\phi_t P_n = 0.75 F_u A_e = 0.75 \times 3700 \times 0.775 \times 33.96 = 73035.22 \text{ kgf} = 73.03 \text{ tonf}$$

5- ظرفیت کششی مقطع اتصال همراه به ورق است که در دو حالت در نظر گرفته شده است. برابر 73.03 است.

$$Ratio = \frac{P_u}{\phi_t P_n} = \frac{50.55}{73.03} = 0.692$$

در اساس می توان نسبت نیرو به ظرفیت کششی را تعیین کرد.



دانشگاه صنعتی شاهرود

طراحی لقمه بزرگ مهاربند

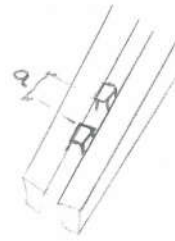
در مهاربند کمان فولادین که شعاع حاصله از این نوع فکین آن نادیده انگارند اسی می شود و تا در محل اتصال مهاربند به قاب  
 بتوان درین راستا در این ششگانه تقارن داد و تا در این راستا تقارن در این مهاربند به رقبه و رقبه به رقبه باشد  
 در این ششگانه تقارن گیر تا عملکرد دو نیمه یکدیگر به هم نرسد. در این موارد باید رقبه و رقبه به رقبه باشد



فصل دوم لقمه ما

$$\frac{a}{r_i} \leq \frac{3}{4} \lambda_{max}$$

شعاع رقبه از شعاع مقطع تک



$$a \leq \frac{3}{4} \lambda_{max} r_i = \frac{3}{4} \times 76.58 \times 1.59 = 91.32 \text{ cm}$$

در هر ۹۰ درجه لقمه به مارپیچ

برای تعیین ابعاد لقمه ما هم چون ضابطه این نوع ندارد و بر اساس نیاز اجرا و عوف مهندسین عالی می شود  
 با توجه به عرض مهاربند ۱۲cm است، ارتفاع لقمه ما ۱۲+۳=۱۵cm در نظر گرفته می شود. لقمه ما از هر طرف  
 ۱.۵cm بیرون می آید. حال چون در این راستا هم به هم نرسد و عرض مارپیچ هم ۵cm در نظر می گیریم و عرضی که در دسترس ما است

لقمه ما در نیاز: PL 150 x 50 x 10 @ 90cm C/C



ضامن هر بند

سور (سور) انبار باربری، کس G-4, G-5 و در Story 1 انقباضی است

$P_u = 49.25 \text{ ton}$

مقطع 2UPx120 (D10)

$$\lambda_{33} = \frac{KL}{r_{33}} = \frac{1 \times (552.178 \times 0.5)}{4.631} = 59.62$$

$$\lambda_{22} = \frac{KL}{r_{22}} = \frac{1 \times (552.178 \times 0.7)}{4.692} = 82.55$$

$\Rightarrow \lambda_{max} = 82.55 \Rightarrow F_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{82.55^2} = 2896.65 \text{ kg/cm}^2$

کلاس فولادی

$\lambda_{max} = 82.55 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{240}{2896.65} \right] \times 2400 =$

$F_{cr} = 1696.69 \text{ kg/cm}^2$

کلاس فولادی

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \left( \frac{1}{I_x + I_y} \right) = \left[ \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6) \times 5351.01}{(1 \times 552.178)^2} + 769230.76 \times 7.67 \right] \times$$

$\left( \frac{1}{728.2 + 744.34} \right) = 4241.94 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{4241.94} = 0.056 < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{240}{4241.94} \right] \times 2400 = 1893.94 \text{ kg/cm}^2$

$F_{cr} = \min \{ 1893.94, 1696.69 \} = 1696.69 \text{ kg/cm}^2$

$P_n = F_{cr} A_g = 1696.69 \times 33.96 = 57619.59 \text{ kg} = 57.62 \text{ ton} \Rightarrow \phi_c P_n = 0.9 \times 57.62 = 51.85 \text{ ton}$

Ratio  $= \frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.949$

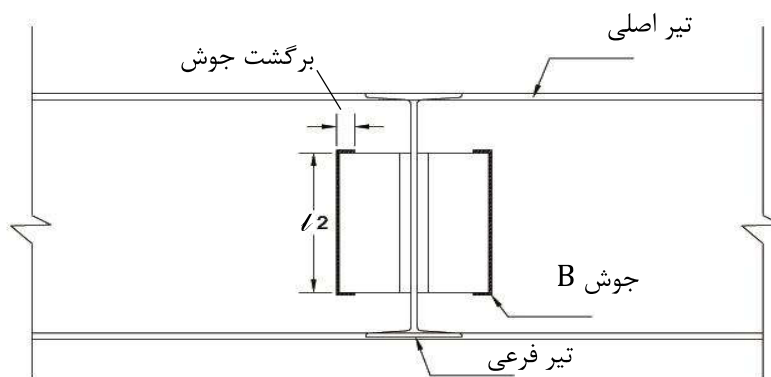
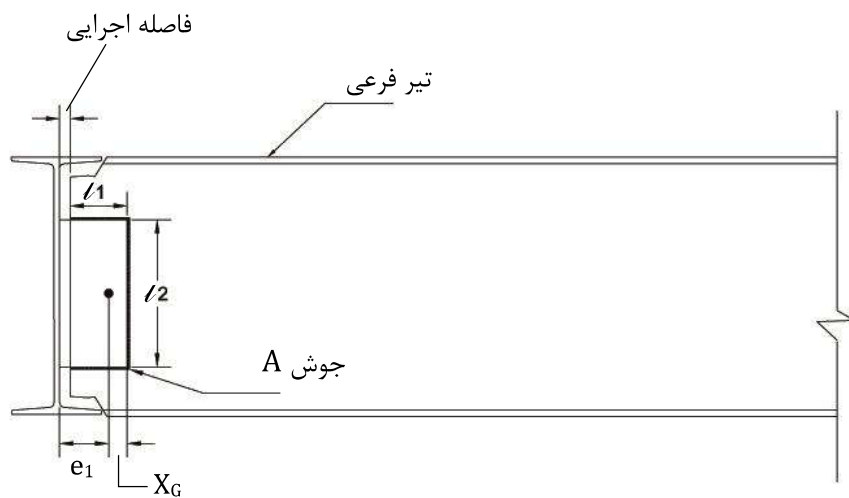
- توضیحات: ماسه‌ها قبل و اینده مطابق با نتایج ترا افترا وجود دارد (0.95 + 0.002)

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

# اتصال مفصلی با جفت نبشی جان

## (اتصال تیر به تیر)





طراحی اتصالات

طراحی اتصال با جفت نبشی جان

این نوع اتصالات در سازه های فولاد برای اتصال تیرهای فولادی به هم مانند سقف کامپوزیت استفاده می شود  
 به عنوان تیرین معمول موجود در طبقات است که برای اتصال تیرهای فولادی به هم در سقف کامپوزیت استفاده می شود



$$\left\{ \begin{aligned} V_u &= 3643.54 \text{ Kg} \\ \text{IPE } 200 \end{aligned} \right.$$

۱- تعیین ابعاد نبشی اتصال

$$R_u \leq \phi R_n \quad \phi = 1 \quad R_n = 0.6 F_y A_g \rightarrow 2tL_2$$

$$(h-2c)_{\text{IPE } 200} = 15.9 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = 15 \text{ cm}$$

$$V_u \leq \phi R_n \Rightarrow 3643.54 \leq 0.6 \times 2400 \times 2t \times 15 \Rightarrow t \geq 0.84$$

$$\text{usc } L 80 \times 80 \times 8 \rightarrow V_u = 34560 > 3643.54$$

۲- طراحی جوش A (جوش متصل به تیر فولادی)

جوش A که اتصال نبشی به جان تیر کامپوزیت را تأمین می کند تحت اثر همزمان نیروی کششی و یک لنگر  
 خمشی  $T_u = V_u \cdot e_1$  می باشد. هر طراحی این جوش منوط به دانستن تیر در انتهای آن و ضخامت  $e_1$  از تیر جوش A  
 وارد می شود. این دانستن با بریدن جوش A منتقل خواهیم کرد که در این انتقال یک لنگر خمشی ایجاد می شود.

$$l_1 = b - \text{قطر لنگر} = 8 - 1 = 7 \text{ cm}$$

$$x_G = \frac{l_1^2}{2l_1 + l_2} = \frac{7^2}{14 + 15} = 1.69 \text{ cm}$$

$$e_1 = b - x_G = 8 - 1.69 = 6.31 \text{ cm}$$

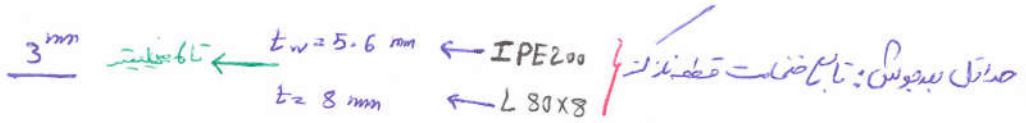
تنش برشی ناشی از نیروی  $V_u$  که تنش برشی مستقیم نامیده می شود از رابطه زیر حاصل می شود:

$$f'_y = \frac{V_u}{2(2l_1 + l_2)} = \frac{3643.5}{2(14 + 15)} = 62.82 \text{ Kg/cm}$$

به دلیل استفاده از  
 نبشی I



این مقدار بعد جوش باید با ضرایب و حداکثر تیرین شده توسط مبحث ۱۰ کنترل کنیم



نیاید از ضخامت قطعه کمتر بکوزند (5.6 mm) حداکثر بعد جوش: تا ۶ میلیمتر  
 برای ضخامت کمتر از ۶ میلیمتر جوش دراز بکشید تا ۶ میلیمتر برای ضخامت قطعه ۶ میلیمتر

$t_{min} = 5.6 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm}$   
 $a_{max} = 6 \text{ mm}$   
 use  $a = 3 \text{ mm}$

B طراحی جوش

میلر طراحی این جوش از رویین محافظ کارانه تر استفاده می شود جوش تحت برش، منحن و بیضی می باشد

$\bar{r}_e = \frac{2 \times 6 \times 3}{27} = 1.33$

$M = 3643.54 \times (6.31) = 22990.74 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

$T = \frac{3643.54}{2} \times (8 - 1.33) = 12151.2 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

(باتوجه به این)

$A_w = 4 \times 6 + 2 \times 15 = 54 \text{ cm}^2$

$I_x = 2 \times \frac{15^3}{12} + 2 \times 4 \times 7.5^2 = 1912.5 \text{ cm}^4$

(باتوجه به ب)

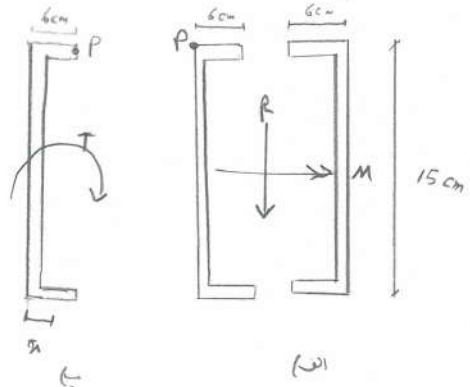
$J_w = I_x + I_y = \frac{1912.5}{2} + \frac{2}{3} (1.33^3 + 4.67^3) + 15 \times 1.33^2 = 1052.25 \text{ cm}^4$

$f_{uvs} = \frac{3643.54}{54} = 67.47 \text{ kg/cm}^2$

$f_{ut} = \frac{22990.74 \times 7.5}{1912.5} = 90.15 \text{ kg/cm}^2$

$f_{urx} = \frac{12151.2 \times 7.5}{1052.25} = 86.6 \text{ kg/cm}^2$

$f_{ury} = \frac{12151.2 \times 4.67}{1052.25} = 53.93 \text{ kg/cm}^2$



$f_{ur} = \sqrt{(67.47 + 53.93)^2 + 90.15^2 + 86.6^2}$   
 $= 174.25 \text{ kg/cm}^2$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

$$F_r \leq F_n R_n$$

$$174.25 \leq 0.75 (0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 a) \Rightarrow a \geq 0.174 \text{ cm}$$

باقی به جداولت کنید

$$\text{use } a = 3 \text{ mm}$$





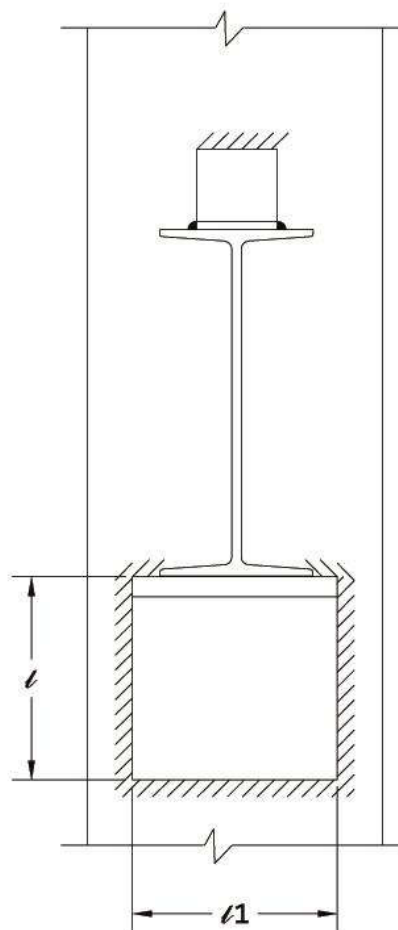
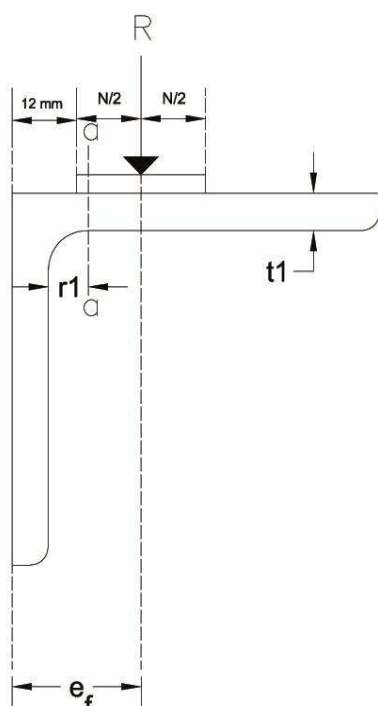
# اتصال مفصلی با استفاده از نبشی

## نشیمن

### (اتصال تیر به ستون)



دانشگاه صنعتی شاهرود



طراحی اتصال مفصلی تیر به ستون با استفاده از تیرهای فولادی

این اتصال برای نیروهای خفیه بزرگ نامناسب است و باید به دلیل اینکه اتصال با کم مساحتی توان از این اتصال استفاده کرد

باید ابتدا نیروی خفیه بزرگ را از طریق اتصال به دست آورد و به کمک آن در است



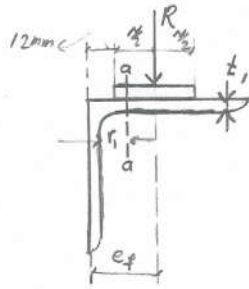
$$\left\{ \begin{aligned} R_u &= 11906.9 \text{ kP} \\ \text{Beam: IPE300} \\ \text{col: BOX } 300 \times 300 \end{aligned} \right.$$

فاصله از سطح خارجی بال  
تا انتهای ماصه جان

۱- محاسبه  $N$  بر اساس تسلیم موضعی جان

$$R_u \leq \phi R_n = \phi = 1 \cdot R_n = F_y w t_w (2.5K + N)$$

$$\Rightarrow 11906.9 \leq 1 \times 2400 \times 0.71 (2.5 \times 2.57 + N) \Rightarrow N \geq 0.56 \times K = 2.57 \text{ cm}$$



$$N \geq K = 2.57$$

۲- محاسبه  $N$  بر اساس تسلیم انتهای

در ابتدا فرض می‌کنیم  $\frac{N}{d} \leq 0.2$  و در انتهای می‌کنیم

$$R_u \leq \phi R_n \Rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[ 1 + \left( \frac{3N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}}$$

$$11906.9 \leq 0.75 \times 0.4 \times 0.71^2 \left[ 1 + \left( \frac{3 \times N}{30} \right) \left( \frac{0.71}{1.07} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \times 2400 \times 1.07}{0.71}}$$

$$\Rightarrow N \geq -1.37 \times$$

پس از رابطه دوم استفاده می‌کنیم

$$11906.9 \leq 0.75 \times 0.4 \times 0.71^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{30} - 0.2 \right) \left( \frac{0.71}{1.07} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \times 2400 \times 1.07}{0.71}}$$

$$\Rightarrow N \geq 0.47 \times K \Rightarrow N = K = 2.57 \text{ cm}$$

$$\frac{2.57}{30} = 0.085 < 0.2 \checkmark \Rightarrow R_n = 13854.25 > R_u = 11906.9$$

حالا تکمیلی بر اساس بردست می آوریم

$$M_u = R_u \left( \frac{N}{2} + 1.2 \cdot t_f - r_f \right)$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad \phi = 0.9 \quad M_n = Z F_y = \frac{L_1 t_f^2}{4} F_y$$

مردودنی تغییر از ۱۰۰×۱۰ استفاده شد

$$M_u = 11906.9 \times \left( \frac{2.57}{2} + 1.2 - 1 - 1.2 \right) = 3393.47$$

$$3393.47 \leq 0.9 \times \frac{L_1 \times 10^2}{4} \times 2400 \Rightarrow L_1 = 6.28 \Rightarrow \text{use } L_1 = 8 \text{ cm}$$

$$b_f + 3 \text{ cm} = 15 + 3 = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } 20 \text{ cm}$$

مقابله با طول درازگی:

بنابراین از لنگه تقویتی ۱۰۰×۱۰ و برای نشی فونش L 60×6 برای جلوگیری از تاب برداشتن جان پرها استفاده می شود.

در این تصویر جوش درازگی به کار برده می شود

طراحی جوش اتصال نشی به پال مستون

$$A_w = 2 \times 205 + 2 \times 10 + 20 = 45 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{5 \times 10 + 2 \times 10 \times 5}{45} = 3.33 \text{ cm}$$

$$I_w = 20 \times 3.33^2 + 5 \times (10 - 3.33)^2 + \frac{2}{3} (3.33^3 + 6.67^3) = 661 \text{ cm}^4$$

$$e_f = \frac{N}{2} + 1.2 = \frac{2.57}{2} + 1.2 = 2.485$$

$$R_u = 11906.9 \text{ kg}$$

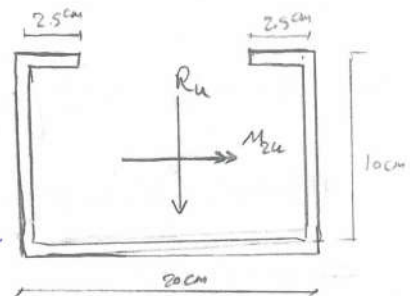
$$M_{2u} = 11906.9 \times e_f = 11906.9 \times 2.485 = 29588.65 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$f_{ur} = \frac{11906.9}{45} = 264.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark \quad f_{ut} = \frac{29588.65 \times 6.67}{661} = 298.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ur} = \sqrt{264.6^2 + 298.6^2} = 398.97 \text{ kg/cm}^2 \leq \phi R_n$$

$$398.97 \leq 0.75 \times (0.75 \times 0.6 \times 420 + 0.701a) \Rightarrow a = 0.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{use } a = 5 \text{ mm}$$

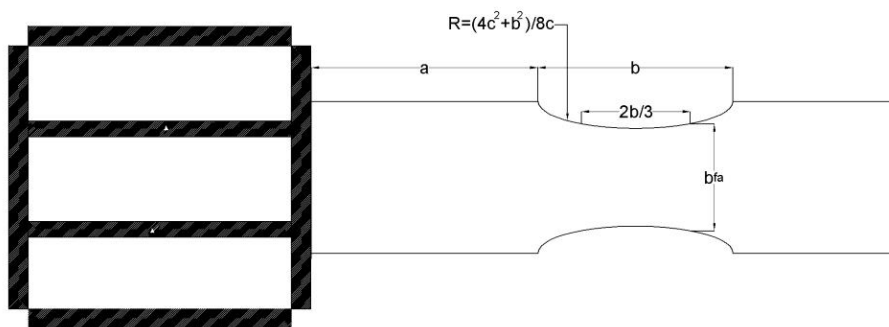
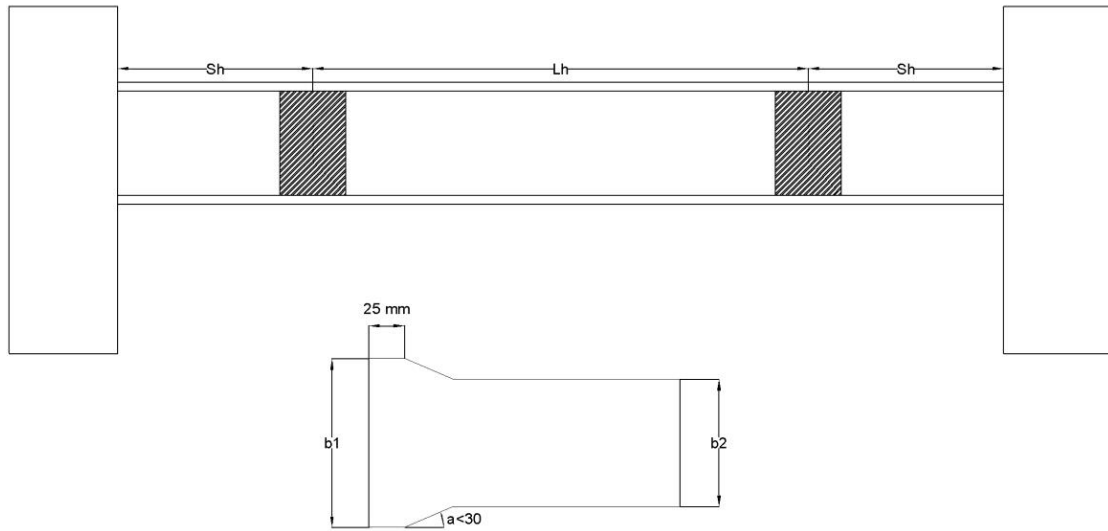


فصل پنجم

بروزر سازه های فولادی

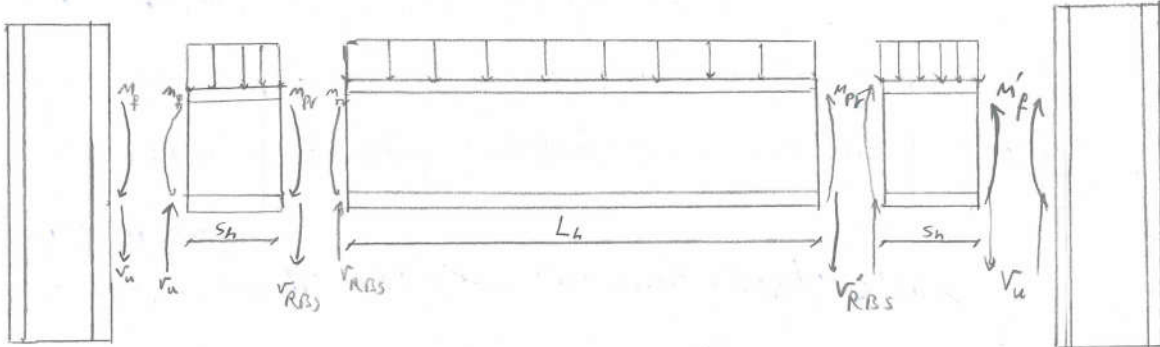


# اتصال گیردار تیر به ستون









تعیین ممان در مفاصل با استفاده از روش

$$s'_h = \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2} = \frac{35}{2} + 15 + \frac{30}{2} = 47.5 \text{ cm}$$

تعیین ممان در مفاصل با استفاده از روش

$$L_b = 400 - 2 \times 7.5 = 305 \text{ cm}$$

تعیین ممان در مفاصل با استفاده از روش

$$V_{pr} = \frac{2 M_{pr}}{L_b} = \frac{2 \times 7452000}{305} = 48865.57 \text{ kgf}$$

تعیین ممان در مفاصل با استفاده از روش

$$w_u = 11.20 \times 1.6 \text{ L} \text{ (ارتفاع سقف به متر)} = (11.2 \times 679.73 + 1.6 \times 0) = 815.67 \text{ kgf/m}$$

$$V_{g-PH} = \frac{w_u \times L_b}{2} = \frac{815.67 \times 305}{2} = 12439$$

تعیین ممان در مفاصل با استفاده از روش

$$V_{RBS} = V_{pr} + V_{g-PH} = 50109.47 \text{ kgf} \Rightarrow \text{بیشتر}$$

$$V_{RBS} - V_{pr} - V_{g-PH} = 47621.66 \text{ kgf}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

گام ۵: محاسبه ضریب کاهش درجه استخوانی ( $M_p$ )

این ضریب شامله از دو استخوانی است! اتصال پلاستیکی

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 15 + \frac{30}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$M_f = M_{pf} + V_{RBS} \times S_h = 7452000 + 5069.47 \times 30 = 8355284.1 \text{ kgf.cm} \rightarrow 83.55 \text{ tonf.m}$$

$$M_p = M_f + V_{RBS} \times S_h = 8280649.8 \approx 82.8 \text{ tonf.m}$$

گام ۶: محاسبه ضریب پلاستیکی مورد انتظار ( $M_{pe}$ )

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x = 1.15 \times 2400 \times 3095 = 8542200 \text{ kgf.cm}$$

$$M_f \leq \sum_{i=1}^n M_{pe} \Rightarrow 83.55 \text{ tonf.m} \leq 85.42 \text{ tonf.m}$$

گام ۷

گام ۸: کنترل متناوب بستر استخوانی

$$L' = L_0 - 2 \times \frac{d_t}{2} = 4000 - 35 = 3650 \text{ cm}$$

طول دهانه آزاد بستر

$$V_g = \frac{w_u \times L'}{2} = \frac{815.67 \times 365}{2} = 1488.6 \text{ kgf}$$

وزن سازه آزاد بستر استخوانی

$$V_u = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_g = 2 \times \frac{7452000}{305} + 1488.6 = 25.92 \text{ tonf}$$

وزن موجود در دو استخوان

$$\frac{h}{t_w} = \frac{350}{8} = 43.75 < 260 \Rightarrow K_v = 5$$

مقاومت بستر استخوانی

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.11 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \Rightarrow 43.75 \leq 71.65 \Rightarrow \phi_v = 0.9, C_v = 1.6, A_w = d \cdot t_w = 35 \times 8 = 280 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 25.92 \leq \phi_v V_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 28 \times 1.6 = 36.28 \text{ tonf} \quad \checkmark \checkmark$$

انام ۹: طرح اتصال جانگیر مستقیم



$l_1 = 15 \text{ cm}$     کوبه  
 $l_2 = 30 \text{ cm}$     زینت  
 $t = 0.5 \text{ cm}$     ورق

$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 250 \times (2 \times (30 \times 0.5)) \times 1 = 43200 \text{ kgf} = 43.2 \text{ tonf}$

$\frac{h}{t_w} = \frac{30}{0.5} = 60 \leq 2.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.66 \checkmark \Rightarrow C_v = 1$

$V_u = 25.22 \text{ tonf} < V_n = 43.2 \text{ tonf} \checkmark$

طرح جوش A: مستقیم جانگیر مستقیم

$l_1 = 15 - 1 = 14 \text{ cm}$

$r_{CG} = \frac{14^2}{2 \times 14 + 30} = 3.38 \text{ cm}$

$e_1 = l_1 - r_{CG} = 15 - 3.38 = 11.62 \text{ cm}$

$f_y = \frac{V_u}{2(l_1 + l_2)} = \frac{25920}{2(2 \times 14 + 30)} = 223.45 \text{ kgf/cm}$

$T_u = V_u \cdot e_1 = 25920 \times 11.62 = 301190.4 \text{ kgf.cm}$

$Y = \frac{l_2}{2} = \frac{30}{2} = 15 \quad X = l_1 - r_{CG} = 14 - 11.62 = 2.38$

$I_p = \frac{8l_1^3 + 6l_1l_2^2 + l_2^3}{12} - \frac{l_1^4}{2l_1 + l_2} = 8018.32$

$f_{rx}'' = \frac{T_u \cdot Y}{2I_p} = \frac{301190.4 \times 15}{2 \times 8018.32} = 281.72 \text{ kgf/cm}$

$f_{ry}'' = \frac{T_u \cdot X}{2I_p} = \frac{301190.4 \times 2.38}{2 \times 8018.32} = 44.62 \text{ kgf/cm}$

$f_r = \sqrt{f_{rx}''^2 + (f_y + f_{ry}'')^2} = 388.92 \text{ kgf/cm}$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی





$$\phi_r \leq \phi_n R_n = \phi_n \beta F_{nw} A_w$$

$$388.92 \leq 0.75 (0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707a) \Rightarrow a > 0.33 \text{ cm}$$

$$t_{min} = 0.5 \text{ cm} \Rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm}$$

} use a = 5 mm

a<sub>max</sub> = 6 mm

فصل جوش B  
فشار برش یافت بولس

$$M_u = V_u \cdot e = 25920 \times 11.62 = 301190.4 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$P_u \cdot \frac{V_u}{2L_c} = \frac{25920}{2 \times 30} = 432 \text{ kgf/cm}$$

$$S = \frac{d^2}{3} = \frac{30^2}{3} = 300 \text{ cm}^3$$

$$f_u = \frac{M_u}{S} = \frac{301190.4}{300} = 1003.97$$

$$\phi_r = \sqrt{f_u^2 + P_u^2} = 1092.97 \leq 0.75 (0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707a)$$

$$\Rightarrow a > 0.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } a = 10 \text{ mm}$$

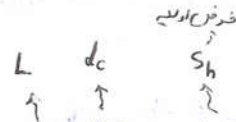
$$\Rightarrow 2PL \ 30 \times 15 \times 0.5$$



طراحی اتصال حساب با ورق زیر سر و روسر (WFP)

برای طراحی این اتصال تیر فولاد E-2F در نظر قرار می‌دهیم

B: PG-W 250 x 8 - F200 x 12  
 Col: Box 300 x 30



$M_p = 2 F_y = 75 \cdot 3.8 \cdot 2400 = 1809120 \text{ kgf.cm}$      $L_h = 5 - 0.25 - 2 \times (0.3) = 4.15 \text{ m}$

$C_{pr} = \frac{F_d + F_u}{2 F_y} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 \neq 1.2 \Rightarrow C_{pr} = 1.2$

$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot M_p = 1.2 \times 1.15 \times 1809120 = 2496585.6 \text{ kgf.cm}$

$V_{pr} = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2} = \frac{2 \times 2496585.6}{4.15} + \frac{0.64 \times 415}{2} = 12164.54 \text{ kgf}$

$-W_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 0.534 = 0.64 \text{ kg/cm}$

$V_u = V_{pr} + W_u \cdot S_h = 12164.54 + 0.64 \times 30 = 12183.74 \text{ kgf}$

$M_u = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{W_u S_h^2}{2} = 2496585.6 + 12164.54 \times 30 + \frac{0.64 \times 3^2}{2} = 2861531.4 \text{ kgf.cm}$

-  $M_u$  برای طراحی ورق اتصال جان و  $M_a$  برای ورق‌های لوله

- ورق اتصال با  $\lambda$

$F_u = \frac{M_u}{d} = \frac{2861531.4}{25 + 2 \times 1.2} = 104435.45 \text{ kgf.cm}$

- عرض ورق در قسمت عرض (b, t, t<sub>1</sub>)

$F_u \leq \phi (F_t P_n) \text{ } \phi_t = 1 \text{ } P_n = F_y A_g$

$104435.45 \leq 0.75 (1.0 \times 2400 \times b_1 \times t_1) \xrightarrow{\text{بفرض ضلع}} b_1 \geq 19.34 \text{ cm}$   
 $t_1 = 3 \text{ cm}$

$\Rightarrow \text{use } b_1 = 20 \text{ cm} \leq b_{p_2} = 25 \text{ cm}$

- عرض ورق در قسمت دانه عرض لوله (b<sub>2</sub>)

$F_u \leq \phi_b F_y b_2 t_2 \text{ } \phi_b = 1$

$104435.45 \leq 1.0 \times 2400 \times b_2 \times 3 \Rightarrow b_2 \geq 14.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } b_2 = 15 \text{ cm} < b_p - 3 = 20 - 3 = 17$

- ضلع من روبرو

$$F_u \leq \phi R_n \quad \phi = 0.9 \quad R_n = \beta \cdot G \cdot F_u \cdot L_w \times 0.707a$$

$$F_u = 104435.45 \leq 0.9 \times 0.6 \times 24000 L_w \times 0.707a \Rightarrow L_w \geq 74.43 \text{ cm}$$

$$L = 2.5 + \frac{b_1 - b_2}{2g\alpha} + \frac{L_w}{2} = 2.5 + \frac{20 - 15}{2 \times 30} + \frac{75}{2} = 44.3 \approx 45 \text{ cm}$$

حرف استاندارد یا  $L_h$  فوقی تعیین باید محاسبه درجه ای است

فرض:  $S_h = 50 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_h = 3.75 \\ M_{Pr} = 2496585.6 \\ V_{Pr} = 13435.12 \\ M_u = 3169141.76 \\ F_u = 115662.1 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 = 25 \\ b_2 = 16 \\ L_w = 85 \end{array} \right. \Rightarrow L = 52 \text{ cm} \checkmark \checkmark$$

- ضلع ورق اتصال جان تیر به ستون

فرض اولیه برای طول ورق 20cm

$$l = 20 \text{ cm}$$

$$d_2 = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$b = 1.0 \text{ cm}$$

تست ورق برای برش

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi_v = 0.9 \quad C_v = 1 \quad V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_u = 12183.74 \leq 0.9 \times (2 \times 20 \times 1) \times 0.6 \times 24000 = 51840 \text{ kg} \quad \text{O.K.}$$

باید جوش A و B طراحی کرد که مانده آن قبلاً طراحی شده است



طراحی جویس A

$l_1 = l - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ cm}$

$e_c = \frac{l_1^2}{2l_1 + l_2} = \frac{19^2}{2 \times 19 + 20} = 6.22 \text{ cm} \quad e = l - e_c = 20 - 6.22 = 13.78 \text{ cm}$

$f_y' = \frac{V_u}{2(2l_1 + l_2)} = \frac{12183.74}{2(2 \times 19 + 20)} = 10500.3 \text{ kgf/cm}$

$T_u = V_u \cdot e = 12183.74 \times 13.78 = 167891.94 \text{ kgf.cm}$

$\gamma = \frac{l_2}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

$X = l_1 - e_c = 19 - 6.22 = 12.78 \text{ cm}$

$I_p = \frac{8 \times 19^3 + 6 \times 19 \times 20^2 + 20^3}{12} - \frac{19^4}{2 \times 19 + 20} = 6792.42 \text{ cm}^3$

$f_{ax}'' = \frac{T_u \cdot \gamma}{2I_p} = \frac{167891.94 \times 10}{2 \times 6792.42} = 12359 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$

$f_{ay}'' = \frac{T_u \cdot X}{2I_p} = \frac{167891.94 \times 12.78}{2 \times 6792.42} = 15795 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$

$f_r \leq \phi R_n \Rightarrow \sqrt{(12359^2) + (15795^2 + 10500.3)^2} = 290.57 \leq 0.75 \phi [0.75 \times 0.6 \times 40000 \times 0.707 \times 100]$

$\Rightarrow a \geq 24 \text{ cm} = 2.4 \text{ mm}$

$a_{min} = 6 \text{ mm} \xrightarrow{\text{use}} a = 6 \text{ mm}$

$M_u = V_u \cdot e = 12183.73 \times 13.78 = 167891.94 \text{ kgf.cm}$

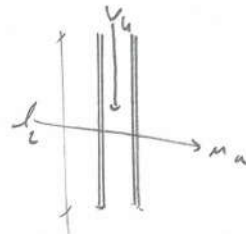
طراحی جویس B

$f_y' = \frac{V_u}{2l_2} = \frac{12183.74}{2 \times 20} = 304.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} = \frac{l_2^2}{3} = \frac{20^2}{3} = 133.33$

$f_{ax}'' = \frac{M_u}{S} = \frac{167891.94}{13333} = 12591.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$

$f_r = \sqrt{f_{ax}''^2 + f_y'^2} \leq \phi R_n \Rightarrow \sqrt{12591.3^2 + 304.6^2} = 12595.44 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$

$\Rightarrow a \geq 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm} \xrightarrow{\text{use}} a = 11 \text{ cm}$



فصل پنجم

بروزة سازه های فولادی





طراحی ورق پیوستگی (سخت کننده ۲)  
- کنترل کرنش موضعی در برابر ستون در مقابل بال کششی تیر

$$F_u \leq \phi R_n, \phi = 0.9$$

$$R_n = 6.25 F_y t_p^2$$

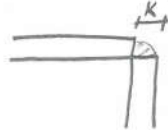
$$104435.45 \leq 0.9 \times 6.25 \times 2400 \times 3^2 = 121500 \text{ kg} \cdot \phi \text{ o.k.}$$

نیاز به درت پیوستگی ندارد

- کنترل تسلیم موضعی جان در مقابل نیروهای کششی و فشار

$$F_y \leq \phi R_n, \phi = 1.0, R_n = F_y t_w (5K + d_b)$$

فصلت ورق اتصال جان فشار



باتوجه به مقطع استفاده شده از ورق ۱۲ بر حسب ضوابط ورق است

باتوجه به استفاده از ورق جوان نیروی کششی سوراخ

$$\frac{F_u}{2} = \frac{104435.45}{2} = 52217.72 \leq 2400 \times 3 \left( 5 \times 3 + \frac{25}{2} \right) = 126000 \text{ kg} \cdot \phi \text{ o.k.}$$

این ضابطه رعایت شده و نیاز به ورق پیوستگی نخواهد بود.

- کنترل همبستگی در جان در مقابل نیروهای کششی و فشار

$$F_u \leq \phi R_n, \phi = 0.75, R_n = 0.8 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{d_b}{t_f} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}}$$

ط. ضوابط ورق اتصال جان فشاری تیر

د ارتفاع لنگه مقطع ستون

$$\frac{F_u}{2} = 52217.72 \leq 0.75 \times 0.8 \times 3^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{2}{3+6} \right) \left( \frac{3}{3} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{256 \times 2400 \times 3}{3}} = 61772.71 \cdot \phi \text{ o.k.}$$

این ضابطه رعایت شده است و نیاز به ورق پیوستگی نیست

- کنترل گمانش فشار در جان ستون در تابلای یک جهت نیرو مقرر شده

$$F_u \leq \phi R_n, \phi = 0.9, R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_y w}}{h}$$

ارتفاع آزاد جان ستون

$$\frac{F_u}{2} = 52217.72 \leq 0.9 \times \frac{24 \times 3^3 \sqrt{206 \times 2400}}{35} = 27544.36 \text{ OK}$$

ضابطه رعایت شده است و عملیات بر ورق به ورق پیوستگی در تابلای یک جهت فشار تعیین نخواهد بود.

- کنترل ضماحت حداقل ستون بر اساس ضوابط لرزه ای ۱۰

$$t_{c\phi} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{c\phi}^2} \left(b_{c\phi} - \frac{b_{bf}}{2}\right)\right] \left[1.8 \frac{b_{bf} t_{bf}}{R_{yc} F_{yc}} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}\right]}$$

$$t_{c\phi} \geq \frac{b_{bf}}{12}$$

$$3.0 \text{ cm} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{20}{35^2} \left(35 - \frac{20}{2}\right)\right] \left[1.8 \times 20 \times 1.2 \times \frac{1.15 \times 2400}{1.15 \times 2400}\right]} = 2.02 \text{ cm OK}$$

این ضابطه نیز رعایت شده و نیاز به ورق پیوستگی نخواهد بود



دانشگاه گیلان



طراحی جوش اتصال

تأثیرش ۳۵۰ کیلو نیوتن در هر متر مربع است با این محاسبه جوش اتصال طراحی می کنیم

نیروی برشی لازم در جوش اتصال ←

$$V_{rp} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u \leq \phi_r R_p \quad \phi = 0.9$$

if  $P_u \leq 0.4 P_c \Rightarrow R_n = 0.6 F_y d_c t_w$

if  $P_u > 0.4 P_c \Rightarrow R_n = 0.6 F_y d_c t_w (1.4 - \frac{P_u}{P_c})$

$\hookrightarrow P_c = F_y A_g$

$w_u = 0.64 \text{ kgf/cm} \quad L_h = 4 - 0.35 - 50 = 2.65 \text{ m}$

تمام موارد سازه تبدیل باشد به جبرها با برابری

$M_p = 2 F_y 180 \times 120 \quad \phi_{pr} = 1.2 \quad M_{pr} = 2496585.6 \text{ kgf.cm}$

$V_{pr} = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_h}{2} = 18926.95 \text{ kgf}$

$V_u = V_{pr} + w_u s_h = 18926.95 + 0.64 \times 50 = 18956.95 \text{ kgf}$

$M_u = M_{pr} + V_{pr} s_h + \frac{w_u s_h^2}{2} = 3443733.1 \text{ kgf.cm}$

$V_{rp} = \frac{3443733.1}{27.4} + \frac{2861531.4}{27.4} - 8510.5 = 221608.64 \text{ kgf}$

← از نرم افزار برداشت می شود

$P_c = 2400 \times 4 \times [30 \times 3] = 864000 \text{ kgf}$

$P_u = 29424.42 \text{ kgf} \leq 0.4 \times 864000 \Rightarrow R_n = 0.6 \times 2400 \times 30 \times 3 = 129600 \text{ kgf}$

$V_{rp} \leq 0.9 \alpha R_n \Rightarrow 221608.64 < 0.9 \times 129600 = 116640$



دانشگاه صنعتی شاهرود

$V_{rp}$  باید بین جان‌ها / ستون تقسیم شود

$$\frac{V_{rp}}{2} = 221608.64$$

با فرض استفاده از ورق مضاعف در جان ستون با ضخامت 1.5cm

$$t_w = 3 + 2 = 5 \text{ cm}$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times (30 + 2 \times 3) \times 5 = 259200 \text{ kgf}$$

$$\frac{V_{rp}}{2} = 221608.64 < 0.9 \times 259200 = 233280 \text{ kgf} \quad \text{o.k.}$$

باقی‌مانده عرض ورق مضاعف باید کمتر از 30cm باشد، در نظر گرفتن  $30 - 2 = 28 \text{ cm}$

$$h = 25 + 2 \times 2 + 6 = 37.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } h = 40 \text{ cm}$$

باید ورق مضاعف

$$t_2 = \frac{(d_2 \times w_w)}{90} = \frac{27.4 \times 28}{90} = 0.61 < 2 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

use 2 PL 40 x 28 x 2cm



طراحی مهاربانی بر مبنای ترمادینامیک متوسط

حواله فراموشی نیست شده

PG W250x8 - F200, ۱۲

$$L_{b, max} = 0.17 r_y \frac{E}{F_y}$$

$$r_y = 4.852 \text{ cm}$$

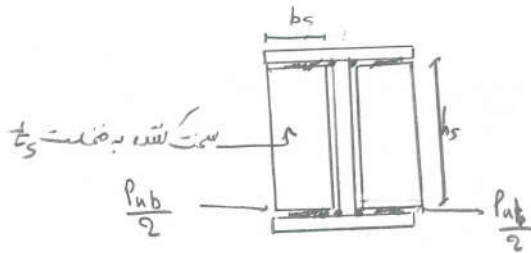
$$L_{b, max} = 0.17 \times 4.852 \times \frac{2 \times 10^4}{2400} = 687.36 \text{ cm}$$

کوتاهترین عضوهای محلی مقطع تقسیم است و بلندترین دهانه 59000 است پس نسبت شده کوتاهترین نیست

مطابق بند 15، در ترمادینامیک متوسط، در اتصال مابقی زیر سوراخ و سوراخ باید در مهاربانی باشد

تعبیر مهاربانی در فراموشی است اتصال ناهمبخت شده تا نصف عمق تیر به ازای همبخت شده از آن است

طراحی ابعاد نیست شده



$$h_s = 25 \times 1.12 = 28.0 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } h = 28 \text{ cm}$$

$$P_{bd} = \frac{0.06 R_y F_y Z_b}{h_o L_h - L_f} = \frac{0.06 \times 1.15 \times 2400 \times 753.8}{26.2} = 4764.47 \text{ kgf}$$

$$V_u = \frac{P_{bd}}{2} = \frac{4764.47}{2} = 2382.24 \text{ kgf}$$

$$M_u = 2382.24 \times 25 = 59555.95 \text{ kgf.cm}$$

$$m_u \leq \phi_b m_n \leq \phi_b = 0.9 \Rightarrow b_s \geq 2.1 \sqrt{\frac{M_u}{F_y t_s}} \Rightarrow b_s \geq 9.55 \text{ cm} \Rightarrow b_s = 10 \text{ cm}$$

$L \geq \frac{t_s}{4}$

$L \geq 1.2 \text{ cm}$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

بررسی دانه به نسبت کششها انتقالی کشش

$$V_u < \phi_v V_n \quad \phi_v = 0.9 \quad R_n = V_n \geq 0.6 F_y A_w \phi_v$$

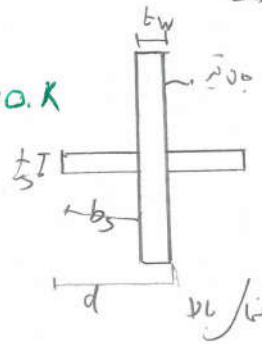
$L > b_s t_s$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 10 \times 1.2 = 17280 \text{ Kgf}$$

$$V_u = 2382.24 < 0.9 \times 17280 = 15552 \text{ O.K.}$$

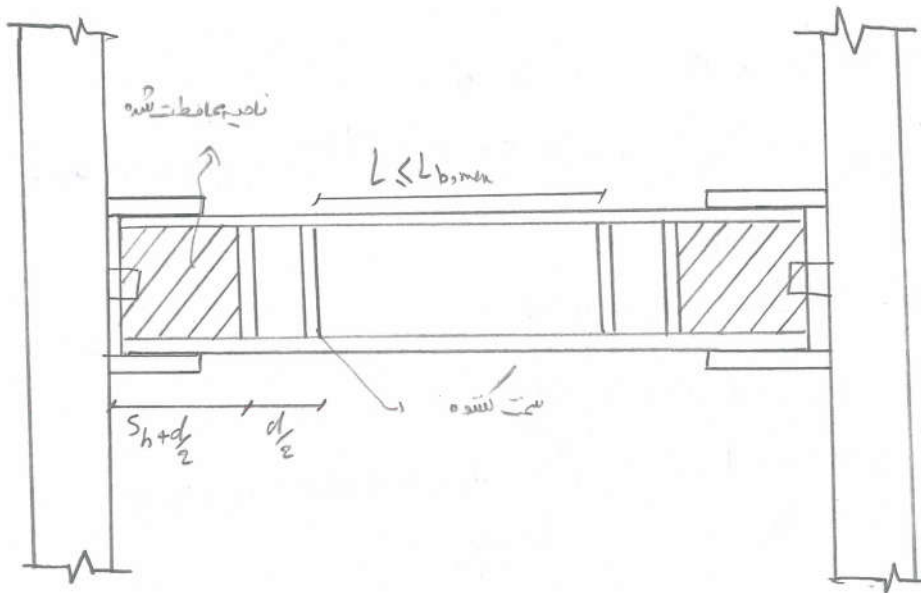
بررسی هندسه نسبت کششها

$$\frac{d}{t_s} < 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{10 \times 0.8}{1.2} = 6.67 < 0.84 \sqrt{\frac{206000}{2400}} = 24.249 \text{ O.K.}$$

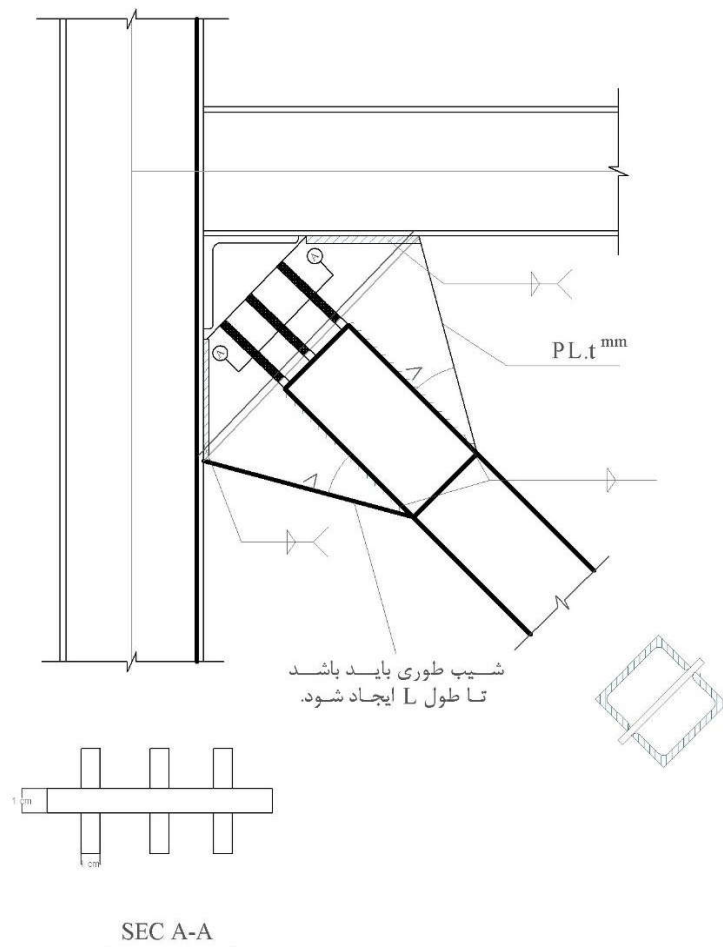


در نهایت ابعاد به صورت زیر است

2PL 25 x 10 x 12 cm



# اتصالات مهاربند ها





طراحی اتصالات مهار بندها

باتوجه به محبت ۱۰ مقاومت مورد نیاز اتصالات مهار بندها، مسائل اتصال تیر به ستون اگر محاسب از

سیستم مهار بندها باشد، باید به شرح زیر در نظر گرفته شوند. (قاب مهار بند شده همکار و نیزه)

الف) مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهار بندها باید حداقل برابر  $P_{ult} R_y F_y A_g$

ب) مقاومت فشار مورد نیاز

مقاومت فشار مورد نیاز اتصالات مهار بندها باید حداقل  $2.0 F_{cr} A_g$  باشد.  $1.254 F_{cr} A_g$

ج) معادلات اتصال با گانگس مهار بندها

به منظور نشان کار اتصال با گانگس مهار بندها، اتصالات مهار بندها باید طوری از الزامات زیر عبور نماید.

(۱) اتصال اتصال مهار بندها دارای مقاومت کششی مورد نیاز حداقل برابر  $2.0 R_y A_g$  باشد در آن،  $P_{ult}$  گانگس گانگس باید حداقل مقطع عضو

مهار بند حول محور گانگس بجز در مقطع است.

(۲) معادله یاد در آن غیر الاستیک حاصل از تغییر شکل گانگس از گانگس در خارج از صفحه مهار بندها از طریق میانگین

شیرایش گانگس بخوبی مهار بندها در خارج از صفحه قاب و مقطع مهار بندها به اندازه دو برابر ضخامت صفحه اتصال  $[2t]$  اعتبار از خط گانگس ورق اتصال (خط آزاد قفس) در آن جهت است. ضابطه  $2.0 R_y A_g$  گانگس گانگس گانگس به آن در آن

اتصال الزام نیست

$2UMPI20 (D20)$   
 $L = \begin{cases} \text{افقی} = 4m \\ \text{عمود} = 2.8 \end{cases} \Rightarrow L = 4.826 m$

ورق اتصال مهار بندها در آن طبق جدول و بر اساس  $EN B$

- $A_g = 33.96 cm^2$
- $r_x = 4.631$
- $r_y = 4.682$
- $K_x = 0.5$
- $K_y = 0.7$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



محاسبه ظرفیت کششی مقطع

$$T_y = R_y F_y A_g = 1.2 \times 2400 \times 33.96 = 97804.8 \text{ Kgf}$$

محاسبه ظرفیت فشاری مقطع

$$\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x} = \frac{0.5 \times 482.6}{4.631} = 52.1$$

$$\lambda_{max} = 72.15 \rightarrow F_c = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{72.15^2} = 3791.9$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L}{r_y} = \frac{0.7 \times 482.6}{4.682} = 72.15$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{R_y}{F_c}} \right] \times 1.2 \times 2400 = 2095.72 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$P = F_{cr} A_g = 2095.72 \times 33.96 = 71170.65 \text{ Kgf}$$

طراحی ورق اتصال تیر به ستون بر اساس تیر در تیر از ظرفیت کششی مقطع

برای طراحی این ورق، ابتدا باید حداقل طول جوش متصل کننده ورق اتصال به تیر و ستون بر اساس تیر در تیر

حاصل شده از ظرفیت کششی محاسب می شود.

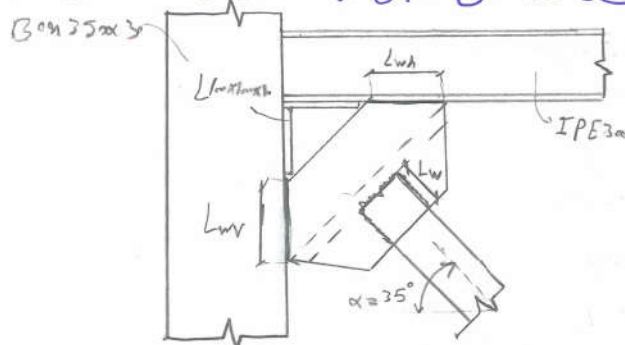
جوش اتقی به بالای تیر بر روی اتقی و جوش عمود بر تیر بر روی عمود تیر باید طراحی شود. ذکر این نکته ضروری است

که بخشی از ورق در انتهای سمت چپ با اتصال مفصل تیر به ستون بریده می شود. در ادامه مراحل و نسبت فرضی می شود که

برای اتصال تیر به ستون از بخشی تیر 10 استفاده می شود و همچنین فرضیات زیر:

- b: IPE300
- c: B02.350x30
- E70
- L<sub>h</sub> = 4m
- k<sub>r</sub> = 2.8

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{280}{400} \right) = 35^\circ$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

ظرفیت لغزشی مقطع در راستا

$$T_x = T \cos \alpha = 978048 \cos 35 = 80127.0 \text{ kgf}$$

$$T_y = T \sin \alpha = 978048 \sin 35 = 56098.5 \text{ kgf}$$



با ضخامت ورق اتصال ۱cm؛ برای محدود کردن جوش در افقی و عمودی باید به جوش عرضی ۹۲cm و جوش عمودی ۱۰.۷cm باقی بماند. در حالت عمودی جوش باید به گونه‌ای باشد که بتواند به جوش عمودی ۵mm اضافه شود. در حالت عمودی جوش باید به گونه‌ای باشد که بتواند به جوش عمودی ۸mm اضافه شود.

$$T_x \text{ و } T_y \leq \phi_n R_n \text{ که } \phi_n = 0.75 / R_n = \beta F_{nw} A_w e$$

$$T_x \Rightarrow 80127 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times (2L_{wh})] \Rightarrow L_{wh} \geq 42.82 \text{ cm}$$

$$T_y \Rightarrow 56098.5 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times (2L_{wv})] \Rightarrow L_{wv} \geq 29.98 \text{ cm}$$

باتوجه به اینکه قسمتی از ورق در امتداد این بریدگی می‌شود باید به تقویت طولی فعلی قسمت بریده شده اضافه کرد. باتوجه به اینکه تقویت کننده ۱۰cm است این طول باید به تقویت کننده اضافه شود.

$$L_h = 42.82 + 10 = 52.82 \Rightarrow \text{use: } L_h = 55 \text{ cm}$$

$$L_v = 29.98 + 10 = 39.98 \Rightarrow \text{use: } L_v = 40 \text{ cm}$$

حال باید طول جوش اتصال عمودی به جوش افقی را در نظر بگیریم.

بعد از آن جوش بر اساس ضخامت ورق تا کمتر از ۱۲۵ PN که برابر ۹mm است کافیست. ۵mm در حالت عمودی برابر ۷-۹ است. بعد جوش ۶mm فرض می‌شود.

$$T \leq \phi R_n \Rightarrow 97804.8 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.6 \times (4L_w)]$$

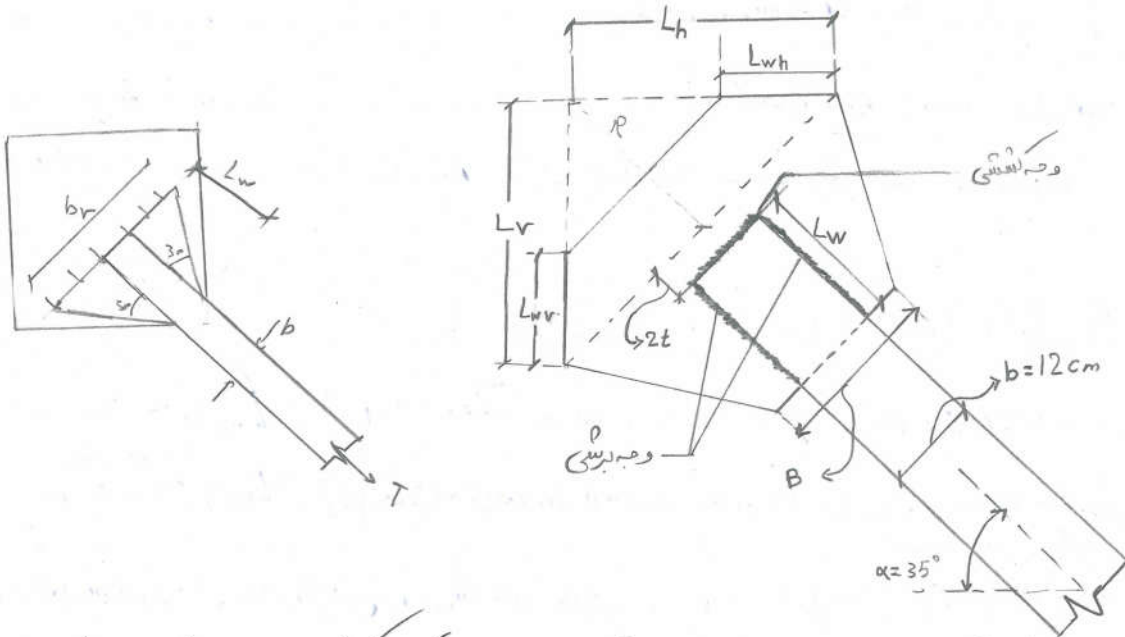
$$\Rightarrow L_w \geq 34.85 \Rightarrow \text{use } L_w = 35 \text{ cm}$$



حال به کنترل برش قلابی در اتصال میان بادبند ورق می پردازیم، براساس کنترل برش قلابی در ورق اتصال انجام می شود. باید از برش قلابی محتمل است و اتفالی می افتد. دو ضلع طولی بادبند طول  $L_w$  است برش و قسمت عرض اتفالی به عرض  $b$  تحت تنش است

$$0.75 F_u \times b \times t + 0.9 F_y \times L_w \times t \geq T$$

$$\Rightarrow 0.75 \times 3700 \times 12 \times 1 + 0.9 \times 2400 \times 35 \times 1 = 108900 \geq 97804.8 = T \quad \text{O.K.}$$



بعد از تعیین طول کل ورق مهاربند به ورق اتصال باید ابعاد ورق براساس کنترل برش قلابی محاسب شود. عرض می شود که نیروی محوری بادبند از هر دو سمت مهاربند می آید شکل با زاویه 30 درجه به ورق مهاربند ملاقه می کند. در اتصال مهاربند به ورق، با فرض توزیع تنش یکنواخت در ورق به دست می آید که آن را عرض و نیروی نامند. در این عرض باید به کنترل تنش در ورق اتصال پرداخته شود.

$$b_v = b + 2L_w \tan 30 = 12 + 2 \times 35 \tan 30 = 52.41 \text{ cm}$$

$$\text{وتر: } \sqrt{L_v^2 + L_h^2} = \sqrt{40^2 + 55^2} = 68 \text{ cm} \quad b_v \leq \text{وتر} \quad \text{O.K.} \checkmark$$

$$A_g = A_e = b_v \cdot t = 52.41 \times 1 = 52.41 \text{ cm}^2$$

$$R_u = T \leq \phi R_n = \min(0.9 F_y A_g, 0.75 F_u A_e)$$

$$97804.8 \leq \min(0.9 \times 2400 \times 52.41, 0.75 \times 3700 \times 52.41) = 113205.6 \quad \text{O.K.}$$

در انتها باید قطر ورق اتصال مهاربند (D) را محاسبه کنیم

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{L_v}{L_h} \right) = \tan^{-1} \frac{40}{55} = 36$$

$$R = L_h \sin \alpha = 55 \sin 36 = 33$$

$$D = R + L_w + 2t = 33 + 35 + 2 = 70 \text{ cm} \Rightarrow \text{USE } D = 70 \text{ cm}$$

بر اساس استاندارد ابعاد ورق اتصال مهاربند تعیین شود

کنترل ورق اتصال مهاربند تیر به ستون براساس نیرو نامرئی از ظرفیت فشار منقطع

در اینجا باید کاهش ورق را در نقطه  $R+2t$  بررسی کنیم. در واقع در اینجا باید ظرفیت فشار ورق اتصال در

عرض ورق را تعیین کرده و با مقدار نیرو نامرئی از ظرفیت فشار مهاربند مقایسه کنیم

$$\frac{KL}{r}$$

ضریب کاهش طول

$$K = 1.2$$

$$r = \sqrt{\frac{b_y \times t^3}{12}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = 0.3t$$

$$L = R + 2t$$

$$L = 33 + 2 = 35 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 \times 1 = 0.3 \text{ cm}$$

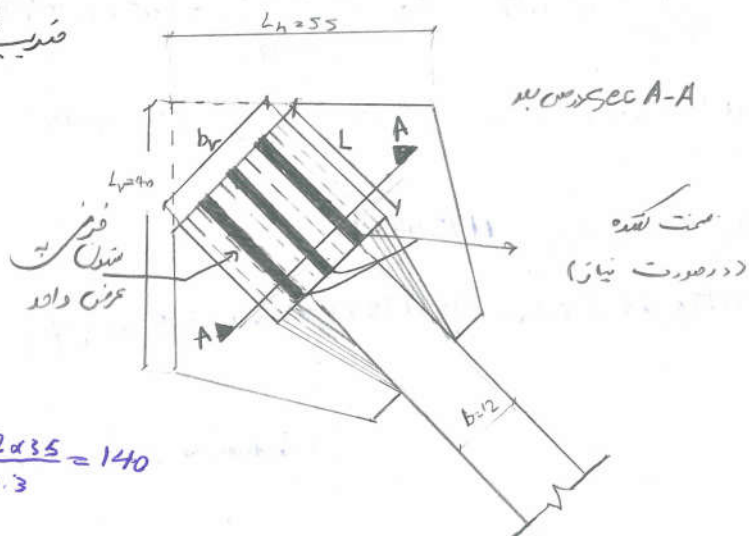
$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 35}{0.3} = 140$$

$$\Rightarrow F_e = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{140^2} = 1007.1$$

$$\frac{F_y}{F_e} = 2.387, 2.25 \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e = 883.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 883.23 \times 52.4 \times 1 = 46289.9 \text{ kgf}$$

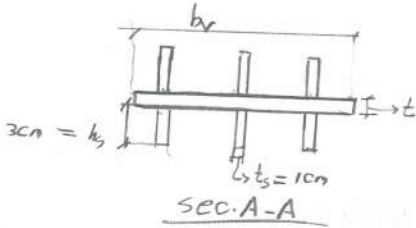
$$P_u = 71170 \neq 46289.9 \quad \text{not O.K}$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

ورق مهارت در قسمت ستون فرضی در برابر کمانش طولی خواهد داشت پس باید باید از استرینجمنت استفاده نمود  
 مرتفع کرد؛ چنانچه سمت کتده مهارت طولی زیر مشتمل است.



فرضی  $\left\{ \begin{array}{l} t_s = 1cm \\ h_s = 3cm \end{array} \right.$

برای حالت I در طبقه A جبرقاصم داریم

$$I = \frac{b_v t^3}{12} + 6 \left[ \frac{t_s h_s^3}{12} + (h_s t_s) \left( \frac{h_s + t}{2} \right)^2 \right] = 89.86 cm^4$$

$$A = b_v t + 6 \times h_s t_s = 70.41 cm^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 1.13 cm$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 35}{1.13} = 37.17 \Rightarrow F_e = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{37.17^2} = 14287.12 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.17 \leq 2.25 \Rightarrow F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] F_y = 2237.05$$

$$P_n = F_{cr} A = F_{cr} \times b_v \times t = 117243.79$$

$$P_u = 71170.65 \leq \phi_c P_n = 0.9 \times 117243.79 = 105519.41 kgf$$

بنابراین ورق مهارت در قسمت ستون فرضی از نظر کمانش طولی مشکلی ندارد

$$\frac{\text{طول آزاد ورق}}{t} = \frac{50 - 12 - 2}{1} = 39 \leq 40.41 = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{OK.}$$

کنترل کمانش عرضی



طراحی اتصال مهاربندها در وسط

این اتصال توسط یک ورق مستطیل انجام می شود، طول این ورق به مدارات باربند است که قطع نشده و استاندارد باقی و عرض آن به مدارات باربند است که قطع نشده است. جوش باربند که قطع نشده است به ورق اتصال یک جوش حدتالی بر روی حدتالی جوش می نامند و دراز خاور نخواهد داشت اما جوش باربند قطع شده به دلیل تحمل ظرفیت کششی مهاربند مورد دراز قرار گیرد

$$T = 97804.8 \text{ kg}$$

$$t = 1.0 \text{ cm}$$

قبل از می سبب عرض و طول ورق جوش اتصال این باربند به ورق طراحی می کنیم  $t = 9 \text{ mm}$  - حدتالی اتصال  $t = 9 \text{ mm}$

$$f_y = 9 \text{ mm} \rightarrow a_{m,n} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{m,n} = 9 - 2 = 7 \text{ mm} \Rightarrow \text{USC} : a = 6.0 \text{ mm}$$

$$T \leq \phi R_n, \phi = 0.75, R_n = \beta F_u A_w e$$

$$97804.8 \leq 0.75 [ 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.6 \times (4L_w) ] \Rightarrow L_w = 34.85 \rightarrow \text{USC} : L_w = 35 \text{ cm}$$

$$0.75 F_u \times b \times t + 0.9 F_y \times L_w \times t > T$$

$$\rightarrow 0.75 \times 3700 \times 12 \times 1 + 0.9 \times 2400 \times 35 \times 1 = 108900 > 97804.8 \text{ O.K.}$$

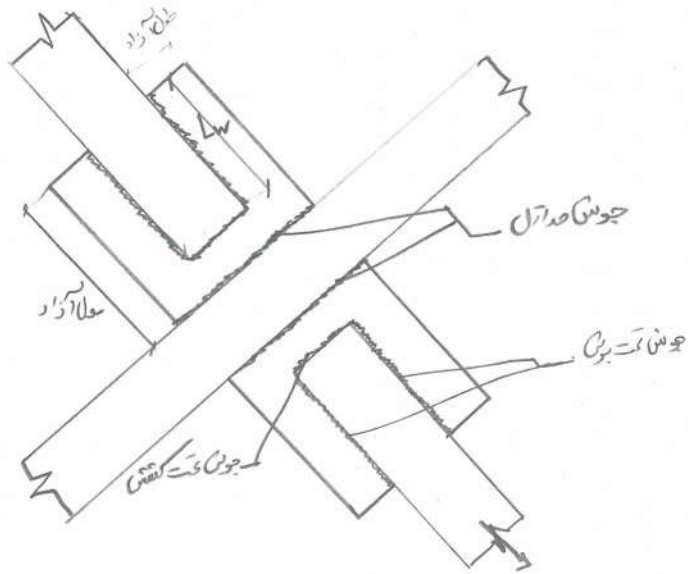
حالا به کنترل برش جانمایی پرداختیم:

- عرض ورق باید بگونه ای باشد که تحمل نیروی انتقال شده از باربند را در آنجا برساند؟  
در صورتی که سطح انتقالی ورق حدتالی برابر سطح انتقالی باربند باشد این شرط تأمین می شود

$$b \cdot t \geq A_g \Rightarrow b \times 1 \geq 33.96$$

$$\Rightarrow b \geq 33.96$$

$$\text{use} : b = 40 \text{ cm}$$



حالت به کنترل تنش در عرض و تیرورهای بر طرفین

$$b_r = b_{brace} + 2L_w t_f = 12 + 2 \times 35 \times t_f = 52.4 \text{ cm}$$

با توجه به این که عرض در دو طرف خواهد بود و عرض ۶۰ سانتی متری داریم و سیم‌کش‌ها هم در آن کشیم

$$R_u = T \leq \phi R_n = \min(0.9 F_y A_g, 0.75 F_u A_e)$$

$$97804.8 \leq \min(0.9 \times 2400 \times 60, 0.75 \times 3700 \times 60) = 129600 \text{ kgf} \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

سیم‌کش با طول در دو طرف کشیم

$$2 \times 35 + 12 + 2 \times 1 = 84 \text{ cm} \rightarrow \text{use: } L = 90 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{طول آزاد در دو طرف}}{t} = \frac{95}{1.0} = 95 \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 240.41 \text{ O.K.}$$

کنترل گمانش برضی بر طول آزاد در دو طرف

use: PL 90 x 60 x 1.0 cm



طراحی اتصال بادبند به ستون و کف ستون

بجای از ضوابط طولی این اتصال هم مانند اتصال دیگر است که در هر دو جهت طولی طراحی کردیم.

مصابه اتصال قبل ورق اتصال دراز  $t=1000$  و بعد جوش اتصال  $6000$  در نظر می گیریم که در نهایت طول جوش  $5000$  شد.

$35 \text{ cm}$  به دست می آید. کنترل برش قائم و کنش کششی در عرض و نیرو هم مصاببه قبل است.

در این قسمت اتصال ورق به ستون و کف ستون طراحی کنیم. این دو اتصال باید بر اثر تحمل مؤلفه افقی و عمودی

نیروی بادبند که در سمت قبل می آید برنده است با فرض این ابعاد کف ستون  $200 \times 200 \text{ cm}$  باشد.

$$T_x = 80117 \text{ Kgf}$$

$$T_y = 56098.5 \text{ Kgf}$$

میر. ۸

معا. ۲۰-۲-۱۸

use  $L_{wv}$

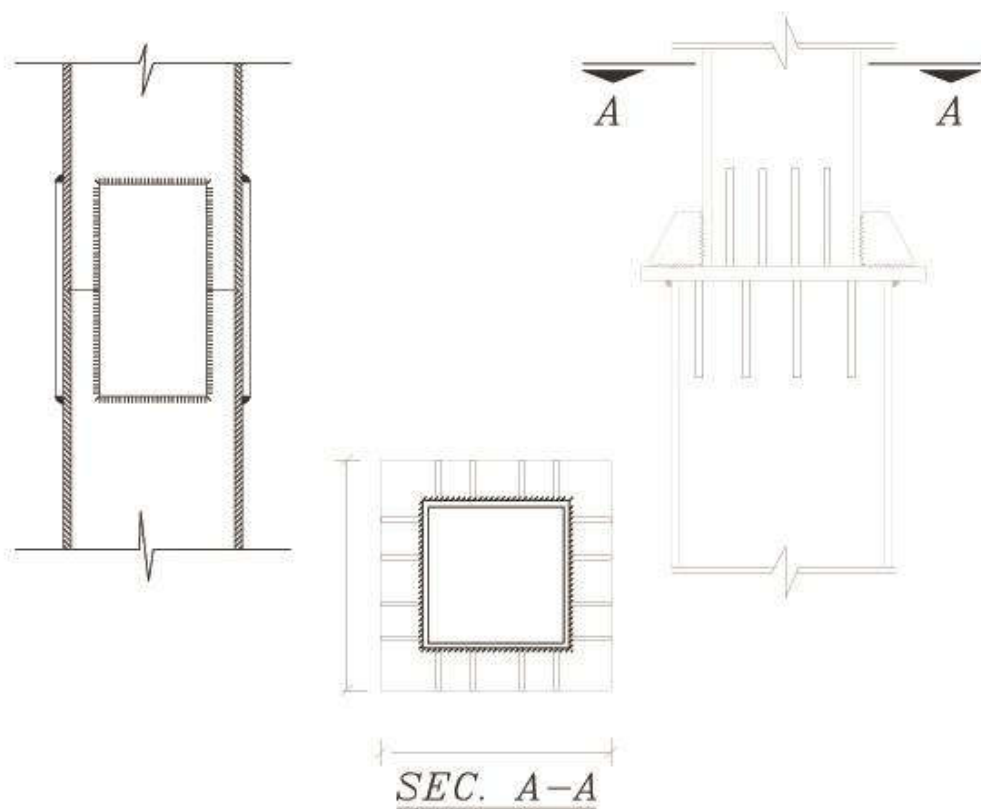
$$T_x \leq \phi R_n = \phi_n \beta F_{tw} A_{ve} = 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 10.707 \alpha (2L_{wv})]$$

$$80117 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 10.707 \alpha (2L_{wv})] \Rightarrow L_{wv} \geq 34.2 \text{ } \nrightarrow 35 \text{ cm O.K}$$

use  $L_{wv} = 35 \text{ cm}$

$$T_y \leq \phi R_n \Rightarrow L_{wh} \geq 23.9 \Rightarrow \text{use } L_{wh} = 25 \text{ cm}$$

# ورق وصله در ستون ها





طراحی ورق وصله در ستون خنجر هم ساینز

از نظر مبحث دهم وصله ستون ها باید بر اساسی از ضوابط اجرای زیر طراحی شوند:

1. بیشترین نیرو در زانهای شاقول نیرو برپوشی، گنجر کشی و نیرو در محورها تحت ترکیب بارها در مختلف طرزی
2. بیشترین نیرو در محور (یعنی محور نیرو در گنجر کشی) تحت ترکیب بارها در محورها
3. نیرو برپوشی حد قابل برابر  $\frac{\sum M_{PC}}{H_s}$  در درازان  $\sum M_{PC}$  برابر مجموع گنجر کشی در ستون در دو سمت وصله و در ارتفاع مورد نظر و  $H_s$  برابر ارتفاع طبقه است
4. گنجر کشی حد قابل برابر  $M_{PC}$   $R_y$

فرضیات:

- ستون  $A_g$  در وسط طبقه
- ارتفاع ستون 270cm
- $E70$  در جوش

$$P_n = F_y A_g, A_g = 4 \times b \times t$$

$$P_n = 2400 \times 4(35 \times 3) = 1008000 \text{ Kyf}$$

$$P_u \leq \phi_t P_n, \phi_t = 0.9$$

$$P_u \leq 0.9 \times 1008000 = 907200 \text{ Kyf}$$

$$Z_n = Z_y = 5827.5 \text{ cm}^3 \left( = 2 \times \left[ (35 \times 3) \times \left( \frac{35+3}{2} \right) \right] + 2 \times \left[ \left( \frac{35}{2} \times 3 \right) \times \left( \frac{35}{2} \right) \right] \right)$$

$$\phi_b M_{n,x} = 0.9 \times 2400 \times 5827.5 = 125.874 \times 10^5 \text{ Kyf.cm}$$

$$M_{u,x} = R_y \phi_b M_{n,x} = 1.15 \times 125.874 \times 10^5 = 144.75 \times 10^5 \text{ Kyf.cm}$$

$$\phi_b M_{n,y} = 0.9 \times 2400 \times 5827.5 = 125.874 \times 10^5 \text{ Kyf.cm}$$

$$M_{u,y} = R_y \phi_b M_{n,y} = 1.15 \times 125.874 \times 10^5 = 144.75 \times 10^5 \text{ Kyf.cm}$$

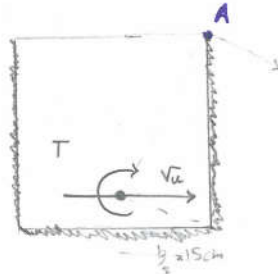
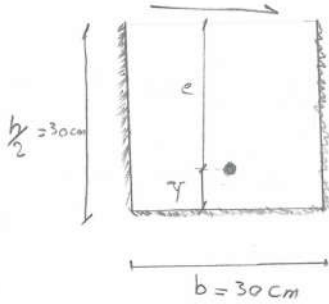
$$V_{u,x} = \frac{\sum M_{PC}}{H_s} = \frac{2 \times (\phi_b M_{n,x})}{270} = \frac{2 \times 125.874 \times 10^5}{270} = 93237.03 \text{ Kyf}$$

$$V_{u,y} = \frac{\sum M_{PC}}{H_s} = \frac{2 \times (\phi_b M_{n,y})}{270} = 93237.03 \text{ Kyf}$$

ورق وصله ستون ۵ اترا برابری برشی طریقی کنیم ، با توجه به اینکه در هر محور ستون از دو ورق وصله استفاده می شود  
 لذا مقدار نیرو برشی اعمال شده در هر دو وصله باید نصف مقدار میسر شده در هر دو جهت در نظر گرفت در سعی اولی

$$\frac{V_{uR}}{2} = 46618.5 \text{ kgf}$$

وضاحت  $h=60\text{cm}$  ،  $b=30\text{cm}$  و در نظر گرفتن  $t=2\text{cm}$



در ابتدا باید توانایی تحمل نیرو برشی را بررسی کرد ، از این رو ظرفیت برشی بتن را بررسی می کنیم

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \phi_v = 0.9, \quad V_n = 0.6 F_y A_w \quad C_v \quad C_r = 1.0$$

$L_s \geq b$

$$V_u = 46618.5 \leq \phi_v \cdot V_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times (2 \times 30) \times 1.0 = 77760 \text{ kgf} \quad \text{O.K.}$$

$$Y = \frac{30^2}{2 \times 30 + 30} = 10 \text{ cm}$$

$$e = 30 - 10 = 20 \text{ cm} \rightarrow T = V_u \times e = 46618.5 \times 20 = 932370 \text{ kgf.cm}$$

تنش در نقطه A و تنش ناظر از نیروی قشری

$$f_x = \frac{46618.5}{2 \times 30 + 30} = 517.98 \text{ kgf/cm} \rightarrow$$

$$I_p = \frac{8 \times 30^3 + 6 \times 30 \times 30^2 + 30^3}{12} = \frac{30^4}{2 \times 30 + 30} = 24750 \text{ cm}^3$$

coordinate A:  $\begin{cases} X = 15 \text{ cm} \\ Y = 20 \text{ cm} \end{cases}$

$$f_x' = \frac{T \cdot Y}{I_p} = \frac{932370 \times 20}{24750} = 753.43 \text{ kgf/cm} \rightarrow$$

$$f_y' = \frac{T \cdot X}{I_p} = \frac{932370 \times 15}{24750} = 565.07 \text{ kgf/cm} \downarrow$$

$$f_{rz} = \sqrt{(f_x' + f_x)^2 + (f_y' + f_y)^2} = \sqrt{(517.98 + 753.43)^2 + (0 + 565.07)^2} = 1391.32$$

$$f_r \leq \phi_r F_{rw} A_{ve} \Rightarrow 1391.32 \leq 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 2400 \times 0.707 \Rightarrow a_s, 1.29 \text{ cm} = 12.9 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 20 - 2 = 18 \text{ mm}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

برای لنگر خمشی موصوله شده دقیقاً همانند رویتها طراحی کنیم به این صورت که ابتدا لنگر خمشی برای کل ها و جابجایی ها را حساب کرده و سپس لنگر خمشی برای ها را بصورت یک زوج نیروی محصور در برابر نقطه ثقل و در وسط سازه با محور لنگر مورد بررسی قرار داده ایم. طر

$$Z_f = 2 \times \left[ 35 \times 3 \times \left( \frac{35+3}{2} \right) \right] = 3990 \text{ cm}^3$$

$$M_{uf} = \frac{Z_f}{2} M_u = \frac{3990}{2} \times 144.75 \times 10^5 = 99.1 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$A_{sf} > \frac{\frac{M_{uf}}{d_{col} + t}}{\phi_t \phi_y} = \frac{99.1 \times 10^5}{(35+2 \times 3) + 5} = 99.74 \text{ cm}^2$$

$$b > \frac{99.74}{5} = 19.95 \leq 30 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$L_w > \frac{\frac{M_{uf}}{d_{col} + t}}{\phi_n \rho F_{tn}} = \frac{99.1 \times 10^5}{(35+2 \times 3) + 5} = 73.7$$

حساب کل وین نامر از لنگر خمشی

$$h > L_w - \min\{b_o, b_p\} = 73.7 - 30 = 43.7 \leq 60 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

USE: 75 x 30 x 5 cm



دانشگاه گیلان



در ادامه ابعاد را برای کنترل ضعیف و نیروی محوری کنترل می کنیم. نکته اول این است که باید مواظب باشیم این است که نیروی محوری  
باید بیشتر تمام ورق که وصله تقسیم شود

$$A_{sf} \geq \frac{P_u / 4}{\phi_t F_y} = \frac{907200 / 4}{0.9 \times 2400} = 105 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{A_{sf}}{t} = 52.5 \text{ cm}$$

عرض ورق وصله بیشتر از عرض می سلب شده است همچنین از عرض بال ستون بیشتر است ← باید ضلعت را بیشتر کرد ←  $t = 5 \text{ cm}$

$$b \geq \frac{105}{5} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{USE } b = 28 \text{ cm}$$

$$L_w \geq \frac{P_u / 4}{\phi_n \beta F_{nw}} = \frac{907200 / 4}{0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 1.2} = 161.6 \text{ cm}$$

کل طول جوش مورد نیاز برای ورق وصله بال دو برابر مقدار ورق است. با توجه به اینکه در دو انتهای ورق وصله نیز به میزان عرضی ورق طول جوش  
موجود است. طول ورق به طول ورق است.

$$h \geq \frac{2L_w \phi - \min\{2(b \phi_f)\}^2}{2} = L_w - \min\{b \phi_f, b\} = 161.6 - 30 \text{ cm} = 131.6 \text{ cm}$$

در صورت طراحی وصله برای نیروی برشی، مقدار طول وصله برابر  $h = 60 \text{ cm}$  نتیجه می شود که کمتر از مقدار فوقی است. برای کنترل طول وصله بر روی جابجایی  
تذریک می کنیم  $USE = 2.5 \text{ cm}$

$$L_w \geq \frac{907200 / 4}{0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 2.5} = 77.59 \text{ cm}$$

$$h \geq 77.59 - 30 = 47.59 \Rightarrow \text{USE } h = 60 \text{ cm}, a = 25 \text{ mm}$$

طراحی ورق و وصله در ستون‌ها غیر هم‌سایز

برای طراحی در این بخش از ورق واسطه و سمیت کشنده استفاده می‌کنیم

فرضیات :- سایز ستون طبق زیرین  $30 \times 350 \times 30$  و ستون طبق بالا  $30 \times 300 \times 30$   
 - E70 و انتقال چگلی



دانشگاه صنعتی شاهرود

برای طراحی وصله از نوع ورق واسطه برین ستون‌ها باید یک سری پارامترها تعیین کرد، ابتدا درجهت اطمینان گردن کششی

مقطع ستون با سایز کوچک‌تر استفاده می‌کنیم

$$P_n = F_y A_g = 24000 \times [30 \times 3] = 864000$$

$$P_u \leq \phi_t P_n = 0.9 \times 864000 = 777600 \text{ kN}$$

در ادامه لازم می‌شود که توزیع تنش در بین لایه جوش سمیت کشنده با مبرورت کنداخت خواهد بود این فرض از دید در نظر جهت اطمینان

است، به جهت اینکه ضریب اطمینان طرح اینگونه وصله‌ها بالا رود، از ظرفیت جوش مستقیم ستون‌ها به ورق واسطه هر دو نظری می‌شود

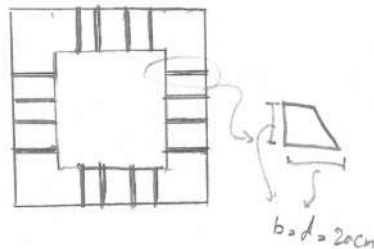
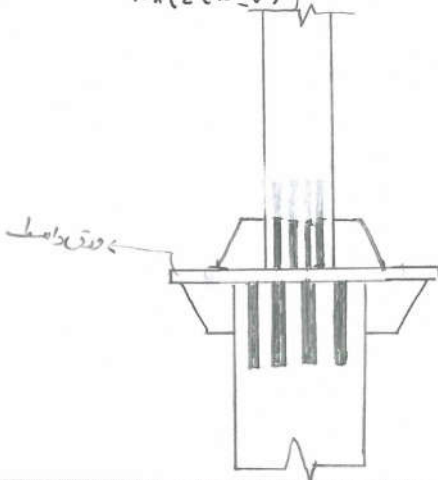
مسیر انتقال نیرو هم به این صورت است که ابتدا نیرو از ستون فوقانی به واسطه جوش‌های عمودی اتصال سمیت کشنده به ستون

متصل شده و سپس بعد از آن نیرو در میان سمیت کشنده وارد و به دلیل خواص سمیت کشنده که در این حالت نیرو در جوش اتصال سمیت کشنده به ورق

و واسطه خواهد بود. بدین ترتیب ابعاد سمیت کشنده‌ها ترجیحاً باید به نحوی باشد ارتفاع و عرض آن بزرگتر باشد تا انتقال گسترده‌تری داشته باشد.

در نهایت تنش وارده بر جوش از طرفین را به هم در می‌آویزیم و بررسی می‌کنیم

$$f_r = \frac{P_u}{n_s(2(b-d))} \leq \phi R_n = \phi F_u A_w \Rightarrow a = 103 \text{ mm} \Rightarrow \text{use } a = 115 \text{ mm}$$



فصل پنجم

پروژه سازه‌های فولادی

حال باید ضخامت سخت کننده ها و ضخامت ورق واسط را تعیین کنیم

با توجه به ضخامت پل ضخامت سخت کننده ها ۲.۵cm و ضخامت ورق واسط ۳cm در نظر بگیریم

$$\frac{d}{t_s} = \frac{d + t_{\text{سخت}}}{t_s} = \frac{20 + 3}{2} = 11.5 \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.5 \text{ o.k.}$$

$$a_{\min} = 6m$$

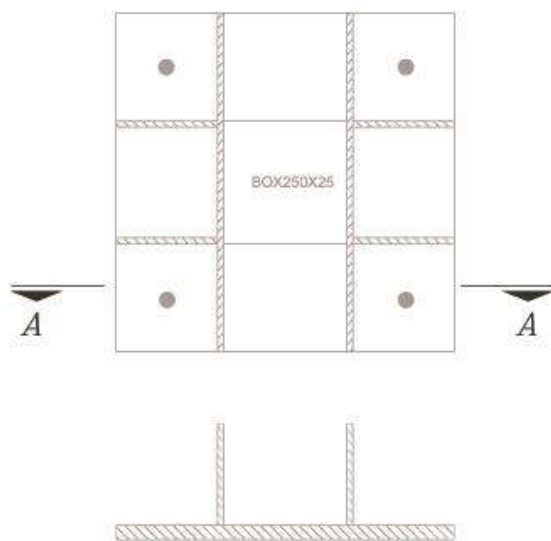
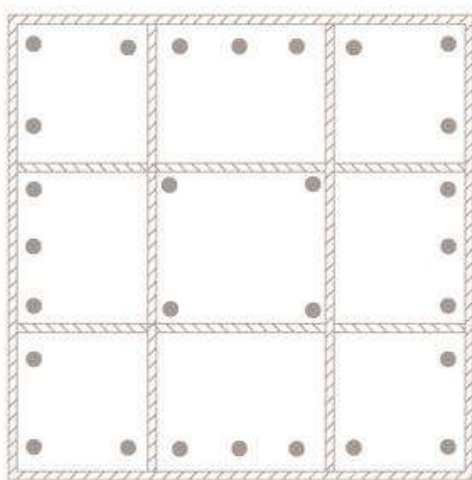
$$a_{\max} = 2.5 \times 2.2 = 5.5m \Rightarrow \text{use } a = 15m$$

$$a_{\text{واسط}} = 35 + 2 \times 20 = 75 \Rightarrow \text{use } 80cm$$

USE: PL 80x80x3cm

توجه مهم آن است که از جوش ورق واسط با استخوان ها حرف نظر شده دلیل آن هم تقویت بنا بر این درجه اطمینان از جوش جوش حرارتی استفاده می شود.

# کف ستون ها







طراحی کف ستون

مراعات در برابر طراحی کف ستون ها طی شود به شرح زیر می باشد :

1. بارهای وارده به تکیه گاه مورد بررسی را بر اساس برداشت می کنیم.
2. ابعاد کف ستون را بر اساس نمودر مقاومت ابعاد (معمولاً طبق (موسس اولی))
3. توزیع تنش در زیر کف ستون ها بر اساس بارهای وارده بر آن محاسب می شود.
4. ابعاد کف ستون بر اساس توزیع تنش در زیر آن ها کنترل می کنیم.
5. ضخامت کف ستون ۱۴ سبب می شود.
6. سخت کننده در صورتی که ضمت به صورت غیر عادی تهیه شود بر اساس ضوابط برای می شود.
7. نیرو و لحظ داخل در میل مراد محاسب و بر آن برای کنترل می شوند.

Box 250x15

ابتدای نیروی طراحی برداشت می کنیم (ستون 3-D)

$P_u = 203084.16 \text{ kN}$

$V_{uX} = 4905.25 \text{ kN}$

$M_{uX} = 392663.99 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

$V_{uY} = 2288.78 \text{ kN}$

$M_{uY} = 2097837 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

$P_u \leq \phi_c P_p \quad \phi_c = 0.65 \quad P_p = 0.85 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.85 f_c (2A_1)$

طراحی ابعاد

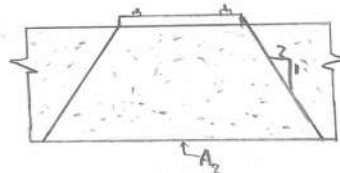
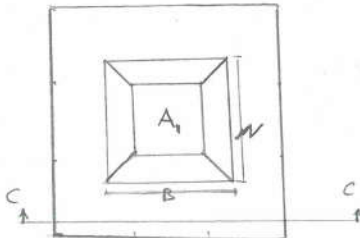
الگوی یی 1.0m در 1.0m نفوذ کنیم و همچنین برای کف ستون ابعاد 50x50 سانتیمتر کنیم :

$A_2 = (50 + 2 \times (2 \times 10)) ^2 = 202500 \text{ cm}^2 \ll 180 \times 180 = 32400 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 32400 \text{ cm}^2$

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{32400}{50 \times 50}} = 3.6 \ll 2.0 \Rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.0$

$P_p = 0.85 \times 244 \times (50 \times 50) \times 2.0 = 1037000 \text{ kN}$

$P_u = 203084.16 \leq \phi_c P_p = 0.65 \times 1037000 = 674050 \text{ kN} \quad \text{OK}$



بر اساس بزرگترین خروج از مرکزیت را ماسد قرار می‌دهیم:

$$e_x = \frac{M_{ux} y}{P_u} = \frac{1097837}{203084.6} = 5.4 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{uy} x}{P_u} = \frac{392663.99}{203084.6} = 1.9 \text{ cm} \leq \frac{D}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

با توجه به نتایج حاصله، تنش زیر یک ستون همانند شکل زیر است و ضوابط در صورت لزوم بررسی می‌شود:

$$F_{p, \max} = \frac{P_u}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{D} \right) \leq F'_p$$

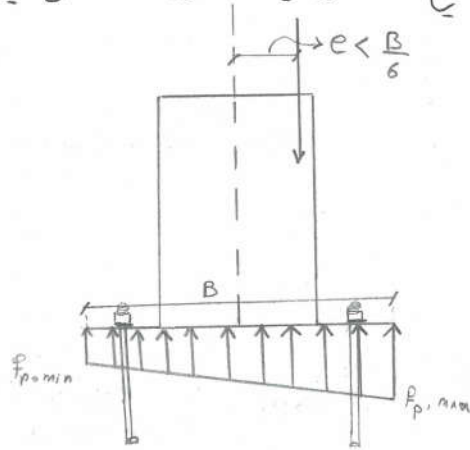
$$F_{p, \min} = \frac{P_u}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{D} \right) \leq F'_p$$

$$F'_p = \phi_c F_p \geq \phi_c = 0.65, F_p = 0.85 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$F_{p, \max} = 152.39 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq F'_p = 269.62$$

$$F_{p, \min} = 10.07 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq F'_p = 269.62$$

$$F'_p = 0.65 \times 0.85 \times 274 \times 2 = 269.62$$



حال مقطع بحرانی برای تنش را می‌یابیم:

$$m = \frac{B-d}{2} = \frac{50-25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

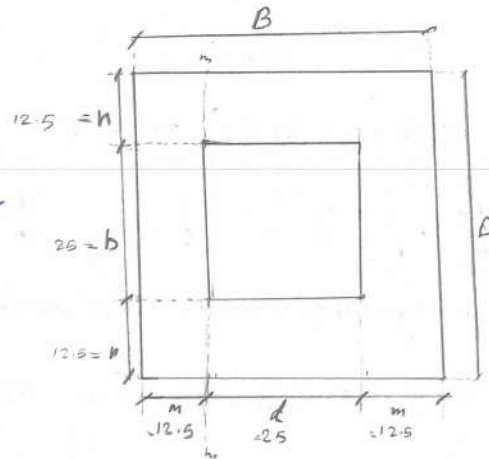
$$n = \frac{D-b}{2} = \frac{50-25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

تنش فشاری در مرکز (در نقطه بحرانی) برابر است با:

$$F_{up1} = \frac{203084.16}{50 \times 50} + \frac{1097837 \times (25-12.5)}{50 \times \frac{50^3}{12}}$$

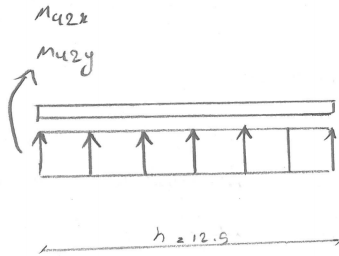
$$= 267.53 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{up2} = \frac{203084.16}{50 \times 50} + \frac{392663.99 \times (25-12.5)}{50 \times \frac{50^3}{12}} = 90.66 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



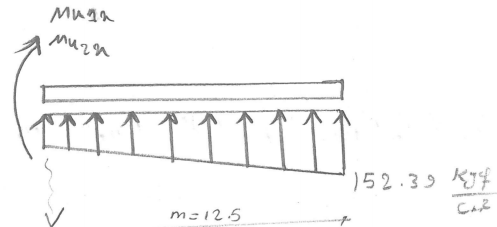
توزیع تنش با بار سطحی مجزا و هم‌بندی (در فواصل ۳ متری) با بار مابین آن‌ها در صورت این‌جا داده و می‌توانیم می‌گیریم

- محاسبه حول محور x و y



$$w_u = \frac{1}{2} (152.39 + 107.58) = 129.98 \text{ kgf/cm}$$

$$w_u = \frac{1}{2} (152.39 + 20.66) = 121.52 \text{ kgf/cm}$$



$$107.58 \text{ kgf/cm}$$

$$90.66 \text{ kgf/cm}^2 \quad n=12.5$$

$$M_{u1x} = \frac{152.39 \times 12.5^2}{3} + \frac{107.58 \times 12.5^2}{6} = 10738.54 \text{ kgf cm/cm}$$

$$M_{u1y} = \frac{90.66 \times 12.5^2}{6} = 10297.92 \text{ kgf cm/cm} \quad \rightarrow M_{u1z} = 10518.23 \text{ kgf cm/cm}$$

$$M_{u2x} = 129.98 \times \frac{12.5^2}{2} = 10154.68 \text{ kgf cm/cm}$$

$$M_{u2y} = 121.52 \times \frac{12.5^2}{2} = 9493.75 \text{ kgf cm/cm} \quad \rightarrow M_{u2z} = 9824.21 \text{ kgf cm/cm}$$

$$M_{uz} = \max(M_{u1z}, M_{u2z}) = 10518.23 \text{ kgf cm/cm}$$

$$\Rightarrow t_p > 2.11 \sqrt{\frac{10518.23}{2400}} = 4.4 \text{ cm}$$

use:  $\Phi 500 \times 500 \times 50 \text{ mm}^3$

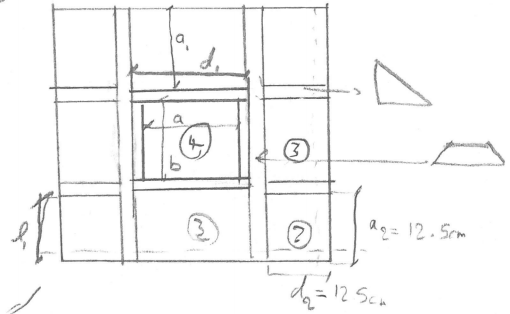
برای طراحی گirdارک ستون باید بر این سخت گند طراک کنیم تا مناسبت گندار  
گندگی ط برای صیقل گirdارک می‌کنیم و با مقدار مناسب مناسبت گندار  
در اتمال محاسبات سخت گندار/ساده است





نگارخانه نامیه در طرف گیردار:

$$M_2 = \frac{P_{up,max} a_2^2 d_2^2}{6(a_2^2 + b_2^2)} = \frac{107.58 \times 12.5^2 \times 12.5^2}{6(12.5^2 + 12.5^2)} = 1400.78 \text{ KJf.cm/cm}$$



نگارخانه نامیه در طرف گیردار:

از جدول

$$M_3 = \alpha_2 \frac{P_{up,max}}{d_1^2} = 0.112 \times 107.58 \times 25^2 = 7530.6 \text{ KJf.cm/cm}$$

نگارخانه نامیه در طرف گیردار:

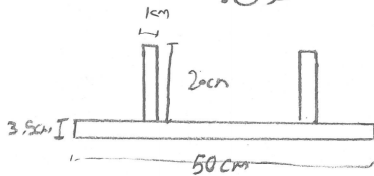
$$M_4 = \alpha_1 \frac{P_{up,max}}{b^2} = 0.0481 \times 107.58 \times 25^2 = 3227.4 \text{ KJf.cm/cm}$$

$$t_p \geq 2.11 \sqrt{\frac{M_{u,max}}{F_y}} = 3.73 \text{ cm}$$

مقدار ضخامت مناسب با توجه در با این فرض می توان فهمید است 3.5cm در نظر گرفت.

در مقطع بحرانی عمود واقعی را با بر رتخاب کنیم تا ضخامت و ارتفاع سفت گردد و به دست آریم

فرض:



$$M_u = (P_{up,max} B l_1) \frac{l_1}{2} = 107.58 \times 50 \times 12.5 \times \frac{12.5}{2} = 420234.375 \text{ KJf.cm}$$

نگارخانه در مقطع بحرانی

$$m_u \leq \phi_b M_n = \phi_b = 0.9$$

$$M_n = \min(2F_y, 5F_y)$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی





$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2 \times (20 \times 1) \times (\frac{20}{2} + 3.5) + (50 \times 3.5) \times \frac{3.5}{2}}{2 \times (20 \times 1) + 50 \times 3.5} = 3.94 \text{ cm}$$

$$I_{NA} = \sum (I + Ad^2)$$

$$I_{NA} = 2 \times \left[ \frac{1 \times 20^3}{12} + (20 \times 1) \times (\frac{20}{2} + 3.5 - 3.94)^2 \right] + \left[ \frac{50 \times 3.5^3}{12} + (50 \times 3.5) \times (\frac{3.5}{2} - 3.94)^2 \right]$$

$$= 6007.04$$

$$S_{xx} = \frac{I_{NA}}{C} = \frac{6007.04}{23.5 - 3.94} = 307.1 \text{ cm}^3$$

$$z_{xx} = 2 \times \left[ ((20 + 3.5) - 3.94) \times 1 + \frac{(20 + 3.5) - 3.94}{2} \right] + 2 \times \left[ (3.94 - 3.5) \times \frac{3.5}{2} + \frac{3.94 - 3.5}{2} \right]$$

$$+ [50 \times 3.5 \times (3.94 - \frac{3.5}{2})] = 574.88 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = \min(z_{xx}) \times F_y = 307.1 \times 2400 = 737040 \text{ kgf.cm}$$

$$M_u = 420234.375 < \phi_b M_p = 0.9 \times 737040 = 663336 \text{ kgf.cm} < M_n$$

فرض برشده بودن جان نسبی (منظور است که در محاسبات برده اوله این کنترل باید انجام شود)

$$\frac{d'}{t} = \frac{d + \frac{t}{2}}{t} = \frac{20 + 3.5}{1} = 23.5 < 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.25 \text{ O.K}$$

بنابراین در مقطع مورد محاسبات همین است دیگر نیازی ندارد

طراحی کف ستون متصل به مهاربند

این نوع کف ستون مهاربند در نقاط خاصی هستند و باید برای آن در نیروی فولاد مستوفند  
 اینگونه کف ستون ها باید یک باور برای یک دسته از نیروها مثل بار محوری فشار و کشش و دستگیرگی در برابر کشش و  
 همچنین علاوه بر دو دسته نیروی اشاره شده کف ستون مهاربند برای نیروی عمود از ترکیب بار تنش و یافته نیز طراحی کرد  
 کف ستون در این آکس ۱-۶ انتخاب می شود



$$P_u = 445178.7 \text{ kgf}$$

$$\begin{cases} M_{ux} = 37032.54 \\ M_{uy} = 2352421 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{ux} = 7104 \text{ kgf} \\ V_{uy} = 41666.35 \end{cases}$$

حالت عادی

$$\begin{cases} P_u = 810421.9 \text{ kgf} \\ T_u = 678155 \text{ kgf} \end{cases}$$

حالت تنش یافته

طراحی را در حالت تنش یافته انجام می دهیم و برای حالت عادی مشکلی نداریم

$$T_u \leq \phi R_{nb} \quad \phi = 0.75, R_{nb} = F_{nb} A_{nb}$$

$$T_u \leq 678155 \leq 0.75 \times 0.75 \times 6000 A_{nb} \Rightarrow A_{nb} \geq 200.9 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{200.9}{8.04} = 25 \Rightarrow \text{use: } 28 \text{ } \phi 32$$

۲ در صورت استفاده از میل ۳۲

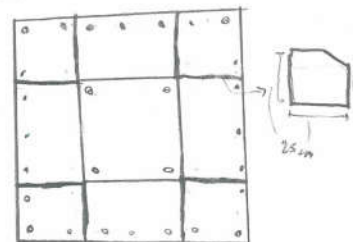
طراحی اتصال جوش ستون به کف ستون باید به دو حالت یعنی (۳mm) و (۲۵-۳۰) use 18mm

$$T_u \leq \phi R_n = \phi_n \phi (0.6 F_{ae}) A_{we}$$

$$678155 \leq 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.7071 \times 1.8 L_w \Rightarrow L_w \geq 322.23 \text{ cm}$$

با فرض یک مقطع و جهت کشش در آن باید حساب کنیم که چه مقدار طول جوش لازم است

$$L_w \geq 2nb = 2 \times 28 \times 28 = 400 \geq L_w$$





$$P_u \leq \phi_c P_p \quad \phi_c = 0.65, P_p = 0.85 \phi_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.85 \phi_c 2A_1$$

$$A_2 \cdot (100 + 2 \times 2 \times 100)^2 \geq 250000 \times 32400 \Rightarrow A_2 = 32400$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{32400}{10000}} = 1.8 \leq 2.0 \text{ OK}$$

$$P_p = 0.85 \times 244 \times (100 \times 100) \times 1.8 = 3733200$$

$$810441.9 \leq \phi_c P_p \leq 2426580$$

$$S = \frac{100 - 2 \times 6.4}{7.4} = 14.53 > 3 \times 3.7 = 9.6 \text{ O.K.}$$

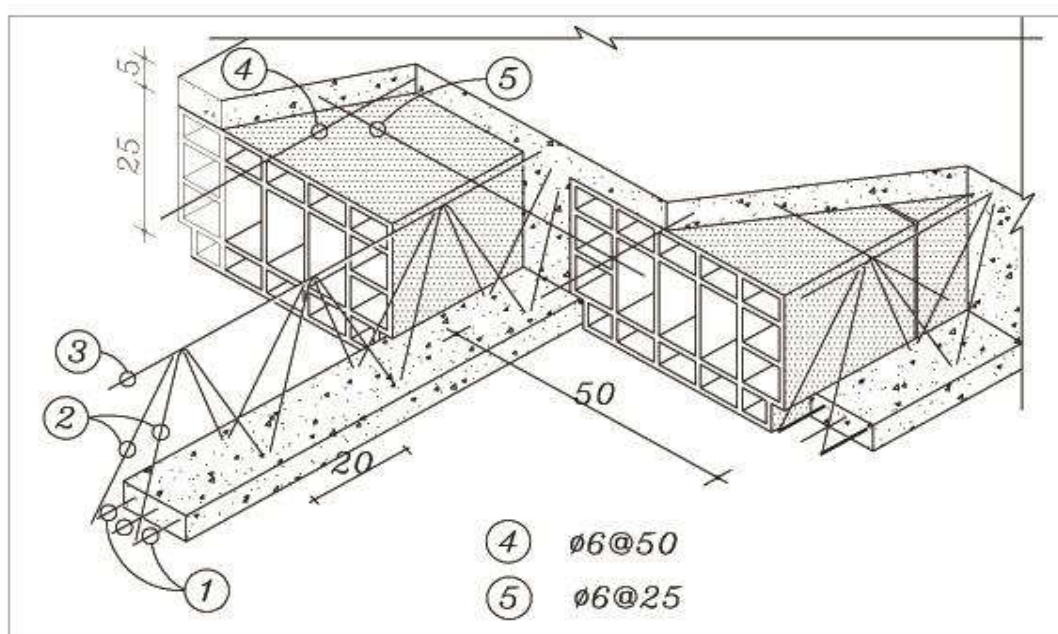


دانشگاه گیلان

# سقف تیرچه بلوک



دانشگاه صنعتی شاهرود





$f_c = 244 \text{ kg/cm}^2$

مقاومت شش‌بندی

$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$

مقاومت مشخصه آریاتورها

طراحی سقف تیرچه بلوک

شرایط

الف) مشخصات مصالح

ب) ابعاد

$L_e = 5.90 \text{ m}$  طول دهانه تیرچه

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

$t = 5 \text{ cm}$  ضخامت دال بتنی

$h = 25 \text{ cm}$  ارتفاع بلوک ها

$b_r = 10 \text{ cm}$  عرض جان تیرچه ها

ج) بارها و وزنه

$L = 200 \text{ kg/m}^2$  بار زنده

$D = 445 \text{ kg/m}^2$  بار مرده

$100 \text{ kg/m}^2$  بار مرده سقف

حاصل شده

الف) بارها وارد بر سقف

$D = 445 + 100 = 545 \text{ kg/m}^2$

$w = 1.25 D + 1.5 L = 1.25 \times 545 + 1.5 \times 200 = 981.25 \text{ kg/m}^2$

ب) کنترل ضخامت سقف (ضریب بحر)

$H_{min} = \frac{L_e}{20} \times (0.4 + \frac{f_y}{6700}) = \frac{590}{20} \times (0.4 + \frac{3000}{6700}) = 25 \text{ cm} \quad \text{O.K.} \checkmark$

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

ج) کنترل ضعیف پایه بتن در بلوک ها (دال بتنی)

برای کنترل این ضعیف دال بتنی روی بلوک ها به صورت زیر بتنی غیر مسلح در سرگنبدار (دورب (باصافه 40 cm)

طراحی شده. معدل تسخیری بتن غیر مسلح برابر  $0.6\sqrt{f_c}$  است که  $f_c$  مقاومت فشاری مستطیل بتن بر حسب  $\frac{kgf}{cm^2}$  باشد.

لنگر تک طبقه زیر دورگنبدار در تراز کف پهنک 50 cm برابر است با:

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{981.25 \times 0.4^2}{12} = 13.08 \text{ kgf.m} = 2308 \text{ kgf.cm}$$

اساس مقطع زیر دورگنبدار به پهنک 1 m برابر است با:

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

تنس تسخیری هوائلز بتن در محل اتصال دال بتنی به دورب برابر است با:

$$f_{ct} = \frac{1308}{417} = 3.14 \frac{kgf}{cm^2}$$

معدل تسخیری بتن از رابطه ذکر شده بدست می آید:

$$f_r = 1.9 \phi_c \sqrt{f_c} = 1.9 \times 0.6 \sqrt{244} = 17.8 \frac{kgf}{cm^2} > f_{ct} \quad \text{O.K.}$$

لذا ضعیف دال بتنی برابر 5 cm ضعیف است.

طراحی آرماند با بتنی تریج

پارگه شده وارد بیک تریج با عرض 500 cm ، برابر است با:

$$P_u = 0.5 \times 981.25 = 490.62 \text{ kgf/m}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L_e^2}{8} = \frac{490.62 \times 5^2}{8} = 2134 \text{ kgf.m} = 213481 \text{ kgf.cm}$$

بعنوان تقریب اول فرض می کنیم که ارتفاع بلوک تنس مستطیل تملدر ضعیف (دال بتنی) تقریبی لیدر





با فرض استفاده از  $\varphi 14$ :

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

$$M_p = 0.85 \varphi_c f_c t b (d - \frac{t}{2}) = 0.85 \times 0.6 \times 244 \times 5 \times 5 \times (27.3 - \frac{5}{2}) = 771528 \text{ Kg}\cdot\text{cm} > M_u$$

لذا ارتفاع بلوک بتن مستطیلی کمتر از ضخامت  $t$  بوده و رفتار سازه بصورت مستطیلی می باشد. مقدار سطح مقطع آرماتور لازم از رابطه زیر بدست می آید:

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

$$\frac{0.85 \times 0.6 \times 244 \times 5 \times 27.3}{0.85 \times 3000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 213481}{0.85 \times 0.6 \times 244 \times 5 \times 27.3^2}} \right) = 3.14 \text{ cm}^2$$

چون حرارت جوشکاری میلگرد در عرض به میلگرد در طول، از سطح مقطع میلگرد در طولی ناسته می شود، لذا در جهت اطمینان مقدار 10 درصد به سطح مقطع آرماتور بدست آمده می افزایم.

$$A_s = 3.14 \times 1.1 = \underline{3.45 \text{ cm}^2}$$

مقدار سطح مقطع آرماتور بدست آمده با استفاده از جدول ضرایب  $\rho$  با استفاده از جدول ضرایب  $\rho$  کنترل می شود.

$$\varphi_c < 300 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.6 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{244}{3000} \times \frac{6000}{6000 + 3000} = 0.0276$$

$$A_{s,max} = \rho_{max} b d = 0.0276 \times 50 \times 27.3 = 37.67 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} = \max \left( \frac{14}{f_y}, 0.79 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \right) = \max \left( \frac{14}{3000}, 0.79 \frac{\sqrt{244}}{3000} \right) = 4.67 \times 10^{-3}$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} b d = 4.67 \times 10^{-3} \times 50 \times 27.3 = 6.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} < A_s < A_{s,max} \quad \text{O.K.}$$

پس مساحت آرماتور بدست آمده مورد قبول است

اصولی      کنونی

$$\text{use: } 2\varphi 14 + \varphi 10 \rightarrow A_s = 30.867, 3.45 \text{ O.K.}$$

- این مقدار آرماتور را به صورت دو میلگرد در هر طرف تقویت کنی

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

۵) محاسبه طول آرماتور تقویتی

ابتدا مقدار نهایی نیروی کششی با آرماتورهای سراسری را می‌سازیم و  $M_1$  می‌نامیم. سطح مقطع میلگرد را برابر  $(2\phi 14)$  برابر  $3.08$  است

$$M_1 = A_s \phi_s f_y \left( d - 0.5 \frac{A_s}{b} \times \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c} \right) = 3.08 \times 0.85 \times 3000 \times \left( 27.3 - 0.5 \times \frac{3.08 \times 0.85 \times 3000}{0.85 \times 0.67 \times 24} \right)$$

$$= 164017.7 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

طول تک‌تک

$$L_t = L_e \sqrt{1 - \frac{M_1}{M_{max}}} = 5.9 \sqrt{1 - \frac{164017.7}{213481}} = 2.84 \text{ m} = 284 \text{ cm}$$

$$L_r = L_t + 2 \text{ min}(d_o, 12d_b) = 284 + 2 \times 27.3 = 338.6 \text{ cm}$$

طول عمر

محل قطع عمل باید کنترل گردد تا اندازه طول گیرد  $L_d$  از نقطه میانی (وسط عمارت) خامه در حساب

$$L_r \geq 2L_d$$

$$L_d = \frac{d_b f_y}{4.73 \sqrt{f_c}} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow L_d = \frac{1 \times 3000}{4.73 \sqrt{24}} = 38.95 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 2L_d = 86 \text{ cm}$$

$$L_r \geq 338.6 \geq 2L_d \quad \text{O.K.}$$

باتوجه به مقدار میلگرد  $\phi 10$  به طول  $3.5 \text{ m}$  در وسط دمانه به عنوان آرماتور تقویتی انتخاب می‌شود

۹) آرماتورهای بالایی

باتوجه به جدول 2-2 شماره 543 باتوجه به هندسه و قطر میلگرد بلام  $\phi 12$  انتخاب می‌شود

۱۰) آرماتورهای راست و جمع شکر در حال تبدیل نیروها  
نسبت سطح مقطع کل آرماتورهای راست و جمع شکر به کل سطح مقطع مستقیم میلگرد را برابر  $300$  در نظر می‌گیریم  $60.008$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 5 = 1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

مواضع سینه آرماتورها باتوجه به صورتها برابر  $25 \text{ cm}$  انتخاب می‌شود. در این سطح مقطع هر میلگرد برابر است با:

$$A_s = 1 \times 0.25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع میلگرد  $\phi 6$  برابر  $0.28$  است. در آرماتورهای راست و جمع شکر در جهت عمود بر تیرها،  $\phi 6$  با فاصله  $25 \text{ cm}$  انتخاب می‌شود.

use  $\phi 6 @ 25 \text{ cm}$  در جهت عمود بر تیرها



درجهت موارد تیرچه ها، سگیزه با طول تیرچه می تواند به عنوان آرماتور در سطح مقطع سگیزه در نظر گرفته شود

$$\phi 12 @ 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2$$

در این تیرچه به محدودیت حداکثر فاصله بین آرماتور در حالت عادی در سگیزه به 25cm، علاوه بر آن در تیرچه های تیرچه ها از 46 به 50cm

از هم و استفاده می شود

درجهت موارد تیرچه ها  
usc:  $\phi 6 @ 50 \text{ cm}$

### ج) کلاف میان

بار زنده سقف برابر  $200 \text{ kg/m}^2$  است بنابراین با توجه به طول دهانه یک کلاف میان نیاز است. حداقل سطح مقطع آرماتور در طول آن نیز برابر نصف سطح مقطع آرماتور در تیرچه های باشد.

$$A_s = \frac{3.86}{2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

usc: 2  $\phi 12$   $A_s = 3.14 > 1.93 \text{ cm}^2$  o.k

در سگیزه 12 یکی در بالا و یکی در پایین استفاده می شود

### ط) آرماتور منفی

طبق ضمیمه 1543، با وجود این تغییرها با فرض اینکه تیرچه ساده، طول است تا آرماتور منفی معادل 15٪ سطح مقطع کششی وسط دهانه، در هر یک تیرچه گاه افشان شود. این سگیزه ها حداقل تا 1/5 دهانه از تیرچه گاه به طرف داخل دهانه ادامه می یابند.

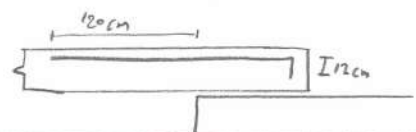
$$A_s = 0.15 \times 3.86 = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$L = \frac{1}{5} \times 5.9 = 1.18 \text{ m}$$

لذا برای آرماتور منفی، یک سگیزه  $\phi 10$  به اندازه حداقل 1.2m از تیرچه گاه به داخل دهانه ادامه می یابد، انتظاری کنیم.

این سگیزه در انتهای سگیزه قرار داده می شود و در آن تیرچه گاه به صورت خم  $90^\circ$  خواهد بود، طول تیرچه استاندارد 122cm

$$12d_b = 12 \times 2 = 24 \text{ cm}$$



۱۵) کنترل برش و طراحی آرماتور برشی

مقطع بعلونی بودک کنترل برش، به فاصله  $d$  از برآمدگی تا به میانه  $P_u$  مقدار تیرگی برشی:

$$V_u = \frac{P_u L_e}{2} - P_u d = \frac{981.25 \times 5.9}{2} - 981.25 \times 0.273 = 2626.8 \text{ kgf}$$

$$V_c = 1.1 \times 0.63 \times \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 1.1 \times 0.63 \times 0.6 \sqrt{244} \times 10 \times 27.3 = 2773.13 \text{ kgf} < V_u$$

مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن کافی نبوده و لازم است تا از مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتور که عرض تیر استناد داده شود.

$$V_s = V_u - V_c = 2626.8 - 2773.13 = 853.67 \text{ kgf}$$

با توجه به محدودیت حداکثر فاصله آرماتور که عرض تیر  $20 \text{ cm}$ ، این مقدار برای شایسته عملکرد آرماتور انتخاب می شود. (داده)

$$A_v = \frac{V_s \times s}{\phi_c \phi_s (\sin \alpha + \cos \alpha) d} = \frac{853.67 \times 20}{0.85 \times 3000 (5.76 + 5.62) 27.3} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{min}} = 3.5 \frac{b_w \cdot s}{\phi_s} = 3.5 \frac{20 \times 20}{3000} = 0.23 \text{ cm}^2 > A_v$$

use:  $\phi 6 @ 20 \text{ cm}$       $A_s = 0.28 \text{ cm}^2 > A_v \text{ و } A_{v_{min}}$

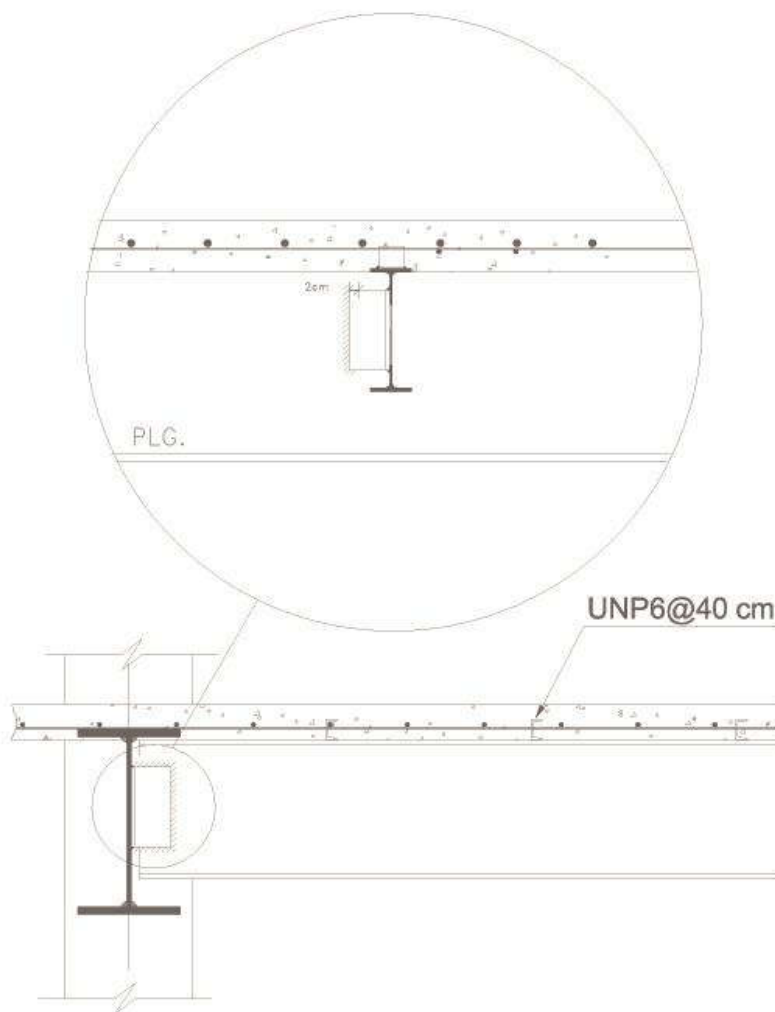


دانشگاه گیلان

# سقف کامپوزیت



دانشگاه صنعتی شاهرود



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



Story: Ground Floor

Beam B133

Length: 5.9 m Trib. Area: 6.64 m<sup>2</sup>

Location: X= 18.05 m Y= 9.125 m

20 1.9 cm  $\emptyset$  studs

ST37(Rolled)

IPE200

No camber

## Composite Deck Properties

	Slab	Cover (cm)	w <sub>c</sub> (kgf/m <sup>3</sup> )	f <sub>c</sub> (MPa)	b <sub>eff</sub> (cm)	E <sub>c</sub> (S) (MPa)	E <sub>c</sub> (D) (MPa)	E <sub>c</sub> (V) (MPa)
Left, Right	Composite	10	2500	23.93	N/A	56.25	25783	25783

## Loading

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (kgf/m) 0 m→5.9 m	0.000	303.623	275.625	337.500	1235.097

## End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (kgf)	0.0000	895.6864	813.0938	995.6250	UDCmpS2	3643.5362

## Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (kgf)	UDCmpS2	3643.5362	13732.9920	0.265	✓
Construction Bending (kgf-cm)	UDCmpC2	205529.9884	477360.0000	0.431	✓

## Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	20	50	0.4	✓
Pre-composite Defl. (cm)	1.171	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (cm)	0.725	No Limit	N/A	N/A
Live Load Defl. (cm)	0.399	1.639	0.244	✓
Total Defl. (cm)	1.896	2.458	0.771	✓
Walking Acceleration a <sub>p/g</sub>	0.002191	0.005	0.438	✓

## Section Properties

	Y1 (cm)	Y2 (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	ΦM <sub>n</sub> (kgf-cm)	V' or ΣQ <sub>n</sub> (kN)
Steel (L <sub>b</sub> = 0.059 m C <sub>b</sub> = 1)	10	N/A	1943	477360	670.8
Full composite (plastic)	0	8.534	N/A	1140967	670.8
Full composite (elastic)	2.938	N/A	0.75 * 8449.891	N/A	N/A
Vibrations Check (f = 8.96Hz)	3.126	N/A	9218.259	N/A	N/A

## Walking Acceleration Calculation

B (m) Beam	B (m) Girder	Δ (cm) Beam	Δ (cm) Girder	Δ (cm) Panel	f <sub>n</sub> (Hz) Beam	f <sub>n</sub> (Hz) Girder	f <sub>n</sub> (Hz) Panel	β	W (kgf)	P <sub>o</sub> (N)
7.6912	10.6024	0.292	0.104	0.469	10.44	13.379	8.965	0.03	19456.5181	289

فصل پنجم

روژه سازه های فولادی



## Strength Checks

	Factored	Design	Ratio
Shear at Ends (kgf)	3643.5362	13732.9920	0.265
Construction Bending (kgf-m)	2055.2999	4773.6000	0.431
Full Comp. Bending (kgf-m)	5374.2158	11409.6741	0.471

## Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio
Shear Studs Distribution	20	50	0.4
Pre-composite Defl. (cm)	1.171	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (cm)	0.725	No Limit	N/A
Live Load Defl. (cm)	0.399	1.639	0.244
Total Defl. (cm)	1.896	2.458	0.771
Walking Acceleration ap/g	0.002191	0.005	0.438



طراحی تیرهای کامپوزیت

باید ابعاد عرض موثر دال بتنی را حساب کنیم. مطابق سبک ۱۵ این عرض در هر طرف تیر فولاد برابری است با حداقل مقدار زیر:

1. یک هشتم دهانه تیر  $(\frac{L}{8})$
2. نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور  $(\frac{S}{2})$
3. فاصله محور تیر لوله دال بتنی  $(S_c)$

$$b_{eR} = \min \left\{ \frac{L}{8}, \frac{S}{2}, S_c \right\} = \min \left\{ \frac{590}{8} = 73.75, \frac{112.5}{2} = 56.25, 112.5 \right\} = 56.25 \text{ cm}$$

$$b_{eL} = \min \left\{ \frac{L}{8}, \frac{S}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{590}{8} = 73.75, \frac{112.5}{2} = 56.25 \right\} = 56.25 \text{ cm}$$

$$b_e = b_{eL} + b_{eR} = 112.5 \text{ cm}$$

- نتایج منطبق با نتایج نرم افزار است.

حساب مقاومت خمشی تیر کامپوزیت قبل از سخت شدن نیرهای بتن دال

در طراحی این تیرها فرض شده که از پایه صاف (سفت) برآیند. در استفاده فی سوراخها برابر این تیر فولاد باید بر اساس بار وارده زمان ساخت طراحی شوند در واقع تا قبل از اینکه مقاومت دال بتنی در تیرها به 75 درصد مقاومت بتن در تیرها برسد باید تیرهای فولاد تنها که هنوز عملکرد آن کم است تحت بار نی باشند برای بارهای سبکی که وزن خود تیر و وزن دال بتنی و بارهای سبک است شامل تیرها و لنگرهای کفیم ( IPE200 )

$$M_{n, coms} = F_g \cdot z = 2400 \times 221 = 530400 \text{ kgf.cm}$$

$$\phi_b M_{n, coms} = 0.9 \times 530400 = 477360 \text{ kgf.cm}$$

حساب مقاومت خمشی تیر کامپوزیت بعد از سخت شدن نیرهای بتن دال

تیرهای کامپوزیت با توجه به اینکه در بتن دال مدون هستند (بلات آن ها) عمل بارها را بین بیضی جانبی دال و خود تیرها

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

اگر این رابطه برقرار باشد می توان از توزیع پلاستیک بتن استفاده کرد

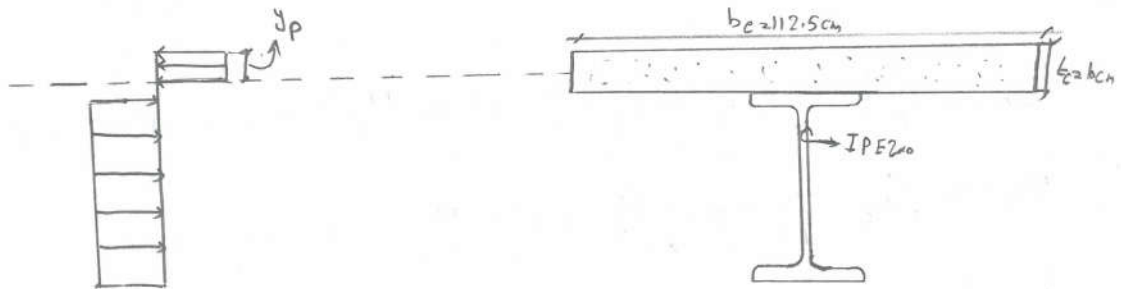
$$\frac{h}{t_w} = \frac{20}{0.56} = 35.71 \leq 3.76 \sqrt{\frac{246}{246}} = 108.541 \text{ O.K.}$$



برای تعیین برآورد مناسب ظرفیت خمشی از رفتار پلاستیک آن استفاده کنیم  
 بجز در گزینی آنکه  $A_s f_y > 0.85 A_c f_c$  باشد تا ضعیف در مقطع فولاد است

$$M_{PF_{steel}} = A_s f_y = 28.5 \times 2400 = 68400 < M_{PF_{conc}} = 0.85 A_c f_c = 0.85 \times 244 \times 10 \times 12.5 = 233325 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

بنابراین کار خشی در بتن است



$$\Sigma P_{e0} \Rightarrow 0.85 \times 244 \times y_p \times 12.5 = 28.5 \times 2400 \Rightarrow y_p = 2.93 \text{ cm}$$

حال با افتاد محول محور خشی و ظرفیت خمشی اهری مقطع را حساب خواهد شد:

$$M_{n, strength} = (0.85 \times 244 \times 2.93 \times 112.5 \times \frac{2.93}{2}) + [28.5 \times 2400 \times (\frac{20}{2} + 10 - 2.93)] = 1267741.59 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_b M_{n, strength} = 0.9 \times 1267741.59 = 1140967.431 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

این مقدار را کامل با نتایج نرم افزار تطبیق است

کفایت لنگر خمشی ضریب دار وارده به مقطع

نتایج لنگر نرم نامعی از نیرو لنگر وارده با از نرم افزار بر می داریم

$$M_{u, const} = 205529.9384 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_b M_{n, const} = 477360 \text{ kg} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{Ratio} = \frac{M_{u, const}}{\phi_b M_{n, const}} = 0.431$$

کاملاً منطبق با نتایج نرم افزار

$$M_{u, strength} = 537421.5821 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_b M_{n, strength} = 1140967.431 \text{ kg} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{Ratio} = \frac{M_{u, strength}}{\phi_b M_{n, strength}} = 0.471$$

کاملاً منطبق با نتایج نرم افزار

کنترل برش در تیر فولاد مستطال

مقتضی برش ها را بطورانی

$$A_w = 9.5368$$

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \phi_v = \phi_v = 1 \quad V_n = 0.6 F_y A_w \phi_v$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 9.5368 \times 1 = 23732.992 \text{ kgf}$$

$$V_u = 3643.5362 \leq 1.0 \times 23732.992 \text{ o.k.} \Rightarrow \text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi_v V_n} = 0.265$$

مقتضی با نتایج نرم افزار



دانشگاه گیلان

طراحی برش گیرها

طول تیر

$$Q_n = 0.3 (t_f + 0.5 t_w) L_c \sqrt{f_c E_c}$$

مقاومت نسبی برش گیرها

$$Q_n = 0.3 (0.6 + 0.5 \times 0.6) 5 \sqrt{244 \times 262018.5} = 10812.827 \text{ kgf}$$

ضمانتها مخصوص نودانی است.

نیروی برشی اتمی وارده بر برش گیرها

$$V_{hu} = \min [0.85 \phi_c A_c \phi_s f_y] = \min (233325 \text{ و } 62400) = 62400 \text{ kgf}$$

$$N > \frac{V_{hu}}{Q_n} = 6.325 \Rightarrow N = 7 \text{ عدد}$$

تعداد برش گیرها برابر با ۷ طول تیرها را در نظر بگیرید (نصف طول تیر):

طول تیر را به دو قسمت ۵۹۰cm است و تعداد برش گیرها باید در نصف طول تیر محاسب شود

$$S = \frac{590/2}{7} = 42.14 \text{ cm}$$

حاصل شود

$$S_{max} \leq \min [8t_c \text{ و } 80cm] \quad S_{min} \leq \min [8d \text{ و } 80] = 80 \text{ cm} \rightarrow S_{max}$$

حدودیت های این نام:

use: 40cm

کنترل تغییر شکل

کنترل تغییر شکل باید برابر دوسر بار به صورت جداگانه مورد بررسی قرار داده و با هم جمع کرده و با  $\frac{1}{240}$  ضریب ایمنی کنیم

حالت اول)

در این حالت لازم است مقطع متعلق به بار سروسرور کنترل قرار دهیم و باید از مقطع فولاد تنها استفاده کنیم مقدار بار مرده گروه اول که شامل وزن خود نیز فولاد و وزن حال بنی می باشد به صورت خطی به تیر اعمال می کنیم

$$d_{ead} = 2500 \times 0.1 = 250 \text{ kgf/m}^2$$

$$w_{const} = 2500 \times 2.54 \times 22.4 = 303.65 \text{ kgf/m} = 3.0365 \text{ kgf/cm}$$

$$\Delta_{const} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 3.0365 \times 590^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 1940} = 1.23 \text{ cm}$$

حالت دوم)

حال باید مقدار بار مرده گروه دوم و بار زنده را برای سبب تغییر شکل تحت بار ایمنی در دست آوریم به صورت یکنواخت بار:

$$SD = 245 \text{ kgf/m}^2$$

$$L_{nr} = 300 \text{ kgf/m}^2$$

$$w_{strength} = 245 + 300 = 645 \text{ kgf/m} = 6.45 \text{ kgf/cm}$$

$$E_c = 262918.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c / \text{creep}} = \frac{2 \times 10^6}{2.6 \times 10^5 / 3} = 22.82$$

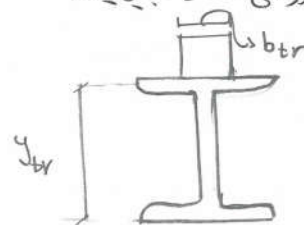
$$b_{tr} = \frac{b_c}{n} = \frac{112.5}{22.82} = 4.93 \text{ cm}$$

$$y_{br} = \frac{4.93 \times 10 \left( \frac{10}{2} + 20 \right) + 28.5 \times \frac{20}{2}}{4.93 \times 10 + 28.5} = 19.5 \text{ cm}$$

$$I_{Er} = \left[ \frac{4.93 \times 10^3}{12} + 4.93 \times 10 \left( \frac{10}{2} + 20 - 19.5 \right)^2 \right]$$

$$+ \left[ 1940 + 28.5 \times \left( \frac{20}{2} - 19.5 \right)^2 \right] = 6414.28 \text{ cm}^3$$

تک محور ضعیف در مقطع تبدیل یافته



فصل پنجم

روژه سازه های فولادی



در نهایت مقدار ضریب موجود برابر است با ۱

$$\Delta_{sbvlength} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 6.45 \times 590^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 644.28} = 0.793 \text{ cm}$$

در نهایت مقدار کل ضریب موجود برابر است با:

$$\Delta = \Delta_{const} + \Delta_{sbvlength} = 0.793 + 1.23 = 2.023 \text{ cm}$$

$$\Delta_{all} = \frac{L}{240} = \frac{590}{240} = 2.458$$

$$\text{Ratio} = \frac{2.023}{2.458} = 0.82 \leq 1.0 \text{ O.K.}$$

مطابقت ضریب در بار نتایج نرم افزار

$$w_u = 300 \times 112.5 = 337.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 3.375 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

گالبریا بار زنده

$$\Delta_{Live} = \frac{5w_{Live}L^4}{384EI_{Lv}} = \frac{5 \times 3.375 \times 590^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 644.28} = 0.415 \text{ cm}$$

$$\Delta_{all} = \frac{L}{360} = \frac{590}{360} = 1.639$$

$$\text{Ratio} = \frac{0.415}{1.639} = 0.251 \leq 1.0 \text{ O.K.}$$

مطابقت ضریب در بار نتایج نرم افزار دارد

کنترل ارتعاش در تیرهای کمان پیوسته

$$w(\text{وزن}) = 19456.51 \text{ g}$$

$$\Delta_B = 0.292$$

$$\Delta_G = 0.204$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_B + \Delta_G}} = 8.958 \text{ Hz}$$

$f_n$  panel در نرم افزار طبقاً

فونانسی طبیعی تیر

$$P_0 = 29.459 \text{ (معمودیت نسبت به تیر)}$$

$$\beta = 0.03 \text{ (نسبت به تیر)}$$

$$\frac{a_0}{g} = 0.005 \text{ (معمودیت نسبت به تیر)}$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{(-0.35 f_n)} (0.35 \times 8.958)}{\beta w} = \frac{29.459 \times e^{(-0.35 \times 8.958)}}{0.03 \times 19456.5131} = 0.0021 \leq \frac{a_0}{g} = 0.005 \text{ O.K.}$$

نسبت ستاب موجود

مطابقت ضریب در بار نتایج نرم افزار

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی دال بتنی بوتیرک کامپوزیت

بارک موجود عبارتند از:

$$D_{dead} = 2500 \times 0.1 = 250 \text{ kgf/m}^2$$

$$S.D = 245 \text{ kgf/m}^2$$

$$L_{nr} = 300 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(250 + 245) + 1.6 \times 300 = 1074 \text{ kgf/m}^2$$

شدت بار ضعیف دارواره بر دال ها برابر عرض واحد

$$w_u = q_u \times 1.0 = 1074 \text{ kgf/m}$$

$$d = 10 - 3 - \frac{1.2}{2} = 6.4 \text{ cm}$$

بافتن ۹۱۲ و شرایط محیطی ملایم - cover = 3cm

حداکثر تفرق عرضی با بورد سوزن باقی بماند

$$M_u = \frac{w_u l_n^2}{10} = \frac{1074 \times 4.25^2}{10} = 193.93 \text{ kgf.m} = 135935 \text{ kgf.cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{3000}{0.85 \times 244} = 14.46$$

$$R_n = \frac{M_u}{\rho b d} = \frac{135935}{0.9 \times 100 \times 6.4} = 23.6 \text{ kgf/cm}^2$$

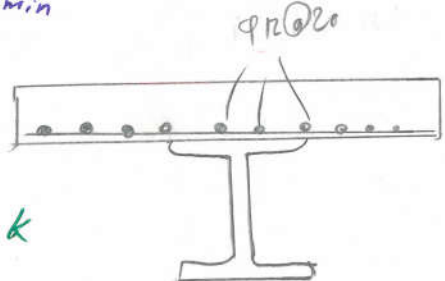
$$\rho = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{14.46} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.46 \times 23.6}{3000}} \right] = 0.0084$$

$$\rho_{min} = \frac{0.15 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.15 \times \sqrt{244}}{3000} = 0.00079 \quad \rho > \rho_{min}$$

$$S_{req} \leq \min \{ 2b_c, 35 \text{ cm} \} \Rightarrow S_{req} = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0084 \times 100 \times 6.4 = 5.376 \text{ cm}^2$$

use ۹۱۲ @ 20  $\rightarrow A_s = 5 \times \frac{\pi}{4} \times 20^2 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ o.k}$

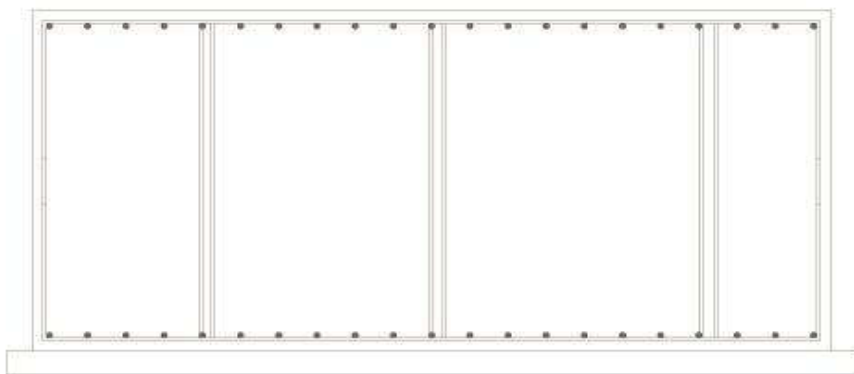


در جهت اطمینان همین مقدار را قرار دادیم - محاسبه همبندی هم

# شالوده



دانشگاه صنعتی شاهرود





طراحی شالوده

سؤال: در صورتی که در نظر بگیریم؟ کنترل گوردنیز با به صورت دستی انجام می دهیم:

- کنترل برش با فرم

$$d = 150 - 5 - 1 - \frac{2}{4} =$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d \geq 0.53 \sqrt{244} \times 180 \times 143 = 213097.97 \text{ kgf}$$

$$V_u = 259360 \text{ kgf}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_{shear}} = \frac{259360}{0.75} = 345813.3 \text{ kgf}$$

$$V_s = V_n - V_c = 345813.3 - 213097.97 = 132715.36 \text{ kgf}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{132715.36}{3000 \times 143} = 0.309 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

- کنترل برش با فرم

$$V_c \geq \min \begin{cases} 0.53 \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} & \beta_c = \frac{\text{جهت نزدیک شدن}}{\text{به اولیای شدن}} \\ 0.53 \phi \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2 b_o}\right) \sqrt{f'_c} & \alpha_s \begin{cases} 40 & \text{ستون میانی} \\ 30 & \text{در کناری} \\ 20 & \text{در گوشه} \end{cases} \\ 1.06 \phi \sqrt{f'_c} & \end{cases}$$

• مناسب برای ستون 3-3-B

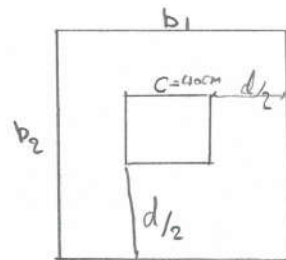
cover

$$d = 2100 - 5 - 1.8 = 93.2 \text{ cm}$$

software

محیط بار

$$b_o = 2(b_1 + b_2) = 2(140 + 2 \times \frac{93.2}{2}) = 532.8 \text{ cm}$$



$$V_c = \min \begin{cases} 0.53 \times 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{40/40}\right) \sqrt{244} = 18.62 \text{ kgf/cm}^2 \\ 0.53 \times 0.75 \times \left(1 + \frac{40 \times 93.2}{2 \times 532.8}\right) \sqrt{244} = 27.93 \text{ kgf/cm}^2 \\ 1.06 \times 0.75 \times \sqrt{244} = 12.41 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_c = 12.41 \text{ kgf/cm}^2$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

$$\begin{cases} V_u = -168880 \text{ kJ} \\ M_{ux} = -9659 \text{ kJ.m} \\ M_{uy} = 11452.89 \text{ kJ.m} \end{cases} \rightarrow \text{از نما افتار}$$



در سازه های فولادی با اتصال یا به صورت پیردار در نظر گرفته می شود. نکته حساس در محوره دوران که وجود دارد که این نکته ها در ایجاد نیروی برشی نیز تأثیر دارند و باید به تحول اثرات آن ها در نظر گرفته شود. نیروی برشی  $V_u$  به همراه سنگر حساسی تا متعادل  $M_{ux}$  روی سطح مقطع بحرانی برش ده طبقه به فاصله  $\frac{d}{4}$  از بستون و ارتفاع  $h$  تنش ترکیبی ایجاد می کند

$$k_v = 1 - k_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \rightarrow \begin{matrix} \text{بدرمقطع پیردار در برش} \\ \text{ممود پیردار لنگر} \end{matrix}$$

بدرمیت عدد پیر

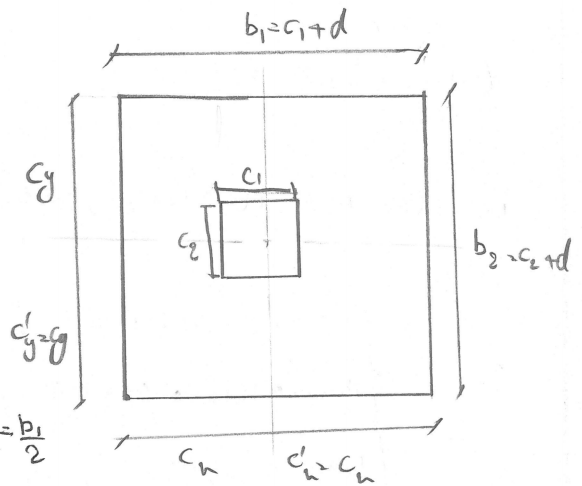
با توجه به اینکه هر یک از ستون های فولادی با اتصال پیردار به صورت حساس در محوره وجود دارد، از طریق رابطه زیر می توانیم حرکت و دراصل تنش برشی را بدست آوریم

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

$$M_{ux} v_{(x,y)} = k_v (M_{ux,y}) \cdot A_c = b \times d$$

$$\frac{J_{cx}}{C_y} = \frac{J_{cx}}{C'_y} = \frac{1}{3} [b_2 d (b_2 + 3b_1) + d^3] \quad C_y = C'_y = \frac{b_2}{2}$$

$$\frac{J_{cy}}{C_x} = \frac{J_{cy}}{C'_x} = \frac{1}{3} [b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3] \quad C_x = C'_x = \frac{b_1}{2}$$





$$k_{r,xy} = 1 - k_{\phi} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{40+d}{40+d}}} = 0.4$$

$$A_c = 532.8 \times 93.2 = 49656.96 \text{ cm}^2$$

$$\frac{J_{cx}}{C_y} = \frac{J_{cy}}{C_x} = \frac{1}{3} (133.2 \times 93.2 (133.2 + 3 \times 133.2) + 93.2^3) = 247621.547 \text{ cm}^3$$

$$v_u = \frac{168880}{49656.96} + \frac{0.4 \times 9659}{247621.547} + \frac{0.4 \times 11452.89}{247621.547} = 3.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Ratio} = \frac{3.4}{12.41} = 0.274 \text{ o.k.}$$

$$A_{s,min} = 0.0025bd$$

- کنترل حداقل ارتفاع طوطی

$$b = \begin{cases} 1.8 \text{ m} \\ 3.2 \text{ m} \\ 4 \text{ m} \\ 4.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$d = \begin{cases} 100 - 5 - 1 - \frac{2}{2} = 93 \text{ cm} \\ 150 - 5 - 1 - \frac{2}{2} = 143 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{s,min 1} = 0.0025 \times 1800 \times 930 = 4185 \text{ mm}^2$$

بر روی توار عرض 1.8m و ارتفاع 1.0m

$$A_{s,min 2} = 0.0025 \times 3200 \times 1430 = 11440 \text{ mm}^2$$

1.5m ~ 3.2m ~ ~ ~ ~ ~

$$A_{s,min 3} = 0.0025 \times 4000 \times 1430 = 14300 \text{ mm}^2$$

1.5m ~ 4.0m ~ ~ ~ ~ ~

$$A_{s,min 4} = 0.0025 \times 4200 \times 1430 = 15015 \text{ mm}^2$$

1.5m ~ 4.2m ~ ~ ~ ~ ~

فصل پنجم

بروزة سازه های فولادی

- کنترل ابعاد حرارت و جمع ششلی آرینورک طلی

$$A_{smin} = \frac{0.002bh}{2}$$

$$A_{smin1} = \frac{0.002 \times 1800 \times 1000}{2} = 1800 \text{ mm}^2$$

$$1.3 - 0.0002h = 0.85$$

$$A_{smin2} = \frac{\alpha (0.002 \times 3200 \times 1500)}{2} = 4080 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin3} = \frac{0.85 \times 0.002 \times 4800 \times 1500}{2} = 5100 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin4} = \frac{0.85 \times 0.002 \times 4200 \times 1500}{2} = 5355 \text{ mm}^2$$

از بین این مقادیر max انتخاب می کنیم

$$A_{smin1} = 4185 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = 11440 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin3} = 14300 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin4} = 15015 \text{ mm}^2$$

اگر از  $\phi_{25}$  استفاده کنیم  $A_p = 490.9 \text{ cm}^2$

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

$$S_{min} = 10 \text{ cm}$$

بزرگترین فاصله

$$n_b = 1.8m \quad h = 1.5m \quad = \frac{4185}{490.9} = 9 \text{ عدد} \rightarrow S = \frac{1800 - (9 \times 25 + 2 \times 50)}{(9-1) \times 8} = 184.3 \text{ mm} = 18.4 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$n_b = 3.2m \quad h = 1.5m \quad = \frac{11440}{490.9} = 24 \text{ عدد} \rightarrow S = \frac{3200 - (24 \times 25 + 2 \times 50)}{24-1} = 108.6 \text{ mm} = 10.8 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$n_b = 4m \quad h = 1.5m \quad = \frac{14300}{490.9} = 29 \text{ عدد} \rightarrow S = \frac{4000 - (29 \times 25 + 2 \times 50)}{29-1} = 113.3 \text{ mm} = 11.3 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$n_b = 4.2m \quad h = 1.5m \quad = \frac{15015}{490.9} = 30 \text{ عدد} \rightarrow S = \frac{4200 - (30 \times 25 + 2 \times 50)}{30-1} = 115.5 \text{ mm} = 11.5 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

- حداقل آرماتور در عرض

$$A_{smin} = \frac{0.002 \times b \times h}{2}$$

برای عرض ۱.۰م

$$A_{smin1} = \frac{0.002 \times 1000 \times 1000}{2} = 1000 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{smin2} = \frac{10.002 \times 1000 \times 1500 \times 0.85}{2} = 1275 \text{ mm}^2/m$$

با فرض خرابی با ۴۱۴:

$$n_1 = \frac{A_{smin1}}{A_{s\phi14}} = \frac{1000}{154} = 7 \text{ عدد} \rightarrow S = \frac{1000}{7} = 142 \text{ mm} = 14 \text{ cm}$$

$$n_2 = \frac{A_{smin2}}{A_{s\phi14}} = \frac{1275}{154} = 9 \text{ عدد} \rightarrow S = \frac{1000}{9} = 111 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم



طراحی خمشی

برای طراحی خمشی استوار شده یکی از مواردی که باید در نظر گرفته و بیشترین نکته موجود در آن استفاده از نیروی فولاد است

نوار ۱ نس ۵

$$M_{u, max} = 124.65 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{\alpha \rho_c \rho_c b d}{\rho_s f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\alpha \rho_c \rho_c b d^2}} \right) = 41.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{41.35}{180 \times 110} = 0.0022 > \rho_{min} = 0.0018 \quad \checkmark \text{ o.k.}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



دانشگاه گیلان



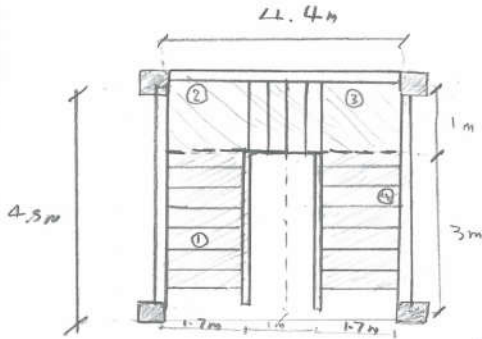
طراحی راه پله

در این پروژه از یک سه طبقه استاندارد شده است. با توجه به تعداد پله‌ها و مساحت پله باید بارهای جانبی مشخص شود

پس اعمال کرده در آن مصالح این بار طراحی کرد.



در شاخه صنعتی با بارود



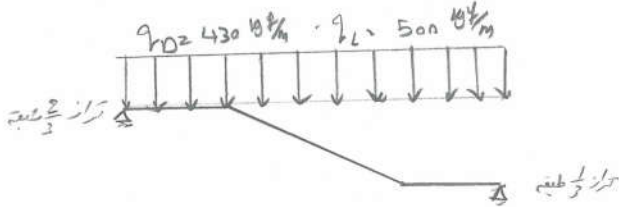
1. محاسبه بار مسموم کننده: به منظور محاسبه بار مسموم کننده وزن دال و سطح بار برده و زنده که در فاصله قبل می رسد محاسبه کرد در قسمت

فردک لیم، دست سگوله بار برده پله و بار گرفتار است در صورت اطمینان بار سگوله نظری می گیریم

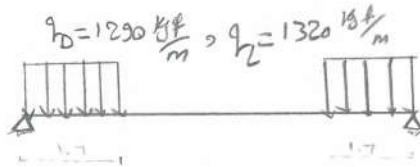
قسمت	بار برده و اندر سطح (kg/m <sup>2</sup> )	بار زنده و اندر سطح (kg/m <sup>2</sup> )	مساحت (م <sup>2</sup> )	بار برده (kg)	بار زنده (kg)
4 و 1	430	500	1.7 x 3 = 5.1 m <sup>2</sup>	1851	1575
3 و 2	430	500	1 x 4.4 = 4.4 m <sup>2</sup>	1726	2000

2. تبدیل بار گرفتار قسمت به بار زنده: باید بار گرفتار قسمت را به بار زنده تبدیل کرد تا بتوان به تیرهای اعمال کرد

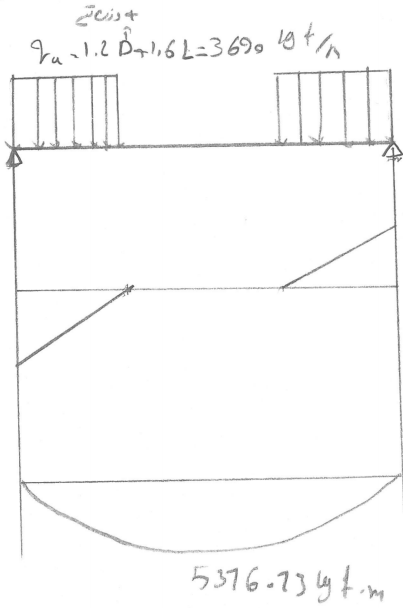
قسمت	طول محلی از تیرتیرت بر (m)	بار برده (kg)	بار زنده محلی (kg/m <sup>2</sup> )	بار برده محلی (kg)	بار زنده محلی (kg)
4 و 1	1.7	2193	1290	3718	2193
3 و 2	4.4 / 2 = 2.2	2046	430	946	1100



تیر متصل به رول دال



تیر تراز طبقه



$$M_u \leq \phi M_n, \quad M_n \geq F_y, \quad \phi \geq 0.9$$

use IPE 220

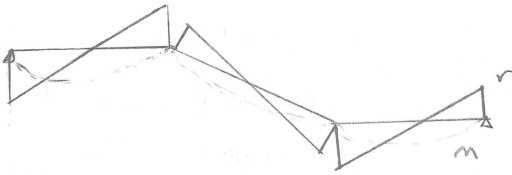
$$M_n = 285 \times 2400 \times 1.2 = 6840 \text{ kgf.m}$$

$$M_u = 5376.73 \leq 0.9 \times 6840 = 6156 \text{ kgf.m} \checkmark$$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi \geq 0.9, \quad V_n \geq 0.6 F_y A_w C_v, \quad C_v \geq 1$$

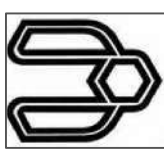
$$V_n \geq 0.6 \times 2400 \times 33.4 \times 1 = 48096 \text{ kg}$$

$$6291 \text{ kgf} = V_u \leq \phi V_n = 48096 \times 0.9 = 43286.4$$



$$M_u \leq \phi M_n, \quad 479.89 \leq 0.9 \times 60.7 \times 2400 \times 1.2 = 1311.12 \text{ kgf.m} \checkmark$$

$$V_u \leq \phi V_n, \quad 799 \leq 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 33.4 \times 1 = 17107.2 \text{ kgf} \checkmark$$



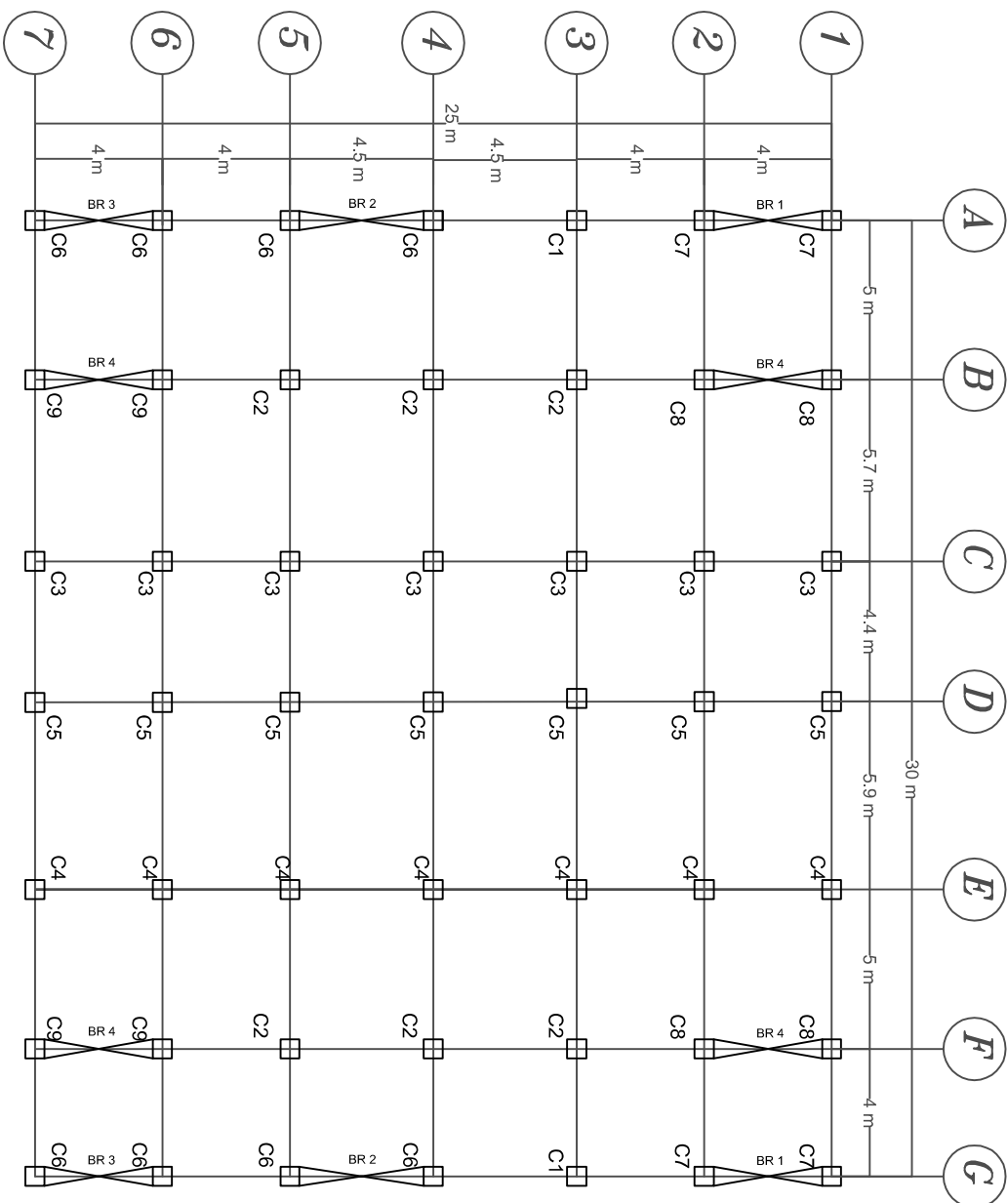
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

### پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه: 1 کد نقشه: M01

عنوان نقشه

پلان ستون گذاری

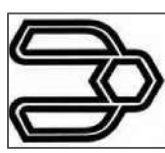
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۱۳ جهت شمال: N



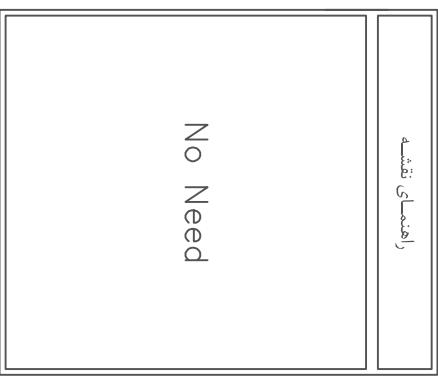
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه 2 کد نقشه M02

عنوان نقشه

پلان اندازه گذاری فنداسیون

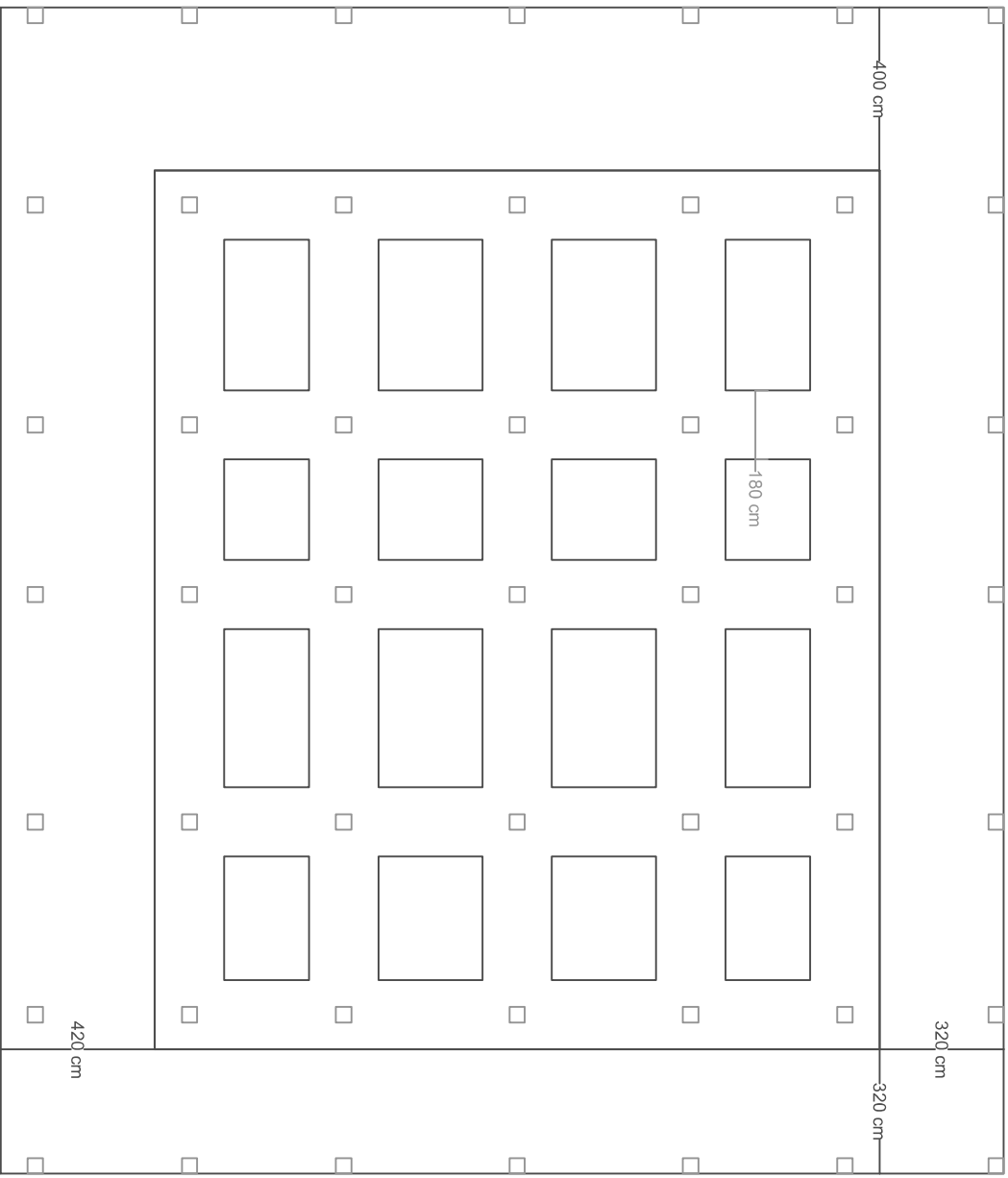
طراح حمید اسدی

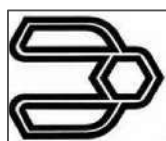
استاد راهنما دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N





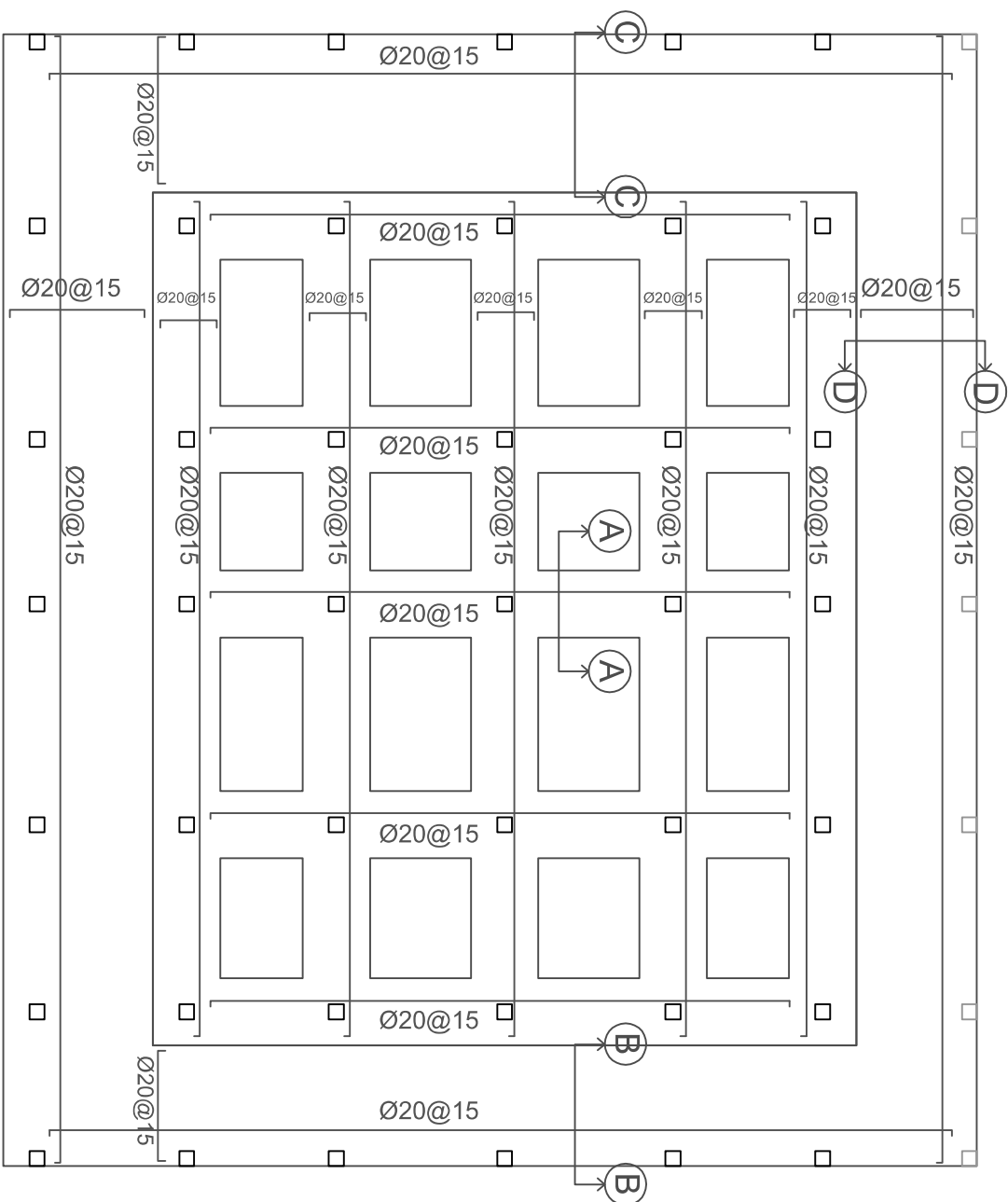
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهمنای نقشه

No Need



شماره نقشه 3 کد نقشه M02

عنوان نقشه

پلان آرماتورگذاری بالای و پایین

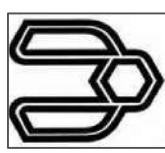
طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/ جهت شمال N



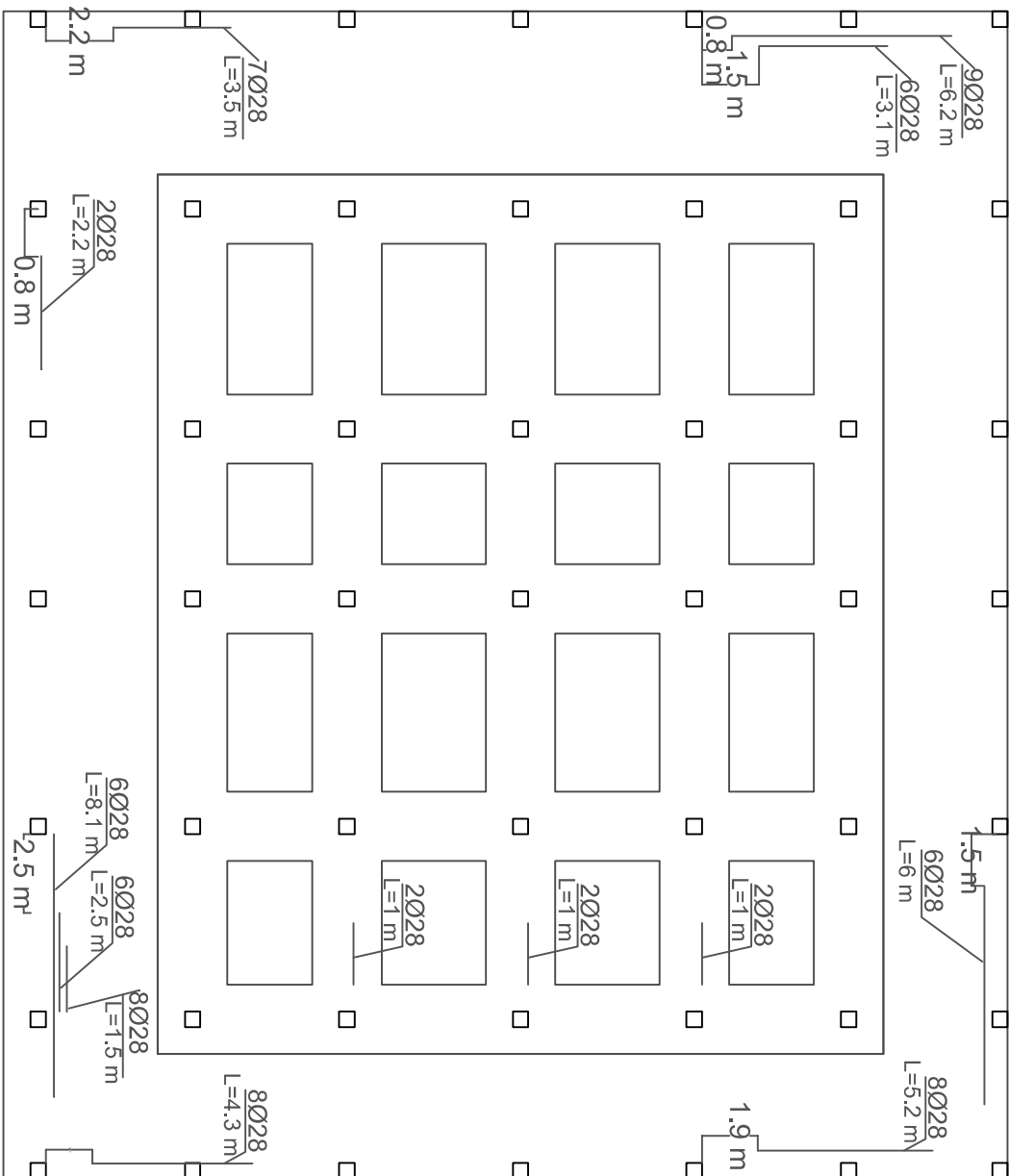
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

### پروژه ی سازه های فولادی

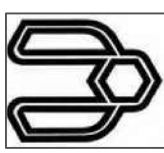
راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه	4	کد نقشه	M02
عنوان نقشه			
پلان آرماتورگذاری تقویتی بالای			
طراح	حمید اسدی	استاد راهنما	دکتر سید مهدی توکلی
مقیاس	سببه اندازه کوی	واحد ابعاد نقشه	متریک
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵	جهت شمال	N





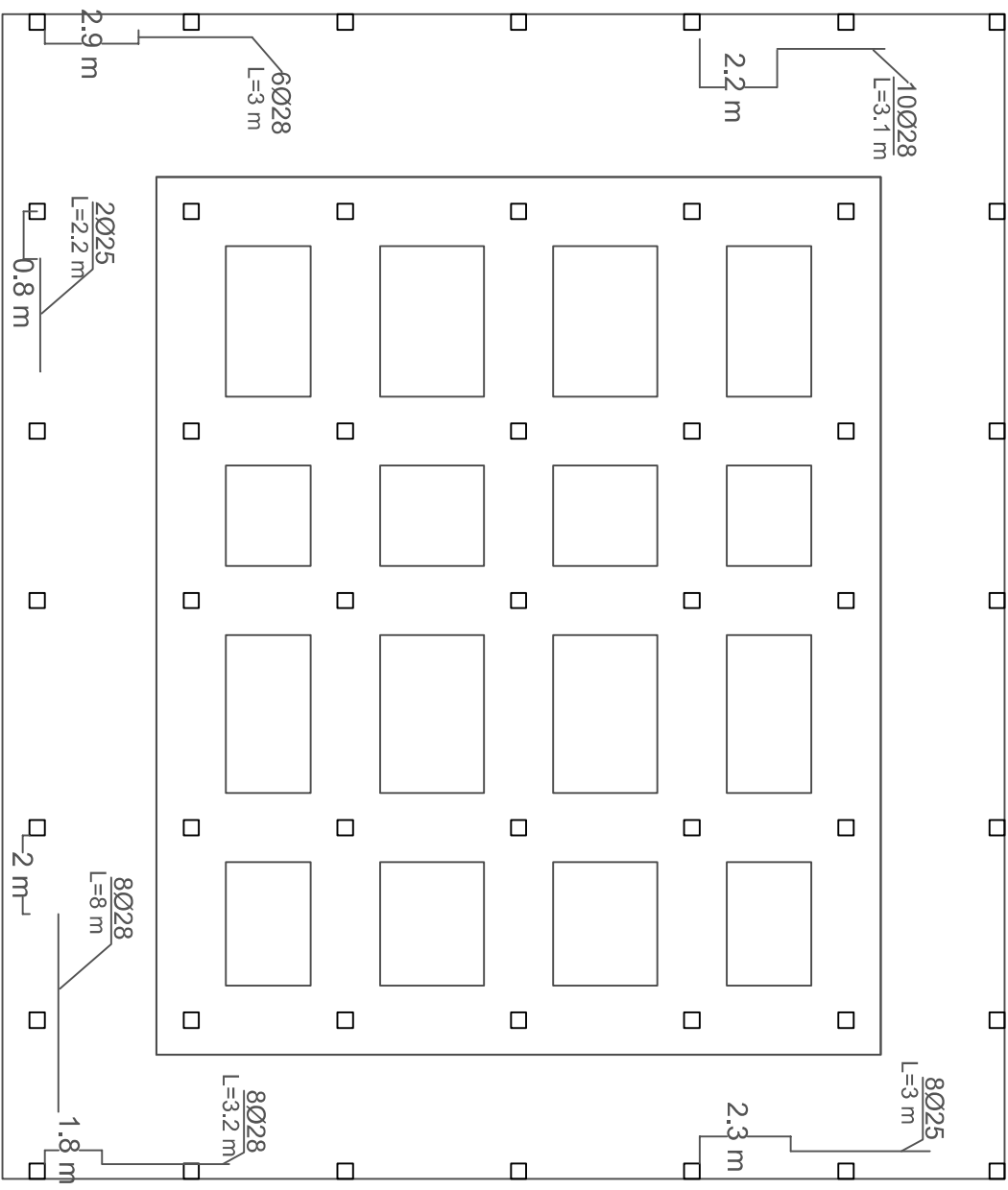
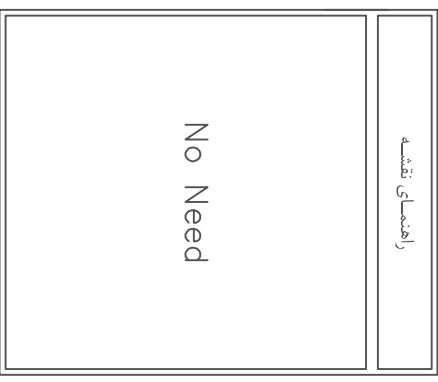
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه	5	کد نقشه	M02
عنوان نقشه	پلان آرمانتور گذاری تقویتی پایین		
طراح	حمید اسدی	استاد راهنما	دکتر سید مهدی توکلی
مقیاس	سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه	مقیاس	واحد ابعاد نقشه
متریک	-----	متریک	-----
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵	جهت شمال	N



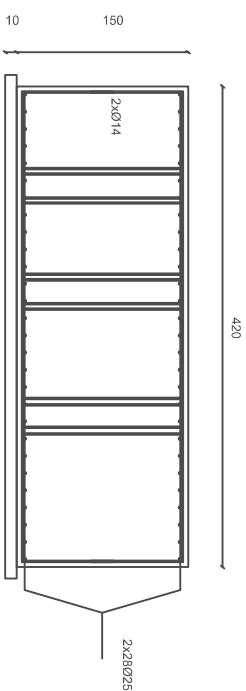
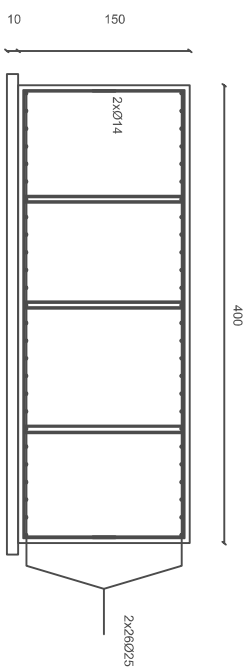
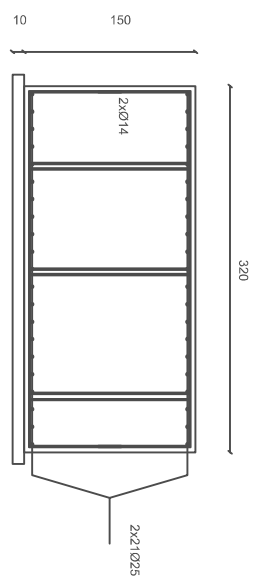
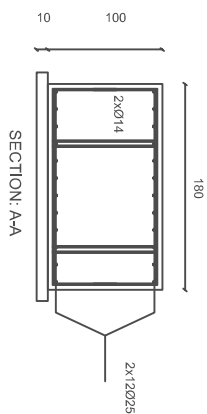
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه: 6

کد نقشه: M02

عنوان نقشه

پلان مقاطع فنداسیون

طراح: حمید اسدی

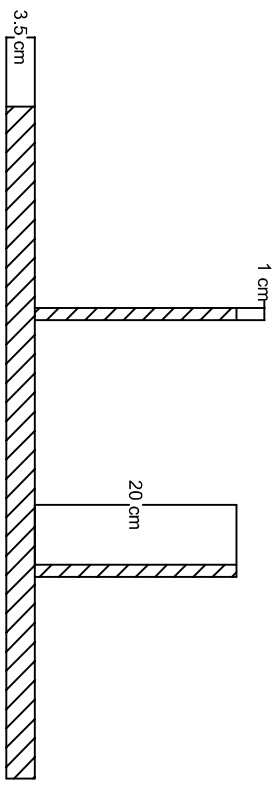
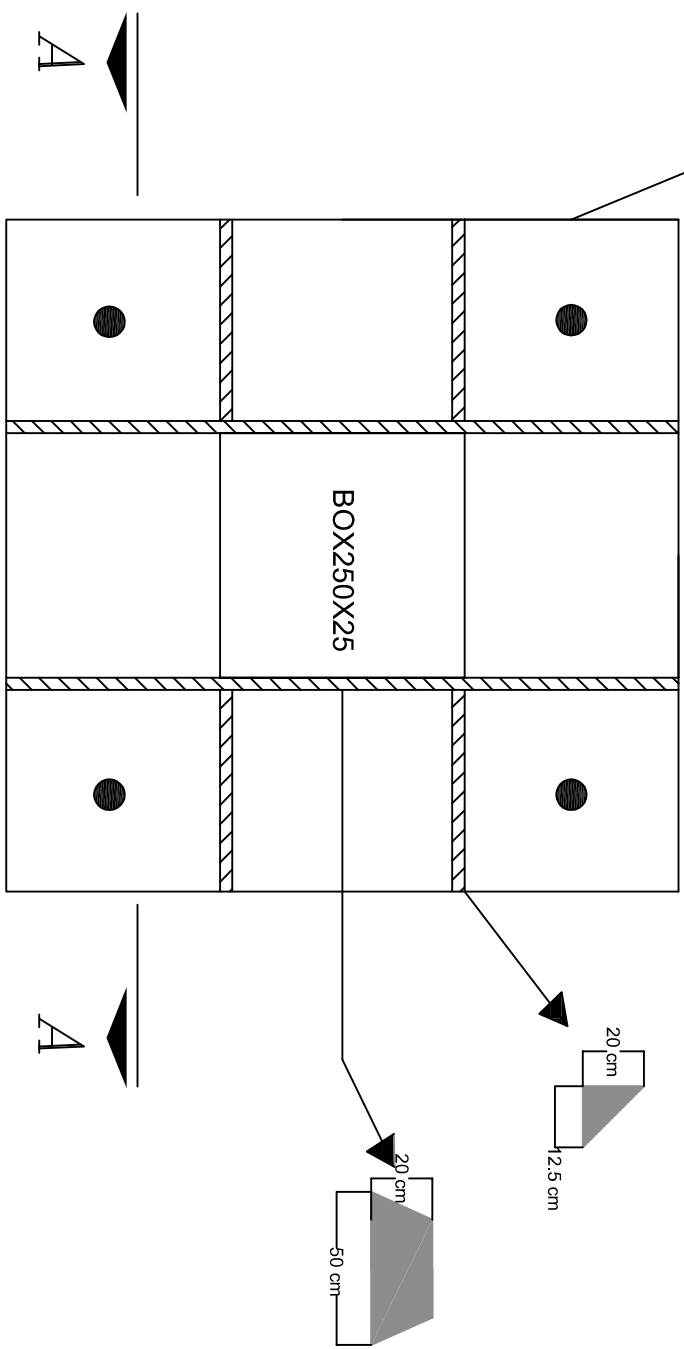
استاد راهنما: دکتر مسعود مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

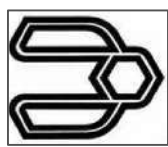
متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۱۴ جهت شمال N

PL50\*50\*2.5 cm



SEC. A-A



دانشگاه صنعتی شاهرود

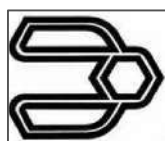
دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need	
---------	--

شماره نقشه	7	کد نقشه	M03
عنوان نقشه			
کف ستون معمولی			
طراح	اسعاد راهنما	حمید اسدی	دکتر سید مهدی توکلی
مقیاس	مقیاس	سیستم اندازه گیری	واحد ابعاد نقشه
متریک	متریک	متریک	متریک
تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵	جهت شمال	N	



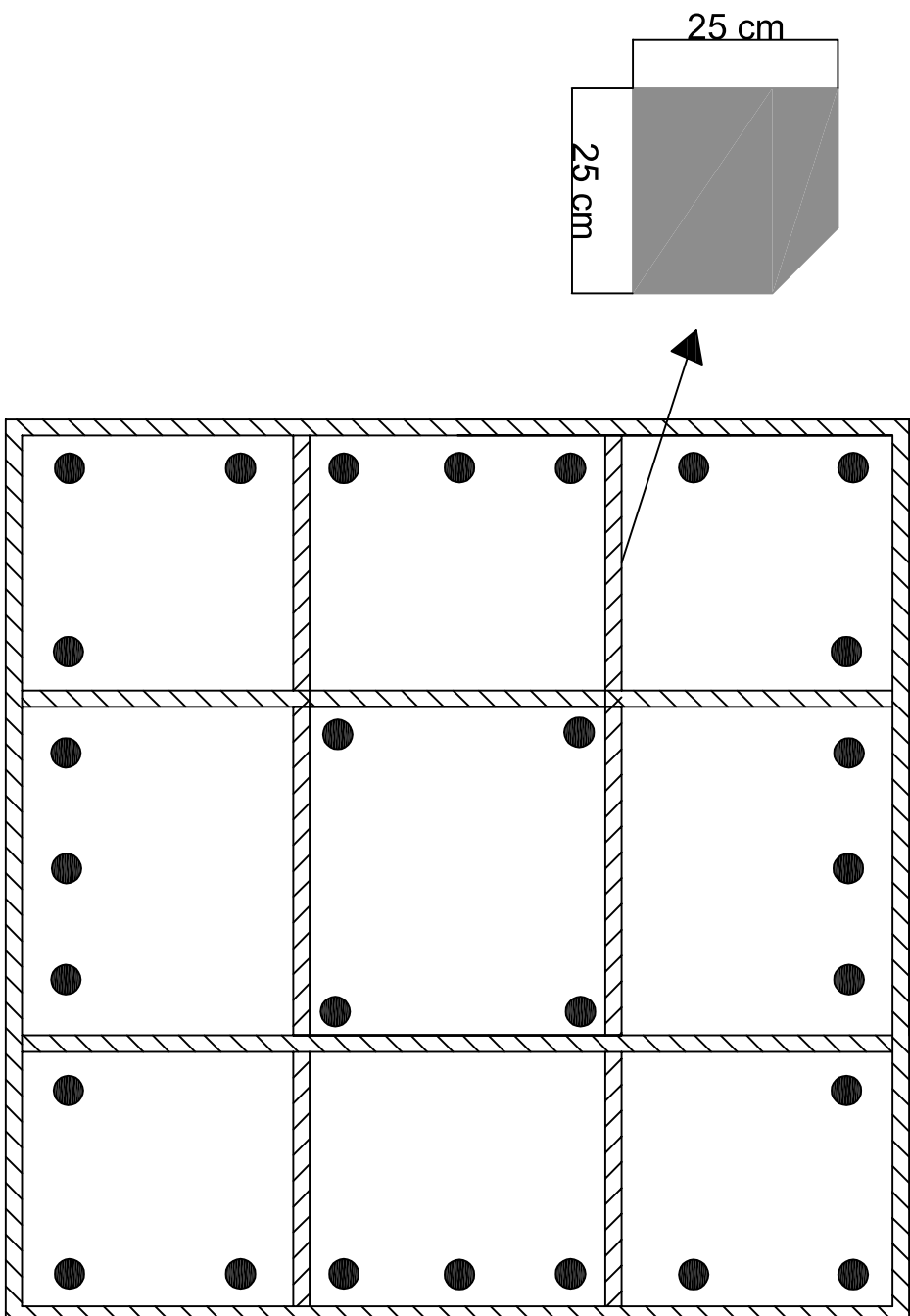
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه: 8 کد نقشه: M03

عنوان نقشه

کف ستون متصل به مهاربند

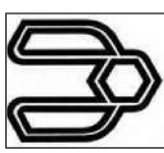
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیمه اندازه کروی واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



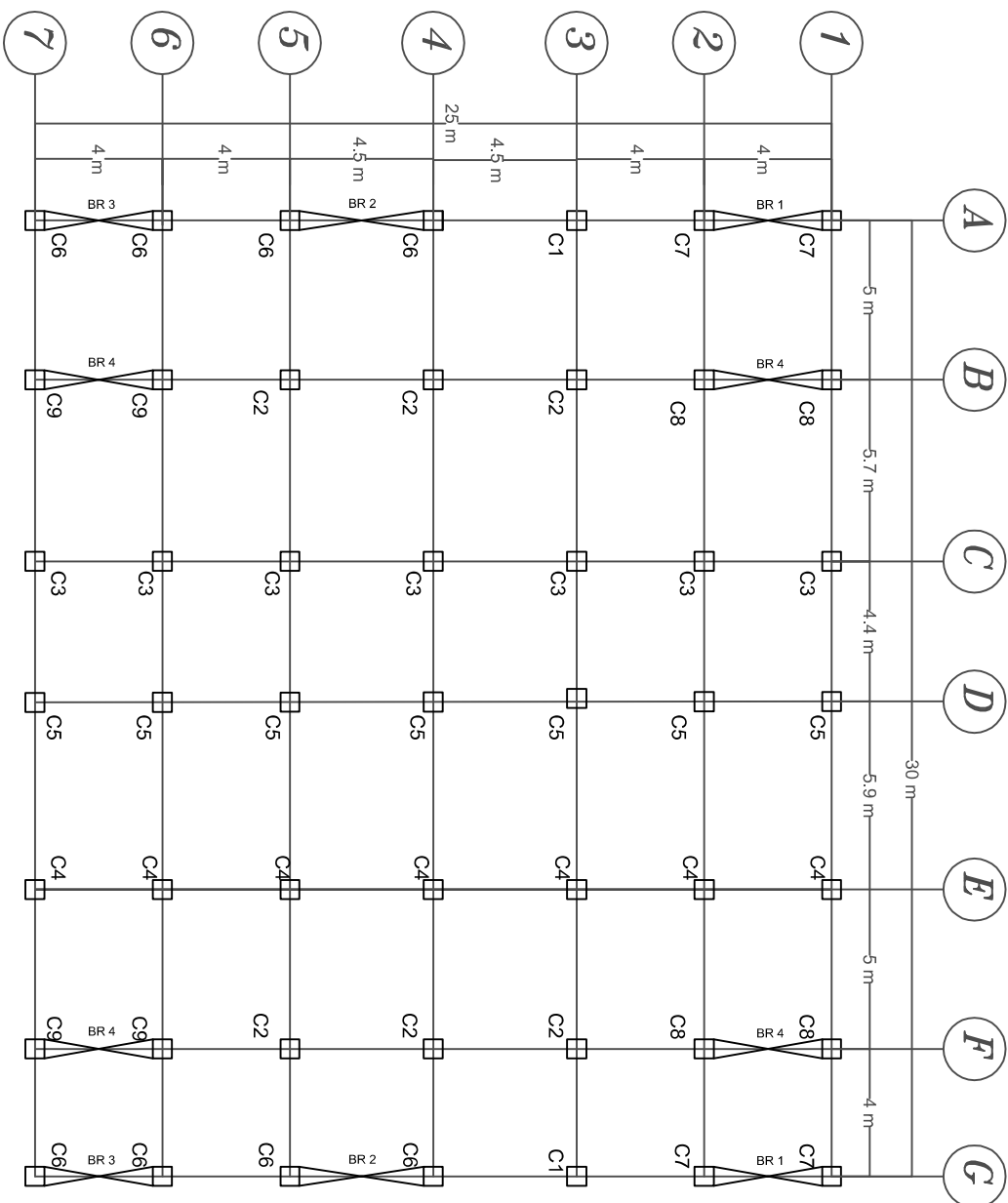
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

### پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه: 1 کد نقشه: M01

عنوان نقشه

پلان ستون گذاری

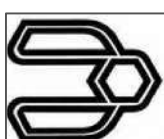
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۱۳ جهت شمال: N



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهمنای نقشه

No Need



M04

کد نقشه

10

شماره نقشه

عنوان نقشه

جزئیات تیب بندی ستون ها

طراح

حمید اسدی

استاد راهنما

دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس

سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

واحد ابعاد نقشه

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵

جهت شمال



Ridge (E.L. 24.800 m)	
Roof (E.L. 21.800 m)	BOX180X15
Story6 (E.L. 18.800 m)	BOX180X15
Story5 (E.L. 15.400 m)	BOX200X15
Story4 (E.L. 12.200 m)	BOX200X15
Story3 (E.L. 9.000 m)	BOX200X15
Story2 (E.L. 5.800 m)	BOX250X15
Story1 (E.L. 2.600 m)	BOX250X15
Ground Floor (E.L. 0.100 m)	BOX250X20

C3

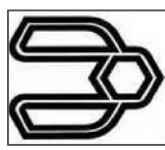
Ridge (E.L. 24.800 m)	
Roof (E.L. 21.800 m)	BOX180X15
Story6 (E.L. 18.800 m)	BOX200X15
Story5 (E.L. 15.400 m)	BOX200X15
Story4 (E.L. 12.200 m)	BOX200X15
Story3 (E.L. 9.000 m)	BOX200X15
Story2 (E.L. 5.800 m)	BOX250X15
Story1 (E.L. 2.600 m)	BOX250X15
Ground Floor (E.L. 0.100 m)	BOX250X20

C4

Ridge (E.L. 24.800 m)	
Roof (E.L. 21.800 m)	BOX180X15
Story6 (E.L. 18.800 m)	BOX200X15
Story5 (E.L. 15.400 m)	BOX200X15
Story4 (E.L. 12.200 m)	BOX200X20
Story3 (E.L. 9.000 m)	BOX250X15
Story2 (E.L. 5.800 m)	BOX250X15
Story1 (E.L. 2.600 m)	BOX250X15
Ground Floor (E.L. 0.100 m)	BOX250X20

C5





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

راهنمای نقشه	
No Need	

شماره نقشه: 11 کد نقشه: M04

عنوان نقشه

جزئیات تیب بندی ستون ها

طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر مسید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N

Ridge (E.L. 24.800 m)	
Roof (E.L. 21.800 m)	
Story6 (E.L. 18.800 m)	BOX200X20
Story5 (E.L. 15.400 m)	BOX200X20
Story4 (E.L. 12.200 m)	BOX250X20
Story3 (E.L. 9.000 m)	BOX250X20
Story2 (E.L. 5.800 m)	BOX300X30
Story1 (E.L. 2.600 m)	BOX300X30
Ground Floor (E.L. 0.100 m)	BOX350X30

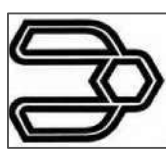
C6

Ridge (E.L. 24.800 m)	
Roof (E.L. 21.800 m)	
Story6 (E.L. 18.800 m)	BOX200X15
Story5 (E.L. 15.400 m)	BOX200X20
Story4 (E.L. 12.200 m)	BOX200X20
Story3 (E.L. 9.000 m)	BOX300X30
Story2 (E.L. 5.800 m)	BOX300X30
Story1 (E.L. 2.600 m)	BOX350X30
Ground Floor (E.L. 0.100 m)	BOX350X30

C8

Ridge (E.L. 24.800 m)	
Roof (E.L. 21.800 m)	
Story6 (E.L. 18.800 m)	BOX250X20
Story5 (E.L. 15.400 m)	BOX300X30
Story4 (E.L. 12.200 m)	BOX300X30
Story3 (E.L. 9.000 m)	BOX300X30
Story2 (E.L. 5.800 m)	BOX350X30
Story1 (E.L. 2.600 m)	BOX350X30
Ground Floor (E.L. 0.100 m)	BOX350X30

C9

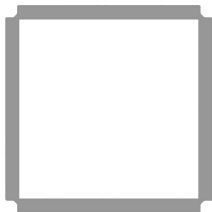
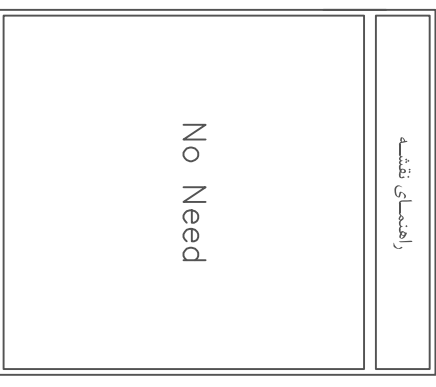


دانشگاه صنعتی شاهرود

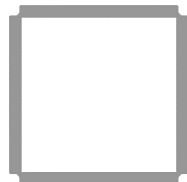
دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

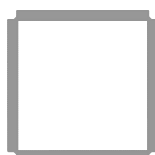
راهنمای نقشه



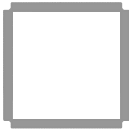
BOX 400X30



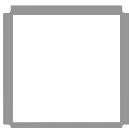
BOX 350X30



BOX 300X30



BOX 250X25



BOX 250X20



BOX 250X15



BOX 200X20



BOX 200X15



BOX 180X15

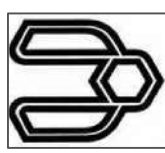


BOX 180X12



BOX 150X15

شماره نقشه	12	کد نقشه	M05
عنوان نقشه			
مقاطع ستون			
طراح	حمید اسدی		
استاد راهنما	دکتر سید مهدی توکلی		
مقیاس	سیستم اندازه گیری	واحد ابعاد نقشه	میلیمتر
---	متریک	جهت شمال	N
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵		



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 13 کد نقشه: M06

عنوان نقشه

نمای بادبند ها

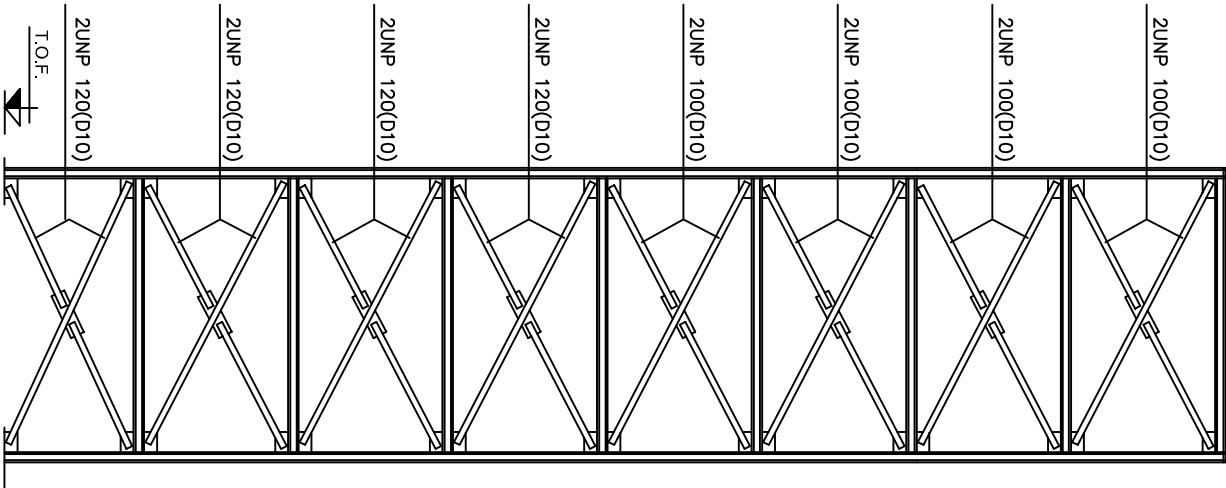
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

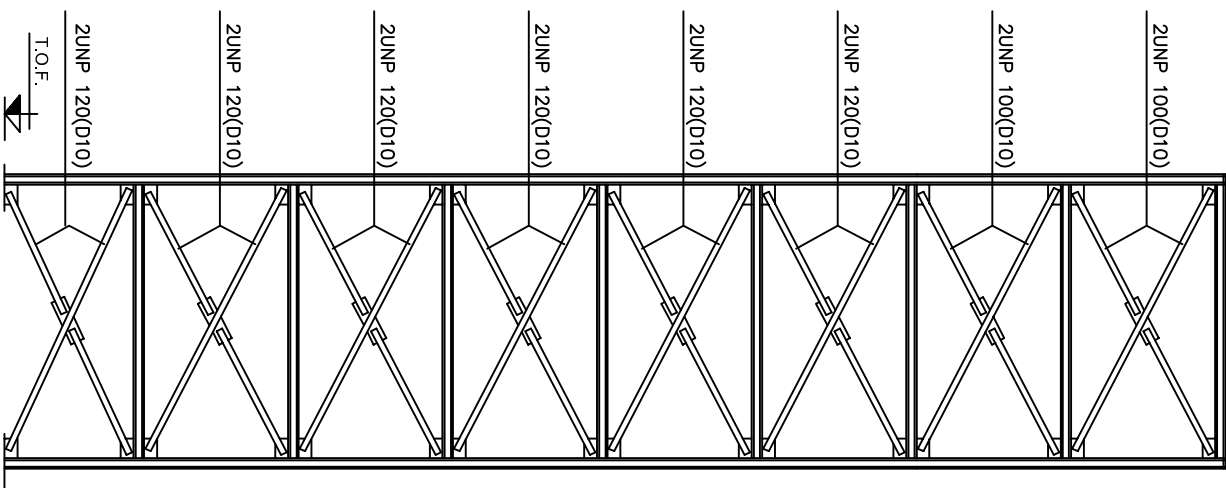
مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

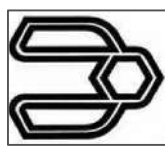
تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال



BR 1



BR 2



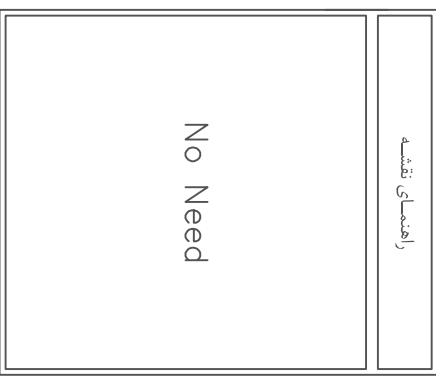
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه 14 کد نقشه M06

عنوان نقشه

نمای بادبند ها

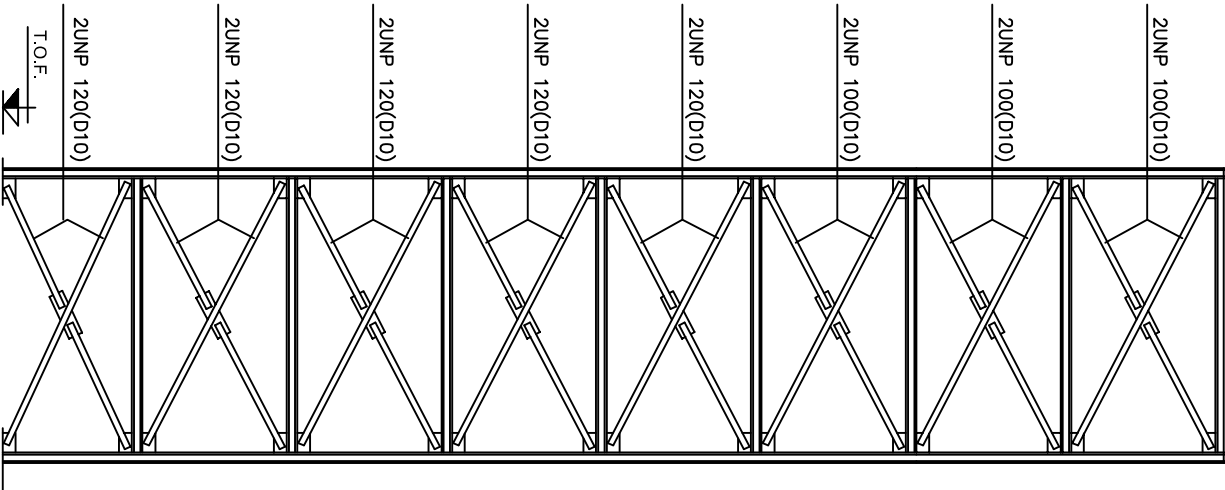
طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر مسیّد مهدی توکلی

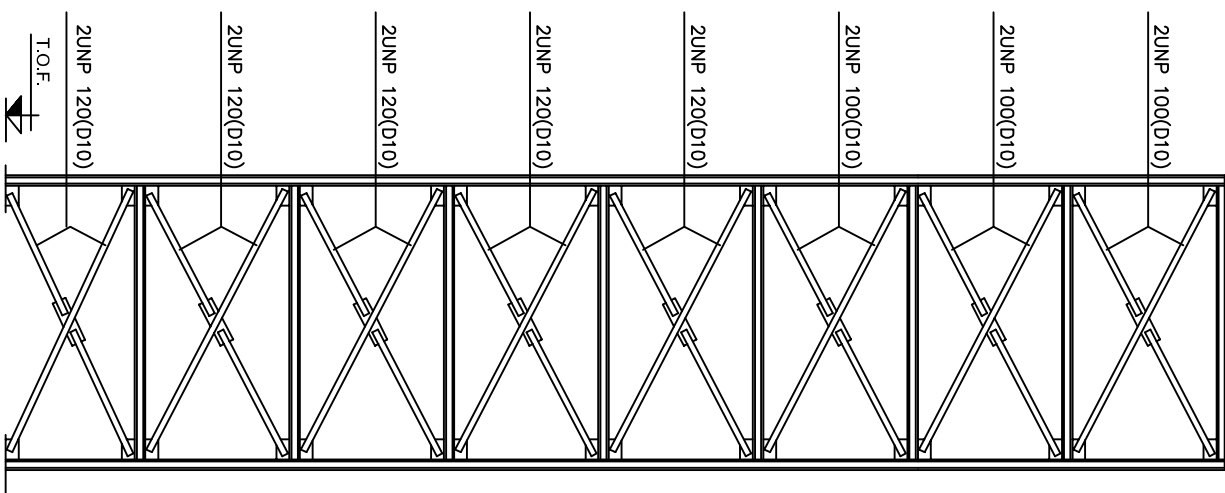
مقیاس سبده اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۱۴ جهت شمال N



BR 3



BR 4



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 15

کد نقشه: M07

عنوان نقشه

نمای A

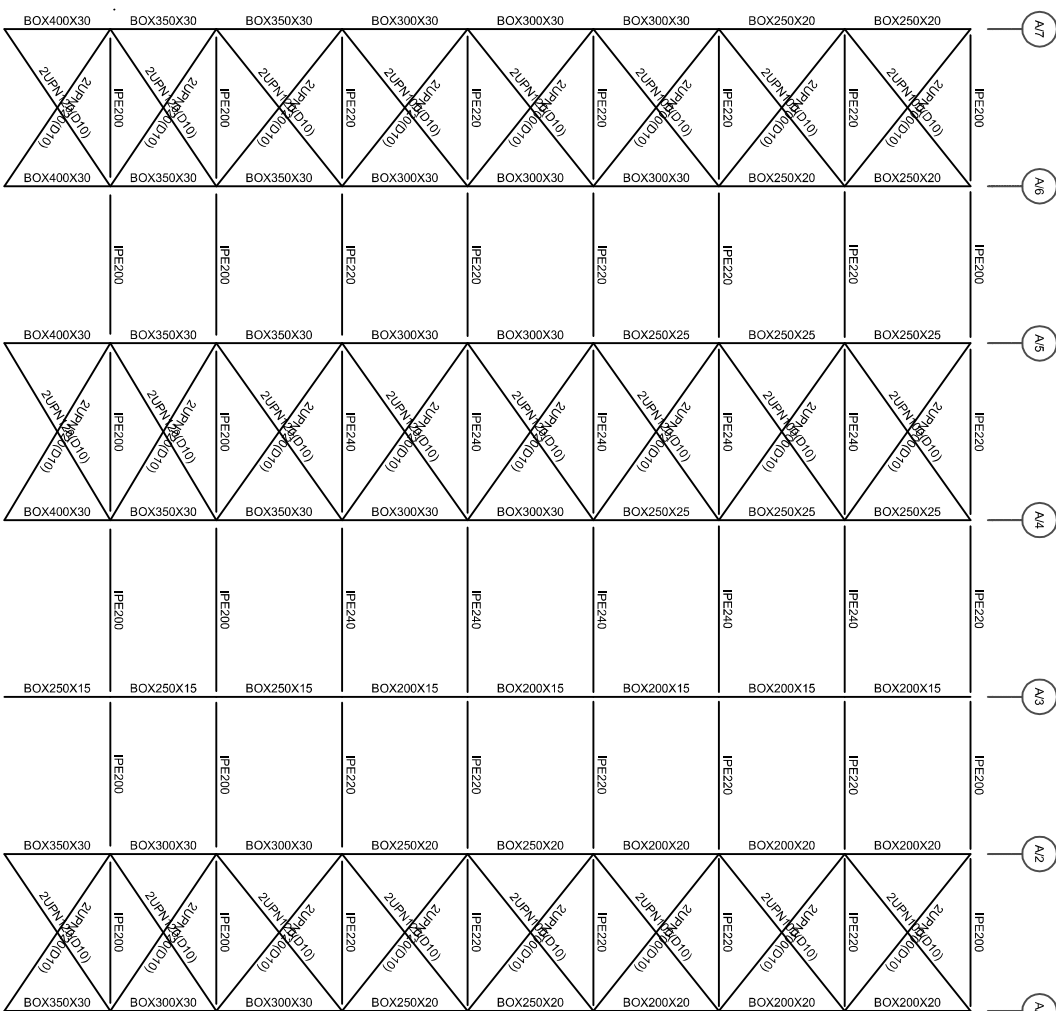
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیمان: سوسانه انصاری کوری

متریک: واحد ابعاد نقشه

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۵ جهت شمال



7444335.5974 ————— 595.5974 ————— 670.0471 Elevation A ————— 670.0471 ————— 595.5974 ————— 595.5974



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 16  
کد نقشه: M07

عنوان نقشه

نمای B

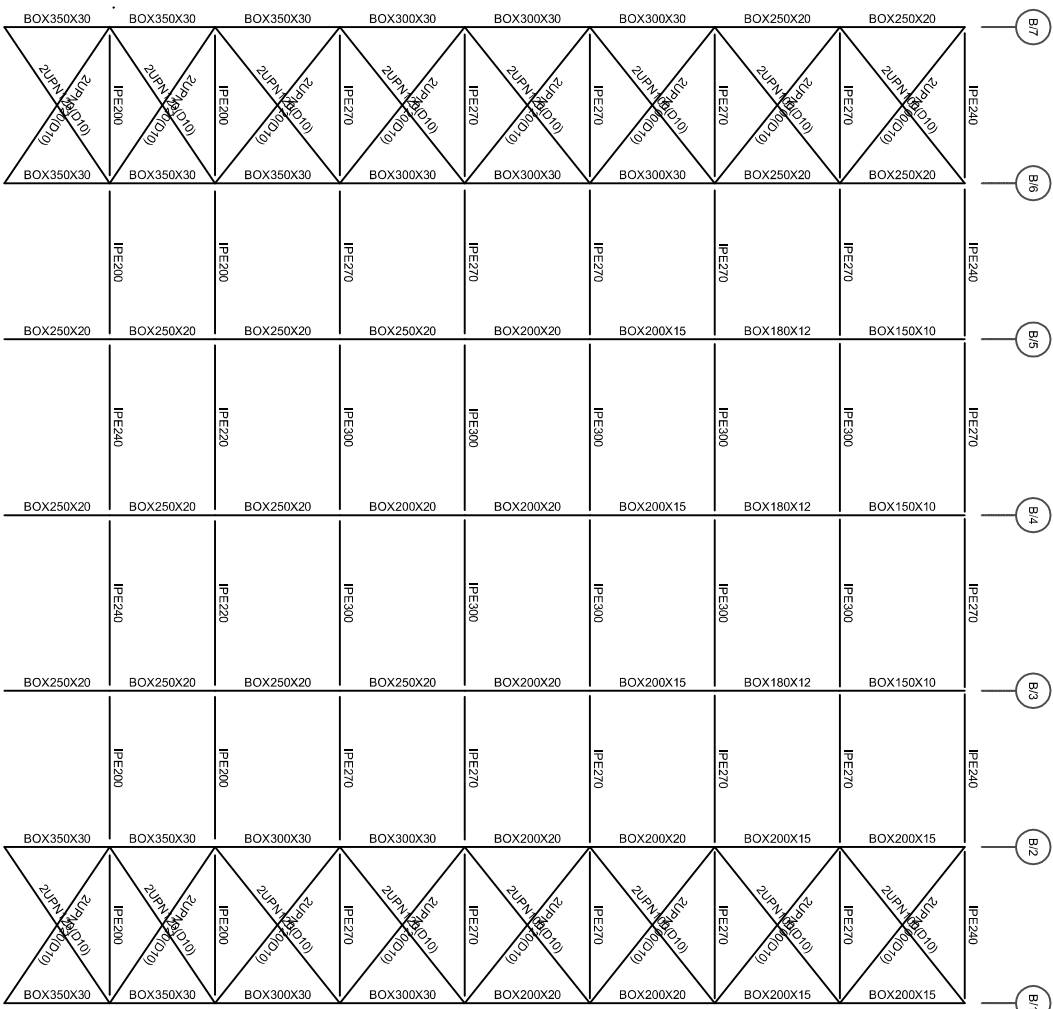
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیمه اندازه کبری  
واحد ابعاد نقشه

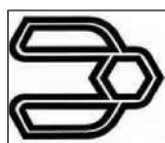
متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۵  
جهت شمال: N



74.0332.0000 ————— 592.0000 ————— 666.0000 ————— 666.0000 ————— 592.0000 ————— 592.0000  
Elevation 8





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 17 کد نقشه: M07

عنوان نقشه

نمای C

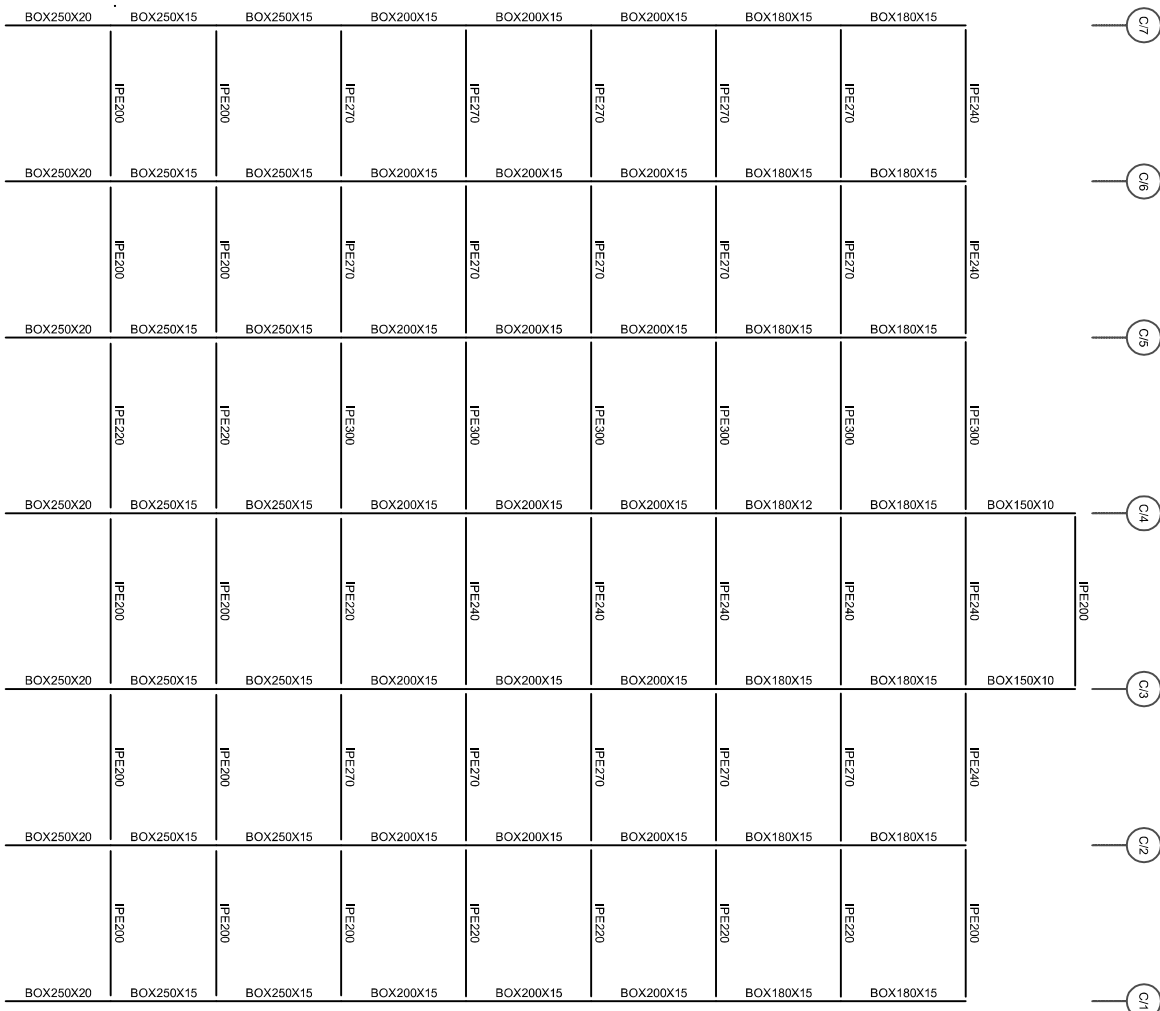
طراح: حمید اسدی

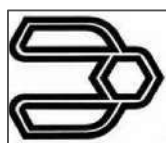
استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

نمایش: متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 18 کد نقشه: M07

عنوان نقشه

نمای D

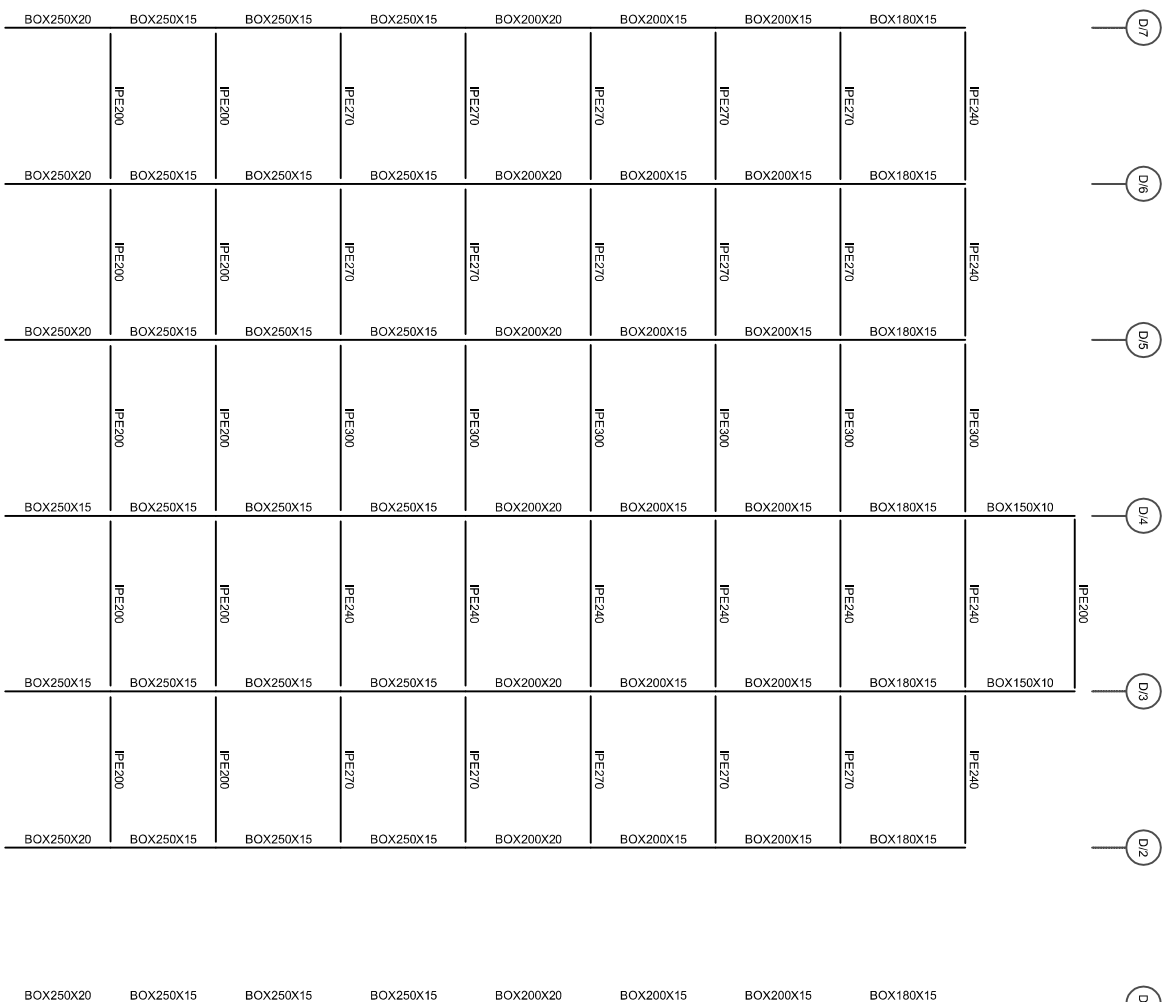
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/ جهت شمال N



Elevation D: 74.03332, 0000, 592.0000, 666.0000, 666.0000, 592.0000, 592.0000



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 19 کد نقشه: M07

عنوان نقشه

نمای E

طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

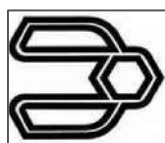
مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N

E/7	IPE240	BOX180X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX250X15	BOX250X20
E/6	IPE240	BOX180X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX250X15	BOX250X20
E/5	IPE270	BOX180X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX250X15	BOX250X20
E/4	IPE270	BOX180X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX250X15	BOX250X20
E/3	IPE240	BOX180X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX250X15	BOX250X20
E/2	IPE240	BOX180X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX250X15	BOX250X20
E/1	IPE200	BOX180X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX250X15	BOX250X20

Elevation E: 592.0000 — 666.0000 — 666.0000 — 592.0000 — 592.0000



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

راهنمای نقشه	
No Need	

شماره نقشه: 20

کد نقشه: M07

عنوان نقشه

نمای F

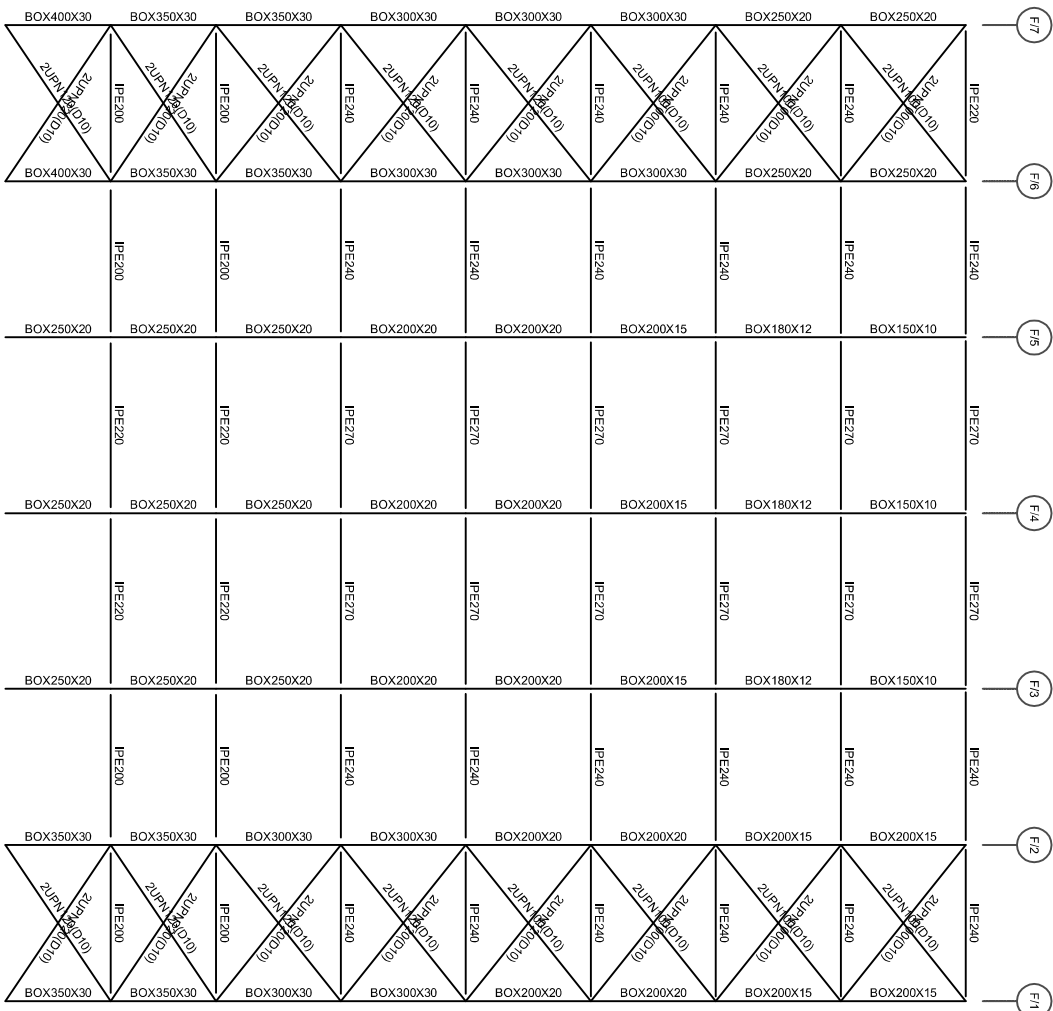
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۱۴ جهت شمال



74.000000 0.0000 592.0000 666.0000 666.0000 592.0000 592.0000  
Elevation F



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 21 کد نقشه: M07

عنوان نقشه

نمای G

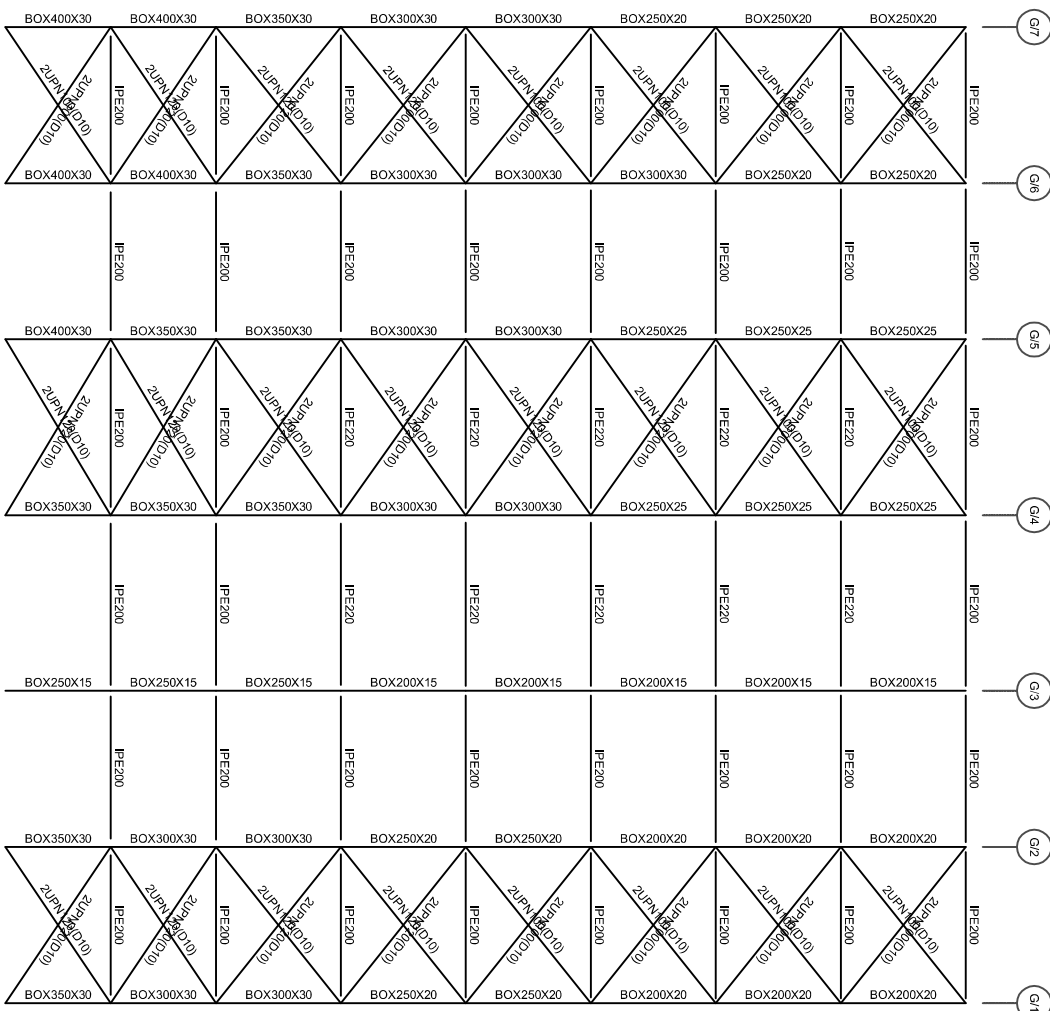
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۲۰ جهت شمال

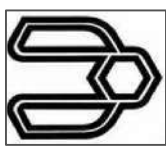


74.03322.0000 ————— 592.0000 ————— 666.0000 ————— 666.0000 ————— 592.0000 ————— 592.0000  
Elevation G









دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

A3	B3	C3	D3	E3	F3	G3
BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15
PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12
BOX150X10	BOX150X10	BOX150X10	BOX150X10	BOX150X10	BOX150X10	BOX200X15
PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12
BOX180X12	BOX180X12	BOX180X12	BOX180X12	BOX180X12	BOX180X12	BOX200X15
PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12
BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15
PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12
BOX250X20	BOX250X20	BOX250X20	BOX250X20	BOX250X20	BOX250X20	BOX250X15
PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12
BOX250X15	BOX250X15	BOX250X15	BOX250X15	BOX250X15	BOX250X20	BOX250X15
PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12
BOX250X15	BOX250X15	BOX250X15	BOX250X15	BOX250X15	BOX250X20	BOX250X15
PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12	PG-W250X8-F200X12

67-66676,6667 703,0000 542,6667 Elevation 3 727,6667 616,6667 493,3333

M07 کف نقشه 24 شماره نقشه

عنوان نقشه

نمای ۳

طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

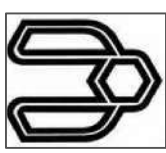
ن جهت شمال ۱۳۹۵/۵ تاریخ تنظیم











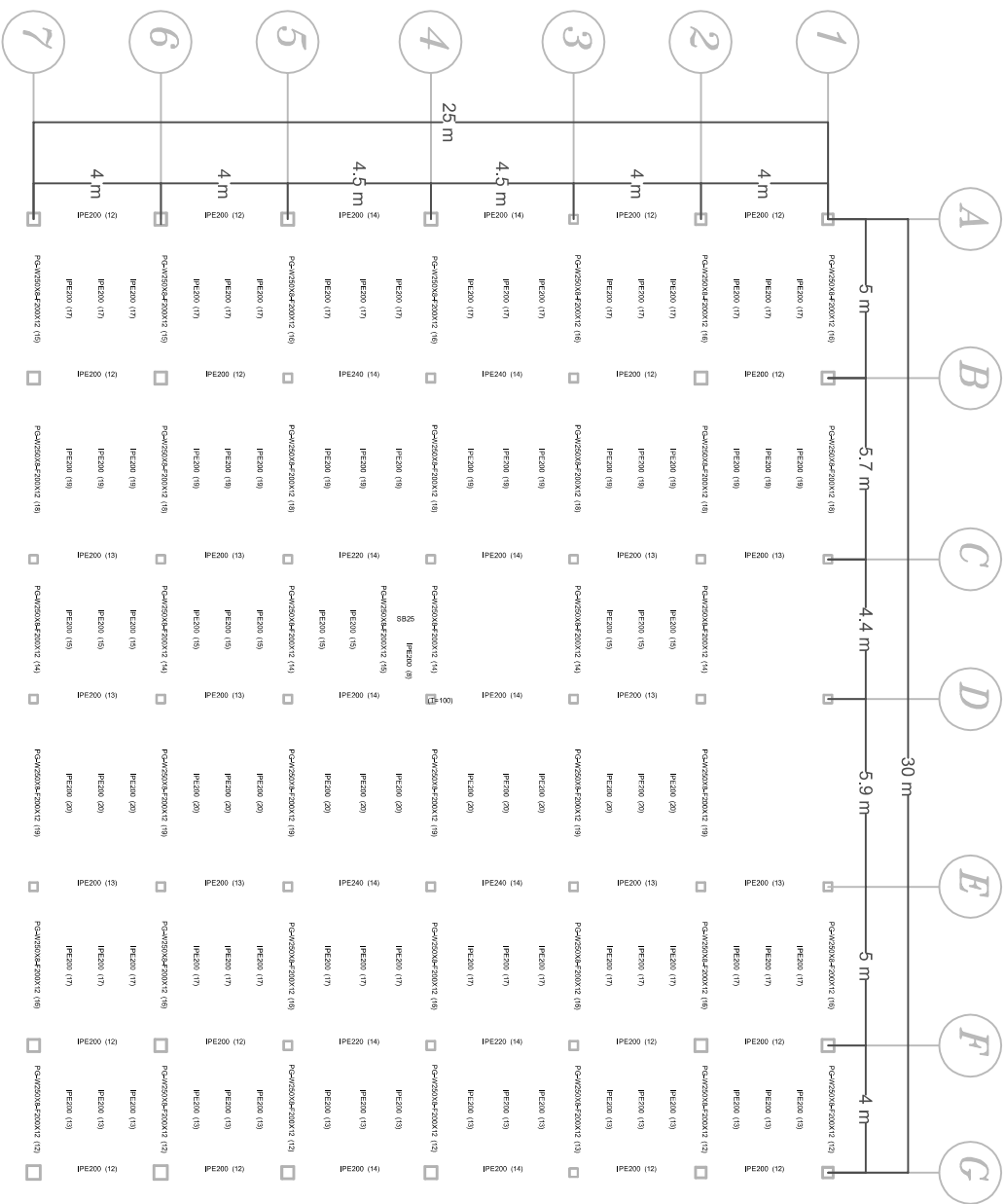
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



GF

شماره نقشه: 29

کف نقشه: M08

عنوان نقشه: پلان تیر ریزی همکف

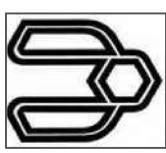
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵ / ۵ / ۱۴ جهت شمال N



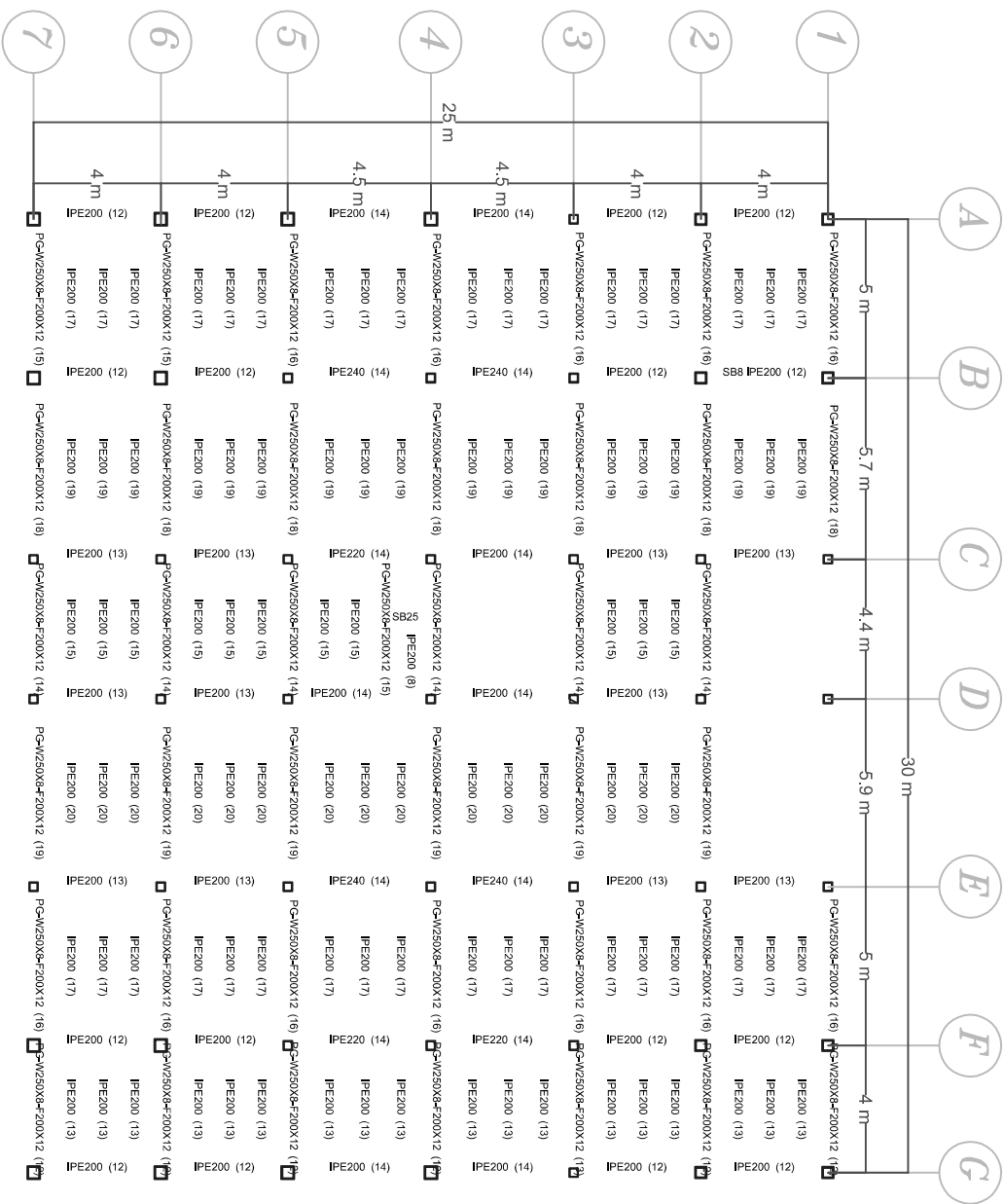
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



# ST 1

M08	کف نقشه	30	شماره نقشه
-----	---------	----	------------

عنوان نقشه

پلان تیر ریزی طبقه ۱

طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر سید مهدی توکلی

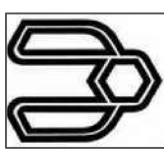
مقیاس سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

نبرخ نقشه: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال







دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 32 کف نقشه: M08

عنوان نقشه

پلان تیر ریزی طبقه ۳

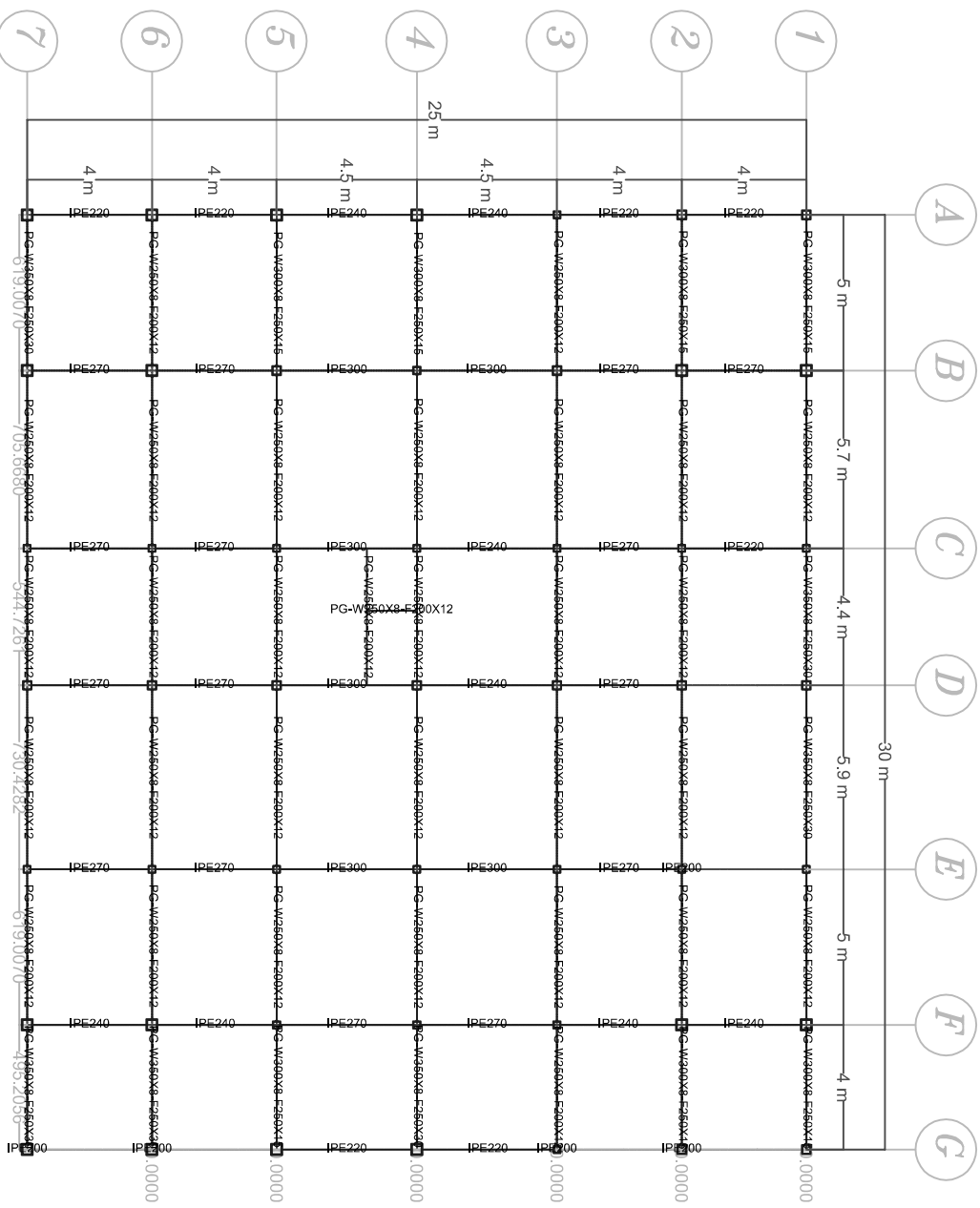
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

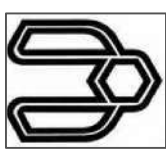
مقیاس: سیمه اندازه کروی واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



ST 3



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 33 کف نقشه: M08

عنوان نقشه

پلان تیر ریزی طبقه ۴

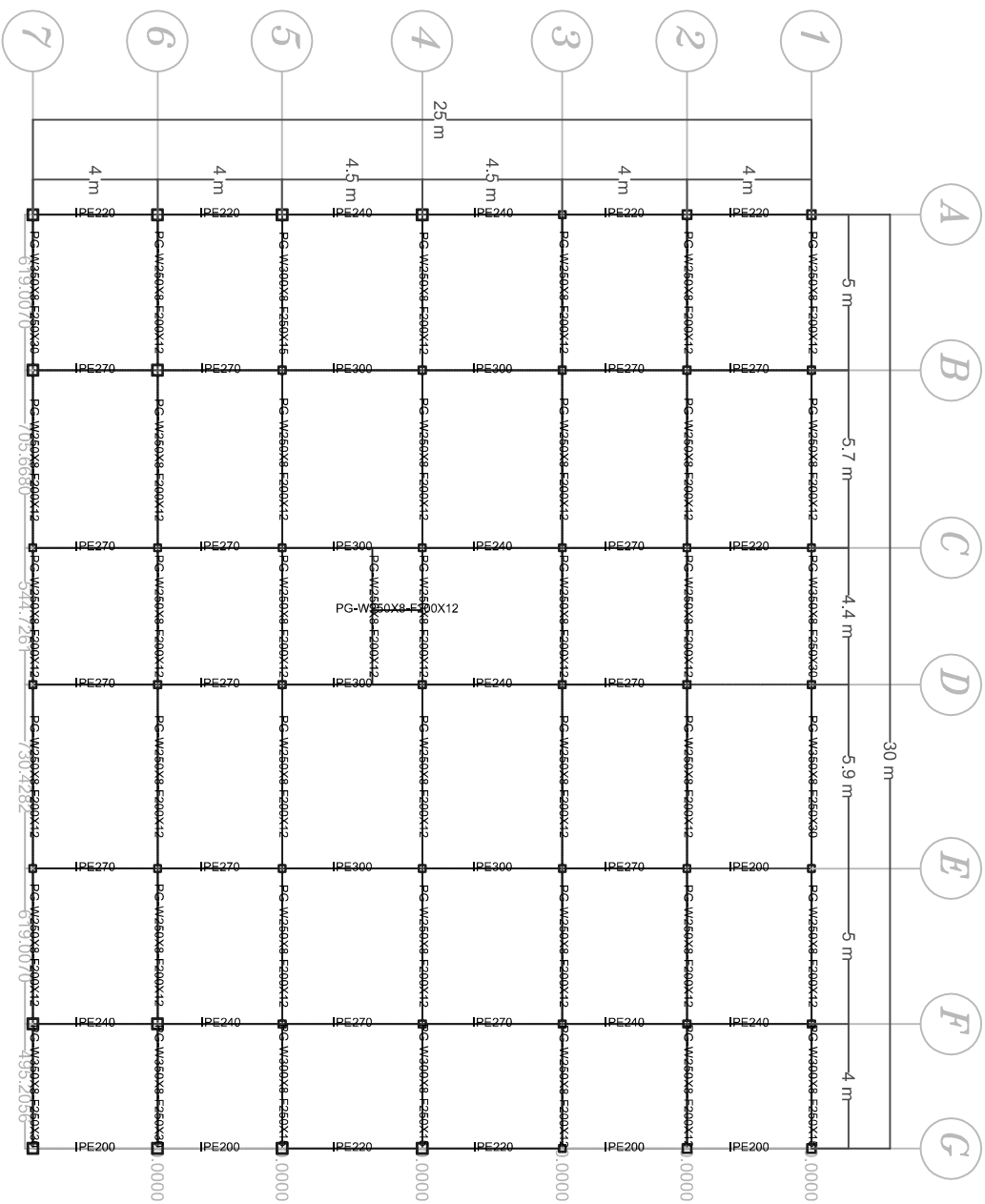
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

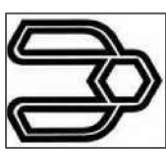
مقیاس: سیمه اندازه کروی واحد ابعاد نقشه

متریک

نبرخ تلفظ: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



ST 4



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 34

کد نقشه: M08

عنوان نقشه

پلان تیر ریزی طبقه ۵

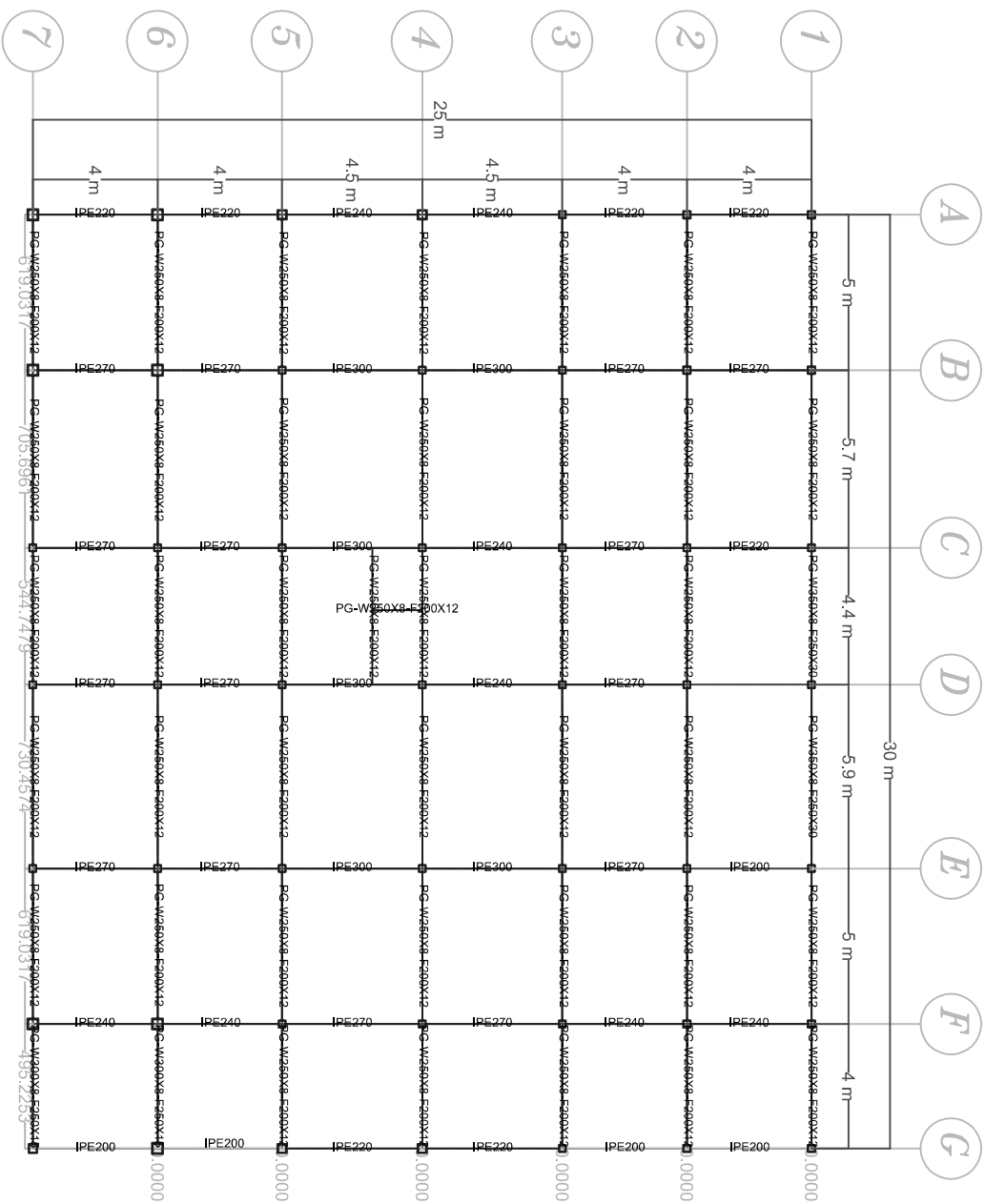
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

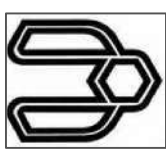
مقیاس: سیمه اندازه گوی واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/۱۴ جهت شمال N



ST 5



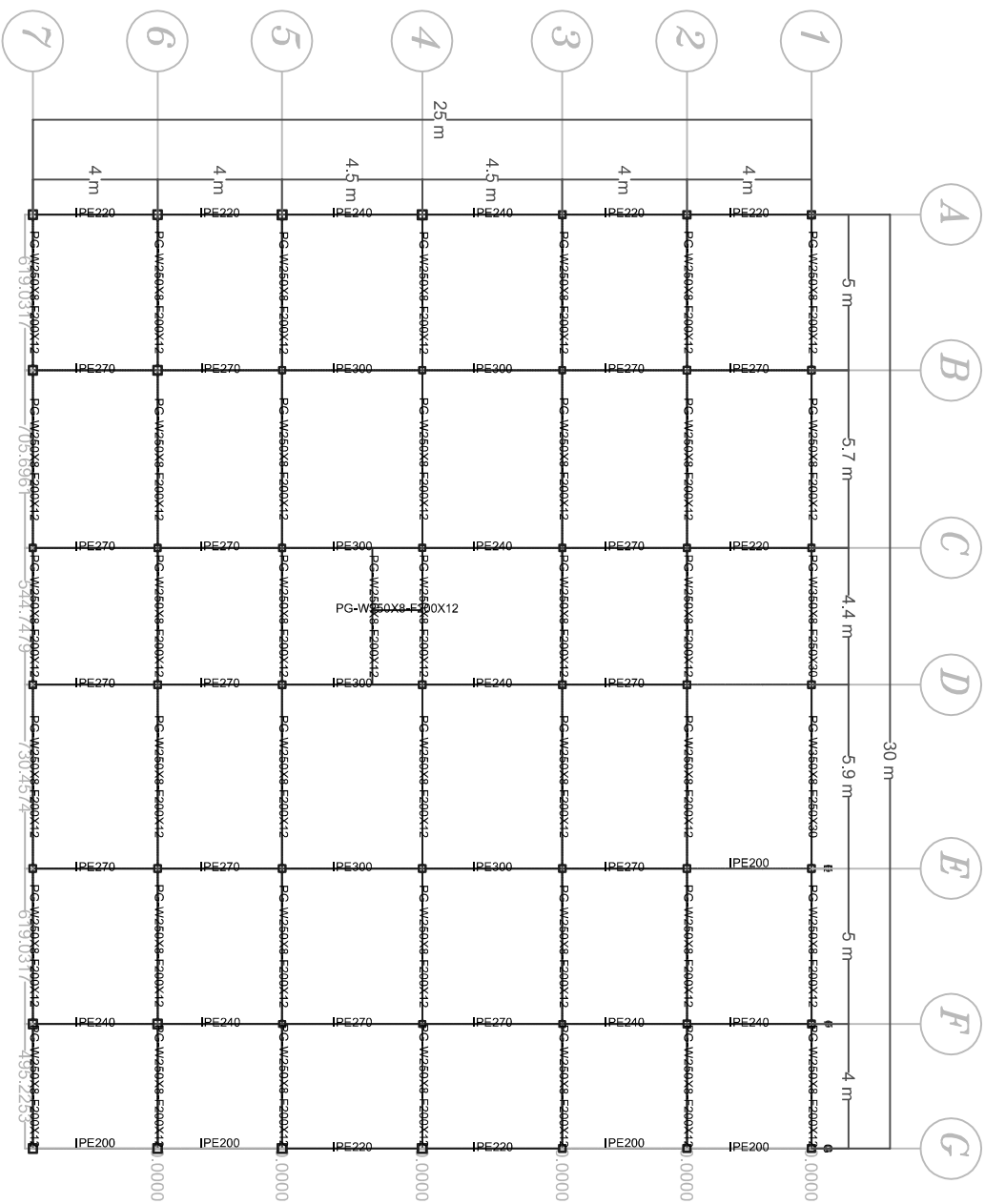
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



ST 6

M08

کد نقشه 35 شماره نقشه

عنوان نقشه

پلان تیر ریزی طبقه ۶

طراح

حمید اسدی

استاد راهنما

دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس

واحد ابعاد نقشه

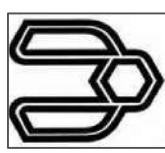
سیستم اشاره کوبی

متریک

جهت شمال

ن

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵



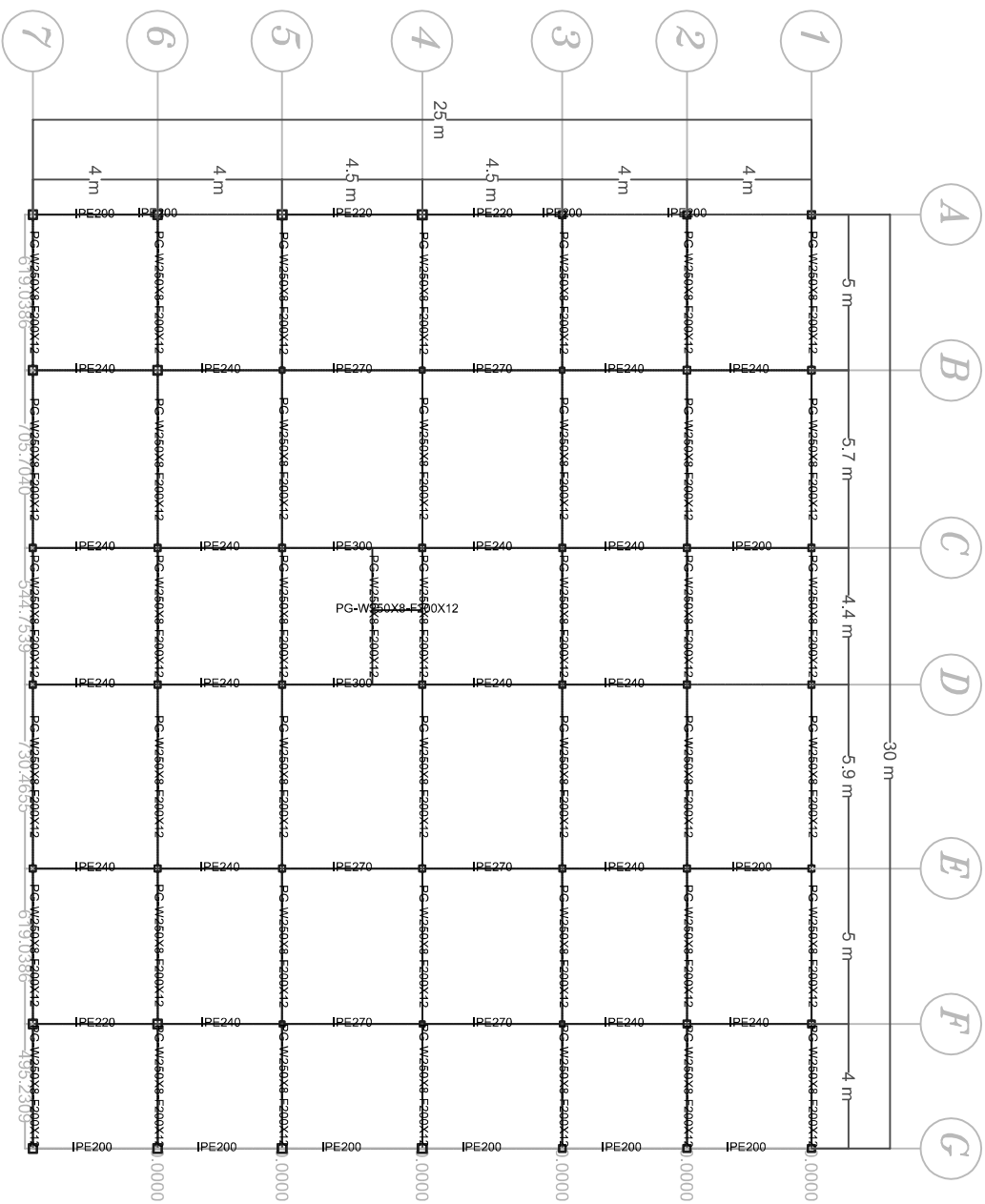
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

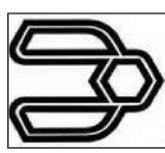
راهنمای نقشه

No Need



ROOF

شماره نقشه	36	کد نقشه	M08
عنوان نقشه	پلان تیر ریزی بام		
طراح	حمید اسدی	استاد راهنما	دکتر سید مهدی توکلی
مقیاس	سببه اندازه کروی	واحد ابعاد نقشه	مقیاس
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵	جهت شمال	N



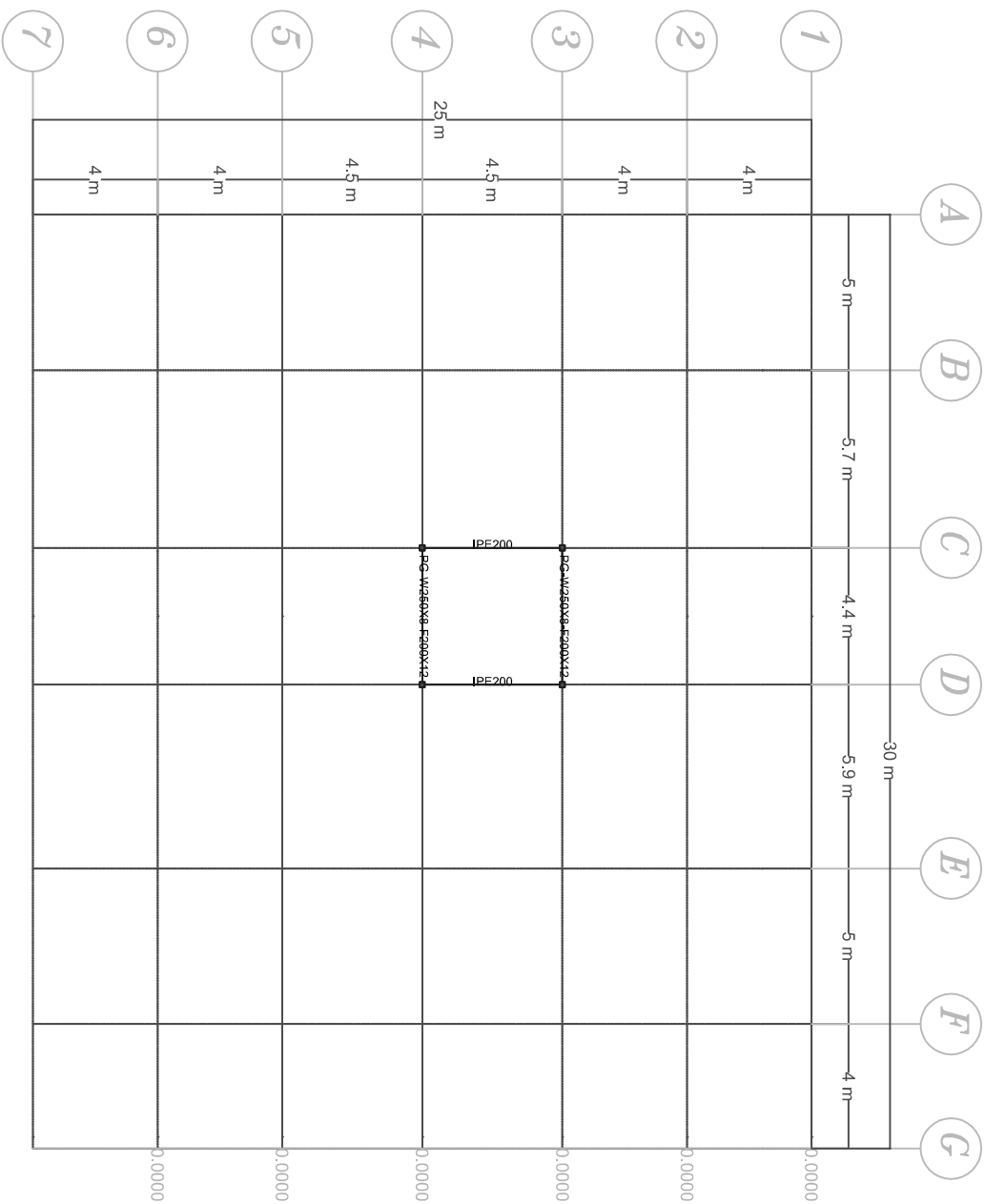
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

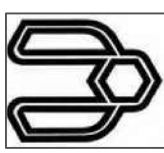
No Need



RIDGE

شماره نقشه	37	کد نقشه	M08
عنوان نقشه			
پلان تیر ریزی خرپشته			
طراح	حمید اسدی	استاد راهنما	دکتر مسید مهدی توکلی
مقیاس	سپسسه اندازه گیری واحد ابعاد نقشه	متریکی	متریک
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵	جهت شمال	N





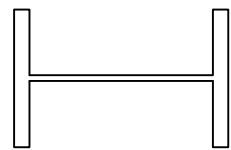
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

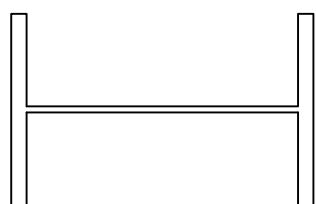
پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

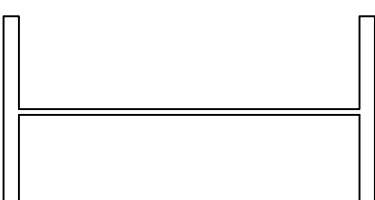
No Need



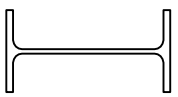
PG-W250X8-F200X12



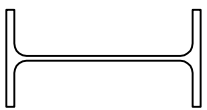
PG-W350X8-F250X15



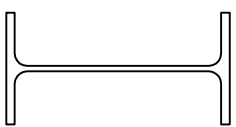
PG-W350X8-F250X30



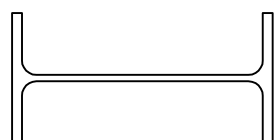
IPE 200



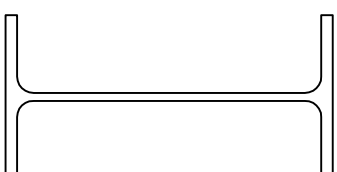
IPE 220



IPE 240



IPE 270



IPE 300

M09

شماره نقشه 38

عنوان نقشه

مقاطع تیرها

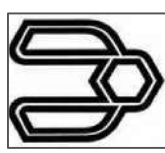
طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس سیمه اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



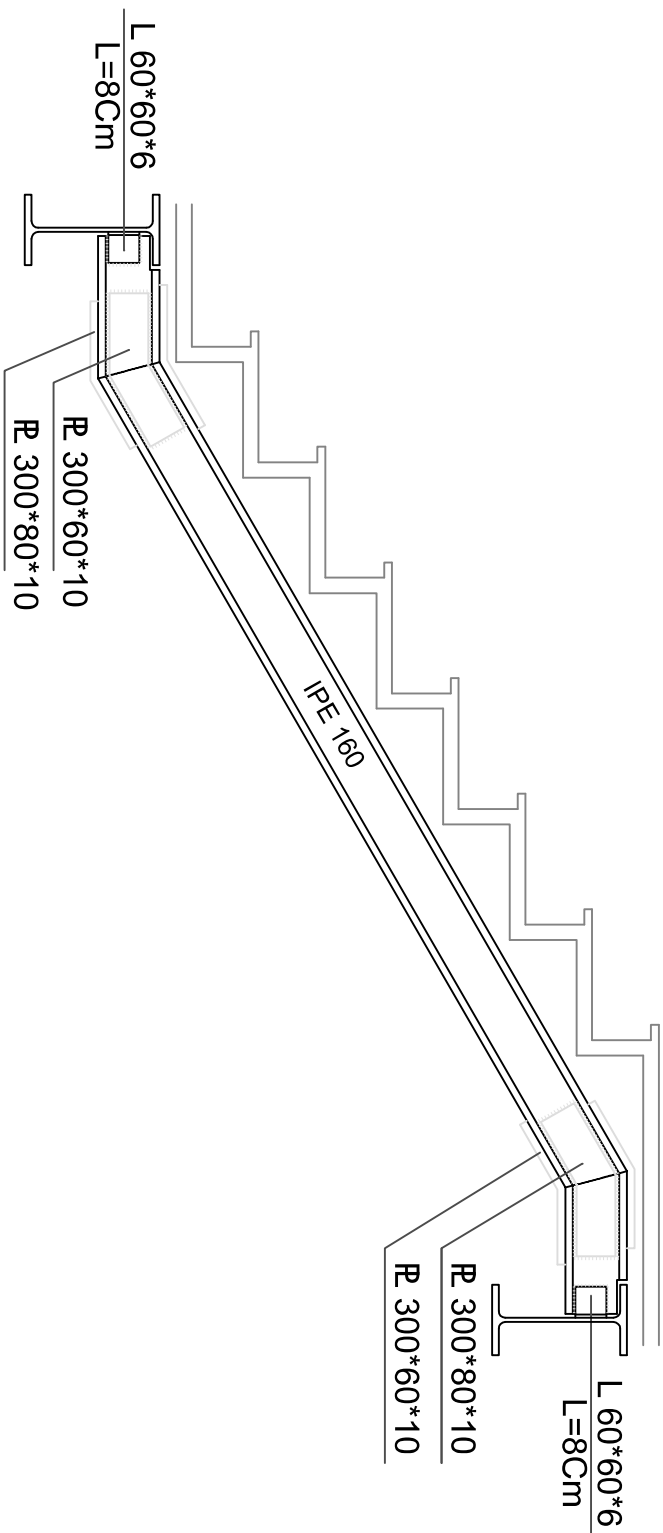
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه 39 کد نقشه M10

عنوان نقشه

دیتایل شمشیری پله

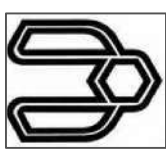
طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر مسید مهدی توکلی

مقیاس سیمه اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



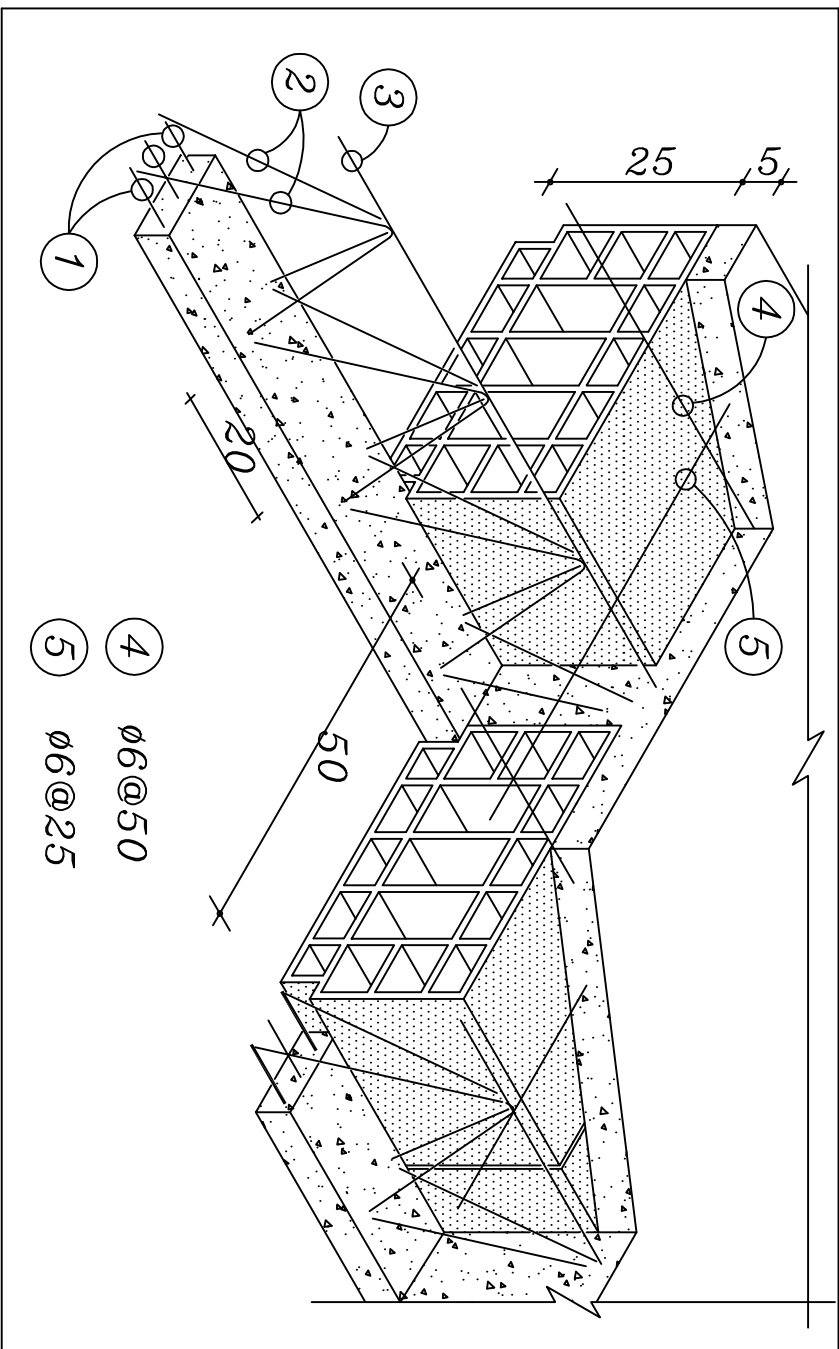
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

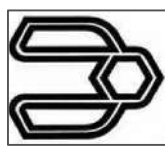
پروژه ی سازه های فولادی

راهمنمای نقشه

No Need



شماره نقشه	40	کد نقشه	M11
عنوان نقشه	سقف تیرچه بلوک		
طراح	حمید اسدی		
استاد راهنما	دکتر سید مهدی توکلی		
مقیاس	سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه		
متریک	-----		
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵	جهت شمال	N



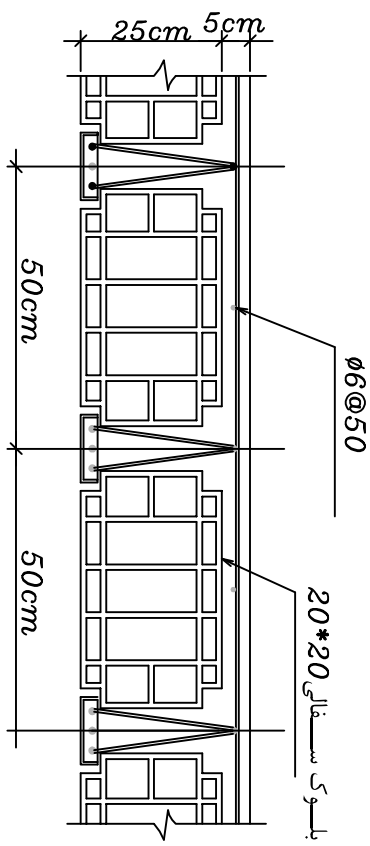
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

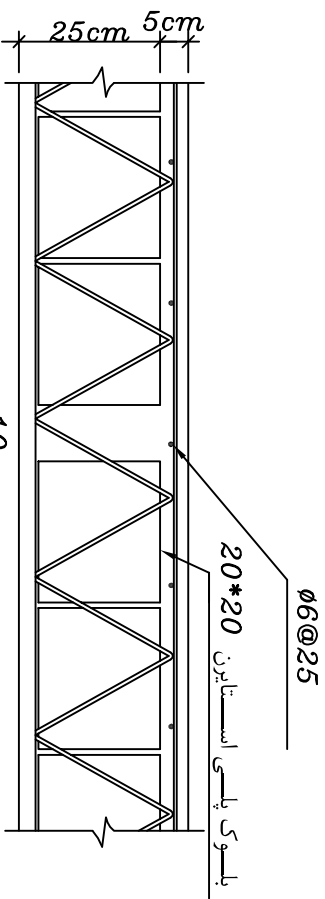
پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



برش عرضی تیرچه



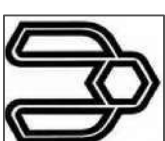
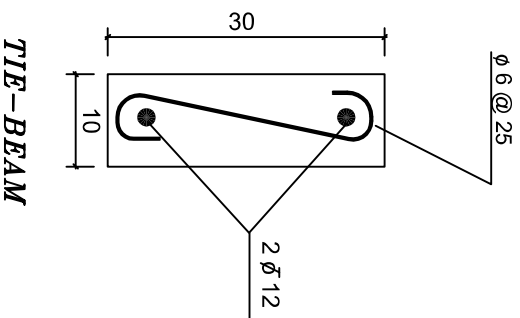
برش طولی تیرچه

M11	کد نقشه	41	شماره نقشه
عنوان نقشه			
سقف تیرچه بلوک			
طراح		حمید اسدی	
استاد راهنما		دکتر سید مهدی توکلی	
مقیاس		سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه	
متریک		-----	
جهت شمال		N	
تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵			

## جدول مشخصات

TIP	J1	J2
SHAPE		
طول	5 T0 6 m	4 T0 5 m
میلهگرد سراسری 1	1 2 phi 14 + 1 phi 10	1 2 phi 12 + 1 phi 10
میلهگرد فشاری 3	2 1 phi 12	2 1 phi 12

آرماتور تقویتی ۱۰ به طول ۳.۵ متر در وسط دهانه به کار میرود  
 یک کلاف میانی با دو میلهگرد ۱۲ یکی در بالا و یکی در  
 پایین اجرا شود



دانشگاه صنعتی شاهرود

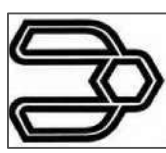
دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه	42	کد نقشه	M11
عنوان نقشه	سقف تیرچه بلوک		
طراح	حمید اسدی	مقیاس	-----
استاد راهنما	دکتر مسید مهدی توکلی	متریک	-----
سپسره انداز گوی	واحد ابعاد نقشه	جهت شمال	N
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵	سایر مشخصات:	



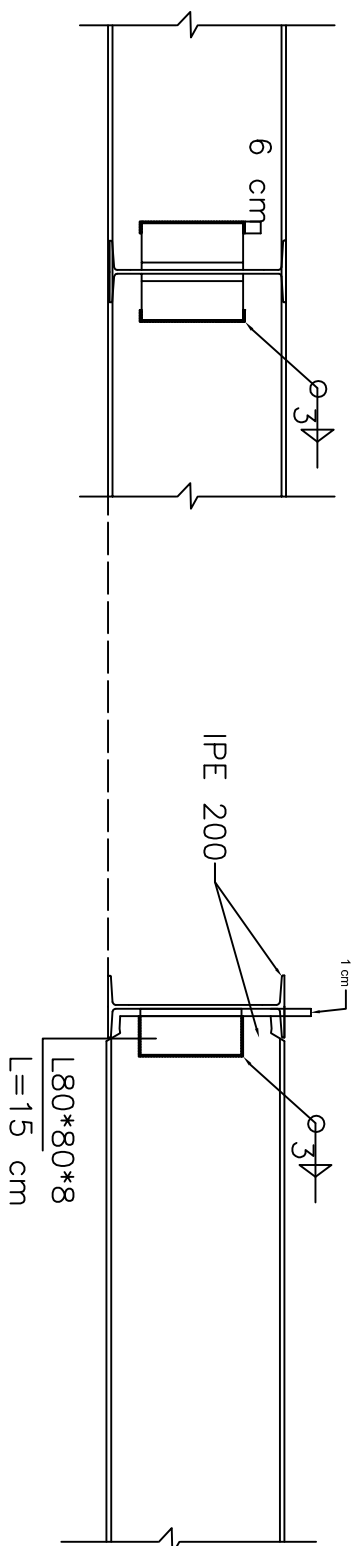
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهمنمای نقشه

No Need



شماره نقشه 42 کد نقشه M11

عنوان نقشه

اتصال مفصلی تیر به تیر

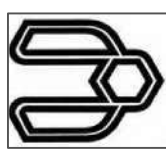
طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر مسید مهدی توکلی

مقیاس سیمه اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



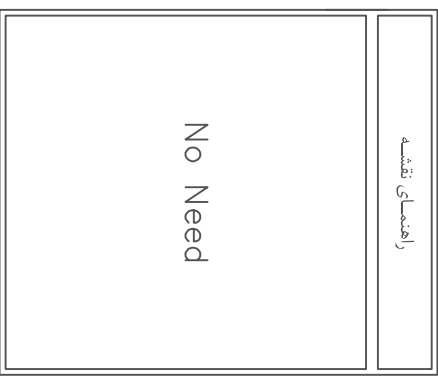
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



شماره نقشه 43 کد نقشه M12

عنوان نقشه

اتصال مفصلی تیر به ستون

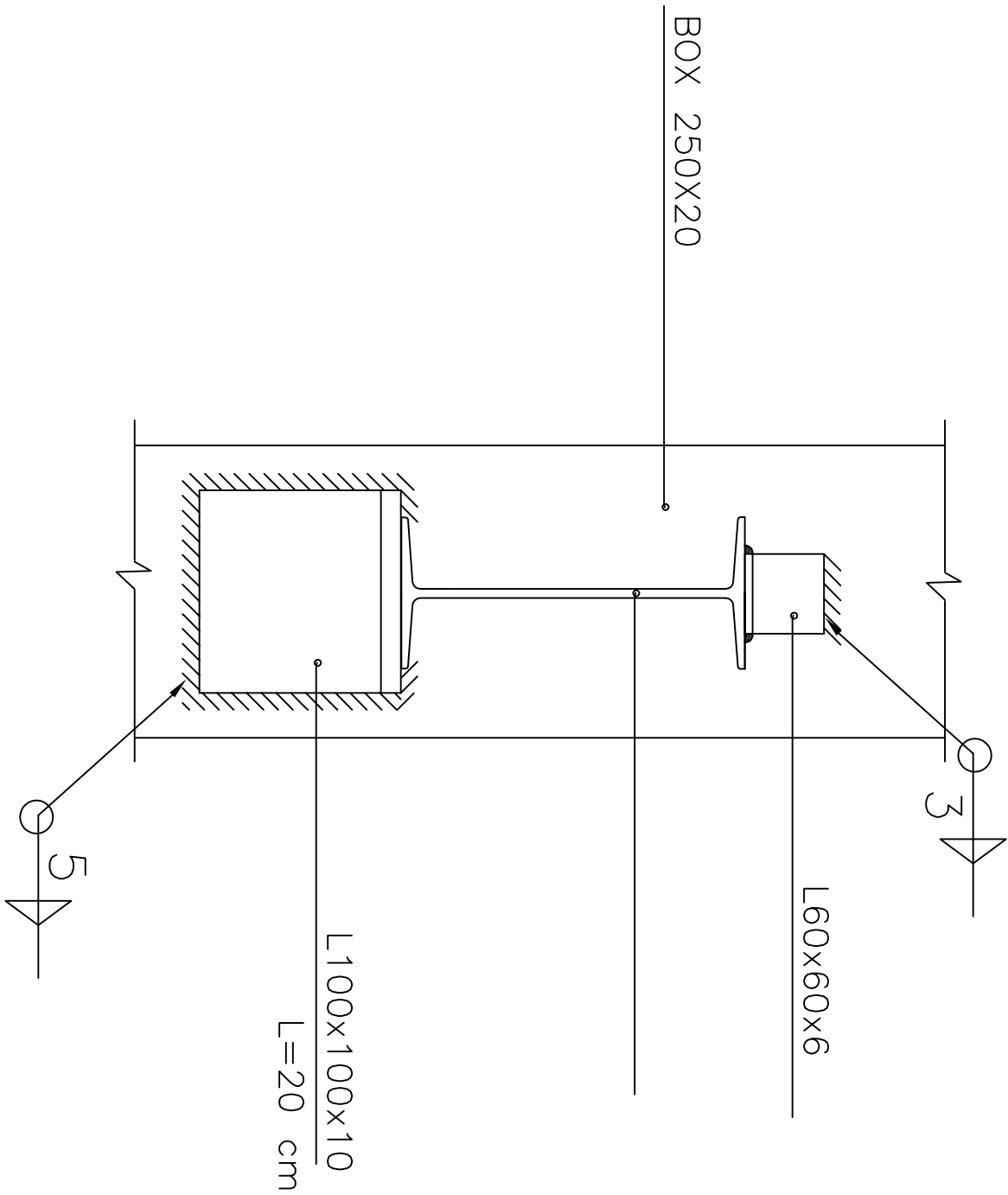
طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر مسید مهدی توکلی

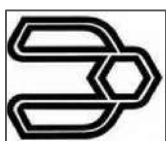
مقیاس سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵/ جهت شمال N







دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

--

شماره نقشه: 44 کد نقشه: M13

عنوان نقشه

اتصال گیردار تیر به ستون

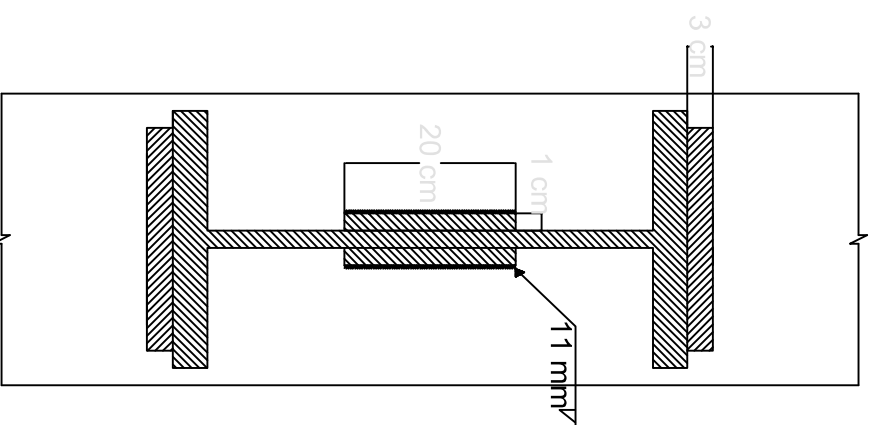
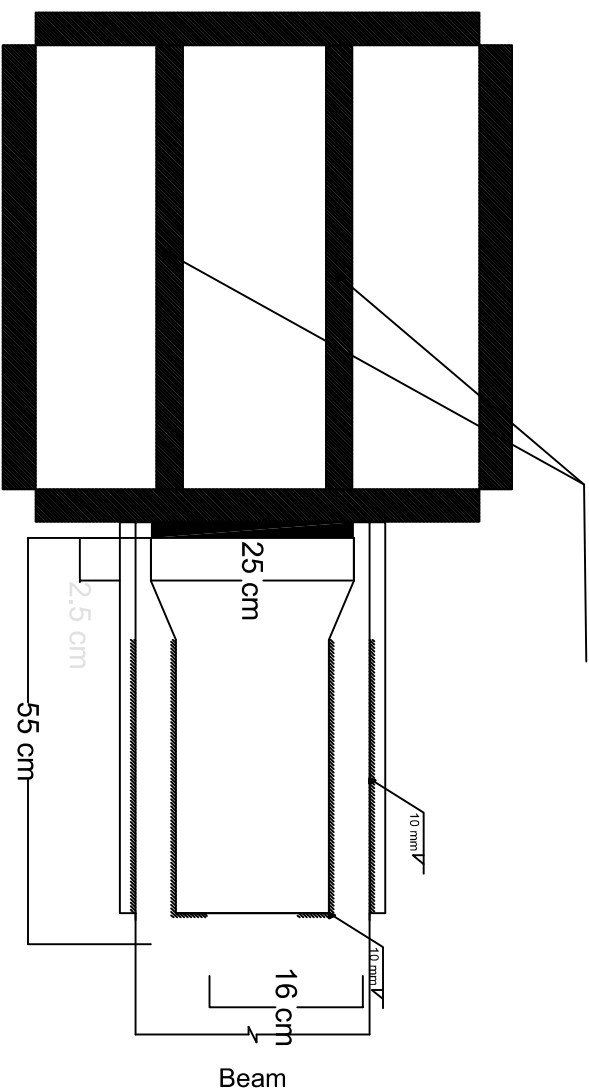
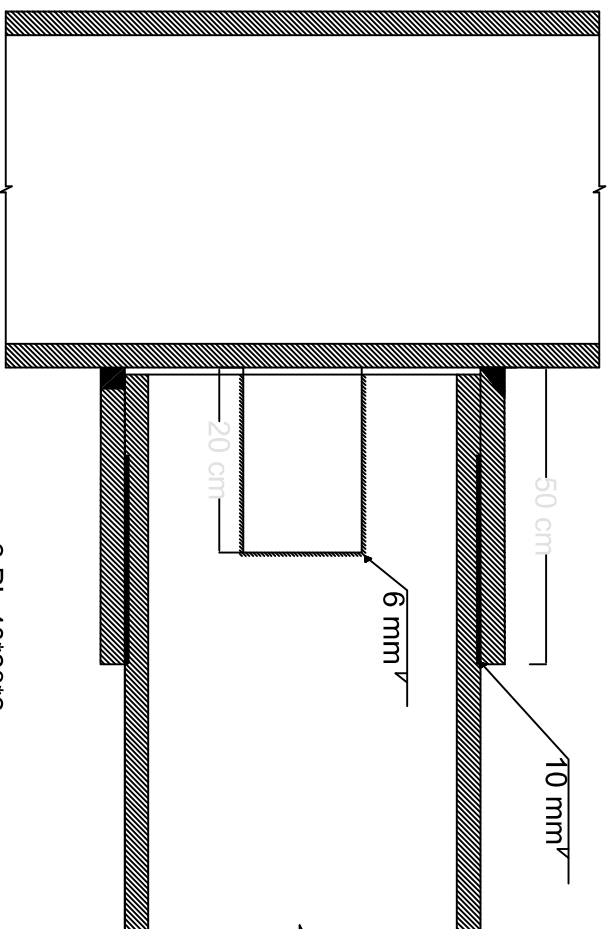
طراح: حمید اسدی

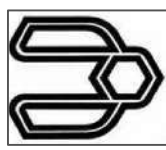
استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیمه اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N





دانشگاه صنعتی شاهرود

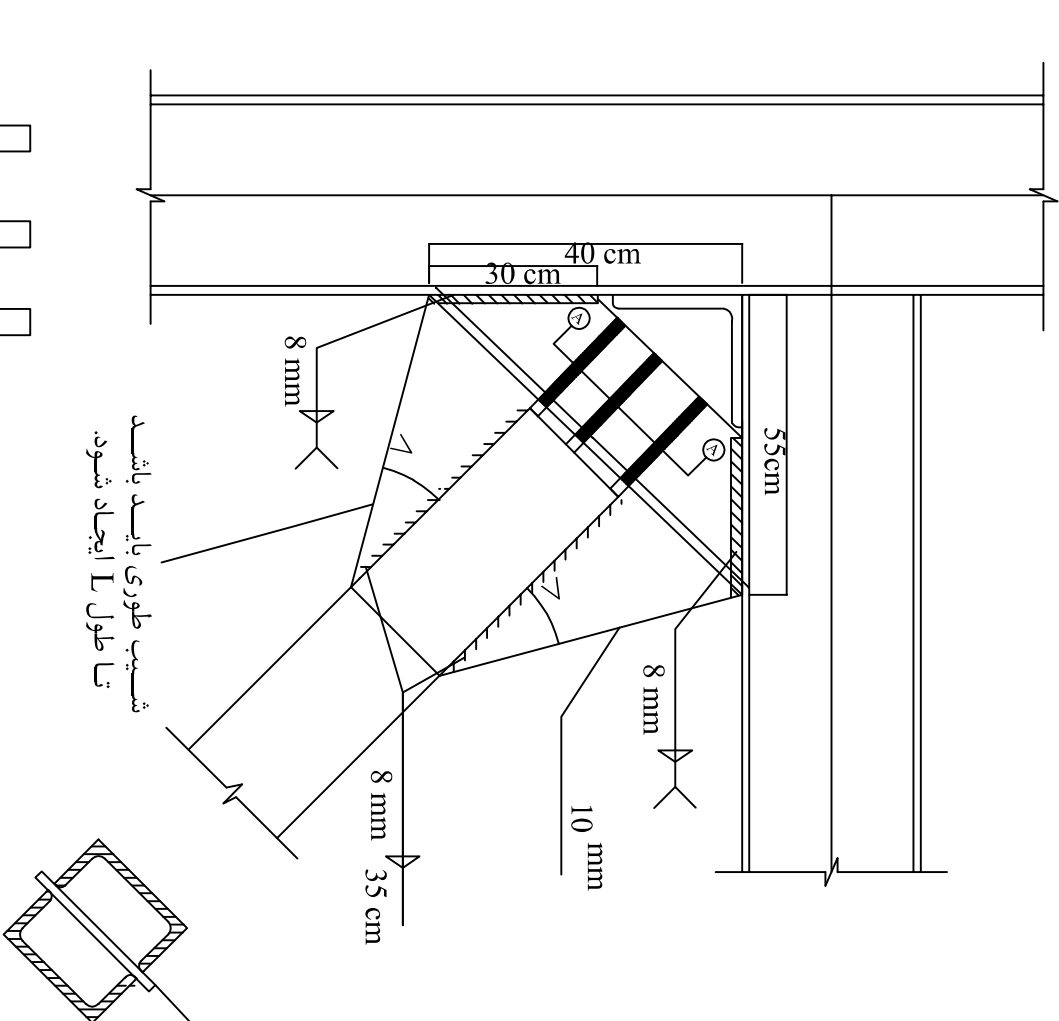
دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

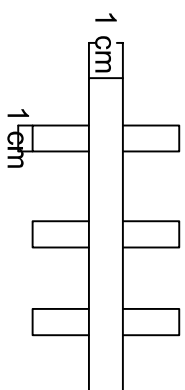
راهنمای نقشه

No Need

PL 15\*15\*1 @90 cm



شیب طوری باید باشد  
تا طول L ایجاد شود.



SBC A-A

شماره نقشه: 46 کد نقشه: M14

عنوان نقشه

اتصال بادبند په تیر و ستون

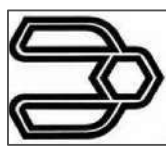
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر مسید مهدی توکلی

مقیاس: سیمه اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال: N



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 47 کد نقشه: M14

عنوان نقشه

اتصال بادبند به کف ستون

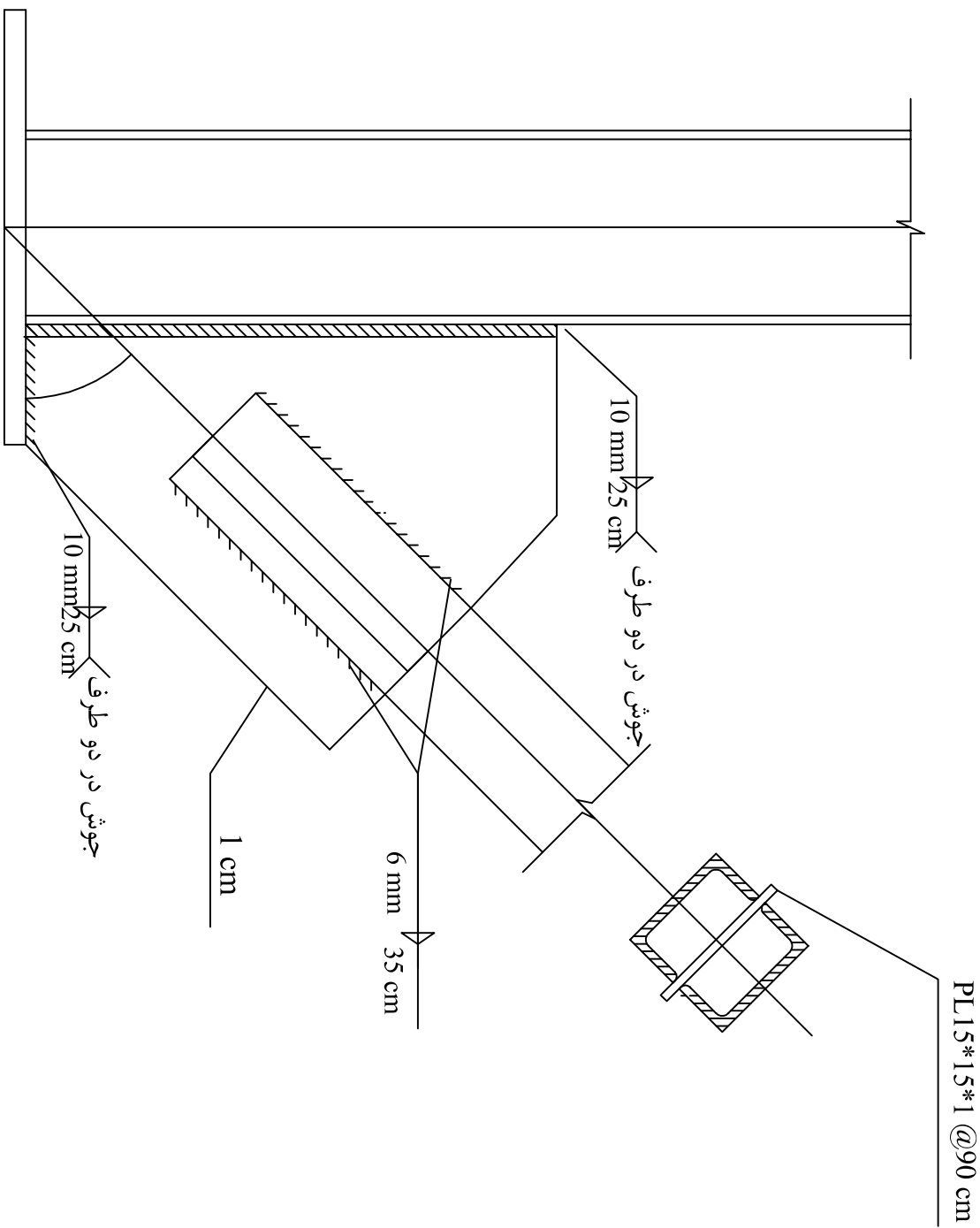
طراح: حمید اسدی

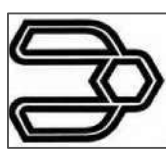
استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیمه اندازه کبری واحد ابعاد تقیمه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

شماره نقشه: 47 کد نقشه: M14

عنوان نقشه

اتصال بادبند به کف ستون

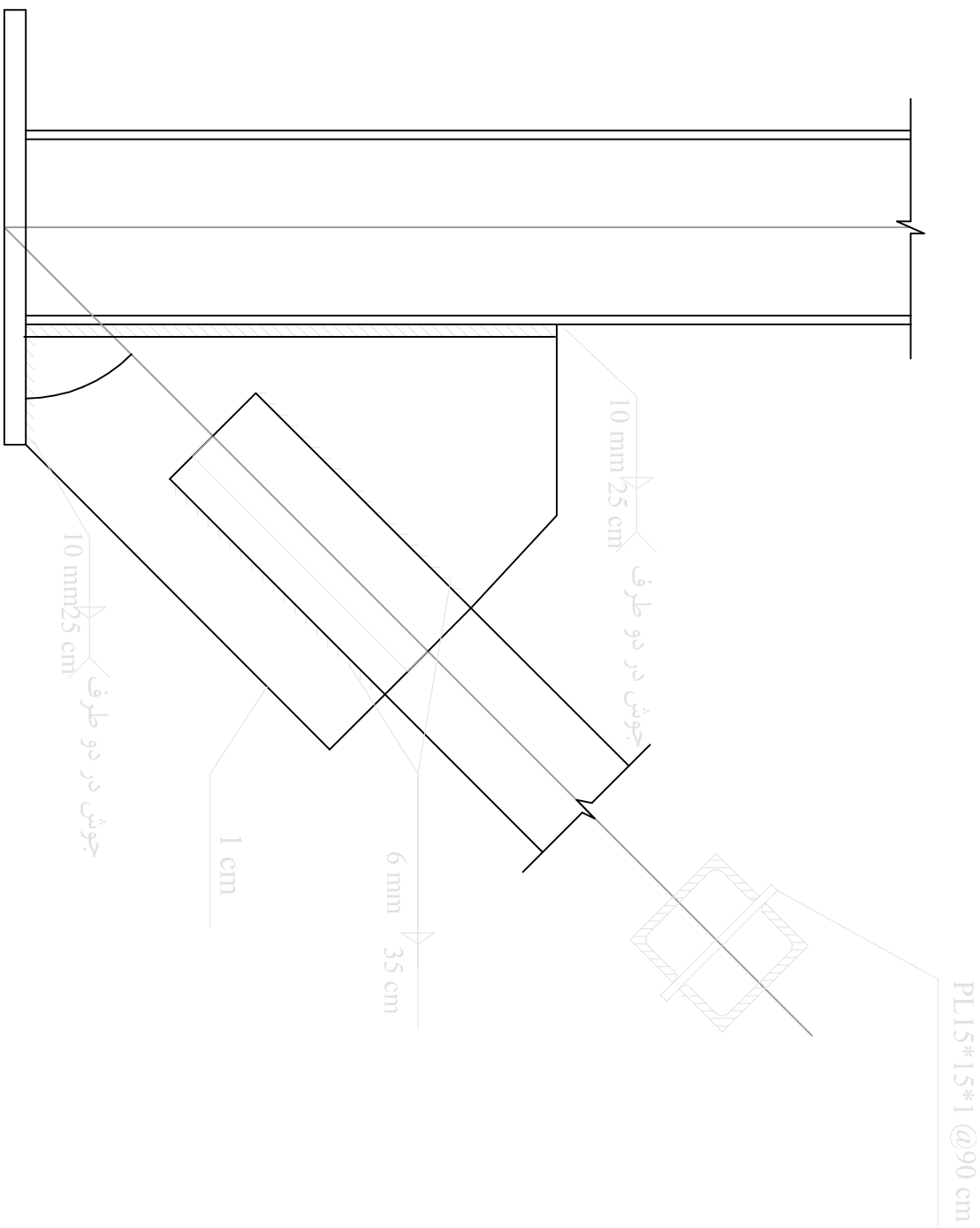
طراح: حمید امیدی

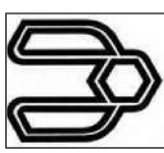
استاد راهنما: دکتر سید مهدی توکلی

مقیاس: سیمه اندازه کروی واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N





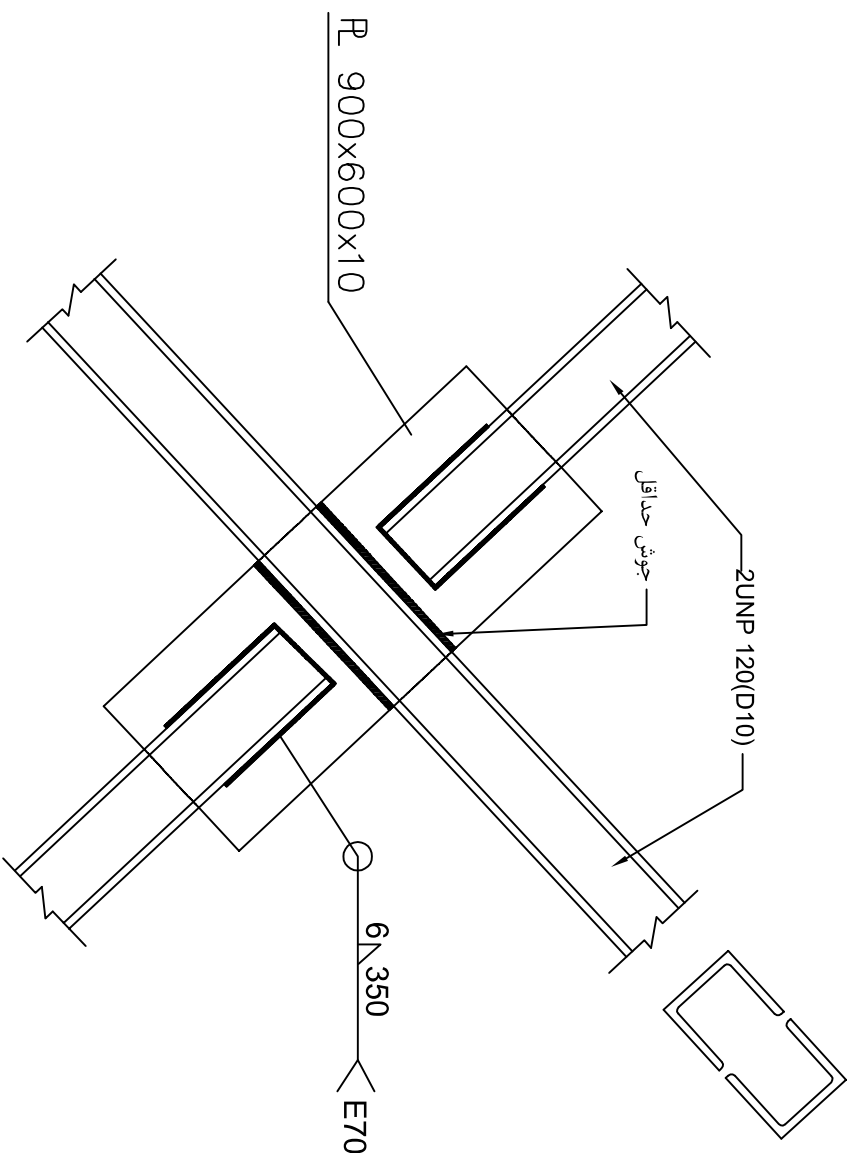
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهمنای نقشه

No Need



شماره نقشه 48 کد نقشه M14

عنوان نقشه

اتصال میانی بادبندها

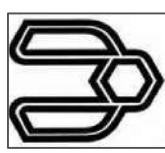
طراح حمید اسدی

استاد راهنما دکتر مسیّد مهدی توکلی

مقیاس سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



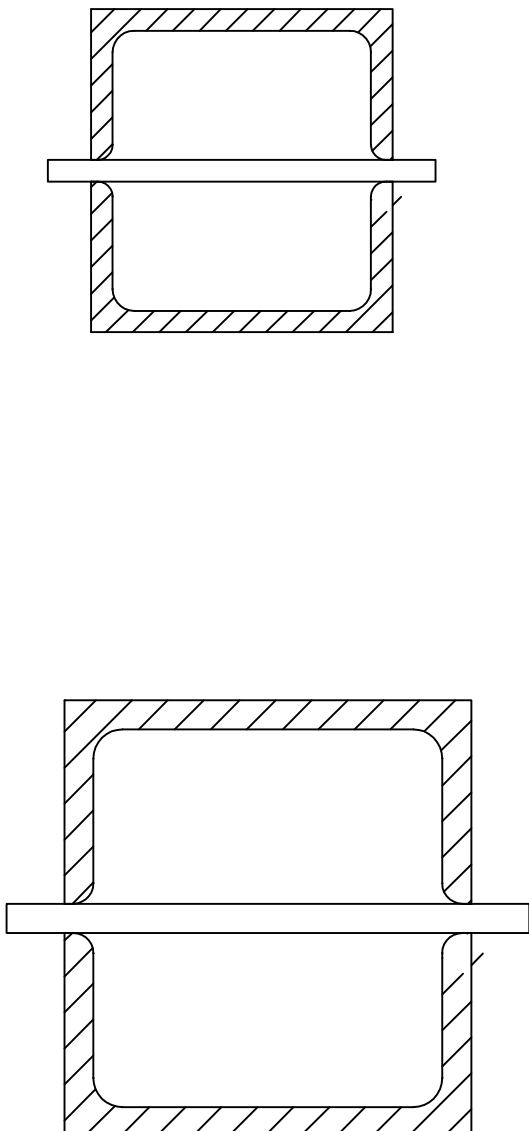
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهمنمای نقشه

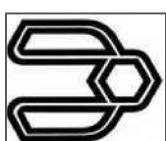
No Need



2 UNP 100(D10)

2 UNP 120(D10)

شماره نقشه	49	کد نقشه	M14
عنوان نقشه			
مقاطع باندبند ها			
طراح	حمید اسدی	استاد راهنما	دکتر سید مهدی توکلی
مقیاس	سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه	مقیاس	واحد ابعاد نقشه
متریک	-----	متریک	-----
تاریخ تنظیم:	۱۳۹۵/۵	جهت شمال	<b>N</b>



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

--

شماره نقشه: 50 کد نقشه: M15

عنوان نقشه

وصله ستون ها

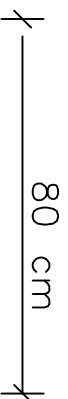
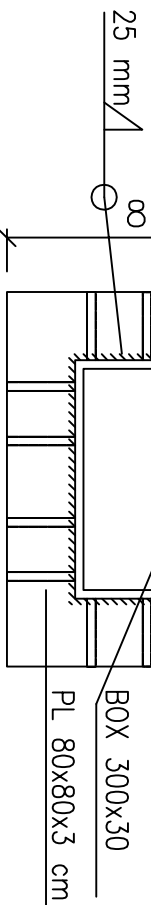
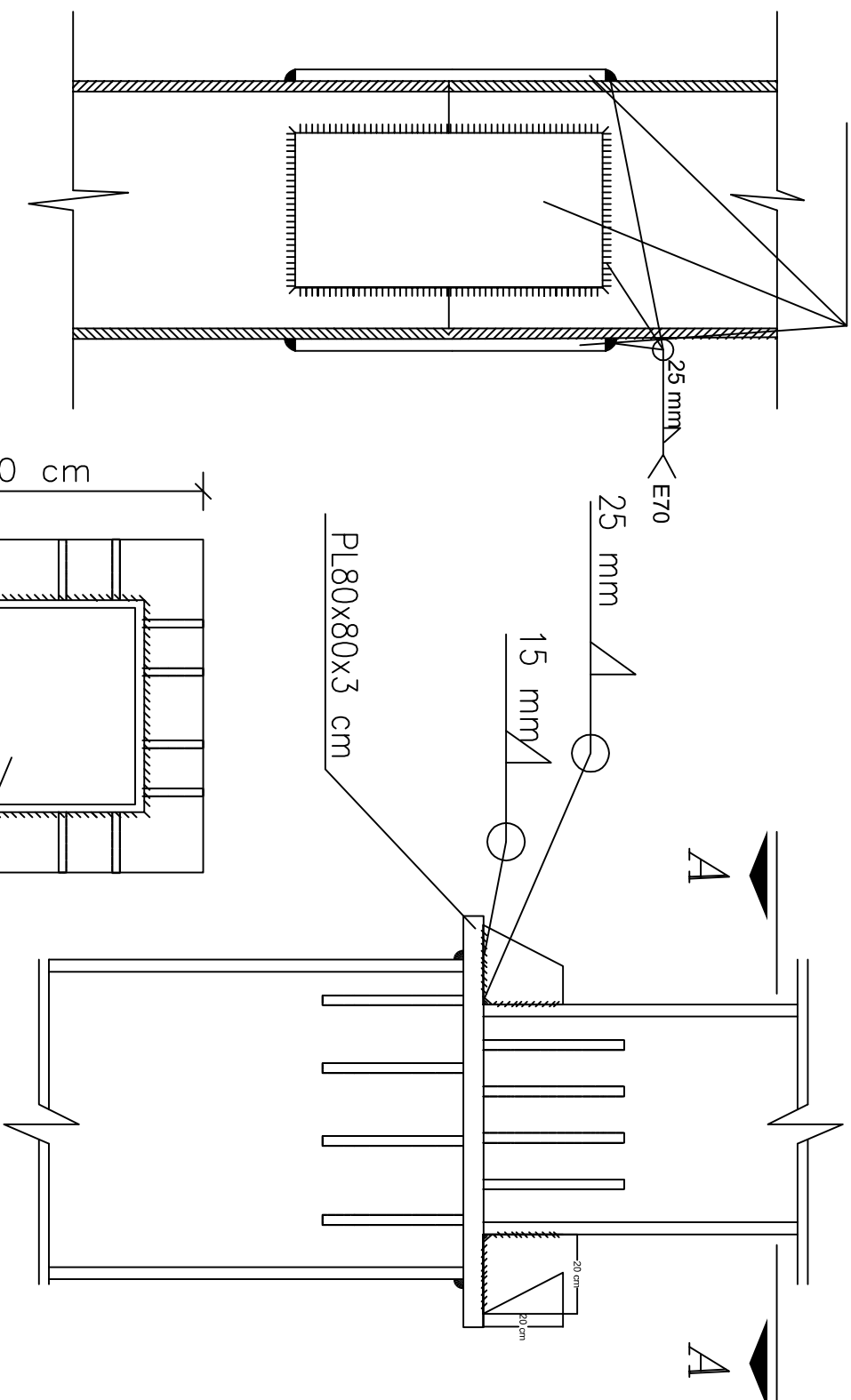
طراح: حمید اسدی

استاد راهنما: دکتر مسعود مهدی توکلی

مقیاس: سیمه اندازه گیری واحد ابعاد نقشه

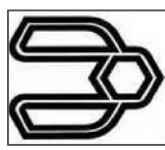
متریک

تاریخ تنظیم: ۱۳۹۵/۵ جهت شمال N



SEC. A-A





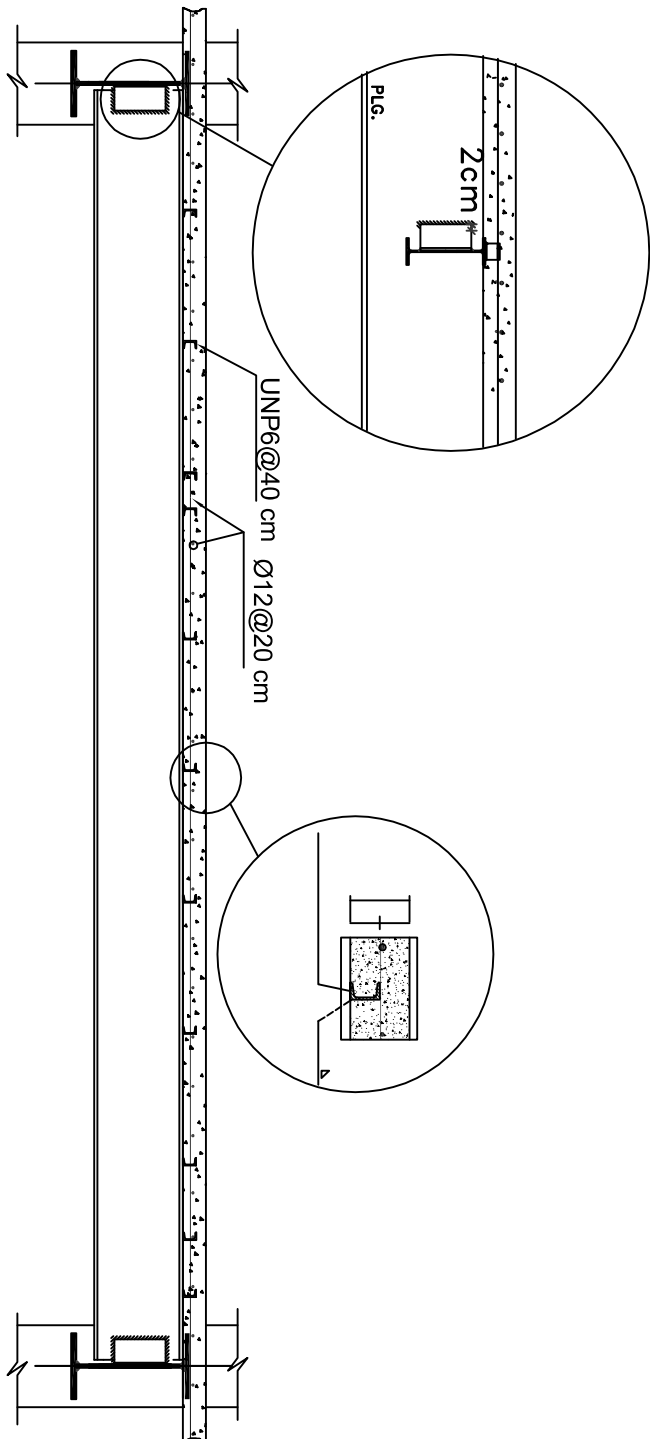
دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پروژه ی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



M16	کد نقشه	51	شماره نقشه
<b>عنوان نقشه</b>			
<b>سقف کامپوزیت</b>			
<b>طراح</b>		<b>حمید اسدی</b>	
<b>استاد راهنما</b>		<b>دکتر سید مهدی توکلی</b>	
<b>مقیاس</b>		<b>سیستم اندازه گیری واحد ابعاد نقشه</b>	
<b>متریک</b>		-----	
<b>تاریخ تنظیم:</b> ۱۳۹۵/۵		<b>جهت شمال</b> N	