

مشخصات کلی سوله :

- تعداد دهانه : ۱
- فاصله قابها (عرض چشمه باربر) : ۶ متر
- در راستای طولی این سوله دارای ۲ نوع دهانه می باشد که شامل ۱ دهانه ۴,۶ متری ، ۳ دهانه ۵ متری ، می باشد
- محل احداث پروژه : شهرستان سمنان
- بار برف روی زمین در محل احداث : ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع
- فشار مبنای باد در محل احداث : ۳۰,۳ کیلوگرم بر متر مربع
- بار مرده سقفها : ۳۰ کیلوگرم بر متر مربع
- ضریب منطقه ای زلزله : ۰,۳
- ضریب رفتار زلزله : ۷
- تنش مجاز خاک : ۱ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
- گروه خطرپذیری پروژه : ۳- سازه های معمولی
- ارتفاع دیوارچینی : ۵ 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 : ویرایش سال ۱۳۸۵ مبحث ۶
- آیین نامه طراحی : AISC-ASD
- نوع فولاد مصرفی St-۳۷ :

مشخصات دهانه شماره ۱ :

- عرض دهانه : ۱۵ متر
- طول دهانه : ۱۹,۶۱ متر
- ارتفاع کنج دهانه : ۶ متر
- ارتفاع تاج دهانه : ۷,۱۲ متر
- شیب سقف دهانه : ۱۵ درصد
- نوع سقف دهانه : معمولی
- تعداد ستون میانی دهانه : ۰
- تناژ اولین جرثقیل دهانه : ۰ تن
- تراز اولین جرثقیل دهانه : ۴ متر
- عرض بال تیرهای دهانه : ۲۰ سانتیمتر
- ضخامت بال تیرهای دهانه : ۱ سانتیمتر
- ارتفاع جان در ابتدای تیرهای دهانه : ۵۰ سانتیمتر
- ارتفاع جان در بالای ستون دهانه : ۴۵ سانتیمتر

ترکیبات بارگذاری :

علایم اختصاری بار به کار رفته در پروژه :

Dead = بار مرده , 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 , ۲WX = بار باد از راست به چپ , Wy = بار باد طولی , Wi = مکش باد داخل , ۲Wi = فشار باد داخل

۱~۱۰ CRANE = حالات مختلف بار جرثقیل
 EX = بار زلزله عرضی , EY = بار زلزله طولی
 ترکیبات بارگذاری به کار رفته در پروژه :

COMB۱ = ۱DEAD + ۰,VoWX
 COMB۲ = ۱DEAD + ۱LL + ۱SL
 COMB۳ = ۰,VoDEAD + ۰,VoWX
 COMB۴ = ۰,VoDEAD + ۰,VoLL + ۰,VoWX + ۰,۳ASL
 COMB۵ = ۰,VoDEAD + ۰,VoLL + ۰,۳AWX + ۰,VoSL
 COMB۶ = ۰,VoDEAD + ۰,VoLL + ۰,۳AWX۲ + ۰,VoSL
 COMB۷ = ۱DEAD + ۱LL + ۱CRANE۱ + ۱SL
 COMB۸ = ۱DEAD + ۱LL + ۱CRANE۲ + ۱SL
 COMB۹ = ۱DEAD + ۱SL + ۱LL + ۱CRANE۳
 COMB۱۰ = ۱DEAD + ۱SL + ۱LL + ۱CRANE۴
 COMB۱۱ = ۱DEAD + ۱CRANE۵
 COMB۱۲ = ۱DEAD + ۱CRANE۶
 COMB۱۳ = ۱DEAD + ۱CRANE۷
 COMB۱۴ = ۱DEAD + ۱CRANE۸
 COMB۱۵ = ۰,VoDEAD + ۰,VoCRANE۸ + ۰,VoWX
 COMB۱۶ = ۰,VoDEAD + ۰,VoEX
 COMB۱۷ = ۰,VoDEAD + ۰,VoEX + ۰,۳ASL + ۰,VoLL
 COMB۱۸ = ۰,VoDEAD + ۰,۳AEX + ۰,VoSL + ۰,VoLL
 COMB۱۹ = ۰,VoDEAD + ۰,VoEX + ۰,VoCRANE۹ + ۰,VoLL
 COMB۲۰ = ۰,VoDEAD + ۰,VoEY
 COMB۲۱ = ۰,VoDEAD + ۰,VoEY + ۰,۳ASL + ۰,VoLL
 COMB۲۲ = ۰,VoDEAD + ۰,۳AEY + ۰,VoSL + ۰,VoLL
 COMB۲۳ = ۰,VoDEAD + ۰,VoEY + ۰,VoCRANE۱۰ + ۰,VoLL
 COMB۲۴ = ۰,VoDEAD + ۰,VoWY + ۰,VoCRANE۴
 COMB۲۵ = ۰,VoDEAD + ۰,VoEX + ۰,VoCRANE۲
 COMB۲۶ = ۱DEAD + ۱SL + ۱CRANE۵ + ۱LL
 COMB۲۷ = ۱DEAD + ۱SLNM + ۱CRANE۴ + ۱LL
 COMB۲۸ = ۱DEAD + ۱SL + ۱CRANE۳ + ۱LL
 COMB۲۹ = ۱DEAD + ۱SL + ۱CRANE۲ + ۱LL
 COMB۳۰ = ۱DEAD + ۱SLNM + ۱CRANE۱ + ۱LL
 COMB۳۱ = ۰,VoDEAD + ۰,VoWX۲ + ۰,VoCRANE۶
 COMB۳۲ = ۱DEAD + ۱CRANE۷
 COMB۳۳ = ۱DEAD + ۱CRANE۸ + ۱LL + ۱SLNM
 COMB۳۴ = ۱DEAD + ۱LL + ۱CRANE۹ + ۱SL
 COMB۳۵ = ۱DEAD + ۱LL + ۱CRANE۱۰ + ۱SLNM
 COMB۳۶ = ۱DEAD + ۱LL + ۱CRANE۵ + ۱SL
 COMB۳۷ = ۱DEAD + ۱LL + ۱CRANE۴ + ۱SL
 COMB۳۸ = ۱DEAD + ۱LL + ۱CRANE۳ + ۱SL
 COMB۳۹ = ۱DEAD + ۱SL + ۱LL + ۱CRANE۳
 COMB۴۰ = ۱DEAD + ۱SL + ۱LL + ۱CRANE۱

$$\begin{aligned}
\text{COMB}\Sigma 1 &= 1\text{DEAD} + 1\text{SLNM} + 1\text{LL} + 1\text{CRANE}1 \\
\text{COMB}\Sigma 2 &= 0, \text{VoDEAD} + -0, \text{VoEX} + 0, \text{VoCRANE}9 \\
\text{COMB}\Sigma 3 &= 0, \text{VoDEAD} + 0, \text{VoSLNM} + 0, \Sigma \text{WX} + 0, \text{VoLL} \\
\text{COMB}\Sigma 4 &= 0, \text{VoDEAD} + 0, \text{VoSLNM} + 0, \Sigma \text{WXT} + 0, \text{VoLL} \\
\text{COMB}\Sigma 5 &= 0, \text{VoDEAD} + 0, \Sigma \text{SLNM} + 0, \text{VoLL} \\
\text{COMB}\Sigma 6 &= 0, \text{VoDEAD} + 0, \text{VoLL} + 0, \text{VoWY} + 0, \Sigma \text{SLNM} \\
\text{COMB}\Sigma 7 &= 1\text{DEAD} + 1\text{LL} + 1\text{CRANE}3 + 1\text{SL} \\
\text{COMB}\Sigma 8 &= 1\text{DEAD} + 1\text{LL} + 1\text{CRANE}5 + 1\text{SLNM} \\
\text{COMB}\Sigma 9 &= 1\text{DEAD} + 1\text{LL} + 1\text{CRANE}6 \\
\text{COMB}50 &= 1\text{DEAD} + 1\text{LL} + 1\text{CRANE}6
\end{aligned}$$

بارگذاری زلزله

آیین نامه مورد استفاده: استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳

ضریب اهمیت سازه: ۱

نسبت شتاب مبنای طرح: $0,2A =$

نوع زمین ساختگاه: تیپ ۳, $S = 1,75$, $T_s = 0,7$, $T_0 = 0,15$

ضریب رفتار در جهت قاب خمشی: $R = 7$

زمان تناوب سازه در جهت قاب خمشی: $T = 0,8H^{0,75} = 0,328$

ضریب بازتاب سازه در جهت قاب خمشی: $2,70B =$

ضریب زلزله در جهت قاب خمشی: $C = ABI/R = 0,1179$

ضریب رفتار در جهت قاب مهاربندی: $R = 6$

زمان تناوب سازه در جهت مهاربندی: $T = 0,5H^{0,75} = 0,164$

ضریب اصلاح طیف ضریب بازتاب سازه در جهت مهاربندی: $B = 2,70$

ضریب زلزله در جهت مهاربندی: $0,1370C = ABI/R =$

طراحی و کنترل بادبند

ماکزیم نیروی طراحی بادبند به صورت زیر از بین نیروهای ناشی از باد یا زلزله یا جرقیل به دست می آید:

$$P_u = \text{Max}(P_{\text{wind}}, P_{\text{quake}}, P_{\text{crane}}) = \text{Max}(1149, 2697, 0) = 2697 \text{ Kg}$$

نوع مقطع مورد استفاده برای بادبند ۳۰ mm Bar :

مشخصات هندسی بادبند بصورت زیر می باشد:

$$A = 7,06 \text{ Cm}^2 \quad : \quad D = 2 \text{ Cm}$$

حداقل قطر مجاز برای استفاده از میلگرد به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$\frac{T}{A_s} \leq F_t \quad ==> \quad T_{\text{all}} = A_s \cdot F_t = A_s \cdot (0,33F_u) \quad ==> \quad d_s \geq \sqrt{\frac{4T_{\text{all}}}{0,33\pi F_u}} = \sqrt{\frac{4 \times 2697}{0,33 \times 2.1410 \times 10000}} = 1,44$$

بررسی و کنترل قطر میلگرد موجود با قطر میلگرد مجاز:

$$D = \gamma \geq d. = 1, \Sigma \implies \text{Ok}$$

کنترول لاغري بادبند

$$\frac{L}{d} = \frac{\infty}{\gamma} = 183 < 200 \implies \text{Ok}$$

کنترل کمانش موضعي اعضاي قاب

کمانش موضعي ستون سمت چپ

$$b = 9,0$$

$$t_f = 1$$

$$h = 20$$

$$t_w = 1$$

$$F_y = 2200$$

$$\frac{b}{t_f} < \frac{0.45}{\sqrt{F_y}} \implies \frac{9.0}{1} = 9.0 < \frac{0.45}{\sqrt{2200}} = 11.12 \implies \text{OK}$$

$$\frac{h}{t} < \frac{0.375}{\sqrt{F_y}} \implies \frac{20}{1} = 20 < \frac{0.375}{\sqrt{2200}} = 10.901 \implies \text{OK}$$

کمانش موضعي رfter سمت چپ

$$b = 9,0$$

$$t_f = 1$$

$$h = 0$$

$$t_w = 1$$

$$F_y = 2200$$

$$\frac{b}{t_f} < \frac{0.45}{\sqrt{F_y}} \implies \frac{9.0}{1} = 9.0 < \frac{0.45}{\sqrt{2200}} = 11.12 \implies \text{OK}$$

$$\frac{h}{t} < \frac{0.375}{\sqrt{F_y}} \implies \frac{0}{1} = 0 < \frac{0.375}{\sqrt{2200}} = 10.901 \implies \text{OK}$$

طراحی اتصالات

-طراحی اتصال سمت چپ تیر شماره ۱ در دهانه ۱

نوع سیستم سازه ای سوله قاب خمشی ویژه می باشد و مطابق بند ۲-۳-۱-۸-۳-۱۰ بایستی اتصالات خمشی تیرها برای لنگر خمشی قابل انتظار که در بر ستون ایجاد می شود، طراحی گردد . لذا برای محاسبه نیرو های اتصال داریم :

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} = 1200 \times 1,10 \times 220 = 287760,8$$

$$S_h = 20$$

$$V_{pr} = \frac{W_l h}{r} + \frac{2 \times 1,1 \times 0,6 M_{exp}}{l_h} = \frac{(0,002 + 0,01) \times 600 \times (1000 - 2 \times 20)}{2} + \frac{2 \times 1,1 \times 0,6 \times 287760,8}{(1000 - 2 \times 20)} = 9106,6$$

$$M_u = 1,1 \times 0,6 M_{exp} + V_{pr} S_h + \frac{W S_h^2}{r} = 1,1 \times 0,6 \times 287760,8 + 9106,6 \times 20 + \frac{(0,002 + 0,01) \times 600 \times 20^2}{2} = 2884670$$

$$V_u = V_{pr} + W \times (\text{Frame Dist}) S_h = 9106,6 + (0,002 + 0,01) \times 20 \times 600 = -9430 \text{ Kg}$$

مشخصات اتصال به صورت زیر تعریف می شود:

$$PL : 62,5 \times 20 \times 2$$

$$\text{Bolt} : 12M20 (M10,9)$$

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

$$\beta = 90 \text{ Degrees}$$

$$V_{Bolt} = \frac{P_u \cos \beta}{n} + \frac{V_u \sin \beta}{n} = \frac{-0800 \cos 90}{12} + \frac{-9429,6 \sin 90}{12} = -785,8$$

با فرض عدم جدایی صفحه ی اتصال نیروی کششی ایجاد شده در دورترین پیچ و نیروی برشی هر پیچ به صورت زیر محاسبه می گردد و در آخر تنش کششی و برشی ایجاد شده در هر پیچ بدست می آید .

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 20 \times 62,5^3 = 406968,7$$

$$T_{net} = P_u \sin \beta - V_u \cos \beta = -0800 \times \sin(90) - -9429,6 \times \cos(90) = -0849,6$$

$$f_t = \frac{M Y}{I} + \frac{T_{net}}{b x h} = \frac{2884669,6 \times 21,2}{406968,7} + \frac{-0849,6}{20 \times 62,5} = 216,8$$

$$T_{bolt} = 216,8 \times 10,2 \times 10 = 22226,7$$

تنش کششی ایجاد شده در یک پیچ

$$f_{tb} = \frac{T_{bolt}}{A_{nb}} = \frac{22226,7}{10,2 \times 10} = 218,2$$

تنش برشی ایجاد شده در یک پیچ

$$f_{vb} = \frac{V_{Bolt}}{A_{nb}} = \frac{-785,8}{10,2 \times 10} = -111,2$$

-کنترل عدم جدایی بین ورقهای اتصال:

$$T_{bolt} \leq T_i = 0,00 F_u A_b = 0,00 \times 10000 \times 7,07 = 3887,1 \Rightarrow Ok$$

کنترل کشش در پیچهای اتصال

$$f_{tb} \leq F_t = 0,38 F_u = 0,38 \times 10000 = 3800 \Rightarrow \Rightarrow Ok$$

کنترل اثر توام کشش و برش در پیچ های اتصال

$$F_v = 0,10 F_u = 0,10 \times 10000 = 1000$$

$$K_{SC} = \text{ضریب کاهش دهنده} = \left(1 - \frac{f_{tb} A_b}{T_b}\right) = \left(1 - \frac{T_{bolt}}{0,00 F_u A_b}\right) = 0,43$$

$$f_{vb} \leq F_v K_{SC} = 1000 \times 0,43 = 430, \Rightarrow \Rightarrow Ok$$

محاسبه ی ضخامت ورق اتصال

بر اساس کنترل گسیختگی ورق میان سخت کننده ها داریم:

$$A_b = 7,07 ; F_u = 10000 ; F_t = 3800$$

کنترل ورق در گوشه

$$A_1 = 9,6 ; B_1 = 10 ; C_1 = 0$$

$$t_1 = \sqrt{\frac{F_t A_b F_u}{\left(\frac{A_1}{B_1} + \frac{F_t B_1}{C_1}\right) F_t}} = \sqrt{\frac{3,6 \times 7,07 \times 10000}{\left(\frac{9,6}{10} + \frac{3800 \times 10}{0}\right) \times 3800}} = 2,56$$

کنترل ورق در وسط

$$A_2 = 10,0 ; B_2 = 9 ; C_2 = 0,20$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{F_t A_b F_u}{\left(\frac{A_2}{B_2} + \frac{F_t B_2}{C_2}\right) F_t}} = \sqrt{\frac{3,6 \times 7,07 \times 10000}{\left(\frac{10}{9} + \frac{3800 \times 9}{0,20}\right) \times 3800}} = 2,40$$

بنابراین ضخامت ورق برابر است با:

$$t_f = \max(t_1, t_2) = 2,56$$

-طراحی اتصال سمت چپ تیر شماره ۱ در دهانه ۱

نوع سیستم سازه ای سوله قاب خمشی ویژه می باشد و مطابق بند ۱۰-۳-۱-۸-۳-۲ بایستی اتصالات خمشی تیرها برای لنگر خمشی قابل انتظار که در بر ستون ایجاد می شود، طراحی گردد. لذا برای محاسبه نیرو های اتصال داریم:

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} = 650 \times 1,10 \times 3800 = 1780200$$

$$S_h = 20$$

$$V_{pr} = \frac{W I_h}{r} + \frac{2 \times 1,1 \times 0,1 M_{exp}}{I_h} = \frac{(0,002 + 0,01) \times 600 \times (508,48 - 2 \times 20)}{r} + \frac{2 \times 1,1 \times 0,1 \times 1780200}{(508,48 - 2 \times 20)} = 6079,84$$

$$M_u = 1,1 \times 0,1 M_{exp} + V_{pr} S_h + \frac{W S_h^2}{r} = 1,1 \times 0,1 \times 1780200 + 6079,84 \times 20 + \frac{(0,002 + 0,01) \times 600 \times 20^2}{r} = 1329360$$

$$V_u = V_{pr} + W \times (\text{Frame Dist}) S_h = 6079,8 \text{ k} + (0,003 + 0,01) \times 20 \times 600 = -6270 \text{ k}$$

مشخصات اتصال به صورت زیر تعریف می شود:

$$PL : 29,2 \times 20 \times 2$$

$$\text{Bolt} : 8M20 (M10,9)$$

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

$$\beta = 81,0 \text{ Degrees}$$

$$V_{\text{Bolt}} = \frac{P_u \cos \beta}{n} + \frac{V_u \sin \beta}{n} = \frac{-2920,2 \cos 81,0}{8} + \frac{-6270 \sin 81,0}{8} = -829,9$$

با فرض عدم جدایی صفحه ی اتصال نیروی کششی ایجاد شده در دورترین پیچ و نیروی برشی هر پیچ به صورت زیر محاسبه می گردد و در آخر تنش کششی و برشی ایجاد شده در هرپیچ بدست می آید .

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 20 \times 29,2^3 = 101093,6$$

$$T_{\text{net}} = P_u \sin \beta - V_u \cos \beta = -2920,2 \times \sin(81,0) - (-6270 \times \cos(81,0)) = -1961,9$$

$$f_t = \frac{M Y}{I} + \frac{T_{\text{net}}}{b x h} = \frac{1229370,4 \times 19,6}{101093,6} + \frac{-1961,9}{20 \times 29,2} = 200,8$$

$$T_{\text{bolt}} = 200,8 \times 9,9 \times 10 = 20281,2$$

تنش کششی ایجاد شده در یک پیچ

$$f_{tb} = \frac{T_{\text{bolt}}}{A_{nb}} = \frac{20281}{12,07} = 2011,89$$

تنش برشی ایجاد شده در یک پیچ

$$f_{vb} = \frac{V_{\text{Bolt}}}{A_{nb}} = \frac{-829,9}{12,07} = -67$$

-کنترل عدم جدایی بین ورقهای اتصال:

$$T_{\text{bolt}} \leq T_i = 0,50 F_u A_b = 0,50 \times 10000 \times 12,07 = 60350 \text{ k} \Rightarrow \text{Ok}$$

کنترل کشش در پیچهای اتصال

$$f_{tb} \leq F_t = 0,28 F_u = 0,28 \times 10000 = 2800 \Rightarrow \Rightarrow \text{Ok}$$

کنترل اثر توأم کشش و برش در پیچ های اتصال

$$F_v = 0,10 F_u = 0,10 \times 10000 = 1000$$

$$K_{sc} = \text{ضریب کاهش دهنده} = \left(1 - \frac{f_{tb} A_b}{T_b}\right) = \left(1 - \frac{T_{\text{bolt}}}{0,50 F_u A_b}\right) = 0,73$$

$$f_{vb} \leq F_v K_{sc} = 1000 \times 0,73 = 730 \Rightarrow \Rightarrow \text{Ok}$$

محاسبه ی ضخامت ورق اتصال

بر اساس کنترل گسیختگی ورق میان سخت کننده ها داریم:

$$A_b = 12,0V \quad ; \quad F_u = 10000 \quad ; \quad F_t = 2200$$

کنترل ورق در گوشه

$$A_1 = 9,6 \quad ; \quad B_1 = 10 \quad ; \quad C_1 = 0$$

$$t_1 = \sqrt{\frac{2.6A_bF_u}{\left(\frac{A_1}{B_1} + \frac{F_{B1}}{C_1}\right)F_t}} = \sqrt{\frac{2.6 \times 12.0V \times 10000}{\left(\frac{9.6}{10} + \frac{2 \times 10}{0}\right) \times 2200}} = 3,21$$

کنترل ورق در وسط

$$A_2 = 9,61 \quad ; \quad B_2 = 9 \quad ; \quad C_2 = 2,88$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{2.6A_bF_u}{\left(\frac{A_2}{B_2} + \frac{F_{B2}}{C_2}\right)F_t}} = \sqrt{\frac{2.6 \times 12.0V \times 10000}{\left(\frac{9.61}{9} + \frac{2 \times 9}{2.88}\right) \times 2200}} = 3,22$$

بنابراین ضخامت ورق برابر است با:

$$t_f = \max(t_1, t_2) = 3,21$$

طراحی فونداسیون

$2\text{Kg/Cm } 1\text{qall} =$

ارتفاع فونداسیون = ۶۰ سانتیمتر

ضخامت دیوار = ۳۰ سانتیمتر

وزن واحد طول دیوار = ۲۷,۷۵ (کیلوگرم بر سانتیمتر)

کنترل تنش خاک و پایداری پی های منفرد ستون چپ قاب شماره ۵۵

row	Combo	Mc	Pc	Vc	e'	q	B	D	e	e	passed
۱	Combo۱	۰	۳۴۶	۵۷۸	۰	۰,۸	۱۹۰	۱۹۰	۱,۳	$e < B/۳$	OK
۲	Combo۲	۰	۴۱۴۰	۱۴۲	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۰,۳	$e < B/۳$	OK
۳	Combo۳	۰	۳۴۶	۵۷۸	۰	۰,۸	۱۹۰	۱۹۰	۱,۳	$e < B/۳$	OK
۴	Combo۴	۰	۳۳۷۴	۶۵۱	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۱,۳	$e < B/۳$	OK
۵	Combo۵	۰	۳۳۷۴	۶۵۱	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۱,۳	$e < B/۳$	OK
۶	Combo۶	۰	۳۴۵۹	-۴۴۶	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	-۰,۹	$e < B/۳$	OK
۷	Combo۷	۰	۴۱۴۰	۱۴۲	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۰,۳	$e < B/۳$	OK
۸	Combo۸	۰	۴۱۴۰	۱۴۲	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۰,۳	$e < B/۳$	OK
۹	Combo۹	۰	۴۱۴۰	۱۴۲	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۰,۳	$e < B/۳$	OK
۱۰	Combo۱۰	۰	۴۱۴۰	۱۴۲	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۰,۳	$e < B/۳$	OK
۱۱	Combo۱۱	۰	۱۵۶۸	۴۵	۰	۰,۸	۱۹۰	۱۹۰	۰,۱	$e < B/۳$	OK
۱۲	Combo۱۲	۰	۱۵۶۸	۴۵	۰	۰,۸	۱۹۰	۱۹۰	۰,۱	$e < B/۳$	OK
۱۳	Combo۱۳	۰	۱۵۶۸	۴۵	۰	۰,۸	۱۹۰	۱۹۰	۰,۱	$e < B/۳$	OK
۱۴	Combo۱۴	۰	۱۵۶۸	۴۵	۰	۰,۸	۱۹۰	۱۹۰	۰,۱	$e < B/۳$	OK
۱۵	Combo۱۵	۰	۳۴۶	۵۷۸	۰	۰,۸	۱۹۰	۱۹۰	۱,۳	$e < B/۳$	OK
۱۶	Combo۱۶	۰	-۳۹۴	۱۶۵۵	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۳,۷	$e < B/۳$	OK
۱۷	Combo۱۷	۰	۱۵۳۵	۱۷۲۸	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۳,۶	$e < B/۳$	OK
۱۸	Combo۱۸	۰	۱۵۳۵	۱۷۲۸	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۳,۶	$e < B/۳$	OK
۱۹	Combo۱۹	۰	-۳۹۴	۱۶۵۵	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۳,۷	$e < B/۳$	OK
۲۰	Combo۲۰	۰	۳۸۷۹	۴۰	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۰,۱	$e < B/۳$	OK
۲۱	Combo۲۱	۰	۵۸۰۸	۱۱۳	۰	۱	۱۹۰	۱۹۰	۰,۲	$e < B/۳$	OK
۲۲	Combo۲۲	۰	۵۸۰۸	۱۱۳	۰	۱	۱۹۰	۱۹۰	۰,۲	$e < B/۳$	OK
۲۳	Combo۲۳	۰	۳۸۷۹	۴۰	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۰,۱	$e < B/۳$	OK
۲۴	Combo۲۴	۰	۳۶۹۷	-۶۲	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	-۰,۱	$e < B/۳$	OK
۲۵	Combo۲۵	۰	-۳۹۴	۱۶۵۵	۰	۰,۹	۱۹۰	۱۹۰	۳,۷	$e < B/۳$	OK

٢٦	Combo٢٦	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٢٧	Combo٢٧	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٢٨	Combo٢٨	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٢٩	Combo٢٩	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٣٠	Combo٣٠	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٣١	Combo٣١	•	١٥٣٠	-٥١٩	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	-١,١	e<B/٣	OK
٣٢	Combo٣٢	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٣٣	Combo٣٣	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٣٤	Combo٣٤	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٣٥	Combo٣٥	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٣٦	Combo٣٦	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٣٧	Combo٣٧	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٣٨	Combo٣٨	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٣٩	Combo٣٩	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٤٠	Combo٤٠	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٤١	Combo٤١	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٤٢	Combo٤٢	•	-٣٩٤	١٦٥٥	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٣,٧	e<B/٣	OK
٤٣	Combo٤٣	•	٣٤٦	٥٧٨	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	١,٣	e<B/٣	OK
٤٤	Combo٤٤	•	١٥٣٠	-٥١٩	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	-١,١	e<B/٣	OK
٤٥	Combo٤٥	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٤٦	Combo٤٦	•	٣٦٩٧	-٦٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	-٠,١	e<B/٣	OK
٤٧	Combo٤٧	•	٤١٤٠	١٤٢	•	٠,٩	١٩٠	١٩٠	٠,٣	e<B/٣	OK
٤٨	Combo٤٨	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٤٩	Combo٤٩	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK
٥٠	Combo٥٠	•	١٥٦٨	٤٥	•	٠,٨	١٩٠	١٩٠	٠,١	e<B/٣	OK

ريز محاسبات كنترول پايداري و تنش خاک زير پي ستون چپ قاب شماره ٥ تحت
ترکيب بار شماره ٥٠

- محاسبه ي برون محوري پي

ابعاد فونداسيون ، طول: ١٩٠ ، عرض: ١٩٠ و ارتفاع: ٦٠ سانتيمتر

(پي زير بادبند) ارتفاع خاک روي فونداسيون : ٢٠ سانتيمتر

ارتفاع ديوار روي فونداسيون : ٥٠٠ و عرض آن : ٣٠ سانتيمتر

وزن مخصوص بتن : ٢٤٠٠ ، وزن مخصوص خاک : ١٨٠٠ ، وزن مخصوص ديوار آجري : ١٨٥٠ كيلوگرم بر متر مكعب

$$\text{Load Combinatin} = \text{Comb} = ٥٠\text{DEAD} + \text{LL} + \text{CRANE}٦$$

$$M(\text{Comb } 00) = 0 + 0 + 0 = 0$$

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

$$M = 0 + -44,9 \times (60) = -2694 \text{ KgCm}$$

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

$$P = 1568,4 + 0,00180 \times 750 \times 500 \times 20 + 190 \times 190 \times 60 + 0,0024 + 190 \times 190 \times (20 + 0) \times 28879 = 0,0018 \text{ Kg}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{-2694}{28879} = -0,09 \text{ Cm}$$

کنترل پایداری پی

$$e < B / 3 = 190 / 3 = 63,33 \text{ OK}$$

-محاسبه ی تنش خاک

ابعاد فونداسیون ، طول: ۱۹۰ ، عرض: ۱۹۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر

(پی زیر بادنند) ارتفاع خاک روی فونداسیون : ۲۰ سانتیمتر

ارتفاع دیوار روی فونداسیون : ۵۰۰ و عرض آن : ۲۰ سانتیمتر

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

$$00\text{Load Combinatin} = \text{Comb}$$

کل نیروی محوری = ۲۹۹۶۱,۹ کیلوگرم

$$e = 0,09 < B / 3 = 31,67$$

$$q_{\text{soil}} = \frac{\text{نیروی محوری}}{\text{مقطع سطح پی}} + \frac{\text{لنگر پی} \times 6}{\text{عرض پی} \times \text{عرض پی} \times \text{طول پی}}$$

$$q_{\text{soil}} = \frac{29961.9}{31100} + \frac{6 \times 2694}{190 \times 190 \times 190} = 0.82 \text{ Kg/Cm}^2$$

کنترل آپلیفت پی های منفرد ستون چپ قاب شماره ۱

ابعاد فونداسیون ، طول: ۱۹۰ ، عرض: ۱۹۰ و ارتفاع: ۶۰ سانتیمتر

(پی زیر بادنند) ارتفاع خاک روی فونداسیون : ۲۰ سانتیمتر

ارتفاع دیوار روی فونداسیون : ۵۰۰ و عرض آن : ۷۳۰,۵ و ضخامت آن : ۳۰ سانتیمتر

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

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

$$P_{\text{resistant}} = 1,9 \times 1,9 \times 0,6 \times 2400 + 1,9 \times 1,9 \times 0,2 \times 1800 + 0,5 \times 0,3 \times 17,3 \times 0,5 \times 1800 = 26769 \text{ kg}$$

$$\text{Uplift Load Combinatin} = \text{Comb } 20$$

$$P_{\text{effective}} = 1706 \text{ kg}$$

$$\text{Uplift Safe Factor} = \frac{26769}{1706} = 15,70 > 1,5 \text{ OK}$$

طراحی کف ستونها

- طراحی صفحه ستون ۲ در قاب شماره ۱

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

$$\text{Design Load Combinatin} = \text{Comb } 1$$

$$M_u = 0 \text{ Kg.m}$$

$$V_u = 0,50,1 \text{ Kg}$$

$$P_u = 734,0 \text{ Kg}$$

مشخصات و آرایش پیچها به صورت زیر می باشد

$$\text{Base Plate} : 30 \times 50 \times 1,2$$

$$\text{Anchor Bolt} : 2,5 \varnothing 2$$

(مساحت آنکربولتها بر اساس مقطع رزوه شده محاسبه میگردد)

$$\text{Foundation} : 190 \times 190 \times 60$$

$$f_p = \frac{P}{BD} = \frac{734,0}{30 \times 50} = 0,49$$

$$F_p = 0,49 f'_c \sqrt{\frac{A_T}{A_1}} = 0,49 \times 210 \times \sqrt{\frac{(30 \times 50)}{(190 \times 190)}} = 28,2 \leq 1,7 f'_c \Rightarrow F_p = 28,2$$

$$\text{ASD} : f_p \leq \frac{F_p}{\Omega} \xrightarrow{\Omega=2,0} 0,49 \leq \frac{28,2}{2,0} = 14,1 \Rightarrow \text{OK}$$

کنترل تنش کششی در آنکر بولت

با توجه به عدم وجود آپلیفت در این ترکیب بار نیازی به کنترل کششی آنکربولتها نیست.

کنترل تنش برشی در آنکربولت

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

$$\text{ASD} : F'_{nv} = 0,17 F_u = 0,17 \times 5000 = 850$$

$$f_v = \frac{V}{n A_b} = \frac{0,50,1}{2 \times 2,9} = 29,2 \leq F'_{nv} \Rightarrow \text{OK}$$

کنترل ضخامت ورق اتصال-

کنترل ضخامت در مقاطع بحرانی بر اساس نیروی محوری فشاری

$$m = \frac{B - 0,90d}{r} = \frac{50 - 0,90 \times 20}{r} = 1,1 ; M_m = \frac{f_p D m^2}{r} = \frac{0,49 \times 20 \times 1,1^2}{r} = 250,5$$

$$n = \frac{D - 0,8b_f}{r} = \frac{20 - 0,8 \times 20}{r} = 1 ; M_n = \frac{f_p B n^2}{r} = \frac{0,49 \times 50 \times 1^2}{r} = 599,8$$

$$t_{p1} = \sqrt{\frac{\gamma M_m}{0.50 F_y D}} = \sqrt{\frac{1 \times 200.0}{1800 \times 20}} = 0.2 \quad ; \quad t_{p2} = \sqrt{\frac{\gamma M_n}{0.50 F_y B}} = \sqrt{\frac{1 \times 0.99.8}{1800 \times 0.0}} = 0.2$$

$$t_p = 0.2 > \max(t_{p1}, t_{p2}) = 0.2 \quad ==> \quad OK$$

طراحی ستونهای باد

طراحی اولین ستون باد دهانه شماره ۱ با مشخصات :

طول ستون باد : ۶,۵ متر

چشمه باربر ستون باد : ۵ متر

فشار مینای باد : ۳۰,۳ کیلوگرم بر متر مربع

ضریب شکل برای عناصر سازه ای نگهدارنده دیوارها : ۱,۴ -

ضریب اثر تغییر سرعت برای مکش : ۱,۶

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

$$q = 0.00302 \times 1.6 \times 1.4 \times 500 = 4.24 \text{ Kg/Cm}$$

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

$$M = \frac{q L^2}{8} = \frac{4.24 \times 6.5^2}{8} = 222446.07$$

مقطع انتخابی برای ستون باد عبارت است از :

IPE۲۰۰۲۰

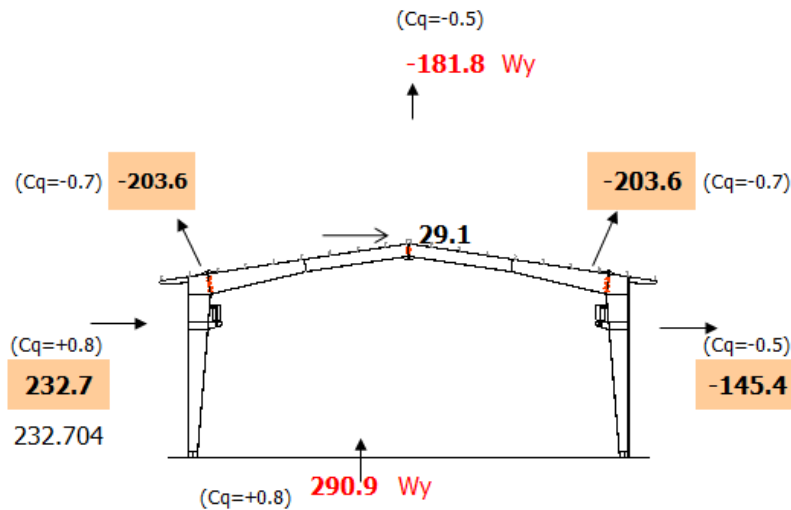
اساس مقطع ستون باد عبارت است از :

$$S = 194 \text{ Cm}^2$$

$$f = 0.85 \times \frac{222446.6}{194} = 986.1 < 0.6 F_y = 1440 \quad ==> \quad OK$$

بارگذاري

سوله برای مناطق
داخل شهر طراحی
شده است



ترکيبات بارگذاري سوله

- (1) D
- (2) D + L + S
- (3) D + W
- (4) D + E
- (5) D + L + W + 0.5S
- (6) D + L + E + 0.5 S
- (7) D + L + S + E
- (8) D + L + S + 0.5W
- (9) D + L
- (10) D + CRANE
- (11) D + S + CRANE
- (12) D + W + CRANE A
- (13) D + E + CRANE A

بارگذاري مرده

10Kg/m2	بار پوششش گالوانيزه
5Kg/m2	بار پنجم و شيشه و توري مرعي
10Kg/m2	وزن لايه ها و اتصالات
25Kg/m2	جمع بار مرده
30Kg/m2	جمع بار مرده در نظر گرفته شده

بارگذاري زنده

100.0	بار برف (زنده) Kg/m2
-------	----------------------

بارگذاري باد

7.125	ارتفاع تاج سوله
0.15	زاويه سقف (راديان)
8.53	زاويه سقف (درجه)
6.56	ارتفاع متوسط سقف
1.60	ضريب تغيير سرعت (Ce) براي فشار
1.60	ضريب تغيير سرعت (Ce) براي مکش
3.00	جابجايي مجاز
30.30	فشار مبناي باد (q)

D	بار مرده
S	بار برف
W	بار باد
CRANE	بار کل جرثقیل با اثر ضربه
CRANE A	بار ارايه ويلها و 10% از زنده
E	بار زلزله
L	بار زنده طبقات به جز بام
SLNM	بار برف نامتقارن
Lr	بار زنده بام

طراحی لایه ها
تحت اثر بارهای
ثقلی

فاصله لایه ها 110
طول لایه 600
تعداد میل مهار 1
بار زنده 100
بار مرده 25
ضخامت لایه 0.3

$$I_x = 514.63$$

$$I_y = 86.44$$

$$I_{xy} = 154.8$$

$$q = (100 + 25) \times 1.1 = 137.5 \text{ Kg/m}$$

$$q_{\min} = 137.5 \sin 8.5 = 20.40$$

$$q_{\max} = 137.5 \cos 8.5 = 135.98$$

طول مهار نشده اصلی = 3

طول مهار نشده فرعی = 5.8

$$M_{\max} = 571.8 \text{ Kg.m} \quad \text{لنگرهای خمشی در وسط دهانه:}$$

$$M_{\min} = 22.9 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\max} = 411.7 \text{ Kg.m} \quad \text{لنگرهای خمشی در 1/4 دهانه:}$$

$$M_{\min} = 12.8 \text{ Kg.m}$$

$$I_{\max/\min} = \frac{I_x + I_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2 + I_{xy}^2}$$

$$I_{\max} = 564.7 \text{ Cm}^4$$

$$I_{\min} = 36.3 \text{ Cm}^4$$

$$\begin{cases} X=0 \\ Y=9 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} x' = x \cos \theta + y \sin \theta = 2.77 \text{ Cm} \\ y' = y \cos \theta - x \sin \theta = 8.56 \text{ Cm} \end{cases}$$

$$S_{\max} = \frac{I_{\max}}{y'} = 66.0 \quad \sigma = \frac{M_{\max}}{S_{\max}} + \frac{M_{\min}}{0.5S_{\min}} = 1217 \text{ Kg/Cm}^2 < 1440$$

$$S_{\min} = \frac{I_{\min}}{x'} = 13.11 \quad \sigma = \frac{M_{\max}}{S_{\max}} + \frac{M_{\min}}{0.5S_{\min}} = 820 \text{ Kg/Cm}^2 < 1440$$

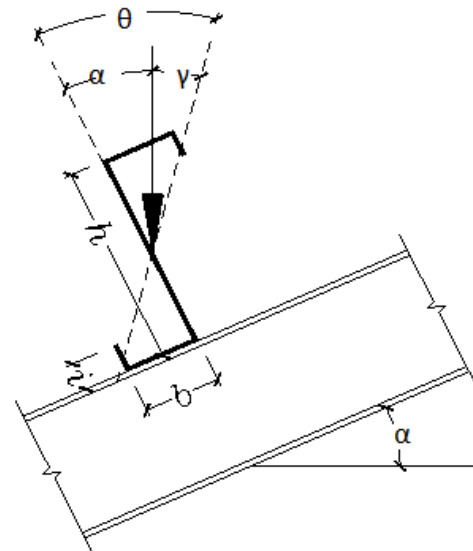
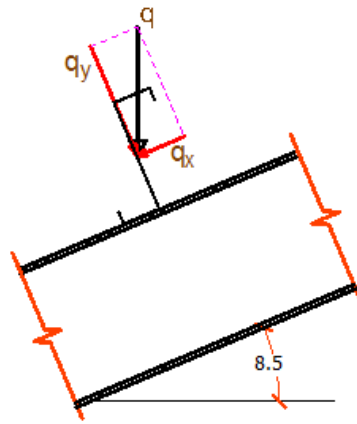
$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 EI_{\max}} = 2.03 \text{ Cm} < L/200 = 3.00$$

محاسبه میل مهارها

$$P = qBL \sin \alpha = 137.5 \times 7.5 \times 3 \times \sin \alpha = 459 \text{ Kg}$$

$$A_s = 459/980 = 0.47$$

$$\text{Use: } \Phi 12, A_s = 1.13 \text{ OK}$$



$$i = 2$$

$$b = 6$$

$$h = 18$$

$$t = 0.30$$

$$\tan 2\theta = -\frac{2 \times I_{xy}}{(I_x - I_y)} = -0.723$$

$$\theta = -0.3 \text{ rad} = -18 \text{ degrees}$$

$$\gamma = \theta - \alpha = 18 - 8.5 = 9.4$$

تنش ماکزیمم در وسط دهانه :

تنش ماکزیمم در 1/4 دهانه :

OK

کنترل برش و
خمشی
فونداسیون

1900 عرض فونداسیون

و طول فونداسیون 1900 mm

$f_y = 400 \text{ N/mm}^2$

$f'_c = 21 \text{ N/mm}^2$

$h = 600$

$d = 517$

پوشش بتن 75mm

16 @ 20 Cm

آرماتورهای پایین $R_o = 0.00167$

$b_o = 1700$

$V_s = 0$

بدستال 0 mm

$A_s = 1005$ در یک متر

وزن واحد طول دیوار 0.02775 KN/mm

$$U1 = 1.4DL + 1.7LL$$

$$U2 = 0.75(1.4DL + 1.7LL + 1.7WL)$$

$$U3 = 0.9DL + 1.3WL$$

برش خمشی

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d = 765 \text{ KN}$$

برش پانچ

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} b d = 1369 \text{ KN}$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{0.59 A_s f_y}{f'_c b} \right) = 182.9 \text{ KNm}$$

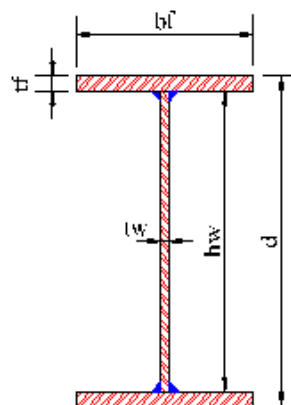
خروج از مرکزی ستون و فونداسیون 0 mm

طول کف ستون 550 mm

عرض کف ستون 300 mm

LOAD	U1	U2	U3	
P	73	38	-3	KN
M	0	0	0	KNm
v	-27	-5	11	KN
e	-91	-21	65	mm
$q_{(max)}$	0.06	0.04	0.00	N/mm ²
$q_{(min)}$	0.04	0.04	0.00	N/mm ²
پانچ V_n	159	127	0	< $V_c = 1369 \text{ KN}$
یکطرفه V_n	19	13	0	< $V_c = 765 \text{ KN}$
M_u	14.4	9.6	0.0	< $M_{max} = 182.9 \text{ KNm}$
	OK	OK	OK	

طراحی سینه بند	UNIT	kg.cm
عرض بال تیوروق	bf	20.0
ضخامت بال تیوروق	tf	1.0
ارتفاع جان تیوروق	hw	50.0
ضخامت جان تیوروق	tw	0.8
زاویه سینه بند با افق	θ	45.0
نیروی طراحی سینه بند	Pf.s	814.6
طول سینه بند	L	73.5
مقطع سینه بند	L50x50x5	
مساحت مقطع	A	4.80
شعاع ژیراسیون حداقل	r_{min}	0.97
ضریب لاغری سینه بند	λ	75.6
دعایار لولایش الاستیک و فلوایدیک	Cc	131.5
ضریب اطمینان	F.S	1.9
تنش فشاری موجود	fa	1076.0
حداکثر نیروی فشاری قابل تحمل	Pa	5164.7
وضعیت	STATUS	OK



$$P_{F.S.} = (0.02 \times b_f \times t_f \times 0.6 \times F_y) / \cos \theta$$

$$L = (h_w + 2t_f) / \cos \theta$$

$$\lambda = KL / r_{min} \quad K=1$$

$$C_c = 6440 / \sqrt{2400}$$

$$F.S. = 1.67 + 0.375 \times (\lambda / C_c) - 0.125 \times (\lambda / C_c)^3$$

$$\text{if } \lambda < C_c \Rightarrow F_a = (F_y / F.S.) \times [1 - 0.5(\lambda / C_c)^2]$$

$$\text{if } \lambda \geq C_c \Rightarrow F_a = 105 \times 10^5 / \lambda^2$$

$$P = f_a \times A$$

$$\text{if } P_a > P_{f.s} \Rightarrow OK$$

تعیین فواصل سینه بندها		
حداکثر فاصله	Lc	300.0

$$\max \left\{ \begin{array}{l} 15bf \\ 585 \times (bf \cdot tf) / hw \end{array} \right\}$$

