شرکت صنایع آهن و فولاد تاران رستمی RALCO

دفترچه محاسبات

عنوان پروژه

سوله دو دهانه (۲۲-۲۲) و طول ۴۲ متر و ارتفاع ۸/۵ متر

RALCO

فهرست

۱

مشخصات پروژه ۳

مشخصات دهانه ها ۵

ترکیبات بارگذاری ۶

کنترل جابجایی ۹

بارگذاری بار باد ۱۰

بارگذاری بار برف ۱۵

بارگذاری زلزله ۱۹

طراحی و کنترل بادبند ۲۰

کنترل کمانش موضعی اعضای قاب ۲۲

طراحی اتصالات ۲۳

طراحی فونداسیون ۳۰

طراحی کف ستونها ۴۲

طراحی ستونهای باد ۴۸

آنالیز و طراحی جرثقیل ۵۰

طراحی لاپه ها ۵۹

طراحی سینه بند ۶۰

مشخصات پروژه	
عنوان پروژه	سوله دو دهانه (۲۲-۲۲) و طول۴۲ متر و ارتفاع ۸.۵ متر
محل پروژه	عراق- بصره
نام کارفرما	
مهندس محاسب	
مهندس کنترل کننده	
تاریخ طراحی	1399/9/18
آیین نامه بارگذاری	آئین نامه بارگذاری ایران ۹۲ مقررات ملی ساختمان
آیین نامه طراحی	AISC-LRFD

مشخصات کلی سوله	
تعداد دهانه	۲
فاصله قاب ها (عرض چشمه باربر)	۶ متر
تعداد قاب سوله در راستای طولی	۸
محل احداث پروژه : شهرستان	خرمشهر
بار برف روی زمین در محل احداث	۵۰کیلوگرم بر متر مربع
فشار مبنای باد در محل احداث	۳۸.۳کیلوگرم برمتر مربع
بار مرده سقف ها	۳۰کیلوگرم برمتر مربع
ضریب منطقه ای زلزله	۰.۲
ضریب رفتار زلزله	۵
ضریب نامعینی	۱
تنش مجاز خاک	۱.۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
گروه خطرپذیری پروژه	معمولی
ارتفاع دیوارچینی	۴ متر
وزن مخصوص مصالح پوشش اصلی دیوار	۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن واحد سطح مصالح پوشش سبک بالای دیوار	۳۰ کیلوگرم بر متر مربع
آیین نامه بارگذاری	آئین نامه بارگذاری ایران ۹۲
آیین نامه طراحی	AISC-LRFD
نوع فولاد مصرفی	St-37

مشخصات دهانه ها

مشخصات دهانه ها	دهانه شماره ۱	دهانه شماره ۲
عرض دهانه	۲۲ متر	۲۲ متر
طول دهانه	۴۲ متر	۴۲ متر
ارتفاع کنج دهانه	۸.۵ متر	۸.۵ متر
ارتفاع تاج دهانه	۱۰.۷ متر	۱۰.۷ متر
شیب سقف دهانه	۲۰ درصد	۲۰ درصد
نوع سقف دهانه	معمولی	معمولی
تعداد ستون میانی دهانه	۰	۰
تناژ اولین جرثقیل دهانه	۱۰ تن	۱۰ تن
تراز اولین جرثقیل دهانه	۶.۵ متر	۶.۵ متر
ارتفاع نیم طبقه دهانه	۰	۰
تعداد ستون نیم طبقه دهانه	۰	۰
بار مرده نیم طبقه دهانه	۰	۰
بار زنده نیم طبقه دهانه	۰	۰
طول نیم طبقه دهانه	۰	۰
عرض بال تیرهای دهانه	۲۰ سانتیمتر	۲۰ سانتیمتر
ضخامت بال تیرهای دهانه	۱ سانتیمتر	۱ سانتیمتر
ارتفاع جان در ابتدای تیرهای دهانه	۷۰ سانتیمتر	۷۰ سانتیمتر
ارتفاع جان در بالای ستون دهانه	۷۰ سانتیمتر	۷۰ سانتیمتر

علایم اختصاری بار به کار رفته در پروژه			
Dead	بارمرده	LL	بار زنده
SL	بار برف متوازن	SLNM	بار برف نا متوازن با وزش باد از چپ به راست
SLNMR	بار برف نامتوازن با وزش باد از راست به چپ	SLDRIFT	بار انباشت برف
SLSlide	بار ریزش برف	SLRain	سربار باران بر برف
WX	بار باد از چپ به راست	WX2	بار باد از راست به چپ
Wy	بار باد طولی	Wi1	مکش باد داخل
Wi2	فشار باد داخل	CRANE1~10	حالات مختلف بار جرثقیل
EX	بار زلزله عرضی	EY	بار زلزله طولی
Temp	بار افزایش دمای کلی عضو	TempG	بار گرادیان دما در دو وجه اعضا
NDX	بار نقص عضو مرده جهت عرضی	NLX	بار نقص عضو زنده جهت عرضی
NDY	بار نقص عضو مرده جهت طولی	NLY	بار نقص عضو مرده جهت طولی
NSY	بار نقص عضو برف جهت طولی		

ترکیبات بارگذاری به کار رفته در پروژه	
COMB1	1.4DEAD + 1.4NDX
COMB2	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6LL + 1.6NLX + 0.5SL + 0.5NSX + 0.5SLDrift + 1.6CRANE1
COMB3	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6LL + 1.6NLY + 0.5SLNM + 0.5NSY + 1.6CRANE2
COMB4	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6LL + 1.6NLX + 0.5SLMIN + 0.5NSX + 1.6CRANE3
COMB5	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6LL + 1.6NLY + 0.5SLNMR + 0.5NSY + 1.6CRANE4
COMB6	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6LL + 1.6NLX + 0.5SL + 0.5SLSlide + 0.5NSX + 1.6CRANE5
COMB7	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6LL + 1.6NLY + 0.5SL + 0.5NSY + 0.5RainL + 1.6CRANE6
COMB8	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6LL + 1.6NLX + 0.5SLMIN + 0.5NSX + 1.6CRANE7

COMB9	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SL + 1.6NSY + 1LL + 1NLY + 1.6CRANE1
COMB10	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SL + 1.6NSX + 1.6SLDrift + 1LL + 1NLX + 1.6CRANE2
COMB11	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SL + 1.6NSY + 1.6SLSlide + 1LL + 1NLY + 1.6CRANE3
COMB12	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SL + 1.6NSX + 1.6RainL + 1LL + 1NLX + 1.6CRANE4
COMB13	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SLNM + 1.6NSY + 1LL + 1NLY + 1.6CRANE5
COMB14	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SLMIN + 1.6NSX + 1LL + 1NLX + 1.6CRANE6
COMB15	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SL + 1.6NLY + 1.6SLDrift + 1.6NSY + 0.7WX + 0.7Wi1
COMB16	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SLNM + 1.6NSX + 0.7WX + 0.7Wi2
COMB17	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SLMIN + 1.6NSY + 0.7WX
COMB18	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SL + 1.6NSY + 1.6SLSlide + 0.7WX + 0.7Wi1
COMB19	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SL + 1.6NSY + 1.6RainL + 0.7WX + 0.7Wi2
COMB20	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SL + 1.6NSX + 1.6RainL + 0.7WY + 0.7Wi1
COMB21	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SL + 1.6NSX + 1.6SLDrift + 0.7WY + 0.7Wi2
COMB22	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SLNM + 1.6NSX + 0.7WY
COMB23	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SLMIN + 1.6NSX + 0.7WY + 0.7Wi1
COMB24	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6SL + 1.6NSX + 1.6SLSlide + 0.7WY + 0.7Wi2
COMB25	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6SLMIN + 1.6NSY + 0.7WX2 + 0.7Wi1
COMB26	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.4WX + 1.4Wi1 + 1LL + 1NLY + 0.5SLMIN + 0.5NSY + 1CRANE1
COMB27	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.4WX2 + 1LL + 1NLY + 0.5SLNMR + 0.5NSY + 1CRANE2
COMB28	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.4WX2 + 1.4Wi2 + 1LL + 1NLY + 0.5SL + 0.5SLDrift + 0.5NSY + 1CRANE3
COMB29	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.4WX2 + 1.4Wi1 + 1LL + 1NLY + 0.5SL + 0.5NSY + 0.5SLSlide + 1CRANE4
COMB30	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.4WX + 1.4Wi1 + 1LL + 1NLY + 0.5SL + 0.5NSY + 0.5RainL + 1CRANE5
COMB31	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.4WY + 1.4Wi1 + 1LL + 1NLX + 0.5SLMIN + 0.5NSX + 1CRANE6
COMB32	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.4WY + 1.4Wi2 + 1LL + 1NLX + 0.5SL + 0.5NSX + 0.5RainL + 1CRANE7
COMB33	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.4WY + 1.4Wi1 + 1LL + 1NLX + 0.5SLNM + 0.5NSX + 1CRANE8

COMB34	1.2DEAD + 1.2NDY + 1EX + -0.3EY + 1EZ + 1LL + 1NLY + 0.2SLMIN + 0.2NSY + 1CRANE1
COMB35	1.2DEAD + 1.2NDY + -1EX + 0.3EY + -1EZ + 1LL + 1NLY + 0.2SLNM + 0.2NSY + 1CRANE2
COMB36	1.2DEAD + 1.2NDX + 1EY + 0.3EX + 1EZ + 1LL + 1NLX + 0.2SL + 0.2NSX + 0.2SLDrift + 1CRANE3
COMB37	1.2DEAD + 1.2NDY + 1EX + -0.3EY + 1EZ + 1LL + 1NLY + 0.2SL + 0.2NSY + 0.2SLSlide + 1CRANE4
COMB38	1.2DEAD + 1.2NDY + -1EX + 0.3EY + -1EZ + 1LL + 1NLY + 0.2SL + 0.2NSY + 0.2RainL + 1CRANE5
COMB39	1.2DEAD + 1.2NDX + -1EY + 0.3EX + -1EZ + 1LL + 1NLX + 0.2SLMIN + 0.2NSX + 1CRANE6
COMB40	0.9DEAD + 0.9NDY + 1.4WX
COMB41	0.9DEAD + 0.9NDY + 1.4WX2 + 1.4Wi2
COMB42	0.9DEAD + 0.9NDX + 1.4WY + 1.4Wi1
COMB43	0.9DEAD + 0.9NDY + 1EX + 0.3EY + -1EZ
COMB44	0.9DEAD + 0.9NDX + -1EY + 0.3EX + -1EZ
COMB45	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6LL + 1.6NLX + 1.6SLMIN + 1.6NSX + 1.6CRANE1
COMB46	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6LL + 1.6NLY + 1.6SLNM + 1.6NSY + 1.6CRANE2
COMB47	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6LL + 1.6NLX + 1.6SL + 1.6NSX + 1.6SLDrift + 1.6CRANE3
COMB48	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6LL + 1.6NLY + 1.6SL + 1.6NSY + 1.6SLSlide + 1.6CRANE4
COMB49	1.2DEAD + 1.2NDX + 1.6LL + 1.6NLX + 1.6SL + 1.6NSX + 1.6RainL + 1.6CRANE5
COMB50	1.2DEAD + 1.2NDY + 1.6LL + 1.6NLY + 1.6SLMIN + 1.6NSY + 1.6CRANE6

کنترل جابجایی	
جابجایی مجاز تحت بار باد	850 / 200 = 4.2 Cm
ترکیب بار کنترل جابجایی تحت بار باد	0.75WX (Based On 10 Years Wind Return Period)
جابجایی در کنج تحت بار باد	0.29 Cm
جابجایی مجاز تاج تحت بار برف	2200/360 = 6.1 Cm
ترکیب بار کنترل جابجایی تحت بار برف	DEFSL = 1DL + 1SL
جابجایی در تاج تحت بار برف	-2.2 Cm

محاسبه فشار یا مکش خارجی تحت بار باد:

بار باد عموما عمود بر لبه

$P = I_w q C_e C_g C_p$ ⟶ محاسبه فشار یا مکش خارجی تحت بار باد

$I_w \xrightarrow{\text{جدول } (6-1-1)}$ گروه خطر پذیری ۳ $\xrightarrow{\text{جدول } (6-1-2)} I_w = 1$

$q \longrightarrow$ خرمشهر $\rightarrow q = 0.383\ KN/m2$

محاسبه ارتفاع مبنای باد

ساختمان کوتاه مرتبه است
$\begin{cases} \text{نسبت ارتفاع به عرض سازه} = ۹.۶ / ۴۲ = ۰.۲۳ < ۱ \\ \text{ارتفاع مبنای سازه} = ۹.۶ < ۲۰\ m \longrightarrow \end{cases}$

تعیین ارتفاع مبنا ⟵ مبنا ارتفاع $= Max\{6m, \text{ارتفاع متوسط بام}\} = 9.6m$

محاسبه ضریب بادگیری , Ce

$C_e \longrightarrow$

با توجه به اینکه امتداد ناهمواری درسمت بالادست پروژه بیشتر از ۵۰ متر و کمتر از یک کیلومتر است برای محاسبه ضریب بادگیری از حالت زمین با تراکم متوسط استفاده می شود.

$C_{er} = 0.7\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} = 0.65 < 0.7 \implies C_{er} = 0.7$

$C_{eo} = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} = 0.992 > 0.9 \implies C_{eo} = 0.9$

$C_e = C_{er} \times \left[0.816 + 0.184\, log_{10}\left(\frac{10}{X_r - 0.05}\right)\right] = 0.7\left[0.816 + 0.184\, log_{10}\left(\frac{10}{.2} - 0.05\right) = 0.81\right]$

$$\rightarrow 0.7 = Cer < Ce <= Ceo = 0.99 \longrightarrow OK$$

تعیین ضریب فشار و ضریب اثر جهشی باد خارجی

با توجه به شیب سقف و طبق بارگذاری حالت الف در شکل ۶-۱۰-۲ ضریب بیشینه مرکب فشار و باد جهشی خارجی برای باد عموما عمود بر لبه بصورت زیر به دست می آید:

شیب بام = ۱۱.۳درجه

CgCp1 = 0.86

CgCp2 = -1.3

CgCp3 = -0.78

CgCp4 = -0.66

و برای قسمت لبه :

CgCp1E = 1.3

CgCp2E = -2

CgCp3E = -1.13

CgCp4E = -0.97

بنابراین مقدار فشار خارجی بار باد برای سطوح عموما عمود بر لبه در چهار حالت مختلف دیوارها و بام های رو و پشت به باد بصورت زیر به دست می آید:

P1 = Iw q Ce Cg Cp1 = 1x0.383x0.81×0.86= 0.26 KN/m2

P2 = Iw q Ce Cg Cp2 = 1x0.383x0.81×-1.3= -0.4 KN/m2

P3 = Iw q Ce Cg Cp3 = 1x0.383x0.81×-0.78= -0.24 KN/m2

P4 = Iw q Ce Cg Cp4 = 1x0.383x0.81×-0.66= -0.2 KN/m2

و برای قسمت لبه :

P1E = Iw.q.Ce.Cg.Cp1E = 1x0.383x0.81×1.3= 0.4 KN/m2

P2E = Iw.q.Ce.Cg.Cp2E = 1x0.383x0.81×-2= -0.62 KN/m2

P3E = Iw.q.Ce.Cg.Cp3E = 1x0.383x0.81×-1.13= -0.35 KN/m2

P4E = Iw.q .Ce.Cg.Cp4E = 1x0.383x0.81×-0.97= -0.3 KN/m2

شدت بارهای وارد بر واحد طول هر عضو برای قاب های میانی به صورت زیر به دست می آیند:

P'1 = 0.26×6 = 1.58 KN/m

P'2 = -0.4×6 = -2.41 KN/m

P'3 = -0.24×6 = -1.45 KN/m

P'4 = -0.2×6 = -1.21 KN/m

و برای قاب دوم :

P'1 = 0.26 x 3 + 0.4 x 3 = 1.99 KN/m

P'2 = -0.4 x 3 + -0.62 x 3 = -3.06 KN/m

P'3 = -0.24 x 3 + -0.35 x 3 = -1.77 KN/m

P'4 = -0.2 x 3 + -0.3 x 3 = -1.5 KN/m

طبق بارگذاری حالت ب در شکل ۶-۱۰-۲ ضریب بیشینه مرکب فشار و باد جهشی خارجی برای باد عموما موازی با لبه بصورت زیر به دست می آید:

CgCp1 = -0.85

CgCp2 = -1.3

CgCp3 = -0.7

CgCp4 = -0.85

CgCp5 = 0.75

CgCp6 = -0.55

و برای قسمت لبه :

CgCp1E = -0.9

CgCp2E = -2

CgCp3E = -1

CgCp4E = -0.9

CgCp5E = 1.15

CgCp6E = -0.8

و مقدار فشار خارجی بار باد برای سطوح عموما موازی با لبه در شش حالت مختلف دیوارها و بام های رو و پشت به باد بصورت زیر به دست می آید:

P1 = Iw.q.Ce.Cg.Cp1 = 0.383x1x0.81×-0.85= -0.26 KN/m2

P2 = Iw.q.Ce.Cg.Cp2 = 0.383x1x0.81×-1.3= -0.4 KN/m2

P3 = Iw.q.Ce.Cg.Cp3 = 0.383x1x0.81×-0.7= -0.22 KN/m2

P4 = Iw.q.Ce.Cg.Cp4 = 0.383x1x0.81×-0.85= -0.26 KN/m2

P5 = Iw.q.Ce.Cg.Cp5 = 0.383x1x0.81×0.75= 0.23 KN/m2

P6 = Iw.q.Ce.Cg.Cp6 = 0.383x1x0.81×-0.55= -0.17 KN/m2

و برای قسمت لبه :

P1E = Iw.q.Ce.Cg.Cp1E = 0.383x1x0.81×-0.9= -0.28 KN/m2

P2E = Iw.q.Ce.Cg.Cp2E = 0.383x1x0.81×-2= -0.62 KN/m2

P3E = Iw.q.Ce.Cg.Cp3E = 0.383x1x0.81×-1= -0.31 KN/m2

P4E = Iw.q.Ce.Cg.Cp4E = 0.383x1x0.81×-0.9= -0.28 KN/m2

P5E = Iw.q.Ce.Cg.Cp5E = 0.383x1x0.81×1.15= 0.36 KN/m2

P6E = Iw.q.Ce.Cg.Cp6E = 0.383x1x0.81×-0.8= -0.25 KN/m2

شدت بارهای وارد بر واحد طول هر عضو برای قابهای میانی ناشی از باد عموما موازی با لبه به صورت زیر به دست می آیند:

Wy1 = -0.26×6 = -1.57 KN/m

Wy2 = -0.4×6 = -2.41 KN/m

Wy3 = -0.22×6 = -1.3 KN/m

Wy4 = -0.26×6 = -1.57 KN/m

و برای قاب دوم :

Wy1 = -0.26×3 + -0.28×3 = -1.62 KN/m

Wy2 = -0.4×3 + -0.62×3 = -3.06 KN/m

Wy3 = -0.22×3 + -0.31×3 = -1.57 KN/m

Wy4 = -0.26×3 + -0.28×3 = -1.62 KN/m

محاسبه فشار یا مکش داخلی تحت بار باد :

بار باد عموما عمود بر لبه

$P = I_w q C_e C_{gi} C_{pi}$

با توجه به بند ۶-۱۰-۴ - ت برای سازه های بزرگ با حجم تیغه بندی نشده می توان ضریب اثر باد جهشی را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$Tav = \frac{V_0}{6950A}\left[1 + 1.42 \times 10^5 \frac{A_s}{V_0} Delta\right] = \frac{15708}{6950\ x\ 20}\left[1 + 1.42 \times 10^5 \frac{A_s}{V_0} x\ 0\right] = 0.113$

$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1+Tav}} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1+0.113}} = 1.95$

محاسبه ارتفاع مبنای باد

با توجه به بند ۶-۱۰-۵ آیین نامه بارگذاری برای محاسبه فشار باد داخلی ، ارتفاع مبنا برابر نصف ارتفاع ساختمان تعریف می شود:

h = 9.6 / 2 = 4.8

محاسبه ضریب بادگیری , Ce

$C_{er} = 0.7\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} = 0.53 < 0.7 \implies Cer = 0.7$

$C_{eo} = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} = 0.863$

$C_e = Cer\ x\left[0.816 + 0.184\ log_{10}\left(\frac{10}{X_r - 0.05}\right)\right] = 0.7\left[0.816 + 0.184\ log_{10}\left(\frac{10}{.2} - 0.05\right) = 0.81\right]$

$$\longrightarrow\ 0.7 = Cer < Ce <= Ceo = 0.9 \longrightarrow OK$$

محاسبه ضریب فشار باد داخلی , Cpi

با توجه به نوع کاربری و بند ۶-۱۰-۶-۹، سازه در گروه ۲یعنی دارای بازشوهای معمولا بسته قرار می گیرد.

Cpi1 = -0.45

Cpi2 = 0.3

مقدار فشار داخلی بار باد در دو حالت حد بالا وپایین ضریب فشار بصورت زیر به دست می آید:

Pi1 = Iw.q.Ce.Cgi.Cpi1 = 0.383x1x0.81×1.95×-0.45= -0.27 KN/m2

Pi2 = Iw.q.Ce.Cgi.Cpi2 = 0.383x1x0.81×1.95×0.3= 0.18 KN/m2

و شدت بارهای وارد بر واحد طول هر عضو برای قابهای میانی ناشی از باد داخلی به صورت زیر به دست می آیند:

Wi1 = -0.27×6 = -1.62 KN/m

Wi2 = 0.18×6 = 1.08 KN/m

(۲-۷-۶) بار برف - متوازن

$P_r=0.7C_sC_tC_eI_sP_g$

SPAN 1

$P_g \xrightarrow{\text{بند}(6-7-1)}$ منطقه دو $\longrightarrow$ P_g= 0.5 (KN/m2)

$I_s \xrightarrow{\text{جدول}(6-1-1)}$ 3 گروه خطر پذیری $\xrightarrow{\text{جدول}(6-1-2)} Is = 1$

$C_t \xrightarrow{\text{جدول}(3-7-6)} Ct = 1$

با توجه به میزان برفگیری ساختمان برابر با نیمه برفگیر خواهیم داشت :

گروه ناهمواری محیط زیاد

Ce = 1 (۲-۷-۶)جدول طبق <==

$$C_s \longrightarrow \begin{cases} \text{سطح بام لغزنده} \longrightarrow Ct = 1 \longrightarrow a0 = 5° \\ a0 < a < 70° \longrightarrow Cs = 1 - \frac{a-a0}{70°-a0} = 1 - \frac{11.3-5}{70-5} \rightarrow Cs = 1 \end{cases}$$

P_r = 0.7×1×1×1×1×0.5 = 0.35

مقدار بار برف متوازن خطی برای قابهای میانی برابر است با :

Pr = 0.35×6xCos(11.3) = 2.06 KN/m

SPAN 2

$P_g \xrightarrow{\text{بند}(6-7-1)}$ منطقه دو $\longrightarrow$ P_g= 0.5 (KN/m2)

$I_s \xrightarrow{\text{جدول}(6-1-1)}$ 3 گروه خطر پذیری $\xrightarrow{\text{جدول}(6-1-2)} Is = 1$

$C_t \xrightarrow{\text{جدول}(3-7-6)} Ct = 1$

با توجه به میزان برفگیری ساختمان برابر با نیمه برفگیر خواهیم داشت :

گروه ناهمواری محیط زیاد

==> طبق جدول(۲-۷-۶) Ce = 1

$$C_s \longrightarrow \begin{cases} \text{سطح بام لغزنده} \longrightarrow Ct = 1 \longrightarrow a0 = 5^\circ \\ a0 < a < 70^\circ \longrightarrow Cs = 1 - \frac{a-a0}{70^\circ - a0} = 1 - \frac{11.3-5}{70-5} \rightarrow Cs = 0.9 \end{cases}$$

$P_r = 0.7 \times 0.9 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.5 = 0.32$

مقدار بار برف متوازن خطی برای قابهای میانی برابر است با :

$Pr = 0.32 \times 6 \times \cos(11.3) = 1.86$ KN/m

بار برف حداقل (۱-۳-۷-۶)

$P_g <= 1 \longrightarrow .5 = 1 \rightarrow Pm = IsPg \rightarrow Pm = 1 \times .5 = .5\ (KN/m2)$

مقدار بار برف حداقل خطی برای قابهای میانی برابر است با :

$Pmin = 0.5 \times 6 \times \cos(11.3) = 2.94$ KN/m

بار برف - نامتوازن (۸-۷-۶)

با توجه به وجود قسمتهای دندانه ای در سقف مطابق بند ۶-۷-۸-۳ آیین نامه بارگذاری ایران شدت بار برف نامتوازن را از نصف بار برف متوازن در تاج تا ۲ برابر برف متوازن در قعر در نظر می گیریم:

Max Of Unbalanced Snow Load = $2P_r/C_e = 2x0/1=0.01$

$0.01 \times 600 \times \cos(0.2)=4.12$

برای قسمتهای غیر دندانه ای در سقف سوله داریم:

باتوجه به بند ۶-۷-۸-۱ شیب بام بین ۴ و ۶۰ درصد می باشد.لذا باید بار برف نامتوازن در نظر گرفته شود . با توجه به بند ذکر گردیده داریم:

در جهت رو به باد

SPAN 1

$0.3P_r = 0.3\times0.35=0.1$ KN/m2

SPAN 2

$0.3P_r = 0.3\times0.32=0.09$ KN/m2

در جهت پشت به باد

SPAN 1

تصویر افقی بام در قسمت باد پناه بیشتر از ۶ متر باشد lu = 11(m)

$h_d = 0.12\sqrt[3]{Lu}\sqrt[4]{100Pg+50} - 0.5 \longrightarrow hd = 0.12\sqrt[3]{11}\sqrt[4]{100\times .5+50} - 0.5$

$\longrightarrow hd = 0.34\,m$; $Gamma = 0.43Pg + 2.2 = 0.43x0.5 + 2.2 = 2.42\ KN/m3$

$\frac{8hd}{3\sqrt{i}} = \frac{8x0.34}{3\times\sqrt{0.2}} = 206$ m ; $gammah_d\sqrt{i} = 2.42\times0.34\times\sqrt{0.2} = 0.37\ KN/m2$

SPAN 2

تصویر افقی بام در قسمت باد پناه بیشتر از ۶ متر باشد lu = 11(m)

$h_d = 0.12\sqrt[3]{Lu}\sqrt[4]{100Pg+50} - 0.5 \longrightarrow hd = 0.12\sqrt[3]{11}\sqrt[4]{100\times .5+50} - 0.5$

$\longrightarrow hd = 0.34\,m$; $Gamma = 0.43Pg + 2.2 = 0.43x0.5 + 2.2 = 2.42\ KN/m3$

$\frac{8hd}{3\sqrt{i}} = \frac{8x0.34}{3\times\sqrt{0.2}} = 206$ m ; $gammah_d\sqrt{i} = 2.42\times0.34\times\sqrt{0.2} = 0.37\ KN/m2$

(۶-۷-۱) انباشتگی بار برف در بام پایین تر

جهت باد از چپ به راست
SPAN 1 سمت راست دهانه بار انباشت برف وجود ندارد
SPAN 2 سمت چپ دهانه بار انباشت برف وجود ندارد

(۶-۷-۱۱) باربرف لغزنده
SPAN 1 لغزش برف در این دهانه اتفاق نمی افتد
SPAN۲ در این دهانه لغزش برف نداریم

تعیین ضرایب جهت عرضی	
آیین نامه مورد استفاده	استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴
ضریب اهمیت سازه	۱
نسبت شتاب مبنای طرح	A= 0.2
نوع زمین ساختگاه	تیپ۳ S = 1.75 S_0=1.1 T_s=0.7 T_0=0.15 ,
ضریب رفتار در جهت قاب خمشی	R=5
زمان تناوب سازه در جهت قاب خمشی	$T=0.08H^{0.75}$ = 0.4363
ضریب اصلاح طیف (**N**)	N=1
ضریب بازتاب سازه در جهت قاب خمشی	B= 2.75
ضریب زلزله در جهت قاب خمشی	C=ABI/R=0.11

تعیین ضرایب جهت طولی	
ضریب رفتار در جهت قاب مهاربندی	R=3.5
زمان تناوب سازه در جهت مهاربندی	$T=0.05H^{0.75}$ = 0.2182
ضریب اصلاح طیف (**N**)	N = 1
ضریب بازتاب سازه در جهت مهاربندی	B=2.75
ضریب زلزله در جهت مهاربندی	C=ABI/R=0.1571

ماکزیم نیروی طراحی بادبند
ماکزیم نیروی طراحی بادبند به صورت زیر از بین نیروهای ناشی از باد یا زلزله یا جرثقیل به دست می آید: P_u = Max(1.4Pwind , 1.4Pquacke , 1.6Pcrane) = Max(1.4x3732 , 1.4x13355 , 1.6x544) = Max(5225 , 18697 , 870) = 18697 Kg

مشخصات بادبند	
نوع مقطع مورد استفاده برای بادبند	UNP 100 mm۲
نوع اتصال بادبند در انتها و ابتدا	جوشی
مشخصات هندسی بادبند	2UNP : A = 27 Cm^2 , r_{Major} = 3.91 Cm , r_{Minor} = 4.22 Cm

مطابق بند ۱۰-۱-۳-۳ مقاومت کششی طراحی در اعضای تحت کشش باید کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی Ag و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضوAn و مقطع خالص موثر Ae در نظر گرفته شود.

تعیین سطح مقطع کل Ag
$A_g = \frac{P_u}{Phi\ x\ F_y} = \frac{18697}{0.9\ x\ 2400}$ = 8.7 Cm2
تعیین ضریب تاخیر برش U
(طبق جدول ۱۰-۲-۳-۱) : $U = 1 - \frac{xbar}{L} = 1 - \frac{1.55}{30}$ = 0.95
تعیین سطح مقطع خالص An
اگر سوراخی در عضو ایجاد نشده باشد داریم : An = Ag = 27 Cm2
تعیین نیروی کششی تسلیم و گسیختگی و مقایسه با بار بحرانی موجود
Pu = Phi x Fy x Ag = 0.9 x 2400 x 27 = 58320 > 18697 ===> Ok

Pu = Phi x Fuproph x An x U = 0.75 x 3700 x 27 x 0.95 = 71178.8 > 18697 ===> Ok

کنترل لاغری بادبند

$\lambda_x = \frac{kL}{rx} = \frac{0.5\ x\ 722.2}{3.91} = 92.4$; $\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{0.75\ x722.2}{4.22} = 128.4$ ==>

λ_{max} = Max(92.4 , 128.4) = 128.4 < 200 ==> OK

طراحی اتصال گاست پلیت

مقاومت کششی مورد نیاز اتصال مهاربندی:

$T_u = 1.2F_yA_g = 1.2\times2400\times27 = 77760$ kg

کل طول جوش:

$$L = \frac{T_u}{0.75\times0.75\times0.6\times0.707\times F_{ue}A_w} = \frac{77760}{0.75\times0.75\times0.6\times0.707\times4200\times0.6} = 129.3 \text{ cm}$$

طول جوش مهاربند به ورق گاست:

$L_w = \frac{L}{Pass\ Numer} = \frac{129.3}{4} = 32$cm

حداقل عرض ورق:

$b_w = h_{br} + 2L_w\tan(30) = 10 + 2\times32\times\tan(30) = 46.9$cm

حداقل ضخامت ورق گاست برای جلوگیری از تسلیم کششی

$t_{g1} = \frac{T_u}{0.9F_yb_w} = \frac{77760}{0.9\times2400\times46.9} = 0.8\ cm$

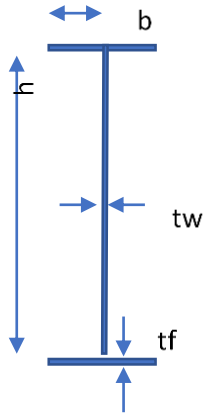
حداقل ضخامت ورق گاست برای جلوگیری از گسیختگی کششی:

$t_{g2} = \frac{T_u}{0.75F_ub_w} = \frac{77760}{0.75\times3700\times46.9} = 0.6$ cm

ضخامت ورق گاست:

$t_g = \max(tg1, tg2) = 0.8$ cm

کنترل کمانش موضعی اعضای قاب



روابط :

کنترل کمانش موضعی بال:

$$\frac{b}{t_f} \le \lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

کنترل کمانش موضعی جان:

$$\frac{h}{t_w} \le \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

مطابق بند (۱۰-۲-۲) فشردگی مقطع بررسی می گردد

Section is Compacted

E=2000000

Fy=2400

عضو	b	t_f	h	t_w	λ_{pf}	$\frac{b}{t_f}$	Result	λ_{pw}	$\frac{h}{t_w}$	Result
ستون سمت چپ دهانه۱	۱۰	۱	۷۰	۰.۸	۱۰.۹۷	۱۰	OK	۱۰۸.۵۴	۸۷.۵	OK
رفتر۱۰۲	۱۰	۱	۷۰	۰.۸	۱۰.۹۷	۱۰	OK	۱۰۸.۵۴	۸۷.۵	OK
رفتر۱۰۳	۱۰	۱	۷۰	۰.۸	۱۰.۹۷	۱۰	OK	۱۰۸.۵۴	۸۷.۵	OK
ستون سمت چپ دهانه۲	۱۰	۱	۷۰	۰.۸	۱۰.۹۷	۱۰	OK	۱۰۸.۵۴	۸۷.۵	OK
ستون سمت راست دهانه۲	۱۰	۱	۰	۰.۸	۱۰.۹۷	۱۰	OK	۱۰۸.۵۴	۸۷.۵	OK
رفتر۲۰۲	۱۰	۱	۷۰	۰.۸	۱۰.۹۷	۱۰	OK	۱۰۸.۵۴	۸۷.۵	OK
رفتر۲۰۳	۱۰	۱	۷۰	۰.۸	۱۰.۹۷	۱۰	OK	۱۰۸.۵۴	۸۷.۵	OK

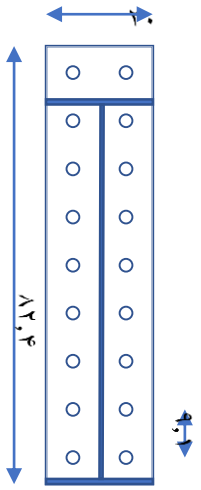
طراحی اتصال سمت چپ تیر شماره۱ در دهانه ۱

حداکثر نیرو ها و لنگرهای داخلی اعضا از مدل سپ به قرار زیر استخراج می گردد:

M_u = -2604135.4 Kg.Cm

V_u = -7310.7 Kg

P_u = -5066.4 Kg



مشخصات اتصال به صورت زیر می باشد :

PL : 82.4 x 20 x 2

Bolt : 18M24 (M8.8)

بتا زاویه ی بین عضو و صفحه ی اتصال می باشد:

β = 90

با فرض عدم جدایی صفحه ی اتصال نیروی کششی ایجاد شده در دورترین پیچ و نیروی برشی آن به صورت زیر محاسبه می گردد :

$I = \frac{1}{12}\ bh^3 = \frac{1}{12}$ x 20 x 82.4^3 = 932629.7

$$T_{net} = P_u sin\,\beta - V_u cos\,\beta$$
$$= -5066.4X\ Sin(90) - -7310.7X\ Cos\ (90)$$
$$= -5066.1$$

$$f_t = \frac{My}{I} + \frac{T_{net}}{bxh} = \frac{2604135.4\ x\ 36.2}{932629.7} + \frac{-5066.1}{20\ x\ 82.4} = 98$$

T_{bolt} = 98 x 9.5 x 10 = 9336

$V_{bolt} = \frac{V_u}{n} = \frac{7310.7}{18}$ = 406.1

کنترل عدم جدایی بین ورق اتصال

T_{bolt} = 9336 < $T_i = 0.55F_uA_b$ = 0.55 x 8000 x 4.52 = 19905 ==> Ok

کنترل کشش در پیچ

$< \varphi R_{nt} = \varphi F_{nt} A_b = 0.75\ \varphi F_u A_b$ = 24428 ==> Ok T_{bolt}

کنترل اثر توام کشش و برش در پیچ

$\varphi R_{nv} = \varphi \mu D_u h_f T_b n_s$ = 0.9 x 0.3 x 1.13 x 1 x 0.55 x 8000 x 4.52 x 2 =12146

$$= 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} = 1 - \frac{9336}{1.13 \ x \ 0.55 \ x \ 8000 \ x \ 4.52 \ x \ 1} = 0.58 K_{sc}$$

$< \varphi R_{nv} K_{sc}$ = 12145.75 x 0.58 = 7104.31 ==> Ok V_{bolt}

محاسبه ی ضخامت ورق اتصال

بر اساس کنترل گسیختگی ورق میان سخت کننده ها داریم

A_b = 4.52 ; F_u = 8000 ; F_t = 2400

کنترل ورق کنترل ورق در گوشه

A1 = 9.6 ; B1 = 10 ; C1 = 5

$$t_1 = \sqrt{\frac{2.6 A_b F_u}{\left(\frac{8A1}{B1} + \frac{2B1}{C1}\right) Ft}} = \sqrt{\frac{2.6 \ x \ 4.52 \ x \ 8000}{\left(\frac{8 \ x \ 9.6}{10} + \frac{2 \ x \ 10}{5}\right) x \ 2400}} = 1.83$$

کنترل ورق در وسط

A2 = 9.05 ; B2 = 9 ; C2 = 4.53

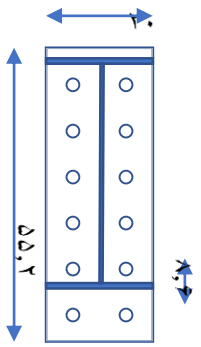
$$t_2 = \sqrt{\frac{2.6 A_b F_u}{\left(\frac{8A2}{B2} + \frac{2B2}{C2}\right) Ft}} = \sqrt{\frac{2.6 \ x \ 4.52 \ x \ 8000}{\left(\frac{8 \ x \ 9.05}{9} + \frac{2 \ x \ 9}{4.53}\right) x \ 2400}} = 1.81$$

بنابراین ضخامت ورق برابر است با :

t_f = max (t_1, t_2) = 1.83

طراحی اتصال سمت چپ تیر شماره۲ در دهانه ۱

حداکثر نیرو ها و لنگرهای داخلی اعضا از مدل سپ به قرار زیر استخراج می گردد:



M_u = 904542.9 Kg.Cm

V_u = 440.9 Kg

P_u = -3005.1 Kg

مشخصات اتصال به صورت زیر می باشد :

PL : 55.2 x 20 x 2

Bolt : 12M24 (M8.8)

بتا زاویه ی بین عضو و صفحه ی اتصال می باشد:

β = 78.7

با فرض عدم جدایی صفحه ی اتصال نیروی کششی ایجاد شده در دورترین پیچ و نیروی برشی آن به صورت زیر محاسبه می گردد :

$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12}$ x 20 x 55.2^3= 280811.9

$$T_{net} = P_u sin\,\beta - V_u cos\,\beta$$
$$= -3005.1X\ Sin(78.69) - 440.9X\ Cos\ (78.69)$$
$$= -3033.3$$

$$f_t = \frac{My}{I} + \frac{T_{net}}{bxh} = \frac{904542.9\ x\ 22.6}{280811.9} + \frac{-3033.3}{20\ x\ 55.2} = 70.1$$

T_{bolt} = 70.1 x 9.3 x 10 = 6535.9

$V_{bolt} = \frac{V_u}{n} = \frac{440.9}{12}$ = 36.7

کنترل عدم جدایی بین ورق اتصال
T_{bolt} = 6536 < T_i= 0.55$F_u A_b$ = 0.55 x 8000 x 4.52 = 19905 ==> Ok
کنترل کشش در پیچ
< $\varphi\ R_{nt}$ =$\varphi\ F_{nt} A_b$ =0.75 $\varphi\ F_u A_b$ = 24428 ==> Ok T_{bolt}
کنترل اثر توام کشش و برش در پیچ
$\varphi\ R_{nv}$ =$\varphi\ \mu\ D_u h_f\ T_b n_s$ = 0.9 x 0.3 x 1.13 x 1 x 0.55 x 8000 x 4.52 x 2 =12146

$$= 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} = 1 - \frac{6535.9}{1.13\ x\ 0.55\ x\ 8000\ x\ 4.52\ x\ 1} = 0.71 K_{sc}$$

$$< \varphi\ R_{nv}\ K_{sc} = 12145.75 \times 0.71 = 8616.37 \quad \Rightarrow \text{Ok } V_{bolt}$$

محاسبه ی ضخامت ورق اتصال

بر اساس کنترل گسیختگی ورق میان سخت کننده ها داریم

A_b = 4.52 ; F_u = 8000 ; F_t = 2400

کنترل ورق کنترل ورق در گوشه

A1 = 9.6 ; B1 = 10 ; C1 = 5

$$t_1 = \sqrt{\frac{2.6 A_b F_u}{\left(\frac{8A1}{B1} + \frac{2B1}{C1}\right) Ft}} = \sqrt{\frac{2.6\ x\ 4.52\ x\ 8000}{\left(\frac{8\ x\ 9.6}{10} + \frac{2\ x\ 10}{5}\right) x\ 2400}} = 1.83$$

کنترل ورق در وسط

A2 = 8.65 ; B2 = 9 ; C2 = 4.32

$$t_2 = \sqrt{\frac{2.6 A_b F_u}{\left(\frac{8A2}{B2} + \frac{2B2}{C2}\right) Ft}} = \sqrt{\frac{2.6\ x\ 4.52\ x\ 8000}{\left(\frac{8\ x\ 8.65}{9} + \frac{2\ x\ 9}{4.32}\right) x\ 2400}} = 1.82$$

بنابراین ضخامت ورق برابر است با :

t_f = max (t_1, t_2) = 1.83

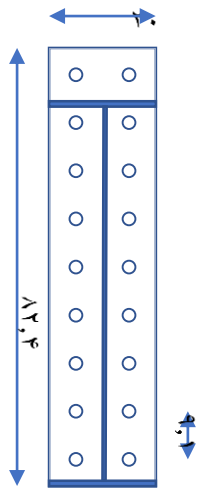
طراحی اتصال سمت چپ تیر شماره۲ در دهانه ۲

حداکثر نیرو ها و لنگرهای داخلی اعضا از مدل سپ به قرار زیر استخراج می گردد:

M_u = -3149705.9 Kg.Cm

V_u = -7768.9 Kg

P_u = -4988.8 Kg



مشخصات اتصال به صورت زیر می باشد :

PL : 82.4 x 20 x 2

Bolt : 18M24 (M8.8)

بتا زاویه ی بین عضو و صفحه ی اتصال می باشد:

β = 90

با فرض عدم جدایی صفحه ی اتصال نیروی کششی ایجاد شده در دورترین پیچ و نیروی برشی آن به صورت زیر محاسبه می گردد :

I = $\frac{1}{12}\ bh^3$ = $\frac{1}{12}$ x 20 x 82.4^3= 932629.7

$$T_{net} = P_u sin\ \beta\ - V_u cos\ \beta$$
$$= -4988.8X\ Sin(90)\ - -7768.9X\ Cos\ (90)$$
$$= -4988.5$$

$$f_t = \frac{My}{I} + \frac{T_{net}}{bxh} = \frac{3149705.9\ x\ 36.2}{932629.7} + \frac{-4988.5}{20\ x\ 82.4} = 119.2$$

T_{bolt} = 119.2 x 9.5 x 10 = 11357.7

$V_{bolt} = \frac{V_u}{n} = \frac{7768.9}{18}$ = 431.6

کنترل عدم جدایی بین ورق اتصال

T_{bolt} = 11358 < T_i= 0.55$F_u A_b$ = 0.55 x 8000 x 4.52 = 19905 ==> Ok

کنترل کشش در پیچ

< $\varphi\ R_{nt}$ =$\varphi\ F_{nt} A_b$ =0.75 $\varphi\ F_u A_b$ = 24428 ==> Ok T_{bolt}

کنترل اثر توام کشش و برش در پیچ

$\varphi\ R_{nv}$ =$\varphi\ \mu\ D_u h_f\ T_b n_s$ = 0.9 x 0.3 x 1.13 x 1 x 0.55 x 8000 x 4.52 x 2 =12146

= 1 - $\frac{T_u}{D_u T_b\ n_b}$ = 1 - $\frac{11357.7}{1.13\ x\ 0.55\ x\ 8000\ x\ 4.52\ x\ 1}$ = 0.5K_{sc}

< $\varphi\ R_{nv}\ K_{sc}$ = 12145.75 x 0.5 = 6012.58 ==> Ok V_{bolt}

محاسبه ی ضخامت ورق اتصال

بر اساس کنترل گسیختگی ورق میان سخت کننده ها داریم

A_b = 4.52 ; F_u = 8000 ; F_t = 2400

کنترل ورق کنترل ورق در گوشه

A1 = 9.6 ; B1 = 10 ; C1 = 5

$$t_1 = \sqrt{\frac{2.6A_bF_u}{\left(\frac{8A1}{B1}+\frac{2B1}{C1}\right)Ft}} = \sqrt{\frac{2.6\ x\ 4.52\ x\ 8000}{\left(\frac{8\ x\ 9.6}{10}+\frac{2\ x\ 10}{5}\right)x\ 2400}} = 1.83$$

کنترل ورق در وسط

A2 = 9.05 ; B2 = 9 ; C2 = 4.53

$$t_2 = \sqrt{\frac{2.6A_bF_u}{\left(\frac{8A2}{B2}+\frac{2B2}{C2}\right)Ft}} = \sqrt{\frac{2.6\ x\ 4.52\ x\ 8000}{\left(\frac{8\ x\ 9.05}{9}+\frac{2\ x\ 9}{4.53}\right)\ x\ 2400}} = 1.81$$

بنابراین ضخامت ورق برابر است با :

t_f = max (t_1, t_2) = 1.83

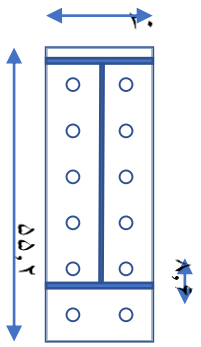
طراحی اتصال سمت چپ تیر شماره۱ در دهانه ۲

حداکثر نیرو ها و لنگرهای داخلی اعضا از مدل سپ به قرار زیر استخراج می گردد:

M_u = 896559.6 Kg.Cm

V_u = 883.5 Kg

P_u = -3046.6 Kg



مشخصات اتصال به صورت زیر می باشد :

PL : 55.2 x 20 x 2

Bolt : 12M24 (M8.8)

بتا زاویه ی بین عضو و صفحه ی اتصال می باشد:

β = 78.7

با فرض عدم جدایی صفحه ی اتصال نیروی کششی ایجاد شده در دورترین پیچ و نیروی برشی آن به صورت زیر محاسبه می گردد :

$$I = \frac{1}{12}\ bh^3 = \frac{1}{12} \text{ x } 20 \text{ x } 55.2^3 = 280811.9$$

$$T_{net} = P_u sin\ \beta - V_u cos\ \beta$$
$$= -3046.6X\ Sin(78.69) - 883.5X\ Cos\ (78.69)$$
$$= -3160.7$$

$$f_t = \frac{My}{I} + \frac{T_{net}}{bxh} = \frac{896559.6\ x\ 22.6}{280811.9} + \frac{-3160.7}{20\ x\ 55.2} = 69.3$$

T_{bolt} = 69.3 x 9.3 x 10 = 6465.2

$V_{bolt} = \frac{V_u}{n} = \frac{883.5}{12}$ = 73.6

کنترل عدم جدایی بین ورق اتصال

T_{bolt} = 6465 < $T_i = 0.55 F_u A_b$ = 0.55 x 8000 x 4.52 = 19905 ==> Ok

کنترل کشش در پیچ

$< \varphi R_{nt} = \varphi F_{nt} A_b = 0.75\ \varphi F_u A_b$ = 24428 ==> Ok T_{bolt}

کنترل اثر توام کشش و برش در پیچ

$\varphi R_{nv} = \varphi \mu D_u h_f T_b n_s$ = 0.9 x 0.3 x 1.13 x 1 x 0.55 x 8000 x 4.52 x 2 =12146

$$= 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} = 1 - \frac{6465.2}{1.13\ x\ 0.55\ x\ 8000\ x\ 4.52\ x\ 1} = 0.71 K_{sc}$$

$< \varphi R_{nv} K_{sc}$ = 12145.75 x 0.71 = 8654.55 ==> Ok V_{bolt}

محاسبه ی ضخامت ورق اتصال

بر اساس کنترل گسیختگی ورق میان سخت کننده ها داریم

A_b = 4.52 ; F_u = 8000 ; F_t = 2400

کنترل ورق کنترل ورق در گوشه

A1 = 9.6 ; B1 = 10 ; C1 = 5

$$t_1 = \sqrt{\frac{2.6 A_b F_u}{\left(\frac{8A1}{B1} + \frac{2B1}{C1}\right) Ft}} = \sqrt{\frac{2.6\ x\ 4.52\ x\ 8000}{\left(\frac{8\ x\ 9.6}{10} + \frac{2\ x\ 10}{5}\right) x\ 2400}} = 1.83$$

کنترل ورق در وسط

A2 = 8.65 ; B2 = 9 ; C2 = 4.32

$$t_2 = \sqrt{\frac{2.6 A_b F_u}{\left(\frac{8A2}{B2} + \frac{2B2}{C2}\right) Ft}} = \sqrt{\frac{2.6\ x\ 4.52\ x\ 8000}{\left(\frac{8\ x\ 8.65}{9} + \frac{2\ x\ 9}{4.32}\right) x\ 2400}} = 1.82$$

بنابراین ضخامت ورق برابر است با :

t_f = max (t_1, t_2) = 1.83

q_{all}	Kg/Cm2 ۱.۵
ارتفاع فونداسیون	۶۰ سانتیمتر
ضخامت دیوار	۳۰ سانتیمتر

در جداول زیر تنش خاک و برون محوری مجاز پی جهت جلوگیری از ناپایداری(بلندشدگی خمشی) تحت ترکیبات بار مختلف بررسی شده اند. توجه گردد این ترکیبات بار مشابه ترکیبات نرم افزار SAP می باشد که در اول همین دفترچه ذکر شده اند، با این تفاوت که بارها بدون ضریب یا با ضریب ۰.۷۵ (درصورت وجود بارهای جانبی) در نظر گرفته شده اند.

کنترل تنش خاک و پایداری پی های منفرد ستون چپ قاب شماره۳											
ردیف	ترکیب بار	Mc	Pc	Vc	e'	q	B	D	e	e	passed
1	Combo1	0	4032	-1049	0	0.8	180	180	-2.7	e<B/4	OK
2	Combo2	0	6462	-1860	0	0.9	180	180	-4.4	e<B/4	OK
3	Combo3	0	4824	-1409	0	0.9	180	180	-3.5	e<B/4	OK
4	Combo4	0	7364	-2197	0	1	180	180	-5	e<B/4	OK
5	Combo5	0	6429	-1963	0	0.9	180	180	-4.6	e<B/4	OK
6	Combo6	0	6365	-1751	0	0.9	180	180	-4.1	e<B/4	OK
7	Combo7	0	6514	-1904	0	0.9	180	180	-4.5	e<B/4	OK
8	Combo8	0	7456	-2288	0	1	180	180	-5.2	e<B/4	OK
9	Combo9	0	6474	-1878	0	0.9	180	180	-4.4	e<B/4	OK
10	Combo10	0	6380	-1776	0	0.9	180	180	-4.2	e<B/4	OK
11	Combo11	0	6386	-1774	0	0.9	180	180	-4.2	e<B/4	OK
12	Combo12	0	6464	-1846	0	0.9	180	180	-4.3	e<B/4	OK
13	Combo13	0	4808	-1384	0	0.9	180	180	-3.5	e<B/4	OK
14	Combo14	0	7493	-2328	0	1	180	180	-5.2	e<B/4	OK
15	Combo15	0	4231	-508	0	0.8	180	180	-1.3	e<B/4	OK

16	Combo16	0	1670	-243	0	0.7	180	180	-0.7	e<B/4	OK
17	Combo17	0	4204	-857	0	0.8	180	180	-2.2	e<B/4	OK
18	Combo18	0	4231	-508	0	0.8	180	180	-1.3	e<B/4	OK
19	Combo19	0	2856	-546	0	0.7	180	180	-1.5	e<B/4	OK
20	Combo20	0	4317	-1375	0	0.8	180	180	-3.5	e<B/4	OK
21	Combo21	0	2942	-1413	0	0.8	180	180	-3.8	e<B/4	OK
22	Combo22	0	2369	-1104	0	0.8	180	180	-3.1	e<B/4	OK
23	Combo23	0	5061	-1706	0	0.9	180	180	-4.2	e<B/4	OK
24	Combo24	0	2942	-1413	0	0.8	180	180	-3.8	e<B/4	OK
25	Combo25	0	5419	-1657	0	0.9	180	180	-4	e<B/4	OK
26	Combo26	0	4984	-857	0	0.8	180	180	-2.1	e<B/4	OK
27	Combo27	0	3816	-1372	0	0.8	180	180	-3.6	e<B/4	OK
28	Combo28	0	3243	-1303	0	0.8	180	180	-3.5	e<B/4	OK
29	Combo29	0	4687	-1334	0	0.8	180	180	-3.4	e<B/4	OK
30	Combo30	0	4168	-444	0	0.8	180	180	-1.1	e<B/4	OK
31	Combo31	0	5100	-1744	0	0.9	180	180	-4.3	e<B/4	OK
32	Combo32	0	2954	-1421	0	0.8	180	180	-3.9	e<B/4	OK
33	Combo33	0	3121	-1074	0	0.8	180	180	-2.9	e<B/4	OK
34	Combo34	0	5546	-966	0	0.9	180	180	-2.3	e<B/4	OK
35	Combo35	0	3564	-283	0	0.7	180	180	-0.7	e<B/4	OK
36	Combo36	0	4726	-543	0	0.8	180	180	-1.4	e<B/4	OK
37	Combo37	0	4804	-625	0	0.8	180	180	-1.6	e<B/4	OK
38	Combo38	0	4730	-553	0	0.8	180	180	-1.4	e<B/4	OK
39	Combo39	0	5566	-972	0	0.9	180	180	-2.4	e<B/4	OK
40	Combo40	0	1643	71	0	0.7	180	180	0.2	e<B/4	OK
41	Combo41	0	1484	-767	0	0.7	180	180	-2.2	e<B/4	OK
42	Combo42	0	2505	-784	0	0.7	180	180	-2.2	e<B/4	OK

43	Combo43	0	2975	-20	0	0.7	180	180	-0.1	e<B/4	OK
44	Combo44	0	2970	-13	0	0.7	180	180	0	e<B/4	OK
45	Combo45	0	7453	-2302	0	1	180	180	-5.2	e<B/4	OK
46	Combo46	0	4824	-1409	0	0.9	180	180	-3.5	e<B/4	OK
47	Combo47	0	6373	-1756	0	0.9	180	180	-4.1	e<B/4	OK
48	Combo48	0	6477	-1864	0	0.9	180	180	-4.4	e<B/4	OK
49	Combo49	0	6365	-1751	0	0.9	180	180	-4.1	e<B/4	OK
50	Combo50	0	7506	-2346	0	1	180	180	-5.3	e<B/4	OK

ریز محاسبات کنترل پایداری و تنش خاک زیر پی ستون چپ قاب شماره ۳ تحت ترکیب بار شماره ۴

محاسبه ی برون محوری پی	
ابعاد فونداسیون	طول: ۱۸۰ ، عرض: ۱۸۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر
ارتفاع خاک روی فونداسیون	۲۰ سانتیمتر
ارتفاع دیوار روی فونداسیون	۴۰۰ سانتیمتر
ضخامت دیوار روی فونداسیون	۳۰ سانتیمتر
وزن مخصوص بتن	۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص خاک	۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص دیوار آجری	۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب

Load Combination = Comb 4 = DEAD + NDX + LL + NLX + SLMIN + NSX + CRANE3

M(Comb 4) = 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 0

کل لنگر = لنگر پای ستون + نیروی برشی x (ارتفاع پی +ارتفاع پداستال)

M = 0+2197.1 x(60) = 131826 KgCm

x ضخامت دیوار + عرض پی x ارتفاع دیوار x طول دیوار x کل نیروی محوری= فشار محوری ستون + وزن مخصوص دیوار وزن مخصوص) x ارتفاع خاک + ارتفاع پداستال x (طول پی x وزن مخصوص بتن + عرض پی x ارتفاع پی x طول پی خاک

P = 7363.9 + 0.00185 x 600 x 400 x 30 + 180 x 180 x 60 x 0.0024 + 180 x 180 x (20 + 0) x 0.0018

$e = \frac{M}{P} = \frac{131826}{Max(1000, 26516)} = 4.97$ Cm

کنترل پایداری پی

e < = B / 4 = 180 / 4 = 45 ==> OK

محاسبه ی تنش خاک

تنش مجاز خاک	۱.۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
ابعاد فونداسیون	طول ۱۸۰ ، عرض: ۱۸۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر
ارتفاع خاک روی فونداسیون	۲۰ سانتیمتر
ارتفاع دیوار روی فونداسیون	۴۰۰ و ضخامت آن : ۳۰ سانتیمتر
وزن مخصوص بتن	۲۴۰۰کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص خاک	۱۸۰۰کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص دیوار آجری	۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب
Load Combination	Comb 4
کل نیروی محوری با احتساب بار زنده کف سوله	۲۷۴۸۷.۹کیلوگرم

e = 4.97 <= B / 6 = 30 ==>

$qsoil = \frac{\text{نیروی محوری}}{\text{مقطع سطح پی}} + \frac{6\ x\ \text{لنگر پی}}{\text{عرض پی}\ x\ \text{عرض پی}\ x\ \text{طول پی}}$

$qsoil = \frac{27487.9}{32400} + \frac{6x\ 131826}{180 \times 180 \times 180} = 0.98\ Kg/Cm2$

کنترل آپلیفت پی های منفرد ستون چپ قاب شماره۱

ابعاد فونداسیون	طول: ۱۸۰ ، عرض: ۱۸۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر
پی زیر بادبند	هست
ارتفاع خاک روی فونداسیون	۲۰ سانتیمتر
ارتفاع دیوار روی فونداسیون و عرض و ضخامت آن	ارتفاع۴۰۰ عرض۸۰۰ ضخامت۳۰ سانتیمتر

وزن مخصوص بتن	۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص خاک	۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص دیوار آجری	۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب

نیروی مقاوم آپلیفت

نیروی مقاوم آپلیفت = وزن بتن فونداسیون + وزن خاک روی پی + وزن دیوار روی پی

P resistant= 1.8×1.8×0.6×2400 + 1.8×1.8×0.2×1800 + 4×0.3×8x1850 = 23592 kg

Uplift Load Combination = Comb 44

P effective = 5354 kg

Uplift Safe Factor = $\frac{23592}{5354}$ = 4.41 > 1.5 OK

کنترل تنش خاک و پایداری پی های منفرد ستون راست دهانه اول قاب شماره ۳

ردیف	ترکیب بار	Mc	Pc	Vc	e'	q	B	D	e	e	passed
1	Combo1	0	7460	18	0	0.4	230	230	0.1	e<B/4	OK
2	Combo2	0	12106	-38	0	0.4	230	230	-0.1	e<B/4	OK
3	Combo3	0	13295	-280	0	0.5	230	230	-0.7	e<B/4	OK
4	Combo4	0	14221	181	0	0.5	230	230	0.5	e<B/4	OK
5	Combo5	0	13296	350	0	0.5	230	230	0.9	e<B/4	OK
6	Combo6	0	12107	181	0	0.4	230	230	0.5	e<B/4	OK
7	Combo7	0	12108	-69	0	0.4	230	230	-0.2	e<B/4	OK
8	Combo8	0	14221	32	0	0.5	230	230	0.1	e<B/4	OK
9	Combo9	0	12106	-70	0	0.4	230	230	-0.2	e<B/4	OK
10	Combo10	0	12106	100	0	0.4	230	230	0.3	e<B/4	OK
11	Combo11	0	12107	149	0	0.4	230	230	0.4	e<B/4	OK
12	Combo12	0	12107	32	0	0.4	230	230	0.1	e<B/4	OK

13	Combo13	0	13296	-200	0	0.5	230	230	-0.5	e<B/4	OK
14	Combo14	0	14222	-37	0	0.5	230	230	-0.1	e<B/4	OK
15	Combo15	0	8689	134	0	0.4	230	230	0.4	e<B/4	OK
16	Combo16	0	6419	-99	0	0.3	230	230	-0.4	e<B/4	OK
17	Combo17	0	8378	139	0	0.4	230	230	0.5	e<B/4	OK
18	Combo18	0	8689	134	0	0.4	230	230	0.4	e<B/4	OK
19	Combo19	0	5527	139	0	0.3	230	230	0.6	e<B/4	OK
20	Combo20	0	8825	-51	0	0.4	230	230	-0.2	e<B/4	OK
21	Combo21	0	5663	-45	0	0.3	230	230	-0.2	e<B/4	OK
22	Combo22	0	7819	-307	0	0.4	230	230	-1.1	e<B/4	OK
23	Combo23	0	10411	-51	0	0.4	230	230	-0.2	e<B/4	OK
24	Combo24	0	5663	-45	0	0.3	230	230	-0.2	e<B/4	OK
25	Combo25	0	10275	-145	0	0.4	230	230	-0.4	e<B/4	OK
26	Combo26	0	10274	82	0	0.4	230	230	0.2	e<B/4	OK
27	Combo27	0	7683	174	0	0.4	230	230	0.6	e<B/4	OK
28	Combo28	0	5527	-27	0	0.3	230	230	-0.1	e<B/4	OK
29	Combo29	0	8689	-144	0	0.4	230	230	-0.5	e<B/4	OK
30	Combo30	0	8689	246	0	0.4	230	230	0.8	e<B/4	OK
31	Combo31	0	10411	-102	0	0.4	230	230	-0.3	e<B/4	OK
32	Combo32	0	5664	-45	0	0.3	230	230	-0.2	e<B/4	OK
33	Combo33	0	9716	-313	0	0.4	230	230	-1	e<B/4	OK
34	Combo34	0	11642	1304	0	0.5	230	230	3.7	e<B/4	OK
35	Combo35	0	10947	1146	0	0.5	230	230	3.4	e<B/4	OK
36	Combo36	0	10056	1492	0	0.4	230	230	4.6	e<B/4	OK
37	Combo37	0	10057	1356	0	0.4	230	230	4.2	e<B/4	OK
38	Combo38	0	10057	1468	0	0.4	230	230	4.5	e<B/4	OK
39	Combo39	0	11643	1328	0	0.5	230	230	3.8	e<B/4	OK
40	Combo40	0	3307	139	0	0.3	230	230	0.7	e<B/4	OK
41	Combo41	0	2043	-139	0	0.3	230	230	-0.7	e<B/4	OK

42	Combo42	0	5340	-61	0	0.3	230	230	-0.2	e<B/4	OK
43	Combo43	0	6572	1356	0	0.4	230	230	5.1	e<B/4	OK
44	Combo44	0	6572	1369	0	0.4	230	230	5.1	e<B/4	OK
45	Combo45	0	14220	-38	0	0.5	230	230	-0.1	e<B/4	OK
46	Combo46	0	13295	-280	0	0.5	230	230	-0.7	e<B/4	OK
47	Combo47	0	12107	181	0	0.4	230	230	0.5	e<B/4	OK
48	Combo48	0	12107	0	0	0.4	230	230	0	e<B/4	OK
49	Combo49	0	12107	181	0	0.4	230	230	0.5	e<B/4	OK
50	Combo50	0	14222	-69	0	0.5	230	230	-0.2	e<B/4	OK

ریز محاسبات کنترل پایداری و تنش خاک زیر پی ستون راست دهانه اول قاب شماره ۳ تحت ترکیب بار شماره ۴

محاسبه ی برون محوری پی	
ابعاد فونداسیون	طول: ۲۳۰ ، عرض: ۲۳۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر
ارتفاع خاک روی فونداسیون	۲۰ سانتیمتر
ارتفاع دیوار روی فونداسیون	۰ سانتیمتر
ضخامت دیوار روی فونداسیون	۳۰ سانتیمتر
وزن مخصوص بتن	۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص خاک	۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص دیوار آجری	۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب

Load Combination = Comb 4 = DEAD + NDX + LL + NLX + SLMIN + NSX + CRANE3

M(Comb 4) = 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 0

کل لنگر = لنگر پای ستون + نیروی برشی x (ارتفاع پی +ارتفاع پداستال)

M = 0+-181 x(60) = -10860 KgCm

x ضخامت دیوار + عرض پی x ارتفاع دیوار x طول دیوار x کل نیروی محوری= فشار محوری ستون + وزن مخصوص دیوار وزن مخصوص) x ارتفاع خاک + ارتفاع پداستال x (طول پی x وزن مخصوص بتن + عرض پی x ارتفاع پی x طول پی خاک

P = 14221 + 0.00185 x 600 x 0 x 30 + 230 x 230 x 60 x 0.0024 + 230 x 230 x (20 + 0) x 0.0018

$e = \frac{M}{P} = \frac{-10860}{Max(1000\ ,23743)} = 0.46\ Cm$

کنترل پایداری پی

e < = B / 4 = 230 / 4 = 57.5 ==> OK

محاسبه ی تنش خاک

تنش مجاز خاک	۱.۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
ابعاد فونداسیون	طول ۲۳۰ ، عرض: ۲۳۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر
ارتفاع خاک روی فونداسیون	۲۰ سانتیمتر
ارتفاع دیوار روی فونداسیون	۰ و ضخامت آن : ۳۰ سانتیمتر
وزن مخصوص بتن	۲۴۰۰کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص خاک	۱۸۰۰کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص دیوار آجری	۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب
Load Combination	Comb 4
کل نیروی محوری با احتساب بار زنده کف سوله	۲۵۳۳۰کیلوگرم

e = 0.46 <= B / 6 = 38.33 ==>

$qsoil = \frac{\text{نیروی محوری}}{\text{مقطع سطح پی}} + \frac{6\ x\ \text{لنگر پی}}{\text{عرض پی}\ x\ \text{عرض پی}\ x\ \text{طول پی}}$

$qsoil = \frac{25330}{52900} + \frac{6x\ 10860}{230\times230\times230} = 0.48\ Kg/Cm2$

کنترل آپلیفت پی های منفرد ستون وسط قاب شماره ۱

ابعاد فونداسیون	طول: ۲۳۰ ، عرض: ۲۳۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر
پی زیر بادبند	هست
ارتفاع خاک روی فونداسیون	۲۰ سانتیمتر

ارتفاع دیوار روی فونداسیون و عرض و ضخامت آن	ارتفاع ۰ عرض ۸۰۰ ضخامت ۳۰ سانتیمتر
وزن مخصوص بتن	۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص خاک	۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص دیوار آجری	۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب

نیروی مقاوم آپلیفت

نیروی مقاوم آپلیفت = وزن بتن فونداسیون + وزن خاک روی پی + وزن دیوار روی پی

P resistant= 2.3×2.3×0.6×2400 + 2.3×2.3×0.2×1800 + 0×0.3×8x1850 = 9522 kg

Uplift Load Combination = Comb 38

P effective = 6255 kg

Uplift Safe Factor = $\frac{9522}{6255}$ = 1.52 > 1.5 OK

کنترل تنش خاک و پایداری پی های منفرد ستون راست قاب شماره ۳

ردیف	ترکیب بار	Mc	Pc	Vc	e'	q	B	D	e	e	passed
1	Combo1	0	4046	1069	0	0.8	180	180	2.7	e<B/4	OK
2	Combo2	0	6405	1811	0	0.9	180	180	4.2	e<B/4	OK
3	Combo3	0	6426	1976	0	0.9	180	180	4.6	e<B/4	OK
4	Combo4	0	7534	2389	0	1	180	180	5.3	e<B/4	OK
5	Combo5	0	4910	1480	0	0.8	180	180	3.7	e<B/4	OK
6	Combo6	0	6535	1943	0	0.9	180	180	4.5	e<B/4	OK
7	Combo7	0	6434	1821	0	0.9	180	180	4.2	e<B/4	OK
8	Combo8	0	7483	2325	0	1	180	180	5.2	e<B/4	OK
9	Combo9	0	6392	1794	0	0.9	180	180	4.2	e<B/4	OK
10	Combo10	0	6486	1895	0	0.9	180	180	4.4	e<B/4	OK
11	Combo11	0	6530	1930	0	0.9	180	180	4.5	e<B/4	OK
12	Combo12	0	6491	1883	0	0.9	180	180	4.4	e<B/4	OK

13	Combo13	0	6474	2024	0	0.9	180	180	4.7	e<B/4	OK
14	Combo14	0	7438	2280	0	1	180	180	5.1	e<B/4	OK
15	Combo15	0	4808	1310	0	0.8	180	180	3.3	e<B/4	OK
16	Combo16	0	3274	1451	0	0.8	180	180	3.9	e<B/4	OK
17	Combo17	0	4648	1675	0	0.9	180	180	4.2	e<B/4	OK
18	Combo18	0	4808	1310	0	0.8	180	180	3.3	e<B/4	OK
19	Combo19	0	3301	1364	0	0.8	180	180	3.6	e<B/4	OK
20	Combo20	0	4721	1311	0	0.8	180	180	3.3	e<B/4	OK
21	Combo21	0	3215	1365	0	0.8	180	180	3.6	e<B/4	OK
22	Combo22	0	3782	1418	0	0.8	180	180	3.7	e<B/4	OK
23	Combo23	0	5465	1642	0	0.9	180	180	4	e<B/4	OK
24	Combo24	0	3215	1365	0	0.8	180	180	3.6	e<B/4	OK
25	Combo25	0	5107	823	0	0.8	180	180	2	e<B/4	OK
26	Combo26	0	5499	1596	0	0.9	180	180	3.9	e<B/4	OK
27	Combo27	0	2292	254	0	0.7	180	180	0.7	e<B/4	OK
28	Combo28	0	2908	602	0	0.7	180	180	1.6	e<B/4	OK
29	Combo29	0	4376	500	0	0.8	180	180	1.3	e<B/4	OK
30	Combo30	0	4853	1363	0	0.8	180	180	3.4	e<B/4	OK
31	Combo31	0	5443	1617	0	0.9	180	180	3.9	e<B/4	OK
32	Combo32	0	3227	1373	0	0.8	180	180	3.7	e<B/4	OK
33	Combo33	0	4665	1372	0	0.8	180	180	3.4	e<B/4	OK
34	Combo34	0	6592	2817	0	1	180	180	6.5	e<B/4	OK
35	Combo35	0	5873	2623	0	0.9	180	180	6.3	e<B/4	OK
36	Combo36	0	5961	2602	0	0.9	180	180	6.2	e<B/4	OK
37	Combo37	0	5913	2540	0	0.9	180	180	6	e<B/4	OK
38	Combo38	0	5946	2585	0	0.9	180	180	6.1	e<B/4	OK
39	Combo39	0	6632	2851	0	1	180	180	6.6	e<B/4	OK
40	Combo40	0	2088	747	0	0.7	180	180	2.1	e<B/4	OK
41	Combo41	0	1040	-51	0	0.6	180	180	-0.2	e<B/4	OK

42	Combo42	0	2900	708	0	0.7	180	180	1.9	e<B/4	OK
43	Combo43	0	4084	1935	0	0.9	180	180	5	e<B/4	OK
44	Combo44	0	4088	1943	0	0.9	180	180	5	e<B/4	OK
45	Combo45	0	7396	2253	0	1	180	180	5.1	e<B/4	OK
46	Combo46	0	6426	1976	0	0.9	180	180	4.6	e<B/4	OK
47	Combo47	0	6543	1948	0	0.9	180	180	4.5	e<B/4	OK
48	Combo48	0	6479	1866	0	0.9	180	180	4.3	e<B/4	OK
49	Combo49	0	6535	1943	0	0.9	180	180	4.5	e<B/4	OK
50	Combo50	0	7425	2263	0	1	180	180	5.1	e<B/4	OK

کنترل آپلیفت پی های منفرد ستون راست قاب شماره ۱	
ابعاد فونداسیون	طول: ۱۸۰ ، عرض: ۱۸۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر
پی زیر بادبند	هست
ارتفاع خاک روی فونداسیون	20 سانتیمتر
ارتفاع دیوار روی فونداسیون و عرض و ضخامت آن	ارتفاع ۴۰۰ عرض ۸۰۰ ضخامت ۳۰ سانتیمتر
وزن مخصوص بتن	2400 کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص خاک	1800 کیلوگرم بر متر مکعب
وزن مخصوص دیوار آجری	1850 کیلوگرم بر متر مکعب

نیروی مقاوم آپلیفت

نیروی مقاوم آپلیفت = وزن بتن فونداسیون + وزن خاک روی پی + وزن دیوار روی پی

P resistant= 1.8×1.8×0.6×2400 + 1.8×1.8×0.2×1800 + 4×0.3×8x1850 = 23722 kg

Uplift Load Combination = Comb 1

P effective = 100 kg

(با توجه به نبود آپلیفت در این ستون و صفر شدن مخرج حداقل ۱۰۰ کیلوگرم آپلیفت در نظر گرفته می شود)

Uplift Safe Factor = $\frac{23722}{100}$ = 237.22 > 1.5 OK

ابعاد و مشخصات فونداسیون(N.mm)							
d	h	f'_c	f_y	پوشش بتن	وزن واحد طول دیوار	طول فونداسیون	عرض فونداسیون
525	600	21	400	75mm	0.0222	2300	2300

مشخصات آرماتور(mm)						
در یک متر A_s	V_s	ارتفاع پداستال	b_0	آرماتورهای پایین(ρ_0)	فاصله آرماتور	قطر آرماتور
1004.8	0	0	1400	0.00167	20	16

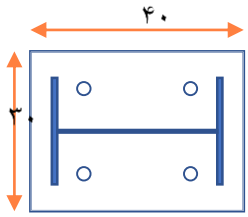
u1=1.4DL+1.7LL U2=0.75(1.4L+1.7LL+1.7wL) U3=0.9DL+1.3WL

LOAD	U1	U2	U3	ظرفیت
P	39	15	3	-
M	0	0	0	-
V	-22	6	15	-
e	-13.51	4.89	14.59	-
q_{max}	0.04	0.03	0.03	-
q_{min}	0.21	0.03	0.03	-
V_n(پانچ)	661.67	164.68	150.78	$V_c = 0.34\sqrt{f'_c}bd = 1881.38KN$
V_nیک طرفه	35.96	35.96	35.96	$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bd = 940.69KN$
M_U	16.6	14.03	12.98	$M_u = \emptyset A_s f_y(d - \frac{0.59A_s f_y}{f'_c b}) = 188.13KN.m$
result	OK	OK	OK	-

Table Of Critical Loads And Frames For Axis 1						
Vc	Pc	Mc	شماره قاب بحرانی	ترکیب بار بحرانی	نوع قاب	حالت تعیین کننده
10282	-16845	0	Frame 1 (A)	Comb 43	زیر بادبندها	تعداد و قطر بولتها
0	-487	0	Frame 1 (A)	Comb 1	سایر قابها	تعداد و قطر بولتها
-112	31306	0	Frame 4 (D)	Comb 10	بیشترین مقدار	تنش تماسی
-112	31306	0	Frame 4 (D)	Comb 10	بیشترین مقدار	ضخامت صفحه ستون

طراحی صفحه مفصلی تیپ ۲ در قاب شماره ۱ (A) از محور ۱

تحت ترکیب بار مورد نظر نیروهای پای ستون به صورت زیر می باشند :

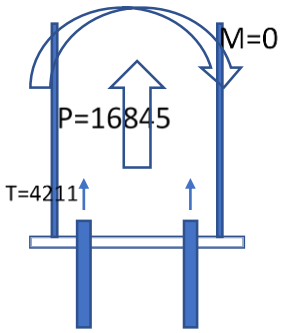


Design Load Combination = Comb 43

Mu = 0 Kg.m

Vu = 10282.5 Kg

Pu = -16845.3 Kgمشخصات و آرایش پیچها به صورت زیر می باشد



Base Plate : 30 x 40 x 2

Anchor Bolt : 4Ø2.5

(مساحت آنکربولتها بر اساس مقطع رزوه شده محاسبه می گردد)

Foundation : 180 x 135 x 60

کنترل تنش تماسی

با توجه به نیروی آپلیفت نیازی به کنترل تنش تماسی نیست.

کنترل تنش کششی در آنکربولت

در صورت وجود نیروی بلند شدگی بررسی می شود

نیروی کششی ایجاد شده در یک آنکر بولت به صورت زیر محاسبه و کنترل می گردد

LRFD : F'_{nt} = 0.75 F_u = 0.75 x6000 = 4500

$f_t = \frac{P}{n\,A_b} = \frac{16845.3}{4\,x\,3.8}$ = 1107.9≤ Ø F'_{nt} = 0.75 x 4500 = 3375 ==> OK

کنترل تنش برشی در آنکربولت

محاسبه تنش برشی ایجاد شده در یک آنکر بولت و کنترل آن به صورت زیر می باشد

LRFD : Fnv = 0.45 Fu = 0.45 x 6000 = 2700

$f_v = \frac{V}{n\,A_b} = \frac{10282.5}{4\,x\,3.8}$ = 676.3≤ Ø F_{nv} = 0.75 x 2700 = 2025 ==> OK

کنترل ضخامت ورق بر اساس لنگر به وجود آمده در فاصله ی بین بال ستون و آنکربولت در اثر نیروی آپلیفت

$f_t = \frac{P_t}{COL\ AREA} = \frac{16845.3}{64}$ = 263.2 ==> M=|f_t| x ($b_f t_f$ x 5 + 5 x t_w x 2.5) = 263.2 x (20 x 1 x 5 + 5 x0.8 x 2.5)= 28952.9

t_p = 2

با این فرض که جان ستون به عنوان سخت کننده ای به ارتفاع ۱۰ و ضخامت ۰.۸ لحاظ شود و ضخامت کف ستون را ۲ سانتیمتر در نظر بگیریم، محل تار خنثی و اساس مقطع پلاستیک به صورت زیر به دست می آید:

Yp = 0.4

Z = 46

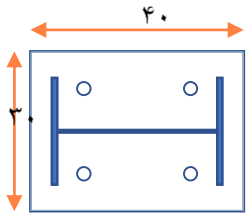
Mmax = 28953 < 0.9 Mn = 0.9 Z Fy = 0.9 x 46 x 2400 = 98802

Table Of Critical Loads And Frames For Axis 2						
Vc	Pc	Mc	شماره قاب بحرانی	ترکیب بار بحرانی	نوع قاب	حالت تعیین کننده
3013	-18916	0	Frame 8 (H)	Comb 44	زیر بادبندها	تعداد و قطر بولتها
0	-2760	0	Frame 1 (A)	Comb 1	سایر قابها	تعداد و قطر بولتها
76	60770	0	Frame 4 (D)	Comb 12	بیشترین مقدار	تنش تماسی

76	60770	0	Frame 4 (D)	Comb 12	بیشترین مقدار	ضخامت صفحه ستون

طراحی صفحه مفصلی تیپ ۲ در قاب شماره ۸ (H) از محور ۲

تحت ترکیب بار مورد نظر نیروهای پای ستون به صورت زیر می باشند :

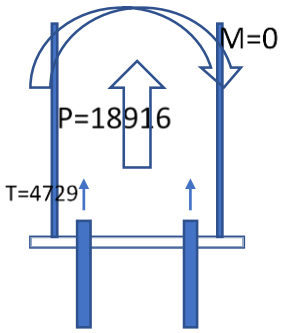


Design Load Combination = Comb 43

Mu = 0 Kg.m

Vu = 3013.4 Kg

Pu = -18916.3 Kgمشخصات و آرایش پیچها به صورت زیر می باشد



Base Plate : 30 x 40 x 2

Anchor Bolt : 4Ø2.5

(مساحت آنکربولتها بر اساس مقطع رزوه شده محاسبه می گردد)

Foundation : 230 x 172 x 60

کنترل تنش تماسی

با توجه به نیروی آپلیفت نیازی به کنترل تنش تماسی نیست.

کنترل تنش کششی در آنکربولت

در صورت وجود نیروی بلند شدگی بررسی می شود

نیروی کششی ایجاد شده در یک آنکر بولت به صورت زیر محاسبه و کنترل می گردد

LRFD : $F'_{nt} = 0.75\ F_u = 0.75 \times 6000 = 4500$

$f_t = \frac{P}{n\ A_b} = \frac{18916.3}{4\ x\ 3.8} = 1244.1 \leq \emptyset\ F'_{nt} = 0.75 \times 4500 = 3375$ ==> OK

کنترل تنش برشی در آنکربولت

محاسبه تنش برشی ایجاد شده در یک آنکر بولت و کنترل آن به صورت زیر می باشد

LRFD : Fnv = 0.45 Fu = 0.45 x 6000 = 2700

$f_v = \frac{V}{n A_b} = \frac{3013.4}{4 x 3.8}$ = 198.2≤ Ø F_{nv} = 0.75 x 2700 = 2025 ==> OK

کنترل ضخامت ورق بر اساس لنگر به وجود آمده در فاصله ی بین بال ستون و آنکربولت در اثر نیروی آپلیفت

$f_t = \frac{P_t}{COL\ AREA} = \frac{18916.3}{64}$ = 295.6 ==> M=$|f_t|$ x ($b_f t_f$ x 5 + 5 x t_w x 2.5) = 295.6 x (20 x 1 x 5 + 5 x0.8 x 2.5)= 32512.4

t_p = 2

با این فرض که جان ستون به عنوان سخت کننده ای به ارتفاع ۱۰ و ضخامت ۰.۸ لحاظ شود و ضخامت کف ستون را ۲ سانتیمتر در نظر بگیریم، محل تار خنثی و اساس مقطع پلاستیک به صورت زیر به دست می آید:

Yp = 0.4

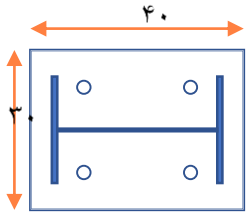
Z = 46

Mmax = 32512 < 0.9 Mn = 0.9 Z Fy = 0.9 x 46 x 2400 = 98802

Table Of Critical Loads And Frames For Axis 3						
Vc	Pc	Mc	شماره قاب بحرانی	ترکیب بار بحرانی	نوع قاب	حالت تعیین کننده
1298	-14586	0	Frame 1 (A)	Comb 38	زیر بادبندها	تعداد و قطر بولتها
0	-1672	0	Frame 1 (A)	Comb 1	سایر قابها	تعداد و قطر بولتها
4803	34275	0	Frame 4 (D)	Comb 45	بیشترین مقدار	تنش تماسی
4803	34275	0	Frame 4 (D)	Comb 45	بیشترین مقدار	ضخامت صفحه ستون

طراحی صفحه مفصلی تیپ ۲ در قاب شماره ۱ (A) از محور ۳

تحت ترکیب بار مورد نظر نیروهای پای ستون به صورت زیر می باشند :

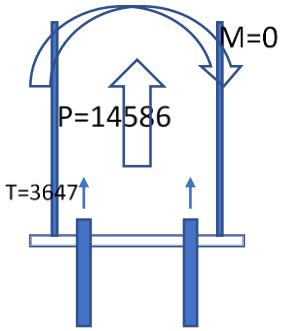


Design Load Combination = Comb 43

Mu = 0 Kg.m

Vu = -10176.2 Kg

Pu = -14586.4 Kgمشخصات و آرایش پیچها به صورت زیر می باشد



Base Plate : 30 x 40 x 2

Anchor Bolt : 4Ø2.5

(مساحت آنکربولتها بر اساس مقطع رزوه شده محاسبه می گردد)

Foundation : 180 x 136 x 60

کنترل تنش تماسی

با توجه به نیروی آپلیفت نیازی به کنترل تنش تماسی نیست.

کنترل تنش کششی در آنکربولت

در صورت وجود نیروی بلند شدگی بررسی می شود

نیروی کششی ایجاد شده در یک آنکر بولت به صورت زیر محاسبه و کنترل می گردد

LRFD : $F'_{nt} = 0.75\ F_u = 0.75 \times 6000 = 4500$

$f_t = \frac{P}{n\ A_b} = \frac{14586.4}{4\ x\ 3.8} = 959.3 \leq \emptyset\ F'_{nt} = 0.75 \times 4500 = 3375$ ==> OK

کنترل تنش برشی در آنکربولت

محاسبه تنش برشی ایجاد شده در یک آنکر بولت و کنترل آن به صورت زیر می باشد

LRFD : Fnv = 0.45 Fu = 0.45 x 6000 = 2700

$f_v = \frac{V}{n\ A_b} = \frac{10176.2}{4\ x\ 3.8} = 669.3 \leq \emptyset\ F_{nv} = 0.75 \times 2700 = 2025$ ==> OK

کنترل ضخامت ورق بر اساس لنگر به وجود آمده در فاصله ی بین بال ستون و آنکربولت در اثر نیروی آپلیفت

$f_t = \frac{P_t}{COL\ AREA} = \frac{14586.4}{64}$ = 227.9 ==> M=$|f_t|$ x ($b_f t_f$ x 5 + 5 x t_w x 2.5) = 227.9 x (20 x 1 x 5 + 5 x0.8 x 2.5)= 25070.4

t_p = 2

با این فرض که جان ستون به عنوان سخت کننده ای به ارتفاع ۱۰ و ضخامت ۰.۸ لحاظ شود و ضخامت کف ستون را ۲ سانتیمتر در نظر بگیریم، محل تار خنثی و اساس مقطع پلاستیک به صورت زیر به دست می آید:

Yp = 0.4

Z = 46

Mmax = 25070 < 0.9 Mn = 0.9 Z Fy = 0.9 x 46 x 2400 = 98802

طراحی اولین ستون باد دهانه شماره ۱	
طول ستون باد	۸.۹ متر
چشمه باربر ستون باد	۴ متر
طول ستون باد	۸.۹ متر
فشار مبنای باد	۳۸.۳ کیلوگرم بر متر مربع
ضریب ترکیبی بیشینه CpCg برای طراحی پوسته خارجی تحت مکش باد	-۱.۷
ضریب بادگیری Ce در حالت مکش	۰.۸۱
ضریب اهمیت برای بار باد	۱
ضریب بادگیری باد داخلی Cei در حالت فشار	۰.۸۱
ضریب اثر جهشی باد Cgi	۱.۹۵
ضریب فشار بار باد Cpi2	۰.۳
ترکیب بار طراحی	۰.۹ DL + 1.4 WL

فشار بار باد در واحد طول ستون باد به صورت زیر بدست می آید :

q = 0.00383 x 1 x (0.81 x 1.7 + 0.81 x 1.95 x 0.3) x 400 = 2.82 Kg/Cm

و لنگر ناشی از بار باد در ستون باد به صورت زیر بدست می آید :

$$M = \frac{q\,L^2}{8} = \frac{2.82\ x\ 887.2^2}{8} = 277552.51$$

مقطع انتخابی برای ستون باد عبارت است از :

I SECTION - Web : PL 20 x 0.6 - Flanges : 2PL 15 x 0.8

اساس مقطع ستون باد عبارت است از :

Z = 309.6

Mu = 1.4 x 277552.51 = 388573.51 < Mn = 0.9 Z Fy = 0.9 x 2400 x 309.6 = 668736 ==> OK

طراحی اولین ستون باد دهانه شماره ۲	
طول ستون باد	۸.۹ متر

چشمه باربر ستون باد	۴ متر
طول ستون باد	۸.۹ متر
فشار مبنای باد	۳۸.۳ کیلوگرم بر متر مربع
ضریب ترکیبی بیشینه CpCg برای طراحی پوسته خارجی تحت مکش باد	-۱.۷
ضریب بادگیری Ce در حالت مکش	۰.۸۱
ضریب اهمیت برای بار باد	۱
ضریب بادگیری باد داخلی Cei در حالت فشار	۰.۸۱
ضریب اثر جهشی باد Cgi	۱.۹۵
ضریب فشار بار باد Cpi2	۰.۳
ترکیب بار طراحی	۰.۹ DL + 1.4 WL

فشار بار باد در واحد طول ستون باد به صورت زیر بدست می آید :

q = 0.00383 x 1 x (0.81 x 1.7 + 0.81 x 1.95 x 0.3) x 400 = 2.82 Kg/Cm

و لنگر ناشی از بار باد در ستون باد به صورت زیر بدست می آید :

$$M = \frac{q\,L^2}{8} = \frac{2.82\ x\ 887.2^2}{8} = 277552.51$$

مقطع انتخابی برای ستون باد عبارت است از :

I SECTION - Web : PL 20 x 0.6 - Flanges : 2PL 15 x 0.8

اساس مقطع ستون باد عبارت است از :

Z = 309.6

Mu = 1.4 x 277552.51 = 388573.51 < Mn = 0.9 Z Fy = 0.9 x 2400 x 309.6 = 668736 ==> OK

آنالیز پل جرثقیل تیپ ۱	
ظرفیت اسمی جرثقیل	۱۰۰۰۰ کیلوگرم
وزن ارابه جرثقیل	۲۰۰۰ کیلوگرم
تعداد پل جرثقیل	۲
فاصله چرخهای ارابه	۱۲۵ سانتیمتر
دهانه آزاد جرثقیل	۲۲۰۰ سانتیمتر
ضریب ضربه قائم جرثقیل روی پل	۱.۲۵
ضریب ضربه افقی جانبی جرثقیل روی پل	۰.۲
ضریب ضربه افقی طولی جرثقیل روی پل	۰.۲

عکس العمل هر یک از دو سمت ارابه روی هر پل :

$$Q = \text{Impact Coefficient} \times \frac{Crane\ Capacity\ +\ Trolly\ Weight}{2\ x\ Bridge\ Numbers} = 1.25\ x\ \frac{10000 + 2000}{(2\ x\ 2)} = 3750\ Kg$$

نیروی افقی جانبی که به دلیل ترمز ارابه ایجاد و از هر چرخ ارابه به پل وارد می شود نسبتی از جرم متحرک ارابه و جسم بلند شده دارد :

$$H = \frac{\text{ظرفیت اسمی جرثقیل + وزن ارابه}}{\text{پل تعداد برابر دو}} \times \text{ضریب ضربه افقی} = \frac{10000 + 2000}{(2\ x\ 2)} \times 0.2 = 600\ Kg$$

طبق روابط تحلیلی و خطوط تاثیر ،حداکثر لنگر ایجاد شده ناشی از دو بار متمرکز متحرک چرخهای ارابه ، زمانی در پل به عنوان یک تیر دوسر مفصل ایجاد می شود که برآیند دو بار با یکی از آنها از وسط پل به یک فاصله باشند :

در این صورت اگر فاصله دو بار متمرکز را با b و فاصله یک بار تا تکیه گاه نزدیک را با c و فاصله یک بار تا تکیه گاه دور را با a و طول پل را با L و نیروهای متمرکز را با q نشان دهیم خواهیم داشت :

b = 125

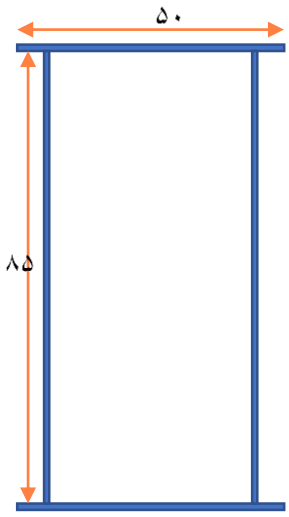
a = L/2 - b/4 = 2200/2 - 125/4 = 1069

c = L/2 - 3 x b/4 = 2200/2 - 3 x 125/4 = 1006

با فرض اینکه ارابه تقریبا در وسط پل قرار گرفته باشد بیشترین لنگر پل به صورت زیر به دست می آید :

$$M_{major} = \frac{q_{max}\ a(b+2c)}{L} + \frac{q\ L^2}{8} = \frac{3750\ x\ 1069\ (125 + 2\ x\ 1006)}{2200} + \frac{(5008\ /\ 2200)\ x\ 2200^2}{8} = 5271237\ \ Kg.Cm$$

طراحی پل جرثقیل تیپ ۱



ابعاد و شکل پل جرثقیل به صورت زیر است :

Flanges : PL 50 x 1.2

Web : PL 85 x 1

y_{3-3} = (Neutral Axis) = 1.2 + 85 / 2 = 43.7 Cm

y_{2-2} = (Neutral Axis) = 50 / 2 = 25 Cm

M_{Max3-3} = 5271237 Kg.Cm

M_{Max2-2} = 0

L_b = 2200 Cm

A = 290 Cm^2

I_{3-3} = 325282 Cm^4

I_{2-2} = 93014 Cm^4

$S_{3-3} = I_{3-3} / y_{3-3}$ = 325282 / 43.7 = 7444 Cm^3

$$r_{3-3} = \sqrt{\frac{I_{3-3}}{A}} = \sqrt{\frac{325282}{290}} = \mathbf{33\ Cm}$$

$$r_{2-2} = \sqrt{\frac{I_{2-2}}{A}} = \sqrt{\frac{93014}{290}} = \mathbf{18\ Cm}$$

$(Kl/r)_{3-3}$ = 1 x 2200 / 33 = 66

$(Kl/r)_{2-2}$ = 1 x 2200 / 18 = 123

C_C = 129.53

$f_a = P / A$ = (2 x 600) / 290 = 4 Kg/Cm2

$f_{b3-3} = M_{3-3} / S_{3-3}$ = 5271237 / 7444 = 708 Kg/Cm2

طراحی بر اساس تنش مجاز

$_{max}$ = Max(66 , 123) = 123 < C_C ==>(Kl/r)

F_a = 689 Kg/Cm2

با توجه به عدم دارا بودن شرایط فشردگی طبق ضوابط آیین نامه فولاد:

$F_{b3-3}=0.6F_y$ = 1440 Kg/Cm2

$$f_{Total} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b3-3}}{F_{b3-3}} + \frac{f_{b2-2}}{F_{b2-2}} = \frac{4}{689} + \frac{708}{1440} + 0 = 0.01 + 0.49 = 0.5\ Kg/Cm2 < 1 ==> OK$$

طراحی بر اساس معیار خستگی

حداکثر دفعات استفاده از جرثقیل در روز = ۵۰ بار

عمر مفید سازه = ۳۰ سال

تعداد تکرار بار دینامیکی روی پل در طول عمر مفید :

50 x 30 x 365 = 547500

طبق جدول زیر پل در رده بارگذاری A با دامنه تغییرات تنش مجاز ۹۱۵کیلوگرم بر سانتیمتر مربع قرار میگیرد

و با توجه به حالت عدم وجود بار تنش حداقل پل ناشی از وزن آن برابر است با :

Minimum Moment = (2.28 x 2200 ^ 2)/8 = 1377282Kg.Cm

Minimum Bending Stress = M/S = 1377282 / 7444 = 185Kg/Cm2

و حداکثر تنش مجاز خمشی ماکزیمم برابر است با :

Allowable Bending Stress = 915 - 185 = 730

شرایط بارگذاری	از	تا	رده سازه	دامنه تغییرات تنش
۱	۲۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	C	۲۲۵۰
۲	۱۰۰۰۰۰	۵۰۰۰۰۰	B	۱۳۳۵
۳	۵۰۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰۰	A	۹۱۵
۴	۲۰۰۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰۰۰۰	A	۸۴۵

و با معیار خستگی کنترل تنش به صورت زیر است :

$f_{Total} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b3-3}}{F_{b3-3}} + \frac{f_{b2-2}}{F_{b2-2}} = \frac{4}{689} + \frac{708}{730} + 0 == 0.01 + 0.97 = 0.98\ Kg/Cm2 < 1 ==> OK$

کنترل خیز پل

$$\delta_{max} = \frac{5WL^4}{384\ EI} + \frac{Pa}{24\ EI}(3L^2 - 4a^2)$$

$$\delta_{max} = \frac{5\ x\ 2.28\ x\ 2200^4}{384\ x\ 2030000\ x\ 325282} + \frac{3750\ x\ 1069}{24\ x\ 2030000\ x\ 325282}(3\ x\ 2200^2 - 4x1069^2) = 3.57$$

3.57 > 2200 / 1000 = 2.2

با توجه به خیز پل از خیز معکوس در پل استفاده می کنیم:

خیز معکوس را برابر با خیز ناشی از وزن پل و ارابه و نصف بار زنده در نظر می گیریم:

$$\text{Allowable } \delta_{Inverse} = \frac{5\ x\ 2.28\ x\ 2200^4}{384\ x\ 2030000\ x\ 325282} + \frac{(2000\ /\ 4 + 0.5\ x3000\ x\ 1)\ x\ 1069}{24\ x\ 2030000\ x\ 325282}(3\ x\ 2200^2 - 4x1069^2) = 2.4$$

البته خیز معکوس در نظر گرفته شده برابر ۶ سانتیمتر می باشد.

با توجه به لحاظ خیز معکوس فوق کنترل خیز پل به صورت زیر می شود:

3.57 - 6 = -2 < 2200 / 1000 = 2.2 ==> OK

آنالیز حماله های جرثقیل تیپ ۱

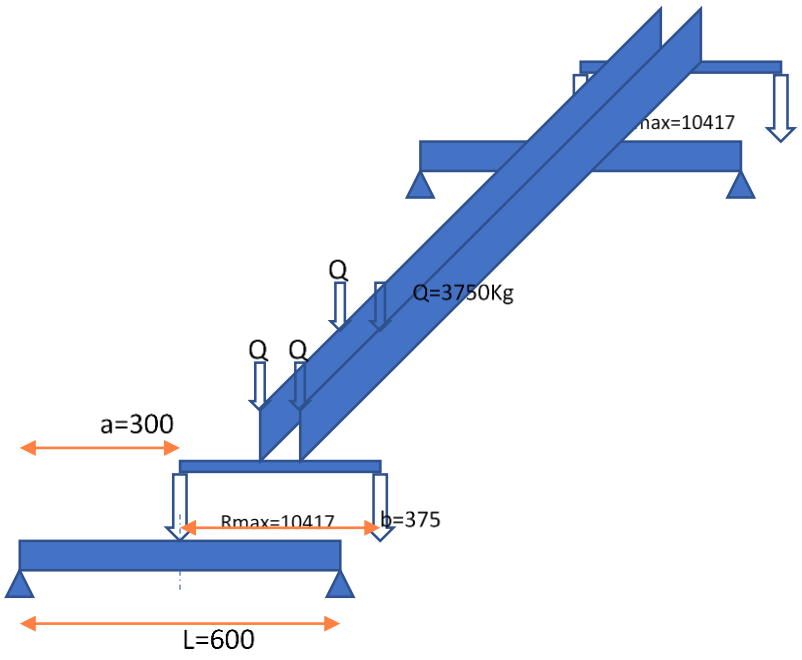


Figure 1: Case Of Maximum Stress

ظرفیت اسمی جرثقیل	10000 کیلوگرم
فاصله چرخهای راهبر پل	375 سانتیمتر
وزن تقریبی پل جرثقیل	10 تن
طول حماله جرثقیل	600 سانتیمتر
ضریب ضربه قائم جرثقیل روی حماله	1.25
ضریب ضربه افقی جانبی جرثقیل روی پل و حماله در هر سمت پل	0.2
ضریب ضربه افقی طولی جرثقیل روی حماله	0.2
ضریب ضربه جرثقیل روی ستون و فونداسیون	1.25

آنالیز نیروها یک بار بر اساس افزایش با ضریب ضربه و یکبار بدون اثر ضربه انجام می شود

عکس العمل هر یک از چهار چرخ ارابه روی پل

$$Q = \text{ضریب ضربه} X \frac{\text{ظرفیت جرثقیل} + \text{وزن ارابه}}{4} = 1.25\ X\ \frac{10000 + 2000}{4} = 3750\ Kg$$

با فرض اینکه ارابه در انتهای یک سمت پل قرار گرفته باشد بیشترین عکس العمل هر چرخ راهبر پل که به حماله وارد خواهد شد به صورت زیر به دست می آید :

$$R_{max} = (Q + 1.25 \times \frac{\text{وزن پل}}{4} + \frac{Q\ x\ (\text{فاصله های چرخ ارابه} - \text{طول پل})}{\text{طول پل}})$$

$$R_{max} = (3750 + 1.25 \times \frac{10017}{4} + \frac{3750\ x\ (2200 - 125)}{2200}) = 10417\ KG$$

$$R_{max\ LI} = (3750 + 1.25 \times \frac{10017}{4} + \frac{3750\ x\ (2200 - 125)}{2200}) = 10417\ KG$$

و در سمت دیگر پل حداکثر عکس العمل هر چرخ راهبر پل که به حماله وارد خواهد شد به صورت زیر به دست می آید :

$$R_{min} = 1.25 \times \frac{\text{وزن پل}}{4} + \frac{Q_{LI}\ x\ \text{فاصله های چرخ ارابه}}{\text{طول پل}} = \frac{10017}{4} + \frac{3750\ x\ 125}{2200} = 3343\ Kg$$

نیروی افقی جانبی که به دلیل ترمز ارابه ایجاد و از هر چرخ راهبر به حماله وارد می شود نسبتی از جرم متحرک ارابه و جسم بلند شده دارد :

$$H = \frac{\text{ظرفیت اسمی جرثقیل + وزن ارابه}}{4} X \text{ ضریب ضربه افقی} = \frac{10000 + 2000}{4} \times 0.2 = 600\ Kg$$

و به همین صورت نیروی افقی طولی که به دلیل ترمز راهبر پل ایجاد و از هر چرخ راهبر به حماله وارد می شود نسبتی از جرم متحرک ارابه و جسم بلند شده و پل دارد :

$$N = \frac{\text{وزن ارابه + ظرفیت اسمی + وزن پل}}{4} X \text{ ضریب ضربه افقی طولی} = \frac{10017 + 10000 + 2000}{4} X\ 0.1 = 550\ Kg$$

با توجه به اینکه فاصله چرخهای راهبر از ۰.۵۸ برابر طول حماله بیشتر است لنگر بیشینه زمانی اتفاق می افتد که یکی از چرخهای راهبر دقیقا در وسط تیر حماله قرار گیرد:

نشان دهیم خواهیم داشت R و هر نیروی متمرکز را با L در این صورت اگر طول حماله را با :

$$M_{major} = \frac{R_{max}\ L}{4} = \frac{10417\ x\ 600}{4} = 1562568\ \ Kg.Cm$$

و برای خمش ماکزیمم حول محور ضعیف حماله خواهیم داشت :

$$M_{minor} = \frac{H\ x\ L}{4} = \frac{600\ x\ 600}{4} = 90000\ \ Kg.Cm$$

و برای به دست آوردن حداکثر عکس العمل تکیه گاهی حماله که به کربل جرثقیل در فایل SAP و در سه جهت قائم و جانبی و طولی وارد می شود داریم :

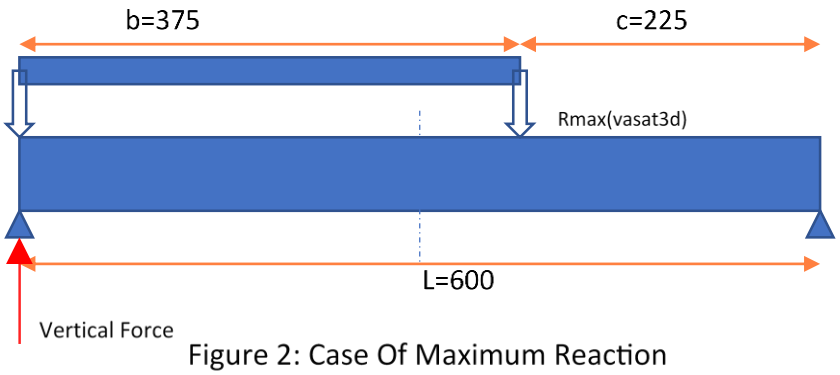


Figure 2: Case Of Maximum Reaction

$$\text{Vertical Force(max)} = 2\ X\ R_{max} - R_{max}\ x \frac{\text{فاصله چرخهای راهبر}}{\text{طول حماله}} + \text{وزن حماله} = 2 \times 10417 - 10417 \times \frac{375}{600} + 560.49 = 14884\ Kg$$

$$\text{Horizontal Force} = 2 \times H - H \times b/L = 2 \times 600 - 600 \times 375/600 = 825\ Kg$$

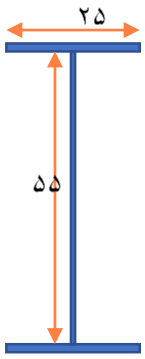
و برای به دست آوردن حداکثر عکس العمل طولی فرض می شود نیروی وارده به حماله بین دو تکیه گاه هر حماله تقسیم می شود :

longitudinalForce = 2 x N / 2 = 2 x 550 / 2 = 550 Kg

و برای به دست آوردن حداکثر عکس العمل تکیه گاهی حماله در سمت دیگر پل (که از محل ارابه دور است)و به کربل جرثقیل وارد می شود داریم :

$$\text{Vertical Force(min)} = 2 \times R_{min} - R_{min} \times \frac{\text{فاصله چرخهای راهبر}}{\text{طول حماله}} + \text{وزن حماله} = 2 \times 3343 - 3343 \times \frac{375}{600} + 560.49 = 5157 \text{ Kg}$$

طراحی حماله های جرثقیل تیپ ۱



ابعاد و شکل حماله جرثقیل به صورت زیر است :

Flanges : PL 25 x 1.5

Web : PL 55 x 0.8

y_{3-3} = (Neutral Axis) = 1.5 + 55 / 2 = 29 Cm

y_{2-2} = (Neutral Axis) = 25 / 2 = 12.5 Cm

M_{Max3-3} = 1562568 Kg.Cm

M_{Max2-2} = 90000 Kg.Cm

L_b = 600 Cm

A = 119 Cm^2

I_{3-3} = 70960 Cm^4

I_{2-2} = 3909 Cm^4

$S_{3-3} = I_{3-3} / y_{3-3}$ = 70960 / 29 = 2446.9 Cm^3

$S_{2-2} = I_{2-2} / y_{2-2}$ = 3909 / 12 = 312.7 Cm^3

$S_{2-2(Top)} = I_{2-2(Top)} / y_{2-2}$ = (1.5 / 12 x 25^3) / 12 = 156.2 Cm^3

$$r_{3-3} = \sqrt{\frac{I_{3-3}}{A}} = \sqrt{\frac{70960}{119}} = \boldsymbol{24\ Cm}$$

$$r_{2-2} = \sqrt{\frac{I_{2-2}}{A}} = \sqrt{\frac{3909}{119}} = \boldsymbol{6\ Cm}$$

$r_T = 1.25 \times r_{2-2} = 1.25 \times 6 = 6$ Cm

$(Kl/r)_{3-3} = 1 \times 600 / 24 = 25$

$(Kl/r)_{2-2} = 1 \times 600 / 6 = 105$

$C_C = 129.53$

$f_a = P / A = (2 \times 550) / 119 = 9$ Kg/Cm2

$f_{b3-3} = M_{3-3} / S_{3-3} = 1562568 / 2447 = 639$ Kg/Cm2

f_{b2-2} = M $_{2-2}$ / S_{2-2} = 90000 / 313 = 288 Kg/Cm2

طراحی بر اساس تنش مجاز

$(Kl/r)_{max}$ = Max(25 , 105) = 105 < C_C ==>

F_a = 849 Kg/Cm2

F_{b3-3} = 1085 Kg/Cm2

F_{b2-2} = 0.6 F_y = 0.6 x 2400 = 1440 Kg/Cm2

$f_{Total} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b3-3}}{F_{b3-3}} + \frac{f_{b2-2}}{F_{b2-2}} = \frac{9}{849} + \frac{639}{1085} + \frac{288}{1584}$ = 0.01 + 0.59 + 0.18 = 0.78 Kg/Cm2 < 1.03 ==> OK

طراحی بر اساس معیار خستگی

حداکثر دفعات استفاده از جرثقیل در روز = ۵۰ بار

عمر مفید سازه = ۳۰ سال

تعداد تکرار بار دینامیکی روی پل در طول عمر مفید :

50 x 30 x 365 = 547500

فرض می گردد در هر بار استفاده از جرثقیل ۳ حماله بارگذاری شوند در این صورت :

تعداد تکرار بار دینامیکی روی حماله در طول عمر مفید :

547500 x 3 / 8 = 205312

طبق جدول قبل حماله در رده بارگذاری B با دامنه تغییرات تنش مجاز ۱۳۳۵کیلوگرم بر سانتیمتر مربع قرار میگیرد

و با توجه به اینکه در حالت عدم بار تنش حماله حدود صفر است ، تنش مجاز خمشی ماکزیمم برابر است با ۱۳۳۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

و با معیار خستگی کنترل تنش به صورت زیر است :

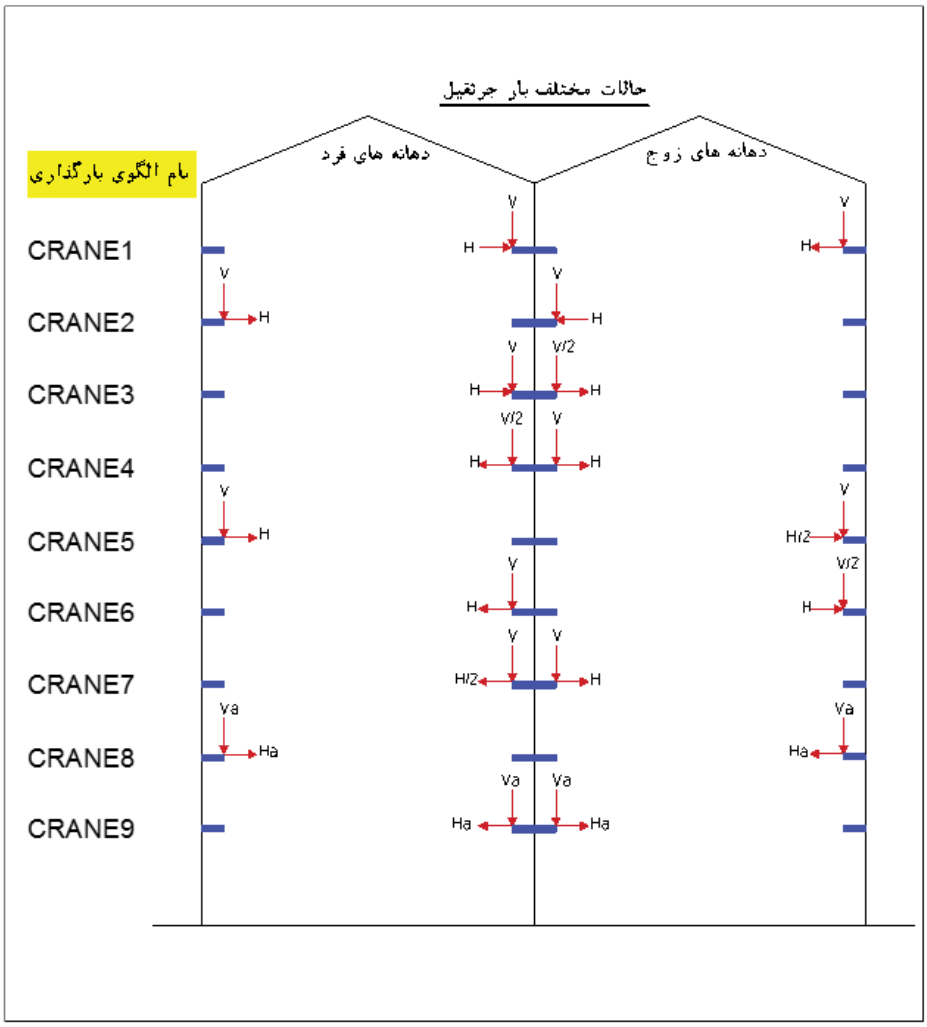
$f_{Total} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b3-3}}{F_{b3-3}} + \frac{f_{b2-2}}{F_{b2-2}} = \frac{9}{849} + \frac{639}{1335} + \frac{288}{1335}$ = = 0.01 + 0.48 + 0.22 = 0.7 Kg/Cm2 < 1.03 ==> OK

کنترل خیز حماله

$$\delta_{max} = \frac{5WL^4}{384\,EI} + \frac{Pa}{24\,EI}(3L^2 - 4a^2)$$

$$\delta_{max} = \frac{5\ x\ 0.93\ x\ 600^4}{384\ x\ 2030000\ x\ 70960} + \frac{10417\ x\ 206}{24\ x\ 2030000\ x\ 70960}(3\ x\ 600^2 - 4206^2) = 0.58$$

0.58 < 600 / 1000 = 0.6 ==> OK

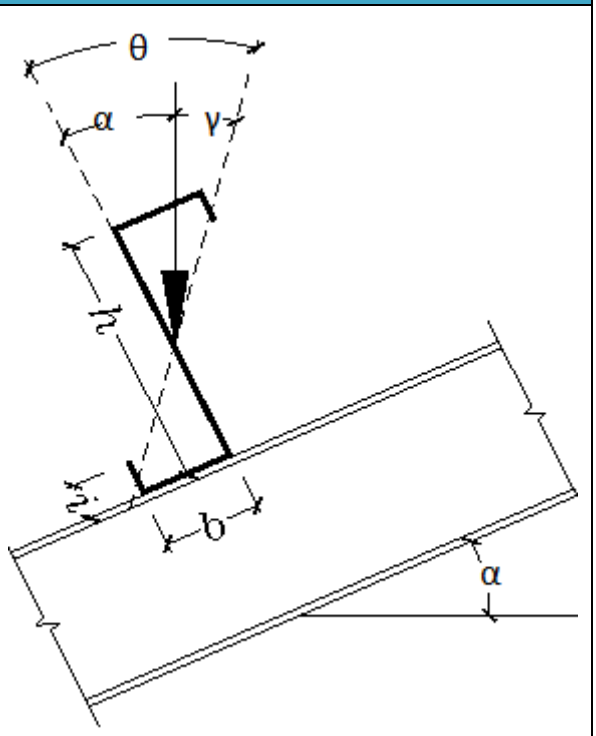


بارهایی که اندیس a دارند صرفا شامل وزن پلها و حماله جرثقیل میباشند.

v: نیروی قائم حداکثر ناشی از جرثقیل

H: نیروی افقی ناشی از جرثقیل

طراحی لاپه ها تحت اثر بارهای ثقلی

فاصله لاپه ها	110	I_x	343.07	
طول لاپه	600	I_y	57.61	
تعداد میل مهار	2	I_{xy}	98.4	
بار زنده	50	q	88	
بار مرده	30	q_{min}	17.26	
مشخصات لاپه	مقادیر	q_{max}	86.29	
i	2	طول مهار نشده اصلی	200	
b	6	طول مهار نشده فرعی	580	
h	18	$M_{max,mid}$	362.85	
t	0.2	$M_{min,mid}$	1.61	
α	11.31	$M_{max,1/3}$	322.53	
		$M_{min,1/3}$	-6.45	

$I=\frac{I_x+I_y}{2} \pm \sqrt{(\frac{L_x-I_y}{2})^2 + I_{xy}^2}$ $I_{max} = 373.71\ cm4$ $I_{min} = 26.98\ cm4$

$\tan 2\theta = -\frac{2\times I_{xy}}{(I_x-I_y)} = -0.689$ $\rightarrow \theta = -0.3$ rad $= -17.29$ degree $\rightarrow \gamma = \theta - \alpha = 5.98$

مختصات مورد بررسی

X=6$\rightarrow X' = xcos\theta + ysin\theta = 3.05$

Y= 9$\rightarrow Y' = ycos\theta - xsin\theta = 10.38$

تنش ماکزیمم در وسط دهانه

$$S_{max} = \frac{I_{max}}{Y'} = 36.01 \rightarrow \sigma = \frac{M_{max}}{S_{max}} + \frac{M_{min}}{0.5S_{min}} = 1044.1 kg/cm^2 < 1440 \rightarrow ok$$

تنش ماکزیمم در یک سوم دهانه

$$S_{min} = \frac{I_{min}}{X'} = 8.84 \rightarrow \sigma = \frac{M_{max,1/3}}{s_{max}} + \frac{M_{min,1/3}}{0.5S_{min}} = 749.7 kg/cm^2 < 1440 \rightarrow ok$$

کنترل خیز

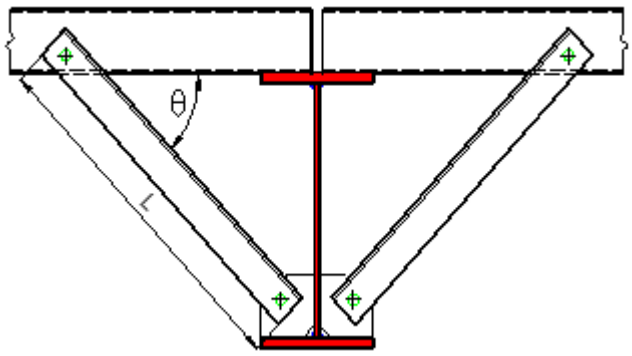
$\delta = \frac{5ql^4}{384EI_{max}} = 1.95cm < \frac{L}{250} = 2.4 \rightarrow ok$

محاسبه میل مهارها

$P = qBLsin \propto = 17.258\ kg$

$A_s = 0.02 \rightarrow \varphi 12$, $A_{s=} 1.13 cm^2$

طراحی سینه بند



$$P_{F.S} = (0.02 \times b_f \times t_f \times F_y)/cos\theta$$

$$L=\frac{(h_w+2t_f)}{cos\theta}$$

$$\lambda=\frac{KL}{r_{min}}$$

$$c_c = \frac{6440}{\sqrt{2400}}$$

$$FS=1.67+0.375\times\frac{\lambda}{C_c} - 0.125 \times \frac{\lambda}{C_c}^3$$

$$\lambda<C_c \rightarrow F_a = (\frac{F_y}{F.S}) \times [1 - 0.5(\frac{\lambda}{C_c})^2$$

$$\lambda\geq C_c \rightarrow F_a = 105 \times \frac{10^5}{\lambda^2}$$

$$P=f_a \times A$$

عرض بال تیر ورق	bf	20
ضخامت بال تیر ورق	tf	1
ارتفاع جان تیر ورق	hw	30
ضخامت جان تیر ورق	tw	0.8
زاویه سینه بند با افق	θ	45
نیروی طراحی سینه بند	$P_{f.s}$	1357.61
طول سینه بند	L	44.69
مقطع سینه بند	L50x50x5	
مساحت مقطع	A	4.8
شعاع ژیراسیون حداقل	r_{min}	0.973
ضریب لاغری سینه بند	λ	45.93
معیار کمانش	Cc	131.46
ضریب اطمینان	F.s	1.8
تنش فشاری موجود	fa	1254.96
حداکثر نیروی فشاری قابل تحمل	pa	6023.82
وضعیت	status	OK

تعیین فواصل سینه بندها

$$L_c = max\{15b_f .858 \times \frac{b_f \times t_f}{h_w}\} = 390cm$$