

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

فهرست پروژه

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۳	مقدمه
۴	بخش اول: معرفی پروژه
۶	بخش دوم: مدلسازی، تحلیل و طراحی با استفاده از نرم افزار
۱۵	بخش سوم: طراحی لرزه‌ای دستی
۱۶	- طراحی لرزه‌ای دستی مهاربند
۲۰	- طراحی لرزه‌ای دستی تیر
۲۶	- طراحی لرزه‌ای دستی ستون
۳۱	- طراحی لرزه‌ای دستی صفحه ستون
۳۳	- طراحی لرزه‌ای دستی اتصال صلب

مقدمه

در این پروژه یک قاب دوبعدی فولادی ۵ طبقه به صورت دستی و همچنین با استفاده از نرم‌افزار تحلیل و طراحی لرزه‌ای می‌شود. در تمامی مراحل انجام این پروژه از جدیدترین آیین نامه های بارگذاری و طراحی ایران (آیین نامه های مقررات ملی ساختمان) استفاده شده است. همچنین طراحی نرم افزاری نیز با استفاده از آیین نامه AISC2010-LRFD که تطابق خوبی با آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی دارد انجام شده است. در انجام این پروژه از افراد زیادی کمک گرفته و همین جا از همه کسانی که ما را در انجام این پروژه یاری نمودند کمال تشکر را داریم. همچنین از همه اساتید محترم گروه عمران مجتمع آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان بویژه جناب آقای دکتر سیاه‌پلو برای زحمات بی‌پایانی که می‌کشند تشکر ویژه می‌نماییم.

بخش اول

معرفی پروژه

معرفی پروژه

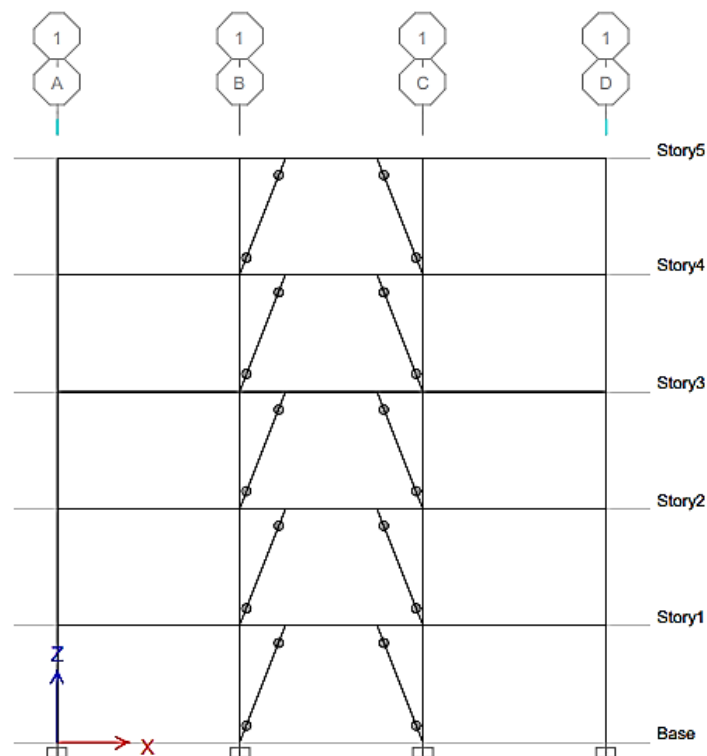
- محل احداث پروژه: اهواز
- نوع کاربری طبقات: مسکونی
- تعداد طبقات: ۵ طبقه
- آیین نامه بارگذاری ثقلی: مبحث ششم مقررات ملی ویرایش سوم ۱۳۹۲
- شدت بار مرده: ۳۶۰۰ کیلوگرم بر متر
- شدت بار زنده: ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر
- آیین نامه بارگذاری زلزله: استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم
- آیین نامه طراحی المانهای فولادی: مبحث دهم مقررات ملی ویرایش ۱۳۹۲
- نوع سیستم سازه ای: سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند واگرای ویژه
- نوع فولاد مصرفی: از نوع ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال
- نوع خاک: نوع III
- نرم افزار مورد استفاده جهت تحلیل و طراحی سازه: ETABS 2015

بخش دوم

مدلسازی، تحلیل و طراحی

با استفاده از نرم افزار ETABS 2015

مدل نرم افزاری قاب



محاسبه ضریب زلزله

ضریب زلزله ساختمان از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد.

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (2-2)$$

در این رابطه داریم:

A: ضریب شتاب مبنای طرح، B: ضریب بازتاب ساختمان، I: ضریب اهمیت ساختمان، R: ضریب رفتار سازه
در ادامه به بیان نحوه محاسبه هریک از پارامترها پرداخته شده است.
- ضریب شتاب مبنای طرح (A):

این پارامتر در رابطه ضریب زلزله، تاثیر لرزه‌خیزی منطقه در نیروی زلزله وارد بر سازه را در نظر می‌گیرد. بند (2-2) از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، پهنه کشور را در بحث لرزه‌خیزی به چهار منطقه تقسیم کرده است که ضریب A برای هریک از این مناطق از جدول زیر تعیین می‌شود. لازم به ذکر است که لیست کامل پهنه‌بندی شهرهای مختلف ایران در پیوست (۱) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ موجود می‌باشد.

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل (A)
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰,۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰,۳
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰,۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰,۲

در این پروژه، همانطور که بیش از این بیان شد، محل پروژه در شهر اهواز می‌باشد که با توجه به اینکه این شهر طبق پیوست (۱) استاندارد ۲۸۰۰ جزو مناطق با خطر نسبی متوسط می‌باشد، مقدار شتاب مبنای طرح برابر ۰,۲۵ در نظر گرفته می‌شود.

- ضریب بازتاب ساختمان (B):

این پارامتر بیان می‌کند که شتاب ارتعاش سازه، چه ضریبی از شتاب سنگ بستر زیر سازه است. به همین دلیل مقدار ضریب بازتاب به ویژگی‌های خاک زیر سازه و زمان تناوب ارتعاش سازه وابسته است که برای محاسبه آن می‌بایست در ابتدا زمان تناوب سازه با توجه به سیستم سازه‌ای آن محاسبه شود. در مهندسی زلزله، زمان یک ارتعاش کامل سازه را زمان تناوب نامیده و آن را با پارامتر T نشان می‌دهیم. روابط ارائه شده برای زمان تناوب سازه‌های ساختمانی متعارف که اصطلاحاً به آنها روابط تجربی محاسبه زمان تناوب گفته می‌شود به صورت زیر محاسبه می‌شود.

(۱) سیستم قاب خمشی بتنی:

- اگر جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند، زمان تناوب سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$T = 0.05H^{0.9}$$

- اگر جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها محسوب شوند، زمان تناوب سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$T = 0.8 \times 0.05H^{0.9}$$

(۲) سایر سیستم‌های ساختمانی:

- در صورت وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی زمان تناوب سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$T = 0.05H^{0.75}$$

در این روابط، H ارتفاع محاسباتی ساختمان از تراز پایه است.

در این پروژه سیستم باربرجانی از نوع سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی متوسط و مهاربند واگرای ویژه می‌باشد و دوره تناوب سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = 0.05H^{0.75} = 0.05(5(3.2))^{0.75} = 0.4 \text{ s}$$

پس از محاسبه زمان تناوب سازه می‌بایست پارامترهای مرتبط با خاک را با استفاده از جدول زیر و برحسب نوع خاک و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه به‌دست آورد. پارامترهای مربوط به پروژه حاضر، با توجه به خطر لرزه‌خیزی متوسط و نوع خاک منطقه که از نوع III می‌باشد، در جدول مشخص شده‌اند.

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
I	۰,۱	۰,۴	۱	۱,۵	۱	۱,۵
II	۰,۱	۰,۵	۱	۱,۵	۱	۱,۵
III	۰,۱۵	۰,۷	۱,۱	۱,۷۵	۱,۱	۱,۷۵
IV	۰,۱۵	۱	۱,۳	۲,۲۵	۱,۱	۱,۷۵

در نهایت ضریب بازتاب سازه با توجه به میزان لرزه‌خیزی منطقه از روابط زیر محاسبه می‌شود.

الف) برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد:

$$B = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T \leq T_0 \\ (S + 1) & T_0 < T \leq T_s \\ (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \times \left(\frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \right) & T_s < T \leq s \\ 1.7(S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) & T > 4s \end{cases}$$

ب) برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم:

$$B = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T \leq T_0 \\ (S + 1) & T_0 < T \leq T_s \\ (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \times \left(\frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \right) & T_s < T \leq s \\ 1.4(S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) & T > 4s \end{cases}$$

در این پروژه داریم:

$$T_0 = 0.15 < T = 0.4 \text{ s} \leq T_s = 0.7 \rightarrow B = (S + 1) = 1.75 + 1 = 2.75$$

- ضریب اهمیت ساختمان (I):

استاندارد ۲۸۰۰، تاثیر اهمیت ساختمان در مقدار نیروی زلزله طراحی را با کمک ضریبی به نام ضریب اهمیت در نظر می‌گیرد. برای این منظور، بند (۳-۳-۴) از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ساختمان‌ها را از لحاظ اهمیت به چهار گروه تقسیم کرده است که ضریب I برای هر یک از گروه‌ها با استفاده از جدول زیر به دست می‌آید. در بند (۱-۶) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ تقسیم‌بندی چهارگانه ساختمان‌ها بر اساس کاربری آنها بیان شده است که ساختمان پروژه حاضر که کاربری آن مسکونی است جزو ساختمان‌های گروه ۳ با درجه اهمیت متوسط، می‌باشد.

گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت	درجه اهمیت	ضریب اهمیت
گروه ۱	خیلی زیاد	۱,۴
گروه ۲	زیاد	۱,۲
گروه ۳	متوسط	۱
گروه ۴	کم	۰,۸

- ضریب رفتار سازه (R):

ضریب رفتار ساختمان، پارامتری است که به سازه اجازه می‌دهد با ورود به محدوده غیرخطی، انرژی ناشی از زلزله که در سازه به وجود آمده است را مستهلک کرده و در نهایت نیروی طراحی زلزله را کاهش دهد. در جدول (۳-۴) از ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰، مقدار ضریب رفتار برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف ارائه شده است. با توجه به اینکه در این پروژه از سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی متوسط و مهاربند واگرای ویژه استفاده شده است، مقدار ضریب رفتار سازه برابر ۶ می‌باشد..

و در نهایت داریم:

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.25 \times 2.75 \times 1}{6} = 0.11458$$

ترکیبات بار عادی مورد استفاده

COMB1	1.4D
COMB2	1.2D+1.6L
COMB3	1.2D+L+EX
COMB4	1.2D+L-EX
COMB5	0.9D+EX
COMB6	0.9D-EX

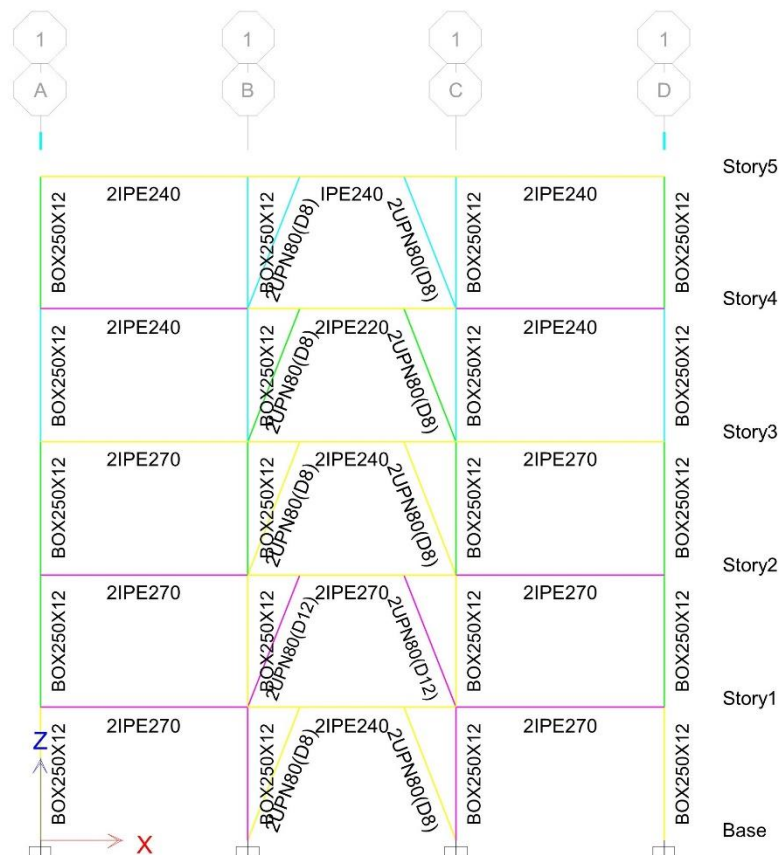
ترکیبات بار زلزله تشدید یافته مورد استفاده

جایگزین نمودن نیروی زلزله E با مقدار $\Omega_0 E$ که Ω_0 ضریب اضافه مقاومت است که طبق جدول ۱۰-۳-۲-۲ مبحث دهم برای سیستم های دوگانه برابر ۲,۵ می باشد. لازم به ذکر است که بر اساس بند ۱۰-۳-۵-۱-۱ مبحث دهم کلیه ستونها باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند. پس ترکیبات بار زیر فقط جهت کنترل ستونها استفاده می شوند.

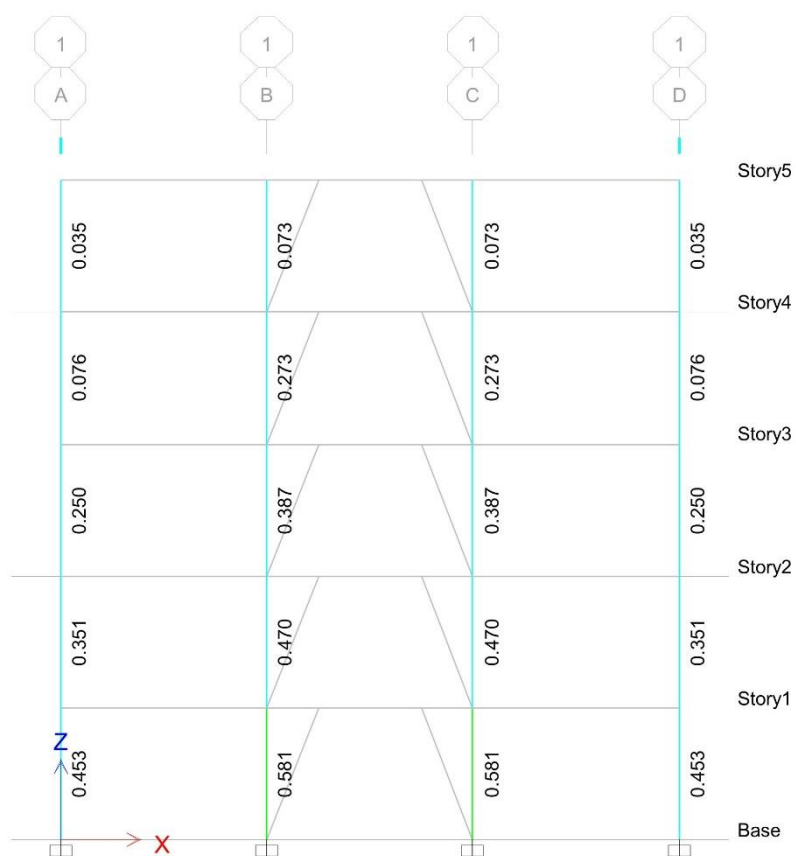
COMB7*	1.2D+L+2.5EX
COMB8*	1.2D+L-2.5EX
COMB9*	0.9D+2.5EX
COMB10*	0.9D-2.5EX

خروجی های طراحی نهایی قاب با استفاده از نرم افزار ETABS2015

لازم به ذکر است که با توجه به اینکه سیستم باربر جانبی در این قاب دوگانه می باشد. اعضای قاب برای ضوابط هردو سیستم تشکیل دهنده قاب مختلط (قاب خمشی متوسط و مهاربند واگرای ویژه) طراحی شده اند.

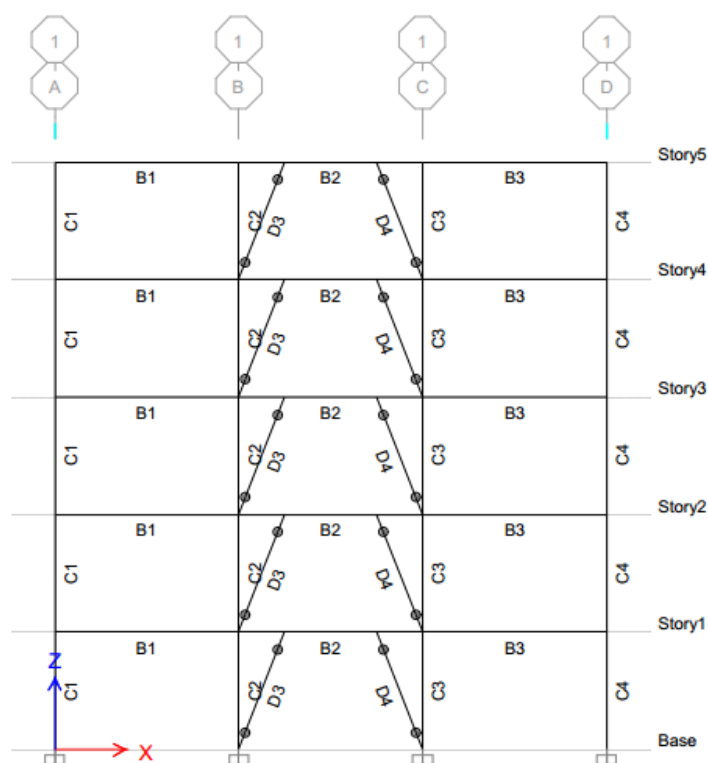


نسبت تنش در ستونهای طراحی شده با ترکیبات بار عادی تحت ترکیبات بار تشدید یافته



همانطور که قابل مشاهده است کلیه ستونها در برابر ترکیبات بار تشدید یافته پاسخگو می‌باشند.

راهنمای نامگذاری مقاطع:



خروجی طراحی اعضا:

Story	Label	Design Type	Design Section	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	V Major Combo	V Major Ratio
Story5	C1	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.507	0.03	0.476	Comb4	0.092
Story5	C2	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.343	0.052	0.291	Comb3	0.055
Story5	C3	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.343	0.052	0.291	Comb4	0.055
Story5	C4	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.507	0.03	0.476	Comb3	0.092
Story4	C1	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.447	0.065	0.382	Comb4	0.079
Story4	C2	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.445	0.22	0.226	Comb3	0.052
Story4	C3	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.445	0.22	0.226	Comb4	0.052
Story4	C4	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.447	0.065	0.382	Comb3	0.079
Story3	C1	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.58	0.202	0.378	Comb4	0.09
Story3	C2	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.618	0.332	0.286	Comb3	0.064
Story3	C3	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.618	0.332	0.286	Comb4	0.064
Story3	C4	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.58	0.202	0.378	Comb3	0.09
Story2	C1	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.683	0.277	0.406	Comb4	0.091
Story2	C2	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.783	0.431	0.353	Comb3	0.073
Story2	C3	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.783	0.431	0.353	Comb4	0.073
Story2	C4	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.683	0.277	0.406	Comb3	0.091
Story1	C1	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.878	0.352	0.527	Comb4	0.103
Story1	C2	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.994	0.487	0.507	Comb3	0.093

Story1	C3	Column	BOX250X12	Comb4(C)	0.994	0.487	0.507	Comb4	0.093
Story1	C4	Column	BOX250X12	Comb3(C)	0.878	0.352	0.527	Comb3	0.103
Story5	B1	Beam	2IPE240	Comb3(C)	0.811	0.018	0.792	Comb2	0.384
Story5	B2	Beam	IPE240	Comb3(C)	0.817	0.03	0.787	Comb3	0.486
Story5	B3	Beam	2IPE240	Comb4(C)	0.811	0.018	0.792	Comb2	0.384
Story4	B1	Beam	2IPE240	Comb4(T)	0.99	0.007	0.983	Comb4	0.405
Story4	B2	Beam	2IPE220	Comb6(C)	0.574	0.013	0.562	Comb3	0.395
Story4	B3	Beam	2IPE240	Comb3(T)	0.99	0.007	0.983	Comb3	0.405
Story3	B1	Beam	2IPE270	Comb3(C)	0.87	0.002	0.868	Comb4	0.371
Story3	B2	Beam	2IPE240	Comb5(C)	0.653	0.017	0.636	Comb4	0.413
Story3	B3	Beam	2IPE270	Comb4(C)	0.87	0.002	0.868	Comb3	0.371
Story2	B1	Beam	2IPE270	Comb3(C)	0.918	0.003	0.915	Comb4	0.378
Story2	B2	Beam	2IPE270	Comb6(C)	0.682	0.02	0.663	Comb4	0.415
Story2	B3	Beam	2IPE270	Comb4(C)	0.918	0.003	0.915	Comb3	0.378
Story1	B1	Beam	2IPE270	Comb4(C)	0.941	0.001	0.939	Comb4	0.381
Story1	B2	Beam	2IPE240	Comb6(C)	0.525	0.011	0.514	Comb4	0.38
Story1	B3	Beam	2IPE270	Comb3(C)	0.941	0.001	0.939	Comb3	0.381
Story5	D3	Brace	2UPN80(D8)	Comb4(C)	0.481	0.474	0.007	Comb3	0.004
Story5	D4	Brace	2UPN80(D8)	Comb3(C)	0.481	0.474	0.007	Comb4	0.004
Story4	D3	Brace	2UPN80(D8)	Comb4(C)	0.698	0.691	0.007	Comb3	0.005
Story4	D4	Brace	2UPN80(D8)	Comb3(C)	0.698	0.691	0.007	Comb4	0.005
Story3	D3	Brace	2UPN80(D8)	Comb4(C)	0.844	0.837	0.007	Comb3	0.006
Story3	D4	Brace	2UPN80(D8)	Comb3(C)	0.844	0.837	0.007	Comb4	0.006
Story2	D3	Brace	2UPN80(D12)	Comb4(C)	0.993	0.986	0.007	Comb3	0.006
Story2	D4	Brace	2UPN80(D12)	Comb3(C)	0.993	0.986	0.007	Comb4	0.006
Story1	D3	Brace	2UPN80(D8)	Comb4(C)	0.745	0.738	0.007	Comb3	0.006
Story1	D4	Brace	2UPN80(D8)	Comb3(C)	0.745	0.738	0.007	Comb4	0.006

بخش سوم

طراحی لرزه‌ای دستی

طراحی لرزه‌ای دستی مهاربند طبقه همکف:

- تعیین بارهای طراحی مهاربند از نتایج تحلیل نرم افزار:

$$P_u = 28.8 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.011 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 0.055 \text{ ton}$$

به عنوان حدس اولیه $F_{cr} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفته می‌شود.

$$P_u \leq \phi_t F_{cr} \rightarrow A_g \geq \frac{P_u}{\phi_t F_{cr}} = \frac{28.8 \times 10^3}{0.9 \times 1200} = 26.7 \text{ cm}^2$$

با توجه به اینکه نرم‌افزار مقطع 2UPN80 را طراحی کرده است، در طراحی دستی نیز ابتدا این مقطع را کنترل می‌نماییم. (با وجود اینکه مساحت این مقطع کمتر از مساحت مورد نیاز است که البته این مسئله به دلیل فرض اولیه در مورد مقدار F_{cr} ایجاد شده است.)

$$\text{Try 2UPN80} \begin{cases} A = 22 \text{ cm}^2 \\ r_x = 3.1 \text{ cm} \\ r_y = 3.7 \text{ cm} \\ b_f = 9 \text{ cm} \\ t_f = 0.8 \text{ cm} \\ t_w = 0.6 \text{ cm} \end{cases}$$

کنترل نسبت پهنای به ضخامت:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{9}{2(0.8)} = 5.62$$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 10.97 > \lambda_f \quad ok$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{8}{0.6} = 13.3$$

$$\lambda_{md} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 43.01 > \lambda_w \quad ok$$

لحاظ آثار مرتبه دوم:

$$L = 3.44 \text{ m} = 344 \text{ cm}$$

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$B_2 = 1$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \left(\frac{0}{0.011} \right) = 0.6$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 211.6}{(1 \times 344)^2} = 35.3 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{P_{e1}} \right)} = \frac{0.6}{1 - \left(\frac{28.8}{35.3} \right)} = 3.26$$

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 3.26(0.011) = 0.0359 \text{ ton.m}$$

تعیین مقاومت فشاری مهاربند:

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 344}{3.1} = 110.97$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{110.97^2} = 1602.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = 110.97 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 135.96 \rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2400}{1602.94}} \right) \times 2400 = 1682.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 1682.48 \times 22 = 33313.1 \text{ kg} = 33.31 \text{ ton} > P_u = 28.8 \text{ ton ok}$$

تعیین مقاومت خمشی مهاربند:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(3.7) \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 187.99 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}} = \frac{9}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{(8)(0.6)}{(9)(0.8)} \right)}} = 2.57 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95(2.57) \frac{2 \times 10^6}{0.7(2400)} \sqrt{\frac{4}{52.9(8)} + \sqrt{\left(\frac{4}{52.9(8)}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7(2400)}{2 \times 10^6}\right)^2}} = 825.66 \text{ cm}$$

عضو در برابر کمانش پیچشی - جانبی غیر ارتجاعی قرار دارد $\rightarrow L_p = 187.99 < L_b = 344 < L_r = 825.66$

$$\rightarrow c_b = 1$$

$$M_p = F_y Z_x = 2400(65.6) = 1.57 \text{ ton.m}$$

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

$$\rightarrow M_n = 1 \left[(1.57 \times 10^5) - ((1.57 \times 10^5) - 0.7(2400)(52.9)) \left(\frac{344 - 187.99}{825.66 - 187.99} \right) \right]$$

$$= 140308.64 \text{ kg.cm} = 1.4 \text{ ton.m} < M_p \rightarrow ok$$

$$\rightarrow \phi_b M_n = 0.9(1.4) = 1.26 \text{ ton.m} > M_u = 0.0359 \text{ ton.m} \rightarrow ok$$

اثر همزمان فشار محوری و لنگر خمشی:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) = \frac{28.8}{33.31} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.0359}{1.26} + 0 \right) = 0.89 < 1 \text{ ok}$$

کنترل مقاومت برشی مهاربند:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{8}{0.6} = 13.3 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 64.44 \rightarrow \phi_v = C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6(2400)(8)(0.6)(1) = 6.91 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 1(6.91) = 6.91 \text{ ton} > V_u = 0.055 \text{ ton} \text{ ok} \rightarrow \text{use } 2UPN80$$

- مقایسه طراحی دستی و نرم‌افزاری:

طراحی دستی	طراحی نرم افزار
2UPN80 (Ratio = 0.89)	2UPN80 (Ratio = 0.745)

طراحی لرزه‌ای تیرها

طراحی لرزه‌ای دستی تیر AB:

$$\begin{cases} M_u = 20.03 \text{ ton.m} \\ V_u = 17.95 \text{ ton} \end{cases}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x, M_u \leq \phi_b M_n \rightarrow M_u \leq \phi_b F_y Z_x \rightarrow Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$\rightarrow Z_x \geq \frac{20.03 \times 10^5}{0.9(2400)} = 927.31 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{Try 2IPE270} \begin{cases} Z_x = 968 \text{ cm}^3 \\ S_x = 857.8 \text{ cm}^3 \\ r_y = 7.4 \text{ cm} \\ J = 24.3 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

کنترل نسبت پهنا به ضخامت:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{13.5}{2(1.02)} = 6.62$$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 10.97 > \frac{b_f}{2t_f} \quad ok$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27 - 2(2.52)}{0.66} = 33.27$$

$$\lambda_{md} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 43.01 > \frac{h}{t_w} \quad ok$$

پس مقطع فشرده خمشی می‌باشد.

- تعیین مقاومت خمشی موجود:

- بررسی حالت حدی حاکم:

$$L_b = 500 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(7.4) \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 375.97 \text{ cm}$$

$$h_0 = 21.9 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f})}} = \frac{2(13.5)}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} \frac{(25.98)(0.66)}{2(13.5)(1.02)}}} = 7.42 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{(\frac{J_c}{S_x h_0})^2 + 6.76 (\frac{0.7 F_y}{E})^2}}$$

$$L_r = 1.95(7.42) \frac{2 \times 10^6}{0.7(2400)} \sqrt{\frac{24.3}{857.8(21.9)} + \sqrt{(\frac{24.3}{857.8(21.9)})^2 + 6.76 (\frac{0.7(2400)}{2 \times 10^6})^2}}$$

$$= 1023.6 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{عضو در برابر کمانش پیچشی - جانبی غیر ارتجاعی قرار دارد} \rightarrow c_b = 1$$

$$M_p = F_y Z_x = 2400(968) = 23.23 \text{ ton.m}$$

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

$$\rightarrow M_n = 1 \left[(23.23 \times 10^5) - ((23.23 \times 10^5) - 0.7(2400)(857.8)) \left(\frac{500 - 375.98}{1023.6 - 375.98} \right) \right]$$

$$= 2759711.42 \text{ kg.cm} = 27.6 \text{ ton.m} > M_p \rightarrow M_n = M_p = 23.23 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow \phi_b M_n = 0.9(23.23) = 20.91 \text{ ton.m} > M_u = 20.03 \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{Ratio} = \frac{M_u}{\phi_b M_n} = \frac{20.03}{20.91} = 0.958 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

بررسی مقاومت برشی:

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{21.9}{0.66} = 33.27 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 64.66 \rightarrow \phi_v = C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6(2400)(27)(0.66)(1) = 25.66 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 1(25.66) = 25.66 \text{ ton} > V_u = 17.95 \text{ ton} \quad \text{ok} \rightarrow \text{use 2IPE270}$$

- مقایسه طراحی دستی و نرم‌افزاری:

طراحی دستی	طراحی نرم افزار
2IPE270 (Ratio = 0.958)	2IPE270 (Ratio = 0.941)

طراحی لرزه‌ای دستی تیر BC:

$$\begin{cases} M_u = 12.65 \text{ ton.m} \\ V_u = 11.88 \text{ ton} \\ P_u = 10.59 \text{ ton} \end{cases}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x, M_u \leq \phi_b M_n \rightarrow M_u \leq \phi_b F_y Z_x \rightarrow Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$\rightarrow Z_x \geq \frac{12.65 \times 10^5}{0.9(2400)} = 585.65 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{Try 2IPE240} \begin{cases} Z_x = 734 \text{ cm}^3 \\ S_x = 648.7 \text{ cm}^3 \\ r_y = 9.98 \text{ cm} \\ J = 18.87 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

کنترل فشردگی لرزه‌ای تیر پیوند:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12}{2(0.98)} = 6.12$$

$$\lambda_{hd} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 10.97 > \lambda_f \text{ ok}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{24 - 2(2.48)}{0.62} = 30.71$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{P_u}{0.9 F_y A_g} = \frac{10.59 \times 10^3}{0.9 \times 2400 \times 78.2} = 0.0627 < 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a) = 2.45 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} (1 - 0.93(0.0627)) = 66.6 > \lambda_w \text{ ok}$$

نیمرخ تیر پیوند شرایط فشردگی لرزه‌ای را داراست.

محاسبه مقاومت برشی تیر پیوند:

الف) تسلیم برشی

$$P_c = P_y = F_y A_g = 2400(78.2) \times 10^{-3} = 187.68 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{10.59}{187.68} = 0.056 < 0.15 \rightarrow \text{میتوان از اثرات نیروی محوری چشم پوشی کرد}$$

$$A_w = (d_b - 2t_f)t_w = (24 - 2(0.98))(0.62) = 13.66 \text{ cm}^2$$

$$V_p = 0.6F_y A_w = 0.6 \times 2400 \times 13.66 \times 10^{-3} = 19.67 \text{ ton}$$

ب) تسلیم خمشی

$$M_p = F_y Z_x = 2400(734) \times 10^{-5} = 17.62 \text{ ton.m}$$

$$V_n = \frac{2M_p}{e} = \frac{2(17.62)}{2.5} = 14.1 \text{ ton}$$

$$V_n = \min\left(V_p, \frac{2M_p}{e}\right) = \min(19.67, 14.1) = 14.1 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 0.9(14.1) = 12.69 \text{ ton} > V_u = 11.88 \text{ ton}$$

تعیین مقاومت فشاری تیر پیوند:

$$\lambda = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 250}{9.98} = 25.05$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{25.05^2} = 31456.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = 25.05 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 135.96 \rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2400}{31456.78}}\right) \times 2400 = 2324.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 2324.57 \times 78.2 = 163603.24 \text{ kg} = 163.6 \text{ ton} > P_u = 10.59 \text{ ton ok}$$

تعیین مقاومت خمشی تیر پیوند:

-بررسی حالت حدی حاکم:

$$L_b = e = 250 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(9.98) \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 507.05 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{مهار جانبی کافی}$$

$$\rightarrow M_n = M_p = F_y Z_x = 2400(734) \times 10^{-5} = 17.62 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow \phi_b M_n = 0.9(17.62) = 15.85 \text{ ton.m} > M_u = 12.65 \rightarrow ok$$

اثر همزمان فشار محوری و لنگر خمشی:

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{10.59}{187.68} = 0.056 < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) = \frac{0.056}{2} + \left(\frac{12.65}{15.85} + 0 \right) = 0.826 < 1 \text{ ok}$$

طراحی تیر خارج از ناحیه پیوند:

تعیین مقاومت فشار محوری تیر خارج از ناحیه پیوند:

$$\lambda = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 125}{9.98} = 12.53$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{12.53^2} = 125726.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = 12.53 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{1.2 \times 2400}} = 124.12 \rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2400}{125726.72}} \right) \times 2400 = 2380.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 2380.9 \times 78.2 = 167567.8 \text{ kg} = 167.57 \text{ ton} > P_u \\ &= 10.59 \text{ ton ok} \end{aligned}$$

تعیین مقاومت خمشی تیر خارج از ناحیه پیوند:

-بررسی حالت حدی حاکم:

$$L_b = 125 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 1.76(9.98) \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{1.2 \times 2400}} = 462.87 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{مهار جانبی کافی}$$

$$\rightarrow M_n = M_p = R_y F_y Z_x = 1.2 \times 2400(734) \times 10^{-5} = 21.14 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow \phi_b M_n = 0.9(21.14) = 19.03 \text{ ton.m} > M_u = 12.65 \rightarrow \text{ok}$$

اثر همزمان فشار محوری و لنگر خمشی:

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{10.59}{167.57} = 0.063 < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) = \frac{0.063}{2} + \left(\frac{12.65}{19.03} + 0 \right) = 0.696 < 1 \text{ ok}$$

کنترل مقاومت برشی تیر:

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{19.04}{0.62} = 30.71 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 64.66 \rightarrow \phi_v = C_v = 1$$

$$V_n = 0.6R_y F_y A_w C_v = 0.6(2400)(1.2)(24)(0.62)(1) \times 10^{-3} = 25.72 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 1(25.72) = 25.72 \text{ ton} > V_u = 11.88 \text{ ton} \text{ ok} \rightarrow \text{use 2IPE240}$$

- مقایسه طراحی دستی و نرم‌افزاری تیر ناحیه پیوند:

طراحی دستی	طراحی نرم افزار
2IPE240 (Ratio = 0.826)	2IPE240 (Ratio = 0.783)

طراحی لرزه‌ای دستی ستون

طراحی لرزه‌ای ستون A1 در طبقه همکف:

$$\begin{cases} P_u = 89.34 \text{ ton} \\ M_{ubot} = -15.15 \text{ ton.m} \\ M_{utop} = 8.69 \text{ ton.m} \\ V_u = 12.8 \text{ ton} \end{cases}$$

$$\text{Try BOX250x12} (A_g = 120 \text{ cm}^2, b_f = h = 25 \text{ cm}, t_f = t_w = 1.2 \text{ cm}, r_x = r_y = 10.6 \text{ cm})$$

- کنترل نسبت پهنا به ضخامت:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{25}{2(1.2)} = 10.42$$

$$\lambda_{md} = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 18.48 > \frac{b_f}{2t_f} \quad ok$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{1.2} = 20.83$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g} = \frac{89.34 \times 10^3}{0.9 \times 2400 \times 120} = 0.345 > 0.125$$

$$\lambda_{md} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.23 - C_a) = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} (2.23 - 0.345) = 60.95 > \frac{h}{t_w} \quad ok$$

$$\lambda_{md} = 60.95 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 43.01 \quad ok$$

- تعیین مقاومت فشاری موجود:

$$L = 3.2 \text{ m} = 320 \text{ cm}$$

مطابق مبحث دهم، به دلیل طراحی عضو به روش تحلیل مستقیم مرتبه دوم ضریب طول موثر برابر ۱ لحاظ شده است.

$$k_x = k_y = 1$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{kL}{r} = \frac{1 \times 320}{10.6} = 30.2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{30.2^2} = 21642.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 30.2 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 135.96 \rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2400}{21642.92}}\right) \times 2400 = 2291.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 2291.15 \times 120 = 274938.41 \text{ kg} = 274.94 \text{ ton}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 0.9 \times 274.94 = 247.44 \text{ ton}$$

- تعیین مقاومت خمشی موجود:

$$L_b = 320 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(10.6) \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 538.55 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow M_n = M_p = F_y Z_x = 2400(1161) \times 10^{-5} = 27.86 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow \phi_b M_n = 0.9(27.86) = 25.08 \text{ ton.m}$$

- کنترل اثر همزمان فشار محوری و لنگر خمشی:

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{89.34}{247.44} = 0.36 > 0.2$$

$$\rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.36 + \frac{8}{9} \left(\frac{15.15}{25.08} + 0 \right) = 0.897 < 1 \text{ ok}$$

- کنترل مقاومت برشی ستون:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{1.2} = 20.83 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 64.66 \rightarrow \phi_v = C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6(2400)(25)(1.2)(1) \times 10^{-3} = 43.2 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 1(43.2) = 43.2 \text{ ton} > V_u = 12.8 \text{ ton} \text{ ok} \rightarrow \text{use BOX250x12}$$

- مقایسه طراحی دستی و نرم‌افزاری:

طراحی دستی	طراحی نرم افزار
BOX250x12 (Ratio = 0.897)	BOX250x12 (Ratio = 0.878)

طراحی لرزه‌ای ستون C1 در طبقه همکف:

$$\begin{cases} P_u = 123.72 \text{ ton} \\ M_{ubot} = -14.58 \text{ ton.m} \\ M_{utop} = 7.98 \text{ ton.m} \\ V_u = 7.03 \text{ ton} \end{cases}$$

$$\text{Try BOX250x12} (A_g = 120 \text{ cm}^2, b_f = h = 25 \text{ cm}, t_f = t_w = 1.2 \text{ cm}, r_x = r_y = 10.6 \text{ cm})$$

- کنترل نسبت پهنا به ضخامت:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{25}{2(1.2)} = 10.42$$

$$\lambda_{md} = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 18.48 > \frac{b_f}{2t_f} \quad ok$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{1.2} = 20.83$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g} = \frac{89.34 \times 10^3}{0.9 \times 2400 \times 120} = 0.345 > 0.125$$

$$\lambda_{md} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.23 - C_a) = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} (2.23 - 0.345) = 60.95 > \frac{h}{t_w} \quad ok$$

$$\lambda_{md} = 60.95 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 43.01 \quad ok$$

- تعیین مقاومت فشاری موجود:

$$L = 3.2 \text{ m} = 320 \text{ cm}$$

مطابق مبحث دهم، به دلیل طراحی عضو به روش تحلیل مستقیم مرتبه دوم ضریب طول موثر برابر ۱ لحاظ شده است.

$$k_x = k_y = 1$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{kL}{r} = \frac{1 \times 320}{10.6} = 30.2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{30.2^2} = 21642.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 30.2 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 135.96 \rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2400}{21642.92}}\right) \times 2400 = 2291.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 2291.15 \times 120 = 274938.41 \text{ kg} = 274.94 \text{ ton}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 0.9 \times 274.94 = 247.44 \text{ ton}$$

- تعیین مقاومت خمشی موجود:

$$L_b = 320 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(10.6) \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 538.55 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow M_n = M_p = F_y Z_x = 2400(1161) \times 10^{-5} = 27.86 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow \phi_b M_n = 0.9(27.86) = 25.08 \text{ ton.m}$$

- کنترل اثر همزمان فشار محوری و لنگر خمشی:

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{123.72}{247.44} = 0.5 > 0.2$$

$$\rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.5 + \frac{8}{9} \left(\frac{14.58}{25.08} + 0 \right) = 0.997 < 1 \text{ ok}$$

- کنترل مقاومت برشی ستون:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{1.2} = 20.83 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 64.66 \rightarrow \phi_v = C_v = 1$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6(2400)(25)(1.2)(1) \times 10^{-3} = 43.2 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 1(43.2) = 43.2 \text{ ton} > V_u = 7.03 \text{ ton} \quad \text{ok} \rightarrow \text{use BOX250x12}$$

- مقایسه طراحی دستی و نرم‌افزاری:

طراحی دستی	طراحی نرم افزار
BOX250x12 (Ratio = 0.997)	BOX250x12 (Ratio = 0.994)

طراحی لرزه‌ای دستی صفحه ستون

طراحی لرزه‌ای دستی صفحه ستون A1:

$$BOX250 \times 12$$

$$P_u = 89.34 \text{ ton}$$

$$M_u = 15.15 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 12.8 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{15.15}{89.34} = 0.17 \text{ m}$$

- انتخاب ابعاد بیس پلیت:

$$D \geq 6(0.17) = 1.02 \text{ m} \rightarrow \text{not ok} \rightarrow \text{استفاده از میله مهار}$$

$$B = 50 \text{ cm}, D = 50 \text{ cm}$$

- تعیین ضخامت ورق:

$$x^2 - 3(D - D')x + \frac{3P_u(2e + D - 2D')}{0.6B(0.85f_c)} = 0$$

$$\rightarrow x^2 - 3(50 - 3)x + \frac{3(89.34)(2(17) + 50 - 2(3))}{0.6 \times 50 \times 0.85 \times 0.25} = 0 \rightarrow x = 46.23 \text{ cm}$$

$$T = \frac{0.6Bx(0.85f_c)}{2} - P_u = \frac{0.6 \times 50 \times 46.23(0.85 \times 0.25)}{2} - 89.34 = 43.92 \text{ ton}$$

$$m = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{D - 0.95d}{2} = \frac{50 - 0.95(25)}{2} = 13.12 \text{ cm} \\ \frac{B - 0.8b}{2} = \frac{50 - 0.8(25)}{2} = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow m = 15 \text{ cm}$$

$$(F_u)_{\max} = \frac{2(P_u + T)}{Bx} = \frac{2(89.34 + 43.92)}{50 \times 46.23} = 0.13 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$(F_u)_{min} = \frac{P_u}{BD} \left(1 - \frac{6e}{D}\right) = \frac{89.34}{50 \times 50} \left(1 - \frac{6 \times 17}{50}\right) = -0.073 \frac{ton}{cm^2}$$

$$(F_u)_M = (F_u)_{max} \left(1 - \frac{m}{x}\right) = 0.13 \left(1 - \frac{15}{46.23}\right) = 0.088 \frac{ton}{cm^2}$$

$$x > m \rightarrow t_p = m \sqrt{\frac{2(2(F_u)_{max} + (F_u)_M)}{3 \times 0.9 \times f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{2(2(0.13) + 0.088)}{3 \times 0.9 \times 4}} = 3.81 \text{ cm}$$

→ use PL 50 × 50 × 4 cm

- طراحی میله مهارها:

با قراردادن ۸ میلگرد به قطر ۳۰ میلیمتر که ۴ عدد در کشش قرار می‌گیرند، تنش ترکیبی بررسی می‌شود.

$$f_v = \frac{V_u}{\sum A_s} = \frac{12.8}{8(7.1)} = 0.23 \text{ t/cm}^2$$

$$f_t = \frac{T_u}{\sum A_{s \text{ کششی}}} = \frac{43.92}{4(7.1)} = 1.55 \text{ t/cm}^2$$

$$F_{nt} = 0.75F_u = 0.75(3.7) = 2.78 \text{ t/cm}^2$$

$$F_{nv} = 0.45F_u = 0.45(3.7) = 1.66 \text{ t/cm}^2$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v = 1.3(2.78) - \frac{2.78}{0.75(1.66)} (0.23) = 3.12 \text{ t/cm}^2 = 2.78 \text{ t/cm}^2$$

$$f_t = 1.55 \text{ t/cm}^2 \leq \phi F'_{nt} = 0.75(2.78) = 2.085 \text{ t/cm}^2$$

$$f_v = 0.23 \text{ t/cm}^2 \leq \phi F_{nv} = 0.75(1.66) = 1.24 \text{ t/cm}^2$$

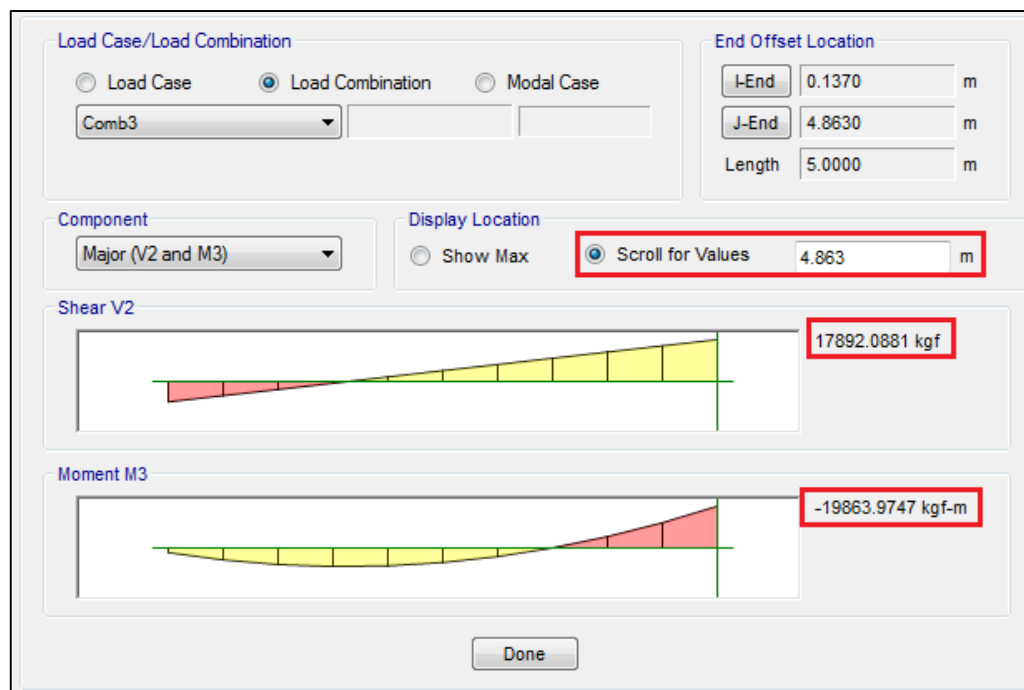
میله مهارها جوابگو می‌باشند.

طراحی لرزه‌ای دستی اتصال صلب

طراحی لرزه‌ای اتصال صلب جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری تیر AB به ستون B1:

طبق طراحی انجام شده مقطع تیر 2IPE270 و مقطع ستون BOX250x12 می‌باشد.

- نیروی برشی و لنگر خمشی موجود در محل اتصال:



- طراحی ورق زیرسری

الف) تعیین عرض ورق زیرسری:

عرض ورق زیرسری با توجه به عرض بال تیر و در نظر گرفتن فضای کافی برای جوش تعیین می‌شود.

$$b_{pb} = b_b + 5cm = 27 + 5 = 32 \text{ cm} \rightarrow b_{pb} = 35 \text{ cm}$$

ب) تعیین ضخامت ورق زیرسری:

ضخامت ورق زیرسری بر اساس نیروی کششی ناشی از لنگر خمشی در بر ستون به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$t_{pb} = \frac{M_f}{\phi db_{pb} f_y} = \frac{19.86 \times 10^5}{1 \times 27 \times 35 \times 2400} = 0.88 \text{ cm} \rightarrow \text{use } t = 1 \text{ cm}$$

ج) تعیین طول ورق زیرسری:

طول ورق زیرسری بر اساس طول جوش ورق زیرسری به بال تیر تحت نیروی فشاری ناشی از لنگر خمشی تعیین می‌شود. بعد این جوش برابر با حداکثر مقدار خود، یعنی ضخامت بال تیر اختیار می‌شود. ارزش جوش با فرض استفاده از الکتود E70 و ضریب بازرسی $\beta = 0.75$ و ضریب کاهش مقاومت ۰,۹ چنین است:

$$\phi R_n = 0.9 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707a = 1403a$$

در این صورت طول جوش ورق زیرسری به بال تیر به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$l_w = \frac{M_f}{2d\phi R_n} = \frac{19.86 \times 10^5}{2 \times 27 \times 1403 \times 1.02} = 25.7 \text{ cm} \rightarrow \text{طول ورق} = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{use } PL \ 35 \times 30 \times 1 \text{ cm}$$

- طراحی ورق روسری

الف) تعیین عرض ورق روسری:

عرض قسمت باریک تر ورق روسری با توجه به عرض بال تیر و در نظر گرفتن فضای کافی برای جوش تعیین می‌شود. با در نظر گرفتن ۲ سانتی متر فضای جوش در هر طرف داریم:

$$b_{pt} = b_b - 5 \text{ cm} = 27 - 5 = 22 \text{ cm}$$

عرض انتهایی (قسمت عریض تر) ورق روسری با توجه به ضریب بازرسی جوش به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$b'_{pt} = \frac{b_{pt}}{\beta} = \frac{22}{0.75} = 29.33 \rightarrow b'_{pt} = 30 \text{ cm}$$

ب) تعیین ضخامت ورق روسری:

ضخامت ورق زیرسری بر اساس نیروی کششی ناشی از لنگر خمشی در بر ستون به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$t_{pt} = \frac{M_f}{\phi db_{pt} f_y} = \frac{19.86 \times 10^5}{1 \times 27 \times 22 \times 2400} = 1.39 \text{ cm} \rightarrow \text{use } t = 1.5 \text{ cm}$$

ج) تعیین طول ورق روسری:

طول قسمت انتهایی ورق روسری برابر

اگر بعد جوش ورق روسری به بال تیر برابر حداکثر مقدار خود یعنی ضخامت بال تیر اختیار شود، در اینصورت طول جوش ورق روسری که باید نیروی کششی ناشی از لنگر خمشی را انتقال دهد به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$2l_w + 22 = \frac{M_f}{d(1403a)} = \frac{19.86 \times 10^5}{27 \times 1403 \times 1.02} \rightarrow l_w = 14.7 \text{ cm}$$

طول قسمت انتهایی ورق روسری برابر سانتی متر انتخاب می‌گردد. بنابراین طول کل ورق روسری برابر است با:

$$\rightarrow L_{pt} = 14.7 + 5 = 19.7 \text{ cm} \rightarrow L_{pt} = 20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{use PL } 20 \times (30, 22) \times 1 \text{ cm}$$

- طراحی جوش ورق های روسری و زیرسری به بال ستون:

اتصال ورق های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. در صورت استفاده از تسمه های پشت بند در پشت جوش های شیاری، تسمه های پشت بند باید برداشته شوند.

- طراحی ابعاد ورق تکی جان تیر:

ارتفاع ورق اتصال تکی جان تیر به بال ستون با توجه به ارتفاع جان تیر برابر ۲۰ سانتی متر در نظر گرفته می‌شود. ضخامت ورق تکی جان بر اساس برش تیر در بر ستون به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6 f_y A_p C_v$$

$$A_p = h t_p = 20 t_p$$

$$V_u \leq \phi_v V_n \rightarrow 17.89 \times 10^3 \leq 0.6 \times 2400 \times 20 t_p \times 1 \rightarrow t_p = 0.62 \text{ cm} \rightarrow \text{use } t_p = 1 \text{ cm}$$

پس از ورق تکی PL 20x12x1 استفاده می شود. (از ۱۲ سانتی متر عرض ورق ۱۰٫۵ سانتی متر عرض جوش و ۱٫۵ سانتی متر فاصله تیر از بر ستون است).

- طراحی جوش ورق تکی جان به جان تیر:

اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع گوشه باشد. مرکز سطح و ممان اینرسی قطبی نوار جوش با فرض ضخامت موثر واحد به قرار زیر است. (h و b به ترتیب ارتفاع و عرض مقطع جوش می‌باشند).

$$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + d} = \frac{10.5^2}{2(10.5) + 20} = 2.69 \text{ cm}$$

$$J = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b + d}$$

$$= \frac{8(10.5)^3 + 6(10.5)(20)^2 + (20)^3}{12} - \frac{10.5^4}{2(10.5) + 20} = 3241.96 \text{ cm}^3$$

جوش مذکور تحت برش مستقیم و تنش ناشی از لنگر پیچشی قرار می‌گیرد، در اینصورت:

$$f'_y = \frac{V}{A} = \frac{17.89 \times 10^3}{2(10.5) + 20} = 436.34 \text{ kg/cm}$$

$$e = 12 - \bar{x} = 12 - 2.69 = 9.31 \text{ cm}$$

$$T = Ve = 17.89 \times 9.31 = 166.56 \text{ ton.cm}$$

$$f''_y = \frac{Tx}{J} = \frac{166.56 \times 10^3 \times (10.5 - 2.69)}{3241.96} = 401 \text{ kg/cm}$$

$$f''_x = \frac{Ty}{J} = \frac{166.56 \times 10^3 \times (10)}{3241.96} = 513.76 \text{ kg/cm}$$

از مساوی قراردادن تنش برشی برآیند فوق با ارزش جوش، بعد جوش محاسبه می‌گردد. در حالت حدی ارزش جوش گوشه برای الکتروود E70 برابر 1170a می‌باشد.

$$f_r = \sqrt{(f_y' + f_y'')^2 + (f_x'')^2} = \sqrt{(436.34 + 401)^2 + (513.76)^2} = 982.39$$

$$\rightarrow 1170a = 982.39 \rightarrow a = 0.84 \text{ cm} \rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

از جوش گوشه با بعد ۱۰ میلیمتر برای اتصال جان تیر به ورق تکی جان استفاده می‌شود.

- طراحی جوش ورق تکی جان به بال ستون:

اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشه دو طرفه باشد. در

صورت استفاده از جوش گوشه دوطرفه نوار جوش تحت تنش برشی مستقیم و تنش ناشی از لنگر خمشی

قرار می‌گیرد.

$$f_y' = \frac{V}{2L}$$

$$f_x'' = \frac{Mc}{I} = \frac{Ve(\frac{L}{2})}{\frac{2L^3}{12}} = \frac{3Ve}{L^2}$$

$$f_r = \sqrt{\left(\frac{V}{2L}\right)^2 + \left(\frac{3Ve}{L^2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{17.89 \times 10^3}{2(20)}\right)^2 + \left(\frac{3 \times 17.89 \times 10^3 \times 9.31}{20^2}\right)^2} = 1126.82$$

$$\rightarrow 1170a = 1126.82 \rightarrow a = 0.96 \text{ cm} \rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

از جوش گوشه با بعد ۱۰ میلیمتر برای اتصال بال ستون به ورق تکی جان استفاده می‌شود.

- ورق های پیوستگی:

ضخامت ورق پیوستگی برابر بزرگترین ضخامت ورق های روسری و زیرسری یعنی ۱,۵ سانتیمتر در نظر گرفته

می‌شود.

$$\text{طول ورقهای پیوستگی} = 25 - 2(1.2) = 22.6 \text{ cm}$$

مبحث دهم مقرر می‌دارد که مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر کمتر باشد.

$$w_{min} \geq \frac{b_{bf}}{2} = \frac{27}{2} = 13.5 \text{ cm} \rightarrow \text{use } w = 14 \text{ cm}$$

کنترل نسبت پهنای ورق به ضخامت ورق پیوستگی:

$$\frac{b}{t} = \frac{14}{1.5} = 9.33 < 0.55 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.55 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 15.88$$