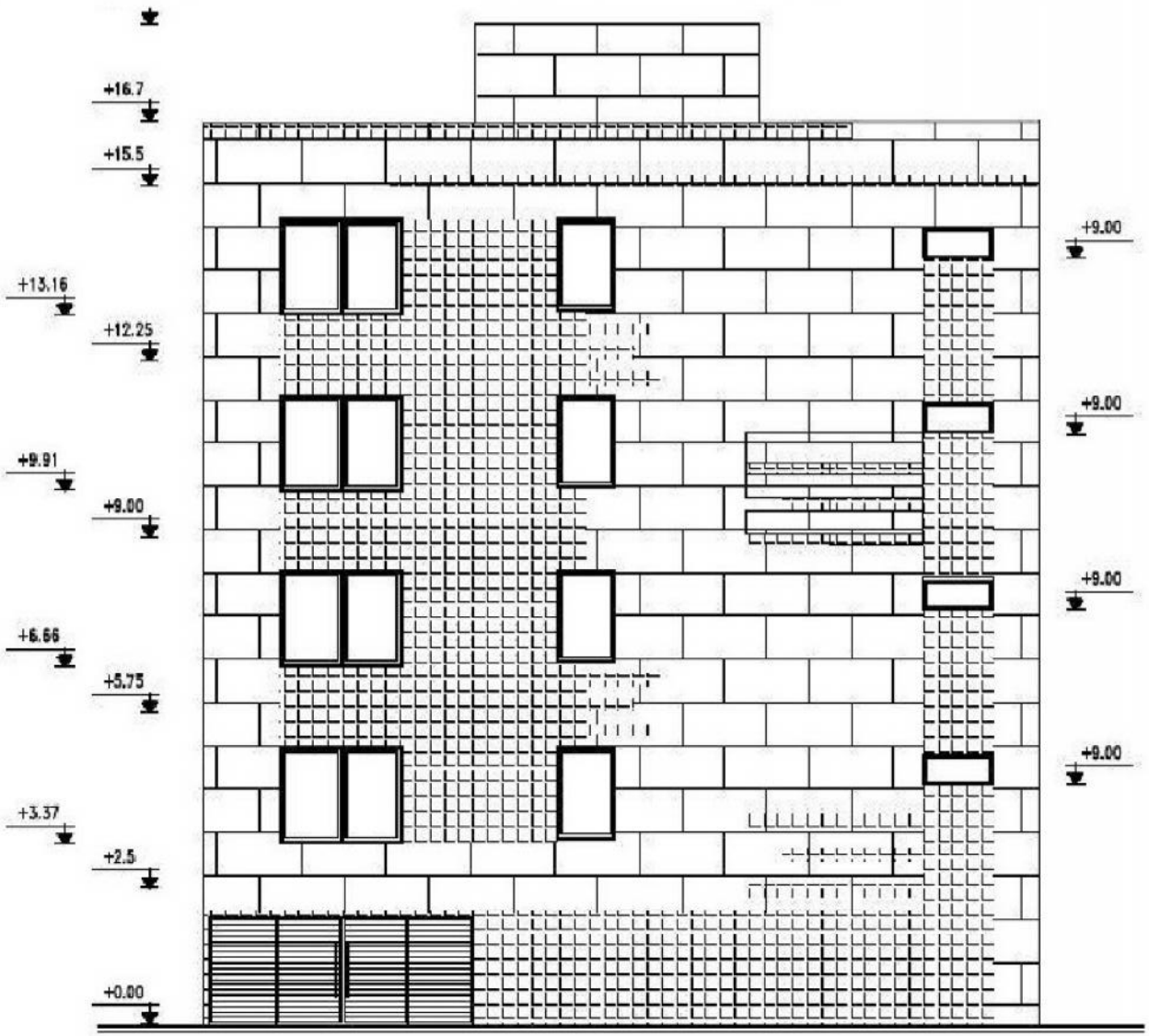
بخش اوّل:

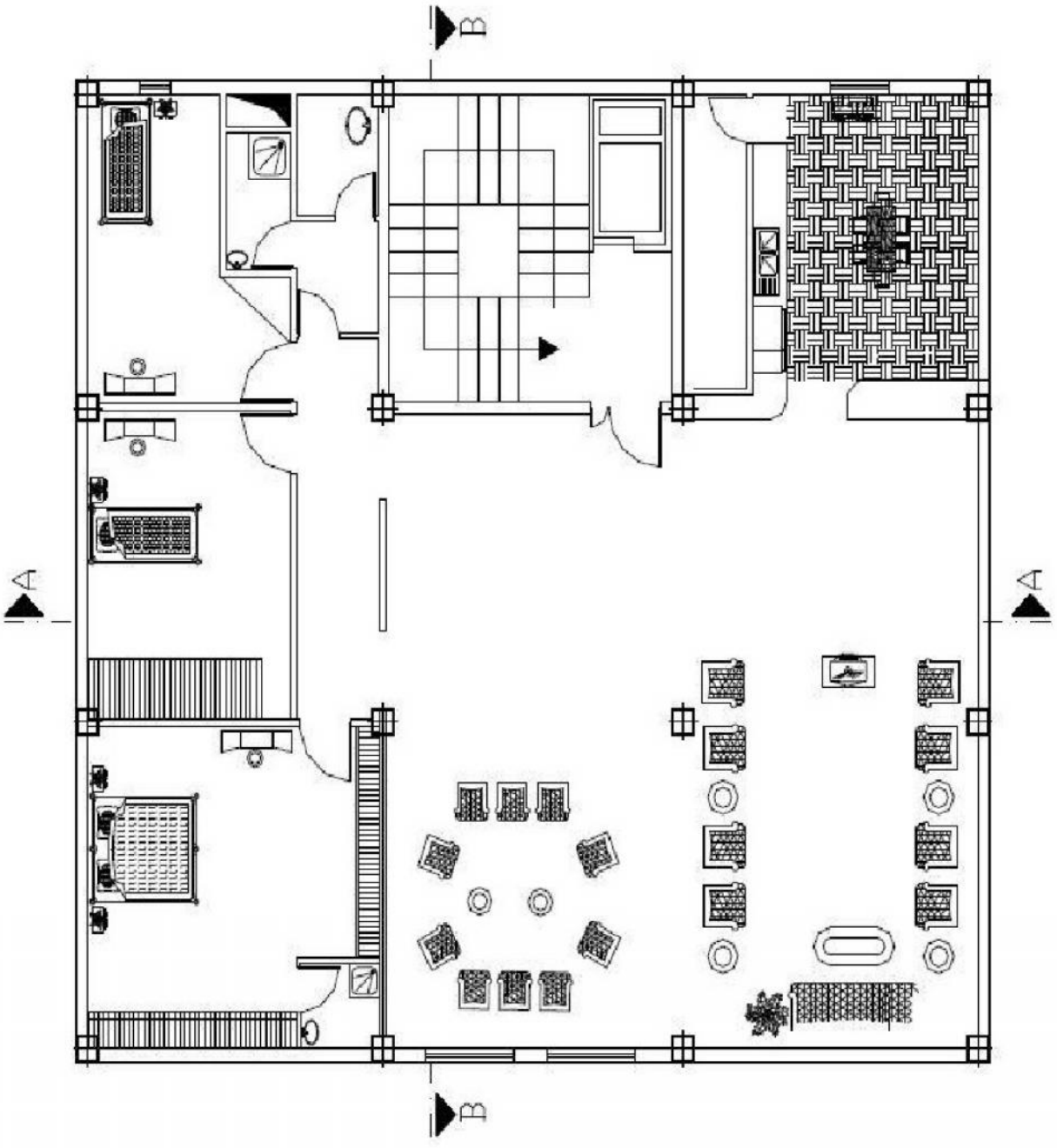
«بارگذاری ،مدل سازی و آنالیز»

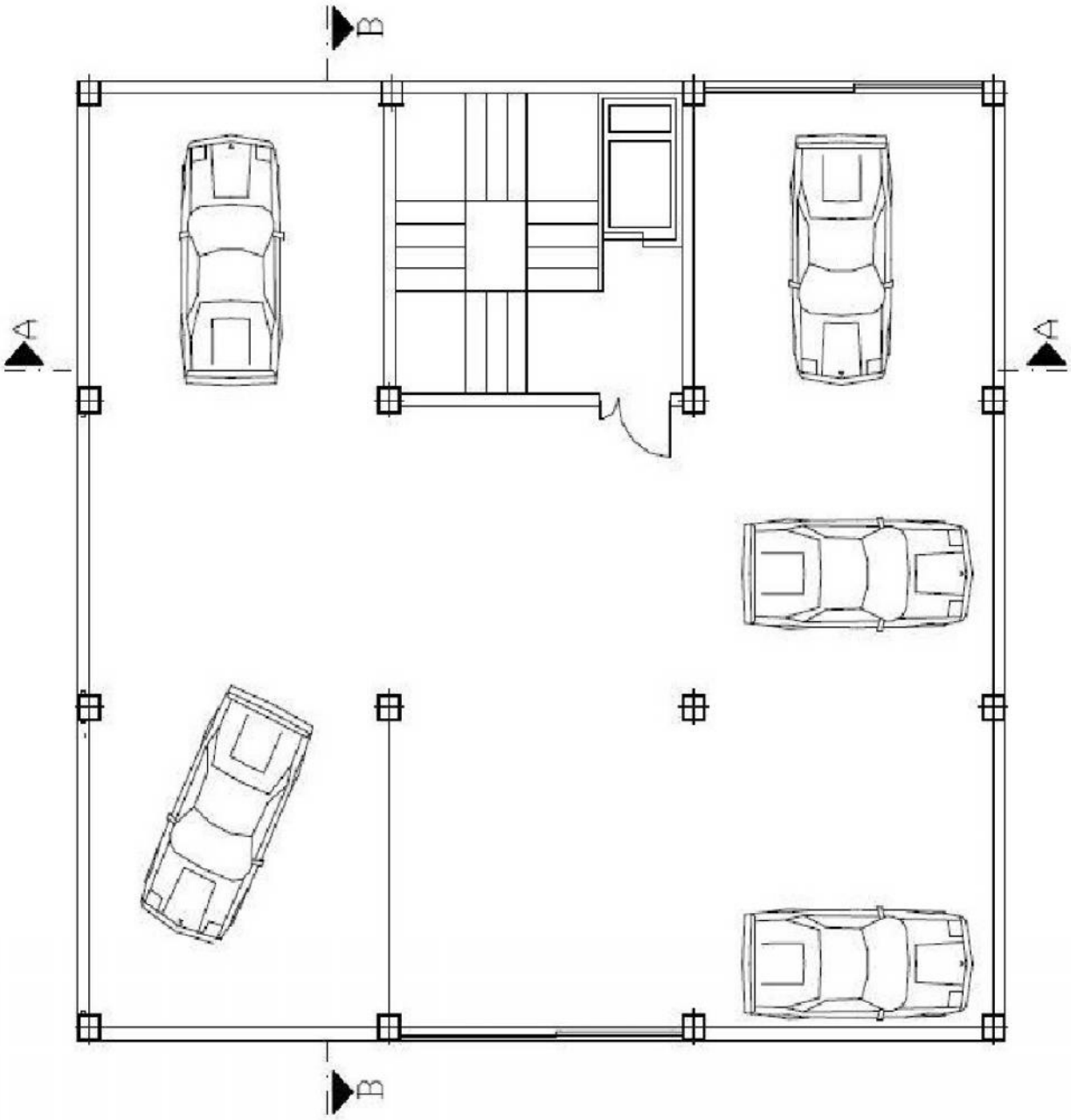
+16.7
+15.5
+13.16
+12.25
+9.91
+9.00
+6.66
+5.75
+3.37
+2.5
+0.00
Sc. 1:100

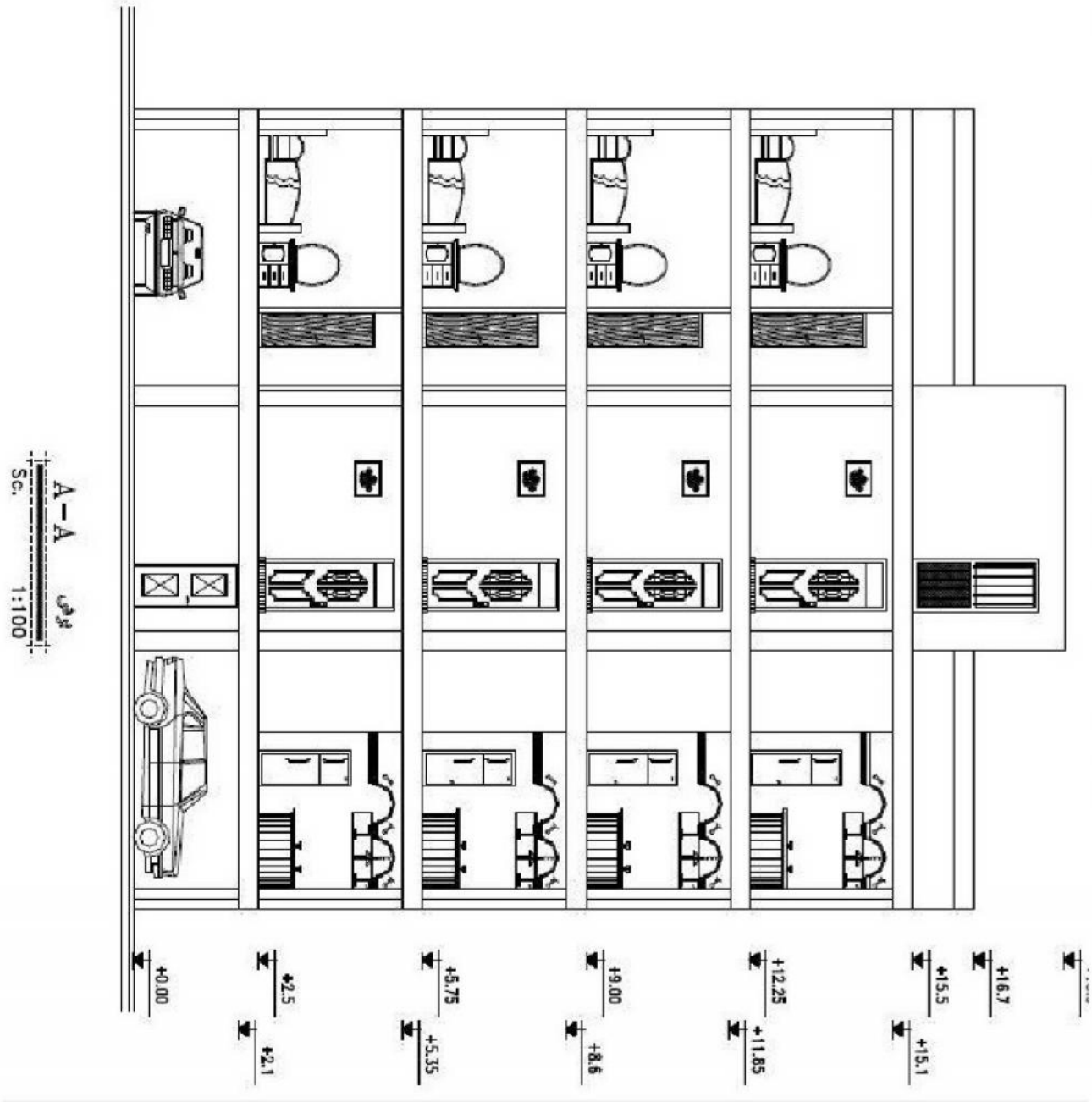


نمای شرقی

Sc. 1:100

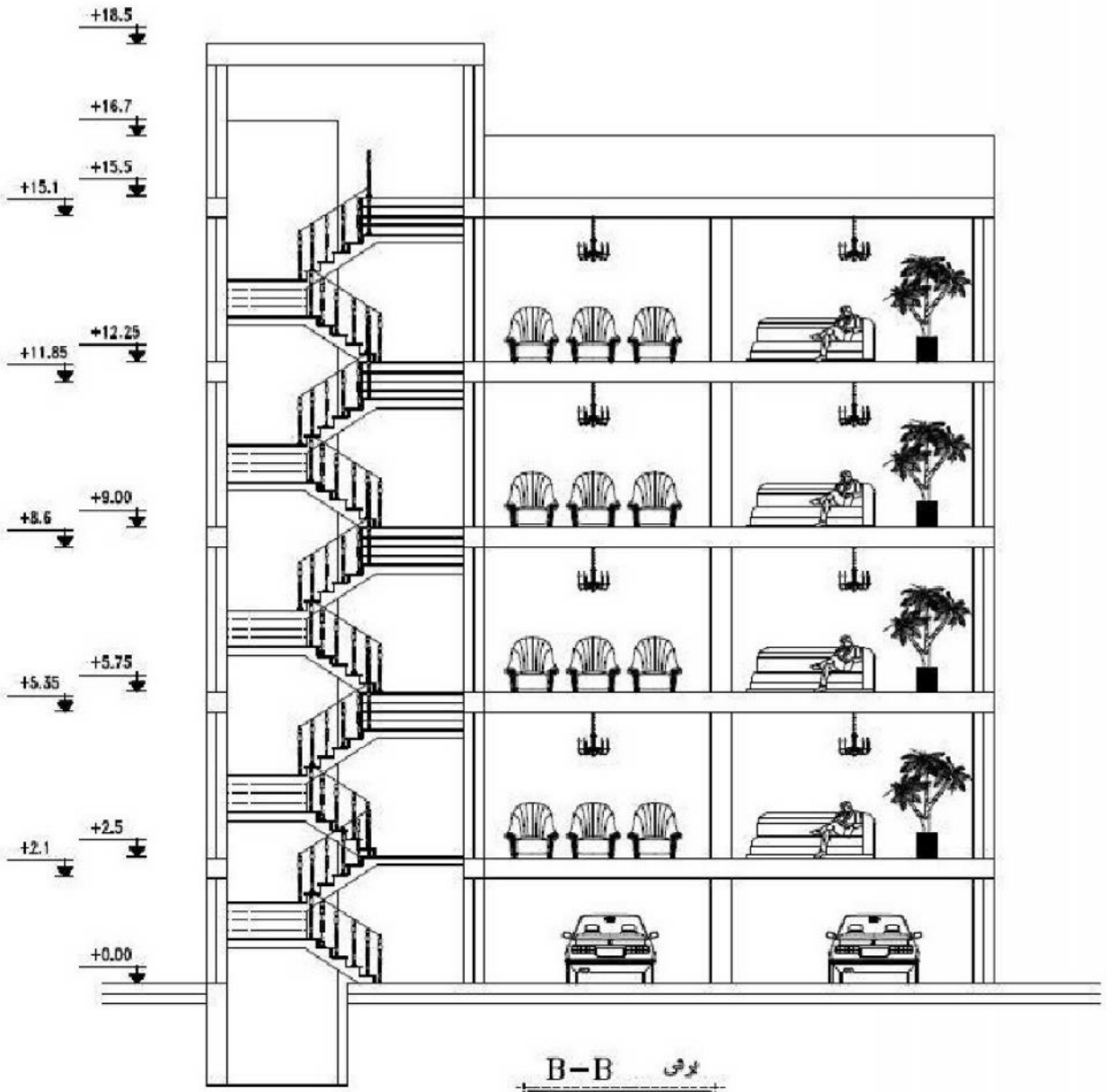

B
A
A
B


B
A
A
B



A-A قطع

Sc. 1:100



B–B قطع

Sc. 1:100

فصل اول: معرفی پروژه

پروژه مورد نظر سازه ای مسکونی 5 طبقه فولادی واقع در منطقه ای با خطر نسبی بالای زلزله و خاک نوع 2 می باشد.طبقه همکف به صورت پارکینگ بوده و سایر طبقات دارای کاربری مسکونی می باشند.در طبقات مسکونی هر طبقه به صورت یک واحد سه خوابه با مساحت 195متر مربع تقسیم شده است.پلان پارکینگ،پلان معماری طبقات،برش و نمای از سازه در صفحات بعدی نمایش داده شده اند.ارتفاع خالص طبقات در برش 1-1 مشخص شده است .ارتفاع جان پناه در بام 80 سانتی متر و تراز قرار گیری کف پنجره نسبت به کف طبقات 80 سانتی متر می باشد

نمای ساختمان در وجه شرقی و غربی از سنگ گرانیت و و شما و جنوب ساختمان توسط ساختمانهای همسایه احاطه شده است.کف طبقات توسط سرامیک کفی پوشش داده شده است و سایر جزئیات کف و دیوارها در قسمت بعدی ذکر شده اند.راهپله به صورت سه پاگردی می باشد و با استفاده از تیرهای شمشیری به همراه دال بتنی اجرا می شود.همچنین در ورودی ساختمان و ورودی پارکینگ هر دو از وجه جنوبی سازه می باشند.

سیستم سازه ای

الف: سیستم باربر ثقلی و جانبی:

در این پروژه از سیستم قاب ساده ساختمانی به علاوه بادبند در هر هر دو جهت استفاده شده است؛که بادبند ها درجهت X به صورت ضربدری و درجهت Y از نوع V شکل می باشد.با توجه به این که تمام بادبند های به کار رفته در این ساختمان به صورت همگرا هستند.؛لذا عدد 6 به عنوان ضریب رفتار در نظر گرفته شده است. در توضیح شکل پذیری معمولی،متوسط و ویژه می توان گفت که شکل پذیری در واقع ورود المان های سازه به محدوده غیر خطی است تا با تغییر شکل بیشتر ،انرژی زلزله را بیشتر تلف کرده و تلاشهای ناشی از زلزله را در المان ها کاهش دهند.ضریب رفتار R عددی است که که در واقع با افزایش آن برش پایه به شدت کاهش میابد و نمایانگر اتلاف انرژی نسبی زلزله توسط سیستم سازه ای است.البته توجه شود که این تغیر شکل ها باید به حدی محدود شوند تا سرویس دهی و انسجام اتصالات سازه حفظ شود.

ب: سیستم کف:

سیستم کف بکار رفته در این پروژه سیستم کامپوزیت می باشد.جزئیات طراحی سیستم کف و سایر مشخصات مربوط به آن در قسمت بعدی موجود می باشند.در مورد جهت گیری قرار گیری تیرچه ها در هر پانل؛در این پروِژه به دو مورد توجه شده است:

- عموماً بیان می شود که قرار دادن شطرنجی تیرچه ها باعث عملکرد بهتر دیافراگم صلب در هر دو جهت زلزله و همچنین باعث توزیع بهتر بار کف بین تیرها می شود
- همچنین برای کاهش لنگر طراحی،قرار گیری تیرچه ها در جهت کوتاه دهانه توصیه می شود.

در این پروژه نیز با در نظر گرفتن نکات فوق نحوه قرار گیری تیرچه ها کف تعیین شده است .

ب: سیستم پی:

سیستم پی این پروژه با توجه به ظرفیت باربری و نشست که برابر $2\ \frac{kg}{cm^2}$ فرض شده است،پی گسترده منظور شده است.

مشخصات مصالح

❖ فولاد به کار رفته در پروفیل ها و یا سایر مقاطع از نوع فولاد نرمه ST37 می باشد که مشخصات آن در جدول زیر نشان داده شده است:

مشخصات فولاد	
وزن واحد حجم فولاد(γ_s)	$7850\ \mathrm{kg}/m^3$
مدول الاستیسیته فولاد(E_s)	$2.1 \times 10^6\ \mathrm{kg}/cm^2$
ضریب پواسون فولاد(υ_s)	0.30
مقاومت جاری شدن فولاد(F_y)	$2400\ \mathrm{kg}/cm^2$
مقاومت نهایی فولاد(F_u)	$3700\ \mathrm{kg}/cm^2$

❖ در مورد بتن سازه ای به کار رفته در دال و سایر قسمت های سازه نیز داریم:

مشخصات بتن	
وزن واحد حجم بتن(γ_c)	$2500\ \mathrm{kg}/m^3$
مدول الاستیسیته بتن(E_c)	$218819.78\ \mathrm{kg}/cm^2$
ضریب پواسون بتن (υ_s)	0.20
مقاومت فشاری مشخصه بتن(f'_c)	$210\ \mathrm{kg}/cm^2$

برای محاسبه مدول الاستیسیته از رابطه موجود در آئین نامه ACI استفاده می کنیم که در آن:

$$E = 15100\sqrt{f_c'} = 15100 \times \sqrt{210} = 218819.78 \text{ kg/cm}^2 \leftarrow \text{برای بتن با وزن معمولی}$$

$$\downarrow$$

(واحد کیلو گرم بر سانتی متر مربع می باشد)

- اما در مدل سازی با توجه به اینکه میخواهیم وزن اسکلت سقف بتنی را به صورت دستی وارد کنیم جرم واحد حجم را برابر صفر منظور میکنیم تا برنامه این وزن را در نظر نگیرد.

* آئین نامه ها و نرم افزارها

در این پروژه از آئین نامه های زیر در مراحل بارگذاری ،تحلیل و طراحی استفاده شده است:

مبحث 6 مقررّات ملّی ساختمان سال 85.....تعیین بارهای مرده و زنده

مبحث 10 مقررّات ملّی ساختمان سال 87.....برای تعیین ترکیبات بار و طراحی المان های فولادی

آئین نامه 2800 ویرایش سوم.....تعیین بارگذاری زلزله و برخی ضوابط لرزه ای در طراحی

آئین نامه AISC-LRFD99.....برای المان های فولادی در نرم افزار

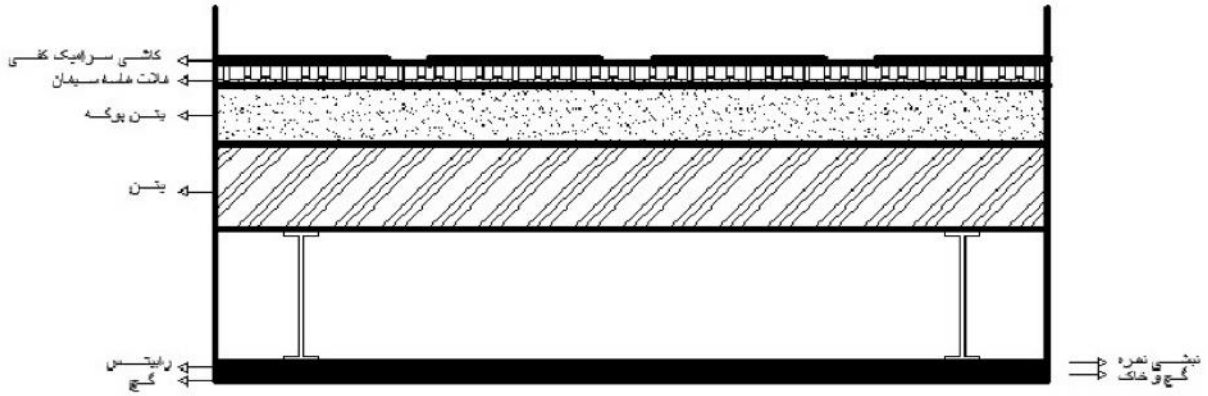
آئین نامه ACI318-99..... برای تعیین ترکیبات بار و طراحی المان های بتنی

همچنین از نرم افزار ETABS 9 و SAFE 8 برای تحلیل و انجام قسمتی از طراحی المان های سازه ای استفاده شده است.توضیحات لازم در مورد مدل سازی و بارگذاری آن در قسمت های بعدی ارائه شده است.

فصل دوم: تعیین بارهای مرده

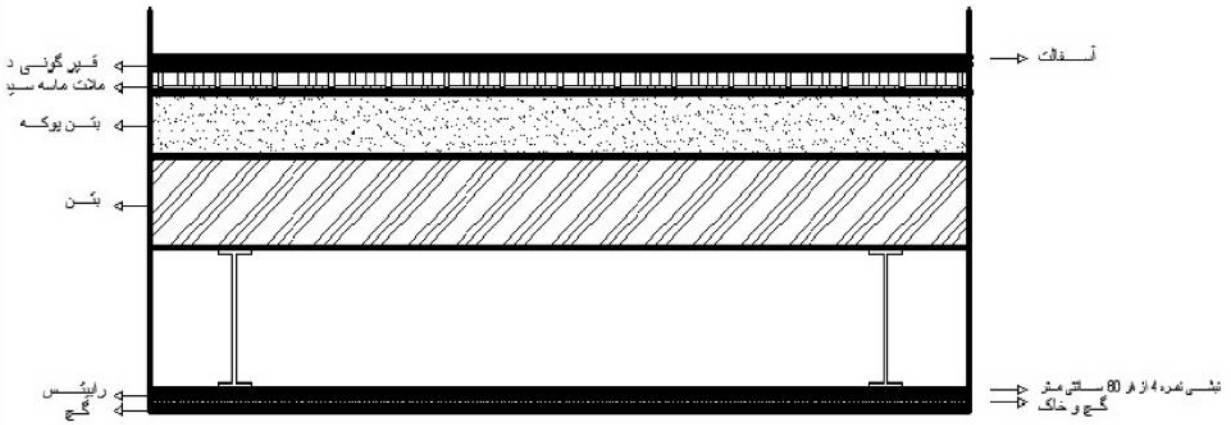
برای محاسبه بارهای مرده از جداول موجود که در مبحث 6 مقررّات ملّی ساختمان،بحث بارهای وارد بر ساختمان استفاده شده است.توجه شود که منظور از kg در این پروژه kgf می باشد.

* **کف کامپوزیت طبقات مسکونی:**



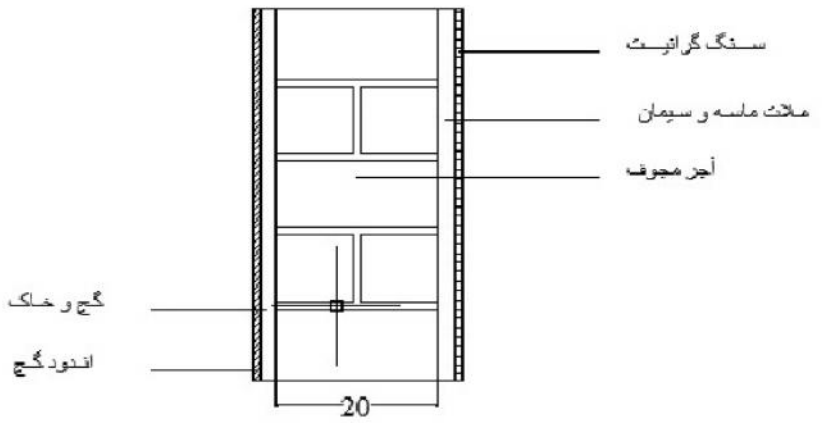
	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
کاشی سرامیک کفی	2100	0.006	12.6
ملات ماسه سیمان	2100	0.025	52.5
بتن پوکه	1300	0.07	91
دال بتنی	2500	0.01	250
تیر و سقف کاذب با اندود گچی	-	-	50
مجموع			**457**

* **کف کامپوزیت طبقه بام:**



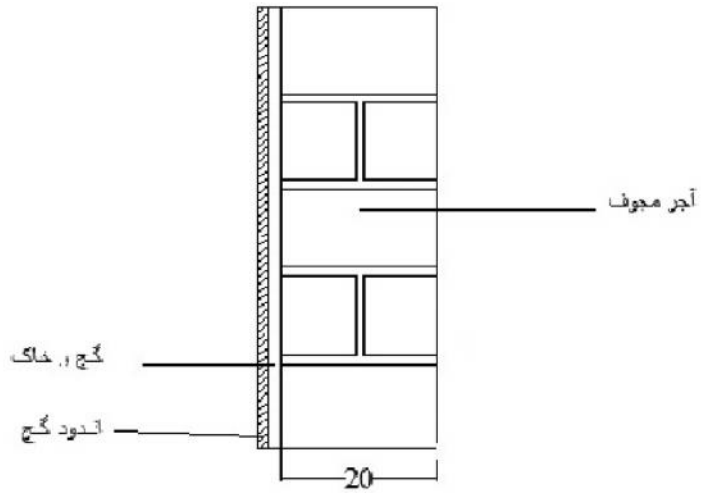
	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
آسفالت	2200	0.02	44
قیر گونی دولا	-	-	15
ملات ماسه سیمان	2100	0.025	52.5
بتن پوکه	1300	0.1	130
دال بتنی	2500	0.01	250
تیر و سقف کاذب با اندود گچی	-	-	50
مجموع			**542**

* دیوار های خارجی (یک طرف سنگ گرانیت یک طرف سفید کاری):



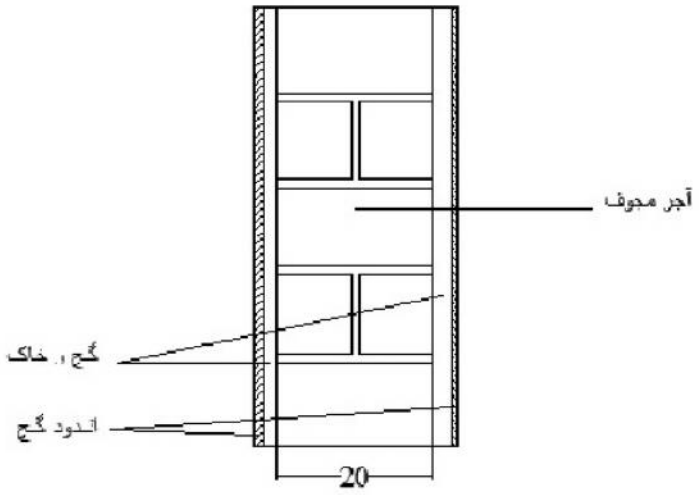
	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
گرانیت	2800	0.02	54
ملات ماسه سیمان	2100	0.015	31.5
آجر مجوف	850	0.2	170
گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.015	19.5
مجموع			**307**

* دیوار های خارجی (یک طرف سفید کاری):



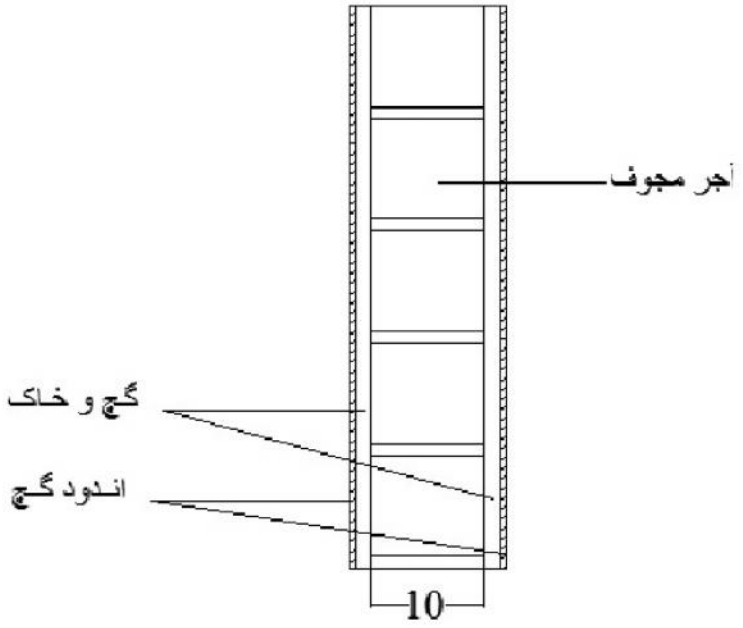
	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
آجر مجوف	850	0.2	170
گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع			**218**

* دیوار های خارجی (دو طرف سفید کاری):



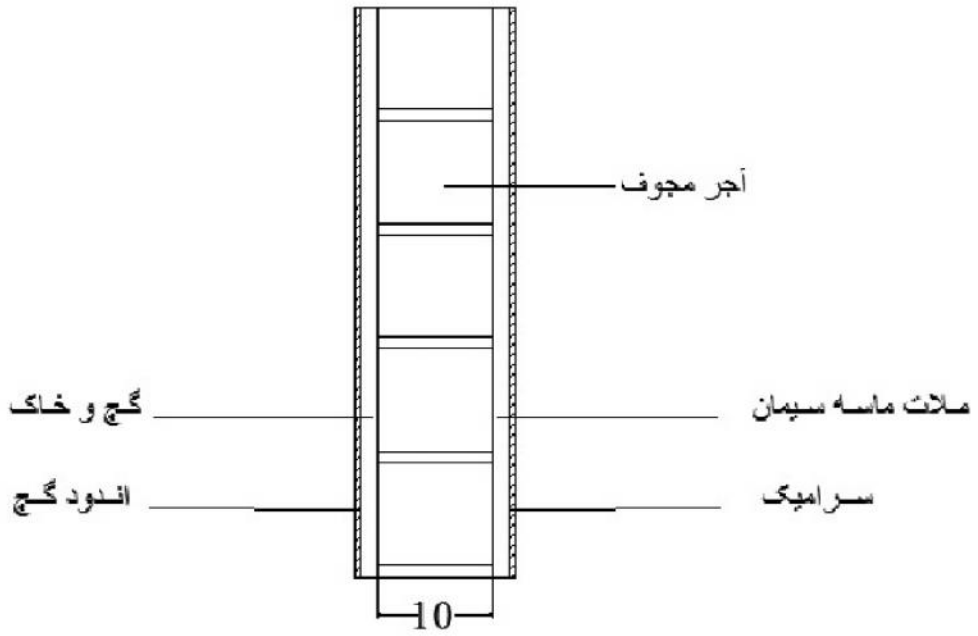
	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
گچ سفید	1300	0.01	13
گچ و خاک	1600	0.02	32
آجر مجوف	850	0.2	170
گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع			**260**

* دیوار های داخلی (دو طرف سفید کاری):



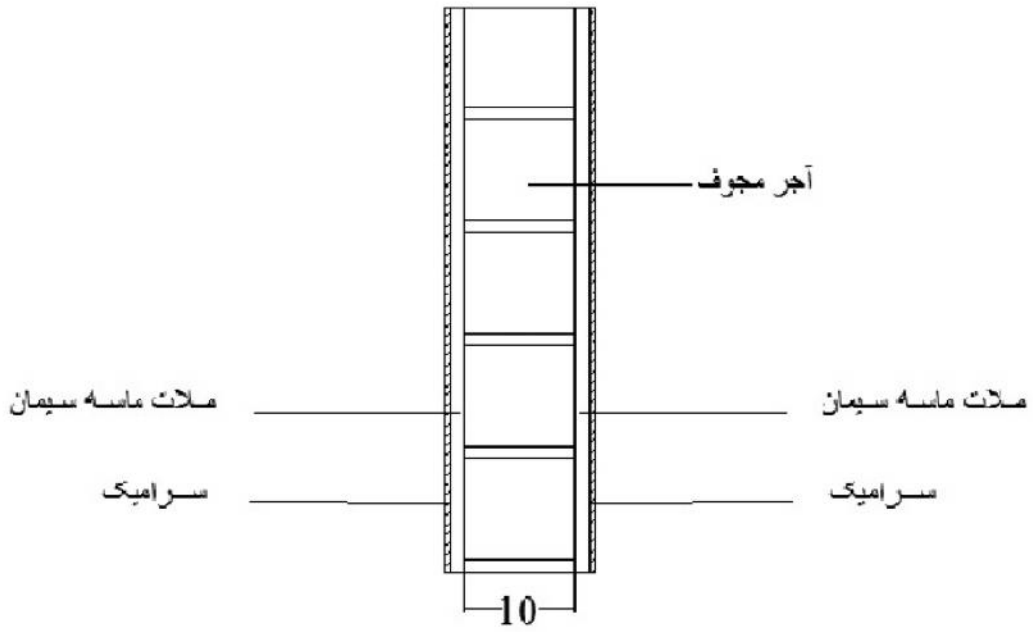
	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
گچ سفید	1300	0.01	13
گچ و خاک	1600	0.02	32
آجر مجوف	850	0.1	85
گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع			175

* دیوار های داخلی (یک طرف سفید کاری یک طرف کاشی کاری):



	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
گچ سفید	1300	0.01	13
گچ و خاک	1600	0.02	32
آجر مجوف	850	0.1	85
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
سرامیک	1700	0.02	34
مجموع			**206**

* دیوار های داخلی (هر دو طرف کاشی کاری):



	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطحkg/m^2
سرامیک	1700	0.02	34
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
آجر مجوف	850	0. 1	85
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
سرامیک	1700	0.02	34
مجموع			235

* راهپله

در محاسبه باره مرده راهپله ، آن را به دو بخش پله و پاگرد تقسیم می کینم.برای پله وزن واحد طول و برای پاگرد وزن واحد سطح محاسبه می شود.برای محاسبه بار قسمت مثلثی رمپ و سنگ پله ،ابتدا وزن هر یک از آنها را محاسبه کرده و سپس به تعداد آنها در 1 متر ضرب می کنیم تا نتیجه بصورت وزن واحد طول حاصل شود.توجه شود که عرض پله 1.20 می باشد.برای پله داریم:

وزن واحد طول افقی		
تیرآهن	2×18.8	37.6
دال بتنی	0.1×2500	250
سقف کاذب	1.2×40	48
مجموع		385.6

وزن گام پله		
سنگ کف افقی	$0.04 \times 1.2 \times 0.3 \times 2800$	41
سنگ قائم	$0.15 \times 1.2 \times 0.03 \times 2800$	16
آجر کاری	$\frac{1}{2} \times 1.2 \times 850 \times 0.19 \times .26$	26
مجموع		83

$$\left(\frac{100}{30} \times 83\right) + \left(385.6 \times \frac{1}{\cos 32}\right) = 731\ Kg/m^2$$

فصل چهارم: تعیین بار زلزله

بر طبق آیین نامه 2800 می توان نیروی ناشی از زلزله را با روش استاتیکی معادل و با یکی از روش های تحلیل دینامیکی (تحلیل تاریخچه زمانی و یا تحلیل طیفی) محاسبه کرد ،ولی استفاده از هر کدام از روش ها محدودیت های خاص خود را دارا می باشند.با توجه به اینکه در این پروژه از نتایج تحلیل استاتیکی معادل برای طراحی استفاده شده است،لذا به بررسی منظمی سازه در ارتفاع و پلان می پردازیم.در این قسمت از پروژه برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل محاسبه شده است.

* **بررسی منظمی**

در این قسمت بند دقیق آیین نامه 2800 در باره منظم بودن و نبودن یه سازه را ضمیمه می کنیم.

۸ / مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

۱-۸-۱ ساختمانهای منظم

ساختمانهای منظم، به گروهی از ساختمانها اطلاق می‌شود که دارای کلیه ویژگی‌های زیر باشند.

۱-۸-۱-۱ منظم بودن در پلان

الف- پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در امتداد آن‌ها قرار دارند، باشد. همچنین، در صورت وجود فرو رفتگی یا پیش‌آمدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

ب- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

پ- تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

ت- در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

ث-در هرطبقه حداکثر تغییرمکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییرمکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.

۱-۸-۱-۲ منظم بودن در ارتفاع

الف- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

ب- سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه‌ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف‌پذیر تلقی شده و طبقه «نرم» نامیده می‌شود.

پ- مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش

طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد، ضعیف تلقی شده و طبقه «ضعیف» نامیده می‌شود.

۱-۸-۳ ساختمانهای نامنظم

ساختمانهای نامنظم به ساختمانهایی اطلاق می‌شود که فاقد یک یا چند ویژگی ضوابط بند ۱-۸-۱ باشند.

با توجه به مندجات آیین نامه مشاهد می شود که ساختمان موجود در این پروژه هم در پلان و هم در ارتفاع منظم می باشد.

* **تعیین ارتفاع و وزن لرزه ای**

برای محاسبه ضریب زلزله نیاز با ارتفاع سازه داریم.طبق آیین نامه 2800 در صورتی که وزن خرپشته کمتر از $\frac{1}{4}$ وزن بام باشد می توان ارتفاع لرزه ای سازه را تا تراز بام در نظر گرفت.با گرفتن وزن طبقه بام و خرپشته از نرم افزار خواهیم داشت:

$$\frac{2267.0985 \times 9.81}{18522.8213 \times 9.81} = \quad 0.122 < 0.25 \qquad \rightarrow \text{ok} \quad \rightarrow \qquad H = 15.20\, m$$

* محاسبه برش پایه برای زلزله

بر طبق آیین نامه 2800 پارامتر های لرزه ای تعیین می شود:

نوع زمین	T_0	Ts	خطر نسبی کم و متوسط S	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد S
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۳/۳۵	۱/۷۵

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_n (متر)
ب- سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۴۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۶۵
	۵- مهاربندی برون محور فولادی [۵]	۷	۵۰
	۶- مهاربندی هم محور فولادی [۱]	۶	۵۰

ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰

منطقه با خطر نسبی زیاد ..... $A = 0.35$

سازه فولادی با قاب ساده مهاربندی شده ..... $T = 0.05(H^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (15.20)^{\frac{3}{4}} = 0.385$

زمین نوع Π ..... $T = 0.385 < T_s = 0.5 \rightarrow S = 1.5 \rightarrow B = S + 1 = 2.5$

ضریب رفتار ..... $R = 6$

ضریب اهمیت..... $I = 1$

$$C = \frac{A.B.I}{R} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{6} = 0.14584$$

$$V = C.W = 0.14584 \times 100919.3933 \times 9.81 = 144384.41 \text{ kg}$$

* مرکز جرم و سختی سازه:

طبقه	جرم طبقه	مرکز جرم راستای X	مرکز جرم راستای Y	جرم تجمعی	مرکز سختی راستای X	مرکز سختی راستای Y
4	18522.8213	7.642	7.706	20789.9198	6.643	8.4
3	20012.9149	7.557	7.703	40802.8346	6.557	8.264
2	20093.5386	7.551	7.703	60896.3733	6.405	8.138
1	20214.4056	7.544	7.711	81110.7789	6.457	8.095
پیلوت	19808.6144	7.568	7.711	100919.3933	6.619	8.039

* کنترل واژگونی سازه:

طبقه	بار	موقعیت	نیروی برشی راستای X	نیروی پیچشی	لنگر خمشی راستای X	لنگر خمشی راستای Y
4	EXP	Top	-51563.59	433715.509	37.639	-20772.085
4	EXP	Bottom	-51563.59	433717.154	334.462	-189658.689
3	EXP	Top	-89981.54	759226.117	334.462	-189658.689
3	EXP	Bottom	-89981.54	759226.509	885.352	-484714.54
2	EXP	Top	-118320.68	999351.046	885.352	-484714.54
2	EXP	Bottom	-118320.68	999352.465	1549.929	-872831.498
1	EXP	Top	-136535.16	1153833.124	1549.929	-872831.498
1	EXP	Bottom	-136535.16	1153833.249	2145.746	-1320485.931
پیلوت	EXP	Top	-144295.52	1219647.167	2145.746	-1320485.931
پیلوت	EXP	Bottom	-144295.52	1219648.071	2431.629	-1684460.777

لنگر مقاوم واژگونی = وزن سازه $\times \min(x_m , l_x - x_m)$

وزن سازه = جرم سازه $\times g = 100919.3933 \times 9.81 = 990019.2483$ kg

x_m = مرکز جرم $= 7.7\ m$ ، l_x = طول سازه $= 14.6\ m$

لنگر مقاوم واژگونی

$$= 990019.2483 \times \min(7.7 , 14.6 - 7.7) = 990019.2483$$

$$\times \min(7.7 , 6.9) = = 990019.2483 \times 6.9 = 683132.813\ kg.m$$

$$\text{ضریب اطمینان در برابر واژگونی} = \frac{\text{لنگر مقاوم واژگونی}}{\text{لنگر واژگونی}} = \frac{683132.813}{1684460.777} = 4.05 > 1.75 \quad ok$$

* **کنترل جابه جایی سازه (Drift):**

$T < 0.7 \rightarrow Drift_{al} = 0.025$

طبقه	جابه جایی در راستای X	جابه جایی نسبی طبقه	(R×ΔW0.7)	جابه جایی مجاز
4	2.39	0.001753846	0.007366154	< 0.025
3	1.82	0.001753846	0.007366154	< 0.025
2	1.25	0.001630769	0.006849231	< 0.025
1	0.72	0.001323077	0.005556923	< 0.025
پیلوت	0.29	0.00116	0.004872	< 0.025

فصل پنجم: ترکیبات برگذاری

* **ترکیبات بار حالت عادی**

اصول طراحی حکم می کند که در طرح هر مقطع از هر المانٰ،بحرانی ترین ترکیب بارگذاری مد نظر قرار گیرد. بر طبق مبحث مقررات ملی ساختمانٰ،برای هر ساختمان فولادی در هر شرایطی در نظر گرفتن ترکیبات زیر الزامی می باشد.

توضیح	ترکیب بار های طراحی LRFD	
DL :بار مرده	1DL+1.2LL-1.2EYN	1.4DL
LL: بار زنده	0.85DL+1.2EXP	1.25DL+1.5LL
EXP:نیروی زلزله در راستای X با خروج از مرکزیت مثبت	0.85DL-1.2EXP	1DL+1.2LL+1.2EXP
EX:نیروی زلزله در راستای	0.85DL+1.2EX	1DL+1.2LL-1.2EXP
EXN:نیروی زلزله در راستای X با خروج از مرکزیت منفی	0.85DL-1.2EX	1DL+1.2LL+1.2EX
EYP:نیروی زلزله در راستای Y با خروج از مرکزیت مثبت	0.85DL+1.2EXN	1DL+1.2LL-1.2EX
EY:نیروی زلزله در راستایY	0.85DL-1.2EXN	1DL+1.2LL+1.2EXN
EYN:نیروی زلزله در راستای X با خروج از مرکزیت منفی	0.85DL+1.2EY	1DL+1.2LL-1.2EXN
	0.85DL-1.2EY	1DL+1.2LL+1.2EYP
	0.85DL+1.2EYP	1DL+1.2LL-1.2EYP
	0.85DL-1.2EYP	1DL+1.2LL+1.2EY
	0.85DL+1.2EYN	1DL+1.2LL-1.2EY
	0.85DL-1.2EYN	1DL+1.2LL+1.2EYN

* **ترکیبات بار ضوابط طرح لرزه ای**

در مبحث 10 مقررات ملی ساختمان ، در بحث ضوابط لرزه ای ، آیین نامه الزام می دارد که در سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد دو ترکیب بار دیگر در ستون ها کنترل شوند.

ترکیبات بار ضوابط طرح لرزه ایLRFD	
مقدار مقاومت	***نام ترکیب بار***
$P_c = \emptyset_c . P_{nc}$	$P_D+1.2P_L+1.2\Omega . P_E \leq P_c$
$P_t = \emptyset_t . P_{nt}$	$0.85P_D+1.2\Omega . P_E \leq P_t$

توضیح:به چند نکته در مورد ترکیبات بار فوق باید توجه نمود:

- ترکیب بار اول فوق برای کنترل فشار می باشد،لذا تمام نیروهای محوری باید فشاری فرض شوند حتی اگر تحلیل نشان دهد که P_E به صورت کششی خواهد بود.
- ترکیب بار دوم برای کنترل کشش می باشد.در این ترکیب بار مقدار P_D باید به صورت فشاری و مقدار P_E باید به صورت کششی فرض شوند.اگر حاصل کششی بود ،مقدار کشش با $\emptyset_t . P_{nt}$ مقایسه می شود.
- مقدار P_E در ترکیبات بار باید بیشترین مقدار نیروی محوری حاصل در هر ستون از بار در هر جهت X و Y در نظر گرفته شوود..
- مقدار Ω برای سیستم مهاربند همگرا 2 می باشد.

فصل ششم: نکاتی در مورد بارگذاری

* **نحوه سر شکنی بار تیغه بندی:**

دیوارهای خارجی سازه درمحل خود ثابت می باشد و بار آنها درمحل خود به سازه اعمال خواهند شد،ولی تیغه بندی داخل قسمت مسکونی معمولا در طی سالیان دچار تغیر می شود،به همین دلیل مناسب است که در صورت امکان بار این پارتشن ها را به صورت گسترده در سطحی که ممکن است در آن جابه جا شوند پخش نمود.بر طبق مبحث 6 مقررات ملی ساختمان برای تیغه هایی که وزن یک متر مربع آنها کمتر از 275 کیلوگرم بر متر مربع است می توان از سرشکنی استفاده کرد.البته برای کفهایی که مقدار بار زنده در آنها کمتر از500کیلوگرم بر متر مربع است ؛نباید مقدار بار معادل تیغه بندی کمتر از 100کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شود.با در نظر گرفتن این نکات در این پروژه داریم:

- دیوار های پیرامونی که وزن یک متر مربع آنها بیشتر از 275 کیلوگرم بر متر مربع است در محل خود به سازه اعمال شده اند.
- بار کلیه دیوارهای داخلی در کل سطح طبقه سر شکن شده اند.
- بار دیوارهای ثابت مثل دیوارهای اطراف راهپله در صورتی که مستقیما روی تیر قرار گرفته باشند،به تیر اعمال شده اند؛با اینکه وزن یک متر مربع آنها کمتر از 275 کیلوگرم بر متر مربع باشند.

سرشکنی بار تیغه بندی طبقات:

نوع دیوار	وزن واحد سطح	طول دیوار
دیوار داخلی دو طرف سفید کاری	$175kg/m^2$	15.75 m
دیوار داخلی دو طرف کاشی کاری	$235\ kg/m^2$	8.95 m
دیوار داخلی یک طرف سفیدکاری یک طرف کاشی کاری	$206\ kg/m^2$	7.4 m

مساحت طبقه	ارتفاع دیوار
$195m^2$	3.2m

$$\begin{cases} \dfrac{\text{وزن کل تیغه بندی طبقه}}{\text{مساحت طبقه}} = \dfrac{(175 \times 15.75) + (235 \times 8.95) + (206 \times 7.4)}{195} = \dfrac{32.75kg}{m^2} \\ Live\ Load = 200 \leq 500 \rightarrow Min = 100\dfrac{kg}{m^2} \end{cases}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{q = 100kg/m^2}$$

* **بازشو در دیوارهای پیرامونی:**

در دیوار های پیرامونی سازه،وجدو بازشو باعث کاهش بار اعمالی از طرف آنها می شود.برای تعیین میزان این کاهش میتوان به طور دقیق عمل کرده و ضریب مناسبی بدست آورد،ولی به طور معمول ضریب 0.7 برای این مورد در نظر گرفته می شود.برای مثال بار دیوار های خارجی یک طرف سنگ گرانیت و یک طرف سفید کاری،در صورت داشتن بازشو برابر خواهد بود با:

$$307 \times 0.7 = 215 kg/m^2$$

نکته: در صورتی که برای دیوارهای که فاقد باز شو هستند نباید از ضریب کاهنده استفاده شود و بایستی بار کامل آنها به تیرهای پیرامونی سازه اعمال شود.

* **نحوه اعمال بارگذاری پله:**

در قسمت های قبلی بار مرده و زنده راهپله تعیین شده اند،حال نحوه توزیع و اعمال ایب بار به سازه بررسی خواهد شد.به طور کلی راهپله در نرم افزار مدل نمی شود و فقط بارهای ناشی از به سازه اعمال میشود.در این پروژه نیز با توجه به 4 رمپه بودن راهپله می توان نوشت:

$$Total\ Dead\ Load: (731 \times 3 \times 3) = 6579\ kg/m^2$$

$$Total\ Live\ Load: (350 \times 3 \times 3) = 3150\ kg/m^2$$

که با توجه به 4 رمپه بودن راهپله نیرویی که بر هریک از ستونها می رسد:

بار زنده راهپله برای هر ستون	بار مرده راهپله برای هر ستون
$P_{Live} = \frac{3150}{4} = 788\ kg/m^2$	$P_{Dead} = \frac{6579}{4} = 1645\ kg/m^2$

خلاصه بارگذاری:

بار معادل وزن و جرم		بار زنده		بار مرده	
-82	تیرهای پیرامونی طبقه اول	200	کف طبقات	457+100	کف طبقات
267	تیرهای پیرامونی طبقه بام	150	کف بام	542+100	کف بام
-33	تیرهای پیرامونی طبقه اول راهپله			218×H	دیوار با نما
33	تیرهای پیرامونی طبقه اخر راهپله			215×H	دیوار بدون نما
				260×H	دیوار راهپله

فصل هفتم: نکاتی در مورد مدل سازی و اعمال پارامترهای آنالیز

* **ابعاد اولیه مقاطع:**

قبل از شروع مدل سازی لازم است ابعاد اولیه ای برای المانهای سازه ای فرض شود.برای تعیین این مقاطع اولیه روش خاصی موجود نمی باشد و معمولا به صورت تجربی تعیین می شود.در این پروژه به انواع ستون از مقاطع جفت IPE با ورق تقویتی در بال استفاده شده است.همچنین برای تیرها از مقاطع IPE استفاده شده است , و برای بادبندها از مقاطع جفت ناودانی استفاده شده است.بدین منظور در نرم افزار لیست های Auto Select ایجاد شده و به المان های سازه ای اختصاص داده شده است.و در آخر به صورت دستی این مقاطع کنترل می شود.میدانیم که اعمال دقیق ضوابط طرح لرزه ای با آیین نامه ایران در نرم افزار امکان پذیر نیست و این مرحله برای المان ها باید به صورت دستی کنترل و اعمال گردد.

* **نواحی صلب انتهایی:**

نرم افزار ETABS طول نواحی صلب مشترک بین تیرها و ستون ها را محاسبه می کند.برای این کار از ضریب Rigid-Zone Factor استفاده میشود که طول ناحیه صلب را کاهش می دهد. مقدار این ضریب عدد 0.5 توصیه می شود که در پروژه نیز همین مقدار استفاده شده است.

* **اثر $P-\Delta$:**

در کلیه سازه ها،تاثیر بار محوری در عناصر قائم بعلاوه تغییر مکان های جانبی آنه باعث افزایش برش و لنگر خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان جانبی طبقات می شود.این اثر $P-\Delta$ نامیده می شود.روشی که ETABS برای اعمال $P-\Delta$ به کار می گیرد،یک روند تکراری است تا به همگرایی تغییر شکل ها و نیرو ها ادامه پیدا می شود.برای تعیین نیروی داخلی المان ها در این تکرار ها نیاز به **ترکیب بار مشخصی** است ،این ترکیب بار برای ساختمان های بتن آرمه در ACI ارایه شده و غالبا در تحلیل مد نظر قرار می گیرد.ولی در

مبحث 10 چنین ترکیب بار معینی ارایه نشده است،همچنین اعمال ترکیبات باری که در AISC سال2005 ارایه شده است چندان آسان نیست.از طرف دیگر آیین نامه 2800 الزام می دارد که در صورت عدم منظور نمودن این اثر در تحلیل،تغییر مکان جانبی طبقات با ضریب $(\frac{1}{1-\theta_i})$ که θ_i شاخص پایداری می باشد تشدید شود؛که محاسبه آن باید به صورت دستی انجام شود.با توجه به گفته های فوق در این پروژه چنین منظور شده اند:

- برای تغییر مکان جانبی طبقات اثر $P-\Delta$ منظور شده و (1.25DL+1.5LL) به عنوان ترکیب بار لازم برای منظور کردن این اثر به کار رفته است.

* **تعریف وزن لرزه ای در نرم افزار(Mass Source):**

در نرم افزار ETABS بایستی نحوه محاسبه وزن لرزه ای سازه مشخص شود. طبق مبحث 6 و یا آیین نامه 2800 برای محاسبه وزن طبقات بایستی وزن نصف دیوارهای پایین و نصف دیوارهای بالای طبقه و نیز ستون های آنها منظور شود.نرم افزار قادر است وزن ستون ها را به طرز صحیحی محاسبه و بین طبقات توزیع کند ؛ولی در مورد دیوارها باید روشی در نظر گرفته شود.بدین منظور در این پروژه برای رفع این مشکل بارگذاری دیگری با نام Wall در نظر گرفته شده که وزن نصف دیوار پایین به همراه نصف دیوار از بالای طبقه را به عنوان وزن لرزه ای درنظر می گیرد.

با توجه به مشارکت 20٪ بار زنده خواهیم داشت:

$$\boldsymbol{Mass\ Source: DL + Wall + 0.2LL}$$

* **ضوابط طرح لرزه ای:**

همانطور که می داینم ضوابط لرزه ای آیین نامه های مختلف و ترکیبات بارگذاری آنها متفاوت است و چون مبحث 10 مقررات ملی ساختمان ایران در فهرست آیین نامه های مندرج در نرم افزار Etabs نیست لذا برای

اعمال این ضوابط ما مشکلاتی داریم.دانشجو برای حل این مشکل 2 تحلیل بر روی سازه انجام میدهد،یکی برای تحلیل و طراحی اولیه سازه اعم از تیر و ستون و بادبند و تحلیل دوم برای اعمال پارامتر های لرزه ای بر سازه.

به همین جهت دانشجو تنظیمات ضوابط طرح لرزه ای نرم افزار را غیر فعال کرده و تحلیل اولیه را انجام میدهد،پس از انجام طراحی اولیه فایل حاصل را ذخیره و تغیراتی در پارامتر های نرم افزار اعمال کرده تا ضوابط لرزه ای نیز در ستون ها اعمال گردند.به همین خاطر تمام ترکیبات بارگذاری اویله را پاک کرده و ترکیبات بارگذاری ضوابط لرزه ای آیین نامه مبحث 10 را به نرم افزار وارد می کنیم.ضوابط طرح لرزه ای ایران برای ستون ها بدین صورت است که ستون ها باید تحت نیروی محوری ترکیبات بارگذاری لرزه ای نیز جوابگو باشند به همین جهت با تغییر مقاومت خمشی ستون ها در نرم افزار به یک عدد بزرگ کاری می کنیم تا ستون ها فقط تحت اثر نیروی محوری قرار گیرند.با تحلیل و طراحی مجدد مقاطع ستون هایی که جوابگوی این ترکیبات بارگذاری نیستند را در فایل اولیه ذخیره شده اصلاح می کنیم.در پایان برای اطمینان بیشتر ار نحوه اعمال صحیح ضوابط لرزه ای چند ستون را به صورت دستی نیز کنترل می کنیم..

* **دیافراگم صلب:**

تعیین صلب و انعطاف پذیر بودن یک دیافراگم نیاز به بررسی هایی دارد که در پیوست 6 آیین نامه 2800 به طور کامل توضیح داده شده است.آن چه در تعیین صلبیت یک دیافراگم تاثیر اساسی دارد،نسبت حداکثر تغییر شکل دیافراگم به تغییر شکل نسبی طبقه تحت اثر نیروی حاصل از زلزله است. ولی سیستم کف به کار رفته در سازه های معمولی اکثرا حالت صلب را دارا می باشند که در این پروژه نیز سیستم کف کامپوزیت به صورت دیافراگم صلب فرض شده است. در دیافراگم صلب گره های موجود در یک سطح را به هم مرتبط می نماییم؛با این کار دو حالت ممکن است رخ دهد:

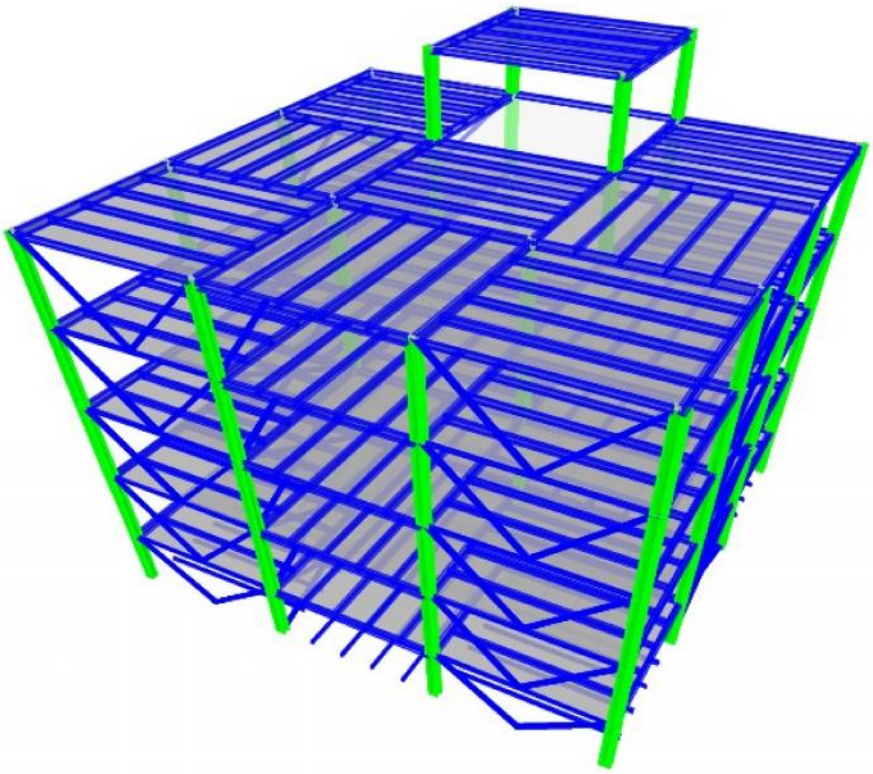
- در صورت عدم وجود پیچش در دیافراگم،تمام تغییر مکان های جانبی طبقه در کلیه گره های یک سطح بربر می شوند.

- در صورت وجود پیچش در دیافراگم ،تغییر مکان جانبی طبقه در گره ها یک سطح با یکدیگر رابطه خطی خواهند داشت.

در این پروژه نیز با انتخاب تمام المان های سازه ای،گره های موجود در هر سطح به یکدیگر متصل شده و سیستم کف از نوع دیافراگم صلب فرض شده است.

* **تحلیل سازه:**

بعد از انجام کلیه مراحل فوق می توان اقدام به آنالیز سازه تحت بارهای اعمالی کرد.در ادامه پروژه اقدام به طراحی سازه کرده و بعضی از پاسخ های سازه مثل تغییر مکان های نسبی طبقات با مقادیر مجاز آیین نامه مقایسه می شود که پیشتر در پروژه آمده است. در زیر نمایی سه بعدی ،از مدل ساخته شده در نرم افزار نشان داده شده است.



بخش دوم:

«طراحی دستی سقف کامپوزیت»

طراحی سیستم کامپوزیت کف:

برای رسیدن به شکل نهایی بارگذاری سازه لازم است که در ابتدا سیستم کف طراحی شود تا مقدار دقیق بار وارد بر تیرهای اصلی سازه معلوم شود.در این پروژه طراحی سیستم کف ابتدا به صورت دستی صورت گرفته و نتایج حاصل با نتایج طراحی نرم افزاری Etabs کنترل می شود.توجه شود که با این که طراحی با نرم افزار بسیار سریع و دقیق تر از طراحی دستی به نظر می رسد ولی باید به این نکته دقت شود که اشتباه در تعیین ترکیبات بار طراحی و یا تنظیمات آیین نامه ای باعث رسیدن به طرحی می شود که یا غیر اقتصادی است و یا ضریب اطمینان مناسب را دارا نمی باشد.بنابراین برای استفاده از طراحی Etabs باید در ابتدا اساس طراحی دستی سقف کامپوزیت را به طرز مناسبی دانست.

مختصری درباره طریقه طرح:

دو نوع اعضای مختلط خمشی به رسمیت شناخته می شوند.

1) اعضای کاملا محاط در بتن که عملکرد یکپارچه آنها بستگی به چسبندگی طبیعی بین فولاد دارد.
2) اعضایی که عملکرد یکپارچه آنها ، توسط برشگیر تامین می شود و عضو فولادی لزوما در داخل بتن محاط نیست.

ما در این پروژه به طرح سقف کامپوزیت با برشگیر می پردازیم.

عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می کند ،نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود (حداقل ضخامت دال بتنی ،80 میلی متر مقرر می شود):

1) یک هشتم دهانه محور به محور تیر
2) نصف فاصله مرکز به مرکز تیر های مجاور
3) فاصله محور تیر تا لبه بتن

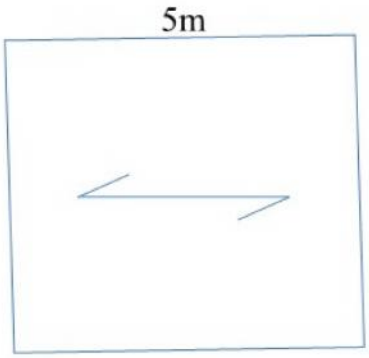
به دلیل تغییر شکل برشی ،با دور شدن از نیمرخ فولادی ،تنش فشاری به صورت غیر خطی کاهش می یابد که به منظور سهولت در محاسبات فرض می کنیم ،تنش فشاری در عرض موثر b_e ثابت و یکنواخت است.این عرض بر مبنای هر طرف تیر محاسبه می شود و عرض کل برای تیرهای میانی مجموع در عرض موثر کناری تیر است.

مقاومت برشی عضو خمشی مختلط که عملکرد یکپارچه آنها توسط برشگیر تامین می شود و عضو فولادی لزوما در داخل بتن محاط نیست.و در مورد مقاومت خمشی تیرهای مختلط نیز باید به نحوه اجرای آن توجه کرد.تیر های مختلط به دو روش اجرا می شوند.1) باشمع بندی 2) بدون شمع بندی . در صورتی که در اعضای خمشی مختلط ، هنگام بتن ریزی دال از پایه موقت در زیر فولاد استفاده نشود(بدون شمع بندی)، باید در عضو فولادی تنها کنترل مقاومت انجام گیرد تا قبل از رسیدن بتن به 75 درصد مقاومت مشخصه f_c' عضو فولادی ،کفایت لازم برای حمل وزن خود ، بتن تازه و بارهای عین ساخت باشد.مقاومت خمشی طرح عضو فولادی ،تنها باید طبق مفاد بخش آیین نامه 10-2-5 تعیین شود.اگر مقطع فولادی بکار رفته دارای جان فشرده باشد لز روش توزیع تنش پلاستیک و در غیر این صورت از روش سازگاری کرنش ها استفاده می کنیم.مقاطع نورد شده دارای جان فشرده می باشند بنا بر این از روش توزیع تنش پلاستیک استفاده می کنیم.در پروژه حاضر به طرح تیر مختلط با برشگیر و روش اجرای بدون شمع بندی می پردازیم.روش محاسبه تیر مختلط مندرج در این پروژه نیز از روش ارائه شده سالمن و جانسن برگرفته شده است.

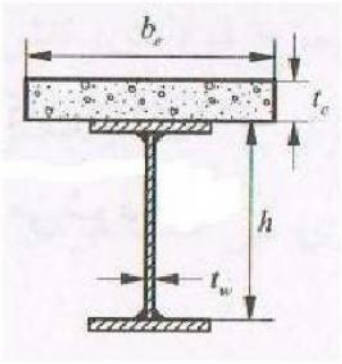
Comp:	A2B2-A3B3

طرح تیر مختلط با برشگیر-اجرا بدون شمع بندی

- در صورتی که در اعضای خمشی مختلط ، هنگام بتن ریزی دال از پایه موقت در زیر فولاد استفاده نشود(بدون شمع بندی)، باید در عضو فولادی تنها کنترل مقاومت انجام گیرد تا قبل از رسیدن بتن به 75 درصد مقاومت مشخصه f'_c عضو فولادی ،کفایت لازم برای حمل وزن خود ، بتن تازه و بارهای عین ساخت باشد.



5.2



$$d_{\text{تیر}} > \frac{L}{20} = \frac{5 \times 100}{20} = 25\ cm$$

$$h_{\text{بتن}} > \frac{L}{21} = \frac{1 \times 100}{21} = 4.57\ cm \rightarrow 10\ m \qquad \text{مقطع تیر} \rightarrow 25 - 10$$

$$= 15\ cm \qquad \text{حدس اولیه} \rightarrow IPE14$$

$DL=557\ kg \quad LL=200\ kg$

$$1.25DL + 2.5LL = (1.25 \times 557) + (1.5 \times 200) = 996.25$$

$$M_u = \frac{W_u.L^2}{8} = \frac{996.25 \times 5^2}{8} = 3113.125\ kg.m = 3.2\ ton.m$$

$$b_e = min\begin{cases} \text{از هر طرف}: \frac{L}{8} = \frac{5 \times 100}{8} = 62.5\ cm \rightarrow \text{دو طرف} : 125\ cm \\ \text{از هر طرف}: \frac{l}{2} = \frac{1 \times 100}{2} = 50\ cm \rightarrow \text{دو طرف} : 100\ cm \end{cases} \rightarrow b_e = 100\ cm$$

فرض میکنیم تار در بتن قرار دارد:

$$C_c = C_s \rightarrow 0.85 \times f_c' \times a \times b_e = A_S \times f_y = 0.85 \times 210 \times a \times 100 = 16.4 \times 2400$$

$$\rightarrow a = 2.2 \rightarrow a = 0.85x \rightarrow x = 2.6\ cm \text{ فرض صحیح } ok$$

$$M_n = A_S \times f_y \times \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2}\right) = 16.4 \times 2400 \times \left(\frac{14}{2} + 10 - \frac{2.6}{2}\right) = 617952\ kg.cm$$

$$= 6.2\ ton.m \rightarrow \phi.M_n = 0.9 \times 6.2 = 5.56\ ton.m \gg M_u$$

در حین ساخت:

به پیشنهاد جانسن و سالمن نصف بتن به عنوان بار مرده و نصف بار مرده منظور می گردد .و بار قالب بندی را به عنوان بار زنده مد نظر قرار می دهیم.

$$\text{بار مرده} : \begin{cases} \text{نصف وزن بتن} : \frac{1}{2} \times 0.1 \times 2500 \times 1 = 125\ kg/m \\ \text{وزن تیر فولادی} : 25\ \ kg/m \end{cases} \rightarrow \sum = 150\ kg/m$$

$$\text{بار زنده} : \begin{cases} \text{نصف وزن بتن} : \frac{1}{2} \times 0.1 \times 2500 \times 1 = 125\ kg/m \\ \text{وزن قالب} : 100\ \text{kg/m} \end{cases} \rightarrow \sum = 225\ \ kg/m$$

ترکیبات بارگذاری:

$$\begin{cases} 1.4DL = (1.4 \times 150) = 210 \\ 1.25DL + 2.5LL = (1.25 \times 150) + (1.5 \times 225) = 525 \end{cases} \rightarrow \text{بحرانی} : W_u = 525\ kg/m$$

$$M_u = \frac{W_u.L^2}{8} = \frac{525 \times 5^2}{8} = 1640.625\ kg.m = 1.65\ ton.m$$

قالب ها باعث می شوند تکیه گاه جانبی کافی وجود داشته باشد پس با فرض خمش کامل داریم:

$$M_n = Z_P \times f_y = 1.12 \times 77.3 \times 2400 = 207782.4\ kg.cm = 2.078\ ton.m \rightarrow \phi.M_n$$

$$= 0.9 \times 2.078\ = 1.87\ ton.m \gg M_u = 1.65\ ton.m \qquad ok$$

طرح برشگیر:

$$V_h = min\begin{cases} 0.85 f_c' \times t_s \times b_e = 0.85 \times 210 \times 10 \times 100 = 178500\ kg \\ A_S \times f_y = 16.4 \times 2400 = 39360\ kg \end{cases} \rightarrow V_h$$

$$= 39360\ kg$$

انتخاب گل میخ به قطر *13*و طول *50* میلی متر:

$$Q_n = 0.5 A_{St} \sqrt{f_c'.E_c} = 0.5 \times \pi \times \frac{1.3^2}{4} \times \sqrt{210 \times 2.1 \times 10^5} = 4407.21 kg$$

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{39360}{4407.21} = 8.9 \rightarrow \text{رند } n = 10$$

$$n = 10 \times 2 = 20 \text{ سمت چپ} + \text{سمت راست}$$

بررسی ضوابط آیین نامه در مورد فاصله قرار گیری برشگیرها:

- قطر گل میخ نباید از 2.5 برابر ضخامت بال تیری که به آن جوش داده می شود تجاوز کند.

$$(2.5 \times 0.69 = 1.7 > 1.3 \quad \rightarrow ok)$$

- حداقل باید 2.5 سانتی متر بتن روی برشگیر وجود داشته باشد.

$$10\ cm \text{ بتن} - 0.5\ cm \text{ گل میخ} > 2.5\ cm \quad \rightarrow ok$$

- حداقل فاصله مرکز به مرکز بین اتصالات برشگیر از نوع گل میخ مساوی 6 برابر قطر آنها در امتداد طولی تیر و 4برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر مختلط است.

$$\min(l_{\text{طولی}}) = 6 \times 1.3 = 7.8\ cm \quad \text{و} \quad \min(l_{\text{عرضی}}) = 4 \times 1.3 = 5.2\ cm$$

- حداکثر فاصله مرکز به مرکز بین اتصالات برشگیر نباید از 8 برابر ضخامت کل دال آن تجاوز کند.

$$\max(l) = 80\ cm$$

بنابراین فاصله برشگیر ها در امتدار طولی تیر مختلط را برابر 50 سانتی متر انتخاب می کنیم.در امتدار عرضی نیز با قرار دادن 1 برشگیر در شمت راست تیر و1 برشگیر در سمت چپ تیر شرایط آیین نامه برقرار می گردد.

بررسی خیز :

در این مرحله با تبدیل طول موثر بتن به فولاد و استفاده از مقطع مبدل به بررسی خیز می پردازیم.

$$n = \frac{E_S}{E_C} = 10$$

$$\delta_D = \frac{5}{384}\frac{W_u.L^4}{E.I}\frac{5}{384} \times \frac{5.57 \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 3.98\ cm$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i.y_i}{\sum A_i} = \frac{(16.4 \times 7) + \left(\frac{100}{10} \times 10 \times (14 + \frac{10}{2})\right)}{(16.4 + (\frac{100}{10} \times 10)} = 17.3\ cm$$

استفاده از محاسبات تقریبی:

$$I_{tr} = \frac{\frac{100}{10} \times (14 + 10 - 17.3)^3}{12} + 541 + \left(16.4 \times \left(17.3 - \frac{14}{2}\right)^2\right) = 2531.5\ cm^4$$

$$\delta_L = \frac{5}{384}\frac{W_u.L^4}{E.I_{tr}} = \frac{5}{384} \times \frac{200 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 2531.5} = 0.31\ cm$$

$$\delta_L + \delta_D < \frac{L}{240} \rightarrow 3.98 + 0.31 = 4.29 \nleq 2.08\ cm$$

$$\delta_L = 0.31 < \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.38\ \ ok$$

با توجه به اینکه تمام محاسبات از نظر مقاومت جوابگو بوده و تنها خیز جوابگو نبوده بنابر این مقطع بزرگتر حتما جوابگوی مقاومت خواهد بود بنابراین با تغییر مقطع ،مقطع مناسب برای تحمل خیز لازم را می یابیم و به محاسبات قبلی دست نمی دهیم.*IPE180* را انتخاب می کنیم و داریم:

$$\delta_D = \frac{5}{384}\frac{W_u.L^4}{E.I}\frac{5}{384} \times \frac{5.57 \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 1320} = 1.6\ cm$$

$$\delta_L + \delta_D < \frac{L}{240} \rightarrow 1.6 + 0.31 = 1.91 < 2.08\ cm \quad OK$$

پس تیر مختلطی که جوابگوی بار و خیز شد *IPER180* می باشد.

بخش سوم:

«طراحی دستی المان های سازه ای»

فصل اوّل: طراحی دستی ستون ها

برای طراحی ستون ها از مقاطع جفت IPE با ورق تقویتی استفاده می کینم.در نرم افزار Etabs مقاطع ساخته شده در بخش SD Section غیر فشرده شناخته می شوند و نرم افزار ملاک کار خود را اساس مقطع پلاستیک در نظر نمی گیرد.در این صورت مقاومت خمشی اعضا با حساب اساس مقطع الاستیک آنها تعیین می شود که در این صورت نسبت تنش های اعضا بین 0.1 تا 0.2 بیشتر گزار خواهد یافت.بنابرای برای اقتصادی شدن طراحی از کنترل دستی مقاطع استفاده می کنیم.لازم به ذکر است بررسی ضوابط طرح لرزه ای در این پروژه به نا به انتخاب آیین نامه LRFD از طریق منوی ضوابط طرح لرزه ای نرم افزار صورت نمیگیرد ،و روند این کنترل برای ستون های بعد از طراحی اولیه به صورت یک روش دیگر صورت می گیرد.

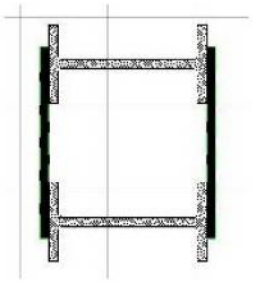
می دانیم در بخش ضوابط طرح لرزه ای 2 ترکیب بار برای این بخش در نظر گرفته شده است.که ستون ها علاوه بر تحمل ترکیبات بارگذاری عادی باید تحت اثر محوری ترکیبات بارگذاری تشدید یافته لرزه ای نیز مقاومت کنند.بنا براین با افزایش مقاومت خمشی ستون ها کاری میکنیم که ستون فقط تحت اثر نیروی محوری کار کند.در آخر ستون را برای حالت بحرانی تر طرح میکنیم.

لازم به ذکر است در طراحی ستون ها چون سازه در هر دو طرف مهاربندی شده است مقدار K=1 در نظر گرفته می شود ؛همچنین جو مقادیر لنگر حول محور قوی و ضعیف ناچیز است،طراحی ستون را فقط برای نیروی محوی انجام می دهیم.(طرح برای نیروی محوری جواب گو خواهد بود)

بعد از انجام محاسبات دستی بخاطر اجرای صحیح و جلوگیری از مشکلات اجرایی ، مقطع ستونهای کنار هم را در نر م افزار و در نقشه اجرایی تیپ بندی می کینم و مقاطع ضعیف تر را به مقطع قوی تر تبدیل می کینم و در نقشه اجرایی تیپ بندی را ملاک کار قرار میدهیم.

COLUMN:C12 **STORY:1**

Story Level: STORY1
Element: C12
Section Name: 2IPE160PL20X1
Frame Type: Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 0.000
Combo: 9(ترکیب بار طرح ضوابط لرزه ای)
Classification: Non-Compact



L=2.500
A=0.008 i22=4.799E-05 i33=4.631E-05 z22=5.530E-04 z33=5.779E-04
s22=3.636E-04 s33=5.146E-04 r22=0.077 r33=0.076 alpha=90.000
E=2.100E+10 fy =24000000.000 Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.788 = 0.788 + 0.000 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo 9	-123989.787	0.000	0.000	113.154	29.034

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	123989.787	157268.155	173232.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	0.000	1.000E+11	0.600	1.000	1.000	1.000	0.868	1.636
Minor Bending	0.000	1.000E+11	0.600	1.000	1.000	1.000	0.868	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	113.154	23661.559	0.005
Minor Shear	29.034	61324.877	0.000

$P_{u\text{ترکیب بار عادی}} = 82837.784\ kg$ و $P_{u\text{ترکیب بار ضوابط لرزه ای}} = 123989.787\ kg$ و $F_{cr} = 1900\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{123989.787}{0.9 \times 1900} = 72\ cm^2$$

$$IPE160 \rightarrow \begin{cases} A = 15.8\ cm^2 \\ r_y = 1.84\ cm \\ r_x = 6.58\ cm \\ t_F = 0.74\ cm \\ I_x = 869 cm^3 \\ I_y = 68.3\ cm \end{cases}$$

انتخاب $\rightarrow 2IPE160@100\ with\ PL200 \times 10 \rightarrow A = 71.6\ cm^2$

قاعده تجربی(ابعاد جوش):

$\mathbf{0.8}t_f \leq t_{\text{ورق}} \leq \mathbf{1.25}t_f \quad \rightarrow 0.6 < t_{\text{ورق}} < 0.92 \qquad \rightarrow t_{\text{انتخابی}} = 1cm$

شرایط بهره برداری:

$t_{\min \text{جوش}} = 5mm$ محیط غیره خورنده

حداقل پهنا ورق $= a_1 + b_f - 4 = 12.9 + 8.2 - 4 = 17.1\ cm \qquad \rightarrow b_{\text{انتخابی}} = 20cm$

$A = (2 \times 20 \times 1) + (2 \times 15.8) = 71.6\ cm^2$

$$\boldsymbol{I_{xx}} = 2\left(869 + 20 \times 8.5^2 + \frac{20 \times 1^3}{12}\right) = 4631.34\ cm^4 \rightarrow \boldsymbol{r_{xx}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{I_{xx}}}{\boldsymbol{A}}} = \sqrt{\frac{4631.34}{71.6}} = 8.04\ cm$$

$$\boldsymbol{I_{yy}} = 2\left(68.3 + 15.8 \times 8.2^2 + \frac{1 \times 20^3}{12}\right) = 4086.73\ cm^4 \rightarrow \boldsymbol{r_{yy}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{I_{yy}}}{\boldsymbol{A}}} = \sqrt{\frac{4086.73}{71.6}} = 7.55\ cm$$

ستون مهاربندی شده در دو طرف است و طبق آیین نامه K=1 در دو جهت است.

$$\boldsymbol{\lambda_{xx}} = \frac{\boldsymbol{K_{xx}.L}}{\boldsymbol{r_{xx}}} = \frac{1 \times 2.5 \times 100}{8.04} = 31.09 \ll 200 \quad OK$$

$$\boldsymbol{\lambda_{yy}} = \frac{\boldsymbol{K_{yy}.L}}{\boldsymbol{r_{yy}}} = \frac{1 \times 2.5 \times 100}{7.55} = 33.12 \ll 200 \quad OK$$

$$\boldsymbol{F_e} = \frac{\boldsymbol{\pi^2.E}}{\boldsymbol{\lambda^2}} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{33.12^2} = 18894.6$$

$$\boldsymbol{\lambda_{\text{مرز}}} = \mathbf{4.71}\sqrt{\frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{F_y}}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\lambda} \leq \boldsymbol{\lambda_{\text{مرز}}}$$

$$\boldsymbol{F_{cr}} = \left[\mathbf{0.658}^{\frac{\boldsymbol{F_y}}{\boldsymbol{F_e}}}\right] \boldsymbol{F_y} = \left[0.658^{\frac{2400}{18894.6}}\right] \times 2400 = 2275.74\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi . P_n = \phi \times F_{cr} . A_g = 0.9 \times 2193.82 \times 71.6 = 146648.7 \gg \mathbf{123989.787} \quad ok$$

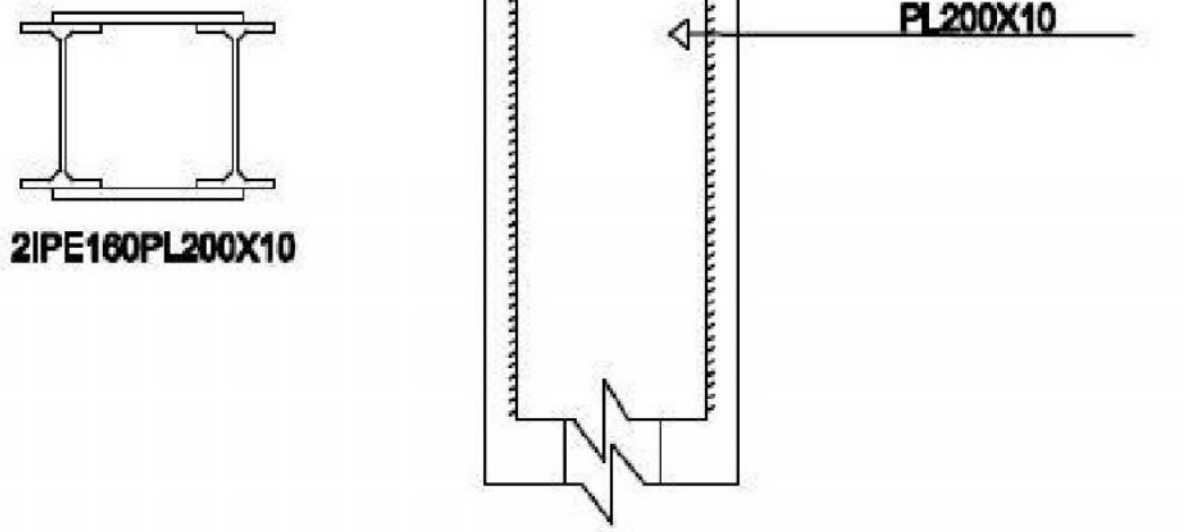
محدودیت کمانش موضعی بال و جان:

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \frac{8.2}{2 \times 0.74} = 5.54 < 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24$$

$$\frac{h}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \frac{12.7}{0.5} = 25.4 < 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 111.22$$

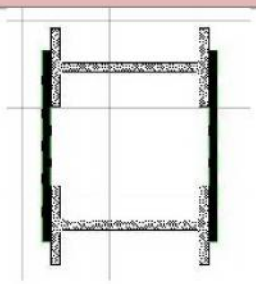
جوش:

$$\begin{cases} \mathrm{D} = t_1 - 2mm = 74 - 2 = 72\ mm \\ D_{\min} = 5mm \end{cases} \rightarrow t_{\text{جوش}} = 6\ mm$$



2IPE160PL200X10

COLUMN:C11 **STORY:1**



Story Level: STORY1
Element: C11
Section Name: 2IPE300PL35X1
Frame Type: Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 0.000
Combo: 24(ترکیب بار طرح ضوابط لرزه ای)
Classification: Non-Compact

L=2.500
A=0.018 i22=2.517E-04 i33=3.354E-04 z22=0.002 z33=0.002
s22=0.001 s33=0.002 r22=0.119 r33=0.137
E=2.100E+10 fy= 24000000.000 Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.962 = 0.962 + 0.000 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo24	-342542.93	0.000	0.000	-532.116	-179.258

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	342542.926	356193.769	383616.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	0.000	1.000E+11	0.600	1.000	1.000	1.000	0.892	1.661
Minor Bending	0.000	1.000E+11	0.600	1.000	1.000	1.000	0.892	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	532.116	59038.622	0.009
Minor Shear	179.258	112221.005	0.002

$P_{u\text{ترکیب بار عادی}} = 216863.453\ kg$ و $P_{u\text{ترکیب بار ضوابط لرزه ای}} = 342542.93\ kg$ و $F_{cr} = 1900\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{342542.93}{0.9 \times 1900} = 200.3\ cm^2$$

$$IPE300 \rightarrow \begin{cases} A = 53.8\ cm^2 \\ r_y = 3.35\ cm \\ r_x = 12.5\ cm \\ t_F = 1.07\ cm \\ I_x = 8360 cm^3 \\ I_y = 604\ cm \end{cases}$$

انتخاب $\rightarrow 2IPE300@100\ with\ PL350 \times 10 \rightarrow A = 177.6\ cm^2$

قاعده تجربی(ابعاد جوش):

$\mathbf{0.8}t_f \leq t_{\text{ورق}} \leq \mathbf{1.25}t_f \quad \rightarrow 0.856 < t_{\text{ورق}} < 1.34 \qquad \rightarrow t_{\text{انتخابی}} = 1cm$

شرایط بهره برداری:

$t_{\min \text{جوش}} = 5mm$ محیط غیره خورنده

حداقل پهنا ورق $= a_1 + b_f - 4 = 24.5 + 15 - 4 = 35.5\ cm \qquad \rightarrow b_{\text{انتخابی}} = 35\ cm$

$A = (2 \times 35 \times 1) + (2 \times 53.8) = 177.6\ cm^2$

$$\boldsymbol{I_{xx}} = 2\left(8360 + 35 \times 15.5^2 + \frac{35 \times 1^3}{12}\right) = 33543.34\ cm^4 \rightarrow \boldsymbol{r_{xx}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{I_{xx}}}{\boldsymbol{A}}} = \sqrt{\frac{33543.34}{177.6}}$$

$$= 13.7\ cm$$

$$\boldsymbol{I_{yy}} = 2\left(604 + 53.8 \times 12.5^2 + \frac{1 \times 35^3}{12}\right) = 25166.34\ cm^4 \rightarrow \boldsymbol{r_{yy}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{I_{yy}}}{\boldsymbol{A}}} = \sqrt{\frac{25166.34}{177.6}}$$

$$= 11.9\ cm$$

ستون مهاربندی شده در دو طرف است و طبق آیین نامه K=1 در دو جهت است.

$$\boldsymbol{\lambda_{xx}} = \frac{\boldsymbol{K_{xx}.L}}{\boldsymbol{r_{xx}}} = \frac{1 \times 2.5 \times 100}{13.7} = 18.25 \ll 200 \quad OK$$

$$\boldsymbol{\lambda_{yy}} = \frac{\boldsymbol{K_{yy}.L}}{\boldsymbol{r_{yy}}} = \frac{1 \times 2.5 \times 100}{11.9} = 21 \ll 200 \quad OK$$

$$\boldsymbol{F_e} = \frac{\boldsymbol{\pi^2.E}}{\boldsymbol{\lambda^2}} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{21^2} = 46998.11$$

$$\boldsymbol{\lambda_{\text{مرز}}} = \mathbf{4.71}\sqrt{\frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{F_y}}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \qquad \rightarrow \quad \boldsymbol{\lambda \leq \lambda_{\text{مرز}}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{46998.11}}\right] \times 2400 = 2349.24 \ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi . P_n = \phi \times F_{cr} . A_g = 0.9 \times 2349.24 \times 177.6 = 375502.5 \gg \mathbf{342542.93} \quad ok$$

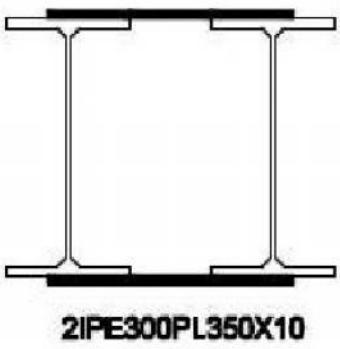
محدودیت کمانش موضعی بال و جان:

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \frac{15}{2 \times 1.07} = 7 < 0.38\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24$$

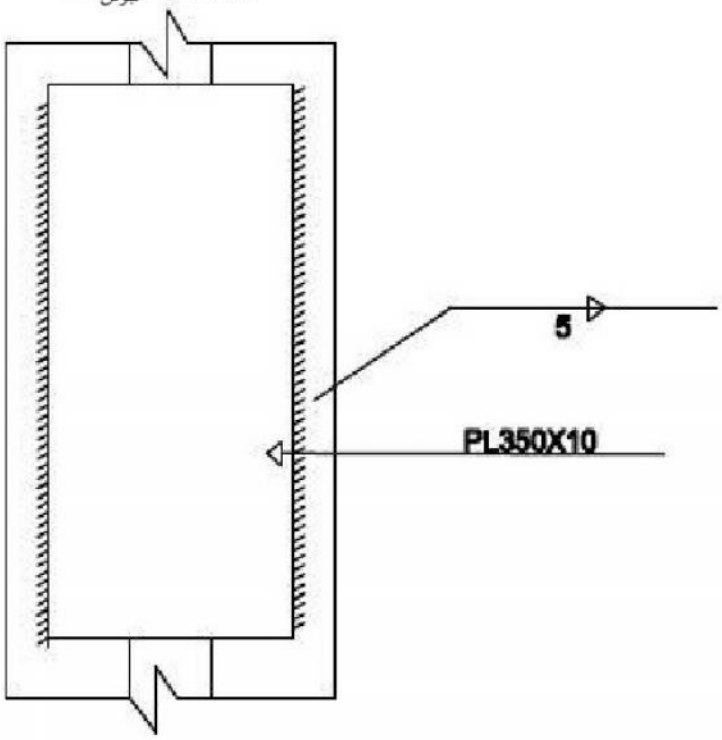
$$\frac{h}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \frac{24.8}{0.71} = 34.92 < 0.38\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 111.22$$

جوش:

$$\begin{cases} \text{D} = t_1 - 2mm = 10.7 - 2 = 8.7 \ mm \\ D_{\min} = 5mm \end{cases} \rightarrow t_{\text{جوش}} = 8 \ mm$$

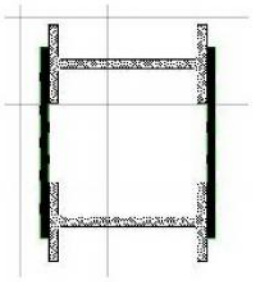


2IPE300PL350X10



COLUMN:C10 **STORY:1**

Story Level: STORY1
Element: C10
Section Name: 2IPE180PL25X1
Frame Type: Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 0.000
Combo: 9(ای ترکیب بار طرح ضوابط لرزه)
Classification: Non-Compact



L=2.500
A=0.010 i22=7.166E-05 i33=7.151E-05 z22=7.566E-04 z33=7.967E-04
s22=5.082E-04 s33=7.151E-04 r22=0.086 r33=0.086 alpha=90.000
E=2.100E+10 fy= 24000000.000 Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.904 = 0.904 + 0.000 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo 9	-174510.191	0.000	0.000	-45.391	-209.375

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	174510.191	193042.472	211248.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	0.000	1.000E+11	0.600	1.000	1.000	1.000	0.892	1.635
Minor Bending	0.000	1.000E+11	0.600	1.000	1.000	1.000	0.892	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	45.391	27968.553	0.002
Minor Shear	209.375	70068.127	0.003

$P_{u\text{ترکیب بار ضوابط لرزه ای}} = 174510.191\ kg$ و $P_{u\text{ترکیب بار عادی}} = 128143.566\ kg$ و $F_{cr} = 1900\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{174510.191}{0.9 \times 1900} = 102\ cm^2$$

$$IPE180 \rightarrow \begin{cases} A = 23.9\ cm^2 \\ r_y = 2.05\ cm \\ r_x = 7.42\ cm \\ t_F = 0.8\ cm \\ I_x = 1320 cm^3 \\ I_y = 101\ cm \end{cases}$$

انتخاب $\rightarrow 2IPE180@100\ with\ PL250 \times 10 \rightarrow A = 97.8\ cm^2$

قاعده تجربی(ابعاد جوش):

$$\mathbf{0.8}t_f \le t_{\text{ورق}} \le \mathbf{1.25}t_f \quad \rightarrow 0.64 < t_{\text{ورق}} < 1 \qquad \rightarrow t_{\text{انتخابی}} = 1cm$$

شرایط بهره برداری:

$t_{\min \text{جوش}} = 5mm$ محیط غیره خورنده

حداقل پهنا ورق $= a_1 + b_f - 4 = 12.9 + 9.1 - 4 = 18\ cm \qquad \rightarrow b_{\text{انتخابی}} = 25\ cm$

$$A = (2 \times 25 \times 1) + (2 \times 23.9) = 97.8\ cm^2$$

$$\boldsymbol{I_{xx}} = 2\left(1320 + 25 \times 9.5^2 + \frac{25 \times 1^3}{12}\right) = 7156.67\ cm^4 \rightarrow \boldsymbol{r_{xx}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{I_{xx}}}{\boldsymbol{A}}} = \sqrt{\frac{7156.67}{97.8}} = 8.55\ cm$$

$$\boldsymbol{I_{yy}} = 2\left(101 + 23.9 \times 9.55^2 + \frac{1 \times 25^3}{12}\right) = 7165.65\ cm^4 \rightarrow \boldsymbol{r_{yy}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{I_{yy}}}{\boldsymbol{A}}} = \sqrt{\frac{7165.65}{97.8}} = 8.55\ cm$$

ستون مهاربندی شده در دو طرف است و طبق آیین نامه K=1 در دو جهت است.

$$\boldsymbol{\lambda_{xx}} = \frac{\boldsymbol{K_{xx}.L}}{\boldsymbol{r_{xx}}} = \frac{1 \times 2.5 \times 100}{8.55} = 29.23 \ll 200 \quad OK$$

$$\boldsymbol{\lambda_{yy}} = \frac{\boldsymbol{K_{yy}.L}}{\boldsymbol{r_{yy}}} = \frac{1 \times 2.5 \times 100}{8.55} = 29.23 \ll 200 \quad OK$$

$$\boldsymbol{F_e} = \frac{\boldsymbol{\pi^2.E}}{\boldsymbol{\lambda^2}} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{29.23^2} = 24258.36$$

$$\boldsymbol{\lambda_{\text{مرز}}} = \mathbf{4.71}\sqrt{\frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{F_y}}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\lambda \le \lambda_{\text{مرز}}}$$

$$\boldsymbol{F_{cr}} = \left[\mathbf{0.658}^{\frac{\boldsymbol{F_y}}{\boldsymbol{F_e}}}\right]\boldsymbol{F_y} = \left[0.658^{\frac{2400}{24258.36}}\right] \times 2400 = 2302.65\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi . P_n = \phi \times F_{cr} . A_g = 0.9 \times 2302.65 \times 97.8 = 202679.01 \gg \mathbf{174510.191} \quad ok$$

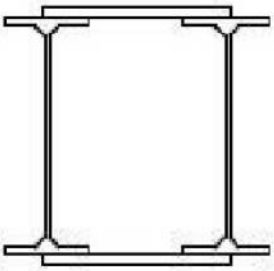
محدودیت کمانش موضعی بال و جان:

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \frac{9.1}{2 \times 0.8} = .56 < 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24$$

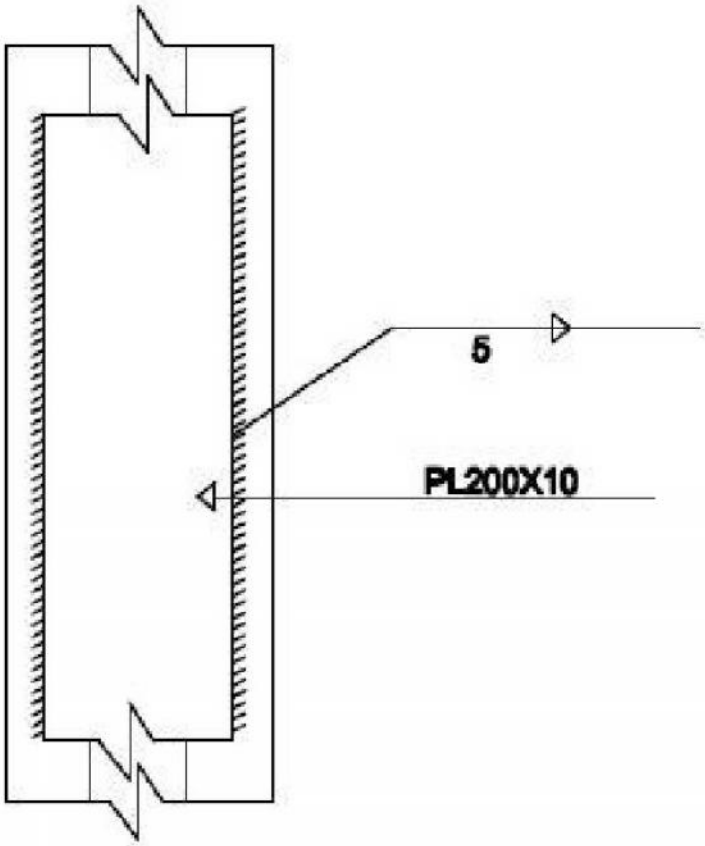
$$\frac{h}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \frac{14.6}{0.53} = 27.55 < 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 111.22$$

جوش:

$$\begin{cases} \mathrm{D} = t_1 - 2mm = 8 - 2 = 6\ mm \\ D_{\min} = 5mm \end{cases} \rightarrow t_{\text{جوش}} = 5\ mm$$



2IPE180PL200X10

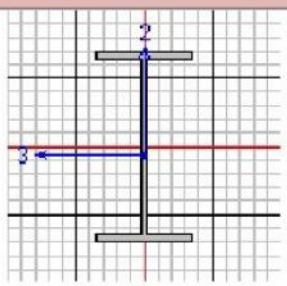


فصل دوّم: طراحی دستی تیر ها

در این فصل به طرح تیرهای سازه پرداخته و نتایج دستی را با نتایج نرم افزار **Etabs** مقایسه می کنیم.در طراحی تیرها نخست به بررسی کمانش اعم از کلی و موضعی می پردازیم، و به طرح تیر از نقطه نظر خمش می پردازیم و به بررسی برش آن میردازیم و در آخرین مرحله از طرح تیر به بررسی خیز و مقایسه آن با مقدار مجاز آیین نامه می پردازیم.لازم به ذکر است که درست است که طراحی به کمک نرم افزاز آسان و سریع می باشد اما مقایسه آن با نتایج دستی باعث اطمینان بیشتر می گردد.همان گونه که در ابتدای پروژه گفته شد در این پروژه روش طراحی **LRFD** می باشد و ترکیب بار های این روش ملاک کار قرار گرفته است.

BEAM:C1D1 (B24) STORY1

Story Level: STORY1
Element: B24
Section Name: IPE270
Frame Type: Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.642
Combo: CO2
Classification: Compact



L=4.800
A=0.005 i22=4.200E-06 i33=5.790E-05 z22=9.700E-05 z33=4.840E-04
s22=6.222E-05 s33=4.289E-04 r22=0.030 r33=0.112
E=2.100E+10 fy=24000000.000 Ry=1.500
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.828 = 0.000 + 0.828 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo-CO2	0.000	8658.482	0.000	866.811	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	0.000	86641.961	99144.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	8658.482	10454.400	1.000	1.000	1.000	1.000	0.936	1.000
Minor Bending	0.000	2016.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.001	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	866.811	23094.720	0.038
Minor Shear	0.000	29743.200	0.000

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES

Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo
-7801.301	CO26	7801.301	CO26

$M_u = 8658.482\ kg.m$ بررسی خمش:

$$M_n = M_p = F_y.Z_p \rightarrow \frac{M_u}{\phi} = M_n = \frac{8658.482\times100}{0.9} = 2400 \times Z_p \rightarrow Z_p = 400.86cm^3$$

$$\rightarrow S_x = \frac{Z_p}{1.12} = 357.9\ cm^3 \rightarrow IPE270 \text{ انتخاب} \rightarrow IPE270 \rightarrow \begin{cases} h = 27\ cm \\ b_f = 13.5\ cm \\ t_f = 1.02\ cm \\ t_w = 0.66\ cm \\ Z_p = 484\ cm^3 \\ r_y = 3.02\ cm \end{cases}$$

1) کمانش کلی:

$$\begin{cases} L_p = 1.76\,.r_y\,.\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 3.02 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 157.23 \\ L_b = 100\ cm \end{cases} \quad \rightarrow L_p > L_b$$

کمانش کلی وجود ندارد.

2) کمانش موضعی:

بال

$$\begin{cases} \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} = \frac{6.75}{1.02} \cong 6.62 \\ \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 11.24 \end{cases} \rightarrow \lambda_p > \lambda_f$$

کمانش موضعی بال وجود ندارد.

جان

$$\begin{cases} \lambda_w = \frac{h}{t} = \frac{21.9}{0.66} \cong 33.18 \\ \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 111.2 \end{cases} \rightarrow \lambda_p > \lambda_w$$

کمانش موضعی جان وجود ندارد.

✓ در مقاطع نورد شده با فولاد نرمه نیاز به کنترل کمانش موضعی وجود ندارد.

$$\emptyset.M_n = \emptyset.Z_p.F_y = 0.9 \times 484 \times 2400 = 1045440\ kg.cm = 10454.40\ kg.m \rightarrow \emptyset.M_n \geq M_u$$

$$\rightarrow 10454.40 \geq \mathbf{8658.482} \rightarrow IPE270 \text{ جواب داد}$$

بررسی برش:

$$\boldsymbol{V_u = 866.811\ Kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 66.26 \rightarrow \frac{21.9}{0.66} = 33.18 \leq 2.24\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 66.26$$

$$C_v = 1 \quad \rightarrow V_n = 0.6.F_y.A_w.C_v = 0.6 \times 2400 \times (0.66 \times 21.9) \times 1 = 20813.8kg$$

$$\emptyset.V_n = 1 \times 20813.8 = 20813.76\ kg \rightarrow \emptyset.V_n \geq V_u \rightarrow 20813.8 \geq \mathbf{866.811\ kg} \rightarrow IPE270 \text{ جواب داد}$$

✔ در مقاطع نورد شده معمولا برش یک عامل تعیین کننده در طراحی محسوب نمی شود.

بررسی خیز:

$M_{max}(DL) = 5400.183\ kg.m$ $M_{max}(LL) = 1272.168$

1) برای بار مرده:

$$q_{(DL)} = \frac{M_{max} \times 8}{L^2} = \frac{5400.183 \times 8}{4.8^2} \approx 1875.06\ {}^{kg}/_{m}$$

$$\Delta_{max}(DL) = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI} = \frac{5 \times 1875.06 \times 480^4}{384 \times 100 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 1.06cm$$

2) برای بار زنده:

$$q_{(LL)} = \frac{M_{max} \times 8}{L^2} = \frac{1272.168 \times 8}{4.8^2} \approx 441.725\ {}^{kg}/_{m}$$

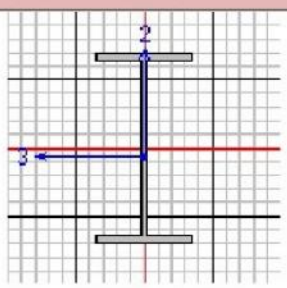
$$\Delta_{max}(LL) = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI} = \frac{5 \times 502.57 \times 480^4}{384 \times 100 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 0.251cm$$

$\Delta(DL + LL) \leq \frac{L}{240} = 2cm \rightarrow 1.06 + 0.251 = 1.311 < 2$ جواب داد

$\Delta(LL) < \frac{L}{360} \rightarrow 0.251 < 1.33$ جواب داد

BEAM:B1C1 (B23) **STORY 1**

Story Level: STORY1
Element: B23
Section Name:IPE180
Frame Type: Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.373
Combo: CO1
Classification: Compact



L=4.800
A=0.002 i22=1.010E-06 i33=1.317E-05 z22=3.460E-05 z33=1.660E-04
s22=2.220E-05 s33=1.463E-04 r22=0.021 r33=0.074
E=2.100E+10 fy=24000000.000 Ry=1.500
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.740 = 0.000 + 0.740 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

		P	M33	M22	V2	V3
Combo	CO1	0.000	2652.224	0.000	0.000	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	0.000	40590.760	51624.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	2652.224	3585.600	1.000	1.000	1.000	1.000	0.951	1.000
Minor Bending	0.000	719.209	1.000	1.000	1.000	1.000	0.001	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	0.000	12363.840	0.000
Minor Shear	0.000	15724.801	0.000

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES

Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo
-2323.964	CO26	2323.964	CO26

$M_u = 2652.224\ kg.m$ **بررسی خمش:**

$$M_n = M_p = F_y.Z_p \rightarrow \frac{M_u}{\phi} = M_n = \frac{2652.224\times100}{0.9} = 2400 \times Z_p \rightarrow Z_p = 122.78cm^4$$

$$\rightarrow S_x = \frac{Z_p}{1.12} = 109.64\ cm^3 \rightarrow IPE180 \text{ انتخاب} \rightarrow IPE180 \rightarrow \begin{cases} h = 18cm \\ b_f = 9.1\ cm \\ t_f = 0.8\ cm \\ t_w = 0.53\ cm \\ Z_p = 166.4\ cm^3 \\ r_y = 2.05\ cm \end{cases}$$

1) کمانش کلی:

$$\begin{cases} L_p = 1.76\,.r_y\,.\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 2.05 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 106.7 \\ L_b = 100\ cm \end{cases} \quad \rightarrow L_p > L_b$$

کمانش کلی وجود ندارد.

2) کمانش موضعی:

بال

$$\begin{cases} \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} = \frac{4.55}{0.8} \cong 5.68 \\ \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 11.24 \end{cases} \rightarrow \lambda_p > \lambda_f$$

کمانش موضعی بال وجود ندارد.

جان

$$\begin{cases} \lambda_w = \frac{h}{t} = \frac{14.6}{0.53} \cong 27.5 \\ \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 111.2 \end{cases} \rightarrow \lambda_p > \lambda_w$$

کمانش موضعی جان وجود ندارد.

✓ در مقاطع نورد شده با فولاد نرمه نیاز به کنترل کمانش موضعی وجود ندارد.

$$\emptyset.M_n = \emptyset.Z_p.F_y = 0.9 \times 166.4 \times 2400 = 359424\ kg.cm = 3594.24\ kg.m \rightarrow \emptyset.M_n \geq M_u$$

$$\rightarrow 3594.24 \geq \mathbf{2652.224} \rightarrow IPE180 \text{ جواب داد}$$

بررسی برش:

$$\boldsymbol{V_u = 0\ Kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 66.26 \rightarrow \frac{14.6}{0.53} = 27.5 \leq 2.24\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 66.26$$

$$C_v = 1 \rightarrow V_n = 0.6.F_y.A_w.C_v = 0.6 \times 2400 \times (0.53 \times 14.6) \times 1 = 11142.72\ kg$$

$$\emptyset\emptyset.V_n = 1 \times 16128 = 16128\ kg \rightarrow \emptyset.V_n \geq V_u \rightarrow 16128 \geq 0 \rightarrow IPE180 \text{ جواب داد}$$

✔ در مقاطع نورد شده معمولا برش یک عامل تعیین کننده در طراحی محسوب نمی شود.

بررسی خیز:

$$M_{max}(DL) = 1894.446\ kg.m \qquad M_{max}(LL) = 0$$

1) برای بار مرده:

$$q_{(DL)} = \frac{M_{max} \times 8}{L^2} = \frac{6144.265 \times 8}{4.8^2} \approx 657.79\ {}^{kg}/_{m}$$

$$\Delta_{max}(DL) = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI} = \frac{5 \times 657.79 \times 480^4}{384 \times 100 \times 2.1 \times 10^6 \times 1320} = 1.64cm$$

2) برای بار زنده:

$$q_{(LL)} = \frac{M_{max} \times 8}{L^2} = \frac{0 \times 8}{4.8^2} \approx 0\ {}^{kg}/_{m}$$

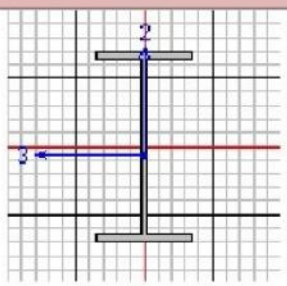
$$\Delta_{max}(LL) = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI} = \frac{5 \times 0 \times 480^4}{384 \times 100 \times 2.1 \times 10^6 \times 1320} = 0cm$$

$\Delta_{all}(DL + LL) \leq \frac{L}{240} = 2cm \rightarrow 1.64 + 0 = 1.64 < 2$ جواب داد

$\Delta(LL) < \frac{L}{360} \rightarrow 0 < 1.33$ جواب داد

BEAM:C1D1 (B22) STORY1

Story Level: STORY1
Element: B22
Section Name: IPE270
Frame Type: Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.528
Combo: CO2
Classification: Compact



L=5.000
A=0.005 i22=4.200E-06 i33=5.790E-05 z22=9.700E-05 z33=4.840E-04
s22=6.222E-05 s33=4.289E-04 r22=0.030 r33=0.112
E=2.100E+10 fy=24000000.000 Ry=1.500
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.942 = 0.000 + 0.942 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

		P	M33	M22	V2	V3
Combo	CO2	0.000	9851.519	0.000	0.000	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	0.000	85813.651	99144.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	9851.519	10454.400	1.000	1.000	1.000	1.000	0.953	1.000
Minor Bending	0.000	2016.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.001	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	0.000	23094.720	0.000
Minor Shear	0.000	29743.200	0.000

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES

Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo
-8269.900	CO26	8269.900	CO26

$M_u = 9851.519\ kg.m$ **بررسی خمش:**

$$M_n = M_p = F_y.Z_p \rightarrow \frac{M_u}{\phi} = M_n = \frac{9851.519\times100}{0.9} = 2400 \times Z_p \rightarrow Z_p = 456cm^3$$

$$\rightarrow S_x = \frac{Z_p}{1.12} = 407.2\ cm^3 \rightarrow IPE270 \text{ انتخاب} \rightarrow IPE270 \rightarrow \begin{cases} h = 27\ cm \\ b_f = 13.5\ cm \\ t_f = 1.02\ cm \\ t_w = 0.66\ cm \\ Z_p = 484\ cm^3 \\ r_y = 3.02\ cm \end{cases}$$

1) کمانش کلی:

$$\begin{cases} L_p = 1.76\,.r_y\,.\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 3.02 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 157.23 \\ L_b = 100\ cm \end{cases} \quad \rightarrow L_p > L_b$$

کمانش کلی وجود ندارد.

2) کمانش موضعی:

بال

$$\begin{cases} \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} = \frac{6.75}{1.02} \cong 6.62 \\ \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 11.24 \end{cases} \rightarrow \lambda_p > \lambda_f$$

کمانش موضعی بال وجود ندارد.

جان

$$\begin{cases} \lambda_w = \frac{h}{t} = \frac{21.9}{0.66} \cong 33.18 \\ \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 111.2 \end{cases} \rightarrow \lambda_p > \lambda_w$$

کمانش موضعی جان وجود ندارد.

✓ در مقاطع نورد شده با فولاد نرمه نیاز به کنترل کمانش موضعی وجود ندارد.

$$\emptyset.M_n = \emptyset.Z_p.F_y = 0.9 \times 484 \times 2400 = 1045440\ kg.cm = 10454.40\ kg.m \rightarrow \emptyset.M_n \geq M_u$$

$$\rightarrow 10454.40 \geq \mathbf{8658.482} \rightarrow IPE270 \text{ جواب داد}$$

بررسی برش:

$$\boldsymbol{V_u = 0\ Kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 66.26 \rightarrow \frac{21.9}{0.66} = 33.18 \leq 2.24\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 66.26$$

$$C_v = 1 \quad \rightarrow V_n = 0.6.F_y.A_w.C_v = 0.6 \times 2400 \times (0.66 \times 21.9) \times 1 = 20813.8kg$$

$$\emptyset.V_n = 1 \times 20813.8 = 20813.76\ kg \rightarrow \emptyset.V_n \geq V_u \rightarrow 20813.8 \geq \mathbf{0\ kg} \rightarrow IPE270 \text{ جواب داد}$$

✔ در مقاطع نورد شده معمولا برش یک عامل تعیین کننده در طراحی محسوب نمی شود.

بررسی خیز:

$M_{max}(DL) = 6144.265\ kg.m$ $M_{max}(LL) = 1447.458$

1) برای بار مرده:

$$q_{(DL)} = \frac{M_{max} \times 8}{L^2} = \frac{6144.265 \times 8}{5^2} \approx 1966.16\ {}^{kg}/_{m}$$

$$\Delta_{max}(DL) = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI} = \frac{5 \times 1875.06 \times 500^4}{384 \times 100 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 1.32cm$$

2) برای بار زنده:

$$q_{(LL)} = \frac{M_{max} \times 8}{L^2} = \frac{1447.458 \times 8}{5^2} \approx 463.18\ {}^{kg}/_{m}$$

$$\Delta_{max}(LL) = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI} = \frac{5 \times 502.57 \times 500^4}{384 \times 100 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 0.31cm$$

$\Delta(DL + LL) \leq \frac{L}{240} = 2cm \rightarrow 1.32 + 0.31 = 1.63 < 2.08$ جواب داد

$\Delta(LL) < \frac{L}{360} \rightarrow 0.31 < 1.38$ جواب داد

فصل سوّم: طراحی دستی بادبند ها

برای طراحی بادبندها از جفت ناودانی که به فاصله 1 سانتی متر از هم قرار دارند استفاده می کنیم.و بعد از طراحی بادبند فاصله میان ورق لقمه را محاسبه می کنیم. در ابتدا به طرح بادبند **X** شکل یک دهنه از طبقه اول تا آخر می پردازیم.در طراحی این نوع بادبند ملاک طراحی برای بادبندی است که نیروی بیشتری بدان وارد می شود.در این نوع بادبند چون یک ورق اتصال میانی برای آن طرح می شود طول کمانش نصف می گردد به همین جهت مقدار **K** را در جهت **x** برابر 0.5 و در جهت **y** را 0.67 منظور می کنیم.در ادامه به طرح بادبند **V** شکل یک دهنه از طبقه اول تا آخر می کنیم.در این نوع بادبند چون ورق اتصالی میانی وجود ندارد طول کمانش ثابت می ماند فلذا مقدار **K** را در هر دو محور برابر 1 منظور می کنیم.

BRACE:D1(X)	ELE:A2-B2	STORY:1

```
Story Level: STORY1
Element: D1
Section Name: 2UPN120
Frame Type:  Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.795
Combo: CO9
Classification: Non-Compact
L=5.590
A=0.003   i22=7.443E-06   i33=7.282E-06   z22=1.450E-04   z33=1.463E-04
s22=1.241E-04   s33=1.214E-04   r22=0.047   r33=0.046   alpha=90.000
E=2.100E+10   fy=24000000.000   Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0.768 = 0.762 + 0.006 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33         M22          V2          V3
    Combo      CO9    -38736.257    16.567      -0.791      26.637      0.047

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
                         Pu      phi*Pnc     phi*Pnt
                       Load     Strength    Strength
    Axial          38736.257   50802.158   73353.600

                        Mu      phi*Mn      Cm      B1      B2       K       L      Cb
                    Moment    Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending   16.567    2621.520   0.850   1.063   1.000   1.000   0.500   1.120
    Minor Bending    0.791    2679.636   0.850   1.312   1.000   1.000   0.670

SHEAR DESIGN
                         Vu       Phi*Vn      Stress
                      Force     Strength       Ratio
    Major Shear      26.637    21213.360       0.001
    Minor Shear       0.047    30516.637   1.539E-06

END REACTION AXIAL FORCES
                   Left End        Load   Right End        Load
                   Reaction       Combo    Reaction       Combo
                  -38769.580        CO26  -38528.338        CO26
```

$P_u = 38736.257\ kg$ و $F_{cr} = 1760\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{38736.257}{0.9 \times 1760} = 24.5cm^2 \quad \rightarrow \frac{A_g}{2} = 12.25\ \ cm^2$$

$$\rightarrow 120 \text{ انتخاب ناودانی} \rightarrow UNP120 \rightarrow \begin{cases} A = 17\ cm^2 \\ r_y = 1.59\ cm \\ r_x = 4.62\ cm \\ t_w = 0.7\ cm \\ I_x = 364cm^3 \\ I_y = 43.2\ cm \end{cases}$$

$$I_{22} = 2(43.2 + 17 \times 4.4^2) = 744.64\ cm^4 \quad \rightarrow r_{22} = \sqrt{\frac{I_{22}}{A}} = \sqrt{\frac{744.64}{2 \times 17}} = 4.68\ cm$$

$$I_{33} = 2 \times 364 = 728\ cm^4 \quad \rightarrow r_{33} = \sqrt{\frac{I_{33}}{A}} = \sqrt{\frac{728}{2 \times 17}} = 4.63\ cm$$

$$\lambda_{33} = \frac{K_{33}.L}{r_{33}} = \frac{0.5 \times 5.59 \times 100}{5.5} = 50.82 \ll 200 \quad OK$$

$$\lambda_{22} = \frac{K_{22}.L}{r_{22}} = \frac{0.67 \times 5.59 \times 100}{5.07} = 73.87 \ll 200 \quad OK$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{73.87^2} = 3798.24$$

$$\lambda_{مرز} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq \lambda_{مرز}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{3798.24}}\right] \times 2400 = 1842.27\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi.P_n = \phi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 1842.27 \times 2 \times 17 = 56373.462 \gg 38736.257 \quad ok$$

4)تامین پیوستگی کششی:

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \quad \rightarrow \frac{L}{1.75} < 300 \rightarrow L < 525\ cm$$

$$\frac{L}{r_{min}} < \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L < 100.59\ cm$$

2UPN120+6[$PL25 \times 5 \times 1$]@100 cm

BRACE:D1 (X)	ELE:A2-B2	STORY:2

```
Story Level: STORY2
Element: D1
Section Name: 2UPN120
Frame Type:  Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.982
Combo: CO9
Classification: Non-Compact
L=5.963
A=0.003   i22=7.443E-06   i33=7.282E-06   z22=1.450E-04   z33=1.463E-04
s22=1.241E-04   s33=1.214E-04   r22=0.047   r33=0.046   alpha=90.000
E=2.100E+10   fy=24000000.000   Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0.857 = 0.850 + 0.007 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33         M22          V2          V3
    Combo      CO9     -41366.663    19.475      -1.136      23.262      -0.545

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
                         Pu      phi*Pnc     phi*Pnt
                       Load     Strength    Strength
    Axial          41366.663   48673.368   73353.600

                        Mu       phi*Mn       Cm       B1       B2        K        L       Cb
                    Moment     Capacity   Factor   Factor   Factor   Factor   Factor   Factor
    Major Bending   19.475     2621.520   0.850    1.124    1.000    1.000    0.500    1.143
    Minor Bending    1.136     2679.636   0.850    1.486    1.000    1.000    0.670

SHEAR DESIGN
                         Vu       Phi*Vn       Stress
                      Force     Strength        Ratio
    Major Shear      23.262    21213.360        0.001
    Minor Shear       0.545    30516.637    1.787E-05

END REACTION AXIAL FORCES
                  Left End        Load   Right End        Load
                  Reaction       Combo    Reaction       Combo
                -41409.983        CO26  -41183.306        CO26
```

$P_u = 41366.663\ kg$ و $F_{cr} = 1760\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{41366.663}{0.9 \times 1760} = 26.2cm^2 \quad \rightarrow \frac{A_g}{2} = 13.1 \ \ cm^2$$

$$\rightarrow 120 \text{ انتخاب ناودانی} \rightarrow UNP120 \rightarrow \begin{cases} A = 17\ cm^2 \\ r_y = 1.59\ cm \\ r_x = 4.62\ cm \\ t_w = 0.7\ cm \\ I_x = 364cm^3 \\ I_y = 43.2\ cm \end{cases}$$

$$I_{22} = 2(43.2 + 17 \times 4.4^2) = 744.64\ cm^4 \quad \rightarrow r_{22} = \sqrt{\frac{I_{22}}{A}} = \sqrt{\frac{744.64}{2 \times 17}} = 4.68\ cm$$

$$I_{33} = 2 \times 364 = 728\ cm^4 \quad \rightarrow r_{33} = \sqrt{\frac{I_{33}}{A}} = \sqrt{\frac{728}{2 \times 17}} = 4.63\ cm$$

$$\lambda_{33} = \frac{K_{33}.L}{r_{33}} = \frac{0.5 \times 5.96 \times 100}{5.5} = 54.18 \ll 200 \quad OK$$

$$\lambda_{22} = \frac{K_{22}.L}{r_{22}} = \frac{0.67 \times 5.96 \times 100}{5.07} = 78.76 \ll 200 \quad OK$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{78.76^2} = 3341.24$$

$$\lambda_{مرز} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq \lambda_{مرز}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{3341.24}}\right] \times 2400 = 1776.82\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi.P_n = \phi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 1776.82 \times 2 \times 17 = 54370.69 \gg 41366.663 \quad ok$$

4)تامین پیوستگی کششی:

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \quad \rightarrow \frac{L}{1.75} < 300 \rightarrow L < 525\ cm$$

$$\frac{L}{r_{min}} < \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L < 100.59\ cm$$

2UPN120+6[$PL25 \times 5 \times 1$]@100 cm

BRACE:D1 (X) **ELE:A2-B2** **STORY:3**

```
 Story Level: STORY3
 Element: D1
 Section Name: 2UPN100
 Frame Type:  Ordinary Concentrically Braced Frame
 Station: 2.982
 Combo: CO9
 Classification: Non-Compact
L=5.963
A=0.003   i22=4.797E-06   i33=4.106E-06   z22=1.028E-04   z33=9.844E-05
s22=8.721E-05   s33=8.212E-05   r22=0.042   r33=0.039   alpha=90.000
E=2.100E+10   fy=24000000.000   Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0.925 = 0.912 + 0.012 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo      CO9    -32447.994    -23.921      -1.045     -38.215      -1.340

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Load    Strength    Strength
    Axial          32447.994   35573.066   58147.200

                          Mu      phi*Mn      Cm      B1      B2       K       L
Cb
                      Moment    Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
Factor
    Major Bending     23.921    1773.792   0.850   1.286   1.000   1.000   0.500
1.389
    Minor Bending      1.045    1883.769   0.850   1.775   1.000   1.000   0.670

SHEAR DESIGN
                         Vu      Phi*Vn      Stress
                      Force    Strength       Ratio
    Major Shear      38.215   15241.026       0.003
    Minor Shear       1.340   26622.825   5.033E-05

END REACTION AXIAL FORCES
                   Left End        Load   Right End        Load
                   Reaction       Combo    Reaction       Combo
                  -32589.962        CO26  -32413.654        CO26
```

$P_u = 32447.994\ kg$ و $F_{cr} = 1760\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{32447.994}{0.9 \times 1760} = 20.5cm^2 \quad \rightarrow \frac{A_g}{2} = 10.25\ \ cm^2$$

$$\rightarrow 100 \text{ انتخاب ناودانی } \rightarrow UNP100 \rightarrow \begin{cases} A = 13.5\ cm^2 \\ r_y = 1.47\ cm \\ r_x = 3.91\ cm \\ t_w = 0.6\ cm \\ I_x = 206cm^3 \\ I_y = 29.3\ cm \end{cases}$$

$$I_{22} = 2(29.3 + 13.5 \times 3.95^2) = 479.86\ cm^4 \quad \rightarrow r_{22} = \sqrt{\frac{I_{22}}{A}} = \sqrt{\frac{479.86}{2 \times 13.5}} = 4.22\ cm$$

$$I_{33} = 2 \times 206 = 412 cm^4 \quad \rightarrow r_{33} = \sqrt{\frac{I_{33}}{A}} = \sqrt{\frac{412}{2 \times 13.5}} = 3.9\ cm$$

$K_{33} = 0.5$, $K_{22} = 0.67$ X بادبند

$$\lambda_{33} = \frac{K_{33}.L}{r_{33}} = \frac{0.5 \times 5.96 \times 100}{3.9} = 76.41 \ll 200 \quad OK$$

$$\lambda_{22} = \frac{K_{22}.L}{r_{22}} = \frac{0.67 \times 5.8 \times 100}{4.22} = 92.1 \ll 200 \quad OK$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{92.1^2} = 2443.3$$

$$\lambda_{\text{مرز}} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq \lambda_{\text{مرز}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{2443.4}}\right] \times 2400 = 1590.96\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi.P_n = \phi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 1590.96 \times 2 \times 13.5 = 38660 \gg 31615.60 \quad ok$$

4)تامین پیوستگی کششی:

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \quad \rightarrow \frac{L}{1.47} < 300 \rightarrow L < 441\ cm$$

$$\frac{L}{r_{min}} < \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L < 101.5\ cm$$

2UPN100+6[$PL200 \times 50 \times 10$]@100 cm

BRACE:D1 (X)	ELE:A2-B2	STORY:4

```
Story Level: STORY4
Element: D1
Section Name: 2UPN100
Frame Type:  Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.982
Combo: CO9
Classification: Non-Compact
L=5.963
A=0.003   i22=4.797E-06   i33=4.106E-06   z22=1.028E-04   z33=9.844E-05
s22=8.721E-05   s33=8.212E-05   r22=0.042   r33=0.039   alpha=90.000
E=2.100E+10   fy=24000000.000   Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0.833 = 0.820 + 0.013 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo      CO9     -29165.547     -26.012      -0.397     -42.062      -1.671

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Load    Strength    Strength
    Axial          29165.547   35573.066   58147.200

                        Mu      phi*Mn      Cm      B1      B2       K       L      Cb
                    Moment    Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending   26.012    1773.792   0.850   1.222   1.000   1.000   0.500   1.442
    Minor Bending    0.397    1883.769   0.850   1.599   1.000   1.000   0.670

SHEAR DESIGN
                         Vu       Phi*Vn      Stress
                      Force    Strength       Ratio
    Major Shear      42.062   15241.026       0.003
    Minor Shear       1.671   26622.825   6.276E-05

END REACTION AXIAL FORCES
                  Left End        Load   Right End        Load
                  Reaction       Combo    Reaction       Combo
                -29306.456        CO26  -29131.208        CO26
```

$P_u = 29165.547\ kg$ و $F_{cr} = 1760\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{29165.547}{0.9 \times 1760} = 18.4cm^2 \quad \rightarrow \frac{A_g}{2} = 9.2 \ \ cm^2$$

$$\rightarrow 100 \text{ انتخاب ناودانی} \rightarrow UNP100 \rightarrow \begin{cases} A = 13.5\ cm^2 \\ r_y = 1.47\ cm \\ r_x = 3.91\ cm \\ t_w = 0.6\ cm \\ I_x = 206cm^3 \\ I_y = 29.3\ cm \end{cases}$$

$$I_{33} = 2 \times 206 = 412cm^4 \qquad \rightarrow r_{33} = \sqrt{\frac{I_{33}}{A}} = \sqrt{\frac{412}{2 \times 13.5}} = 3.9\ cm$$

$K_{33} = 0.5$,$K_{22} = 0.67$ X بادبند

$$\lambda_{33} = \frac{K_{33}.L}{r_{33}} = \frac{0.5 \times 5.96 \times 100}{3.9} = 76.41 \ll 200 \quad OK$$

$$\lambda_{22} = \frac{K_{22}.L}{r_{22}} = \frac{0.67 \times 5.96 \times 100}{4.22} = 92.1 \ll 200 \quad OK$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{92.1^2} = 2443.3$$

$$\lambda_{\text{مرز}} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq \lambda_{\text{مرز}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{2443.4}}\right] \times 2400 = 1590.96\ kg/cm^2$$

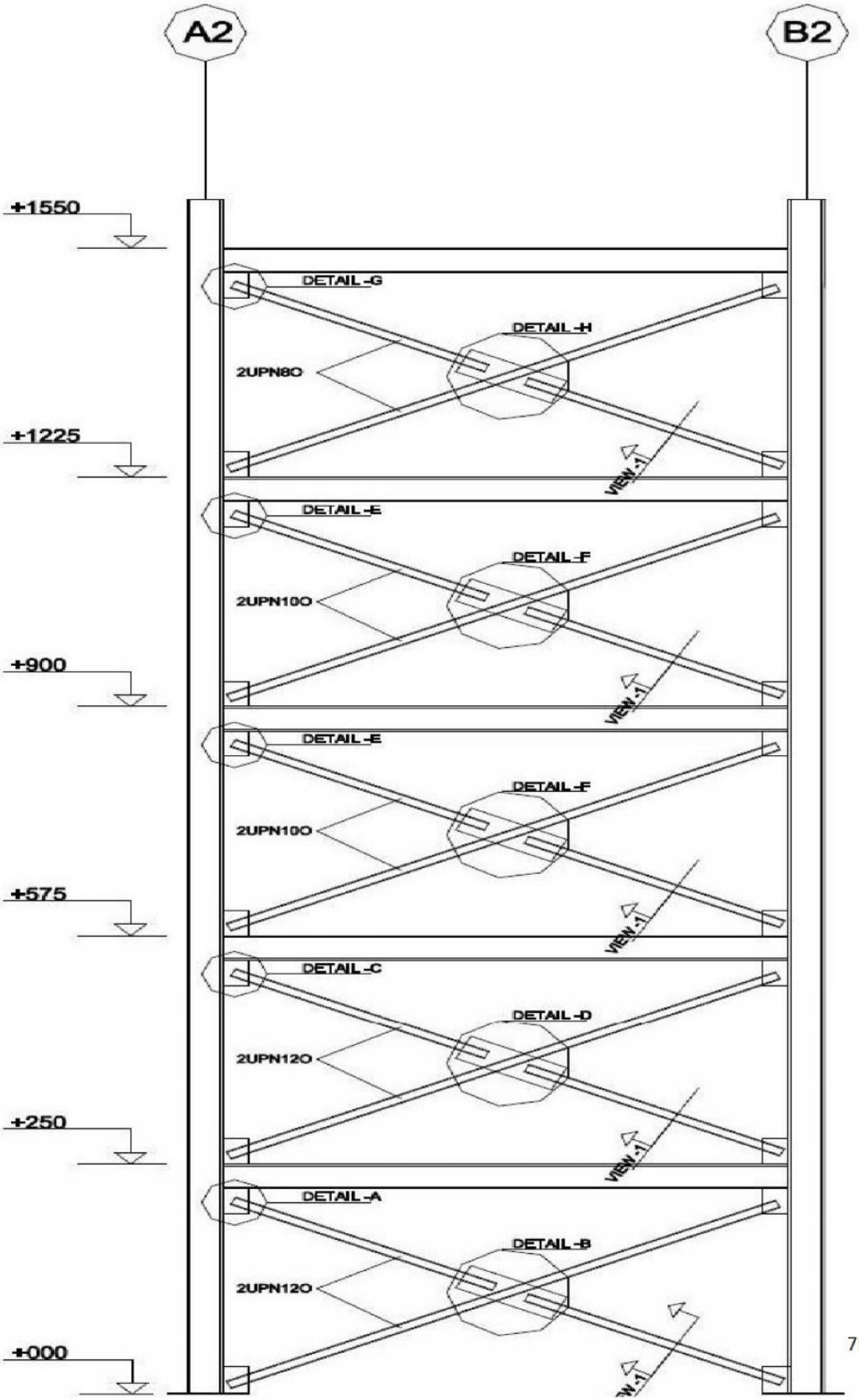
$$P_u = \phi.P_n = \phi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 1590.96 \times 2 \times 13.5 = 38660 \gg 29165.547 \quad ok$$

4)تامین پیوستگی کششی:

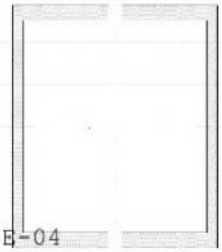
$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \quad \rightarrow \frac{L}{1.47} < 300 \ \rightarrow L < 441\ cm$$

$$\frac{L}{r_{min}} < \frac{3}{4}\lambda_{max} \ \rightarrow L < 101.5\ cm$$

2UPN100+6[$PL200 \times 50 \times 10$]@100 cm


A2
B2
+1550
+1225
+900
+575
+250
+000
DETAIL -G
DETAIL -H
2UPN8O
VIEW -1
DETAIL -E
DETAIL -F
2UPN10O
VIEW -1
DETAIL -E
DETAIL -F
2UPN10O
VIEW -1
DETAIL -C
DETAIL -D
2UPN12O
VIEW -1
DETAIL -A
DETAIL -B
2UPN12O

BRACE:D10(V)	ELE:A3-A4	STORY:1



```
Story Level: STORY1
Element: D10
Section Name: 2UPN120
Frame Type:  Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 1.786
Combo: CO14
Classification: Non-Compact
L=3.571
A=0.003   i22=7.443E-06   i33=7.282E-06   z22=1.450E-04   z33=1.463E-04
s22=1.241E-04   s33=1.214E-04   r22=0.047   r33=0.046   alpha=90.000
E=2.100E+10   fy=24000000.000   Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0.780 = 0.765 + 0.015 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33         M22          V2          V3
    Combo     CO14    -39719.414    45.673      0.000      -4.531      0.379

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
                         Pu      phi*Pnc     phi*Pnt
                       Load     Strength    Strength
    Axial          39719.414   51929.888   73353.600

                        Mu      phi*Mn      Cm      B1      B2       K       L      Cb
                    Moment    Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending   45.673    2621.520   1.000   1.505   1.000   1.000   1.000   1.316
    Minor Bending    0.000    2679.636   1.000   1.489   1.000   1.000   1.000

SHEAR DESIGN
                         Vu       Phi*Vn      Stress
                      Force     Strength       Ratio
    Major Shear       4.531    21213.360       0.000
    Minor Shear       0.379    30516.637   1.243E-05

END REACTION AXIAL FORCES
                   Left End        Load   Right End        Load
                   Reaction       Combo    Reaction       Combo
                  -39752.738        CO26  -39686.091        CO26
```

$$P_u = 39719.414\ kg \quad \text{و} \quad F_{cr} = 1760\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{39719.414}{0.9 \times 1760} = 25.1cm^2 \quad \rightarrow \frac{A_g}{2} = 12.55\ \ cm^2$$

$$\rightarrow 120 \text{ انتخاب ناودانی} \rightarrow UNP120 \rightarrow \begin{cases} A = 17\ cm^2 \\ r_y = 1.59\ cm \\ r_x = 4.62\ cm \\ t_w = 0.7\ cm \\ I_x = 364cm^3 \\ I_y = 43.2\ cm \end{cases}$$

$$I_{22} = 2(43.2 + 17 \times 4.4^2) = 744.64\ cm^4 \quad \rightarrow r_{22} = \sqrt{\frac{I_{22}}{A}} = \sqrt{\frac{744.64}{2 \times 17}} = 4.68\ cm$$

$$I_{33} = 2 \times 364 = 728\ cm^4 \quad \rightarrow r_{33} = \sqrt{\frac{I_{33}}{A}} = \sqrt{\frac{728}{2 \times 17}} = 4.63\ cm$$

$$\lambda_{33} = \frac{K_{33}.L}{r_{33}} = \frac{1 \times 3.57 \times 100}{5.5} = 64.9 \ll 200 \quad OK$$

$$\lambda_{22} = \frac{K_{22}.L}{r_{22}} = \frac{1 \times 3.57 \times 100}{5.07} = 70.4 \ll 200 \quad OK$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{70.4^2} = 4181.9$$

$$\lambda_{\text{مرز}} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq \lambda_{\text{مرز}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{4181.9}}\right] \times 2400 = 1887.5\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi.P_n = \phi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 1887.5 \times 2 \times 17 = 57758 \gg \mathbf{39719.414}\ \ ok$$

4)تامین پیوستگی کششی:

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \quad \rightarrow \frac{L}{1.75} < 300 \rightarrow L < 525\ cm$$

$$\frac{L}{r_{min}} < \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L < 100.59\ cm$$

2UPN120+4[$PL25 \times 5 \times 1$]@100 cm

BRACE:D10(V) **ELE:A3-A4** **STORY:2**

Story Level: STORY2
Element: D10
Section Name: 2UPN120
Frame Type: Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.065
Combo: CO14
Classification: Non-Compact
L=4.131
A=0.003 i22=7.443E-06 i33=7.282E-06 z22=1.450E-04 z33=1.463E-04
s22=1.241E-04 s33=1.214E-04 r22=0.047 r33=0.046 alpha=90.000
E=2.100E+10 fy=24000000.000 Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.811 = 0.791 + 0.021 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

		P	M33	M22	V2	V3
Combo	CO14	-37246.746	60.641	0.000	-0.316	0.039

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	37246.746	47106.977	73353.600

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	60.641	2621.520	1.000	1.728	1.000	1.000	1.000	1.316
Minor Bending	0.000	2679.636	1.000	1.701	1.000	1.000	1.000	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	0.316	21213.360	1.491E-05
Minor Shear	0.039	30516.637	1.269E-06

END REACTION AXIAL FORCES

Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo
-37290.066	CO26	-37203.426	CO26

$P_u = 37246.746\ kg$ و $F_{cr} = 1760\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{37246.746}{0.9 \times 1760} = 23.5cm^2 \quad \rightarrow \frac{A_g}{2} = 11.75 \ \ cm^2$$

$$\rightarrow 120 \text{ انتخاب ناودانی} \rightarrow UNP120 \rightarrow \begin{cases} A = 17\ cm^2 \\ r_y = 1.59\ cm \\ r_x = 4.62\ cm \\ t_w = 0.7\ cm \\ I_x = 364cm^3 \\ I_y = 43.2\ cm \end{cases}$$

$$I_{22} = 2(43.2 + 17 \times 4.4^2) = 744.64\ cm^4 \quad \rightarrow r_{22} = \sqrt{\frac{I_{22}}{A}} = \sqrt{\frac{744.64}{2 \times 17}} = 4.68\ cm$$

$$I_{33} = 2 \times 364 = 728\ cm^4 \quad \rightarrow r_{33} = \sqrt{\frac{I_{33}}{A}} = \sqrt{\frac{728}{2 \times 17}} = 4.63\ cm$$

$$\lambda_{33} = \frac{K_{33}.L}{r_{33}} = \frac{1 \times 4.1 \times 100}{5.5} = 74.55 \ll 200 \quad OK$$

$$\lambda_{22} = \frac{K_{22}.L}{r_{22}} = \frac{1 \times 4.1 \times 100}{5.07} = 80.87 \ll 200 \quad OK$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{80.87^2} = 3169.15$$

$$\lambda_{مرز} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq \lambda_{مرز}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{3169.15}}\right] \times 2400 = 1748.04\ kg/cm^2$$

$$P_u = \phi.P_n = \phi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 1748.04 \times 2 \times 17 = 53490.024 \gg \mathbf{37246.746} \quad ok$$

4)تامین پیوستگی کششی:

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \quad \rightarrow \frac{L}{1.75} < 300 \rightarrow L < 525\ cm$$

$$\frac{L}{r_{min}} < \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L < 100.59\ cm$$

2UPN120+4[$PL25 \times 5 \times 1$]@100 cm

BRACE:D10 (V)	ELE:A3-A4	STORY:3

```
Story Level: STORY3
Element: D10
Section Name: 2UPN120
Frame Type:  Ordinary Concentrically Braced Frame
Station: 2.065
Combo: CO14
Classification: Non-Compact
L=4.131
A=0.003   i22=7.443E-06   i33=7.282E-06   z22=1.450E-04   z33=1.463E-04
s22=1.241E-04   s33=1.214E-04   r22=0.047   r33=0.046   alpha=90.000
E=2.100E+10   fy=24000000.000   Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0.777 = 0.757 + 0.020 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33         M22          V2          V3
    Combo     CO14    -35669.594    58.829      0.000      -1.778      0.294

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
                         Pu      phi*Pnc     phi*Pnt
                       Load     Strength    Strength
    Axial          35669.594   47106.977   73353.600

                        Mu      phi*Mn      Cm      B1      B2       K       L      Cb
                    Moment    Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending   58.829    2621.520   1.000   1.676   1.000   1.000   1.000   1.316
    Minor Bending    0.000    2679.636   1.000   1.652   1.000   1.000   1.000

SHEAR DESIGN
                         Vu       Phi*Vn      Stress
                      Force     Strength       Ratio
    Major Shear       1.778    21213.360   8.380E-05
    Minor Shear       0.294    30516.637   9.642E-06

END REACTION AXIAL FORCES
                   Left End        Load   Right End        Load
                   Reaction       Combo    Reaction       Combo
                  -35712.914        CO26  -35626.274        CO26
```

$P_u = 35669.594\ kg$ و $F_{cr} = 1760\ kg/cm^2$

$$P_u = \phi \times F_{cr}.A_g \rightarrow A_g = \frac{P_u}{\phi \times F_{cr}} = \frac{35669.594}{0.9 \times 1760} = 22.5cm^2 \quad \rightarrow \frac{A_g}{2} = 11.2 \ \ cm^2$$

$$\rightarrow \mathbf{120}\ \text{انتخاب ناودانی} \rightarrow UNP120 \rightarrow \begin{cases} A = 17\ cm^2 \\ r_y = 1.59\ cm \\ r_x = 4.62\ cm \\ t_w = 0.7\ cm \\ I_x = 364cm^3 \\ I_y = 43.2\ cm \end{cases}$$

$$I_{22} = 2(43.2 + 17 \times 4.4^2) = 744.64\ cm^4 \quad \rightarrow r_{22} = \sqrt{\frac{I_{22}}{A}} = \sqrt{\frac{744.64}{2 \times 17}} = 4.68\ cm$$

$$I_{33} = 2 \times 364 = 728\ cm^4 \quad \rightarrow r_{33} = \sqrt{\frac{I_{33}}{A}} = \sqrt{\frac{728}{2 \times 17}} = 4.63\ cm$$

$$\lambda_{33} = \frac{K_{33}.L}{r_{33}} = \frac{1 \times 4.1 \times 100}{5.5} = 74.55 \ll 200 \quad OK$$

$$\lambda_{22} = \frac{K_{22}.L}{r_{22}} = \frac{1 \times 4.1 \times 100}{5.07} = 80.87 \ll 200 \quad OK$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{80.87^2} = 3169.15$$

$$\lambda_{مرز} = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.3237 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq \lambda_{مرز}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{3169.15}}\right] \times 2400 = 1748.04\ kg/cm^2$$

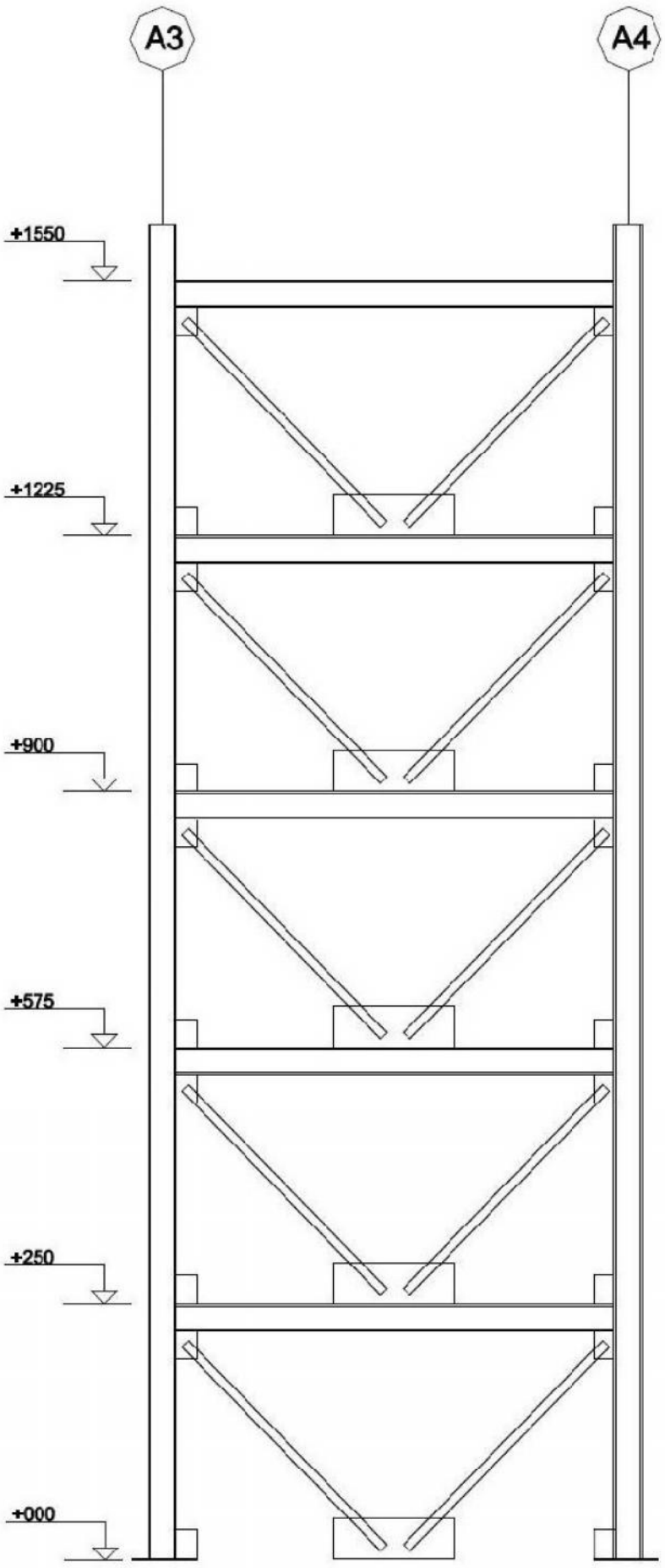
$$P_u = \phi.P_n = \phi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 1748.04 \times 2 \times 17 = 53490.024 \gg 35669.594 \quad ok$$

4)تامین پیوستگی کششی:

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \quad \rightarrow \frac{L}{1.75} < 300 \rightarrow L < 525\ cm$$

$$\frac{L}{r_{min}} < \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L < 100.59\ cm$$

2UPN120+4[$PL25 \times 5 \times 1$]@100 cm


A3
A4
+1550
+1225
+900
+575
+250
+000