

دفترچه محاسبات طراحی قسمت عمرانی بخش سوم

پروژه انجام عملیات های اجرایی و تصحیح قسمتی از خطوط و سیستم های

آتشنشانی در سایت شرکت فولاد هرمزگان به روش EPC

(ویرایش سوم - دی ۱۴۰۲)

پیمانکار: شرکت کیهان گستره غرب

شرکت مهندسی
مهندسین

کارفرما: شرکت فولاد هرمزگان



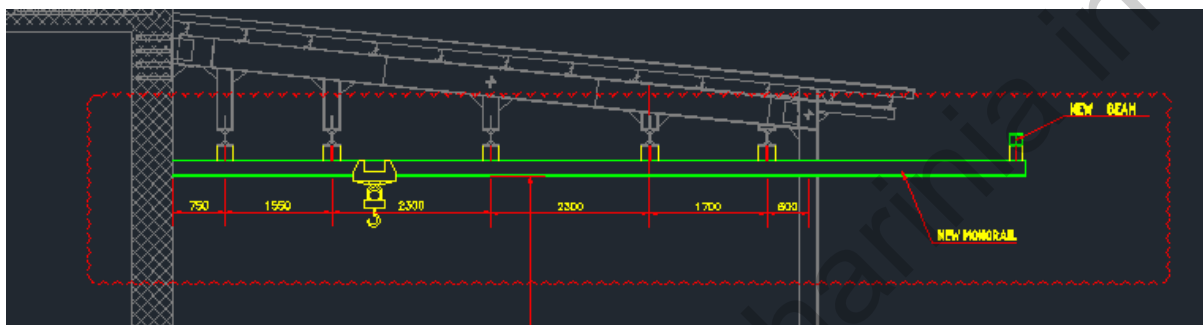
شماره قرارداد: ۱۴۴۸۴۸

۴	مقدمه
۵	خلاصه دفترچه محاسبات
۶	طراحی تیر منوریل
۶	نیرو ضربه قائم
۶	نیروی جانبی
۷	نیروی طولی
۷	طراحی تیر منوریل به روش LRFD
۹	طراحی خمشی تیر حول محور ضعیف ناشی از بار جانبی ضربه
۹	طراحی تیر تحت بار فشاری Pax
۱۰	طراحی برشی تیر منوریل
۱۲	کنترل تنش های موضعی زیر چرخ جرثقیل
۱۵	کنترل تغییر شکل تیر اصلی منوریل از نوع IPB260
۱۶	طراحی اتصال تیر منوریل به شاه تیر اصلی سازه
۱۸	طراحی تیر انتهایی منوریل
۱۸	ابتدا به طراحی خمشی تیر حول محور قوی
۱۹	طراحی خمشی تیر حول محور ضعیف ناشی از بار جانبی ضربه
۲۰	طراحی برشی تیر انتهایی منوریل
۲۱	کنترل تغییر شکل تیر میانی ستون های انتهایی از نوع IPB300
۲۲	طراحی اتصال تیر انتهایی به ستون
۲۳	طراحی نبشی نشیمن
۲۴	طراحی نبشی در جان تیر
۲۵	محاسبه بار زلزله
۲۵	محاسبه نیروی برش پایه Vu
۲۷	محاسبه ی ضریب زلزله:
۲۸	طراحی مهاربند همگرا
۲۹	طراحی مقطع مهاربند از نوع دویل ناودانی نمره ۱۰

- ۲۹..... محاسبات اتصال دابل ناودانی توسط ورق گاست:
- ۳۰..... طراحی اتصال ورق میانی در محل تقاطع مهاربند ها
- ۳۱..... محاسبات تیر منوریل توسط آیین نامه آمریکا AISC 360 و CMAA 2020

مقدمه

این دفترچه محاسبات به جهت طراحی تیر منوریل که حامل جرثقیل سقفی و متعلقات آن که شامل تیر انتهایی منوریل (تیر واصل بین دو ستون) و مهاربند لرزه ای از نوع همگرا و همچنین اتصالات میان اعضای فوق می باشد. شماتیک کلی تیر منوریل که قرار است طراحی شود به شرح زیر است. این نقشه باتوجه به وضع موجود سایت تهیه شده است.



همانطور که مشاهده می شود تیر منوریل همانند تیر های منوریل موجود در سایت بصورت آویز (تکیه گاه مفصلی) به شاه تیر بالایی خود نصب شده است و بزرگترین دهانه ما دهانه انتهایی به طول ۳٫۶ متر می باشد.

مصالح استفاده شده فولاد ST37 و بارگذاری مطابق مبحث ۶ و نشریه ۳۲۵ و همچنین ASCE 2016 صورت گرفته است و طراحی اعضا توسط آیین نامه های AISC 360 و نشریه ۳۲۵ و مبحث ۱۰ و CMAA انجام شده است که در هر بخش بحرانی ترین حالت نتیجه مورد طراحی قرار گرفته است. بارگذاری دینامیکی جرثقیل و Moving Load در طراحی تیر منوریل هم بصورت دستی و هم در نرم افزار SAP لحظ شده است.

مقاطع تیر منوریل از نوع IPB260 و تیر انتهایی بین ستون ها از نوع IPB300 و مهاربند ها 2UNP10 می باشد.

کفایت سایر اجزای سازه ای ایستگاه پمپاژ تحت بارگذاری جدید و اضافه شدن جرثقیل جدید در قسمت انتهایی گزارش SAP ارائه شده و تمامی نسبت تنش ها تحت بحرانی ترین حالت بارگذاری محاسبه شده است.

*توضیح: به پیوست دفترچه محاسبات ۲ فایل از نرم افزار Sap ارائه شده است که یکی فایل سپ کلی سازه ایستگاه پمپاژ می باشد و بارگذاری جرثقیل جدید و کنترل تنش و کفایت مقاطع سایر المان های سازه ای در آن بررسی شده است و یک فایل دیگر تنها تحلیل نرم افزاری تیر منوریل (جهت محاسبه حداکثر نیرو خمشی و برشی باری طراحی تیر) می باشد. در هر دو فایل Moving Load جرثقیل در نظر گرفته شده است.

توجه: مقطع نهایی تیر منوریل با توجه به محدودیت های آیین نامه آمریکا و همچنین کنترل خیز تیر مطابق نشریه ۳۲۵ مقطع IPB260 می باشد.

خلاصه دفترچه محاسبات

شرح طراحی	نتیجه طراحی	آیین نامه مورد استفاده	محدود کننده نتیجه طراحی (ملاک طراحی)
تیر منوریل	IPB260	نشریه ۳۲۵ مبحث ۱۰ مقررات ملی	خیز مجاز تیر
تیر منوریل	IPB260	AISC360 CMAA2020	خمش موضعی بال فوقانی تحت بار چرخ جرثقیل
تیر انتهایی منوریل	IPB300	مبحث ۱۰ مقررات ملی	خمش تیر-خیز تیر
اتصال تیر منوریل به تیر اصلی	Box20*20*1.5cm E6013 نفوذی	نشریه ۲۶۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی AISC360	نیرو محوری و لنگر های پیچشی خمشی حول نقطه اتصال
اتصال تیر انتهایی منوریل به ستون	نبشی نشیمن ۱۵ نبشی جان ۱۰ E6013, Aw=10mm	نشریه ۲۶۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی AISC360	نیروی برشی تیر
مهاربند همگرا	دوبل ناودانی ۱۰*۱۰*۱ با لقمه به فواصل ۵۰ سانتی متری	آیین نامه ۲۸۰۰ مبحث ۱۰ مقررات ملی	برایند نیروی قائم و افقی زلزله به صورت همزمان
اتصال مهاربند	توسط ورق گاست	نشریه ۲۶۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی AISC360	حداکثر کفایت مقطع مهاربند

طراحی تیر منوریل

در این بخش به طرح و محاسبه تیر منوریل جرثقیل سقفی خواهیم پرداخت.

طراحی تیر منوریل مطابق با نشریه ۳۲۵ سازمان برنامه بودجه ضوابط طرح و محاسبه ساختمان های صنعتی فولادی انجام می شود.

مطابق نشریه ۳۲۵ برای طراحی تیر منوریل جرثقیل به نقل از ۴ مرجع بارگذاری انجام می شود.

در این بخش ما از بارگذاری مطابق آیین نامه International Building Code 2000 و استاندارد ۵۱۹ ایران که مشابه آیین نامه IBC2000 می باشد استفاده می کنیم.

بند ۱۶۰۷-۱۲ این آیین نامه به توضیح بار ناشی از جرثقیل پرداخته است. بار زنده جرثقیل را باید ظرفیت اعلام شده جرثقیل فرض نمود. بارهای طراحی برای تیرهای باربر ریل جرثقیل های دروازه ای و منوریل به انضمام اتصالات و دستک های تکیه گاهی باید شامل حداکثر بارهای چرخ جرثقیل و نیروهای ضربه قائم، افقی و طولی ناشی از حرکت جرثقیل باشند. حداکثر بار چرخ، عبارت است از بار چرخ ناشی از وزن پل جرثقیل (در صورت وجود)، به علاوه مجموع ظرفیت اعلام شده و وزن ارا به. ارا به باید در جایی از مسیر حرکت خود قرار داده شود که اثر ناشی از بار به حداکثر مقدار برسد.

نیرو ضربه قائم

حداکثر بار چرخ جرثقیل را باید مطابق مقادیر ذکر شده ذیل افزایش داد تا اثر ضربه قائم یا نوسان قائم در بارگذاری لحاظ شود:

جرثقیل های منوریل (برقی) ۲۵٪

جرثقیل های پل دار با اتاقک راننده و یا با کنترل از دور رادیویی ۲۵٪

جرثقیل های پل دار با کنترل از دور کابلی ۱۰٪

جرثقیل های پل دار یا منوریل با کنترل دستی پل، ارا به و موتور قلاب ۰٪

نیروی جانبی

نیروی جانبی روی تیرهای باربر ریل جرثقیل های دارای ارا به برقی را باید به میزان ۲۰ درصد مجموع ظرفیت اعلام شده جرثقیل و وزن ارا به و قلاب محاسبه نمود. باید فرض شود که نیروی جانبی افقی در تراز سطح تماس

چرخ و هر ریل اثر می کند و امتداد نیرو عمود بر تیر در دو جهت مخالف در نظر گرفته می شود. این نیرو باید با توجه به سختی جانبی تیر باربر ریل سازه نگهدارنده آن، توزیع شود.

نیروی طولی

نیروی طولی روی تیرهای باربر ریل، به استثنای جرثقیل های پل دار با پل دارای کنترل دستی، باید به میزان ۱۰ درصد حداکثر بار چرخ جرثقیل محاسبه شود. نیروی طولی را باید به طور افقی در سطح تماس ریل و چرخ اثر داد و جهت های دوگانه به موازات محور طولی تیر را لحاظ نمود.

مطابق با آیین نامه فوق بارگذاری ناشی از جرثقیل در این پروژه مطابق زیر خواهد بود:

طراحی تیر منوریل به روش LRFD

وزن جرثقیل: ۲۲۰ کیلوگرم / تناژ جرثقیل: ۵ تن

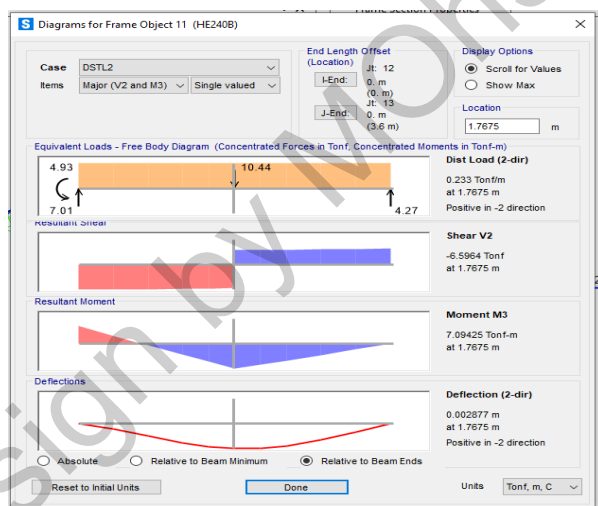
$$P = 5\text{ton}$$

$$W = 220\text{Kg}$$

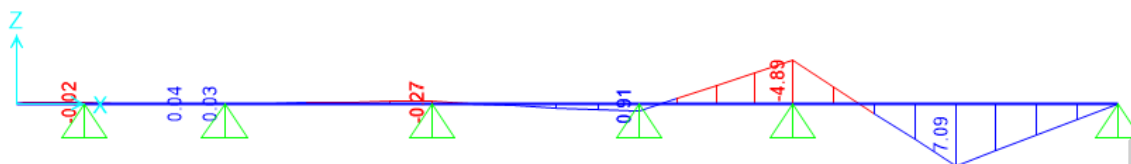
$$P_u = 1.25 * 5.22 = 6.525\text{Ton}$$

$$P_{ax} = 0.1 * P_u = 0.6525\text{Ton}$$

$$P_{lat} = 0.2 * P_u = 1.305\text{Ton}$$



مطابق خط تأثیر تیر منوریل که در شکل زیر مدل سازی شده است حداکثر نیرو برشی در زمانی رخ می دهد که نیرو P درست در زیر تکیه گاه وارد شود لذا طراحی برشی تیر بر اساس $V=P$ انجام می شود. برای طراحی خمشی طبق خط تأثیر تیر منوریل زمانی حداکثر لنگر خمشی زمانی رخ می دهد که در بار P در وسط بزرگترین دهانه وارد شود که طبق نتایج حاصله از تحلیل سازه های نامعین مقدار حداکثر لنگر خمشی برابر با 7.1 Ton.m می باشد.



ابتدا به طراحی خمشی تیر حول محور قوی می پردازیم:

$$f_{bx} = \frac{M_{ux}}{S_x} = 0.9 * 2400 = 2160 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$M_{ux} = 7.1 \text{ Ton.m} = 770000 \text{ Kg.cm} \triangleright \text{Min} S_x = 328.7 \text{ cm}^3$$

$$\text{Choose} = \text{IPB200} \triangleright S_x = 570 \text{ cm}^3$$

حدس اولیه از مقطع منوریل جرثقیل IPB200 می باشد که کنترل های سازه ای را برای آن انجام داده و در صورت عدم کفایت مقطع به سراغ مقطع با مقاومت بالاتری خواهیم رفت. مطابق با مبحث ۱۰ مقررات ملی به دلیل فاصله تکیه گاه بین Lr و Lb قرار دارد بایستی کمانش پیچشی جانبی تیر مورد بررسی قرار گیرد.

کنترل حالت حدی کمانش پیچشی جانبی:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$r_y = 5.07 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 5.07 * \sqrt{\frac{2 * 10^6}{2400}} = 257.5 \text{ cm} = 2.57 \text{ m} < 3.6 \text{ m} = L_b$$

$$M_n = 1 * \left[15.43 - (15.43 - 0.7 * 13.68) \left(\frac{3.6 - 2.57}{7.413 - 2.57} \right) \right] = 14.185 \text{ Ton.m}$$

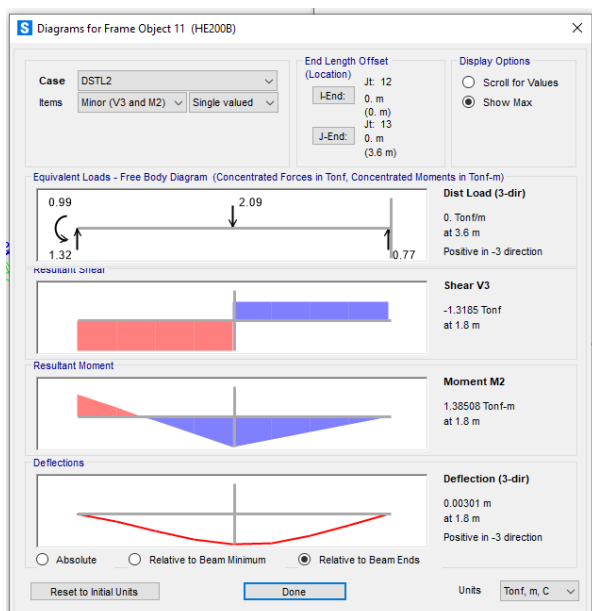
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J C}{S_x} + \sqrt{\left(\frac{J C}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 9.61 * \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2400} \sqrt{\frac{59.5 * 1}{570} + \sqrt{\left(\frac{59.5 * 1}{570 * 18.5} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 2400}{2 * 10^6} \right)^2}} = 7413 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{5700 * 18.5}{2 * 570}} = 9.61 \text{ cm}^2$$

$$M_p = \phi M_n = 0.9 * 14.15 = 12.735 \text{ Ton.m} > 7.1 \text{ Ton.m} \triangleright \text{OK}$$

طراحی خمشی تیر حول محور ضعیف ناشی از بار جانبی ضربه



باتوجه به تأثیر بار جانبی ناشی از ضربه جرثقیل به تیر منوریل مقدار لنگر خمشی ماکزیمم در بزرگترین دهانه تیر منوریل برابر با عدد 1.385Ton.m خواهد بود.

در این بخش به دلیل اینکه فاصله بین تکیه گاه از عدد L_p بیشتر است نیازی به کنترل و بررسی کمانش پیچشی-جانبی نمی باشد و تنها حالت حدی تسلیم کنترل می شود.

$$r_y = 8.54 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 8.54 * \sqrt{\frac{2 * 10^6}{2400}} = 257.5 \text{ cm} = 4.34 \text{ m} > 3.6 \text{ m} = L_b$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 2400 * 321 = 7.7 \text{ Ton.m}$$

$$M_p = \phi M_n = 0.9 * 7.7 = 6.933 \text{ Ton.m} > 1.385 \text{ Ton.m} \triangleright \text{OK}$$

طراحی تیر تحت بار فشاری Pax

بار افقی ناشی از ضربه برابر با ۶۵۲.۵ کیلوگرم می باشد که مطابق مبحث ۱۰ به طراحی فشاری تیر تحت بار ذکر شده می پردازیم:

Control Compression Force :

$$k = 1, l_{\max} = 360 \text{ cm}, A_g = 78.1 \text{ cm}^2, I_{\min} = 2000 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 5.06 \text{ cm}$$

$$\frac{kl}{r} = 71.14$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2} = 3897 \text{ Kg / cm}^2 > 0.44 F_y = 1056 \text{ Kg / cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e} \right] * F_y = 926 \text{ kg / cm}^2$$

$$p_n = A_g * F_{cr} = 72351 \text{ kg} = 72.35 \text{ ton}$$

$$\Omega = 1.67$$

$$P_{\text{allowable}} = p_n / \Omega = 43.32 \text{ ton}$$

که همانطور که مشاهده می شود ظرفیت فشاری مقطع بزرگتر از نیرو وارد شده می باشد.

حال کنترل اندرکنش لنگر خمشی و نیرو محوری را انجام می دهیم:

مطابق بند ۱۰-۷-۲-۱ مقررات ملی بایستی از رابطه زیر اندرکنش لنگر خمشی و نیرو محوری را محاسبه کنیم:

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{0.625}{2 * 43.32} + \left(\frac{7.1}{12.735} + \frac{1.385}{6.933} \right) = 0.007 + 0.557 + 0.2 = 0.764 < 1 \triangleright OK$$

طراحی برشی تیر منوریل

مطابق طراحی بر اساس LRFD ترکیب بار برای نیروی برشی از رابطه زیر محاسبه می شود:

- ۱) $\frac{1}{4}D$
- ۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{5}(\frac{1}{4}W)]$
- ۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W) + L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}E + L + \frac{1}{2}S$
- ۶) $\frac{1}{8}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W)$
- ۷) $\frac{1}{8}D + \frac{1}{10}E$
- ۸) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{5}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$
- ۹) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{10}T$

حالت ۲ بحرانی ترین حالت بارگذاری می باشد که مطابق آن نیروی برشی عدد $V=1.6*6.252=10.44 \text{ Ton}$ می شود.

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$$A_w = \text{مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)}$$

$$C_v = \text{ضریب برشی جان به شرح زیر:}$$

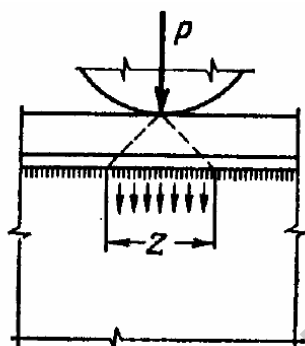
$$\text{الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v = 0.6 * 2400 * 16.6 * 1 = 23.9 \text{ Ton}$$

$$V_p = \phi_v * V_n = 1 * 23.9 = 23.9 \text{ Ton} > 10.44 \text{ Ton} \triangleright OK$$

کنترل تنش های موضعی زیر چرخ جرثقیل

در نقاطی از تیر باربر جرثقیل که سخت کننده های جان وجود ندارد، تنش های موضعی قابل توجهی بر اثر عبور چرخ جرثقیل در جان تیر تولید می شود که به طور شماتیک در شکل ۵-۶ نشان داده شده است. مقدار این تنش موضعی از رابطه زیر قابل محاسبه است:



شکل ۵-۶ توزیع بار متمرکز چرخ جرثقیل در ناحیه اتصال جان و بال تیر [۳۵]

$$\sigma = \frac{n_1 P_1}{t z}$$

در رابطه فوق:

P_1 : عبارت است از مقدار بار متمرکز چرخ جرثقیل بدون ضریب ضربه و بدون ضریب بار

n1: ضریب مربوط به میزان صلبیت سیستم تعلیق بار جرثقیل است. برای سیستم تعلیق صلب، مقدار n1 برابر ۱/۵، برای سیستم تعلیق انعطاف پذیر، مقدار n1 برابر ۱/۳ و برای سیستم تعلیق ساده کابلی، مقدار n1 برابر ۱/۱ می باشد.

t: ضخامت جان تیر

Z: طول محدوده توزیع بار چرخ که از رابطه زیر به دست می آید:

$$Z = C_1 \sqrt[3]{\frac{I_f}{t}}$$

در رابطه اخیر: C_1 ضریبی است برابر ۳/۲۵ برای تیر باربر جوش شده یا نورد شده

I_f مجموع لنگر اینرسی بال تیر باربر و مقطع ریل نسبت به محورهای خودشان است. اگر ریل به نحوی به تیر باربر متصل شده باشد که عملکرد مرکب آن دو حاصل شود، I_f برابر است با لنگر اینرسی کل مقطع شامل بال تیر و مقطع ریل نسبت به محور اصلی مقطع مرکب.

$$\sigma = \frac{n_1 P_1}{t_z} = \frac{1.5 * 5220}{0.9 * 5.986} = 1455 \text{ Kg / cm}^2 \cong 0.6 F_y = 1440 > OK$$

$$Z = C_1 \sqrt[3]{\frac{I_f}{t}} = 3.25 \sqrt[3]{\frac{(20 * 1.5^3) / 12}{0.9}} = 3.25 * 1.84 = 5.986 \text{ cm}$$

شایان ذکر است برای محاسبه I_f بایستی مجموع ممان اینرسی های بال تیر و ریل را در نظر گرفت که اگر ممان اینرسی ریل جرثقیل را هم در نظر بگیریم عدد تنش حاصل از بار چرخ ها کمتر می شود که در اینجا به دلیل اینکه مقدار تنش حاصله از بار چرخ ها بر روی بال تیر منوریل تقریباً برابر با تنش مجاز فولاد می باشد از اضافه کردن ممان اینرسی ریل جرثقیل صرف نظر کرده ایم.

بارهای موضعی زیر چرخ موجب تنش های اضافی ناشی از خمش موضعی در بال فوقانی تیر باربر ریل می شوند. این تنش ها به وسیله رابطه زیر محاسبه شده و مستقیماً به تنش های ناشی از خمش کلی تیر اضافه می شوند.

$$f_{bw} = \left[\frac{P t_f}{8 (I_R + I_F)} \right] \left[\sqrt[4]{2 (I_R + I_F) \frac{h}{t}} \right]$$

$$P_w = 10440 / 4 = 2610 \text{ KgForce}$$

$$f_{bw} = \left[\frac{P * t_f}{8(I_R + I_F)} \right] \left[\sqrt[4]{2(I_R + I_F) \frac{h}{t}} \right] = \left[\frac{2610 * 1.5}{8 * 5.625} \right] * \sqrt[4]{2 * 5.625 * \frac{17}{0.9}} = 332 \text{ kg / cm}^2$$

در رابطه فوق:

f_{bw} تنش موضعی بال ناشی از خمش تحت بار موضعی چرخ بر حسب kg/cm^2

I_R ممان اینرسی مقطع ریل بر حسب cm^4

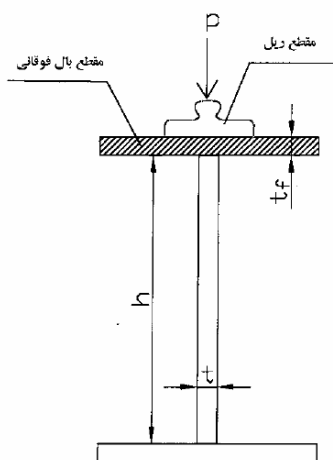
I_F ممان اینرسی بال فوقانی بر حسب cm^4

P حداکثر بار موضعی چرخ بر حسب kg

t ضخامت ورق جان بر حسب cm

t_f ضخامت ورق بال فوقانی بر حسب cm

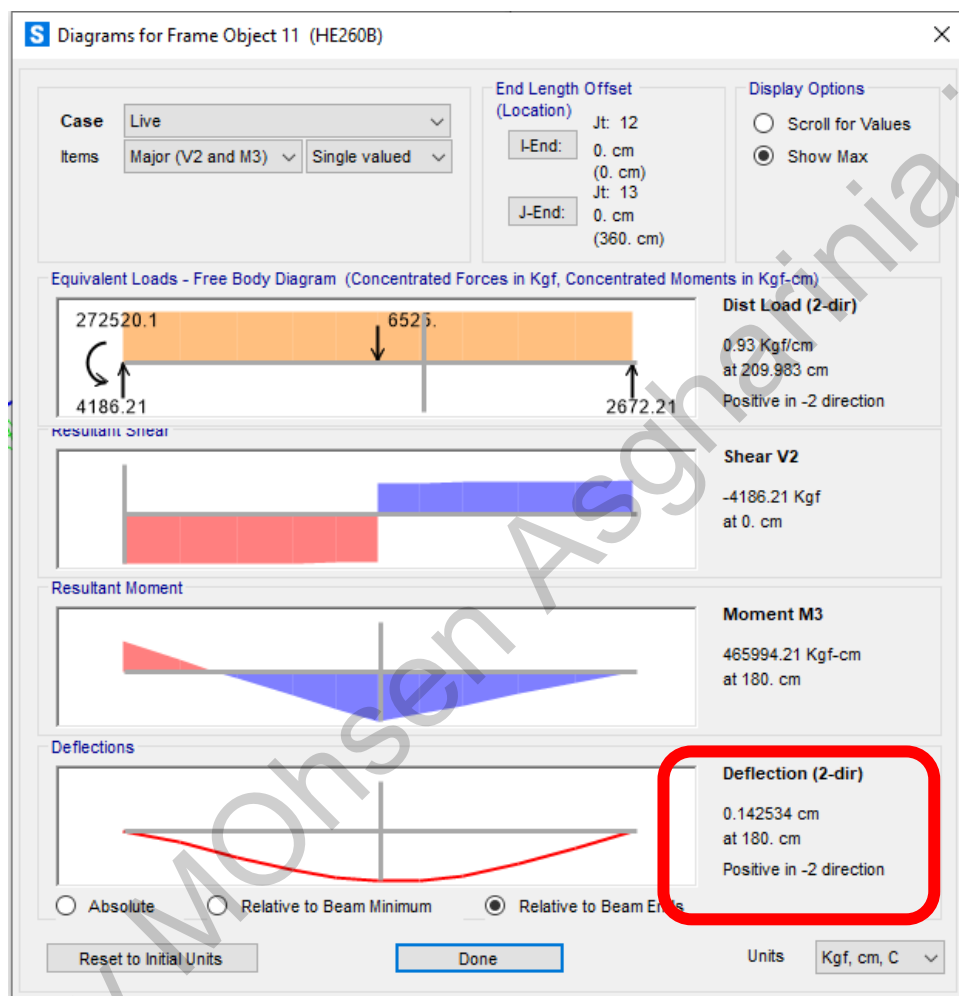
h فاصله آزاد بین بالها بر حسب cm



اگر مقدار تنش ۳۳۲ کیلوگرم بر سانتی متر ناشی از خمش موضعی بال فوقانی در محاسبه ظرفیت خمشی کلی تیر در نظر گرفته شود به مقدار ۱۴٪ از ظرفیت خمشی تیر کاسته می شود که با احتساب این موضوع و با محاسبه از بخش قبل که مقدار نسبت تنش در حالت اندرکنش لنگرهای خمشی و نیرو محوری برابر با عدد ۰.۷۶۴ می باشد با احتساب ۰.۱۴ ناشی از خمش موضعی بال فوقانی عدد نسبت تنش کلی تیر به ۰.۹۰۴ می رسد که قابل قبول است.

کنترل تغییر شکل تیر اصلی منوریل از نوع IPB260:

خیر بار تیر انتهایی منوریل طبق بند ۶-۷ نشریه ۳۲۵ نباید از ۱/۱۰۰۰ طول دهانه بیشتر باشد که این عدد ۱.۴۲ میلیمتر است که از ۳.۶ میلیمتر کمتر است پس مقطع انتخابی مورد قبول است.



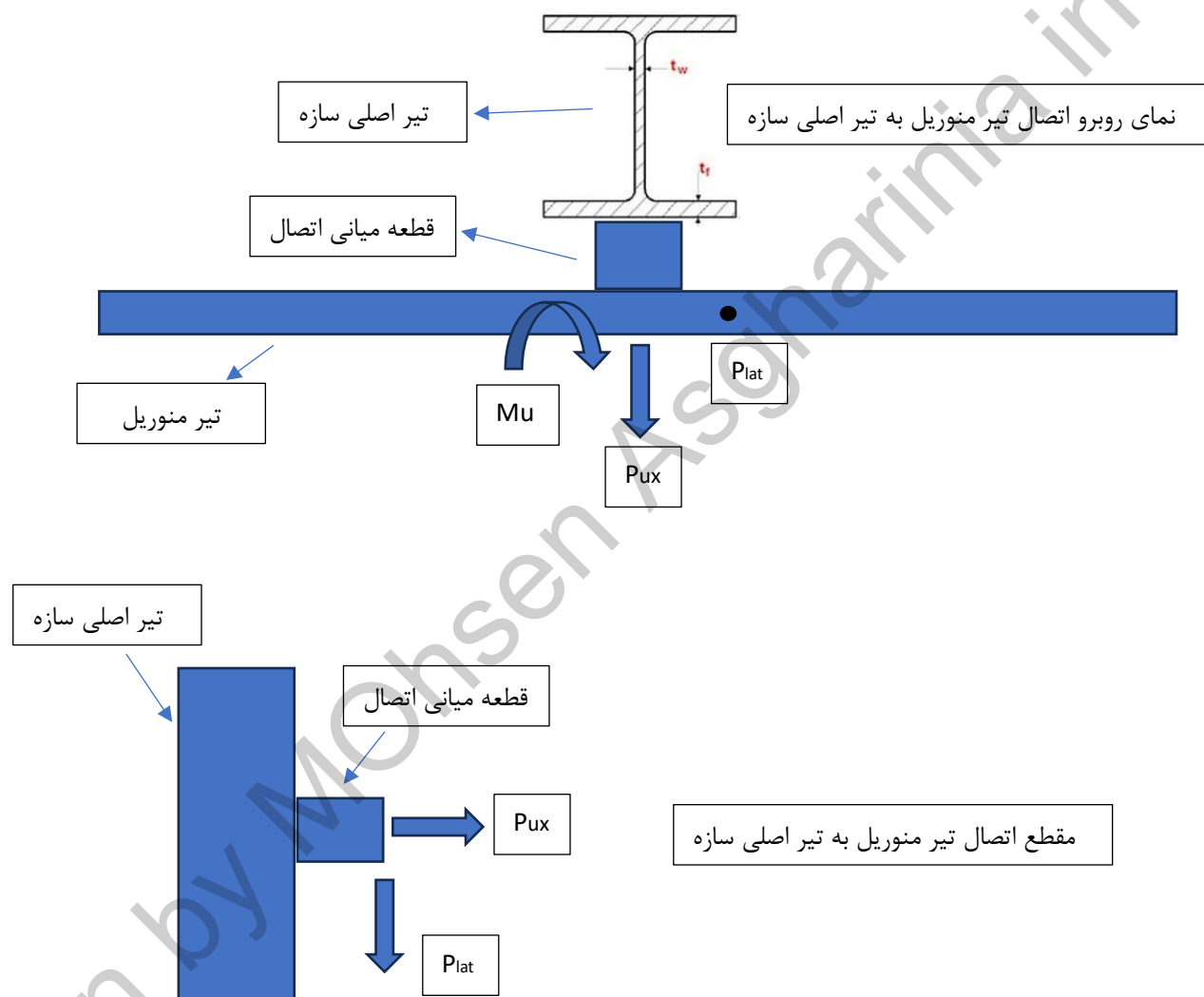
همچنین مطابق محاسبات دستی و روابط تحلیل سازه حداکثر خیر در وسط تیر ناشی از بار متمرکز در وسط تیر دو سر مفصل برابر با زیر خواهد بود:

$$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{48EI_{IPB240}} = \frac{5000 \cdot 360^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 14920} = 0.16 \text{ cm} = 1.6 \text{ mm} < L / 1000 = 3.6 \text{ mm} \triangleright OK$$

تیر منوریل طبق محاسبات بالا مقطع IPB260 می باشد.

طراحی اتصال تیر منوریل به شاه تیر اصلی سازه

در طراحی اتصال منوریل به تیر اصلی سازه از جوش گوشه تحت تأثیر ترکیب نیروهای محوری، برشی و خمشی استفاده می‌کنیم. در محل‌های مهار و اتصال تیر منوریل به تیر اصلی دیاگرام آزاد نیروهای وارده به اتصال به شرح زیر می‌باشد:



بر این اساس اتصال مستقیم قطعه میانی به بال تیر شاه تیر تحت اثر ترکیب نیروهای محوری و برشی طراحی می‌شود:

$$P_{uy} = 1.2 * 0.3 + 1.6 * (1.25 * 5.22) = 10.8 \text{ Ton}$$

$$P_{ux} = 1.2 * 0.3 + 1.6 * (0.1 * P_u) = 1.08 \text{ Ton}$$

$$P_{Ulat} = 1.6 * (0.2 * P_u) = 2.088 \text{ Ton}$$

$$P_D = 83.2 * 3.6 = 300 \text{ kg}$$

Use Box 15*15*0.8 To Connection :

$$A_w = 4 * 15 = 60 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 1531.94 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{1531.94}{15 / 2} = 204.25 \text{ cm}^3$$

$$M_{ux} = P_{ux} * .15 = 0.162 \text{ Ton.m}$$

$$M_{Ulat} = P_{Ulat} * .15 = 0.324 \text{ Ton.m}$$

$$f_{ax} = \frac{P_{ux}}{A_w} = 1.8 \text{ ton / m}$$

$$f_{Ulat} = \frac{P_{Ulat}}{A_w} = 3.6 \text{ ton / m}$$

$$f_{bx} = \frac{M_{ux}}{S_x} = 7.94 \text{ ton / m}$$

$$f_{bLat} = \frac{M_{Ulat}}{S_x} = 15.88 \text{ ton / m}$$

$$f_{by} = \frac{P_u}{A_w} = 18 \text{ ton / m}$$

$$f_{ru} = \sqrt{f_{ax}^2 + f_{Ulat}^2 + (f_{bx} + f_{bLat} + f_{by})^2} = 42.01 \text{ Ton / m} = 420.1 \text{ Kg / cm}$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_1 = \frac{2 f_{ru}}{0.6 F_y t} = \frac{2 * 420.1}{0.6 * 2400 * .8} = 0.73 < 1 \triangleright OK$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_2 = \frac{2 f_{ru}}{0.45 F_u t} = \frac{2 * 420.1}{0.45 * 3700 * .8} = 0.63 < 1 \triangleright OK$$

$$F_{ue} = 4200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

$$a_w = \frac{f_{ru}}{\phi * 0.6 F_{ue} * 0.707} = 0.315 \text{ cm}$$

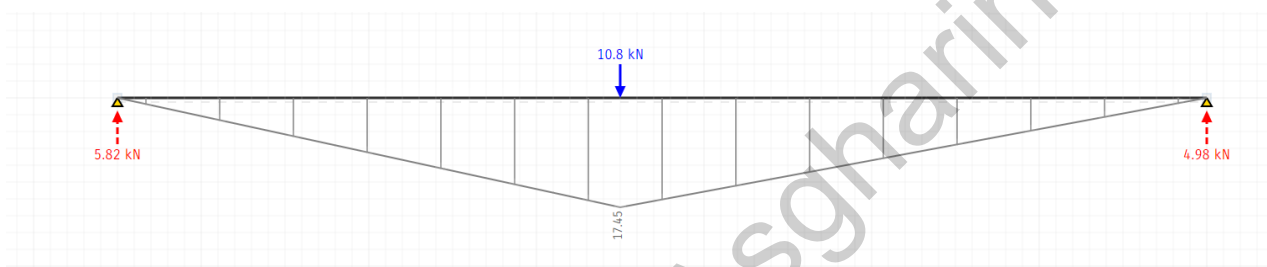
$$t_{\min} = 0.8 \text{ cm} \triangleright a_{w\min} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\text{Use } a_w = 0.5 \text{ cm } _ E6013$$

باتوجه به محاسبات فوق برای اتصال تیر منوریل به تیر اصلی از قطعه میانی باکس ۲۰*۲۰ به ضخامت ۱۵ میلی متر با فولاد ST37 و جوش نفوذی با الکتروود E6013 استفاده می کنیم.

طراحی تیر انتهایی منوریل

مطابق خط تأثیر تیر انتهایی منوریل که در شکل زیر مدل سازی شده است حداکثر نیرو برشی در زمانی رخ می دهد که نیرو P درست در زیر تکیه گاه وارد شود لذا طراحی برشی تیر بر اساس $V=P$ انجام می شود. برای طراحی خمشی طبق خط تأثیر تیر انتهایی زمانی حداکثر لنگر خمشی زمانی رخ می دهد که در بار P در وسط بزرگترین دهانه وارد شود که طبق نتایج حاصله از تحلیل سازه های نامعین مقدار حداکثر لنگر خمشی برابر با 17.45 Ton.m می باشد.



ابتدا به طراحی خمشی تیر حول محور قوی می پردازیم:

$$f_{bx} = \frac{M_{ux}}{S_x} = 0.9 * 2400 = 2160 \text{ Kg / cm}^2$$

$$M_{ux} = 17.45 \text{ Ton.m} = 174500 \text{ Kg.cm} \triangleright \text{Min} S_x = 807.87 \text{ cm}^3$$

$$\text{Choose} = \text{IPB240} \triangleright S_x = 938 \text{ cm}^3$$

حدس اولیه از مقطع تیر انتهایی منوریل جرثقیل IPB240 می باشد که کنترل های سازه ای را برای آن انجام داده و در صورت عدم کفایت مقطع به سراغ مقطع با مقاومت بالاتری خواهیم رفت. مطابق با مبحث ۱۰ مقررات ملی به دلیل آنکه فاصله تکیه گاه بین Lr و Lb قرار دارد بایستی کمانش پیچشی جانبی تیر مورد بررسی قرار گیرد.

کنترل حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = F_y Z_y = 25.272 \text{ Ton.m}$$

$$r_y = 6.08 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 5.07 * \sqrt{\frac{2 * 10^6}{2400}} = 257.5 \text{ cm} = 308.9 \text{ m} < 3.6 \text{ m} = L_b$$

$$M_n = 1 * \left[25.272 - (25.272 - 0.7 * 22.512) \left(\frac{6.255 - 3.09}{8.554 - 3.09} \right) \right] = 19.76 \text{ Ton.m}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{JC}{S_x} + \sqrt{\left(\frac{JC}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 11.12 * \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2400} \sqrt{\frac{103 * 1}{938} + \sqrt{\left(\frac{103 * 1}{938 * 20.6} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 2400}{2 * 10^6} \right)^2}} = 8554 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{11260 * 20.6}{2 * 938}} = 11.12 \text{ cm}^2$$

$$M_p = \phi M_n = 0.9 * 19.76 = 17.784 \text{ Ton.m} > 17.45 \text{ Ton.m} \triangleright OK$$

طراحی خمشی تیر حول محور ضعیف ناشی از بار جانبی ضربه

باتوجه به تأثیر با جانبی ناشی از ضربه جرثقیل به تیر منوریل مقدار لنگر خمشی ماکزیمم در تیر انتهایی منوریل برابر با عدد 1.385Ton.m خواهد بود.

در این بخش به دلیل اینکه فاصله بین تکیه گاه از عدد L_p بیشتر است نیازی به کنترل و بررسی کمانش پیچشی-جانبی نمی باشد و تنها حالت حدی تسلیم کنترل می شود.

$$r_y = 8.54 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 8.54 * \sqrt{\frac{2 * 10^6}{2400}} = 257.5 \text{ cm} = 4.34 \text{ m} > 3.6 \text{ m} = L_b$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 2400 * 321 = 7.7 \text{ Ton.m}$$

$$M_p = \phi M_n = 0.9 * 7.7 = 6.933 \text{ Ton.m} > 1.385 \text{ Ton.m} \triangleright OK$$

طراحی برشی تیر انتهایی منوریل

مطابق طراحی بر اساس LRFD ترکیب بار برای نیروی برشی از رابطه زیر محاسبه می شود:

- ۱) $1/4 D$
- ۲) $1/2 D + 1/6 L + 0.5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/2 D + 1/6 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5 (1/4 W)]$
- ۴) $1/2 D + 1/4 (1/4 W) + L + 0.5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2 D + 1/4 E + L + 0.2 S$
- ۶) $0.9 D + 1/4 (1/4 W)$
- ۷) $0.9 D + 1/4 E$
- ۸) $1/2 D + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ یا } S) + 1/2 T$
- ۹) $1/2 D + 1/6 L + 1/6 (L_r \text{ یا } S) + 1/4 T$

حالت ۲ بحرانی ترین حالت بارگذاری می باشد که مطابق آن نیروی برشی عدد $V = 1.6 * 6.252 = 10.44 \text{ Ton}$ می شود.

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

$$\text{الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v = 0.6 * 2400 * 22.3 * 1 = 32.112 \text{ Ton}$$

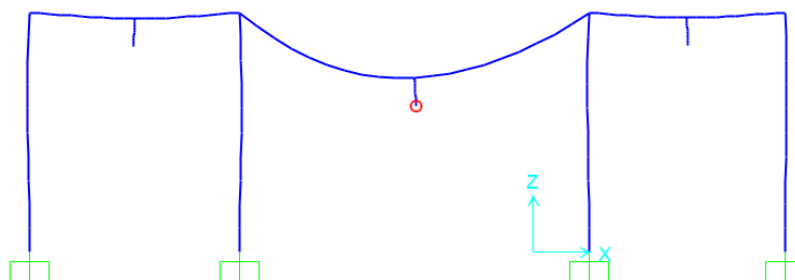
$$V_p = \phi_v * V_n = 1 * 32.112 = 28.9 \text{ Ton} > 10.44 \text{ Ton} \triangleright OK$$

کنترل تغییر شکل تیر میانی ستون های انتهایی از نوع IPB300:

خیر بار تیر انتهایی منوریل طبق بند ۶-۷ نشریه ۳۲۵ نباید از ۱/۱۰۰۰ طول دهانه بیشتر باشد که این عدد ۵.۸۸ میلیمتر است که از ۶.۲ میلیمتر کمتر است پس مقطع انتخابی مورد قبول است.

Joint Displacements			
Joint	Object	243	Joint Element
	1	2	243
Trans	0.01693	0.02037	3
Rotn	-0.00198	-4.396E-04	-0.58863
			6.655E-05

تغییر شکل وسط دهانه
بر حسب سانتی متر



همچنین مطابق روابط تحلیل سازه حداکثر خیر در وسط تیر ناشی از بار متمرکز در وسط تیر دو سر مفصل برابر با زیر خواهد بود:

$$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{48EI_{IPB240}} = \frac{5000 * 625.5^3}{48 * 2 * 10^6 * 25170} = 0.505 \text{ cm} = 5.05 \text{ mm} < L / 1000 = 6.25 \text{ mm} \triangleright OK$$

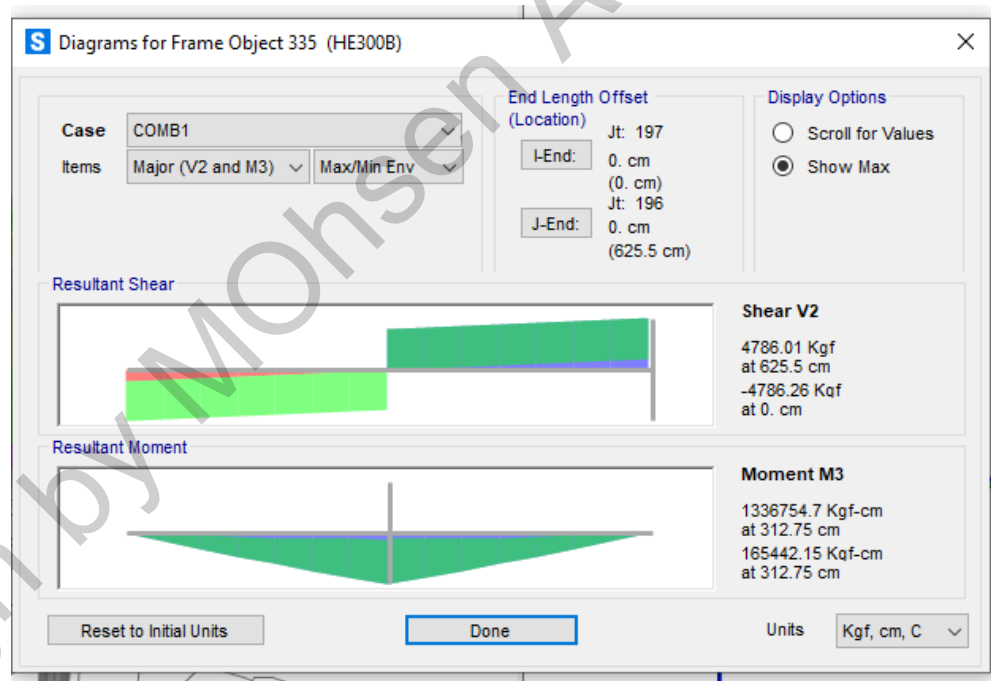
تیر انتهایی منوریل طبق محاسبات بالا مقطع IPB300 می باشد.

حال به طراحی اتصال تیر انتهایی به ستون بیرونی سازه می پردازیم.

طراحی اتصال تیر انتهایی به ستون

اتصال این تیر به ستون از نوع اتصال ساده مفصلی با نبشی نشیمن به همراه نبشی در جان تیر می باشد که تحت حداکثر نیرو برشی ناشی از تیر منوریل طراحی می شود.

اتصال طراحی شده: نبشی نشیمن نمره ۱۵ به طول ۳۵ سانتی متر / نبشی جان نمره ۱۰ به طول ۱۵ سانتی متر



مطابق نتایج تحلیل سازه از Sap تحت بار دینامیکی مقدار حداکثر لنگر و نیروی برشی به شرح زیر است:

$$V = 4.786 \text{ Ton}$$

$$R_u = 5.82 \text{ Ton}$$

$$IPB260 \triangleright d = 26 \text{ cm}, b_f = 26, t_f = 1.75 \text{ cm}, t_w = 1 \text{ cm}, d - 2k = 17.7 \text{ cm}$$

$$IPB300 \triangleright d = 30 \text{ cm}, b_f = 30, t_f = 1.9 \text{ cm}, t_w = 1.1 \text{ cm}, d - 2k = 20.8 \text{ cm}$$

Local yield limit state of the web

$$t_w = 1 \text{ cm}$$

$$k = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{R_u}{F_y t_w} - 2.5k \geq k$$

$$N = \frac{5820}{2400 * 1} = 2.425 \triangleright N = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{d}{3} \left[\frac{R_u}{0.3 t_w^2} \sqrt{\frac{t_w}{E F_y t_f}} - 1 \right] \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{1.5} = 0.498 \text{ cm}$$

$$N = \max \{3.8, 0.5\} = 3.8 \text{ cm}$$

$$x = 1.5 \text{ cm}$$

$$b \geq N + x = 5.3 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = 10 \text{ cm} \triangleright \text{Use } L15 * 15 * 1, L = 35 \text{ cm}$$

$$e_f = x + N / 2 = 3.4 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$r_1 = 1.1 \text{ cm}$$

$$e = e_f - t - r_1 = 1.3 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{R_u}{0.6 F_y L} = 0.27 < 1 \text{ cm} \triangleright OK$$

$$t \geq \sqrt{\frac{4 R_u e}{0.9 F_y L}} = 0.966 < 1 \triangleright OK$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$f_{ru} = \frac{R_u}{2h} \sqrt{1 + \frac{20.25 e_f^2}{h^2}} = 531.9 \text{ kg / cm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{ue} = 4200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$a_w = \frac{f_{ru}}{\phi * 0.6 F_{ue} * 0.707} = 0.398 \text{ cm}$$

$$t_{\min} = 1 \text{ cm} \triangleright a_{w \min} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\text{Use } a_w = 0.5 \text{ cm} _ E6013$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_1 = \frac{f_{ru}}{0.6 F_y t} = \frac{532}{0.6 * 2400 * 1} = 0.37 < 1 \triangleright OK$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_2 = \frac{f_{ru}}{0.45 F_u t} = \frac{532}{0.45 * 3700 * 1} = 0.32 < 1 \triangleright OK$$

طراحی نبشی در جان تیر

$$R_u = 5.82 \text{ Ton}$$

$$IPB260 \triangleright d = 26 \text{ cm}, b_f = 26, t_f = 1.75 \text{ cm}, t_w = 1 \text{ cm}, d - 2k = 17.7 \text{ cm}$$

$$IPB240 \triangleright d = 24 \text{ cm}, b_f = 24, t_f = 1.7 \text{ cm}, t_w = 1 \text{ cm}, d - 2k = 16.4 \text{ cm}$$

Local yield limit state of the web

$$t_w = 1 \text{ cm}$$

$$k = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{R_u}{F_y t_w} - 2.5k \geq k$$

$$N = \frac{5820}{2400 * 1} = 2.425 \triangleright N = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{d}{3} \left[\frac{R_u}{0.3 t_w^2} \sqrt{\frac{t_w}{E F_y t_f}} - 1 \right] \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{1.5} = 0.498 \text{ cm}$$

$$N = \max \{3.8, 0.5\} = 3.8 \text{ cm}$$

$$x = 1.5 \text{ cm}$$

$$b \geq N + x = 5.3 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = 10 \text{ cm} \triangleright \text{Use } L10 * 10 * 1, L = 15 \text{ cm}$$

$$e_f = x + N / 2 = 3.4 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$r_1 = 1.1 \text{ cm}$$

$$e = e_f - t - r_1 = 1.3 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{R_u}{0.6 F_y L} = 0.27 < 1 \text{ cm} \triangleright OK$$

$$t \geq \sqrt{\frac{4 R_u e}{0.9 F_y L}} = 0.966 < 1 \triangleright OK$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$f_{ru} = \frac{R_u}{2h} \sqrt{1 + \frac{20.25 e_f^2}{h^2}} = 531.9 \text{ kg / cm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{ue} = 4200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$a_w = \frac{f_{ru}}{\phi * 0.6 F_{ue}} * 0.707 = 0.398 \text{ cm}$$

$$t_{\min} = 1 \text{ cm} \triangleright a_{w \min} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\text{Use } a_w = 0.5 \text{ cm } _ E6013$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_1 = \frac{f_{ru}}{0.6 F_y t} = \frac{532}{0.6 * 2400 * 1} = 0.37 < 1 \triangleright OK$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_2 = \frac{f_{ru}}{0.45 F_u t} = \frac{532}{0.45 * 3700 * 1} = 0.32 < 1 \triangleright OK$$

محاسبه بار زلزله

مطابق بند ۳-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ می توانیم از روش استاتیکی معادل برای محاسبه بار زلزله استفاده کنیم:
"روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد . تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

-نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد

-نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد"

محاسبه نیروی برش پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می شود که در تراز پایه به ساختمان اعمال می شود. ای نیرو بایستی در هر یک از امتداد های سازه در نظر گرفته شود.

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه میگردد:

$$V = CW$$

که در این رابطه: V نیروی برش پایه

C : ضریب زلزله و W وزن کل ساختمان شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار برف

ضریب زلزله از رابطه ی زیر بدست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

مشخصات مورد نیاز برای بدست آوردن ضریب زلزله:

۱-نسبت شتاب مبنای طرح که درواقع نسبت شتاب زلزله به شتاب ثقل میباشد باتوجه به لرزه خیزی منطقه وبر اساس جدول (۲)

آیین نامه ی ۲۸۰۰ بدست می آید:

بندعباس: منطقه با خطر نسبی زیاد

A=0.3

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	٪۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	٪۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	٪۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	٪۲۰

۲- ضریب اهمیت ساختمان که با توجه به گروه بندی ساختمان از جدول (۵) آیین نامه ۲۸۰۰ بدست می آید.

کاربری: تاسیسات ضروری و کارکرد بی وقفه - گروه ساختمان از نظر اهمیت: گروه ۱ با اهمیت متوسط $I=1.4$

۳- ضریب رفتار ساختمان بر اساس سیستم های باربر جانبی مورد استفاده در سازه مطابق با جدول ۶ بدست می آید.

سیستم مهاربندی همگرای معمولی فولادی (به جهت وجود بادبند در دهانه جهت X) در جهت X: $R=3.5$

سیستم قاب خمشی متوسط در جهت Y: $R=5$

ضریب بازتاب ساختمان: برای محاسبه ی ضریب بازتاب ساختمان ابتدا باید زمان تناوب سازه را در هردو جهت با توجه به سیستم های باربر جانبی بدست آورد:

مطابق با بند ۲-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ زمان تناوب اصلی نوسان بستگی به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین میگردد:

- در قاب های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

$$T = 0.08H^{0.75} = 0.08 * 6^{0.75} = 0.3s$$

با توجه به تیپ خاک که از نوع تیپ ۲ میباشد بر اساس جدول ۳ پارامترهای مربوط به محاسبه ی ضریب بازتاب ساختمان مشخص

میشوند: $T=0.15$ $T_s=0.7$ $S=1.75$

$$B = 1 + S \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^2 \quad T \geq T_s$$

همانطور که مشخص است در هر دو جهت زمان تناوب سازه بین دو عدد ۰.۱ و ۰.۵ میباید که از فرمول دوم استفاده می شود

$$B = 1.75 + 1 = 2.75$$

محاسبه ی ضریب زلزله:

بعد از بدست آوردن کلیه پارامترهای مورد نیاز آنها را در فرمول جایگذاری کرده و ضریب زلزله را بدست می آوریم:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

$$C_x = \frac{1.4 * 2.75 * 0.3}{3.5} = 0.33$$

$$C_y = \frac{1.4 * 2.75 * 0.3}{5} = 0.231$$

۹-۳-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

۹-۳-۳-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۹-۳-۳-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۱۰-۳) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقیل در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu}=0.6 A I W_p \quad (10-3)$$

در این رابطه:

A و A مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

مطابق محاسبات و همچنین خروجی Sap وزن سازه ۲۱۵۲۰ کیلوگرم می‌باشد که از رابطه فوق مقدار نیروی قائم برابر با عدد ۵۴۲۳ تن می‌شود.

مقدار برش پایه برابر با $V_u=CW$ برابر با عدد ۷.۱ تن می‌باشد.

طراحی مهاربند همگرا

طراحی مهاربند همگرا را طوری انجام می‌دهیم که کل برابند نیرو زلزله شامل نیرو افقی و قائم را بتواند تحمل کند.

به همین منظور طراحی برای بار محوری به عدد ۸.۹۴ تن انجام می‌دهیم.

طراحی مقطع مهاربند از نوع دابل ناودانی شماره ۱۰

Control Compression Force :

$$k = 1, l_{\max} = 680 \text{ cm}, A_g = 27 \text{ cm}^2, I_{\min} = 412 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 3.9 \text{ cm}$$

$$\frac{kl}{r} = 174.35 < \lambda_{\max} = 200$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2} = 651 \text{ Kg / cm}^2 < 0.44 F_y = 1056$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 571.2 \text{ Kg / cm}^2$$

$$p_n = A_g * F_{cr} = 15422 \text{ kg} = 15.42 \text{ ton} < 8.94 * 1.6 = 14.304$$

مقطع مهاربند های لرزه ای انتخابی طبق محاسبات بالا دابل ناودانی ۱۰ می باشد و از لقمه در فواصل ۵۰ سانتی متری استفاده می کنیم.

محاسبات اتصال دابل ناودانی توسط ورق گاست:

$$F_{ue} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\Omega = 2$$

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$a_w = \frac{P}{(1/\Omega) * 0.6 F_{ue} * L * 0.707} = 5.7 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 10 \text{ mm} > a_w = 6 \text{ mm}$$

$$f_{ru} = \frac{P}{L} = 514 \text{ N / mm}$$

$$\left(\frac{D}{C}\right)_1 = \frac{f_{ru}}{0.6 F_y t} = 0.36 < 1 > \text{ok}$$

$$\left(\frac{D}{C}\right)_2 = \frac{f_{ru}}{0.45 F_u t} = 0.13 < 1 > \text{ok}$$

در ورق گاست از جوش دوطرفه به طول ۱۵ سانتی متر استفاده می کنیم در نتیجه طول جوش ما همان ۳۰ سانتی خواهد بود. محاسبات بعد جوش و کفایت ورق اتصال ورق گاست همانند محاسبه اتصال دویل ناودانی به ورق گاست است. در نتیجه برای هر دو اتصال (اتصال ناودانی به ورق گاست و اتصال ورق گاست به ستون) از بعد جوش ۶ میلی متر استفاده می کنیم. ورق اتصال پلیت ۲۰ در ۲۰ به ضخامت ۱۰ میلی متر می باشد.

طراحی اتصال ورق میانی در محل تقاطع مهاربند ها

برای اتصال دو مهاربند در محل تلاقی از ورق ۵۰*۱۵*۱ سانتی متر استفاده می کنیم. طول جوش برابر با ۳۰ سانتی متر (۱۵ سانتی متر در طرف جال ناودانی) با بعد جوش ۶ میلی متر می باشد. کفایت جوش و ضخامت ورق اتصال در زیر محاسبه شده است.

$$USE : PL50*15*1cm$$

$$F_{ue} = 420Mpa$$

$$\Omega = 2$$

$$L = 30cm$$

$$a_w = \frac{P}{(1/\Omega)*0.6F_{ue}*L*0.707} = 5.7mm$$

$$t_{min} = 10mm \triangleright a_w = 6mm$$

$$f_{ru} = \frac{P}{L} = 514N/mm$$

$$\left(\frac{D}{C}\right)_1 = \frac{f_{ru}}{0.6F_y t} = 0.36 < 1 \triangleright ok$$

$$\left(\frac{D}{C}\right)_2 = \frac{f_{ru}}{0.45F_u t} = 0.13 < 1 \triangleright ok$$

محاسبات تیر منوریل توسط آیین نامه آمریکا ۳۶۰ AISC و ۲۰۲۰ CMAA

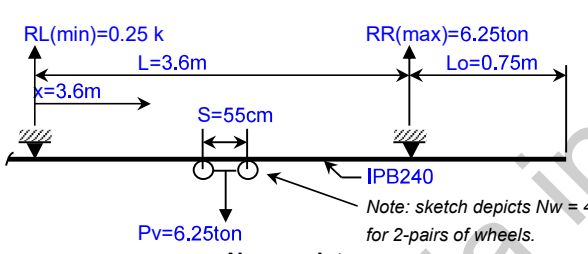
MONORAIL BEAM ANALYSIS			
For W-shaped Underhung Monorails Analyzed as Simple-Spans with / without Overhang			
Per AISC 9th Edition ASD Manual and CMAA Specification No. 74 (2004)			
Name:	Keyhan Gostareh Gharb Company	Subject:	Design Monorail Beam for Phase3
Number:	E-C-PH3-02	Originator:	m.asgharina
		Checker:	

Input:

Monorail Size:
Select: IPB240

Design Parameters:

Beam Fy =	240	Mpa
Beam Simple-Span, L =	3.6	m.
Unbraced Length, Lb =	3.6	m.
Bending Coef., Cb =	1.00	
Overhang Length, Lo =	0.75	m.
Unbraced Length, Lbo =	3.6	m.
Bending Coef., Cbo =	1.00	
Lifted Load, P =	10.44	Ton
Trolley Weight, Wt =	1.8	Ton
Hoist Weight, Wh =	0.45	Ton
Vert. Impact Factor, Vi =	25	%
Horz. Load Factor, HLF =	10	%
Total No. Wheels, Nw =	4	(2-pairs)
Wheel Spacing, S =	0.55	m.
Distance on Flange, a =	1.00	cm.



Nomenclature

W10x60 Member Properties:

A =	22.3	cm. ²	d/Af =	1.49	
d =	240	mm.	Ix =	11260	cm. ⁴
tw =	17	mm.	Sx =	938	cm. ³
bf =	240	mm.	Iy =	3920	cm. ⁴
tf =	10	mm.	Sy =	327	cm. ³
k =	3.8	cm.	J =	103	cm. ⁴
rt =	21	mm.	Cw =	486900	cm. ⁶

Support Reactions: (with overhang)

RR(max) = 10.44 = $P_v \cdot (L + (L_o - S/2)) / (L + w/1000) \cdot (2 \cdot L) \cdot (L + L_o)^2$

RL(min) = 0.25 = $-P_v \cdot (L_o - S/2) / (L + w/1000) \cdot (2 \cdot L) \cdot (L^2 - L_o^2)$

Results:

Parameters and Coefficients:

Pv =	10.44	ton	Pv = P*(1+Vi/100)+Wt+Wh (vertical load)
Pw =	2.61	ton/wheel	Pw = Pv/Nw (load per trolley wheel)
Ph =	0.5	ton	Ph = HLF*P (horizontal load)
ta =	1.725	cm.	ta = tf (for W-shape)
λ =	0.077		λ = 2*a/(bf-tw)
Cxo =	-1.944		Cxo = -2.110+1.977*λ+0.0076*e^(6.53*λ)
Cx1 =	0.440		Cx1 = 10.108-7.408*λ-10.108*e^(-1.364*λ)
Czo =	0.192		Czo = 0.050-0.580*λ+0.148*e^(3.015*λ)
Cz1 =	2.450		Cz1 = 2.230-1.490*λ+1.390*e^(-18.33*λ)

Bending Moments for Simple-Span:

x =	6	m.	x = 1/2*(L-S/2) (location of max. moments from left end of simple-span)
Mx =	7.1	ton.m	Mx = (Pv/2)/(2*L)*(L-S/2)^2+w/1000*x/2*(L-x)
My =	1.385	ton.m	My = (Ph/2)/(2*L)*(L-S/2)^2

Lateral Flange Bending Moment from Torsion for Simple-Span: (per USS Steel Design Manual, 1981)

e =	13	cm.	e = d/2 (assume horiz. load taken at bot. flange)
at =	52.501		at = SQRT(E*Cw/(J*G)) , E=200000 Mpa and G=11200
Mt =	0.156	ton.m	ksi Mt = Ph*e*at/(2*(d-tf))*TANH(L*12/(2*at))/12

X-axis Stresses for Simple-Span:

fbx =	46.6	Mpa	fbx = Mx/Sx
Lb/rt =	51.99		Lb/rt = Lb*12/rt
Fbx =	136.5	Mpa	Fbx = 12000*Cb/(Lb*12*(d/Af)) <= 0.60*Fy

fbx <= Fbx, O.K.

(continued)

Y-axis Stresses for Simple-Span:

$f_{by} =$	10.13	Mpa	$f_{by} = M_y/S_y$
$f_{wns} =$	8.13	Mpa	$f_{wns} = M_t^{*12}/(S_y/2)$ (warping normal stress)
$f_{by}(total) =$	18.27	Mpa	$f_{by}(total) = f_{by} + f_{wns}$
$F_{by} =$	170.64	Mpa	$F_{by} = 0.75 * F_y$

$f_{by} \leq F_{by}$, O.K.

Combined Stress Ratio for Simple-Span:

$$S.R. = 0.449 \quad S.R. = f_{bx}/F_{bx} + f_{by}(total)/F_{by}$$

$S.R. \leq 1.0$, O.K.

Vertical Deflection for Simple-Span:

$P_v =$	10.440	Ton	$P_v = P + W_h + W_t$ (without vertical impact)
$\Delta(max) =$	0.1850	cm.	$\Delta(max) = (P_v/2) * (L-S)/2 / (24 * E * I) * (3 * L^2 - 4 * ((L-S)/2)^2) + 5 * w / 12000 * L^4 / (384 * E * I)$
$\Delta(ratio) =$	L/1978		$\Delta(ratio) = L * 12 / \Delta(max)$
$\Delta(allow) =$	0.8128	cm.	$\Delta(allow) = L * 12 / 450$

$Defl.(max) \leq Defl.(allow)$, O.K.

(from CMAA Specification No. 74, Section 1.4.1.2)

Bending Moments for Overhang:

$M_x =$	0.18	ton.m	$M_x = (P_v/2) * (L_o + (L_o - S)) + w / 1000 * L_o^2 / 2$
$M_y =$	0.013	ton.m	$M_y = (P_h/2) * (L_o + (L_o - S))$

Lateral Flange Bending Moment from Torsion for Overhang:

(per USS Steel Design Manual, 1981)

$e =$	12.954	cm.	$e = d/2$ (assume horiz. load taken at bot. flange)
$a_t =$	52.501		$a_t = \sqrt{E * C_w / (J * G)}$, $E = 29000$ ksi and $G = 11200$ ksi
$M_t =$	0.08	ton.m	$M_t = P_h * e * a_t / (d - t_f) * \tanh(L_o * 12 / a_t) / 12$

X-axis Stresses for Overhang:

$f_{bx} =$	11.4	Mpa	$f_{bx} = M_x/S_x$
$L_{bo}/r_t =$	49.82		$L_{bo}/r_t = L_{bo} * 12 / r_t$
$F_{bx} =$	136.5	Mpa	$F_{bx} = 12000 * C_{bo} / (L_{bo} * 12 * (d/A_f)) \leq 0.60 * F_y$

$f_{bx} \leq F_{bx}$, O.K.

Y-axis Stresses for Overhang:

$f_{by} =$	0.344	Mpa	$f_{by} = M_y/S_y$
$f_{wns} =$	4.1	Mpa	$f_{wns} = M_t^{*12}/(S_y/2)$ (warping normal stress)
$f_{by}(total) =$	4.55	Mpa	$f_{by}(total) = f_{by} + f_{wns}$
$F_{by} =$	170.64	Mpa	$F_{by} = 0.75 * F_y$

$f_{by} \leq F_{by}$, O.K.

Combined Stress Ratio for Overhang:

$$S.R. = 0.038 \quad S.R. = f_{bx}/F_{bx} + f_{by}(total)/F_{by}$$

$S.R. \leq 1.0$, O.K.

Vertical Deflection for Overhang:

(for $N_w = 4$ and $S \geq L_o$, assume 1/2 of P_v without impact at end of overhang)

$P_v =$	10.440	ton	$P_v = P + W_h + W_t$ (without vertical impact)
$\Delta(max) =$	0.0091	cm.	$\Delta(max) = (P_v/2) * L_o^2 * (L + L_o) / (3 * E * I) + w / 12000 * L_o^4 * (4 * L_o^2 * L - L^3 + 3 * L_o^3) / (24 * E * I)$
$\Delta(ratio) =$	L/3314		$\Delta(ratio) = L_o * 12 / \Delta(max)$
$\Delta(allow) =$	0.0678	cm.	$\Delta(allow) = L_o * 12 / 450$

$Defl.(max) \leq Defl.(allow)$, O.K.

Bottom Flange Bending (simplified):

$b_e =$	20.72	cm.	Min. of: $b_e = 12 * t_f$ or $S * 12$ (effective flange bending length)
$a_m =$	11.02	cm.	$a_m = (b_f/2 - t_w/2) - (k - t_f)$ (where: $k - t_f$ = radius of fillet)
$M_f =$	0.1627	ton.m	$M_f = P_w * (a_m - a)$
$S_f =$	0.038	cm.^3	$S_f = b_e * t_f^3 / 6$
$f_b =$	150.85	Mpa	$f_b = M_f / S_f$
$F_b =$	170.64	ksi	$F_b = 0.75 * F_y$

$f_b \leq F_b$, O.K.

(continued)

Bottom Flange Bending per CMAA Specification No. 74 (2004):

(Note: torsion is neglected)

Local Flange Bending Stress @ Point 0:

(Sign convention: + = tension, - = compression)

$$\begin{aligned}\sigma_{x0} &= -103.3 \text{ Mpa} & \sigma_{x0} &= C_{x0} \cdot P_w / t_a^2 \\ \sigma_{z0} &= 10.2 \text{ Mpa} & \sigma_{z0} &= C_{z0} \cdot P_w / t_a^2\end{aligned}$$

Local Flange Bending Stress @ Point 1:

$$\begin{aligned}\sigma_{x1} &= 23.4 \text{ Mpa} & \sigma_{x1} &= C_{x1} \cdot P_w / t_a^2 \\ \sigma_{z1} &= 130.2 \text{ Mpa} & \sigma_{z1} &= C_{z1} \cdot P_w / t_a^2\end{aligned}$$

Local Flange Bending Stress @ Point 2:

$$\begin{aligned}\sigma_{x2} &= 103.2 \text{ Mpa} & \sigma_{x2} &= -\sigma_{x0} \\ \sigma_{z2} &= -10.2 \text{ Mpa} & \sigma_{z2} &= -\sigma_{z0}\end{aligned}$$

Resultant Biaxial Stress @ Point 0:

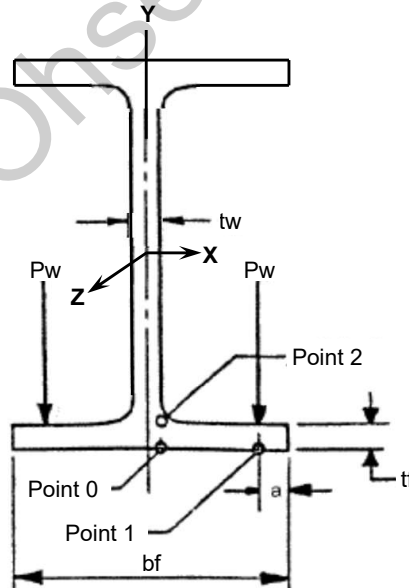
$$\begin{aligned}f_{bx0} &= 6.76 & f_{bx0} &= M_x \cdot (d/2) / I_x = M_x / S_x \\ f_{by0} &= 0.06 & f_{by0} &= M_y \cdot (t_w/2) / I_y \\ \sigma_z &= 54.6 \text{ Mpa} & \sigma_z &= f_{bx0} + f_{by0} + 0.75 \cdot \sigma_{z0} \\ \sigma_x &= -77.4 \text{ Mpa} & \sigma_x &= 0.75 \cdot \sigma_{x0} \\ \tau_{xz} &= 0.00 \text{ Mpa} & \tau_{xz} &= 0 \text{ (assumed negligible)} \\ \sigma_{t0} &= 115 \text{ Mpa} & \sigma_{t0} &= \text{SQRT}(\sigma_x^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_z + 3 \cdot \tau_{xz}^2) \quad \leq F_b = 0.66 \cdot F_y = 150 \text{ Mpa, O.K.}\end{aligned}$$

Resultant Biaxial Stress @ Point 1:

$$\begin{aligned}f_{bx1} &= 6.76 & f_{bx1} &= M_x \cdot (d/2) / I_x = M_x / S_x \\ f_{by1} &= 1.36 & f_{by1} &= M_y \cdot (b_f/2 - a) / I_y \\ \sigma_z &= 153 \text{ Mpa} & \sigma_z &= f_{bx1} + f_{by1} + 0.75 \cdot \sigma_{z1} \\ \sigma_x &= 17.5 \text{ Mpa} & \sigma_x &= 0.75 \cdot \sigma_{x1} \\ \tau_{xz} &= 0.00 \text{ Mpa} & \tau_{xz} &= 0 \text{ (assumed negligible)} \\ \sigma_{t1} &= 145 \text{ Mpa} & \sigma_{t1} &= \text{SQRT}(\sigma_x^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_z + 3 \cdot \tau_{xz}^2) \quad \leq F_b = 0.66 \cdot F_y = 150 \text{ Mpa, O.K.}\end{aligned}$$

Resultant Biaxial Stress @ Point 2:

$$\begin{aligned}f_{bx2} &= 5.85 & f_{bx2} &= M_x \cdot (d/2 - t_f) / I_x \\ f_{by2} &= 0.06 & f_{by2} &= M_y \cdot (t_w/2) / I_y \\ \sigma_z &= 33.1 \text{ Mpa} & \sigma_z &= f_{bx2} + f_{by2} + 0.75 \cdot \sigma_{z2} \\ \sigma_x &= 77.42 \text{ Mpa} & \sigma_x &= 0.75 \cdot \sigma_{x2} \\ \tau_{xz} &= 0.00 \text{ Mpa} & \tau_{xz} &= 0 \text{ (assumed negligible)} \\ \sigma_{t2} &= 67.3 \text{ Mpa} & \sigma_{t2} &= \text{SQRT}(\sigma_x^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_z + 3 \cdot \tau_{xz}^2) \quad \leq F_b = 0.66 \cdot F_y = 150 \text{ Mpa, O.K.}\end{aligned}$$



SUMMARY OF CHECKS:

Row No.: Results: Stress Ratio:

Simple-Span Stresses and Deflection:

54	$f_{bx} \leq F_{bx}$, O.K.	0.342
61	$f_{by} \leq F_{by}$, O.K.	0.107
64	$S.R.(combined) \leq 1.0$, O.K.	0.449
70	$Defl.(max) \leq Defl.(allow)$, O.K.	0.228

Overhang Stresses and Deflection:

84	$f_{bx} \leq F_{bx}$, O.K.	0.012
90	$f_{by} \leq F_{by}$, O.K.	0.027
93	$S.R.(combined) \leq 1.0$, O.K.	0.038
99	$Defl.(max) \leq Defl.(allow)$, O.K.	0.136

Bottom Flange Bending (simplified):

107	$f_b \leq F_b = 0.75 \cdot F_y$, O.K.	0.908
-----	--	-------

Bottom Flange Bending (per CMAA No. 74):

129	$f_{t0} \leq F_b = 0.66 \cdot F_y$, O.K.	0.766
136	$f_{t1} \leq F_b = 0.66 \cdot F_y$, O.K.	0.970
143	$f_{t2} \leq F_b = 0.66 \cdot F_y$, O.K.	0.448

Design By m.asgharinia KGG.co

From: "Allowable Bending Stresses for Overhanging Monorails"

by N. Stephen Tanner - AISC Engineering Journal (3rd Quarter, 1985)

Use: $L_{bo} = L_o + L = 4.0000$ m.

$K = L_o / (L_o + L) = 0.077$

Use: $C_{bo} = 0.693$

Table 1: Computed Values

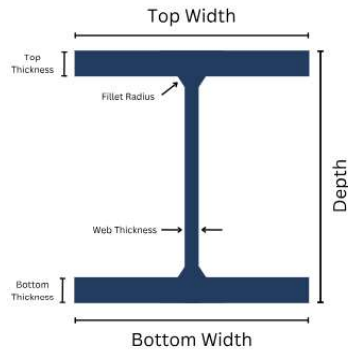
Index	$k = L_o / (L_o + L)$	C_{bo}
1	0.0	0.67
2	0.1	0.70
3	0.2	0.73
4	0.3	0.76
5	0.4	0.80
6	0.5	0.84
7	0.6	0.90
8	0.7	0.96
9	0.8	1.05
10	0.9	1.15
11	1.0	1.28

Design Assumptions and Limitations:

1. The following references were used in the Design of Monorail Beam:
 - a. Fluor Enterprises, Inc. - Guideline 000.215.1257 - "Hoisting Facilities" (August 22, 2005)
 - b. Dupont Engineering Design Standard: DB1X - "Design and Installation of Monorail Beams" (May 2000)
 - c. American National Standards Institute (ANSI): MH27.1 - "Underhung Cranes and Monorail Systems"
 - d. American Institute of Steel Construction (AISC) 9th Edition Allowable Stress Design (ASD) Manual (1989)
 - e. "Allowable Bending Stresses for Overhanging Monorails" - by N. Stephen Tanner - AISC Engineering Journal (3rd Quarter, 1985)
 - f. Crane Manufacturers Association of America, Inc. (CMAA) - Publication No. 74 - "Specifications for Top Running & Under Running Single Girder Electric Traveling Cranes Utilizing Under Running Trolley Hoist" (2004)
 - g. "Design of Monorail Systems" - by Thomas H. Orihuela Jr., PE (www.pdhengineer.com)
 - h. British Steel Code B.S. 449, pages 42-44 (1959)
 - i. USS Steel Design Manual - Chapter 7 "Torsion" - by R. L. Brockenbrough and B.G. Johnston (1981)
 - j. AISC Steel Design Guide Series No. 9 - "Torsional Analysis of Structural Steel Members" - by Paul A. Seaburg, PhD, PE and Charlie J. Carter, PE (1997)
 - k. "Technical Note: Torsion Analysis of Steel Sections" - by William E. Moore II and Keith M. Mueller -AISC Engineering Journal (4th Quarter, 2002)
2. The unbraced length for the overhang (cantilever) portion, 'Lbo', of an underhung monorail beam is often debated. The following are some recommendations from the references cited above:
 - a. Fluor Guideline 000.215.1257: $L_{bo} = L_o + L/2$
 - b. Dupont Standard DB1X: $L_{bo} = 3 * L_o$
 - c. ANSI Standard MH27.1: $L_{bo} = 2 * L_o$
 - d. British Steel Code B.S. 449: $L_{bo} = 2 * L_o$ (for top flange of monorail beam restrained at support)
 $L_{bo} = 3 * L_o$ (for top flange of monorail beam unrestrained at support)
 - e. AISC Eng. Journal Article by Tanner: $L_{bo} = L_o + L$ (used with a computed value of 'Cbo' from article)

HE 240 B Dimensions

The steel beam dimensions for the HE 240 B section can be seen in the table. The depth of the section is 240 mm. The width of the section is 240 mm.



Dimension	Value
Depth	240 mm
Top Width	240 mm
Top Thickness	17 mm
Bottom Width	240 mm
Bottom Thickness	17 mm
Web Thickness	10 mm
Fillet Radius	21 mm

HE 240 B Section Properties

The HE 240 B section has an area of 10600mm². The below table outlines the HE 240 B section properties including the torsion constant as well as moment of inertia and plastic modulus properties.

A ①	J ①	I _{yp} ①	I _{zp} ①	Alpha ①	I _w ①	Plastic Mod Y _p ①	Plastic Mod X _p ①
10600 mm ²	1030000 mm ⁴	39200000 mm ⁴	113000000 mm ⁴	0 deg	487000014848 mm ⁶	498000 mm ³	1050000 mm ³