وزارت علوم، تحقیقات و فناوری
دانشگاه هرمزگان

پروژه طراحی سوله

به عرض ۲۸ متر همراه با جرثقیل ۵ تنی

تهیه کننده : طه بابایی

بسمه تعالی

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

معرفی پروژه - - - - - - - **۳**

بارگذاری - - - - - - - ۵

- بار مرده ۶
- بار برف (بار زنده) ۶
- بار زلزله ۷
- محاسبه وزن سازه ۸
- بار باد ۸
- بارگذاری جرثقیل ۱۱
- ترکیب بار ها ۱۵

طراحی و کنترل اعضا - - - - - - - **۱۶**

- کنترل تغییر مکان جانبی سازه ۱۸
- کنترل بادبند دیوار (تحتانی) ۱۹
- کنترل بادبند دیوار (فوقانی) ۲۳
- طراحی بادبند سقف ۲۷

طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com

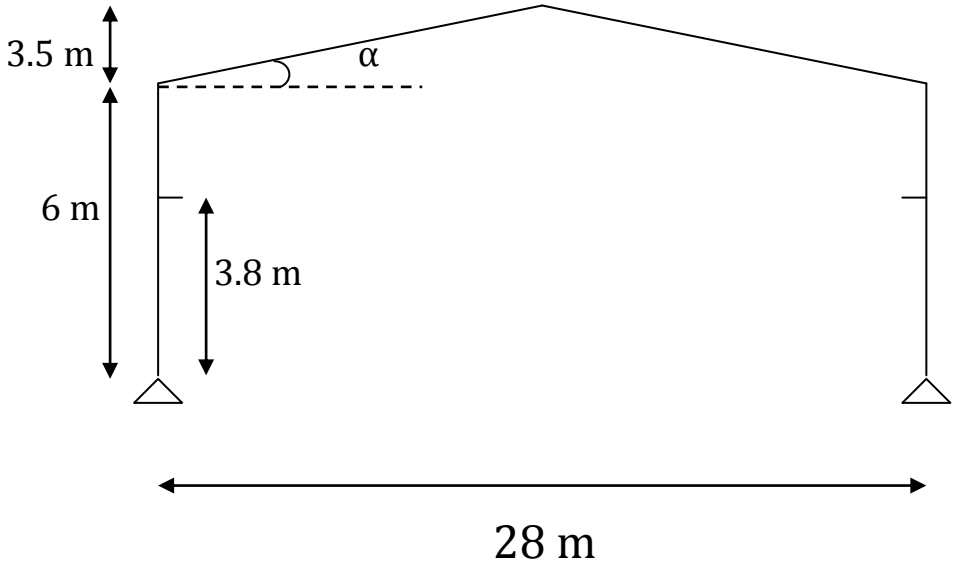
- طراحی سینه بند ۲۹
- طراحی لاپه (Purlin) ۳۱
- طراحی میل مهار (sagrod) ۳۶
- طراحی تیر آبچکان ۳۷
- کنترل ستون کله (Gable Column) ۳۸
- طراحی تیر حمال جرثقیل ۴۰
- طراحی تیرهای فرعی طولی (Strutt) ۵۳
- کنترل تیر (Rafter) ۵۴
- کنترل ستون ۶۶

طراحی اتصالات - - - - - - - **۷۸**

- طراحی اتصال تیر به تیر رأس قاب ۷۹
- طراحی اتصال تیر به ستون ۸۲
- طراحی جوش اتصال بال های ستون به جان ۸۵
- طراحی جوش اتصال بال های تیر به جان ۸۶

پروژه های دیگر - - - - - - - **۸۷**

معرفی پروژه



زاویه شیب تیرهای مورب $\alpha = tg^{-1}(\frac{\Delta y}{\Delta x}) = tg^{-1}(\frac{3.5}{14}) = 14.03 \prec 15$

شیب سقف = 25٪

طول : 50 متر

عرض (دهانه) : 28 متر

ارتفاع تاج : 9.5 متر

ارتفاع ستون : 6 متر

فاصله دانه ها از یکدیگر : 5 متر

طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com

مکان : نوشهر در مکان باز

تراز جرثقیل : 3.8 متر

مقاومت مجاز خاک : $1.5\ kg/cm^2$

سیستم مقاومت جانبی : در راستای دهانه ها ی سوله قاب خمشی و در راستای عمود بر دهانه ها مهاربندی می باشد.

آیین نامه های مصرفی :

آیین نامه ی سازه های فلزی آمریکا : AISC-ASD89 طراحی براساس روش تنش مجاز

آیین نامه ی بارگذاری : مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان

آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ، ویرایش سوم (استاندارد 2800)

نشریه ی 325

مشخصات مصالح :

فولاد مصرفی در مقاطع تیر ، ستون و سایر نیمرخ ها از نوع St-37 با مقاومت تسلیم $F_y = 2400\ kg/cm^2$ و مقاومت نهایی $F_u = 3700\ kg/cm^2$ می باشد.

پیچ های مصرفی از نوع پر مقاومت M8.8 (مشابه A325) با تنش تسلیم $6400\ \mathrm{kg/cm^2}$ و تنش نهایی $8000\ \mathrm{kg/cm^2}$ می باشد.

بارگذاری

طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com

بارگذاری بر اساس مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان و آیین نامه 2800 برای بارگذاری زلزله می باشد.

بار مرده

پوشش با ورق گلوانیزه = 20 kg/m^2

وزن لایه ها =5 kg/m^2

وزن پشم شیشه و توری مرغی =10 kg/m^2

وزن قالب =25 kg/m^2

مجموع = 60kg/m^2

دیوارهای اطراف سازه بسیار سبک به وزن 70kg/m^2 می باشند

بار برف (بار زنده)

طبق بند 6-4-3-1 مبحث ششم

$$P_r = C_s.P_s$$

نوشهر طبق شکل 6-4-1 جزو مناطق با برف زیاد می باشد (منطقه 4)

$$P_s = 150kg/m^2$$

طبق بند 6-4-3-2 داریم:

$$C_s = 1 \Leftarrow \alpha = 14.03^\circ \prec 15^\circ$$

به دلیل اینکه شیب سقف کمتر از 15° است لذا لحاظ کردن بارگذاری نامتقارن برف نیاز نیست

$$P_r = 1*150 = 150kg/m^2$$

بار زلزله

طبق بند 6-7-2-5-1

$$\text{ضریب زلزله } C = \frac{ABI}{R}$$

طبق بند 6-7-2-5-3

نوشهر- خطرنسبی زلزله زیاد(منطقه 2) ---> ٪ 30=A شتاب مبنای طرح

طبق بند 6-7-2-5-7

ساختمان با اهمیت متوسط(گروه 3)---> I=1

طبق بند 6-7-2-5-6

$$T = 0.08 * H^{3/4} = 0.08 * (9.5)^{3/4} = 0.432$$

طبق بند 6-7-2-5-4

$$T_0 \le T \le T_s \Rightarrow B = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

$$T_0 = 0.1$$
$$T_s = 0.5$$
$$S = 1.5$$

طبق بند 6-7-2-5-8 و جدول 6-7-6

قاب مهاربندی هم محور فولادی $R = 6$ ضریب رفتار ساختمان

$$\text{ضریب زلزله : } C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.30 * 2.5 * 1}{6} = 0.125$$

طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com

محاسبه وزن سازه (تقریبی)

وزن واحد سطح تقریبی هر ستون و هر جفت تیر را 4.5 کیلو گرم بر متر مربع فرض می کنیم.

وزن دیوارها در راستای طول :

$$(50*6*(70+4.5))*2=44700kg$$

وزن دیوارها درراستای عرض :

$$(28*6*70)*2=23520kg$$

وزن سقف سالن :

$$(28*50)*(60+4.5+0.2*150)=132300kg$$

W =وزن کل سازه =44700+23520+132300=225720kg

محاسبه برش پایه ناشی از زلزله :

V=CW=0.25*225720=28215 kg

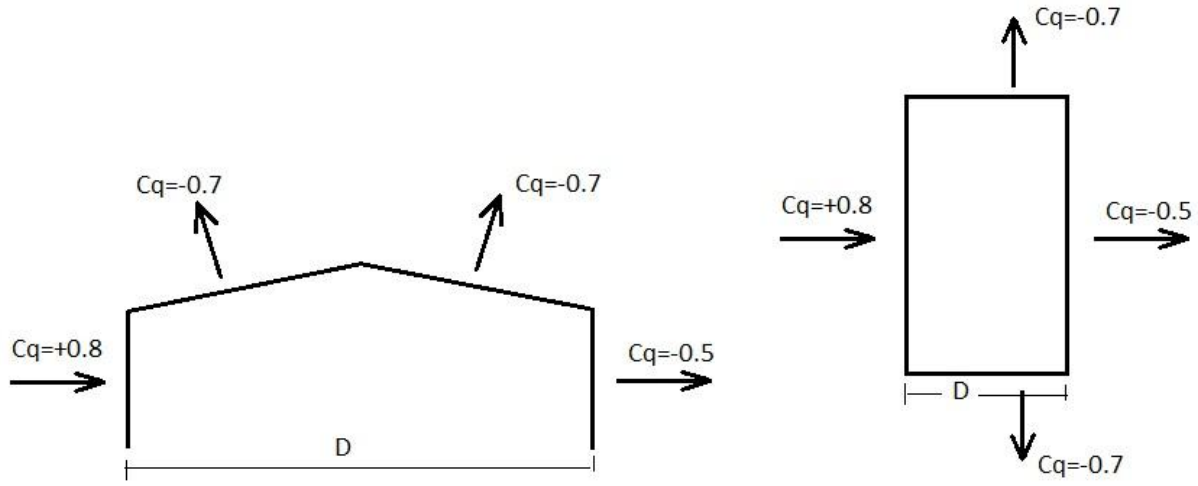
<u>بار باد</u>

طبق بند 6-6-5 $P=C_e\ C_q\ q$

طبق بند 6-6-3 نوشهر ـ $q=40.5kg/cm^2$ فشار مبنای باد

طبق بند 6-6-6 نواحی بند(ب) ـ $C_e=2$ ضریب اثر تغییر سرعت

طبق بند 6-6-7 و شکل 6-6-2 و زاویه شیب کمتر از 15 درجه و جدول 6-6-3 ، ضریب شکل سازه مطابق شکل زیر بدست می اید.



$$P=2*(0.8+0.5)*40.5=105.3$$

محاسبه ی برش پایه ی باد :

$$V=Pd$$

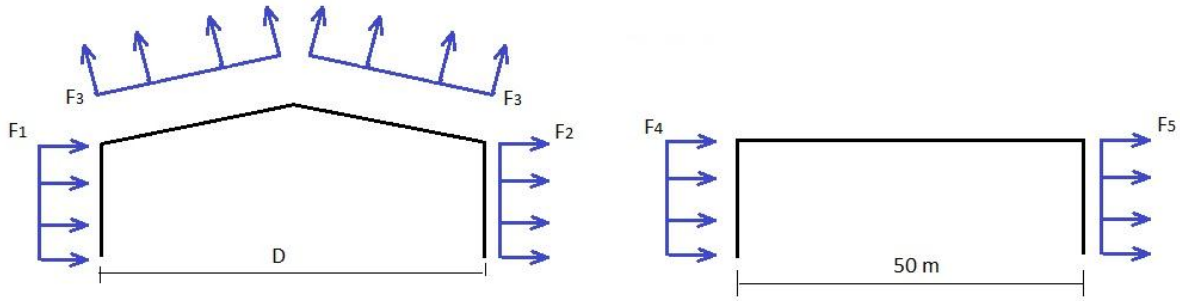
$$V=105.3*(50*6)=31590kg$$

$$31590\ kg>28215\ kg$$

از آنجایی که برش پایه ناشی از باد بیشتر از برش پایه ی ناشی از زلزله شد لذا سازه را برای مقابله با نیروی باد طراحی می کنیم.

لازم به ذکر است که فشار باد روی سقف های شیب دار رو به باد و پشت به باد اثر یکدیگر را خنثی می کنند.

محاسبه نیروی وارد بر سازه ناشی از باد



$$F_1 = P_1 A_1 = (C_e * Cq_1 * q)A_1 = (2*0.8*40.5)*5 = 324kg/m$$

$$F_2 = P_2 A_2 = (C_e * Cq_2 * q)A_2 = (2*0.5*40.5)*5 = 202.5kg/m$$

$$F_3 = P_3 A_3 = (C_e * Cq_3 * q)A_3 = (2*0.7*40.5)*5 = 283.5kg/m$$

$$F_4 = P_4 A_4 = (C_e * Cq_4 * q)A_4 = (2*0.8*40.5)*14 = 907.2kg/m$$

$$F_5 = P_5 A_5 = (C_e * Cq_5 * q)A_5 = (2*0.5*40.5)*14 = 567kg/m$$

نکته : برای بارگذاری بار باد در هر جهت در نرم افزار SAP ماکزیمم بار کششی یا فشاری در هر راستا را که بر هر یک از دو طرف سوله در آن راستا وارد می شود برای فشار و کشش اعمال میکنیم.

بارگذاری جرثقیل

ظرفیت اسمی جرثقیل 5ton می باشد (سنگین و آهسته رو)

$\lambda_z = 1.6 =$ (برای Q) ضریب سر بار قائم

$\lambda_x = 1.1 =$ (برای H) ضریب سر بار افقی جانبی

$\lambda_z = 1 =$ (برای N) ضریب سر بار افقی طولی

آهسته رو $\rightarrow 1.5m/s \succ$ سرعت حرکت جرثقیل

سنگین $\rightarrow 5ton =$ (بار جرثقیل) P

1 ton = وزن ارابه

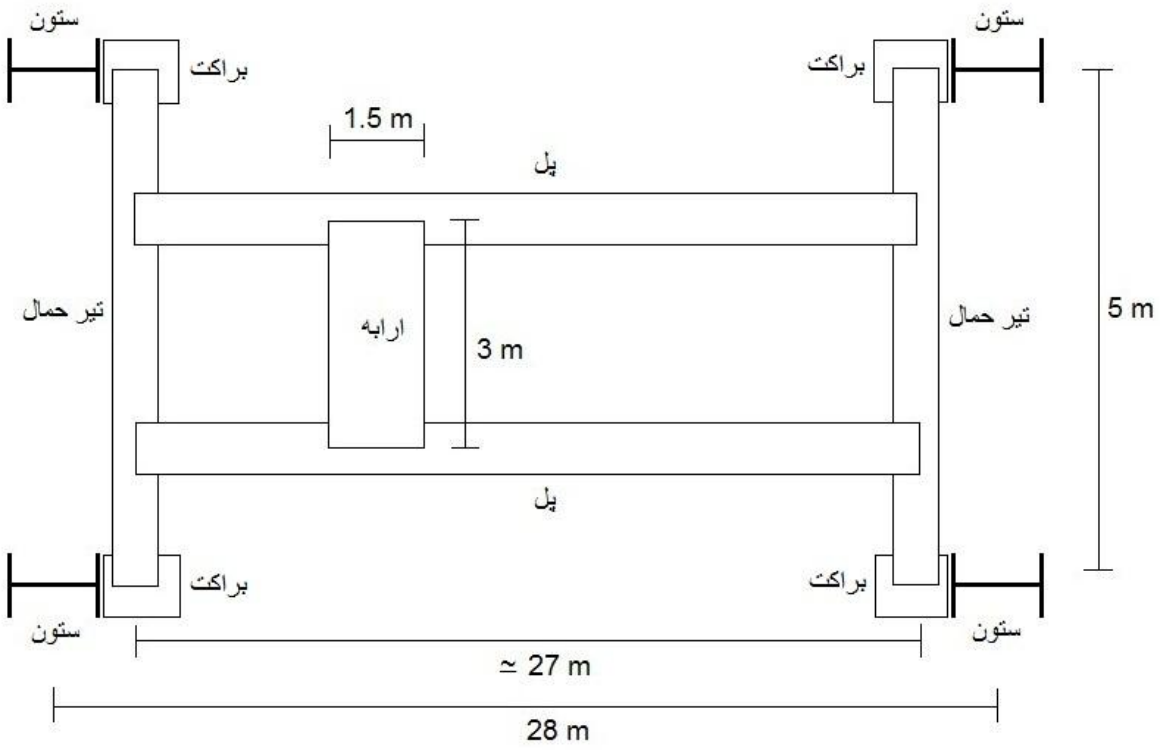
6 ton = وزن پل های جرثقیل

3 m=فاصله ی پل ها

120 kg/m = وزن واحد طول تیر حمال و ریل

1.5 m = فاصله ی محور چرخ های ارابه

نکته : رده ی جرثقیل A می باشد که در معادل سازی انجام شده توسط MBMA رده ی جرثقیل A به شرایط بارگذاری AISC معادل نشده و در جداول مشخص کننده ی دامنه ی تنش های خستگی جایگاهی ندارد. لذا در جرثقیل نوع A پدیده ی خستگی اهمیت ناچیزی دارد.



محاسبه ی کل نیروی قائمی که توسط هر 4 چرخ پل های جرثقیل به تیرهای زیر سری(حمال جرثقیل) وارد می شود :

F=(ضریب سربار قائم)*(وزن ارابه+ظرفیت اسمی جرثقیل+وزن پل) =1.6 (6000+5000+1000)=19200 kg

محاسبه ی حداکثر نیروی قائم هر چرخ پل (بدون احتساب ضریب ضربه 1.25) :

$$F_v = \left(\text{ضریب سربار قائم}\right) * \left(\frac{\text{وزن پل}}{4} + \frac{\text{وزن ارابه} + \text{ظرفیت اسمی جرثقیل}}{2}\right)$$
$$= 1.6\left(\frac{6000}{4} + \frac{5000+1000}{2}\right) = 7200\ kg$$

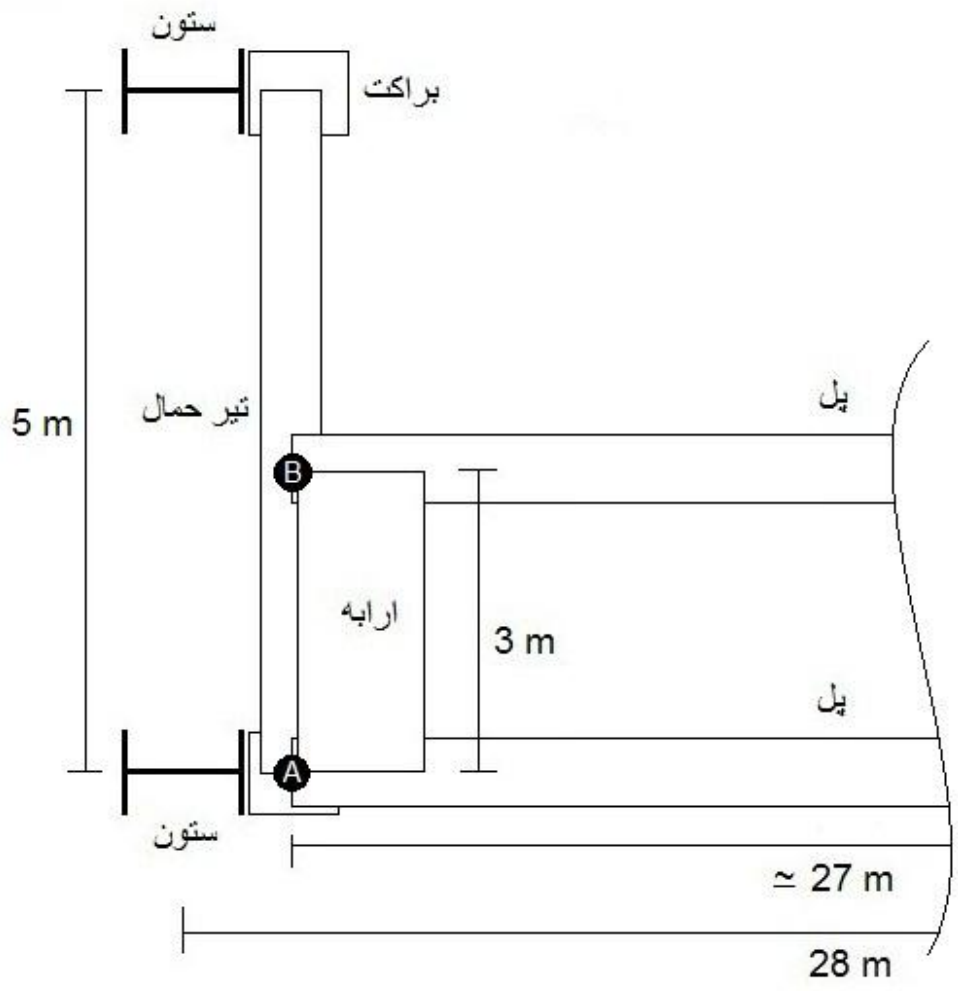
نکته : شاید این سوال پیش آید که چرا در مخرج این کسر 4 نیست. دلیلش این است که در بدترین حالت بارگذاری این احتمال وجود دارد که ارابه و بار همراهش در نزدیک ترین فاصله به یکی از تیرهای حمال باشند که در این صورت با توجه به فاصله زیاد تیر حمال دیگر (حدوداً 27 متر) ، بیشتر وزن ارابه و بارش بین دو چرخی که روی تیر حمال نزدیک ارابه هستند پخش می شود و سهم چندانی به دو چرخ دیگر پل نمی رسد.

محاسبه ی حداکثر نیروی قائم هر چرخ پل (با احتساب ضریب ضربه 1.25) :

حداکثر نیروی وارد بر تیر حمال از هر چرخ پل در بحرانی ترین حالت بارگذاری $Q' = 1.25 * F_v$
$$= 1.25 * 7200 = 9000\ kg$$

طه بابایی
Taha_212@yahoo.com
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان

محاسبه ی حداکثر نیروی قائم وارد بر براکت(نشمین تیر جمال جرثقیل)از طرف چرخ های پل جرثقیل و وزن تیرحمال :



بحرانی ترین حالت بار قائم که بر براکت وارد می شود مانند شکل فوق وقتی است که یکی از چرخ های پل روی براکت باشد که در این حالت چرخ دیگر به فاصله ی 3 متر با براکت و روی تیرحمال قرار دارد.

بار ناشی از چرخ A | بار ناشی از چرخ B

$$F_{z=F_{\text{براکت}}} = Q' + Q'\left(\frac{5-3}{5}\right) + \frac{\text{طول تیر حمال} * \text{وزن واحد طول تیر حمال}}{2}$$

$$= 9000 + 9000\left(\frac{2}{5}\right) + \frac{120 * 5}{2} = 12900$$

محاسبه ی حداکثر نیروی افقی جانبی ناشی از حرکت جرثقیل در راستای دهانه ی سوله که از طریق چرخ های یک طرف پل به تیر حمال و براکت وارد می شود:

$$F_H = 0.2 * \left(\text{ظرفیت اسمی جرثقیل} + \text{وزن ارابه}\right) = 0.2 * (1000 + 5000) = 1200\ kg$$

$$\lambda_x F_H = 1.1 * 1200 = 1320\ kg$$

$$\frac{\lambda_x F_H}{2} = 660\ kg \quad --\rightarrow \quad \text{سهم چرخ واقع بر براکت}$$

$$660 * \left(\frac{5-3}{5}\right) = 264\ kg \quad --\rightarrow \quad \text{سهم چرخ دور از براکت}$$

در نتیجه حداکثر نیروی افقی جانبی ای که از طرف چرخ های پل در بحرانی ترین حالت به براکت وارد می شود برابر است با :

$$F_x = 264 + 660 = 924\ kg$$

محاسبه حداکثر بار افقی طولی ناشی از دو چرخ پل وارد بر تیر حمال و براکت:

$$F_y = 0.1 * \lambda_y * \left(\frac{\text{وزن پل}}{4} * 2 + \frac{\text{وزن ارابه} + \text{بار جرثقیل}}{2} * 2\right)$$
$$= 0.1 * 1 * \left(\frac{6000}{4} * 2 + \frac{5000 + 1000}{2} * 2\right) = 900\ kg$$

ترکیب بار ها :

1) D
2) D+S
3) $D + W_x + W_{x\ Rafter}$
4) $D - W_x + W_{x\ Rafter}$
5) $D + W_y$
6) $D - W_y$
7) $D + S + 0.5\ W_X + 0.5W_{x\ Rafter}$
8) $D + S - 0.5\ W_X + 0.5W_{x\ Rafter}$
9) $D + S + 0.5\ W_y$
10) $D + S - 0.5\ W_y$
11) $D + 0.5S + W_x + W_{x\ Rafter}$
12) $D + 0.5S - W_x + W_{x\ Rafter}$
13) $D + 0.5S + W_y$
14) $D + 0.5S - W_y$
15) $D + S + F_z + W_x + W_{x\ Rafter}$
16) $D + S + F_z - W_x + W_{x\ Rafter}$
17) $D + S + F_z + W_y$
18) $D + S + F_z - W_y$
19) $D + S + F_z + F_x + 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
20) $D + S + F_z - F_x - 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
21) $D + S + F_z + F_x - 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
22) $D + S + F_z - F_x + 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
23) $D + S + F_z + F_x + 0.5W_y$
24) $D + S + F_z + F_x - 0.5W_y$
25) $D + S + F_z - F_x + 0.5W_y$
26) $D + S + F_z - F_x - 0.5W_y$
27) $D + S + F_z + F_y + 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
28) $D + S + F_z + F_y - 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
29) $D + S + F_z + F_y + 0.5W_y$
30) $D + S + F_z + F_y - 0.5W_y$
31) $D + S + F_z - F_y + 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
32) $D + S + F_z - F_y - 0.5W_x + 0.5W_{x\ Rafter}$
33) $D + S + F_z - F_y + 0.5W_y$
34) $D + S + F_z - F_y - 0.5W_y$
35) $D + S + F_z + F_x + F_y$
36) $D + S + F_z + F_x - F_y$
37) $D + S + F_z - F_x + F_y$
38) $D + S + F_z - F_x - F_y$

طراحی و کنترل اعضا

طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com

نکته : به دلیل تغییر مقاطع اعضای سازه ی مورد نظر در چند مرحله طی روند تکمیل طراحی ، ممکن است مقدار ناچیزی بین نیروهای طراحی گرفته شده از خروجی برنامه که در کنترل ها و طراحی های دستی استفاده شده و در دفترچه محاسبات نیز آورده شده اند با مقدار همان نیروها در فایل SAP همراه دفترچه تفاوت وجود داشته باشد که عموماً کاهش داشته اند ولی در صورت افزایش نیز قابل چشم پوشی می باشند.

مقاطع اعضا

در طراحی این سازه ابتدا مقاطعی را به صورت تجربی و تقریبی انتخاب کرده و بعد از آنالیز و طراحی سازه کفایت اعضا بررسی می شود و عضو مورد نظر را اصلاح می کنیم.

مقاطع تیرها :

برای تیر سوله به دلیل ماهیت سوله مقطع تیر را در نقاط ابتدایی و انتهایی بزرگتر از وسط تیر در نظر می گیریم. دلیل این کار این است که اتصال ابتدا و انتهایی تیرها به صورت گیردار بوده و نیروی زیادی به این قسمت ها وارد می شود.

تیربه سه قسمت تقسیم شده که طول هر قسمت را به صورت زیر در نظر می گیریم :

قسمت ابتدایی : 25%

قسمت میانی : 50%

قسمت انتهای :25%

مقاطع ستون ها :

از انجایی که در پای ستون اتصال مفصلی بوده و در بالای ستون اتصال گیردار می باشد لزا مقطع ستون را نیز مانند تیر به صورت غیر منشوری طراحی می کنیم. به این صورت که در پای ستون که اتصال مفصلی است و ستون نیروی کمتری را تحمل می کند ابعاد کوچکتر و با افزایش ارتفاع ستون و نزدیک شدن به نقاط گیرداری ، ابعاد ستون را بالا می بریم.

معادل سازی سختی سقف با سختی لاپه در مدل کامپیوتری Sap2000 :

فاصله ی لاپه ها از هم 103 cm و برای لاپه از مقطع سرد نورد شده ی Z180 با سطح مقطع 24.64 سانتی متر مربع استفاده می کنیم.با فرض اینکه ضخامت سقف 5 cm می باشد داریم:

مساحت واحد عرض

$$EA_{\text{لاپه}} = EA_{\text{سقف}} \rightarrow (2 * 10^6 * 24.64) = (E * 103 * 5) \rightarrow E = 95689.3203 \ {}^{kg}/_{cm^2}$$

کنترل تغییر مکان جانبی سازه

طبق بند 3-10-6-6 از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان حداکثر مقدار مجاز جابجایی سازه در اثر نیروهای ناشی از باد برابر است با :

$$\delta_{max} = 0.005H = 0.005 * 950 = 4.75 \ cm$$

در این پروژه حداکثر جابجایی های U_1 و U_2 تحت اثر کلیه ی بارها و ترکیب بارها به ترتیب برابرند با 1.67 cm و 3.93 cm که کمتر از مقدار مجاز حداکثر می باشند.

H : ارتفاع تراز مربوطه (در اینجا تاج سوله)

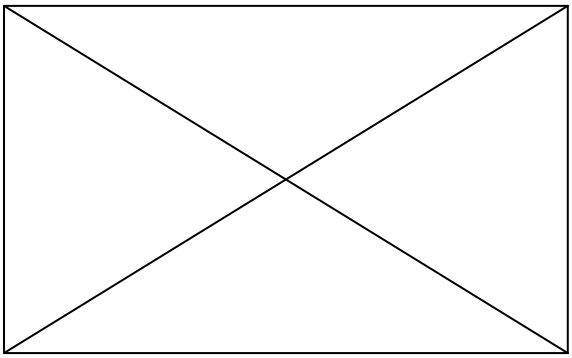
کنترل بادبند دیوار (تحتانی)

نکته : بهینه تر است که بادبند برای فشار طراحی و برای کشش کنترل گردد.

$$P_{max} = T_{max} \simeq 8000\ kg$$

حداکثر نیروی محوری (کششی یا فشاری) از بادبند 181 و ترکیب بار (COMB 29) بدست آمده است.

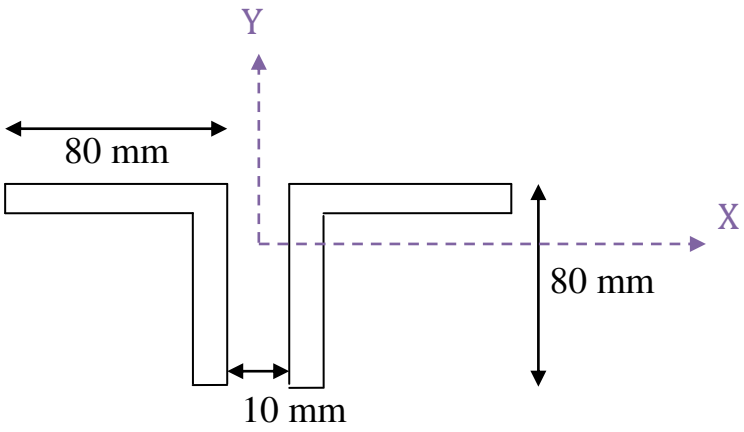
$$tg\ \alpha = \frac{3.8}{5} \Rightarrow \alpha = tg^{-1}\frac{3.8}{5} = 37.23$$



کنترل برای فشار :

مقطع مورد استفاده : 2L80

دوبل نبشی 80



$$r_x = 2.4624cm^3 = r_{min} = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{147.5696}{24.32}}$$

$$r_y = 3.7248\ cm^2 \qquad M_x \simeq 7500\ kg.cm$$

$$A = 24.32\ cm^2 \qquad M_y = 0$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{0.5 * 628}{2.4624} = 127.52 \qquad S_x = 25.8462\ cm^3$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{0.67 * 628}{3.7248} = 84.29 \qquad S_y = 39.6956\ cm^3$$

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{min}} = \frac{0.5 * 628}{2.4624} = 127.52 < 200 \Longrightarrow O.K \Rightarrow \text{کنترل لاغری} \rightarrow$$

$$\rightarrow F_a \simeq 642\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{8000}{24.32} = 328.94 \qquad \text{تنش فشاری موجود}$$

$$\text{لازم فشاری } A = \frac{P}{F_a} = \frac{8000}{642} = 12.46\ cm^2 < \text{موجود } A = 24.32\ cm^2 \quad OK$$

نکته : در ترکیب بارهایی که نیروی زلزله یا باد وجود دارد می توانیم تنش مجاز را 33% افزایش و یا ترکیب بار را 25% کاهش دهیم.

طبق بند 10-3-9-3-1-5 مبحث دهم نیازی به اعمال شرایط لاغری اعضای قطری فشاری نیست.

کنترل ترکیب تنش های فشار محوری و خمش :

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{328.94}{642} = 0.51 > 0.15 \implies \frac{f_a}{0.6\,F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

$$F_{bx} = F_{by} = 0.6\,F_y = 1440\ kg/cm^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{7500}{25.8462} = 290.17 < 1440$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{0}{39.6956} = 0$$

$$\frac{328.94}{1440} + \frac{290.17}{1440} + \frac{0}{1440} = 0.43 < 1 \qquad OK \qquad \text{کنترل معیار مقاومت}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1$$

$$C_{mx} = 1 \qquad \text{محافظه کارانه}$$

$$F'_{ex} = \frac{105 * 10^5}{\lambda_{bx}^2} = 645.7 \quad ; \quad \lambda_{bx} = \frac{K_x L_{bx}}{r_{bx}} = 127.52$$

$$\frac{328.94}{642} + \frac{1 * 290.17}{\left(1 - \frac{328.94}{645.7}\right) * 1440} + 0 = 0.92 < 1 \qquad OK \qquad \text{کنترل معیار پایداری}$$

کنترل برای کشش :

$$f_t = \frac{T}{A} = \frac{8000}{24.32} = 328.94 < 0.6\,F_y = 1440 \quad OK$$

$$A \text{ لازم} = \frac{T}{0.6\,F_y} = \frac{8000}{1440} = 5.55\ cm^2 < A \text{ موجود} = 24.32\ cm^2 \qquad OK$$

$$\lambda_{max} = \frac{L}{r_{min}} = \frac{628}{2.4624} = 255.03 < 300 \implies$$

$$\implies O.K \qquad (10 \text{ مبحث } 1-3-1-10) \quad \text{کنترل لاغری}$$

کنترل ترکیب تنش ها ی کشش محوری و خمش :

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1$$

$$\frac{328.94}{0.6 * 2400} + \frac{290.17}{1440} + 0 = 0.43 < 1 \qquad O.K$$

کنترل بادبند دیوار (فوقانی)

نکته : بهینه تر است که بادبند برای فشار طراحی و برای کشش کنترل گردد.

$$P_{max} = T_{max} \simeq 4000\ kg$$

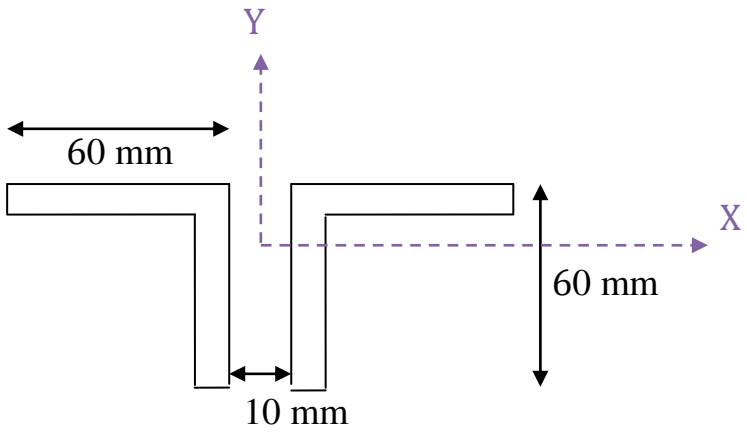
حداکثر نیروی محوری (کششی یا فشاری) از بادبند 175 و ترکیب بار (COMB 17) بدست آمده است.

کنترل برای فشار :

L=5.4626 m

مقطع مورد استفاده : 2L60

دوبل نبشی 60



$$r_x = 1.8468cm^3 = r_{min} = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{46.6571}{13.68}}$$

$$r_y = 2.8885\ cm^2 \qquad M_x = 3666.36\ kg.cm$$

$$A = 13.68\ cm^2 \qquad M_y = 0$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{0.5 * 546.26}{1.8468} = 147.9 \qquad S_x = 10.9039 cm^3$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{0.67 * 546.26}{2.8885} = 126.7 \qquad S_y = 17.5602\ cm^3$$

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{min}} = \frac{0.5 * 546.26}{1.8468} = 147.9 < 200 \Longrightarrow O.K \Rightarrow \text{کنترل لاغری} \rightarrow$$

$$\rightarrow F_a \simeq 480\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{4000}{13.68} = 292.39\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad \text{تنش فشاری موجود}$$

$$\text{لازم فشاری } A = \frac{P}{F_a} = \frac{4000}{480} = 8.33\ cm^2 < \text{موجود } A = 13.68\ cm^2 \quad OK$$

نکته : در ترکیب بارهایی که نیروی زلزله یا باد وجود دارد می توانیم تنش مجاز را 33% افزایش و یا ترکیب بار را 25% کاهش دهیم.

طبق بند 10-3-9-3-1-5 مبحث دهم نیازی به اعمال شرایط لاغری اعضای قطری فشاری نیست.

کنترل ترکیب تنش های فشار محوری و خمش :

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{292.39}{480} = 0.6 > 0.15 \Longrightarrow \frac{f_a}{0.6\ F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

$$F_{bx} = F_{by} = 0.6\,F_y = 1440\ kg/cm^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{3666.36}{10.9039} = 336.24 < 1440$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{0}{39.6956} = 0$$

$$\frac{292.39}{1440} + \frac{336.24}{1440} + \frac{0}{1440} = 0.43 < 1 \qquad OK$$ کنترل معیار مقاومت

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \le 1$$

$$C_{mx} = 1$$ محافظه کارانه

$$F'_{ex} = \frac{105 * 10^5}{\lambda_{bx}^2} = 480.01 \quad ; \quad \lambda_{bx} = \frac{K_x L_{bx}}{r_{bx}} = 147.9$$

$$\frac{292.39}{480 * 1.33} + \frac{1 * 336.24}{\left(1 - \frac{292.39}{480.01}\right) * 1440 * 1.33} + 0 = 0.9 < 1$$ کنترل معیار پایداری

کنترل برای کشش :

$$f_t = \frac{T}{A} = \frac{4000}{13.68} = 292.39 < 0.6\,F_y = 1440 \quad OK$$

$$A = \frac{T}{0.6\,F_y} = \frac{4000}{1440} = 2.77\ cm^2 < \text{موجود}\ A = 13.68\ cm^2 \qquad OK \quad \text{لازم}$$

$$\lambda_{max} = \frac{L}{r_{min}} = \frac{546.26}{1.8468} = 295.78 < 300 \implies$$

$$\implies O.K \qquad (1-3-1-10) \qquad \text{کنترل لاغری}$$

کنترل ترکیب تنش ها ی کشش محوری و خمش :

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1$$

$$\frac{292.39}{0.6 * 2400} + \frac{336.24}{1440} + 0 = 0.43 < 1 \qquad O.K$$

طراحی بادبند سقف

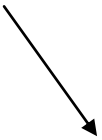
نکته : می توان نیروی طراحی را مستقیماً از نتایج تحلیل رایانه ای نیز استخراج کرد ، اما در این پروژه این نیرو به صورت دستی محاسبه می شود که کمی بحرانی تر از نتایج تحلیل نیز بدست می آید.

$$\text{سطح بادگیر } A = 6 * 28 + \frac{1}{2} * 28 * 3.5 = 217\ m^2 = 2170000\ cm^2$$

$$\text{فشار باد بر روی سطوح قائم } P = 105.3\ kg/m^2$$

$$\text{کل نیروی بار وارد بر دیوار } P_{\mathrm{T}} = 105.3 * 217 = 22850.1\ \mathrm{kg}$$

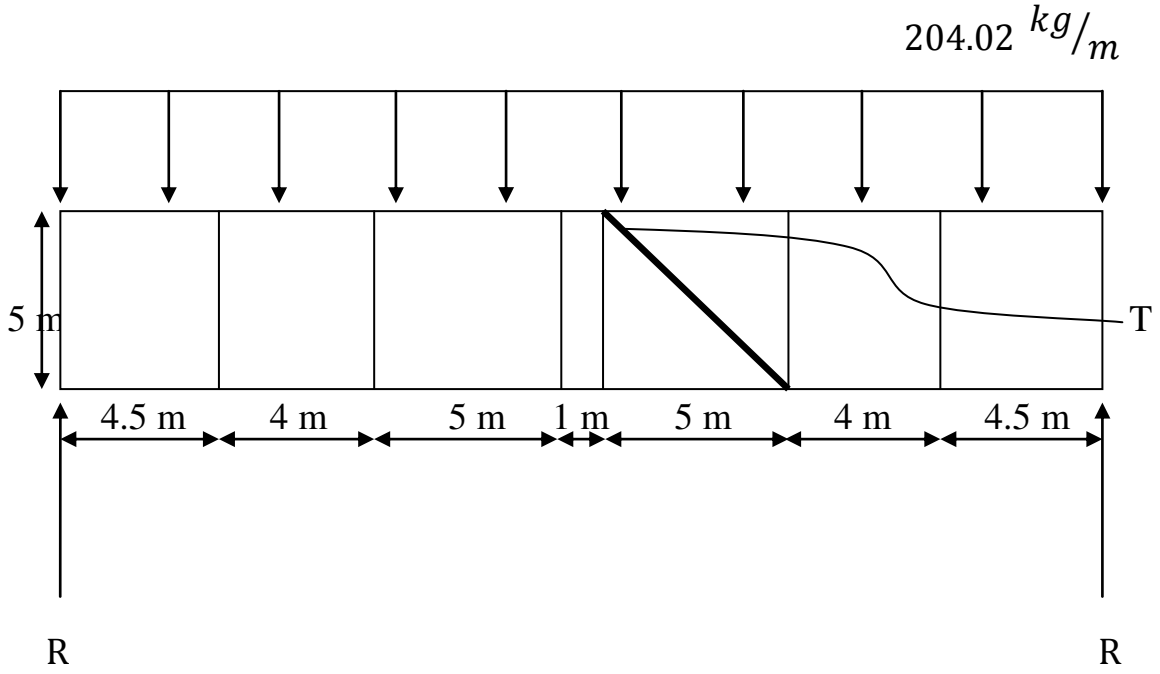
$$22850.1 * 0.5 = 11425.05\mathrm{kg}$$



تقسیم بر 2 کردیم زیرا به صورت تخمینی نیمی از کل نیروی باد به پایین ستون (به تکیه گاه ها) و نیمی دیگر به بالای ستون (تیرها) که بادبندها قرار دارند وارد می شود.

$$\text{نیروی وارد بر واحد طول} = \frac{11425.05}{28} = 408.0375\ \mathrm{kg/m}$$

چون در جهت وزش باد دو سیستم مهاربندی وجود دارد ، به هر سیستم مهاربندی نصف بار فوق وارد می شود.



نکته : طول اسمی بلندترین بادبند طبق شکل فوق قابل محاسبه است . اما ما طول واقعی را از مدل کامپیوتری استخراج می کنیم که برابر است با L=717.9 cm

$$T = \frac{R}{\cos\beta} = \frac{2856.28}{\cos 45} = 4039.39\ kg$$

$$0.33F_u = F_t \qquad R = \frac{204.02*28}{2} = 2856.28\ kg$$

$$A_s \text{لازم} = \frac{T}{1.33(0.33F_u)} = \frac{4039.39}{1.33 * 0.33 * 3700} = 2.487 cm^2$$

در نتیجه از میلگرد $\phi 25$ با سطح مقطع $A = 4.91\ cm^2$ استفاده می کنیم.

نکته : اخیراً کمتر از میلگرد برای بادبند سقف استفاده می شود و به جای آن از کابل استفاده می شود . در این پروژه بادبند سقف با میلگرد طراحی شده اما در مدلسازی رایانه ای از کابلی با مشخصات میلگرد طراحی شده استفاده شده.

کنترل لاغری :

$$\frac{L}{d} = \frac{717.9}{2.5} = 287.16 < 300 \qquad OK$$

طراحی سینه بند

سینه بند ها را بر اساس دو درصد نیروی فشاری بال تیر ، حاصل از لنگر خمشی حداکثر ، از نبشی طراحی می کنیم.

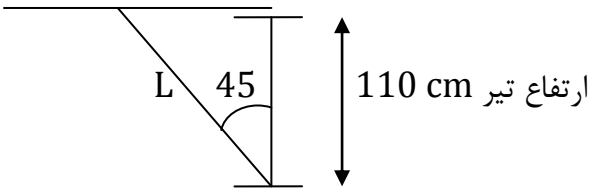
(تیر شماره 28 ، ترکیب بار COMB8) $M \simeq 71600\ kg.m$

نیروی بال فشاری تیر $F = \frac{MQ}{I} = \frac{7160000 * 30 * 1.4 * 54.3}{\frac{30 * 110^3}{12} - 2 * \frac{14.4 * 107.2^3}{12}} = 44028.04\ kg$

نیروی سینه بند $P = 0.02 * F \simeq 880.5608\ kg$

اگر از نبشی *L50*50*5* استفاده کنیم خصوصیات هندسی آن به شرح زیر است:

$r_{min} = 0.98\ cm$ $A = 4.8\ cm^2$



طول سینه بند $L = \frac{110}{\cos 45} \simeq 155.56\ cm$

$\frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 * 155.56}{0.98} \simeq 159 \rightarrow F_a = 416\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{880.5608}{4.8} = 183.45\ {}^{kg}/_{cm^2} < F_a = 416 \qquad OK$$

بنابراین از نبشی یاد شده استفاده می کنیم.

اگر برای اتصال سینه بند به تیر قاب از دو ورق با ابعاد (120*120*5) در طرفین جان و از پیچ های با تنش مجاز برشی $F_v = 1120\ {}^{kg}/_{cm^2}$ و قطر 1.6 cm استفاده شود ، برای کنترل تنش برشی در پیچ ها داریم :

$$f_v = \frac{P}{A_b} = \frac{880.5608}{\pi * 1.6^2} = 109.54\ {}^{kg}/_{cm^2} < F_v = 1120\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad OK$$

اگر تنش مجاز لهیدگی را $F_p = 1.2F_u$ در نظر بگیریم ، برای کنترل لهیدگی در ساق نبشی خواهیم داشت :

$$f_p = \frac{P}{d_b t} = \frac{880.5608}{1.6 * 0.5} = 1100.701 < F_p = 1.2F_u = 4440\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad OK$$

طراحی لاپه : (Purlin) :

افت مجاز لاپه ها براساس آیین نامه AISC $\frac{1}{180}$ دهانه ی لاپه است که البته در مراجع پارسی این افت $\frac{1}{200}$ دهانه ی لاپه پیشنهاد شده است. (بند 3-7 نشریه‌ی 325)

$$L\left(\text{طول هر لاپه}\right) = 5\ m$$

فاصله لاپه ها از یکدیگر 103 سانتی متر است .

در وسط هر لاپه یک میل مهار عمود بر آن وجود دارد . (*Sagrod*)

$$L = \sqrt{100^2 + 25^2} \simeq 103.0776406\ cm \approx 103\ cm$$

$$P_{(kg/m)} = (DL + S)\left(\text{فاصله لاپه ها}\right) = (60 + 150) * 1.03 = 216.3\ \text{kg/m}$$

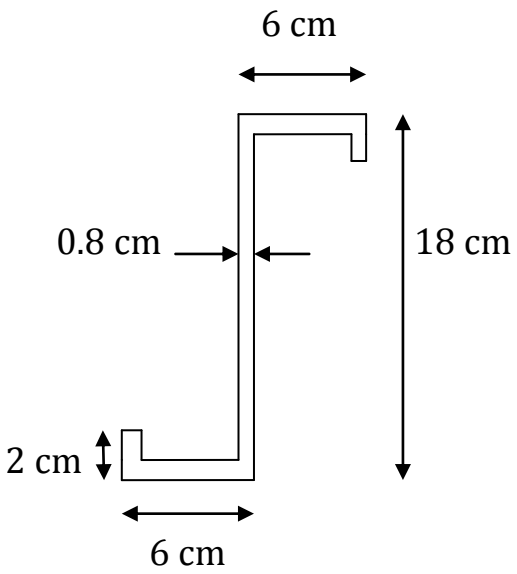
$$P_y = P cos\alpha = 216.3 \times \cos 14.03 = 209.84\ kg/m$$

$$P_x = P sin\alpha = 216.3 \times \sin 14.03 = 52.43\ kg/m$$

از آنجا که تکیه گاه جانبی در فاصله 2.5 متری از تکیه گاه ها قرار دارد لذا در جهت اطمینان لاپه را بدون تکیه گاه جانبی در نظر گرفته و داریم :

$$F_b = 0.6\ F_y = 0.6 \times 2400 = 1440\ kg/cm^2$$

خصوصیات هندسی مقطع اولیه پیشنهادی :



مساحت مقطع $A = 2(\,6 * 0.8 + 1.2 * 0.8\,) + \,(\,18 - 2 * 0.8\,) * \,0.8 = 24.64$

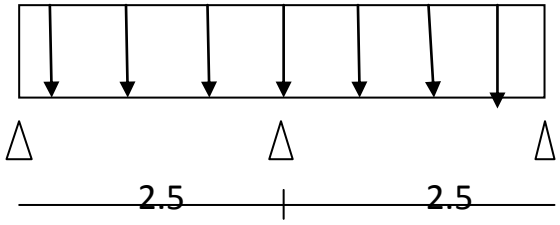
$$I_{\mathrm{y}} \simeq 2 * 0.8 * \frac{6^3}{3} + 2 * 2 * 0.8 * 6^2 \simeq 230\mathrm{cm}^4$$

$$I_{\mathrm{x}} \simeq 0.8 * \frac{18^3}{12} + 2 * 6 * 0.8 * 9^2 + 2 * 2 * 0.8 * 8^2 \simeq 1370\mathrm{cm}^4$$

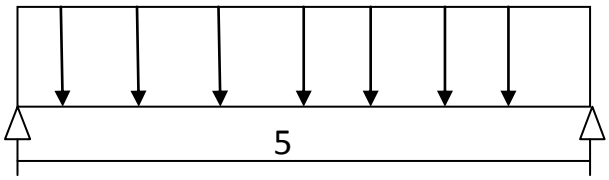
$$I_{xy} = \sum Ad \times dy$$

$\simeq$ سخت پیچشی I_{xy} (مماس اینرسی حاصلضرب)

$$\simeq 2 * 6 * 0.8 * 3 * 9 + 2 * 2 * 0.8 * 6 * 8 \simeq 413\ cm^4$$



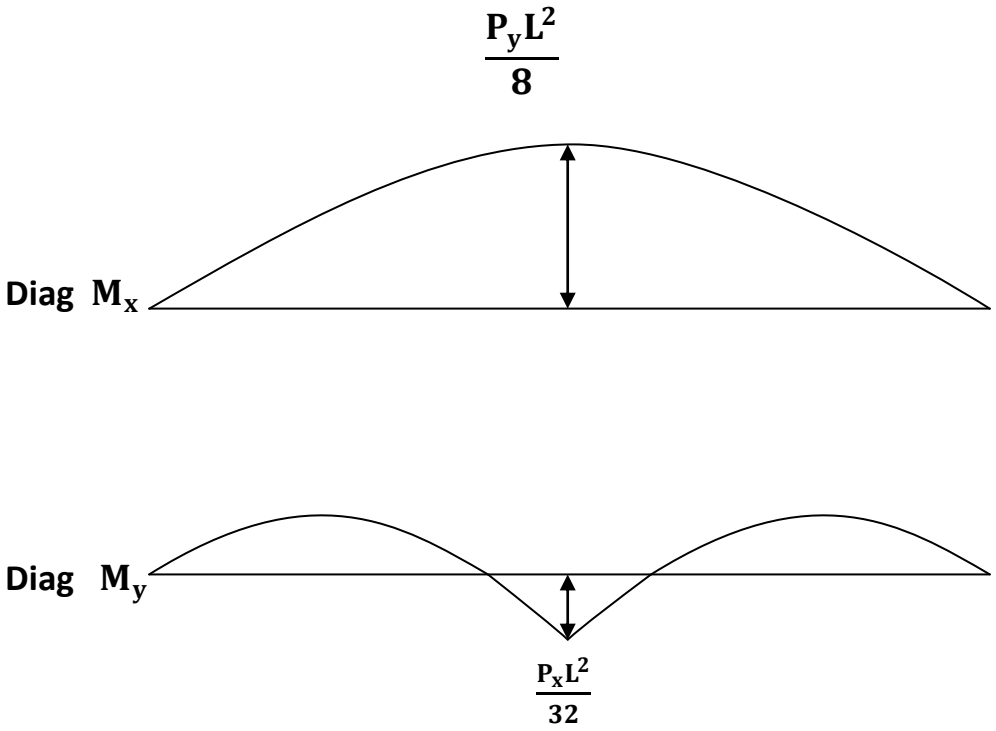
حول محور ضعیف (y) خمش ایجاد می کند $P_{\mathrm{x}} = 52.43 \frac{kg}{m}$



حول محور قوی (x) خمش ایجاد می کند $P_{\mathrm{y}} = 209.84 \frac{kg}{m}$

محاسبه لنگرهای خمشی M_x و M_y در وسط دهانه :

لاپه برای خمش حول محور X همانند یک دهانه ی ساده و برای خمش حول محور Y همانند یک تیر یکسره ی دو دهانه عمل می کند.



$$M_x = \frac{P_y L^2}{8} = \frac{209.84 * 5^2}{8} = 655.75\ kg.m = 65575\ kg.cm$$

$$M_y = \frac{P_x L^2}{32} = \frac{52.43 * 5^2}{32} = 40.96\ kg.m = 4096\ kg.cm$$

تنش موجود خمشی در مقاطعی که محورهای اصلی آن بر محورهای خمش منطبق نیستند برابر است با :

$$f_b = \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} y + \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} x$$

در رابطه ی فوق M_x و M_y هنگامی مثبت هستند که در جهت مثبت محور های x و y قرار داشته باشند.معادله ی تنش برای لنگر های خمشی در وسط دهانه با جایگذاری مناسب به صورت زیر می باشد :

$$f_b = \frac{65575 * 230 - 4096 * 413}{1370 * 230 - 413^2} y + \frac{4096 * 1370 - 65575 * 413}{1370 * 230 - 413^2} x$$
$$= 92.64\, y - 148.559\, x$$

تنش حد اکثر در نقطه ای با مختصات x=0 و y=9 برابر است با :

$$f_{b_{max}} = 833.76 < 0.6F_y = 1440 \qquad OK$$

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5}{384} * \frac{P_y L^4}{EI_{max}} = \frac{5}{384} * \frac{2.0984 * 500^4}{2.1 * 10^6 * 1503.89} = 0.54\ cm\ < \frac{L}{180} \qquad OK$$

طراحی میل مهار (sagrod)

- قطر حداقل میل مهار 12 mm است.

شیب سقف $tg\,\alpha = 0.249 \quad \alpha = 14.03$

$$q = Psin\,\alpha * \frac{L_p}{2} * L_R$$

L_p : طول لاپه (پرلین)

L_R : طول تیر مورب (Rafter)

$$q = 216.3 * \sin 14.03 * \frac{5}{2} * 14.437 = 1892.60\ kg$$

$$\text{لازم } A_s = \frac{q}{F_t = 0.33\ F_u} = \frac{1892.6}{0.33 * 3700} = 1.55\ cm^2$$

$$use\ \phi\ 16 \Rightarrow A \simeq 2cm^2$$

بنابراین از میلگرد 16 استفاده می کنیم.

طراحی تیر آبچکان

طول افقی تیر آبچکان را L=1 m در نظر می گیریم.

$$q = (DL + S) * 5 = (60 + 150) * 5 * 2 = 2100\ kg/m$$

به دلیل این که تیر آبچکان طره می باشد نیروی وارد بر آن را دو برابر می کنیم.

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{2} = \frac{2100 * 1^2}{2} = 1050\ kg.m$$

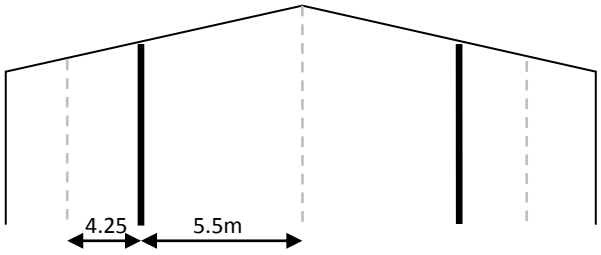
با فرض اینکه تنش مجاز خمش برابر $F_b = 0.6\ F_y$ باشد برای تعیین اساس مقطع مورد نیاز داریم :

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S} = \frac{105000}{S} \leq F_b = 0.6\ F_y = 1440\ \rightarrow$$

$$\rightarrow S \geq \frac{105000}{1440} \rightarrow S \geq 72.91\ cm^3$$

بنابراین IPE140 با اساس مقطع $S=77.3\ cm^3$ برای آبچکان مناسب است .

کنترل ستون کله (Gable Column)



مساحت بار گیری ستون $A = \left[\frac{(7+8.13)*4.25}{2}\right] + \left[\frac{(8.13+9.5)*5.5}{2}\right] =$

$$= 80.65\ m^2$$

طول ستون : L=8.13 فشار باد بر سطوح قائم $p=105.3\ kg/m^2$

$$q = (4.25+5.5)m * 105.3\frac{kg}{m^2} = 1026.675\frac{kg}{m}$$

اگر ستون کله مانند یک تیر دو سر مفصل عمل کند ، حداکثر لنگر خمشی در وسط دهانه برابر است با

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1026.675 * 8.13^2}{8} = 8482.5\ kg.m$$

از آنجایی که دیوارهای سوله از نوع سبک می باشند و جهت اطمینان ، این عضو را بدون اتکای جانبی در نظر می گیریم : $F_b = 0.6\ F_y$

در این مرحله چون تنش خمشی مقطع را نداریم لذا آن را برابر تنش مجاز خمش (F_b) در نظر می گیریم :

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{848250\ kg.cm}{S} \leq F_b \rightarrow S \geq \frac{M}{F_b} = \frac{848250}{0.6 * 2400} \approx 590\ cm^3$$

$$\rightarrow \text{لازم } S \geq 590\ cm^3$$

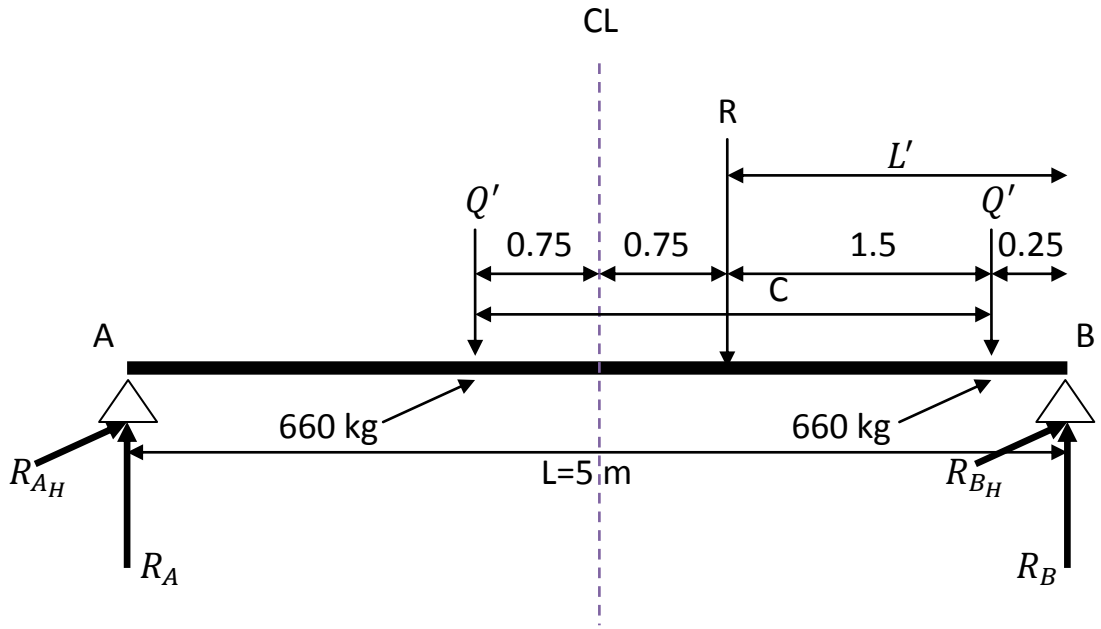
مقطع طراحی شده با نرم افزار $(HE-B)IPB220$ با اساس مقطع $S = 736\ cm^3$ می باشد.

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{848250\ kg.cm}{736} = 1152.51 \frac{kg}{cm^2} < 1440 = F_b = 0.6\ F_y \quad OK$$

بنابراین مقطع انتخابی مناسب است.

طراحی تیرحمال جرثقیل

نکته : اتصال تیر باربر ریل جرثقیل به ستونهای ساختمان باید قادر به انتقال رانش جانبی جرثقیل باشد ، ولی اجازه چرخش انتهای تیر را بدهد.(نشریه 325 بند 4-2-3)



بحرانی ترین وضعیت بارگذاری برای ایجاد بیشترین لنگر خمشی (حول هر دو محور قوی و ضعیف) روی تیرحمال به گونه ای است که سنترلاین تیر فاصله ی بین برآیند نیروهای ناشی از چرخ های پل (R) و یکی از چرخ های پل را نصف کند (شکل فوق را ببینید). به عبارت دیگر فاصله برآیند بارهای دو چرخ پل با یکی از تکیه گاه ها برابر مقدار زیر باشد :

$$L' = \frac{L}{2} - \frac{C}{4} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{L}{2} - \frac{C}{4} = \frac{5}{2} - \frac{3}{4} = 2.5 - 0.75 = 1.75m$$

محاسبه حداکثر لنگر خمشی حول محور قوی (M_v) (ناشی از بارهای قائم) :

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 9000*25 + 9000*3.25 - R_A*5 = 0$$

$$2250 + 29250 - 5R_A = 0 \Rightarrow 5R_A = 31500 \Rightarrow R_A = 6300kg$$

$$R_B = 11700kg$$

M_V لنگر خمشی حداکثر حول محور قوی برابر است با :

$$M_v = R_A*(2.5-0.75) = 6300*1.75 = 11025kg.m$$

محاسبه حداکثر لنگر خمشی حول محور ضعیف (M_H) (ناشی از بارهای جانبی) :

با توجه به موقعیت مشابه بارهای جانبی و قائم، روش محاسبه مشابه روش محاسبه M_V است.

برای بارهای جانبی $\sum M_B = 0 \rightarrow 660*0.25 + 660*3.25 - R_{A_H}*5 = 0$

$$5R_{A_H} = 2310 \Rightarrow R_{A_H} = 462kg$$

$$R_{B_H} = 858kg$$

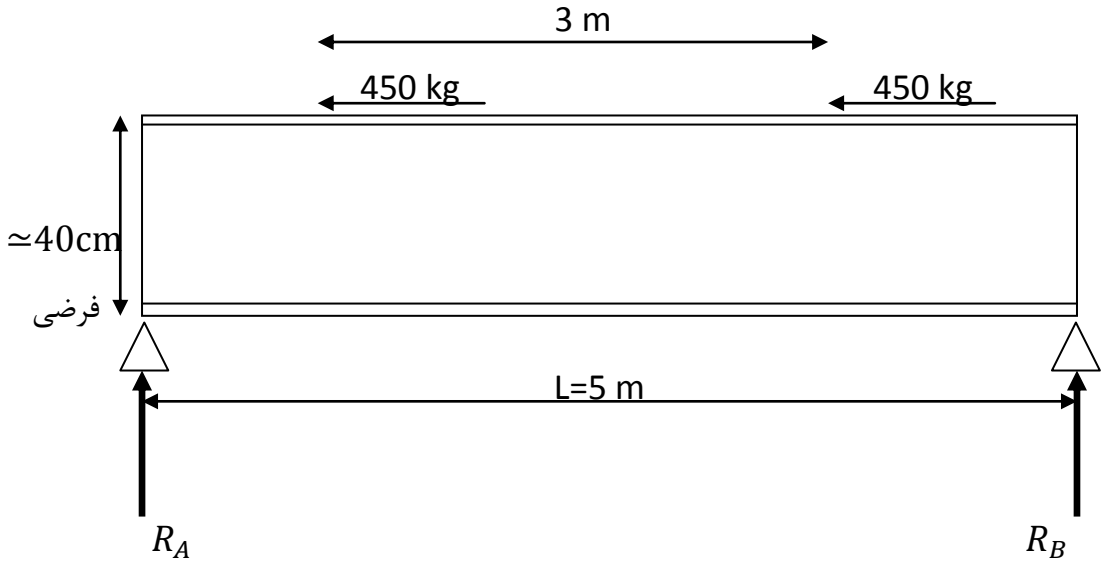
M_H لنگر خمشی حداکثر حول محور ضعیف برابر است با :

$$M_H = R_{A_H}*1.75 = 462*1.75 = 808.5kg.m$$

و یا به طور مستقیم می توان نوشت :

$$M_H = \frac{\text{نیروی افقی یک چرخ پل}}{\text{نیروی قائم همان چرخ}} * M_v = \frac{660}{9000} * 11025 = 808.5\ kg.m$$

محاسبه حداکثر لنگر خمشی حول محور قوی (M_{VL}) (ناشی از بارهای طولی) :



برای بارهای طولی $\sum M_B = 0 \Rightarrow 450*0.4 + 450*0.4 - 5*R_A = 0$

$$5R_A = 2(450*0.4) = 900*0.4 = 360$$

$$R_A = 72kg$$

برای بارهای طولی $\sum M_A = 0 \Rightarrow 900*0.4 + 5*R_B = 0 \Rightarrow R_B = -72kg$

$$M_{VL} = R_A*1.75 = 72*1.75 = 126kg.m$$

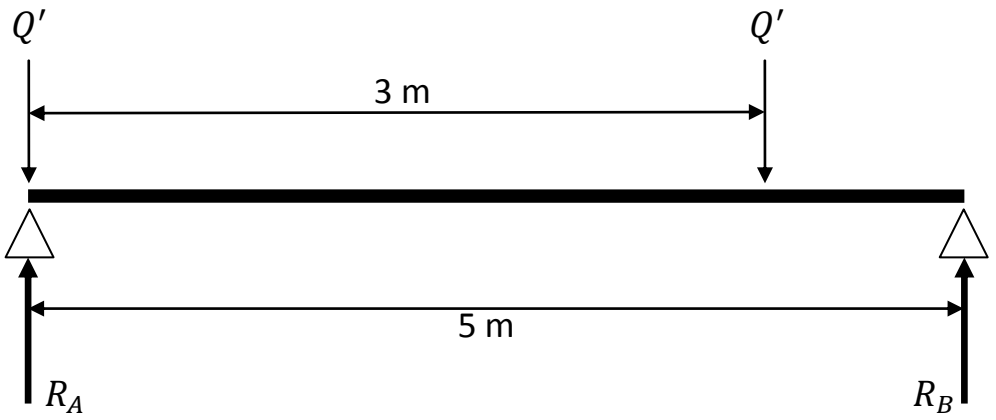
در نهایت لنگرهای طراحی در راستای قائم و عرضی برابر خواهند بود با :

حول محور قوی $M_{3-3(Major\ \ axe)} = 11025 + 126 = 11151kg.m$

حول محور ضعیف $M_{2-2(\min or\ \ axe)} = M_H = 808.5kg.m$

محاسبه حداکثر نیروی برشی :

حداکثر نیروی برشی زمانی ایجاد می گردد که یکی از چرخ های پل روی ابتدا یا انتهای تیر حمال باشد.



$$R_A = 9000 + 9000\left(\frac{5-3}{5}\right) = 12600kg$$

$$R_B = 9000\left(\frac{3}{5}\right) = 5400kg$$

$$\Rightarrow V_{\max} = 12600kg$$

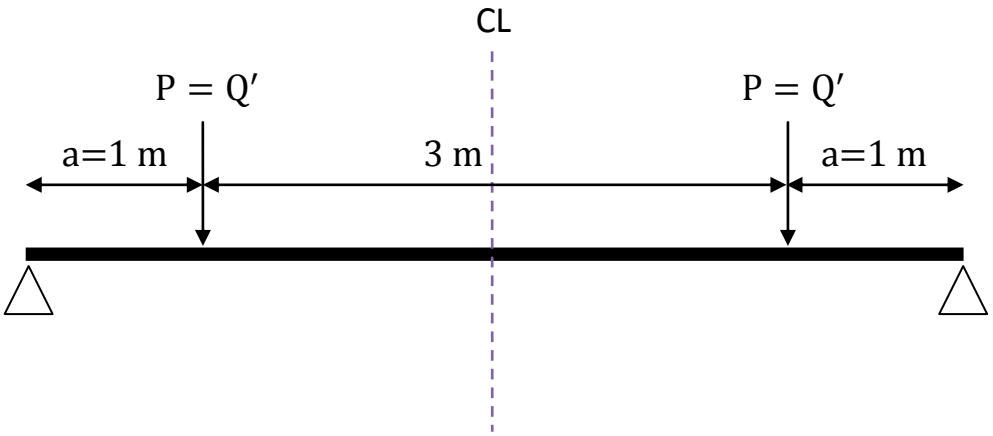
محاسبه ی ممان اینرسی های لازم جهت حدس مقطع اولیه :

طبق بند 6-1 و 7-6 نشریه ی 325 : تیرهای باربر نباید مانعی برای حرکت جرثقیل در طول تیر ایجاد کنند ، لذا حداکثر خیز مجاز برای تیرهای باربر جهت جلوگیری از مشکلات حرکتی (ناشی از خیر زیاد) و در نظر گرفتن آثار دینامیکی بار (به علت ارتعاش ایجاد شده در جرثقیل) به $\frac{1}{1000}$ طول دهانه محدود می شود.

$$\delta_{\max} = \frac{L}{1000} = \frac{5wL}{384EI} + \frac{PL^3}{6EI}\left[\frac{3a}{4L} - \left(\frac{a}{L}\right)^3\right] \qquad ; \quad a = 1 \le 0.65L$$

خیز ناشی از بار گسترده ی یکنواخت (وزن تیر)

خیز ناشی از دو بار متمرکز با فاصله های مساوی a از تکیه گاه ها



$$\Rightarrow I_x \ge I_{x\min} = \frac{1000*5wL^3}{384E} + \frac{1000PL^2}{6E}\left[\frac{3a}{4L} - \left(\frac{a}{L}\right)^3\right]$$

$$I_{x\min} = \frac{1000*5*1.2*500^3}{384*2.03*10^6} + \frac{1000*9000*500^2}{6*2.03*10^6}\left[\frac{3*100}{4*500} - \left(\frac{100}{500}\right)^3\right]$$

$$I_{x\min} = 962.1305419 + 184729.064[0.142] = 27193.65763cm^4$$

تغییر مکان (خیز) جانبی مجاز $\frac{L}{400}$ در نظر گرفته می شود ، از این رو حداقل I_y لازم برای اینکه خیز جانبی مقطع در محدوده ی مجاز باشد بصورت زیر محاسبه می گردد :

$$H = \frac{\lambda_x F_H}{2} = 660\ kg$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{400} = \frac{HL^3}{6EI_y}\left[\frac{3a}{4L} - \left(\frac{a}{L}\right)^3\right]$$

$$I_y \frac{L}{400} = \frac{HL^3}{6E}\left[\frac{3a}{4L} - \left(\frac{a}{L}\right)^3\right]$$

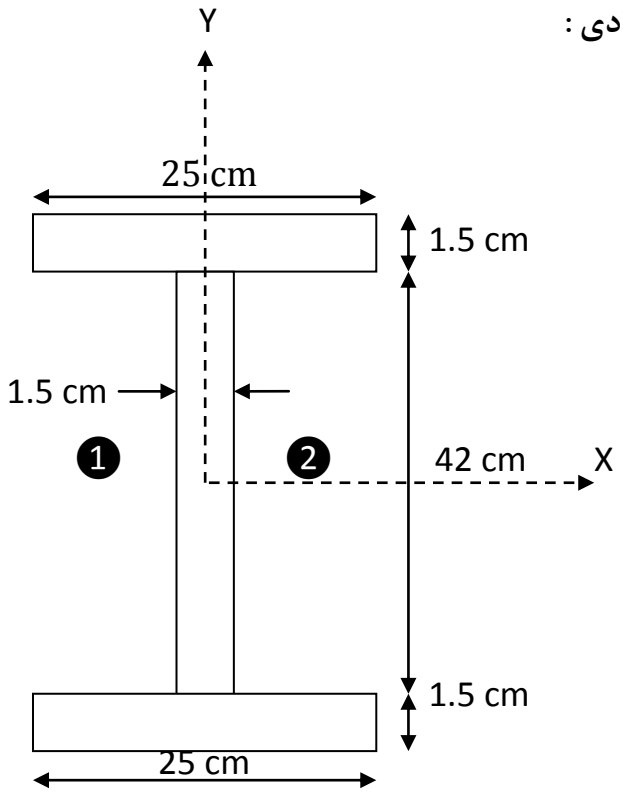
$$\text{لازم } I_y \geq I_{y\,min} = \frac{400HL^2}{6E}\left[\frac{3a}{4L} - \left(\frac{a}{L}\right)^3\right]$$

$$I_{y\,min} = \frac{400 * 660 * 500^2}{6 * 2.03 * 10^6}\left[\frac{3 * 100}{4 * 500} - \left(\frac{100}{500}\right)^3\right] = 5418.719 * [0.142] =$$

$$= 769.458\ cm^4$$

مقطع انتخابی اولیه باید I_x ای بزرگتر از $I_{x\min}$ و I_y ای بزرگتر از $I_{y\min}$ داشته باشد.

مقطع پیشنهادی :



$A=2*1.5*25+42*1.5=138\ cm^2$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} - (I_1 + I_2) =$$

$$= \frac{25 * 45^3}{12} - \left(2 * \frac{11.75 * 42^3}{12}\right) = 44754.75\ cm^4 > I_{x\ min} \qquad OK$$

$$I_y = I_{\text{بال}} I_{\text{بال}} I_{\text{جان}} = 2\left(\frac{1.5 * 25^3}{12}\right) + \frac{42 * 1.5^3}{12} = 3918.06\ cm^4 > I_{y\ min} \qquad OK$$

$$S_x = \frac{I_x}{C_x} = \frac{44754.75}{22.5} = 1989.1 cm^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{C_y} = \frac{3918.06}{12.5} = 313.44cm^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \left(\frac{I_x}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{44754.75}{138}\right)^{\frac{1}{2}} = 18.008cm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \left(\frac{I_y}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{3918.06}{138}\right)^{\frac{1}{2}} = 5.328cm$$

چنانچه طول مهار نشده تیر حمال جرثقیل 5 متر در نظر گرفته شود (K=1) ، برای تعیین تنش مجاز فشاری و خمشی می توان نوشت :

$$\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{500}{18.008} = 27.76 \quad \text{و} \quad \lambda_y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{500}{5.328} = 93.84 \approx 94 \Rightarrow F_a = 928kg/cm^2$$

محاسبه ی تنش های موجود فشاری f_a و خمشی f_{bx} و f_{by} :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{F_y}{A} = \frac{900kg}{138cm^2} = 6.52\,{}^{kg}\!/_{cm^2}$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{M_{3-3}}{S_x} = \frac{11151kg.m*100}{1989.1} = 560.60\,{}^{kg}\!/_{cm^2}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{M_{2-2}}{S_y} = \frac{808.5*100}{313.44} = 257.94\,{}^{kg}\!/_{cm^2}$$

محاسبه ی تنش مجاز خمشی :

1-5-1-10 مبحث 10 :

$$F_{bx}=F_b=\frac{840000*c_b*A_f}{Ld}=\frac{840000*1*25*1.5}{500*45}=1400^{kg}/_{cm^2}\prec 0.6F_y=1440^{kg}/_{cm^2}$$

2-5-1-10 مبحث 10 :

چون مقطع شرایط فشردگی را دارد (جوش بالها به جان سراسری است و در بال فوقانی که تحت فشار است ، نسبت پهنای آزاد به ضخامت ، شرایط فشردگی را ارضا می کند) لذا تنش مجاز خمشی آن حول محور ضعیف برابر است با :

$$F_{by}=0.75F_y=1800kg/cm^2$$

با تقریب مناسبی فرض می کنیم تنها بال فوقانی نیمرخ در مقابل لنگر خمشی حول محور ضعیف (محور y) مقاومت می کند. چون اساس مقطع هربال نسبت به محور y تقریباً نصف اساس مقطع S_y نیمرخ است از این رو تنش های خمشی f_{by} را دو برابر کرده و مقطع نیمرخ را کنترل می کنیم.

چون $\frac{f_a}{F_a}=0.0089\prec 0.15$ (1-7-1-10 مبحث 10) تنها کنترل معیار مقاومت لازم است و خواهیم داشت :

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{2f_{by}}{F_{by}}=\frac{6.52}{928}+\frac{560.6}{1400}+\frac{2*257.94}{1800}=0.694<1 \qquad OK$$

کنترل برش :

نکته : همان طور که پیش از این نیز عنوان شد حداکثر برش زمانی رخ می دهد که یکی از نیروهای متمرکز ناشی از چرخ های پل ، روی یکی از تکیه گاه ها ی تیر حمال قرار گیرد که در این حالت حداکثر عکس العمل در تکیه گاه ایجاد می شود.

$$V_{\max} = R = 12600kg$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{42}{1.5} = 28 \prec \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 65 \Rightarrow F_V = 0.4F_y = 0.4*2400 = 960kg/cm^2$$

خوب است $f_V = \frac{V_{\max}}{dt_w} = \frac{12600}{45*1.5} = 186.66kg/cm^2 \prec F_V = 960kg/cm^2$ تنش برشی موجود

کنترل تسلیم موضعی جان و کنترل لهیدگی در جان تیرورق (10-1-11-1-3 و 10-1-11-1-4 مبحث 10) :

با فرض استفاده از ریل استاندارد A45 در جهت اطمینان می توان فرض کرد که نیروی متمرکز 12600kg در عرض 2.4 cm به جان تیرورق منتقل می شود ، بنابراین :

$$R = V_{maz} \qquad N = 2.4cm \succ K \qquad K = t_f + 0.8 = 1.5 + 0.8 = 2.3cm$$

باتوجه به اینکه بار متمرکز در فاصله ای کمتر از ارتفاع کل مقطع تیر (45cm) از انتهای تیر وارد می شود داریم :

$$f_p = \frac{R}{t_w(N+2.5K)} = \frac{12600}{1.5(2.4+2.5*2.3)} = \frac{12600}{12.225} = 1030.67 \prec 0.66F_y = 0.66*2400 = 1584kg/cm^2$$

در نتیجه نیازی به سخت کننده های فشاری نیست و تسلیم موضعی در جان رخ نمی دهد.

برای کنترل لهیدگی جان داریم :

$$R = V_{\max} = 12600$$

$$R_{\max} = 285t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{3/2}\right]\sqrt{F_{yw}\frac{t_f}{t_w}} = 285*1.5^2\left[1+3\left(\frac{2.4}{45}\right)\left(\frac{1.5}{1.5}\right)^{3/2}\right]\sqrt{2400\frac{1.5}{1.5}} = 36441.05kg$$

$R = 12600 \prec 36441.05kg = R_{\max}$ خوب است

کنترل تغییر مکان (خیز) :

حداکثر خیز تیر حمال جرثقیل طبق بند 7-6 نشریه ی 325 برابر $\frac{1}{1000}$ طول دهانه می باشد.

(آیین نامه های اروپایی این خیز را $\frac{1}{600}$ طول دهانه پیشنهاد می کنند)

$$\delta_{\max} = \frac{5wl^4}{384EI_x} + \frac{PL^3}{6EI_x}\left[\frac{3a}{4L} - (\frac{a}{L})^3\right] =$$

$$= \frac{5*1.2*500^4}{384*2.03*10^6*44754.75} + \frac{9000*500^3}{6*2.03*10^6*44754.75}\left[\frac{3*100}{4*500} - \left(\frac{100}{500}\right)^3\right] = 0.303cm$$

$$\delta_{\max} = 0.303 \prec \frac{L}{1000} = \frac{500}{1000} = 0.5 \Rightarrow OK$$

باتوجه به اینکه در حدس مقطع اولیه ، ممان اینرسی های لازم را از رابطه ی کنترل خیز بدست آوردیم ، بدیهی است که تغییر مکان جانبی نیز پاسخگو بوده یعنی کمتر از $\frac{L}{400}$ می باشد.

کنترل کمانش موضعی بال فشاری :

$$\frac{h}{t_w}=\frac{42}{1.5}=28\prec 50\Rightarrow k_c=1$$

$$\frac{795}{\sqrt{F_y/k_c}}=\frac{795}{\sqrt{2400/1}}=16.227$$

$$\frac{b_f}{2t_f}=\frac{25}{2*1.5}=8.3\prec \frac{545}{\sqrt{F_y}}=11.12\Rightarrow \text{ مناسب است}$$

کنترل لاغری جان تیر :

طبق بند 10-1-6-1 مبحث 10

اگر از قطعات سخت کننده جان استفاده نشده باشد یا فواصل آنها از یکدیگر بیش از 1.5 برابر ارتفاع آزاد جان (بین دو بال) باشد ، لاغری حداکثر جان بصورت زیر کنترل می شود :

$$\frac{h}{t_w}\prec \frac{985*10^3}{\sqrt{F_y(F_y+1160)}}\Rightarrow \frac{42}{1.5}=28\prec 337\Rightarrow \text{ مناسب است}$$

کنترل کمانش خمشی جان :

طبق بند 10-1-6-2 مبحث 10

$$\frac{h}{tw}=\frac{42}{1.5}=28\prec\frac{6370}{\sqrt{F_b}}=170.24\Rightarrow$$

مناسب است و نیازی به کاهش تنش خمشی مجاز بال به دلیل کمانش خمشی جان نیست.

طراحی تیرهای فرعی طولی (Strutt)

استرات ها برای فشار طراحی می گردند.

$$P \simeq 2600$$

مقطع انتخابی : قوطی 70*70*4 mm

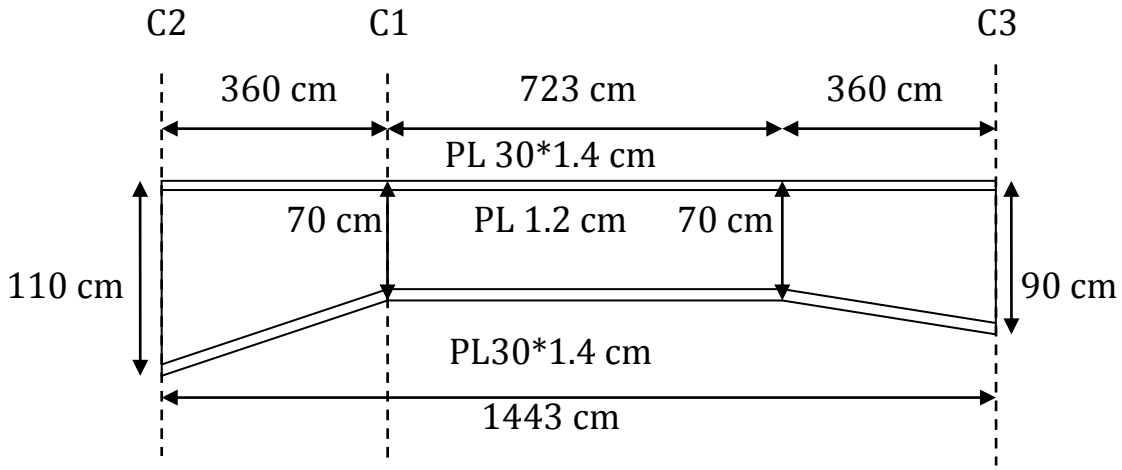
$$A = 10.56\ cm^2 \qquad r_x = r_y = 2.6994\ cm$$

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 * 500}{2.6994} = 185.22 < 200 \quad OK \quad \rightarrow \quad F_a \simeq 306\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{2600}{10.56} = 246.21 < F_a = 306\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad OK$$

طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com

کنترل تیر (Rafter)



نتایج حاصل از تحلیل رایانه ای برای تیر بحرانی شماره ی 28 تحت ترکیب بار بحرانی COMB 36 به شرح زیر می باشند :

	M	P	V
مقطع C2 :	66050 kg.m	14610 kg	13850 kg
مقطع C1 :	22037 kg.m	13690 kg	10175 kg
مقطع C3 :	20285 kg.m	10735 kg	1861 kg

تعیین طول مهار نشده تیر جهت محاسبه فاصله سینه بندها :

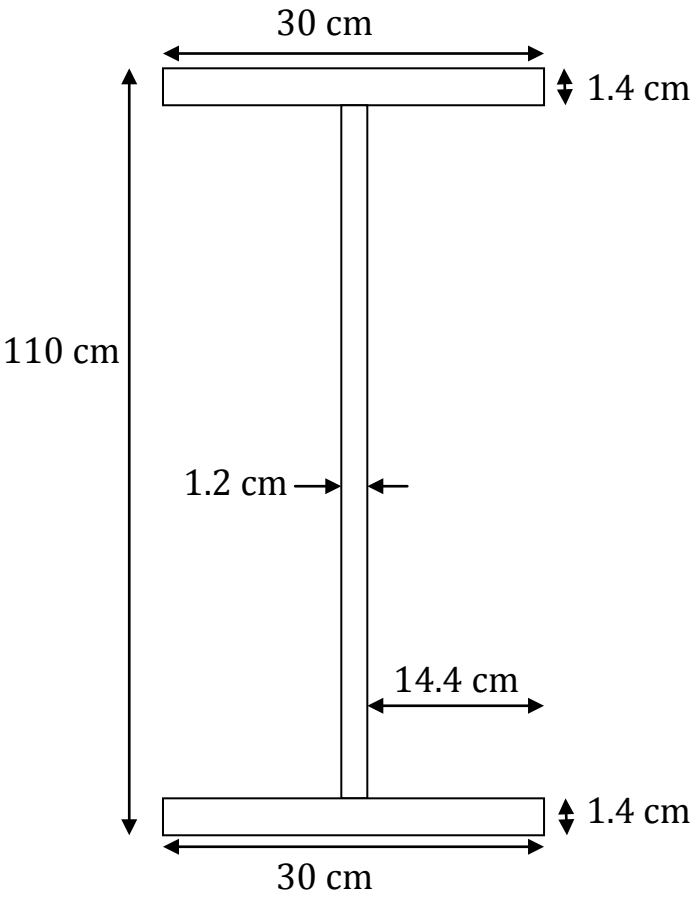
برای این منظور می توان تنش $F_{s\gamma}$ را برابر $0.6F_y = 1440\ kg/cm^2$ قرار داد. در جهت اطمینان $h_s=1$ و $d_{o\ ave}$ متوسط ارتفاع جان در فاصله ی مقاطع C_1 , C_2 در نظر گرفته می شود:

$$F_{s\gamma} = \frac{84 * 10^4}{h_s\, L_b d_{o\ ave}/A_f} = 0.6F_y \Longrightarrow L_{b_{max}} = \frac{84 * 10^4 * 30 * 1.4}{1440 * 87.2} = 280.96\ cm$$

$$\Longrightarrow L_b = 206\ cm$$

سینه بند ها را در فواصل $206\ cm$ در نظر می گیریم که مضربی از فاصله ی لاپه ها هم باشد.

خصوصیات هندسی تیر در مقطع C2 :



$$C_{lx}=55 \qquad C_{ly}=15$$

$$A_l = 2 * 30 * 1.4 + 107.2 * 1.2 = 212.64\ cm^2$$

$$\text{حول محور قوی } I_{lx} = \frac{1}{12}(30 * 110^3 - 2 * 14.4 * 107.2^3) = 370879.4\ cm^4$$

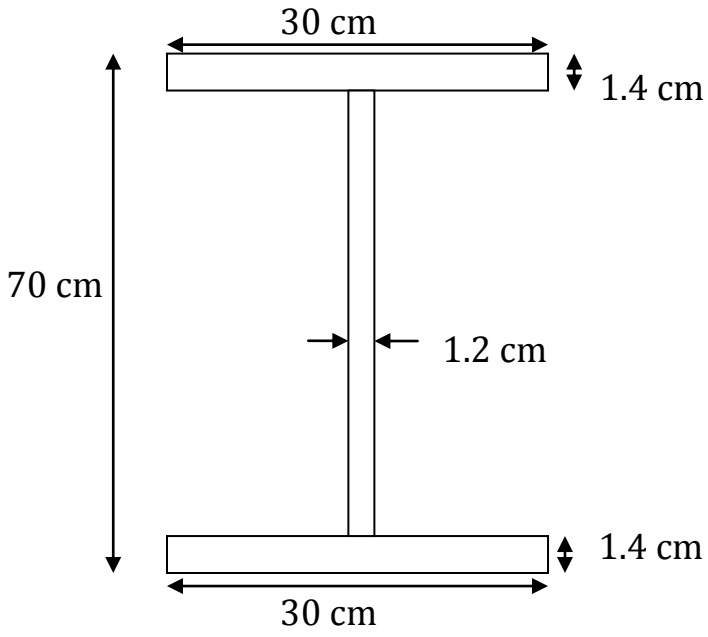
$$S_{lx} = \frac{370879.4}{55} = 6743.2619\ cm^3 = \frac{I_{lx}}{C_{lx}}$$

$$S_{ly} = 421.029\ cm^3 = \frac{I_{ly}}{C_{ly}}$$

$$\text{حول محور ضعیف } I_{ly} = \frac{1}{12}(2 * 1.4 * 30^3 + 107.2 * 1.2^3) = 6315.4368\ cm^4$$

$$r_{lx} = \sqrt{\frac{I_{lx}}{A_l}} = \sqrt{\frac{370879.4}{212.64}} = 41.7632\ cm \qquad r_{ly} = 5.4498\ cm$$

خصوصیات هندسی تیر در مقطع C_1 :



$$C_{ox} = 35 \qquad C_{oy} = 15$$

$$A_o = 2 * 30 * 1.4 + 67.2 * 1.2 = 164.64\ cm^2$$

$$I_{ox} = \frac{1}{12}(30 * 70^3 - 2 * 14.4 * 67.2^3) = 129185.32\ cm^4$$

$$I_{oy} = \frac{1}{12}(2 * 1.4 * 30^3 + 67.2 * 1.2^3) = 6309.6768\ cm^4$$

$$r_{ox} = 28.0117\ cm \qquad r_{oy} = 6.1906\ cm$$

$$S_{ox} = \frac{I_{ox}}{C_{ox}} = 3691.0093\ cm^3 \qquad S_{oy} = \frac{I_{oy}}{C_{oy}} = 420.6451\ cm^3$$

$$A_{TO} = 30 * 1.4 + \frac{67.2}{6} * 1.2 = 55.44\ cm^2$$

$$I_{TO} = \frac{1}{12}(1.4 * 30^3 + \frac{67.2}{6} * 1.2^3) = 3151.6128$$

$$r_{TO} = \sqrt{\frac{I_{TO}}{A_{TO}}} = 7.539\ cm$$

ضریب تغییر مقطع در فاصله مقاطع C_2 و C_1 :

$$\gamma = \frac{d_l - d_o}{d_o} = \frac{110 - 70}{70} = 0.57$$

کنترل فشردگی مقطع :

در این پروژه اتصال بال به جان تیر به وصیله ی جوش و به صورت منقطع (زنجیری) می باشد و از اتصال سرتاسری بال به جان به دلیل امکان ایجاد اعوجاج های ناشی از جوشکاری در عضو و عدم وجود امکانات لازم جهت جوشکاری سرتاسری با دقت مناسب خودداری می شود . از این رو مقطع غیر فشرده بوده و نیازی به کنترل محدودیت نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری عضو طبق مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان نمی باشد.

کنترل شیب مقطع :

محدودیت آیین نامه ی AISC در طراحی اعضا با مقطع متغیر برای کنترل شیب بصورت زیر است :

$$\gamma = 0.57 < \min(6, \frac{0.268 * L}{d_o}) = 1.37 \implies \text{مناسب است}$$

تعیین ضریب طول مؤثر K_γ :

تیر مورد نظر در واقع یک تیر ستون است و تعیین طول موثر K_γ برای این عضو مستلزم اعمال فرضیاتی می باشد. چنانچه تیر متصل به تیر مورد نظر را به عنوان تکیه گاهی برای تیر مورد نظر ، در مقابل کمانش حول محور قوی در نظر بگیریم ، می توان با تقریب مناسبی ضریب طول مؤثر K_γ را برابر واحد و طول مؤثر کمانش حول محور قوی را حدوداً $1443cm$ در نظر گرفت.

محاسبه ی تنش مجاز فشاری $F_{a\gamma}$:

$$\text{ضریب لاغری مؤثر } S = \max\left(\frac{K_\gamma L}{r_{ox}}, \frac{KL}{r_{oy}}\right)$$

K_γ : ضریب طول موثر برای کمانش حول محور قوی

K : ضریب طول موثر برای کمانش حول محور ضعیف

چنانچه تیرهای فرعی طولی (استرات ها) در فواصل $4.5m$ ، $8.5m$ و $13.5m$ از ابتدای تیر ، تکیه گاه های جانبی تیر باشند ، طول بلندترین قطعه بین تکیه گاه ها برابر است با $L=5.076m\approx508\ cm$

$$S = \max\left(\frac{1 * 1443}{28.0117}, \frac{508}{6.1906}\right) = 82.05$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 129.14 > S \Longrightarrow F_{a\gamma} = \frac{\left(1 - \frac{S^2}{2{C_c}^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3S}{8C_c} - \frac{S^3}{8{C_c}^3}}$$

$$F_{a\gamma} = \frac{\left(1 - \frac{82.05^2}{2 * 129.14^2}\right) * 2400}{\frac{5}{3} + \frac{3 * 82.05}{8 * 129.14} - \frac{82.05^3}{8 * 129.14^3}} = 1278.3\ kg/cm^2$$

نکته : در صورتی که $S > C_c$ باشد از رابطه ی زیر برای محاسبه ی تنش مجاز فشاری استفاده می کنیم :

$$F_{a\gamma} = \frac{12\pi^2 E}{23S^2}$$

همچنین می توانیم بدون استفاده از فرمول های ذکر شده ، مقدار $F_{a\gamma}$ را با داشتن مقدار S از روی جداول معمول تنش های مجاز فشاری بر حسب لاغری نیز بدست آوریم (در کنترل ستون به این صورت عمل شده است)

محاسبه ی تنش مجاز خمشی $F_{b\gamma}$:

با توجه به تعبیه ی سینه بند ها در فواصل 206 سانتی متری ، طول مهار نشده ی L_b برابر $206\ cm$ است و خواهیم داشت :

$$h_s = 1 + 0.023\gamma\sqrt{\frac{L_b d_o}{A_f}} = 1 + 0.023 * 0.57 * \sqrt{\frac{206 * 70}{1.4 * 30}} = 1.242$$

$$h_w = 1 + 0.00358\gamma\sqrt{\frac{L_b}{r_{TO}}} = 1 + 0.00385 * 0.75 * \sqrt{\frac{206}{7.539}} = 1.015$$

$$F_{s\gamma} = \frac{84 * 10^4}{h_s L_b d_o / A_f} = \frac{84 * 10^4 * 30 * 1.4}{1.242 * 206 * 70} = 1969.88\ kg/cm^2$$

$$F_{w\gamma} = \frac{12 * 10^6}{\left(\frac{h_w L_b}{r_{TO}}\right)^2} = \frac{12 * 10^6}{\left(\frac{1.015 * 206}{7.539}\right)^2} = 15600.63\ kg/cm^2$$

ضریب B را در جهت اطمینان برابر واحد در نظر می گیریم.

تنش مجاز خمشی $F_{b\gamma}$ برابر است با :

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1 - \frac{F_y}{6B\sqrt{{F_{s\gamma}}^2 + {F_{w\gamma}}^2}}\right] F_y \le 0.6\, F_y \;;\; F_{b\gamma} > \frac{F_y}{3}$$

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1 - \frac{2400}{6 * 1 * \sqrt{1969.88^2 + 15600.63^2}}\right] * 2400 =$$

$$= 1559.29 > 0.6\, F_y = 1440 \;\rightarrow\; F_{b\gamma} = 0.6F_y = 1440\ \mathrm{kg/cm^2}$$

کنترل ترکیب تنش های خمشی و فشاری :

محاسبه ی تنش موجود فشاری f_{ao} در مقطع کوچکتر (C1) :

$$f_{ao} = \frac{P}{A_0} = \frac{13690}{164.64} = 83.15\ \mathrm{kg/cm^2}$$

محاسبه ی تنش موجود خمشی در مقطع بزرگتر (C2) :

$$f_{bl} = \frac{M_{max}}{S_{lx}} = \frac{6605000}{6743.2619} = 979.49\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\frac{f_{ao}}{F_{a\gamma}} = \frac{83.15}{1278.3} = 0.065 < 0.15 \Longrightarrow$$

$$\Longrightarrow \frac{f_{ao}}{F_{a\gamma}} + \frac{f_{bl}}{F_{b\gamma}} = \frac{83.15}{1278.3} + \frac{979.49}{1440} = 0.745 < 1 \qquad \text{OK}$$

کنترل تیر در ناحیه ی با مقطع ثابت :

در طول $7.23m$ مقطع تیر ثابت بوده و خصوصیات هندسی اش همان خصوصیات مقطع $C1$ می باشد.

محاسبه ضریب لاغری و تنش مجاز فشاری F_a :

$$\frac{Kl}{r_y} = \frac{1 * 723\ cm}{6.1906} = 116.7 \Longrightarrow F_a \simeq 738 \frac{kg}{cm^2}$$

محاسبه تنش مجاز خمشی F_b :

$$F_b = \frac{84 * 10^4 * C_b}{\frac{L_b d}{A_f}} = \frac{84 * 10^4 * 1 * 30 * 1.4}{206 * 70} = 2446.6 \frac{kg}{cm^2} > 0.6F_y \Longrightarrow$$

$$\Longrightarrow F_b = 0.6F_y = 1440\ kg/cm^2$$

محاسبه تنش موجود فشاری f_a :

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{13690}{164.64} = 83.15\ kg/cm^2$$

محاسبه تنش موجود خمشی f_{bx} :

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x} = \frac{2203700}{3691.0093} = 597.045\ kg/cm^2$$

کنترل ترکیب تنش های خمشی و فشاری :

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{83.15}{738} = 0.112 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{83.15}{1440} + \frac{597.045}{1440} = 0.47 < 1 \Longrightarrow \text{مناسب است}$$

کنترل برش در تیر : (10-1-5-4 مبحث 10) ، (10-1-5-5 مبحث 10)

حداکثر نیروی برش $V=13850\ kg$ در مقطع بزرگتر (C2) رخ می دهد. برای کنترل برش داریم :

$$f_v = \frac{13850}{107.2*1.2} = 107.66\ kg/cm^2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{107.2}{1.2} = 89.33 > \frac{3185}{\sqrt{2400}} = 65.01$$

$$\frac{h}{t_w} < 260 \ ; \ f_v < F_v = \frac{55 * 10^5}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = \frac{55 * 10^5}{\left(\frac{107.2}{1.2}\right)^2} = 689.18\ kg/cm^2 \qquad OK$$

بنابراین برش کنترل شده و نیازی به تقویت میانی نیست

کنترل نیاز یه سخت کننده های عرضی : (10-1-5-5 مبحث 10)

$$\frac{h}{t_W} = \frac{107.2}{1.2} = 89.33 < 260 \quad \Longrightarrow \quad OK$$

نیازی به سخت کننده های عرضی جان نیست

کنترل کمانش موضعی بال فشاری تیر :

$$\frac{h}{t_w} = 89.33 > 50 \Longrightarrow K_c = \frac{7}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.74 > 0.4$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 * 1.4} = 10.71 < \frac{795}{\sqrt{\frac{2400}{0.74}}} = 13.95 \qquad OK$$

کنترل کمانش عمودی جان : (10-1-6-1 مبحث 10)

$$\frac{h}{t_w} = 89.33 < \frac{985000}{\sqrt{F_y(F_y + 1160)}} = 336.98 \qquad OK$$

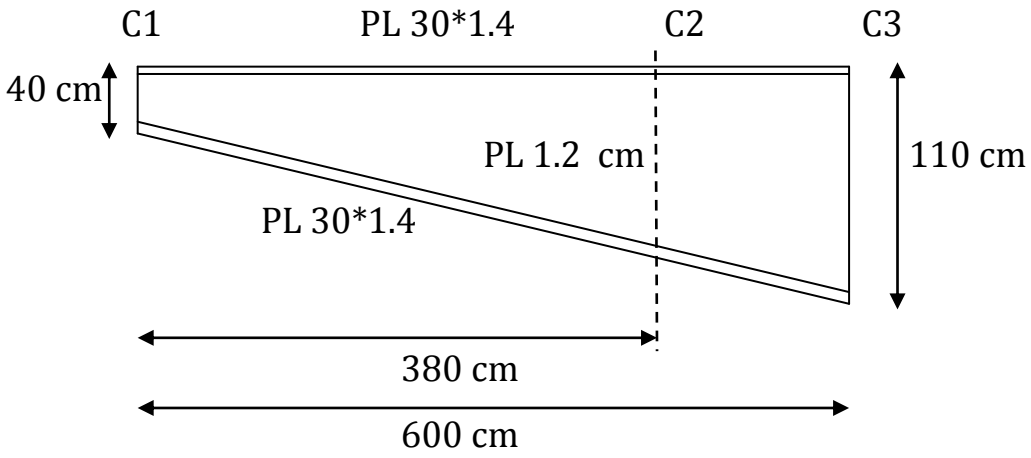
کنترل کمانش خمشی جان : (10-1-6-2 مبحث 10)

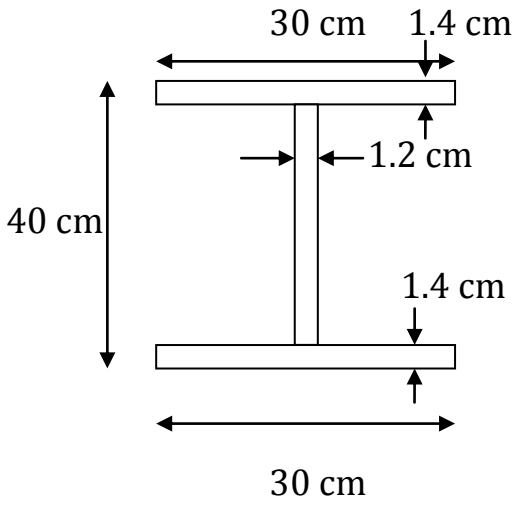
$$\frac{h}{t_w} = 89.33 < \frac{6370}{\sqrt{1440}} = 167.86 \qquad OK$$

نکته : با توجه به این که مقطع C3 از مقطع C1 قویتر می باشد (با داشتن طول کمتر و سطح مقطع و ممان اینرسی بیشتر) و مشاهده می شود که نیروهای کمتری نیز بر آن اثر می کنند ، بر پایه ی قضاوت مهندسی می توان با اطمینان ادعا کرد که مقطع C3 مناسب و پاسخگو می باشد اما در صورت تمایل و کسب اطمینان بیشتر می توان کفایت مقطع C3 را نیز مانند مقطع C2 بررسی کرد که در اینجا از انجام این امر خودداری میشود.

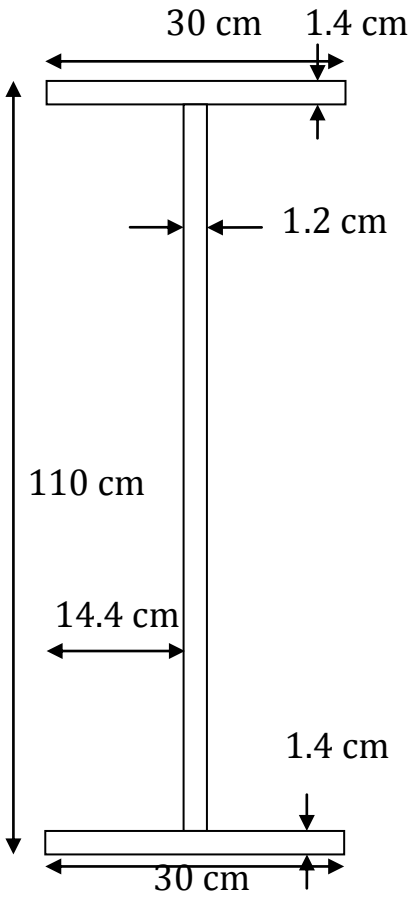
بنابراین مقطع مورد نظر برای تیر مناسب است.

کنترل ستون





C1 Section



C3 Section

نتایج حاصل از تحلیل رایانه ای برای ستون بحرانی شماره ی 27 تحت ترکیب بار بحرانی COMB 35 به شرح زیر می باشند :

$$P = 31375\ kg \quad M_{C2} = 45175\ kg.m \quad M_{C3} = 66065\ kg.m \quad V = 11890\ kg$$

خصوصیات هندسی مقطع C1 :

نکته : می توان مشخصات هر مقطع را مستقیماً از فایل مدلسازی SAP نیز استخراج کرد.

$$A_o = 2 * 30 * 1.4 + 37.2 * 1.2 = 128.64\ cm^2$$

$$I_{ox} = \frac{30 * 40^3}{12} - 2 * \left(\frac{14.4 * 37.2^3}{12}\right) = 36450.76\ cm^4$$

$$I_{oy} = 6305.3568\ cm^4$$

$$r_{ox} = \sqrt{\frac{I_{ox}}{A}} = \sqrt{\frac{36450.76}{128.64}} = 16.8331\ cm$$

$$r_{oy} = \sqrt{\frac{I_{oy}}{A}} = \sqrt{\frac{6305.3568}{128.64}} = 7.0011\ cm$$

$$A_{To} = \frac{37.2}{6} * 1.2 + (1.4 * 30) = 49.44\ cm^2$$

$$I_{To} = \frac{1}{12} * \frac{37.2}{6} * 1.2^3 + \frac{1}{12} * 1.4 * 30^3 = 3150.62 \cong \frac{1}{2} I_{oy}$$

$$r_{To} = \sqrt{\frac{I_{TO}}{A_{To}}} = 7.98\ cm$$

I_{To} : ممان اینرسی سطح مقطعی برابر با مساحت بال فشاری بعلاوه ی مساحت یک سوم ارتفاع ناحیه ی فشاری جان نسبت به محور مار بر جان مقطع.

خصوصیات هندسی مقطع C3 :

$$A_l = 212.64\ cm^2$$

$$I_{lx} = 370879.4\ cm^4 \qquad r_{lx} = 41.7632\ cm$$

$$I_{ly} = 6315.4368\ cm^4 \qquad r_{ly} = 5.4498\ cm$$

اساس مقطع $S_{Lx} = \frac{I_{lx}}{C_{lx}} = \frac{370879.4}{55} = 6743.2619\ cm^3$

$$S_{Ly} = \frac{I_{ly}}{C_{ly}} = \frac{6315.4368}{15} = 421.0291\ cm^3$$

کنترل فشردگی مقطع :

در این پروژه اتصال بال به جان ستون به وصیله ی جوش و به صورت منقطع (زنجیری) می باشد و از اتصال سرتاسری بال به جان به دلیل امکان ایجاد اعوجاج های ناشی از جوشکاری در عضو و عدم وجود امکانات لازم جهت جوشکاری سرتاسری با دقت مناسب خودداری می شود . از این رو مقطع غیر فشرده بوده و

نیازی به کنترل محدودیت نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری عضو طبق مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان نمی باشد.

کنترل شیب مقطع :

$$\gamma = \frac{d_l - d_o}{d_o} = \frac{110 - 40}{40} = 1.75$$

d_l : ارتفاع مقطع بزرگتر

d_o : ارتفاع مقطع کوچکتر

$$\gamma = 1.75 < \min\left(6 , \frac{0.268 * l}{d_o}\right) = 4.02$$

محاسبه تنش مجاز فشاری $F_{a\gamma}$:

$$G_B = \frac{b_B I_o}{l I_B} = \infty \rightarrow$$ زیرا پای ستون مفصلی است

I_T : ممان اینرسی متوسط تیر قاب

I_o : ممان اینرسی ستون در مقطع کوچکتر

$$\text{طول تیر} = 14.43\ m = b_T$$

$$I_T \simeq 0.25 I_{C2\ Beam} + 0.5 I_{C1\ Beam} + 0.25 I_{C3\ Beam} = 215104.6$$

$$I_o = 40571.86 \qquad \frac{I_T}{I_o} = 5.9 \approx 6$$

با فرض اینکه ممان اینرسی متوسط تیر قاب 6 برابر ممان اینرسی ستون در مقطع کوچکتر باشد می توان نوشت :

$$G_T = \frac{14.43*1}{6*6} = 0.4$$

با درونیابی از نمودارهای ضریب طول مؤثر ستونهای با مقطع متغیر با حرکت جانبی آزاد K_γ حدوداً برابر مقدار زیر بدست می آید :

$$K_\gamma \simeq 1.235$$

با توجه به اینکه در فاصله 3.8 متری از تکیه گاه ستون (در تراز نشمین تیر حمال جرثقیل) یک مهار طولی (استرات) تعبیه شده لذا ضریب لاغری مؤثر برابر خواهد بود با :

$$S = \max\left(\frac{K_\gamma L}{r_{ox}}, \frac{KL}{r_{oy}}\right) = \max\left(\frac{1.235 * 600}{16.8331}, \frac{1 * 380}{7.0011}\right) = 54.27$$

تنش مجاز فشاری نظیر لاغری 54.27 حدوداً برابر $F_{a\gamma} = 1202\ kg/cm^2$ می باشد.

محاسبه تنش مجاز خمشی $F_{b\gamma}$:

بزرگترین طول مهار نشده ستون $L_b = 380\ cm$ است و ضرایب h_s و h_w برابرند با :

$$h_s = 1 + 0.023\gamma\sqrt{\frac{L_b d_o}{A_f}} = 1 + 0.023 * 1.75\sqrt{\frac{380 * 40}{42}} = 1.765$$

$$h_w = 1 + 0.00385\gamma\sqrt{\frac{L_b}{r_{To}}} = 1 + 0.00385 * 1.75\sqrt{\frac{380}{7.98}} = 1.046$$

$F_{s\gamma}$ و $F_{w\gamma}$ برابرند با :

$$F_{s\gamma} = \frac{84 * 10^4}{\frac{h_s L_b d_o}{A_f}} \quad , \quad F_{w\gamma} = \frac{12 * 10^6}{\left(\frac{h_w * L_b}{r_{To}}\right)^2}$$

$$F_{s\gamma} = \frac{84 * 10^4 * 42}{1.765 * 380 * 40} = 1315.043$$

$$F_{w\gamma} = \frac{12 * 10^6}{\left(\frac{1.046 * 380}{7.98}\right)^2} = 4836.781$$

چون انتهای تیر ستون مفصل است ضریب B برابر خواهد بود با :

$$B = \frac{1.75}{1 + 025\sqrt{\gamma}} = \frac{1.75}{1 + 0.25 * \sqrt{1.75}} = 1.315$$

تنش مجاز خمشی برابر است با :

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1 - \frac{F_y}{6B\sqrt{{F_{s\gamma}}^2 + {F_{w\gamma}}^2}}\right] F_y \le 0.6F_y \quad ; \quad F_{b\gamma} > \frac{F_y}{3} \quad \text{برای}$$

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1 - \frac{2400}{6 * 1.315 * \sqrt{1315.043^2 + 4836.781^2}}\right] * 2400 =$$

$$= 1502.9 \frac{kg}{cm^2} > 0.6F_y = 1440 \frac{kg}{cm^2} \Longrightarrow$$

$$\Longrightarrow F_{b\gamma} = 0.6F_y = 0.6 * 2400 = 1440 \ kg/cm^2$$

کنترل اندرکنش تنش های فشاری و خمشی :

تنش موجود فشاری در انتهای کوچکتر :

$$f_{ao} = \frac{P}{A_o} = \frac{31375}{128.64} = 243.89 \ kg/cm^2$$

$\frac{f_{ao}}{F_{a\gamma}} = \frac{243.89}{1202} = 0.202 > 0.15 \implies$ معیار پایداری و معیار مقاومت باید کنترل شوند

محاسبه تنش موجود خمش در مقطع بزرگتر :

$$f_{bl} = \frac{M_{max}}{S_{Lx}} = \frac{6606500}{6743.2619} = 979.71 \ kg/cm^2$$

محاسبه تنش $F'_{e\gamma}$:

$$F'_{e\gamma} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{K_\gamma L_b}{r_{bo}}\right)^2} = \frac{12 * 3.14^2 * 2.03 * 10^6}{23 * \left(\frac{1.235 * 600}{16.8331}\right)^2} = 5388.9$$

از آنجایی که تنش موجود خمشی در انتهای کوچکتر طول مهار نشده صفر است ، ضریب C'_m از رابطه ی زیر بدست می آید :

$$C'_m = 1 - 0.9\left(\frac{f_{ao}}{F'_{e\gamma}}\right) + 0.6\left(\frac{f_{ao}}{F'_{e\gamma}}\right)^2 = 1 - 0.9 * \left(\frac{243.89}{5388.9}\right) + 0.6 * \left(\frac{243.89}{5388.9}\right)^2 =$$

$$= 0.96$$

کنترل معیار مقاومت :

$$\frac{f_{ao}}{0.6F_y} + \frac{f_{bl}}{F_{b\gamma}} = \frac{243.89}{1440} + \frac{979.71}{1440} = 0.849 < 1 \qquad OK$$

کنترل معیار پایداری :

$$\frac{f_{ao}}{F_{a\gamma}} + \frac{C'_m}{1 - \frac{f_{ao}}{F'_{e\gamma}}}\left(\frac{f_{bl}}{F_{b\gamma}}\right) \leq 1$$

$$\frac{243.89}{1202} + \frac{0.96}{1 - \frac{243.89}{5388.9}}\left(\frac{979.71}{1440}\right) = 0.887 < 1 \qquad OK$$

کنترل برش در ستون :

با فرض یکنواخت بودن نیروی برشی $V = 11835\ kg$ در طول ستون ، تنش های موجود برشی در مقطع کوچکتر (تکیه گاه) برابر است با :

$$f_{vo} = \frac{V}{dt_w} = \frac{11890}{40 * 1.2} = 247.7\ \ kg/cm^2$$

تعیین تنش مجاز برشی در تکیه گاه :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{40}{1.2} = 33.33 < \frac{3185}{\sqrt{2400}} = 65 \Longrightarrow$$

$$F_v = 0.4F_y = 960\ kg/cm^2$$

$$f_{vo} = 247.7 < F_v = 960\ kg/cm^2 \qquad OK$$

از آنجایی که $f_{vo} < F_v$ و $\frac{h}{t_w} = \frac{37.2}{1.2} = 31 < 260$ است نیازی به تقویت میانی نیست (سخت کننده ی عرضی نیاز نیست)

تنش موجود برشی در مقطع بزرگتر :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{107.2}{1.2} = 89.33 > \frac{3185}{\sqrt{2400}} = 65 \implies f_{vl} = \frac{V}{ht_w} = \frac{11890}{107.2 * 1.2} =$$
$$= 92.428\ kg/cm^2$$

تنش برشی مجاز در مقطع بزرگتر :

با توجه به اینکه نیازی به سخت کننده عرضی نیست ، داریم :

$$\mathrm{F}_v = \frac{55 * 10^5}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = \frac{55 * 10^5}{\left(\frac{107.2}{1.2}\right)^2} = 689.18 < 0.4F_y = 960 \qquad OK$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{107.2}{1.2} = 89.33 < 260 \ , \ f_{vl} = 92.428 \ kg/cm^2 < \mathrm{F}_v$$
$$= 689.18 \ kg/cm^2 \qquad OK$$

کنترل خمش موضعی در بال ستون در مقابل بال کششی تیر در اتصال صلب تیر به ستون (2-1-11-1-10) :

این کنترل مربوط به اتصال صلب براکت (نشیمن تیر حمال) جرثقیل به ستون می باشد.

$$F_{yc} = 2400 \qquad t_{fc} = 1.4 \ cm$$

$$P_{bf} = \text{مساحت بال کششی} * \text{تنش تسلیم فولاد بال} = 15 * 0.8 * 2400 = 28800 \ kg$$

$$\text{ضخامت بال لازم } t = 0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} = 0.4 * \sqrt{\frac{28800}{2400}} = 1.38 \ cm$$

$$t_{fc} > t \implies \qquad \text{نیازی به سخت کننده نیست}$$

کنترل تسلیم موضعی جان (3-1-11-1-10) :

از آنجایی که بار افقی ای که از طرف براکت جرثقیل (نشمین تیر حمال جرثقیل) به ستون وارد می شود بیشتر از طرف بال فوقانی می باشد و نه کل ارتفاع مقطع در محل اتصال به ستون ، لذا طول تماس بار متمرکز (N) را برابر ضخامت بال فوقانی بعلاوه ی یک ششم از ارتفاع جان براکت در نظر می گیریم :

$$N = 0.8 + \frac{28.4}{6} \cong 5.54 \ cm \qquad k \simeq 2.5cm \qquad t_w = 1.2 \ cm$$

$$R = 924 \simeq 1000\ kg \qquad \frac{R}{t_w(N+5k)} = \frac{1000}{2*(5.54+5*2.5)} = 27.71 <$$

$$< 0.66F_y \Longrightarrow \qquad OK$$

کنترل کمانش فشاری در جان ستون در مقابل بال فشاری تیر در اتصال صلب تیر به ستون

(6-1-11-1-10 مبحث 10) :

این کنترل مربوط به اتصال صلب براکت (نشیمن تیر حمال) جرثقیل به ستون می باشد.

$$P_{bf} = 28800\ kg$$

$$d_{z=380\ cm} = d_o\left(1+\gamma\frac{z}{L}\right) = 40*\left(1+1.75*\frac{380}{600}\right) = 84.33$$

ارتفاع خالص جان $d = 84.33 - (1.4+1.4+2*0.8) = 79.93\ cm$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{79.93}{1.2} = 66.6 < \frac{35*10^3 {t_{wc}}^2\sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} = 85.73 \qquad OK$$

کنترل کمانش موضعی بال فشاری ستون :

$$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{t_w}} = 89.33 > 50 \Longrightarrow \mathrm{K_c} = \frac{7}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.74 > 0.4$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 * 1.4} = 10.71 < \frac{795}{\sqrt{\frac{F_y}{K_c}}} = \frac{795}{\sqrt{\frac{2400}{0.74}}} = 13.95 \qquad \text{OK}$$

نکته : برای اطمینان بیشتر می توان بخشی از ستون که بین مقاطع C1 و C2 قرار دارد را نیز به عنوان ستونی مجزا در نظر گرفت و مانند فوق کفایت آن را مورد بررسی قرار داد.

بنابراین مقطع معرفی شده به عنوان ستون مناسب است

طراحی اتصالات

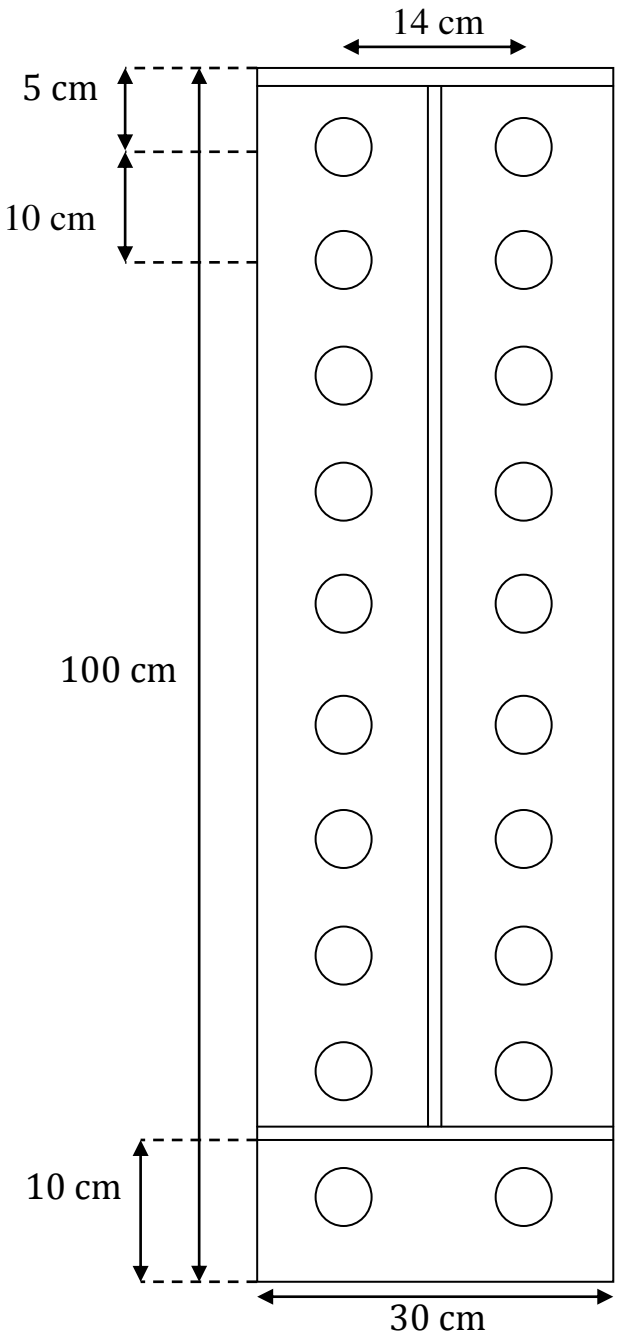
طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com

طراحی اتصال تیر به تیر رأس قاب

نیروهای طراحی در رأس قاب به شرح زیر می باشند :

$$M \simeq 20285\ kg.m \qquad P_T \simeq 10735\ kg \qquad V \simeq 1861\ kg$$

برای اتصال صلب خمشی رأس سوله از ورقی به ابعاد PL100*30*1.5 cm و n=20 عدد پیچ M8.8 با قطر 16 mm استفاده می شود.



پیچ های پر مقاومت M8.8 با $F_u = 8000\ kg/cm^2$ را می توان با ایجاد کشش T_i به صفحه اتصال کامل محکم نمود ، تا زمانی که نیروی ایجاد شده در پیچها ناشی از لنگر خمش کمتر از T_i باشد هیچگونه جدایی بین صفحه و مقطع تیر به وجود نمی آید . نیروی T_i طبق آیین نامه های طراحی برابر است با :

$$T_i = 0.55\ F_u A_b \quad , \quad A_b = \pi * 0.8^2 = 2.0096$$

$$T_i = 0.55 * 8000 * 3.14 * 0.8^2 = 8842.24\ \ kg$$

با فرض عدم جدایی صفحه اتصال از مقطع داریم :

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{30 * 100^3}{12} = 2500000\ cm^4$$

تنش کششی f_{tb} در دورترین نقطه در محل پیچ برابر خواهد بود با :

(100-10)/2=45

$$f_{tb} = \frac{My}{I} = \frac{2028500 * 45}{2500000} = 36.51\ \ kg/cm^2$$

دورترین پیچ ها سطحی تقریباً برابر $10 * 15 = 150\ cm^2$ از تنش کششی را تحمل می کنند ، بنابراین نیروی ایجاد شده در دورترین پیچ در اثر لنگر خمشی برابر است با :

$$T_{bolt} = 36.51 * 150 = 5476.5\ kg < 8842.24\ kg$$

بنابراین جدایی بین ورق و مقطع اتفاقی نمی افتد و تنش کششی در پیچ برابر خواهد بود با :

$$f'_{tb} = \frac{T_{bolt}}{A_b} = \frac{5476.5}{3.14 * 0.8^2} = 2725.17 \ kg/cm^2$$

تنش مجاز کششی F_t پیچ هایی که تحت برش نیز هستند برابر است با :

$$f_{\mathrm{v}} = \frac{\mathrm{V}}{\mathrm{nA}} = \frac{1861}{20 * 2.0096} = 46.3 \ kg/cm^2$$

$$F_t = \sqrt{(0.38F_u)^2 - 4.39{f_v}^2} = \sqrt{(0.38 * 8000)^2 - 4.39 * 46.3^2} = 3038.45$$

$$f'_{tb} = 2725.17 < F_t = 3038.45 \ kg/cm^2 \qquad OK$$

$$F_v = 0.15 \ F_u = 1200 \ kg/cm^2$$

$$\left(\frac{f_t}{F_t}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{F_v}\right)^2 = \left(\frac{2725.17}{3038.45}\right)^2 + \left(\frac{46.3}{1200}\right)^2 = 0.8 < 1 \qquad OK$$

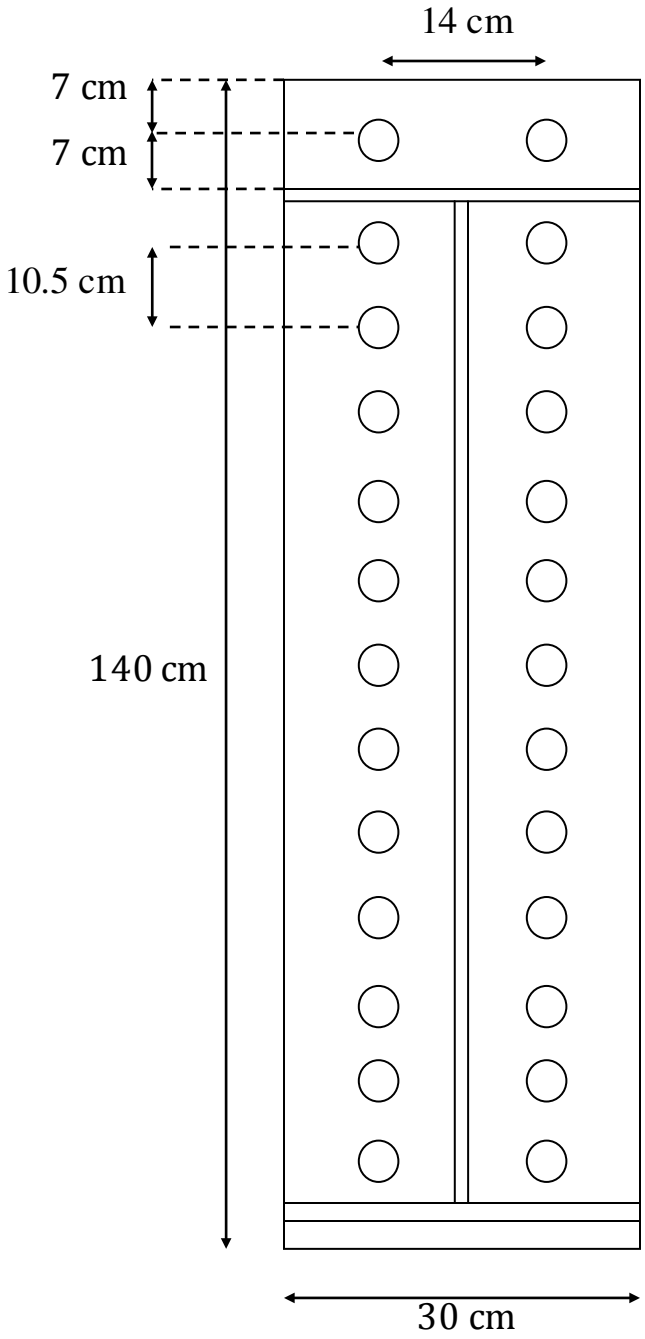
Taha_212@yahoo.com
طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان

طراحی اتصال تیر به ستون

نیروهای طراحی :

$$M \simeq 66050\ kg.m \qquad P_T \simeq 14610\ kg \qquad V \simeq 13850\ kg$$

برای اتصال ممان گیر تیر به ستون از ورقی به ابعاد $PL1400*300*20\,mm$ و $n=26$ عدد پیچ $M8.8$ با قطر $22\ mm$ استفاده می شود.



$$T_i = 0.55\, F_u A_b \quad , \quad A_b = \pi * 1.1^2 = 3.8$$

$$T_i = 0.55 * 8000 * 3.8 = 16720\ \ kg$$

با فرض عدم جدایی صفحه اتصال از مقطع داریم :

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{30 * 140^3}{12} = 6860000\ cm^4$$

تنش کششی f_{tb} در دورترین نقطه در محل پیچ برابر خواهد بود با :

(140-14)/2=63

$$f_{tb} = \frac{My}{I} = \frac{6605000 * 63}{6860000} = 60.65\ \ kg/cm^2$$

دورترین پیچ ها سطحی تقریباً برابر $12.25\ cm * 15\ cm$ از تنش کششی را تحمل می کنند ، بنابراین نیروی ایجاد شده در دورترین پیچ در اثر لنگر خمشی برابر است با :

$$T_{bolt} = 60.65 * 12.25 * 15 = 11144.44\ kg < 16720\ kg$$

بنابراین جدایی بین ورق و مقطع اتفاقی نمی افتد و تنش کششی در پیچ برابر خواهد بود با :

$$f'_{tb} = \frac{T_{bolt}}{A_b} = \frac{11144.44}{3.8} = 2932.74\ \ kg/cm^2$$

تنش مجاز کششی F_t پیچ هایی که تحت برش نیز هستند برابر است با :

$$f_{\mathrm{v}} = \frac{\mathrm{V}}{\mathrm{nA}} = \frac{13850}{26 * 3.8} = 140.2 \ kg/cm^2$$

$$F_t = \sqrt{(0.38F_u)^2 - 4.39{f_v}^2} = \sqrt{(0.38 * 8000)^2 - 4.39 * 140.2^2} = 3025.77$$

$$f'_{tb} = 2932.74 < F_t = 3025.77 \qquad OK$$

$$F_v = 0.15\, F_u = 1200\ kg/cm^2$$

$$\left(\frac{f_t}{F_t}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{F_v}\right)^2 = \left(\frac{2932.74}{3025.77}\right)^2 + \left(\frac{140.2}{1200}\right)^2 = 0.95 < 1 \qquad OK$$

طراحی جوش اتصال بال های ستون به جان

جوش بال ها به جان را بر اساس جریان برش موجود برای حداکثر نیروی برشی در هر عضو طرح می کنیم.

q جریان برش حداکثر بین بال و جان ستون در مقطع کوچکتر برابر است با :

$$V_{max} = 1888\ kg$$

$$q = \frac{VQ}{I} = \frac{11888 * 30 * 1.4 * 19.3}{36450.76} = 264.36\ \ kg/cm$$

اگر از جوشی با ضخامت گلوی $8\ \text{mm}$ استفاده کنیم ، ظرفیت برشی جوش در حالت پیوسته برابر است خواهد بود با :

$$R_w = \phi(0.3F_u)(0.707D) \simeq 650D \sim 668D = 50 * 0.8 = 520\ \ kg/cm$$

درصد جوش منقطع مورد نیاز برابر است با :

$$\frac{264.36}{520} = 50\ \%$$

چنانچه از جوش منقطع با ضخامت $8\ \text{mm}$ و به طول $14\ \text{cm}$ و فاصله ی مرکز به مرکز $26\ \text{cm}$ استفاده کنیم ، داریم :

در صد جوش منقطع موجود $\frac{14}{26} * 100 = 53.84\ \% > 50\ \%$ $\qquad OK$

فاصله ی آزاد جوش منقطع $= 26 - 14 = 12 < 16t_w = 16 * 1.2 = 19.2$ $\qquad OK$

طراحی جوش اتصال بال های تیر به جان

جوش بال ها به جان را بر اساس جریان برش موجود برای حداکثر نیروی برشی در هر عضو طرح می کنیم.

q جریان برش حداکثر بین بال و جان تیر در مقطع کوچکتر برابر است با :

$$V_{max} = 13850\ kg$$

$$q = \frac{VQ}{I} = \frac{13850 * 30 * 1.4 * 34.3}{129185.32} = 154.44\ \ kg/cm$$

اگر از جوشی با ضخامت گلوی $8\ \text{mm}$ استفاده کنیم ، ظرفیت برشی جوش در حالت پیوسته برابر است خواهد بود با :

$$R_w = \phi(0.3F_u)(0.707D) \simeq 650D \sim 668D = 50 * 0.8 = 520\ \ kg/cm$$

درصد جوش منقطع مورد نیاز برابر است با :

$$\frac{154.44}{520} = 30\ \%$$

چنانچه از جوش منقطع با ضخامت $8\ \text{mm}$ و به طول $12\ \text{cm}$ و فاصله ی مرکز به مرکز $30\ \text{cm}$ استفاده کنیم ، داریم :

در صد جوش منقطع موجود $\frac{12}{30} * 100 = 40\ \% > 30\ \%$ $\qquad OK$

فاصله ی آزاد جوش منقطع $= 30 - 12 = 18 < 16t_w = 16 * 1.2 = 19.2$ $\qquad OK$

پایان

این پروژه یک پروژه ی دانشجویی بوده و مسلماً خالی از اشتباه نیست ، از این رو هیچ مسئولیتی در قبال استفاده ی تجاری از آن بر عهده ی نویسنده نمی باشد.

موفق و پیروز باشید

طه بابایی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه

دانشگاه هرمزگان

Taha_212@yahoo.com

۱۳۹۲/۱۱/۱۲

دانلود برنامه ی تحلیل قاب و خرپای دو بعدی با قابلیت رسم شکل به زبان متلب :

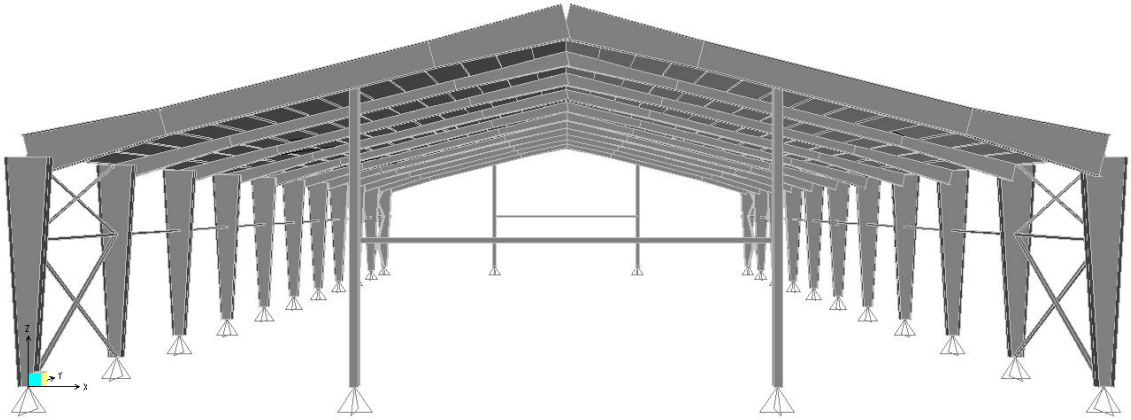
ایران سازه سیویل استارز مای سیویل مهندسان ایران

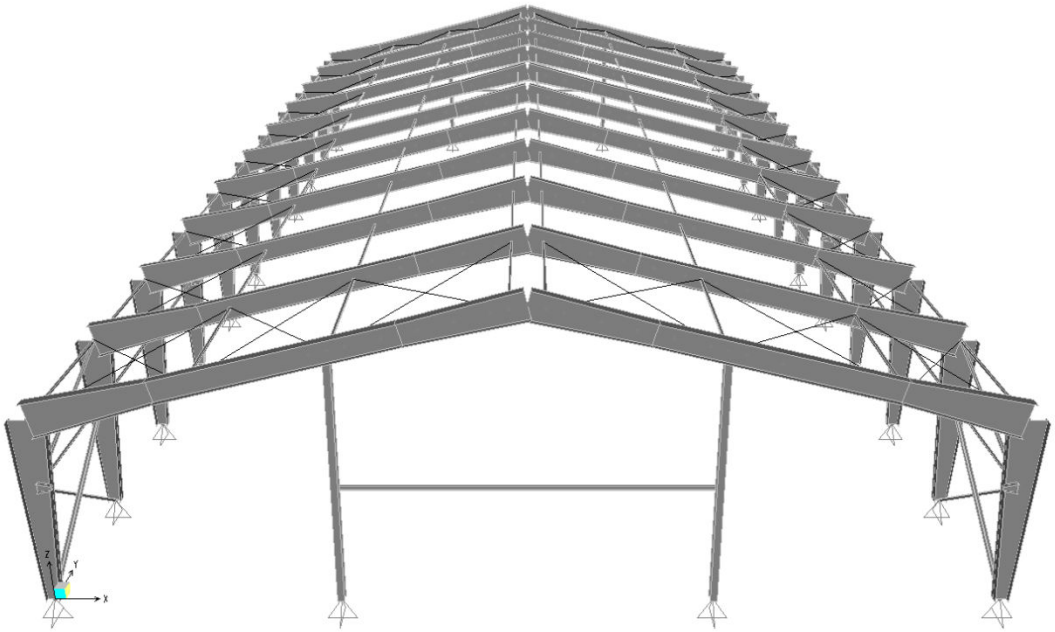
دانلود برنامه ی تحلیل خرپای دو بعدی به زبان متلب :

ایران سازه سیویل استارز مای سیویل مهندسان ایران

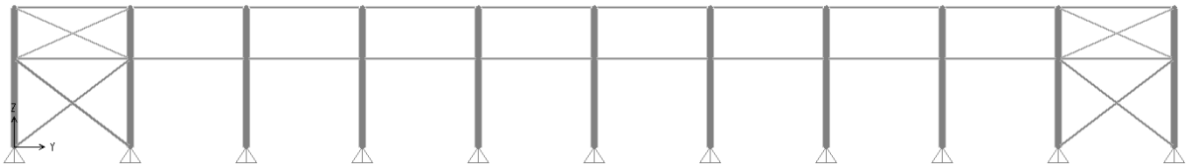
آموزش نوشتن برنامه ی درونیابی خطی برای ماشین حساب های کاسیو :

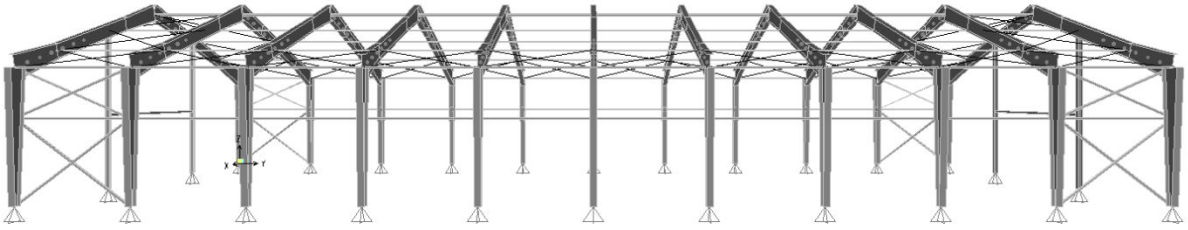
ایران سازه سیویل استارز مای سیویل



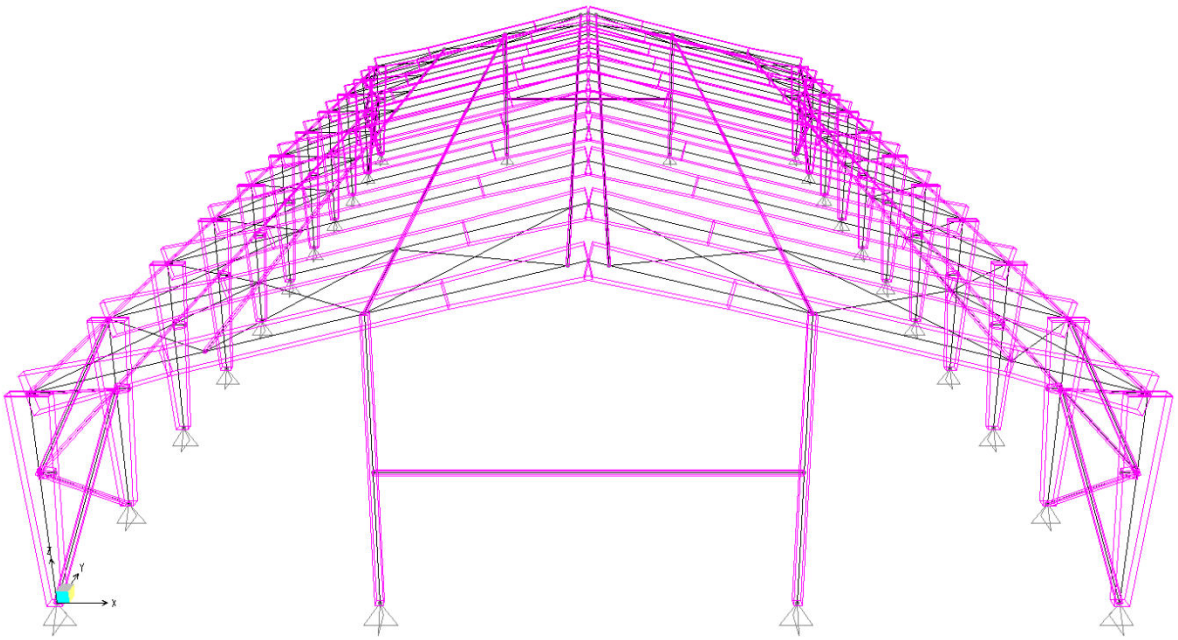


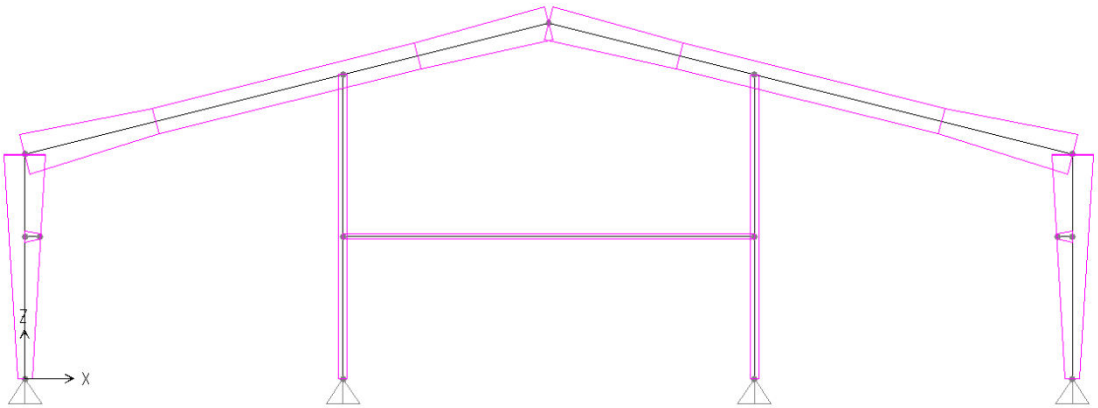
طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com





طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com





طه بابایی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه - دانشگاه هرمزگان
Taha_212@yahoo.com