mranDL.ir
مرکز تخصصی دانلود مهندسی عمران

دانشکده فنی امامحمد باقر ساری

موضوع : پروژه طراحی سازه های فولادي به روش (LRFD)

استاد راهنما:

جناب آقای مهندس صادق نوا

دانشجو:

ایمان صادق

شماره دانشجوئی : ٩٦٥٩٠٢٤٥١٦

زمستان ٩٢

چکیده

روزگاري پا به اين مکتب نهاديم و سختي ها را به جان خريديم تا با شيريني عسل محبت دوستان ، زندگي کردن در جمعي را بياموزيم که جدايي از آن برايمان از هر سختي ، سخت تر شد . سالها گذشت و آن چنان به هم عادت کرديم که يادمان رفت بايد روزي از هم جدا شويم .
ثمره اين سالها ، خاطره هايي است که هرگز از يادمان بيرون نخواهد رفت. و آنگاه خواستيم بسازيم ، پس ساختيم، براي ساختن نياز به آن بود که بياموزيم پس آموختيم، براي آموختن نياز به راهنما و استاد داشتيم که تجربه شما به ياريمان آمد.

جناب آقاي مهندس صادقی نوا

يادگار شما کوله بار علمي است که به دوش خواهيم کشيد
به اميد اين که اين خط سياه تنها يادگارمان نباشد.

فهرست

فصل اول: معرفی پروژه

نقشه های معماری

مشخصات کلی پروژه

فصل دوم :بارگذاری

بارگذاری ثقلی

بارگذاری زلزله

فصل سوم:تحلیل سازه ها

پرتال

یک دهم دهانه

کارمجازی

فصل چهارم: طراحی سازه ها

طراحی تیرها

طراحی ستون ها

طراحی بادبند

طراحی کف ستون

طراحی اتصالات

طراحی پی نواری

فصل پنجم

خروجی ایتبس

فصل ششم

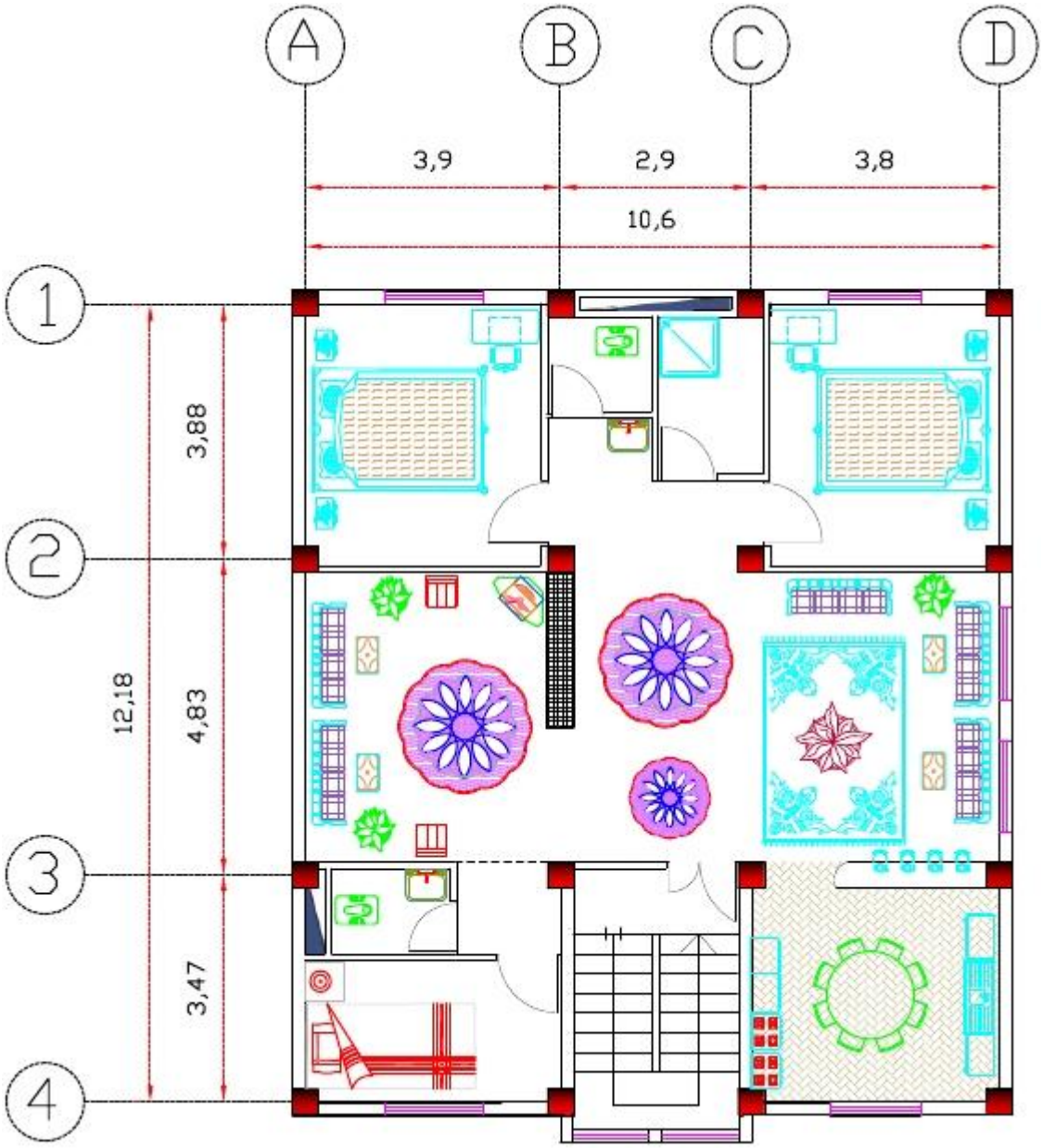
خروجی سیف

فصل هفتم

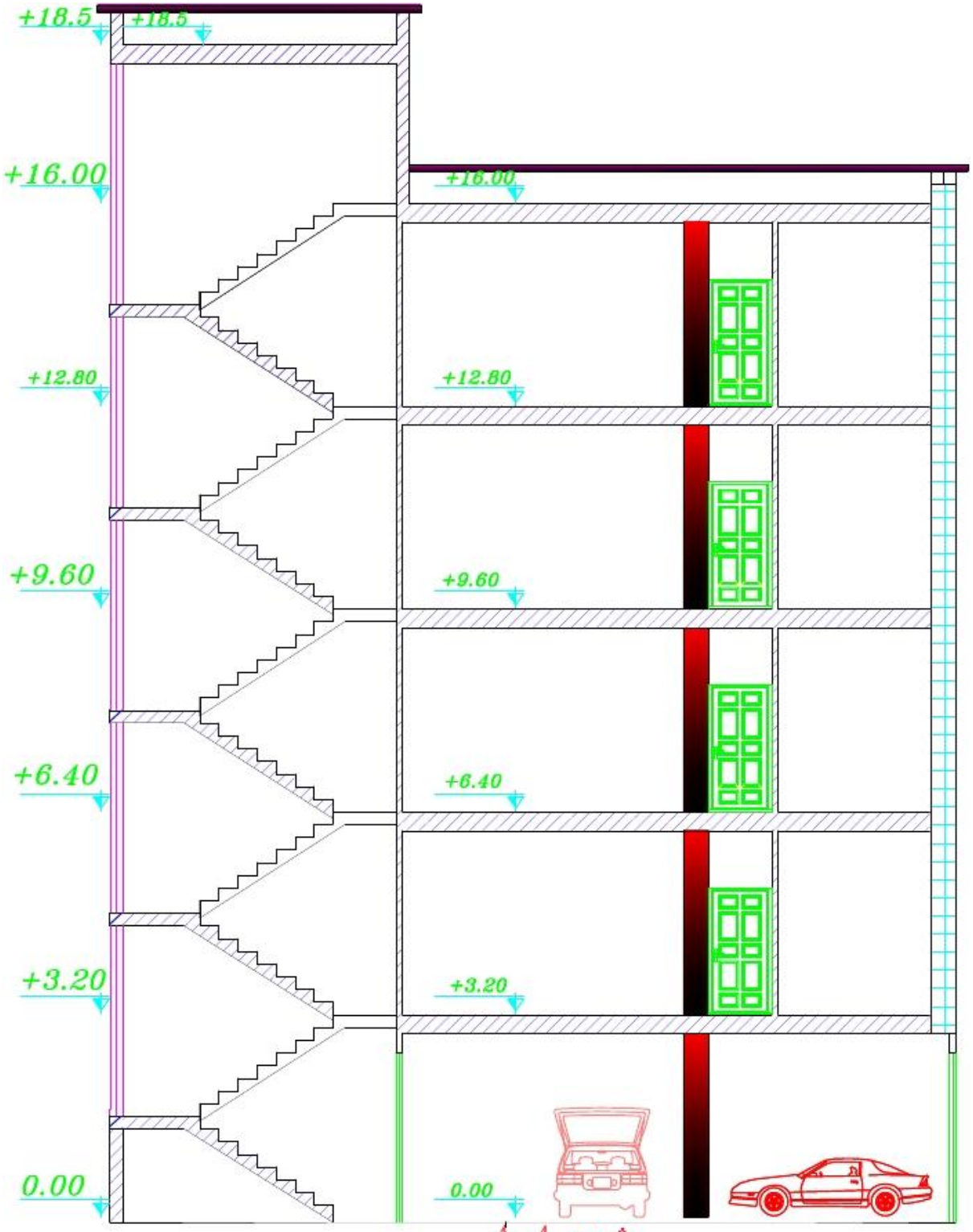
نقشه های اجرایی

فصل اول

معرفی پروژه

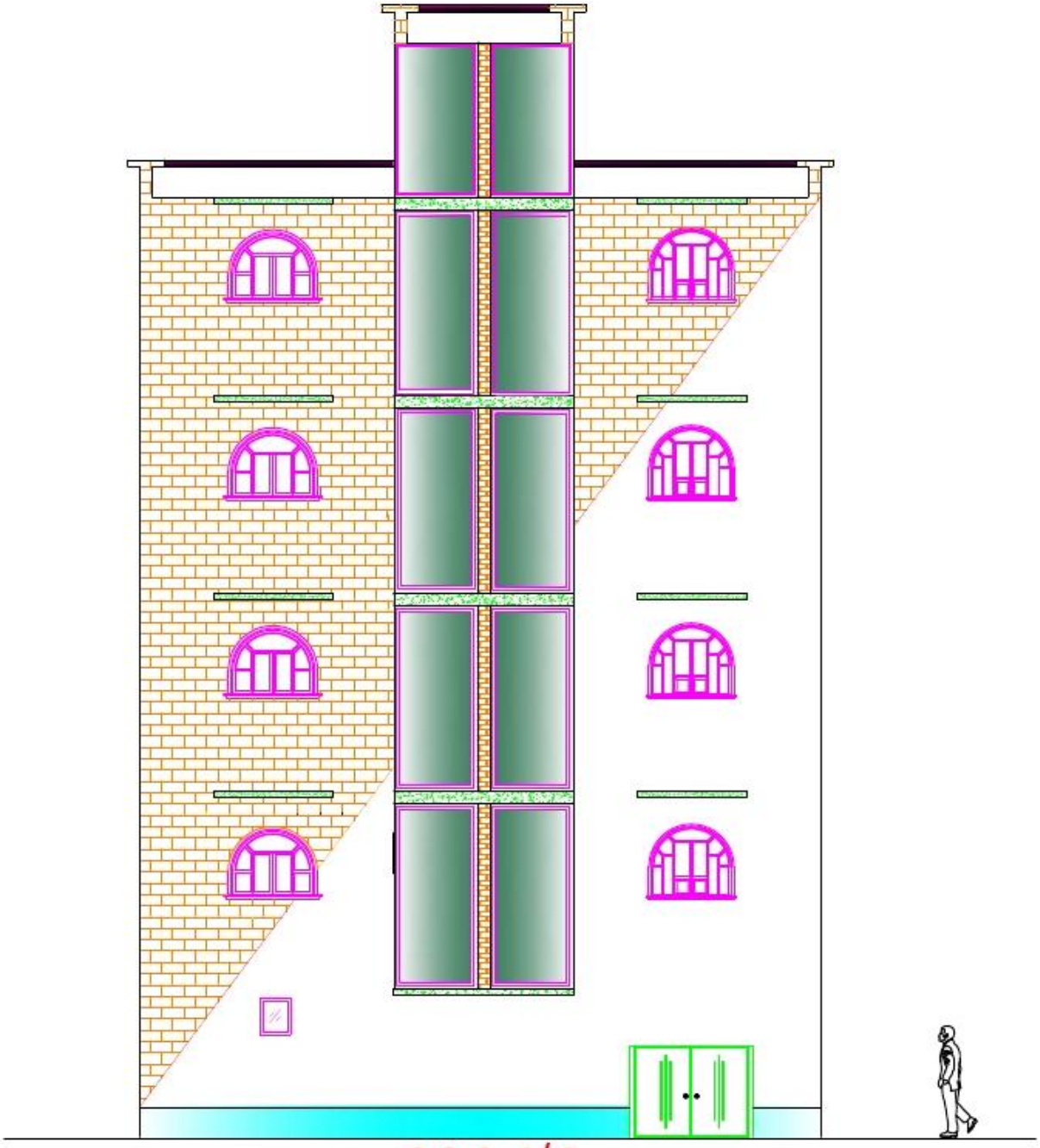


پلان طبقات



شرح A-A

1:100 سلطقم



واجهة عمارة

1:100 سطقم

مشخصات پروژه

ساختمان مورد نظر یک ساختمان ۴ طبقه روی پیلوت می باشد و کاربری سازه مورد نظرمسکونی بوده و مساحت هر طبقه ۱۴۰ متر مربع میباشد .مساحت راه پله ۱۲,۴۸ متر مربع است.ارتفاع سازه ای طبقات برابر ۳,۲ متر و ارتفاع طبقه پیلوت ۳,۲متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقه خرپشته ۲,۵ می باشد و در نتیجه ارتفاع کل طبقات به جزخرپشته برابر با ۱۶ متر می باشد.

موقعیت ساختمان

ساختمان از نظر موقعیت شمالی بوده از طرف ضلع ،غربی و مشرف به همسایه است. ساختمان در هر طبقه به راه پله و اختصاص داده شده است و ورودی ساختمان از طرف ضلع جنوبی است .

سقف و دیوارها

سقف از نوع تیرچه بلوک با ضخامت ۳۰ سانتیمتر و دیوارهای پیرامونی ساختمان از جنس آجر سفالی با ضخامت ۲۰ سانتیمتر است.

سیستم باربرجانبی

ساختمان مورد نظر از نوع اسکلت فلزی می باشد و از نظر سازه ای بصورت ۲ سیستم مجزا ازهم است که در جهت محور X قاب خمشی فولادی متوسط استفاده شده که در این جهت تمام اتصالات گیر دار است و در جهت Y مهار بندی واگرا از نوع EBF استفاده شده که در این جهت تمام اتصالات مفصلی هستند .

محل احداث سازه

محل احداث در شهر جهرم واقع در استان فارس بوده که دارای خطر زلزله نسبی زیاد است. مقاومت مجاز خاک برای طراحی پی ها برابر با 1.21 ونوع خاک تیپ II می باشد.

استانداردها و آیین نامه ها:

۱)بارگذاری ثقلی :مبحث۶

۲)بارگذاری جانبی: آیین نامه۲۸۰۰

۳)مبحث دهم (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی) آیین نامه ایران

۴)طراحی ساختمانهای فولادی روش حالات حدی LRFD

۵)آئین نامه UBC97-LRFD

– نرم افزار های مورد استفاده:

1- Etabs 2000 ver 9.7.3

2- SAFE 12

3- AutoCAD 2010

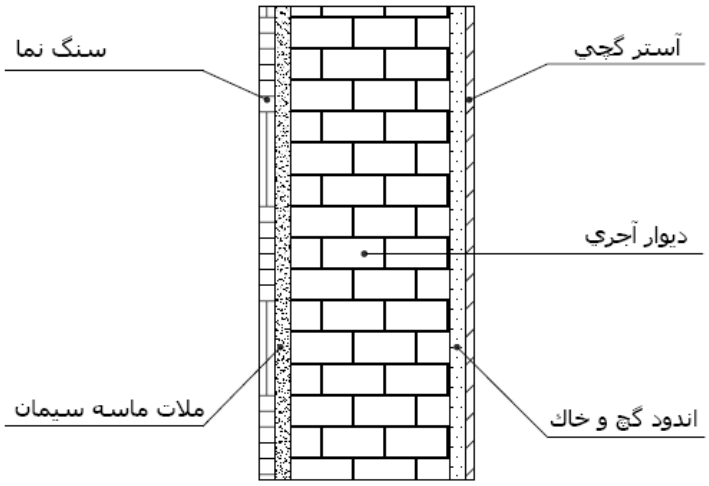
– مشخصات مصالح مصرفی

فواد		بتن	
جرم واحد حجم بتن، M	$795\ {}^{kg}/_{m^3}$	جرم واحد حجم بتن، M	$245\ {}^{kg}/_{m^3}$
وزن واحد حجم، W	$7800\ {}^{kg}/_{m^3}$	وزن واحد حجم، W	$24500\ {}^{kg}/_{m^3}$
مدول الاستیسیته، E_c	$2.18 \times 10^5\ {}^{kg}/_{m^3}$	مدول الاستیسیته، E_c	$2.18 \times 10^5\ {}^{kg}/_{m^3}$
ضریب پواسون، υ	0.3	ضریب پواسون، υ	0.2
مقاومت فشاری بتن، f'_c	$2400\ {}^{kg}/_{m^3}$	مقاومت فشاری بتن، f'_c	$2.10\ {}^{kg}/_{m^3}$
مقاومت تسلیم میلگرد طولی، f_y	$3600\ {}^{kg}/_{m^3}$	مقاومت تسلیم میلگرد طولی، f_y	$4000\ {}^{kg}/_{m^3}$
		مقاومت تسلیم خاموت، f_{ys}	

فصل دوم

بارگذاری

دیوار۲۰سانتی نماها:



مصالح	جرم مخصوص kg/m3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m2
گچ کاری	1600	0.025	40
سفید کاری	1300	0.005	6.5
آجرکاری	850	0.2	170
سنگ مرمر	2700	0.025	67.5
ملات ماسه وسیمان	2100	0.015	52.5
$\sum = 340\ {}^{kg}/_{m^2}$			

2.:درصد بازشوهای نمای شمالی

4.:درصد بازشوهای نمای جنوبی

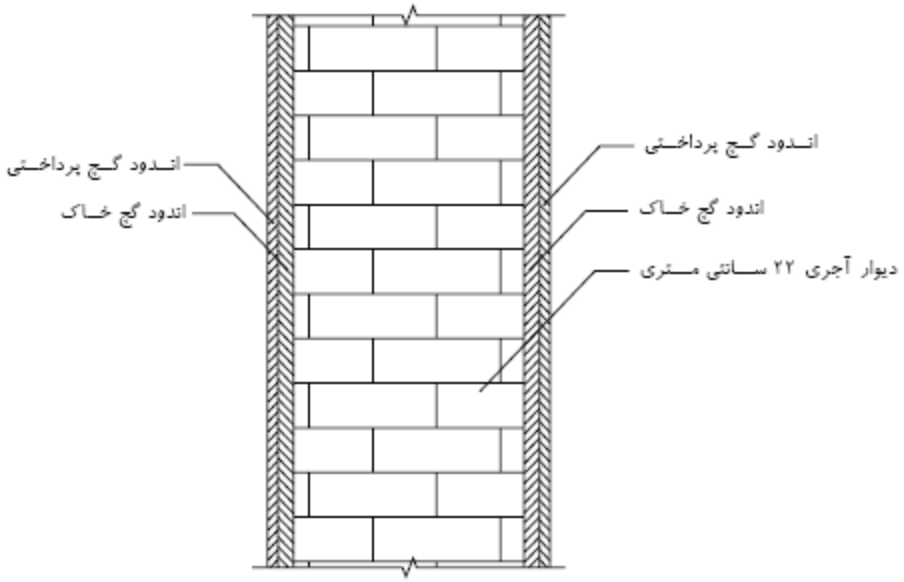
2:درصد بازشوهای نمای شرقی

بار دیوار سانتی 20 نمای شمالی $= 340 \times 0.8 = 272\ {}^{kg}/_{m^2}$

بار دیوار سانتی 20 نمای جنوبی $= 340 \times 0.6 = 204\ {}^{kg}/_{m^2}$

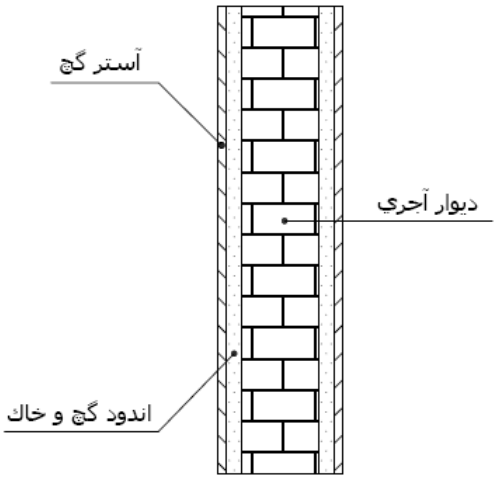
بار دیوار سانتی 20 نمای شرقی $= 340 \times 0.8 = 272\ {}^{kg}/_{m^2}$

دیوارهای چله :



مصالح مصرفي	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	تعداد	شدت بار(kg/m^2)
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	.20	1	170
اندود گچ پرداختي	۱۳۰۰	.005	2	6.5
اندود گچ خاك	۱۶۰۰	.015	2	24
$\sum=260\ kg/m^2$				

$260\ kg/m^2 > 150\ kg/m^2$ ← باید بار به صورت خطي و در محل واقعي خود اعمال شود.



مصالح	جرم مخصوص kg/m3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m2
گچ کاری	1600	0.025	40
سفید کاری	1300	0.005	6.5
آجرکاری	850	0.1	85
$\sum = 178\ {}^{kg}/_{m^2}$			

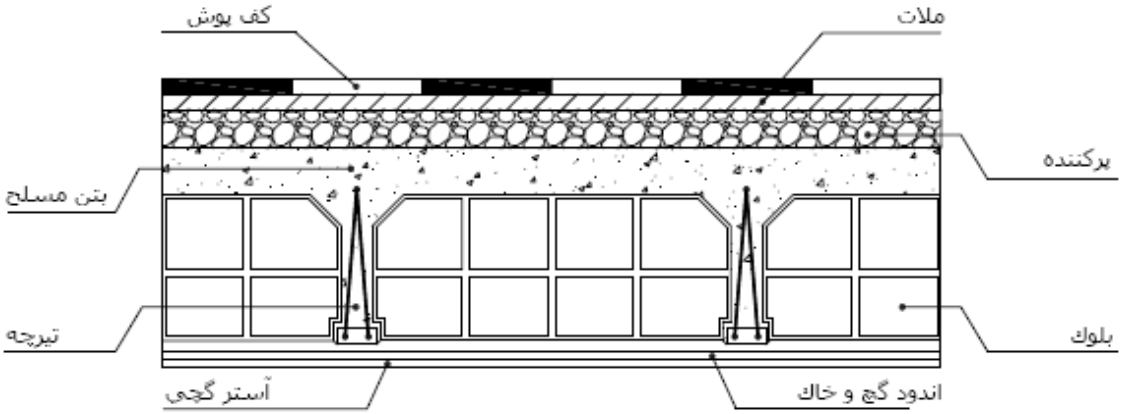
با توجه به مبحث ششم در صورتي كه وزن يك متر مربع سطح تيغه هاي داخلي از ۲۷۵ كيلوگرم كمتر باشد ميتوان بار تيغه ها را به صورت معادل يكنواخت به بار مرده سقف افزود.كه از ۱۰۰ كيلوگرم نبايد كمتر باشد.

w=وزن هر متر مربع تيغه	178
h=ارتفاع طبقه	3.2
l=طول كل تيغه ها	27.24
A=مساحت كل طبقه	140

بار معادل گسترده نظير تيغه ها $= \dfrac{w \times l \times h}{A}$ =110.83

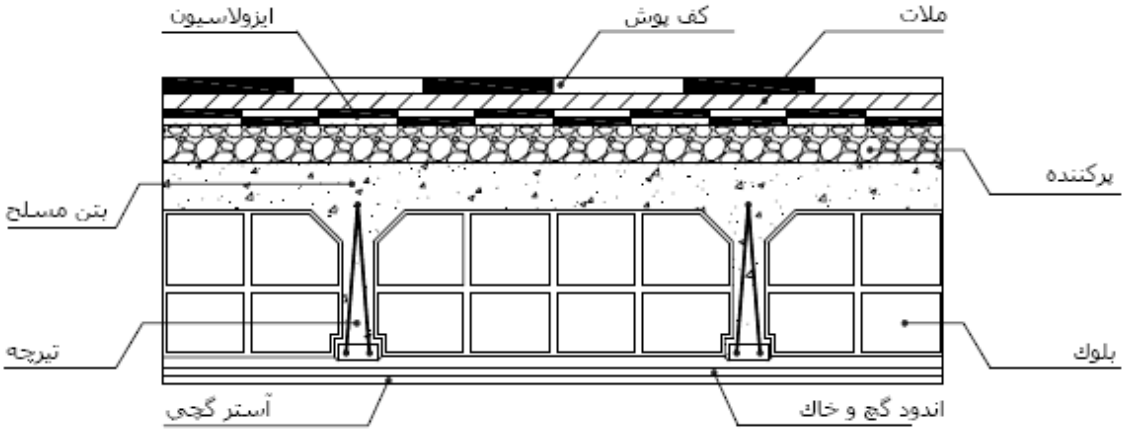
طبق بند ۶-۲-۲-۳ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، درکف های که بارزنده آنها، مطابق فصل ۶-۳ ، از ۵۰۰ دکانیوتن برمترمربع کمتراست، بارمعادل گسترده نظیرتیغه ها ، موضوع بند ۶ – ۲ – ۲ – ۲ نباید از۱۰۰ دکانیوتن برمترمربع درنظرگرفته شود.

د : کف طبقات (تیرچه بلوک) :



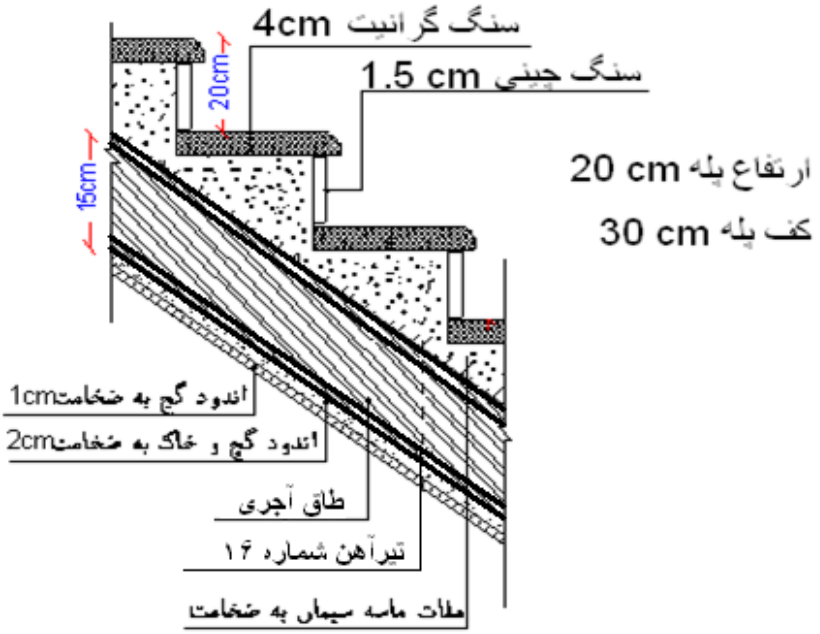
مصالح	جرم مخصوص kg/m3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m2
سفید کاری	1300	0.005	6.5
گچ کاری	1600	0.025	40
ملات ماسه وسیمان	2100	0.02	42
موزاییک سیمانی	2250	0.025	56.25
بتن سبک	1400	0.05	70
وزن بلوک	-	-	10×7=70
وزن بتن	2500	-	(0.1×0.25×2+1×0.05) 2500 = 250
$\sum = 535\ {}^{kg}/_{m^2}$			

بام ساختمان:



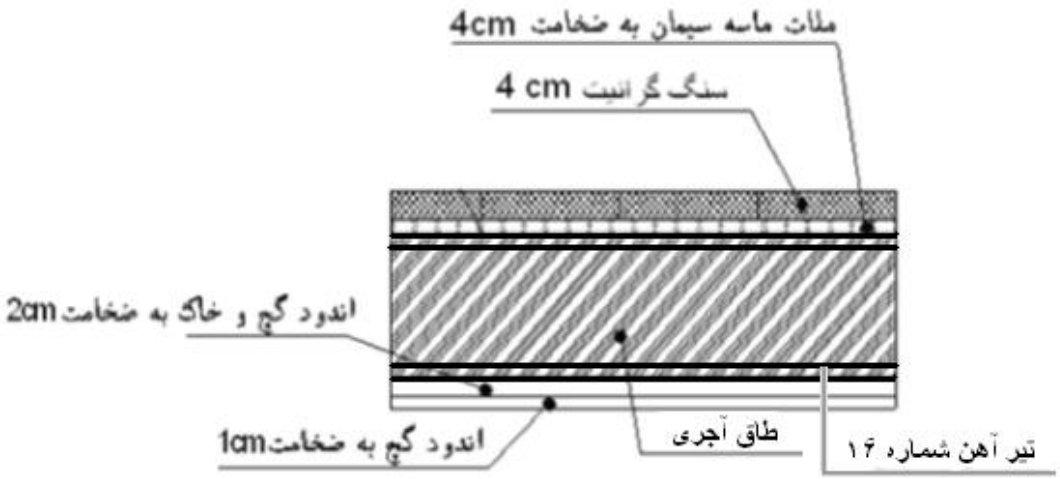
مصالح	جرم مخصوص kg/m3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m2
آسفالت	2200	0.03	66
قیروگونی	-	-	15
سفید کاری	1300	0.015	19.5
گچ کاری	1600	0.025	40
ملات ماسه وسیمان	2100	0.03	63
بتن سبک	1400	0.05	70
وزن بلوک	-	-	10×7=70
وزن بتن	2500	-	(0.1×0.025×2+1×0.05)2500=250
$\sum = 594\ {}^{kg}/_{m^2}$			

قسمت مورب پله



مصالح	جرم مخصوص kg/m3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m2
سفید کاری	1300	0.01	13
گچ کاری	1600	0.02	32
تیرآهن $IPE16$	-	-	15.8
طاق آجری	1750	0.11	192.5
$\sum = 253.3\ {}^{kg}/_{m^2}$			

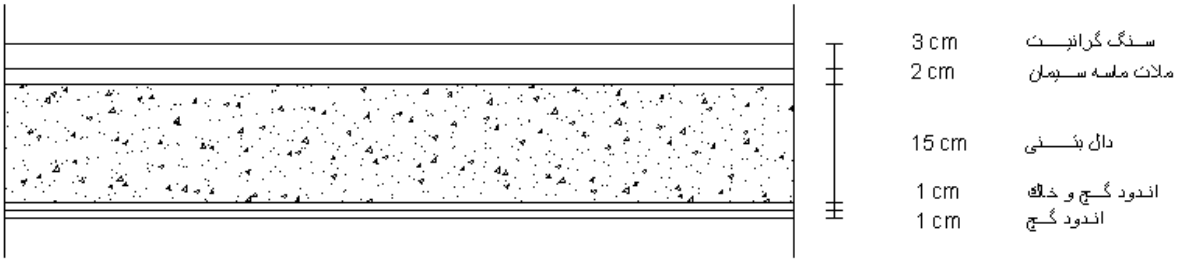
راستای افق پله:



مصالح	جرم مخصوص kg/m3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m2
سنگ گرانیت	2800	0.04	112
ملات ماسه وسیمان	2100	--	2100×(100÷30)×0.5×(16×28.9)=159.6
سنگ چینی	2500	0.15	0.015×(100÷30)×0.16×2500=20
$\sum = 291.6\ {}^{kg}/_{m^2}$			

ودرنهایت وزن پله در راستای افق برابراست با :

$$\frac{253.3}{\cos 33.69} + 291.6 = 596.028\ {}^{kg}/_{m^2}$$



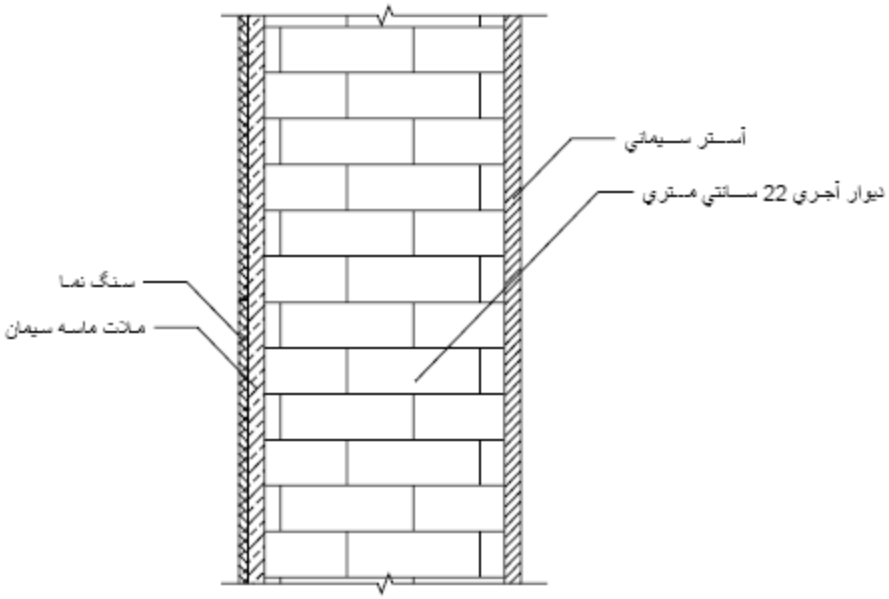
وزن پاگرد :

مصالح	جرم مخصوص kg/m3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m2
سنگ گرانیت	2800	0.04	112
سفید کاری	1300	0.01	13
گچ کاری	1600	0.02	32
ملات ماسه وسیمان	2100	0.04	84
تیرآهن $IPE16$	-	-	15.8
طاق آجری	1750	0.11	192.5
$\sum = 449.3\ {}^{kg}/_{m^2}$			

وزن پله :

$$\frac{(596.028 \times 2.1 \times 2) + (449.3 \times 2 \times 2.15)}{8.5} = 521.800\ {}^{kg}/_{m^2}$$

دیوار های جان پناه پشت بام:



مصالح مصرفي	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت(m)	تعداد	شدت بار(kg/m^2)
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	.20	1	170
آستر سیماني	۲۱۰۰	.005	1	10.5
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	.02	2	84
سنگ نما (گرانیت)	2800	.02	1	56
$\Sigma=320.5\ kg/m^2$				

$302\ kg/m^2 > 150\ kg/m^2$ ← باید بار به صورت خطي و در محل واقعي خود اعمال شود.

ارتفاع دیوار درجان پناه:

$h = 0.8m$

وزن واحد طول دیوار :

$$W = 0.8m \times 320.5\ \frac{kg}{m^2} = 256.4\ \frac{kg}{m}$$

۳. بار برف :

بار برف، بنا به تعریف، وزن لایه برفی است که براساس آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز از آن در سال کمتراز ۲درصد(دوره بازگشت ۵۰ سال) باشد.

جهرم جزو مناطق با برف متوسط بوده وباربرف مبنا ، ps برای آن مطابق با بند ۶-۴-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، برابر ۱۰۰ کیلوگرم برمترمربع می باشد.

مطابق بند ۶-۴-۳-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، باربرف روی بام ها ، psراباید باتوجه به زاویه شیب بام،برای هر مترمربع تصویرافقی سطح آن از رابطه زیرتعیین نمود:

$$p_r = c_s \cdot p_s$$

بنابراین باربرف جهرم برابر است با :

$$c_s = 1 \quad \Rightarrow p_r = c_s \times p_s = 1 \times 100 = 100\, kg/m^2$$

همانطور که گفته شد، بارزنده بام برابر ۱۵۰ کیلوگرم برمترمربع وبار برف آن نیز۱۰۰ کیلوگرم برمترمربع می باشد.بنابراین بارزنده بام برابر ۲۵۰ کیلوگرم برمترمربع منظور خواهد شد.

خلاصه بارگذاری:

محل بار گذاری-نام بار	بارمرده(Kg/m2)	بارزنده(Kg/m2)
دیوار ۲۰سانتی نماشمالی	$272\ {}^{kg}/_{m^2}$	-
دیوار ۲۰سانتی نماجنوبی	$204\ {}^{kg}/_{m^2}$	-
دیوار۲۰سانتی نمای شرقی	$272\ {}^{kg}/_{m^2}$	-
دیوار۲۰سانتی نما غربی	$340\ {}^{kg}/_{m^2}$	-
کف طبقات+**سربارتیغه**	$645.83\ {}^{kg}/_{m^2}$	$200\ {}^{kg}/_{m^2}$
کف بام	$594\ {}^{kg}/_{m^2}$	$250\ {}^{kg}/_{m^2}$
پله	$525\ {}^{kg}/_{m^2}$	$350\ {}^{kg}/_{m^2}$
دیوار جانپناه	$256.4\ {}^{kg}/_{m^2}$	-
دیوار پله	$260\ {}^{kg}/_{m^2}$	-

توزیع خطی بارثقلی درطبقات وبام :

بارنصف دیواربالای کف ونصف دیوار زیر کف به عنوان بارانتقال یافته ازدیوار به کف محاسبه می شود. همچنین دربام بارنصف دیوار پایین بام با بار دیوار ۱ متری جان پناه جمع و برای تیرهای بام حساب می شوند .

بارهای سطحی راکه درمرحله قبل محاسبه نمودیم ، برای سطوح با سطح بارگیر نصف طول برای تیرهای دوسمت ، توزیع خطی به ازای یک متر ازتیر مینماییم.

بارهای دیوارراهم که به صورت سطحی محاسبه نمودیم باضرب درارتفاع بارگیر دیوار برای طبقه وبام مطابق انچه دربالا گفته شدآنرابه بار خطی برای یک مترطول دیوار تبدیل می کنیم.

وزن هرطبقه:

وزن واحد دیوارها در هرطبقه:

وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماشمالی	$w_1 = 272 \times 2.9 \times 10.6 = 8361.28kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماجنوبی	$w_2 = 204 \times 2.9 \times 10.6 = 6270.96\ kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماشرقی	$w_3 = 272 \times 2.9 \times 12.18 = 9607.584\ kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماغربی	$w_4 = 340 \times 2.9 \times 12.18 = 12009.48kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی پله	$w_3 = 260 \times 2.9 \times 7.78 = 5866.12\ kg$

وزن سقف:

کاهش بار زنده :

طبق بند ۳-۸-۱ آیین نامه مبحث ششم ، در کلیه کف ها (کف های مجاز) به جز کف هایی که استثنا هستند (کف های بحرانی) می توان بار زنده را مطابق ضوابط زیر کاهش داد. این کاهش سربار تنها در طراحی اعضاء ظاهر می شود و در تحلیل سازه دخالتی ندارد.

کف های بحرانی عبارتند : از بام ها ، کف انبارها ، کف کارخانه ها ، محل پارک خودرو ، محل های اجتماع و ازدحام .

وزن سقف $w_1 = 140 \times \left(645.83 + (0.2 \times 200)\right) = 96016.2\ kg$

وزن پله $w_2 = 12.48 \times (525 + (0.2 \times 350)) = 7427.92\ kg$

مجموع وزن هر طبقه $\boldsymbol{w = 145559.544kg}$

وزن بام ساختمان:

وزن سقف	$w_1 = 140 \times (594 + (0.2 \times 200)) = 88760\ kg$
وزن پله	$w_2 = 12.48 \times (525 + (0.2 \times 350)) = 7425.6\ kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماشمالی	$w_1 = 272 \times \frac{2.9}{2} \times 10.6 = 4180.64kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماجنوبی	$w_2 = 204 \times \frac{2.9}{2} \times 10.6 = 3135.48\ kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماشرقی	$w_3 = 272 \times \frac{2.9}{2} \times 12.18 = 4803.792\ kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی نماغربی	$w_4 = 340 \times \frac{2.9}{2} \times 12.18 = 6004.74kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی خرپشته	$w_3 = 260 \times \frac{2.9}{2} \times 7.78 = 2933.06\ kg$
وزن واحد سطح دیوار ۲۰سانتی جان پناه	$w_3 = 272 \times .8 \times 45.5 = 9900.8\ kg$

وزن کل بام $\boldsymbol{w_{total} = 127144.112\ kg}$

وزن خرپشته :

وزن سقف $w_1 = 12.48 \times \left(594 + (0.2 \times 200)\right) = 7912.32\ kg$

وزن دیوار جانپناه $w_2 = 320.5 \times 0.3 \times 14.4 = 1384.56kg$

مجموع وزن خرپشته $\boldsymbol{w = 9087.36\ kg}$

وزن کل ساختمان $\boldsymbol{w_{total} = 718649.168kg}$

بار مرده وارد بر تیرها:

TON/M	AB-1	BC-1	CD-1
طبقه اول	.788	2.0417	.788
طبقه دوم	.788	2.0417	.788
طبقه سوم	.788	2.0417	.788
طبقه چهارم	.788	2.0417	.788
بام	.651	1.803	.651

TON/M	AB-2	BC -2	CD-2
طبقه اول	1.560	1.253	1.560
طبقه دوم	1.560	1.253	1.560
طبقه سوم	1.560	1.253	1.560
طبقه چهارم	1.560	1.253	1.560
بام	1.435	1.152	1.435

TON/M	AB-3	BC-3	CD-3
طبقه اول	1.560	1.067	1.560
طبقه دوم	1.560	1.067	1.560
طبقه سوم	1.560	1.067	1.560
طبقه چهارم	1.560	1.067	1.560
بام	1.435	1.067	1.435

TON/M	AB-4	BC-4	CD-4
طبقه اول	.592	1658.681	.592
طبقه دوم	.592	1658.681	.592
طبقه سوم	.592	1658.681	.592
طبقه چهارم	.592	1658.681	.592
بام	.552	1658.681	.552

TON/M	1.2-A	2.3-A	3.4-A
طبقه اول	2.245	.986	2.245
طبقه دوم	2.245	.986	2.245
طبقه سوم	2.245	.986	2.245
طبقه چهارم	2.245	.986	2.245
بام	1.908	.749	1.908

TON/M	1.2-B	2.3-B	3.4-B
طبقه اول	1.259	.936	2.013
طبقه دوم	1.259	.936	2.013
طبقه سوم	1.259	.936	2.013
طبقه چهارم	1.259	.936	2.013
بام	1.158	.861	1.158

TON/M	1.2-C	2.3-C	3.4-C
طبقه اول	1.227	.936	1.981
طبقه دوم	1.227	.936	1.981
طبقه سوم	1.227	.936	1.981
طبقه چهارم	1.227	.936	1.981
بام	1.128	.861	1.129

TON/M	1.2-D	2.3-D	3.4-D
طبقه اول	2.016	.905	2.016
طبقه دوم	2.016	.905	2.016
طبقه سوم	2.016	.905	2.016
طبقه چهارم	2.016	.905	2.016
بام	1.779	.651	1.779

TON/M	AB-1	BC-1	CD-1
طبقه اول	-	.388	-
طبقه دوم	-	.388	-
طبقه سوم	-	.388	-
طبقه چهارم	-	.388	-
بام	-	.291	-

بار زنده وارد بر تیرها:

TON/M	AB-2	BC -2	CD-2
طبقه اول	.483	.388	..483
طبقه دوم	.483	.388	.483
طبقه سوم	.483	.388	.483
طبقه چهارم	.483	.388	.483
بام	.362	.291	.362

TON/M	AB-3	BC-3	CD-3
طبقه اول	.483	.721	.483
طبقه دوم	.483	.721	.483
طبقه سوم	.483	.721	.483
طبقه چهارم	.483	.721	.483
بام	.362	.721	.362

TON/M	1.2-A	2.3-A	3.4-A
طبقه اول	.390	-	.390
طبقه دوم	.390	-	.390
طبقه سوم	.390	-	.390
طبقه چهارم	.390	-	.390
بام	.292	-	.292

TON/M	1.2-B	2.3-B	3.4-B
طبقه اول	-	.290	.390
طبقه دوم	-	.290	. 390
طبقه سوم	-	.290	. 390
طبقه چهارم	-	.290	. 390
بام	-	.217	.292

TON/M	1.2-C	2.3-C	3.4-C
طبقه اول	.380	.290	.380
طبقه دوم	.380	.290	.380
طبقه سوم	.380	.290	.380
طبقه چهارم	.380	.290	.380
بام	.285	.217	.285

TON/M	1.2-D	2.3-D	3.4-D
طبقه اول	.380	-	.380
طبقه دوم	.380	-	.380
طبقه سوم	.380	-	.380
طبقه چهارم	.380	-	.380
بام	.285	-	.285

محاسبه ضریب زلزله در جهت Y

۰,۳	پهنه باخطر نسبی زیاد	شتاب مبنا
۱	ساختمان با اهمیت متوسط	ضریب اهمیت ساختمان

ضریب رفتار سازه		
R	سيستم مقاوم در برابر نيروهاي جانبي	سيستم سازه
۷	مهاربندي برون محور فولادي	قاب ساختماني ساده

ضریب بازتاب سازه			
ارتفاع ساختمان از تراز پایه	۱٦	نوع زمین	2
زمان تناوب اصلي نوسان (T)	نوع سيستم		سایر سیستم ها

۰,٤	T=
۰,۱	T0=
۰,۵	Ts=
۱,۵	S=

$B = 1 + S(\frac{T}{T_0})$ ← $0 \le T \le T0$ ☐

$B=S+1$ ← $T0 \le T \le Ts$ ☑ → B=۲,۵

$B = (S+1)(T_S / T)^{\frac{2}{3}}$ ← $T \ge Ts$ ☐

محاسبه ضریب زلزله در جهت Y

$$C = \frac{A \times B \times I}{R} \Rightarrow C = 0.1071$$

محاسبه نیروی برشی پایه v :

برش پایه از رابطه $v = c\,w$ بدست می آید.

$$\boldsymbol{v = cw} \Rightarrow v = 0.1071 \times 718.65 = \mathbf{76.97}\ \boldsymbol{ton}$$

کنترل مقدار حداقل :

$$\boldsymbol{v_{min} = 0.1AIW} \Rightarrow \boldsymbol{V_{min}} = 0.1 \times 0.3 \times 1 \times 718.65 = \mathbf{21.556}\ \boldsymbol{ton}$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان (۶ – ۷ – ۲ – ۵ – ۹) :

نیروی برش پایه محاسبه شده ، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

$$\boldsymbol{F_i = (v - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i}}$$

F_i نیروی جانبی در تراز طبقه

W_i وزن طبقه شامل سقف و بار زنده آن ، طبق 6 - 7 - 2 - 4 ونصف وزن دیوار ها ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار دارند

H_i ارتفاع تراز i از تراز پایه

n تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t نیروی شلاقی ==> از آنجایی که زمان تناوب کمتر از0.7 secمی باشد، در این پروژه $F_t = 0$ خواهد بود

$$\sum_{i=1}^{n} w_i h_i = (145.560 \times 3.2) + (145.560 \times 6.4) + (145.560 \times 9.6) + (145.560 \times 12.8) + (136.2313 \times 16) = 6837.328\ ton.m$$

$$\boldsymbol{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} = 6837.328 ton.m$$

$$\boldsymbol{F_{st\,1}} = 76.97 \times \frac{145.560 \times 3.2}{6837.328} = \mathbf{5.243}\ \boldsymbol{ton}$$

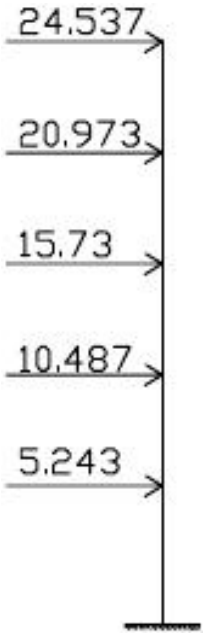
$$\boldsymbol{F_{st\,2}} = 76.97 \times \frac{145.560 \times 6.4}{6837.328} = \mathbf{10.487}\ \boldsymbol{ton}$$

$$\boldsymbol{F_{st\,3}} = 76.97 \times \frac{145.560 \times 9.6}{6837.328} = \mathbf{15.73}\ \boldsymbol{ton}$$

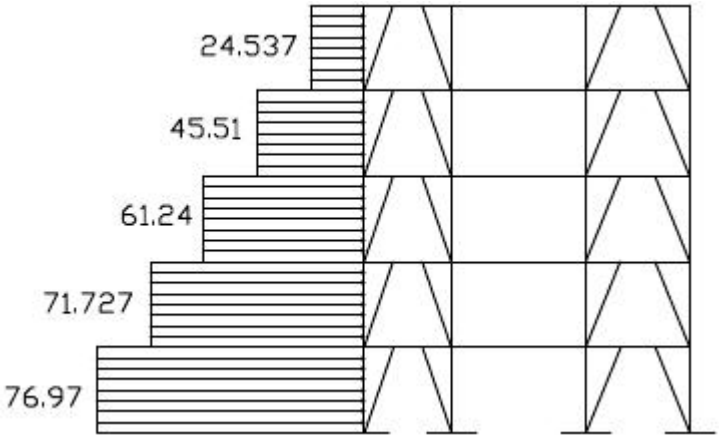
$$\boldsymbol{F_{st\,4}} = 76.97 \times \frac{145.560 \times 12.8}{6837.328} = \mathbf{20.973}\ \boldsymbol{ton}$$

$$\boldsymbol{F_{roof}} = 76.97 \times \frac{136.2313 \times 16}{6837.328} = \mathbf{24.537}\ \boldsymbol{ton}$$

story	$F_i \quad ton$
V	76.97
Roof	24.537
St4	20.973
St3	15.73
St2	10.487
St1	5.243



توزیع نیروی برش در ارتفاع سازه



برش طبقه(VY)

محاسبه ضریب زلزله در جهت X

۰,۳	پهنه باخطر نسبی زیاد	شتاب مبنا
۱	ساختمان با اهمیت متوسط	ضریب اهمیت ساختمان

ضریب رفتار سازه		
R	سيستم مقاوم در برابر نيروهاي جانبي	سیستم سازه
۷	قاب خمشی فولادی متوسط	قاب خمشی

ضریب بازتاب سازه			
ارتفاع ساختمان از تراز پایه	۱۶	نوع زمین	2
زمان تناوب اصلي نوسان (T)	نوع سیستم	سایر سیستم ها	

T=	.64
T0=	.1
Ts=	.5
S=	1.5

$B = 1 + S(\frac{T}{T_0})$ ← $0 \le T \le T0$ ☐

$B=S+1$ ← $T0 \le T \le Ts$ ☐

$B = (S+1)(T_S / T)^{\frac{2}{3}}$ ← $T \ge Ts$ ☑ ⇒ B=2.12

محاسبه ضریب زلزله در جهت X

$$C = \frac{A \times B \times I}{R} \Rightarrow C = .0908$$

محاسبه نیروی برشی پایه v :

برش پایه از رابطه $v = c\,w$ بدست می آید.

$$\boldsymbol{v = cw} \Rightarrow v = 0..0908 \times 718.65 = \mathbf{65.253}$$

کنترل مقدار حداقل :

$$\boldsymbol{v_{min} = 0.1AIW} \Rightarrow \boldsymbol{V_{min}} = 0.1 \times 0.3 \times 1 \times 718.65 = \mathbf{21.556}\ \boldsymbol{ton}$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان (۶ – ۷ – ۲ – ۵ – ۹) :

نیروی برش پایه محاسبه شده ، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

$$F_i = (v - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i}$$

F_i نیروی جانبی در تراز طبقه

W_i وزن طبقه شامل سقف و بار زنده آن ، طبق 6 - 7 - 2 - 4 ونصف وزن دیوار ها ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار دارند

H_i ارتفاع تراز i از تراز پایه

n تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t نیروی شلاقی ==> از آنجایی که زمان تناوب کمتر از0.7 secمی باشد، در این پروژه $F_t = 0$ خواهد بود

$$\sum_{i=1}^{n} w_i h_i = (145.560 \times 3.2) + (145.560 \times 6.4) + (145.560 \times 9.6) + (145.560 \times 12.8) + (136.2313 \times 16) = 6837.328\ ton.m$$

$$\boldsymbol{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} = 6837.328 ton.m$$

$$\boldsymbol{F_{st\,1}} = 65.253 \times \frac{145.560 \times 3.2}{6837.328} = \mathbf{4.445}\ \boldsymbol{ton}$$

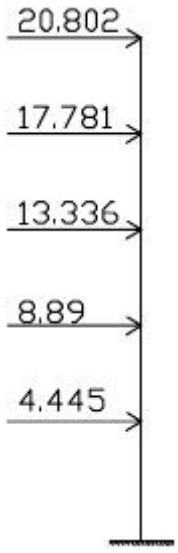
$$\boldsymbol{F_{st\,2}} = 65.253 \times \frac{145.560 \times 6.4}{6837.328} = \mathbf{8.89}\ \boldsymbol{ton}$$

$$\boldsymbol{F_{st\,3}} = 65.253 \times \frac{145.560 \times 9.6}{6837.328} = \mathbf{13.336}\ \boldsymbol{ton}$$

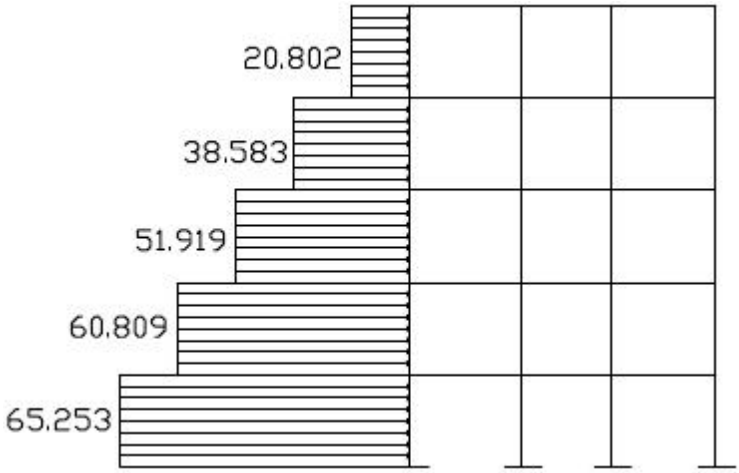
$$\boldsymbol{F_{st\,4}} = 65.253 \times \frac{145.560 \times 12.8}{6837.328} = \mathbf{17.781}\ \boldsymbol{ton}$$

$$\boldsymbol{F_{roof}} = 65.253 \times \frac{136.2313 \times 16}{6837.328} = \mathbf{20.802}\ \boldsymbol{ton}$$

story	F_i ton
V	65.253
Roof	20.802
St4	17.781
St3	13.336
St2	8.89
St1	4.445



توزیع نیروی برش در ارتفاع سازه



برش طبقه(VX)

محاسبه مرکز جرم طبقات:

مرکز جرم (ثقل) طبقه :

مرکز جرم هرطبقه برابر مرکز ثقل جرم های آن طبقه است. اگر ساختمان ازنظر پخش بار قائم وقرارگیری دیوارها یکنواخت و متقارن باشد،مرکز جرم برمرکز هندسی منطبق است.در غیراین صورت برای محاسبه مرکزجرم ،سطح به سطوح جزئی تقسیم شده و با لنگرگیری حول محور x و y (با درنظر داشتن وزن دیوارها وستون ها) ، محل برآیند نیروها که همان مرکزجرم است .مطابق رابطه های زیر بدست می آید :

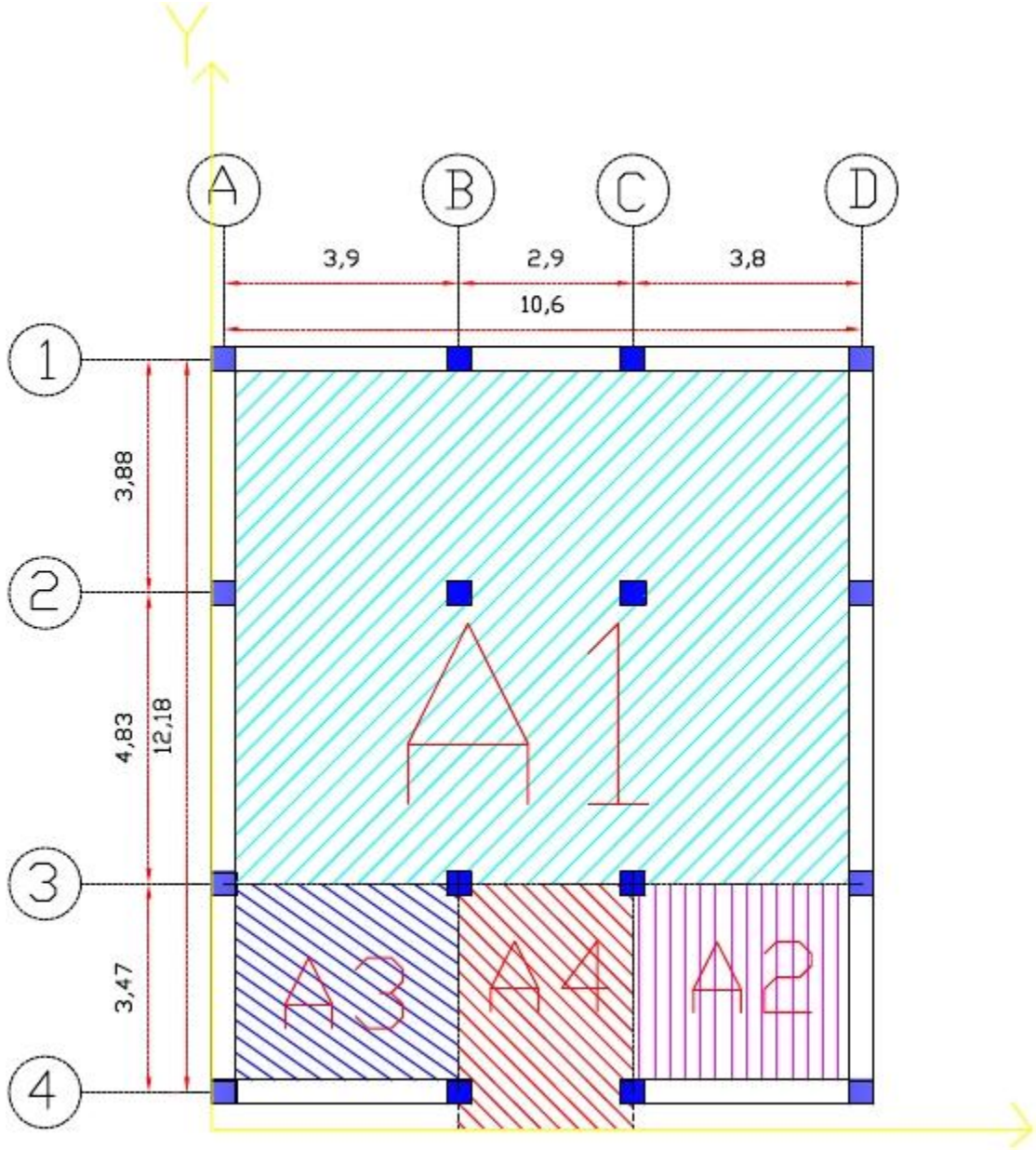
$$\boldsymbol{Y_{cm}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{W_i Y_{cm\,i}}}{\sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{W_i}} \qquad \boldsymbol{X_{cm}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{W_i X_{cm\,i}}}{\sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{W_i}}$$

W_i : وزن قست مورد نظر

$X_{cm\,i}$: فاصله مرکز جرم قسمت مورد نظر از محور x ها

$Y_{cm\,i}$: فاصله مرکز جرم قسمت مورد نظر از محور y ها

$$\boldsymbol{W_i = D.L + 20\,\%\,L.L}$$



$x_1 = 5.3\ m$ $x_2 = 8.7\ m$ $x_3 = 1.95\ m$ $x_4 = 5.35m$

$y_1 = 8.475\ m$ $y_2 = 2.385\ m$ $y_3 = 2.385\ m$ $y_4 = 2.06\ m$

مرکز جرم سقف اول تا چهارم :

$A_1 = 100.4698m^2$

وزن سقف $w_1 = 100.4698 \times \left(645.83 + (0.2 \times 200)\right) = 68905.203\ k$

وزن دیوار بدون نما $w_2 = 340 \times 2.9 \times 8.71 = 8588.06\ kg$

وزن دیوار نماشمالی $w_3 = 272 \times 2.9 \times 10.6 = 8361.28\ kg$

وزن دیوار نمای شرقی $w_3 = 272 \times 2.9 \times 8.71 = 6870.448kg$

مجموع وزن $\mathbf{w = 92724.99kg}$

$A_2 = 3.47 \times 3.8 = 13.186\ m^2$

وزن سقف $w_1 = 13.186\left(645.83\ + (0.2 \times 200)\right) = 9043.354\ k$

وزن دیوار نماشرقی $w_2 = 272 \times 2.9 \times 3.47 = 2737.136\ kg$

وزن دیوار نماجنوبی $w_2 = 204 \times 2.9 \times 3.8 = 2248.08\ kg$

مجموع وزن $\mathbf{w = 14028.57\ kg}$

$A_3 = 3.47 \times 3.9 = 13.533\ m^2$

وزن سقف $w_1 = 13.533\left(645.83 + (0.2 \times 200)\right) = 9281.337k$

وزن دیوار بدون نما $w_2 = 340 \times 2.9 \times 3.47 = 3421.42\ kg$

وزن دیوار نماجنوبی $w_3 = 204 \times 2.9 \times 3.9 = 2307.24\ kg$

مجموع وزن $\mathbf{w = 15009.99\ kg}$

$A_4 = 12.48\, m^2$

$w_1 = 12.48 \times \big(525 + (0.2 \times 350)\big) = 7425.6\, kg$ وزن پله

$w_2 = 204 \times 2.9 \times 2.9 = 1715.64\, kg$ وزن دیوار نما جنوبی

$w_2 = 2 \times 260 \times 2.9 \times 4.12 = 6212.96\, kg$ وزن دیوار شرقی وغربی

$\mathbf{w = 15354.2\ \ kg}$ مجموع وزن

$$\sum_{i=1}^{n} W_i X_{cm\,i} = \big((92724.99 \times 5.3 + 14028.57 \times 8.7 + 15009.99 \times 1.95 + 15354.2 \times 5.35)\big)$$

$$\sum_{i=1}^{n} W_i X_{cm\,i} = 724905.457\ \ kg.m \qquad \sum_{i=1}^{n} W_i = 137117.75\, kg$$

$$\boldsymbol{X_{cm\,1}} = \frac{724905.457}{137117.75} = \mathbf{5.3\ m}$$

$$\sum_{i=1}^{n} W_i Y_{cm\,i} = (92724.99 \times 8.475 + 14028.57 \times 2.385 + 15009.99 \times 2.385 + 15354.2 \times 2.06)$$

$$\sum_{i=1}^{n} W_i Y_{cm\,i} = 855101.25\ \ kg.m \qquad \sum_{i=1}^{n} W_i = 137117.75\, kg$$

$$\boldsymbol{Y_{cm\,1}} = \frac{855101.25}{137117.75} = \mathbf{6.24\ m}$$

مرکز جرم سقف پنجم (بام) :

$A_1 = 100.4698m^2$

وزن سقف $w_1 = 100.4698 \times \left(594 + (0.2 \times 150)\right) = 63697.8532\ kg$

وزن دیوار بدون نما $w_2 = 340 \times \frac{2.9}{2} \times 8.71 = 4294.03\ kg$

وزن دیوار نماشمالی $w_3 = 272 \times \frac{2.9}{2} \times 10.6 = 4180.64\ kg$

وزن دیوار نمای شرقی $w_4 = 272 \times \frac{2.9}{2} \times 8.71 = 3435.224kg$

مجموع وزن $\mathbf{w = 75607.7432\ kg}$

$A_2 = 3.47 \times 3.8 = 13.186\ m^2$

وزن سقف $w_1 = 13.186\left(594 + (0.2 \times 150)\right) = 8359.924\ k$

وزن دیوار نماشرقی $w_2 = 272 \times \frac{2.9}{2} \times 3.47 = 1368.568\ kg$

وزن دیوار نماجنوبی $w_3 = 204 \times \frac{2.9}{2} \times 3.8 = 1124.04\ kg$

مجموع وزن $\mathbf{w = 10852.532\ kg}$

$A_3 = 3.47 \times 3.9 = 13.533\ m^2$

وزن سقف $w_1 = 13.533\left(594 + (0.2 \times 200)\right) = 8579.922k$

وزن دیوار بدون نما $w_2 = 340 \times \frac{2.9}{2} \times 3.47 = 1710.71\ kg$

وزن دیوار نماجنوبی $w_3 = 204 \times \frac{2.9}{2} \times 3.9 = 1153.62\ kg$

مجموع وزن $\mathbf{w = 11444.252\ kg}$

$A_4 = 12.48\, m^2$

$$w_1 = 12.48 \times \big(525 + (0.2 \times 350)\big) = 7425.6\, kg$$ وزن پله

$$w_2 = 204 \times \frac{2.9}{2} \times 2.9 = 857.82\, kg$$ وزن دیوار نما جنوبی

$$w_3 = 2 \times 260 \times 2.9 \times 4.12 = 6212.96\, kg$$ وزن دیوار شرقی وغربی

$$\mathbf{w = 14496.38kg}$$ مجموع وزن

$$\sum_{i=1}^{n} W_i X_{cm\,i} = \big((75607.7432 \times 5.3 + 10852.532 \times 8.7 + 11444.252 \times 1.95 + 14496.38 \times 5.35)\big)$$

$$\sum_{i=1}^{n} W_i X_{cm\,i} = 595009.99\ kg.m \qquad \sum_{i=1}^{n} W_i = 112400.9072\, kg$$

$$\boldsymbol{X_{cm\,1}} = \frac{595009.99}{112400.9072} = \mathbf{5.3\ m}$$

$$\sum_{i=1}^{n} W_i Y_{cm\,i} = (75607.7432 \times 8.475 + 10852.532 \times 2.385 + 11444.252 \times 2.385 + 14496.38 \times 2.06)$$

$$\sum_{i=1}^{n} W_i Y_{cm\,i} = 722455.0569\ kg.m \qquad \sum_{i=1}^{n} W_i = 112400.9072\, kg$$

$$\boldsymbol{Y_{cm\,1}} = \frac{722455.0569}{112400.9072} = \mathbf{6.43\ m}$$

مرکز جرم دستی :

story	$\sum W_i$	$\sum W_i X_i$	$\sum W_i Y_i$	$X_{cm\ i}$	$Y_{cm\ i}$
roof	112400.9072	595009.99	722455.0569	**5.3**	**6.43**
St4	137117.75	724905.457	855101.25	**5.3**	**6.24**
St3	137117.75	724905.457	855101.25	**5.3**	**6.24**
St2	137117.75	724905.457	855101.25	**5.3**	**6.24**
St1	137117.75	724905.457	855101.25	**5.3**	**6.24**

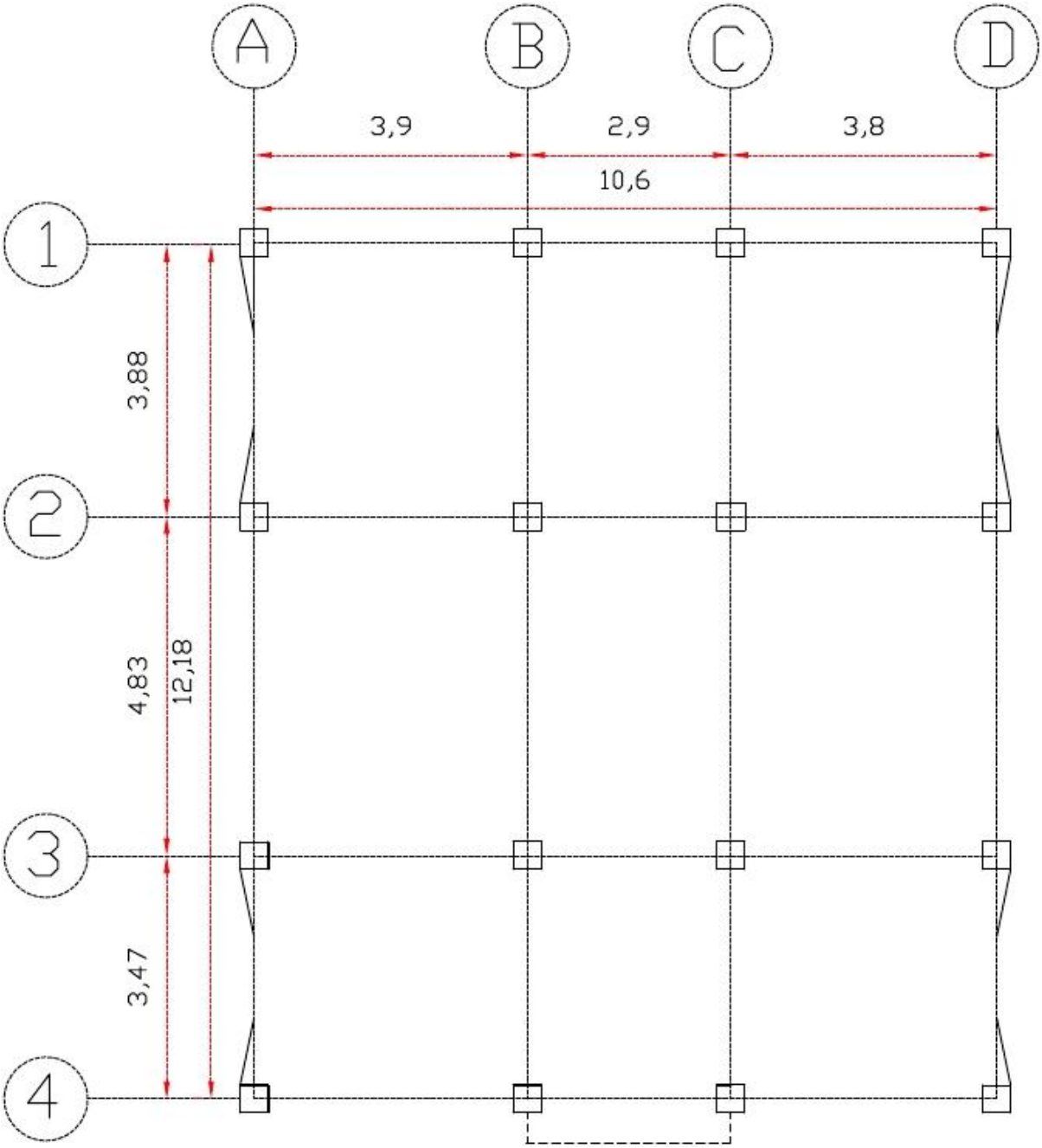
تعیین مرکز سختی :

مرکز سختی ، محل تجمع نیروهای سیستم های مقاوم سازه است وارتباطی به زلزله یا باد ندارد. در حقیقت مرکز سختی درهر طبقه ، مرکز مقاومت آن طبقه است. بنابه تعریف مرکز سختی دریک طبقه ، نقطه ای است که چنانچه نیروی جانبی بر آن نقطه وارد شود ، طبقه مذکور فقط حرکت انتقالی دارد . رابطه های محاسبه مختصات مرکز سختی در هر امتداد محور های x و y عبارتست از :

$$x_{ck} = \frac{\sum(K_{yi}x)}{\sum K_{yi}} \qquad y_{ck} = \frac{\sum(K_{xi}y)}{\sum K_{xi}}$$

x و y : فاصله عضوهای مقاوم از محورهای x و y

K_{xi} و K_{yi} : سختی عضوهای مقاوم



$$x_{ck} = \frac{(1 \times 10.6) \times 2}{4 \times 1} = 5.3\ m$$

$$y_{ck} = \frac{4 \times 1 \times (12.18 + .65) + 4 \times 1 \times (4.83 + 3.47 + .65) + 4 \times 1 \times (3.47 + .65)}{16 \times 1}$$
$$= 6.48\ m$$

بر اساس محاسبات انجام شده مرکز جرم طبقات به صورت زیر بدست آمده است:

X_{cm}	5.3
Y_{cm}	6.24

بر اساس محاسبات انجام شده مرکز جرم بام به صورت زیر بدست آمده است:

X_{cm}	5.3
Y_{cm}	6.43

بر اساس محاسبات انجام شده مرکز سختی به صورت زیر بدست آمده است:

X_{cm}	5.3
Y_{cm}	6.48

و چون ساختمان منظم است بنابراین مرکز برش و مرکز جرم بر هم منطبق می شوند.

محاسبه e_{ij}:طبقات

e_{ij} Y(m)	$Y_{cm}-Y_{ck}$	.24
e_{ij} X(m)	$X_{cm}-X_{ck}$	0

محاسبه e_{ij}:بام

e_{ij} Y(m)	$Y_{cm}-Y_{ck}$	.05
e_{ij} X(m)	$X_{cm}-X_{ck}$	0

محاسبه e_{α}:(برون مرکزی اتفاقی که برابر است با ۰,۰۵ بعد ساختمان در هر جهت)

$e_{\alpha}Y$	.53
$e_{\alpha}X$	.609

چون مقدار خروج از مرکزیت کمتر از ۰,۰۵ بعد ساختمان در جهت مورد نظر می باشد بنابراین پیچش در نظر گرفته نمی شود.

درآئین نامه ۲۸۰۰ آمده است که در ساختمانهای تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هجده متر ، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد ، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی لازم نیست.

لازم به ذکر است به دلیل این که این پروژه صرفا برای یادگیری میبا شد اثر پیچش را در یک جهت ساختمان (Y) لحاظ میکنیم.

e_{ally} = 0.05*10=.5

V1y=24.537 T1y=24.537×.5=12.27

V2y=45.51 T2y =45.51 × .5=22.76

V3y=61.24 T3y =61.24 × .5=30.62

V4y=71.727 T4y =71.727 × .5=35.86

V5y=76.97 T5y =76.97 × .5=38.49

سهم برش عناصر مقاوم جانبی طبقات(قابها) :

محاسبات $\sum Kd^2$:

در جهت Y:

$$\sum Kd^2 = 4kc \times 2 \times (\mathbf{5.3^2} + \mathbf{5.3^2}) = 449.44\ Kc$$

قاب 1,4 :(**در جهت** y **مهاربندی شده**)

$$V = \left(\frac{Vj}{\sum k} + \frac{Tj*d}{\sum Kd^2}\right)*K$$

$$V_{1-1} = \left(\frac{24.537}{4Kb} + \frac{12.27\times5.3}{449.44Kb}\right) \times 2\ Kb = 12.55ton$$

$$V_{1-2} = \left(\frac{45.51}{4Kb} + \frac{22.76\times5.3}{449.44Kb}\right) \times 2\ Kb = 23.29ton$$

$$V_{1-3} = \left(\frac{61.24}{4Kb} + \frac{30.62\times5.3}{449.44Kb}\right) \times 2\ Kb = 31.34ton$$

V_{1-4}= $(\frac{71.727}{4Kb} + \frac{35.86\times5.3}{449.44Kb})\times 2\,Kb$ = 36.59 ton

V_{1-5} = $(\frac{76.97}{4Kb} + \frac{38.49\times5.3}{449.44Kb})\times 2\,Kb$ = 39.4 ton

قاب A,B,C,D :(**در جهت** x **قاب خمشی**)

$V = (\frac{Vj}{\sum k} + \frac{Tj*d}{\sum Kd^2})$*K

V_{A-1} = $(\frac{20.802}{16Kc}$ +0)*4 Kc = 5.20 ton

V_{A-2} = $(\frac{38.583}{16Kc}$ +0)*4 Kc = 9.645 ton

V_{A-3} = $(\frac{51.919}{16Kc}$ +0)*4 Kc = 12.98 ton

V_{A-4}= $(\frac{60.809}{16Kc}$ +0)*4 Kc = 15.202 ton

V_{A-5} = $(\frac{65.254}{16Kc}$ +0)*4 Kc = 16.313 ton

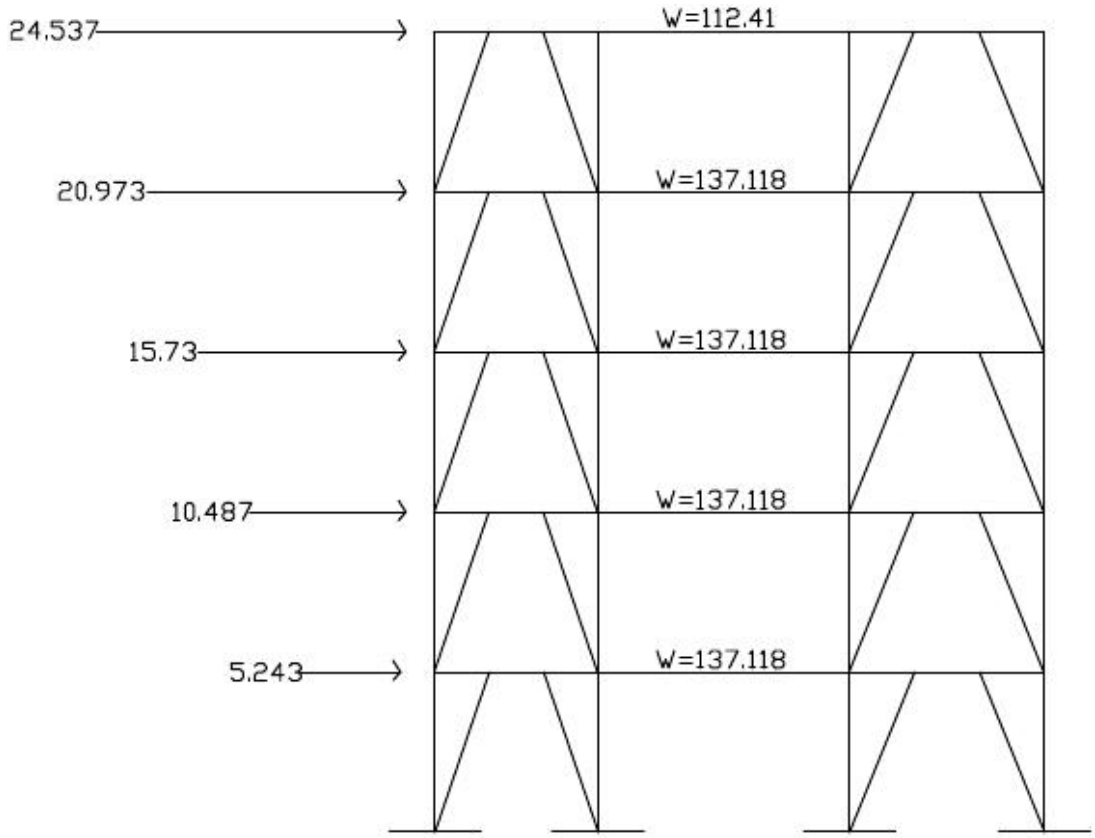
کنترل سازه در برابر لنگر واژگونی :

ساختمان ها و سازه های غیرساختمانی باید در کل ،ازنظر واژگونی پایدارباشد، مطابق بند -۷-۳-۵ مبحث شش مقررات ملی ساختمان ،لنگرواژگونی در تراز شالوده،ناشی از نیرو های جانبی زلزله برابر با مجموع حاصلضرب نیروهای جانبی هر تراز در ارتفاع آن تراز نسبت به زیر شالوده ساختمان یا سازه است.

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی (نسبت لنگرمقاوم به لنگرواژگونی) بایدحداقل برابر با ۱,۷۵ اختیار شود.در محاسبه لنگرمقاوم ،بار تعادل ،بارقائمی است که برای تعیین نیروهای جانبی به کار رفته است.براین بارها باید وزن شالوده و خاک روی آن افزوده گردد.

لنگرواژگونی $\Rightarrow M_O = \sum_{i=1}^{n} F_i H_i$ مقاوم لنگر $\Rightarrow M_R = \sum_{i=1}^{n} W_i X_i$

در جهت y :



$$M_R = (112400.9072 \times 6.43 + (137117.75 \times 6.24) \times 4$$
$$M_R = 4145.197\ ton.m$$

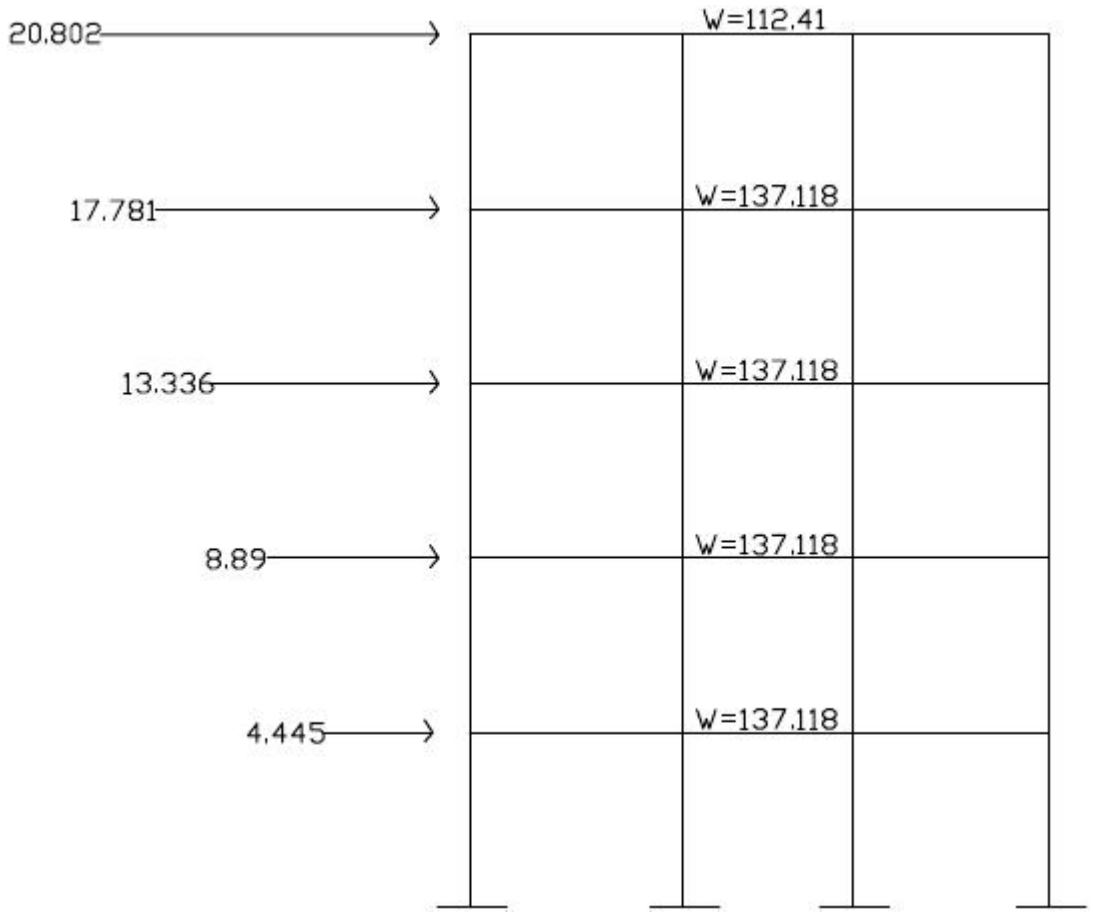
$$M_O = (5.243 \times 3.2 + 10.487 \times 6.4 + 15.73 \times 9.6 + 20.973 \times 12.8 +$$

$$24.537 \times 16) =>$$

$$M_O = 895.95\ ton.m$$

$$F.S = \frac{M_R}{M_O} = \frac{4145.197}{895.95} = 4.62\ > 1.75 \qquad O.K$$

درجهت x :



$$M_R = (112400.9072 \times 5.3 + (137117.75 \times 5.3) \times 4$$
$$\Rightarrow\ M_R = 3502.621\ ton.m$$

$$M_O = (4.445 \times 3.2 + 8.89 \times 6.4 + 13.336 \times 9.6 + 17.781 \times 12.8 +$$

$$20.802 \times 16) =>$$

$$M_O = 759.58 ton.m$$

$$F.S = \frac{M_R}{M_O} = \frac{3502.621}{759.58} = 4.61 > 1.75 \qquad O.K$$

لازم به ذکر است که از وزن فونداسیون در جهت اطمینان صرف نظر شده است.

فصل سوم

تحلیل سازه

تحلیل قاب ها :

۶-۷-۱-۹-۲ سیستم قاب ساختمانی ساده

نوعی سیستم سازهی است که در آن بارهای قائم عمدتا" توسط قابهای ساختمانی با اتصالات ساده تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده تامین می شود.

تحلیل دستی بادبند محور Y :

نیروهای پرتال وارد بر قاب درجهت Y :

$V_{1-1} = 12.55$

$V_{1-2} = 11.02$

$V_{1-3} = 8.59$

$V_{1-4} = 6.09$

$V_{1-5} = 3.53$

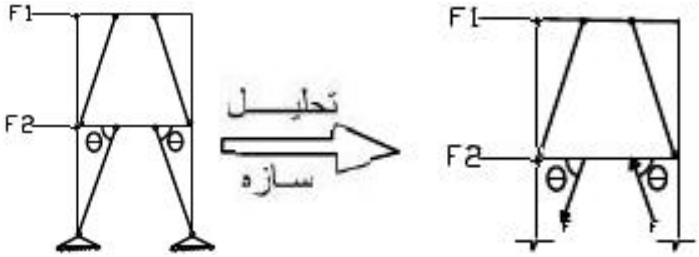
۱۰-۳-۱۰-۳مهاربند واگرای معمولی در داخل قاب ساده:

در این مهاربند ها تحلیل وطراحی عضو مهاربند، اتصالات مربوطه، تیر پیوند، تیر خارج از ناحیه پیوند وستون ها باید مطابق ضوابط ارایه شده برای قاب های مهاربندی شده ی همگرای معمولی در بند۱۰-۳-۹-۳-مهاربندی های همگرای معمولی، وبا منظور کردن ضوابط وملاحظات زیر انجام می شود.

۱-برون محوری eباید کوچکتراز$\frac{1}{5}$ طول دهانه مهاربند باشد.

بادبند های شورن واگرا:

این نوع ازبادبند ها از بادبند های دارای خروج از مرکزیت محسوب می شوند وبه عبارتی دوانتهای بادبند دریک نقطه به هم نمی رسند.این بادبندها سختی کمی داشته وبرای سازه شکل پذیری مناسبی ایجاد میکنند.در این نوع ازبادبندنیز برای طراحی اولیه معمولا فرض میشود که نیروی انها بایکدیگر برابر است:



$$\sum fx = 0$$

F1+F2=2Fcosθ

$$F=\frac{F1+F2}{2\cos\theta}$$

$$F_1 = 12.55$$

$$F_2 = 11.02$$

$$F_3 = 8.59$$

$$F_4 = 6.09$$

$$F_5 = 3.53$$

1
2
3
4
A
P=.85ton
F=+6.28ton
F=-6.28ton
P=-.85ton
P=+1.16ton
F=+7.43ton
F=-7.43ton
P=-1.16ton
P=2.43ton
F=+11.79ton
F=-11.79ton
P=-2.43ton
P=+3.34ton
F=+13.94ton
F=-13.94ton
P=-3.34ton
P=4.58ton
F=+16.085ton
F=-19.15ton
P=-4.58ton
P=+6.31ton
F=+19.02ton
F=-19.02ton
P=-6.31ton
P=7.14ton
F=+19.15ton
F=-19.15ton
P=-7.14ton
P=+9.85ton
F=+22.66ton
F=-22.66ton
P=-9.85ton
P=9.94ton
F=+20.9ton
F=-20.9ton
P=-9.94ton
P=+13.72ton
F=+24.72ton
F=-24.72ton
P=-13.72ton
60
65

تحلیل قاب درجهتX:

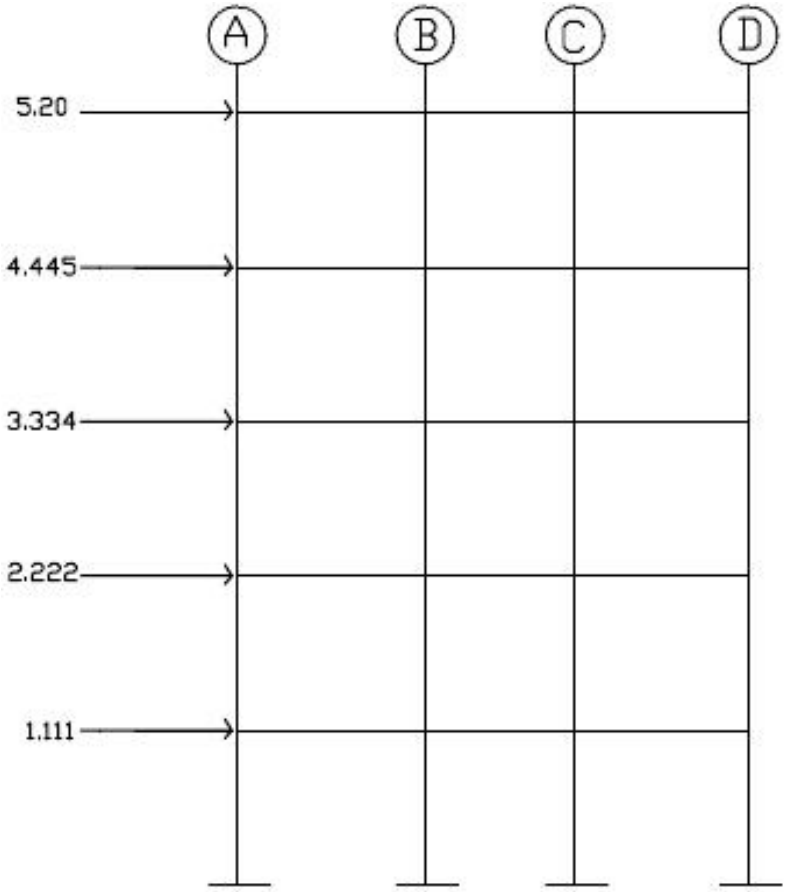
$V_{A-1} = 5.2$

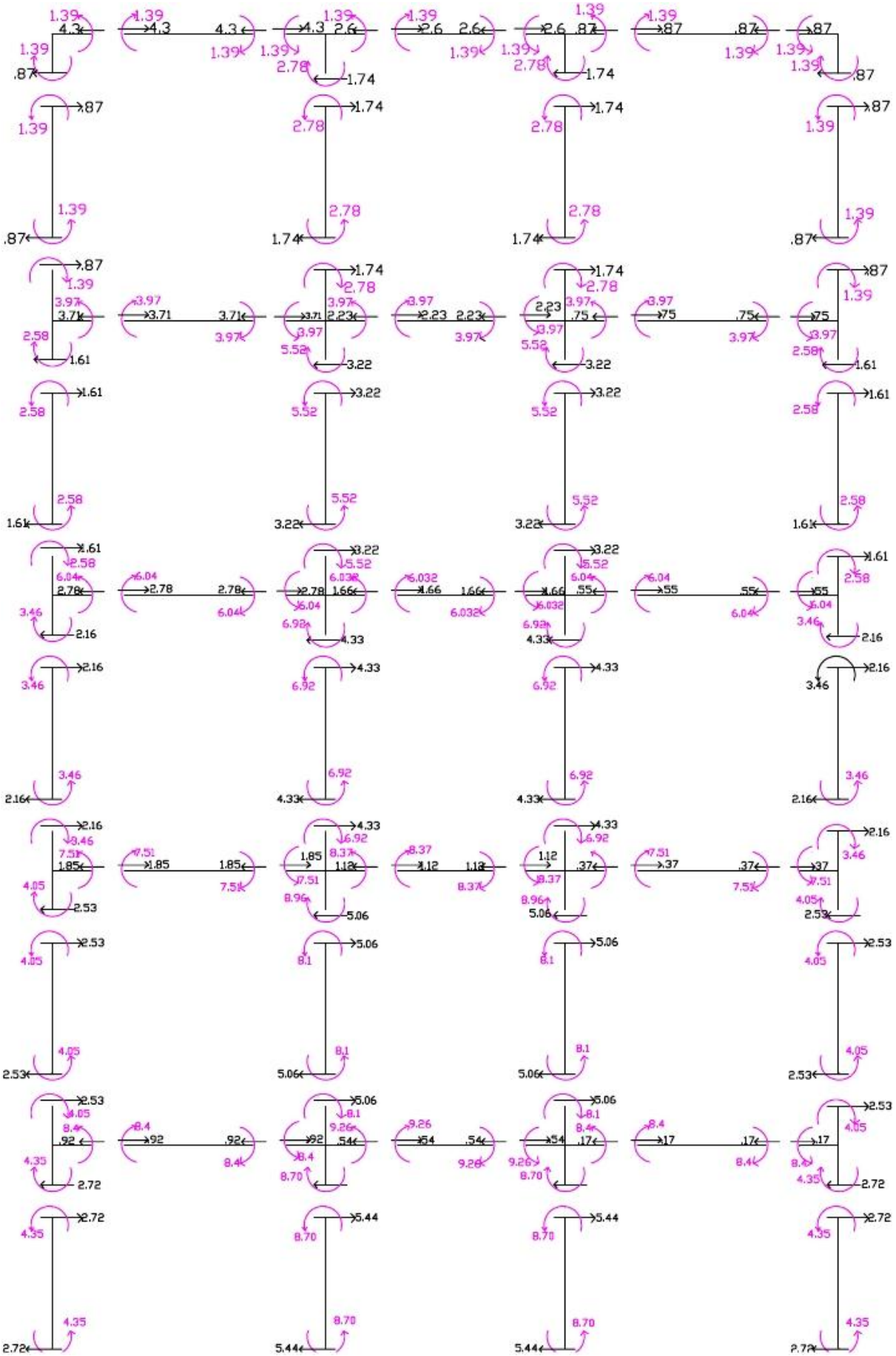
$V_{A-2} = 4.445$

$V_{A-3} = 3.334$

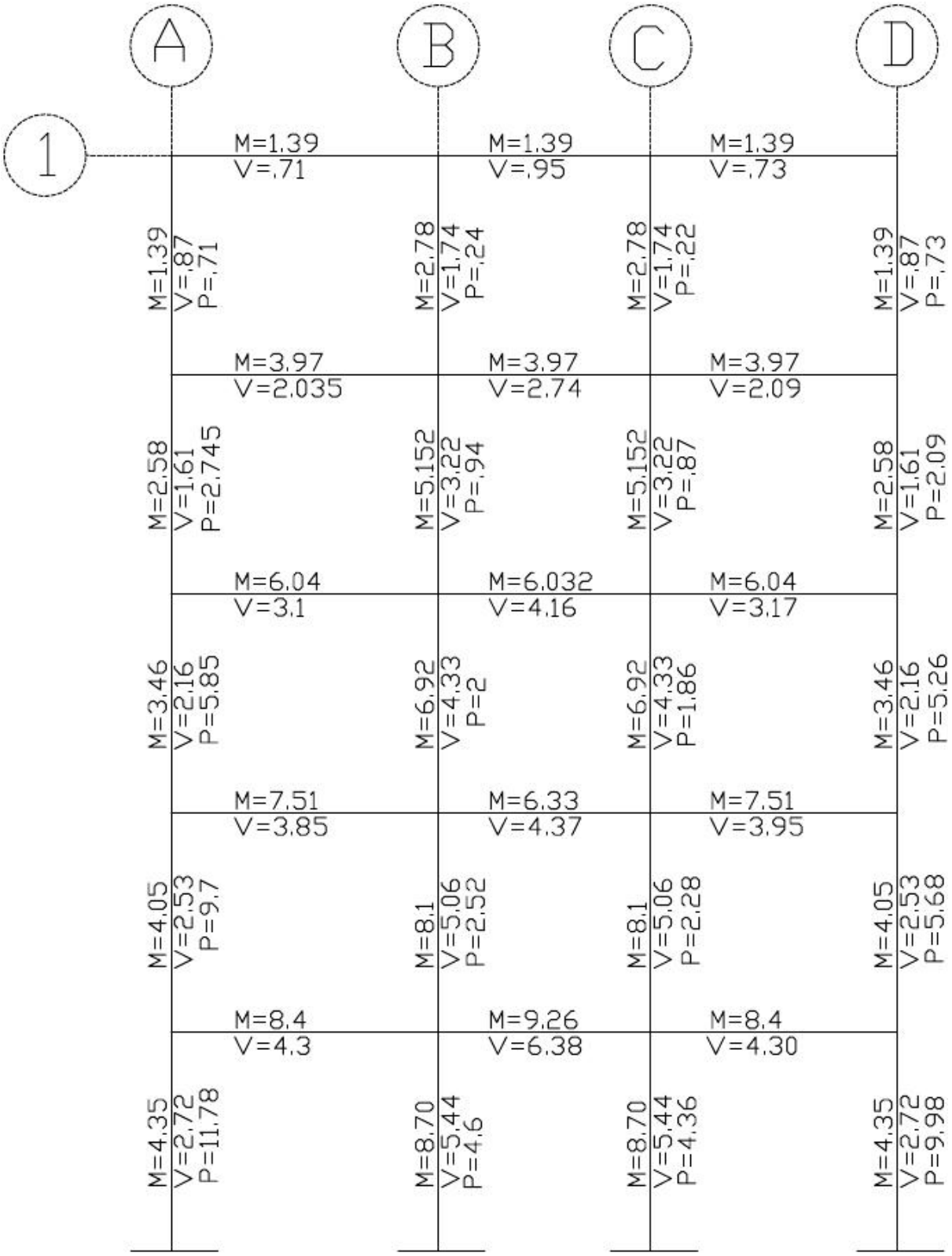
$V_{A-4} = 2.222$

$V_{A-5} = 1.111$





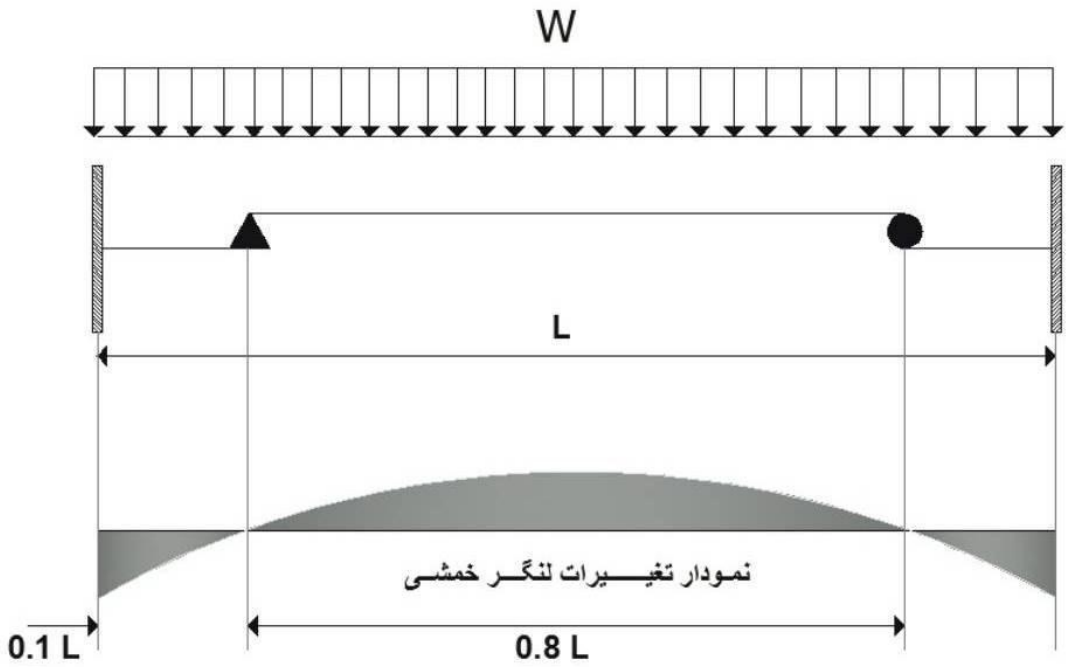
۱-به دلیل این که نیروی افقی در طراحی تاثیری ندارد در اینجا از آن صرف نظر شده است.
۲-نیروی Vدرتیرها از ضرب لنگر در نصف دهانه به دست می اید که آن را در زیر لحاظ کرده ایم.



تحلیل قاب ها به روش یک دهم دهانه:

بادر دست داشتن بارهای مرده وزنده یک نواخت دهانه ها درقاب ها میتوان لنگر وبرش وارد شده بر تیروستون ها را به روش یک دهم دهانه به دست آورد.

لازم به ذکر است که این روش یک بار برای بارمرده ویک بار برای بارزنده به دست می اوریم.



برای تحلیل تقریبی قاب های خمشی ، معمولاً فرض می شود که تحت بارهای قائم یکنواخت در تمام دهانه ، نقاط عطف (مفصل ها) در فاصله های 0.1 طول دهانه از دو سر تیر ایجاد شوند ; هم چنین فرض می شود که نیروی محوری تیرها بسیار ناچیز می باشند.[5]

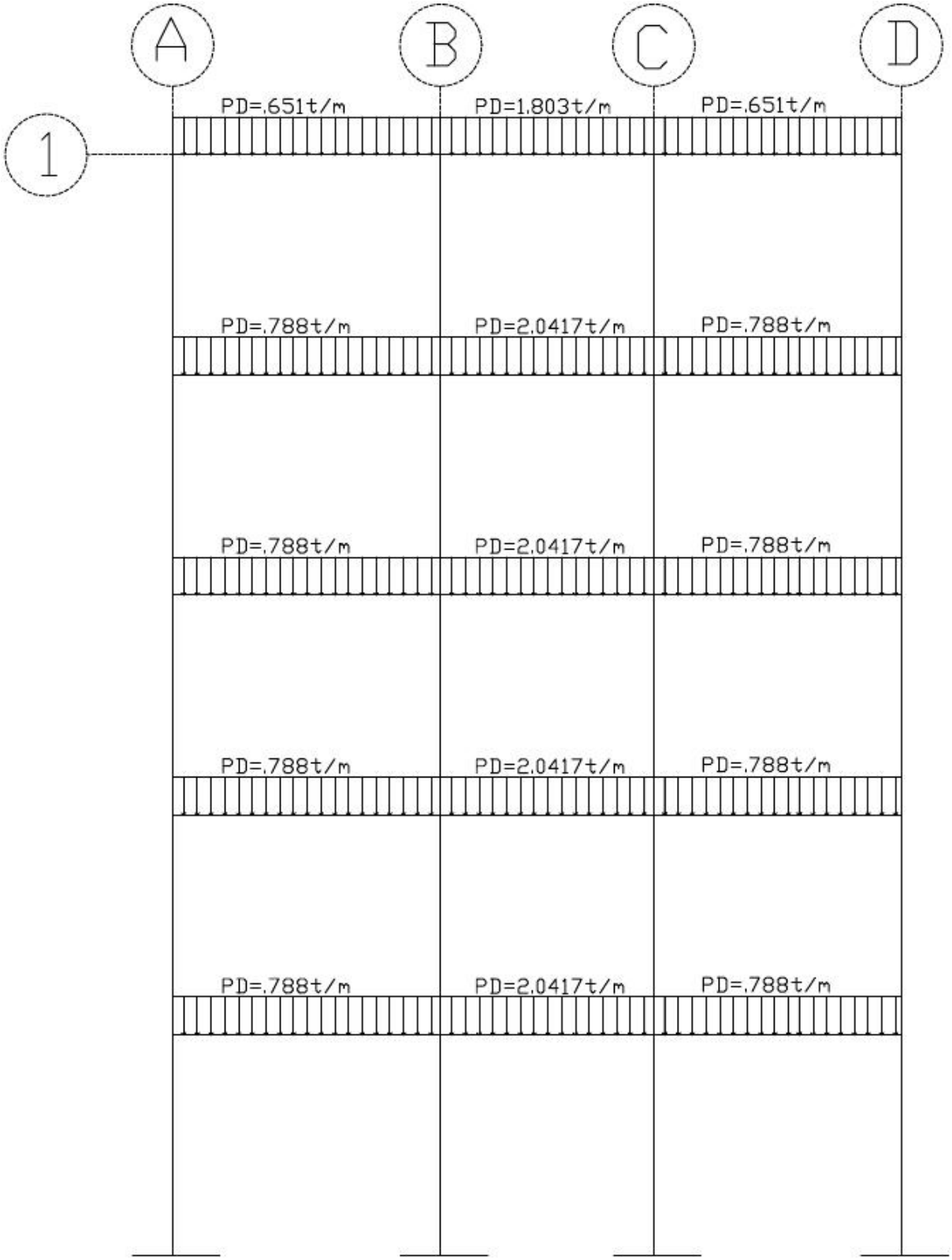
حداکثر لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه $M_m = [(0.8\,l)^2/8] \times w = 0.08wl^2$

واکنش تکیه گاهی تیر $R = \frac{0.8l \times w}{2} = 0.4\,wl$

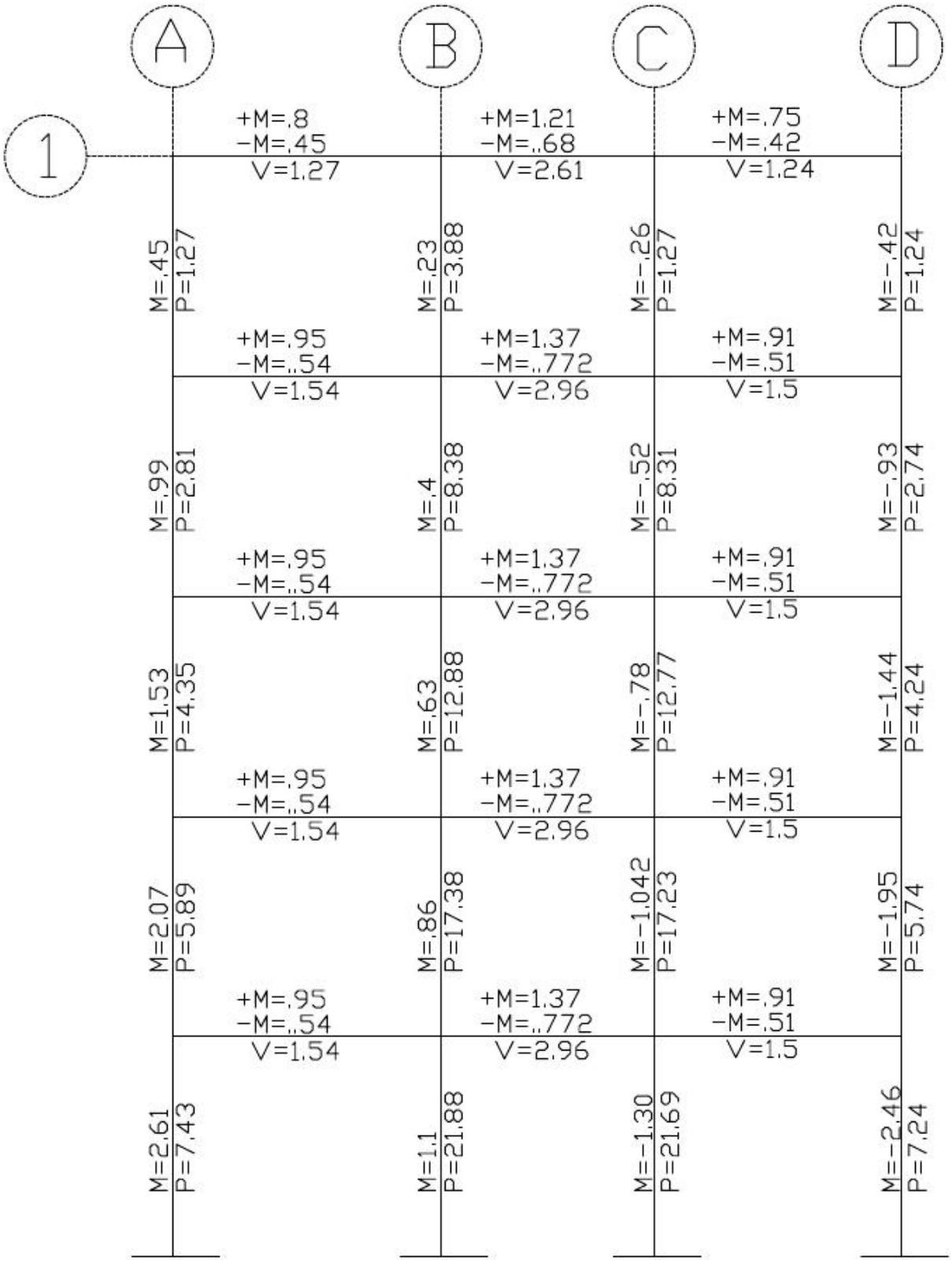
لنگر خمشی منفی در محل اتصال تیر به ستون $M_s = -0.045\,wl^2$

[5] - Loading of structures by Davood Mostofinejad, Ph.D. section 4-13

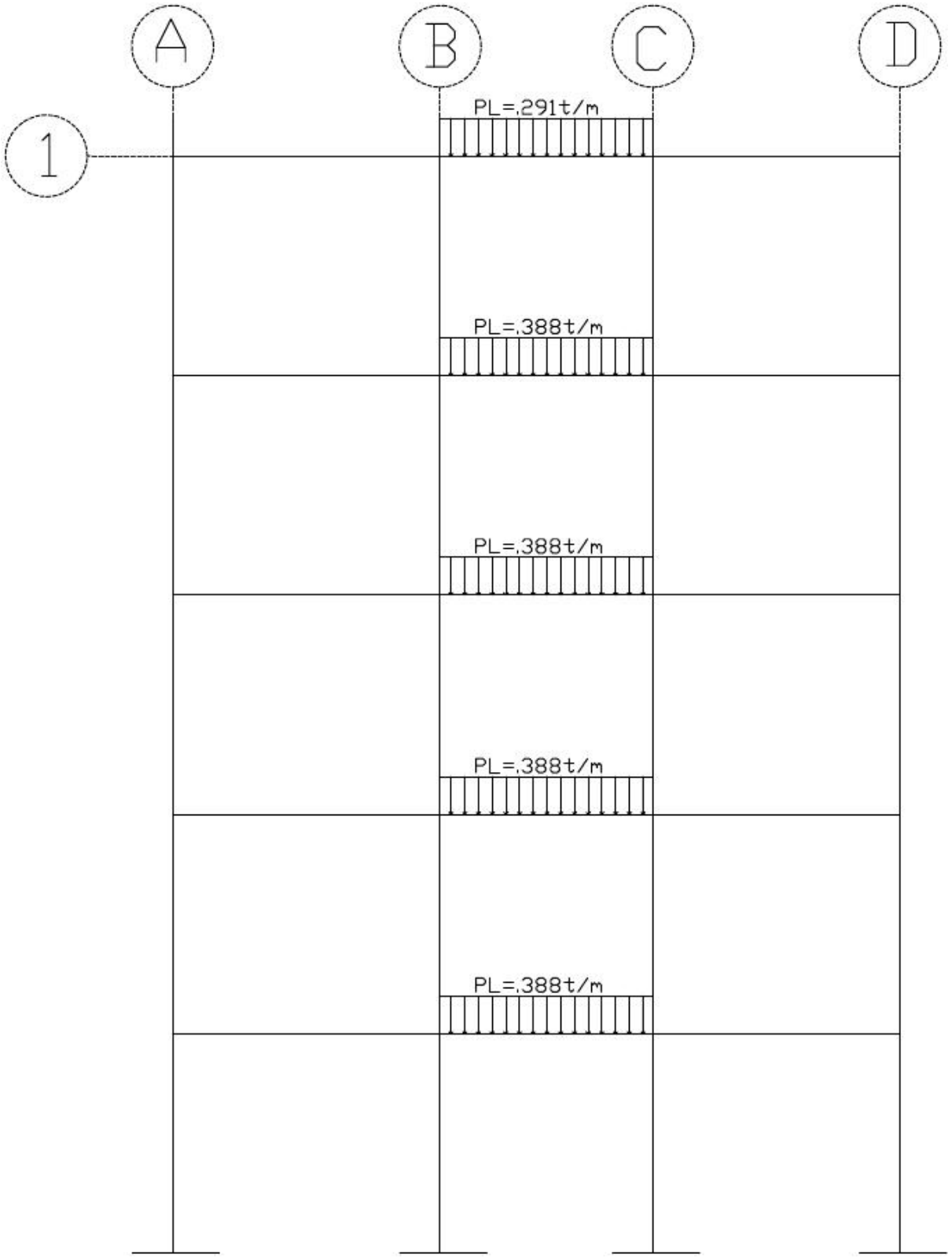
بار های مرده وارد برتیرهای قاب1 جهت تحلیل به روش یک دهم دهانه:



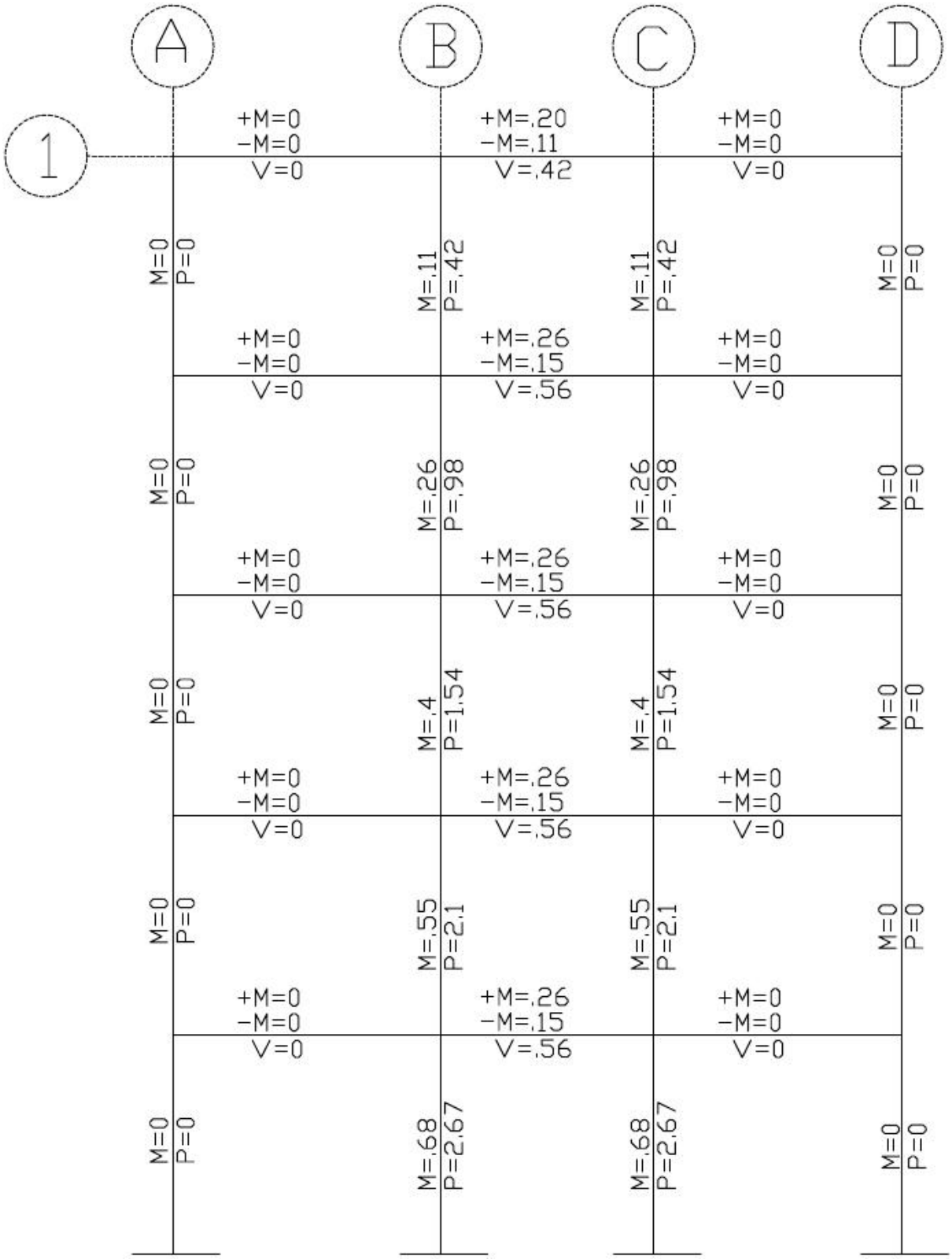
تحلیل دستی قاب ۱ به روش یک دهم دهانه برای بارمرده:



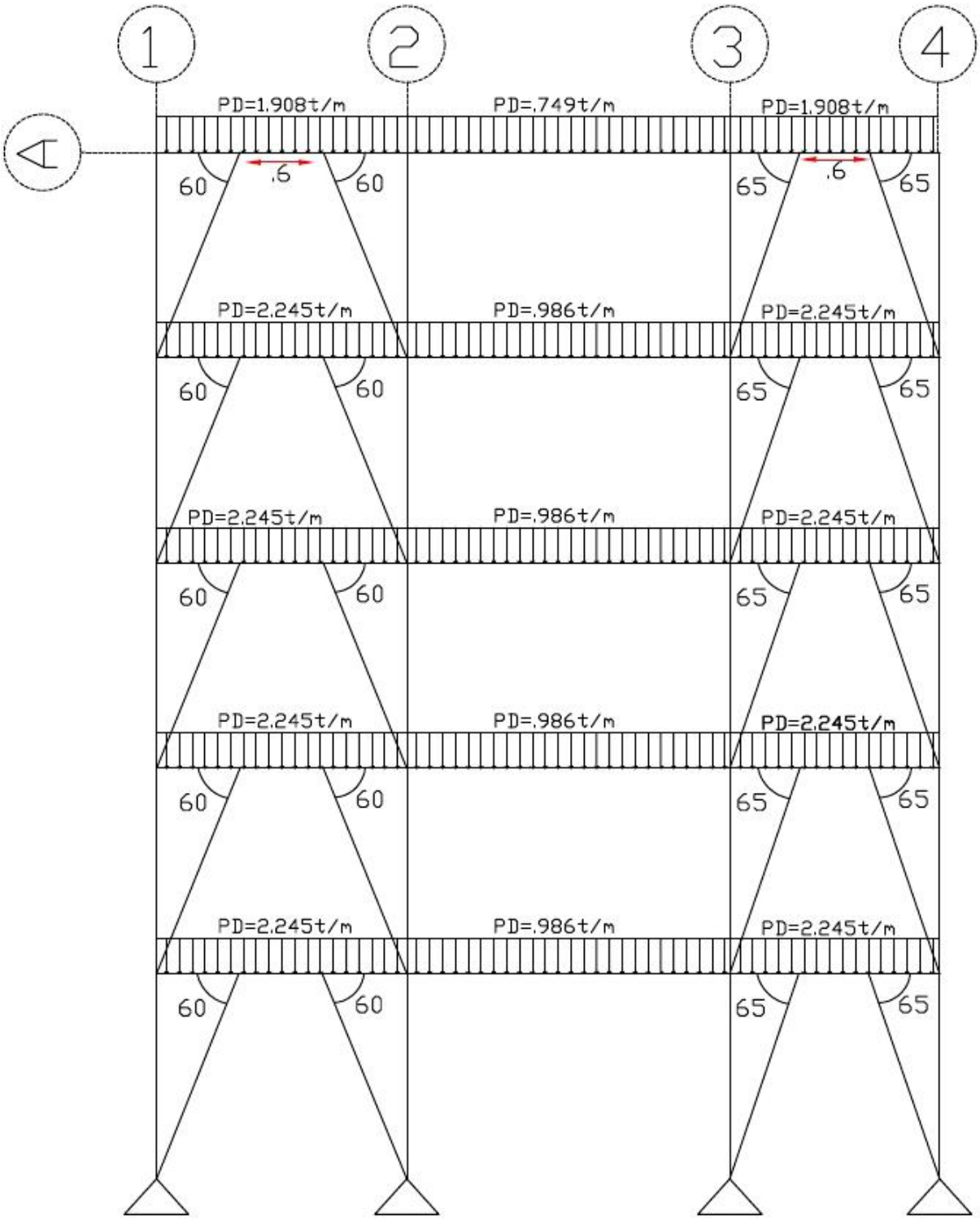
بار های زنده وارد برتیرهای قاب1 جهت تحلیل به روش یک دهم دهانه:



تحلیل دستی قاب ۱به روش یک دهم دهانه برای بارزنده:



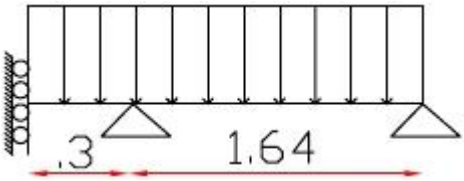
تحلیل دستی قاب A



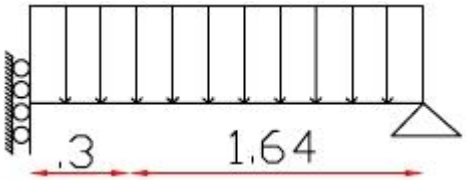
تحلیل تیرها :

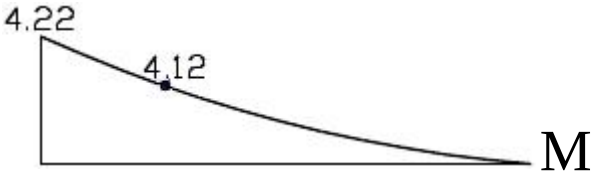
تحلیل تیردارای بادبند به روش کارمجازی:

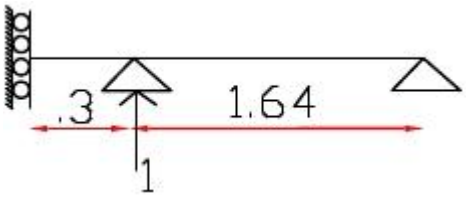
PD=2.245

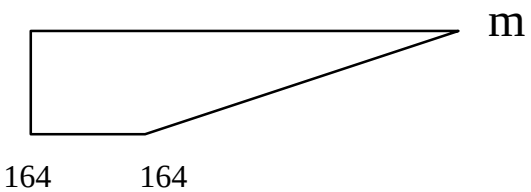


PD=2.245



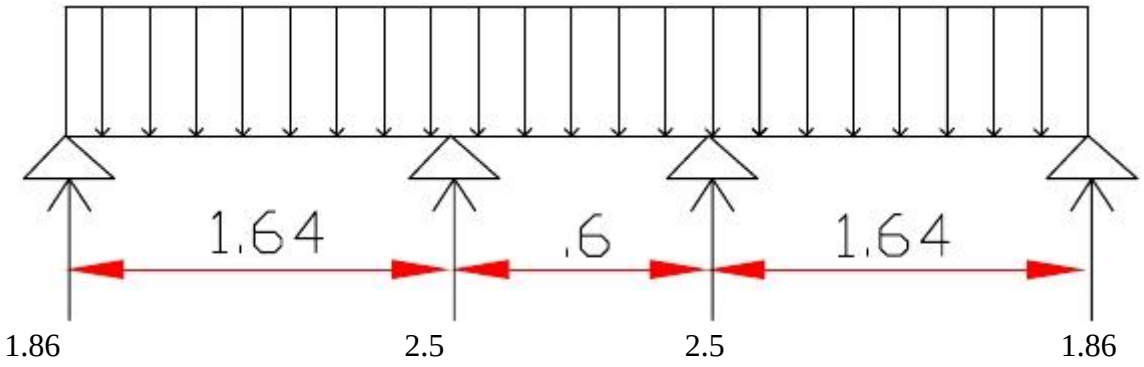


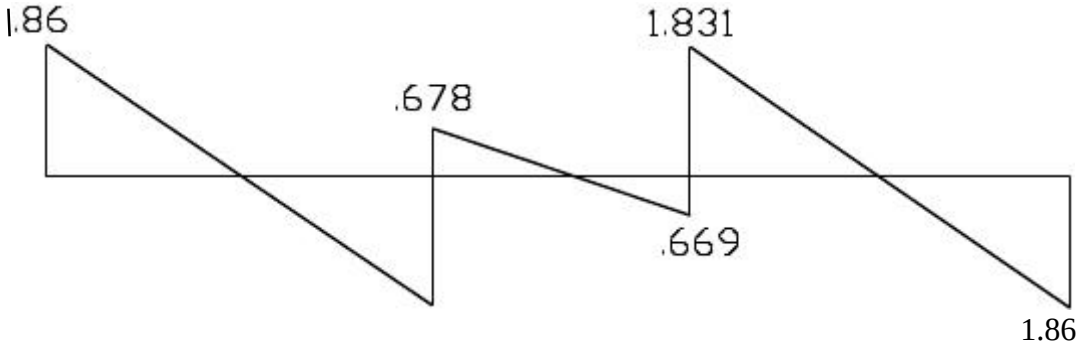




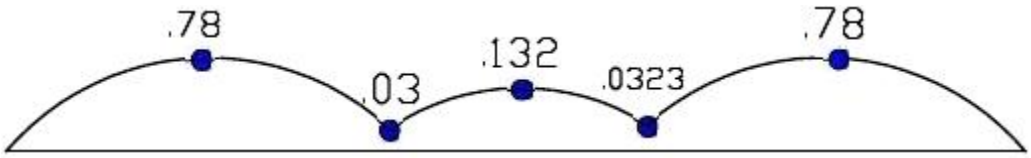
$$M.m+Cm^2$$

$$C=\frac{M.m}{Cm^2}$$





V



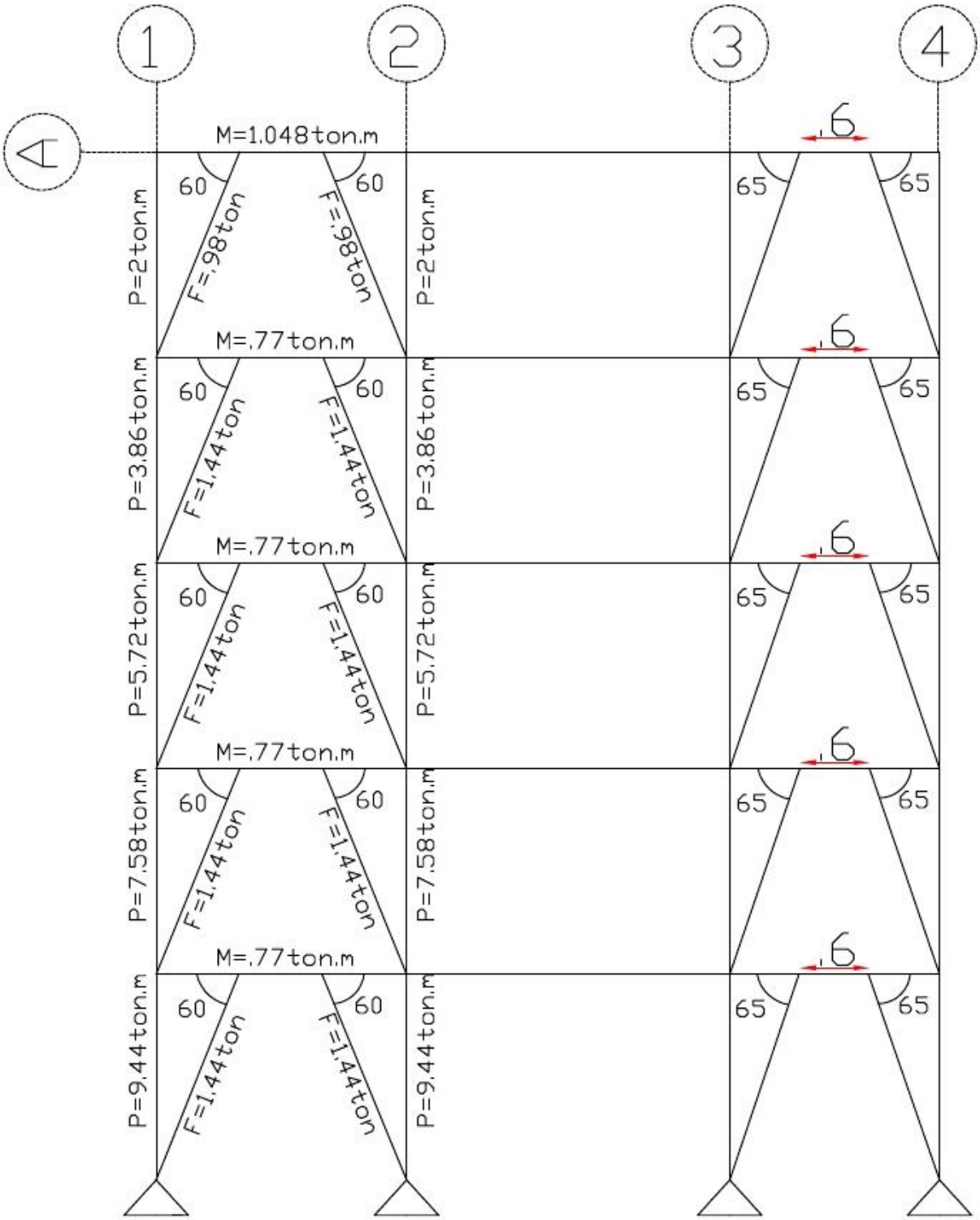
M

M=.78ton.m

v=1.86ton

بادبندها $F=\frac{R}{2\sin\theta}$

$F=\frac{2.5}{2\sin 60}=1.44ton$



به دلیل ناچیز بودن بار زنده از تاثیر انها برروی قاب بادبندی صرفه نظر شده است.

فصل چهارم

طراحی دستی

سازه

طراحی

تیرها

طراحی تیر AB در قاب 1 در طبقه پنجم:

ترکیب بار بحرانی برای طراحی:

$$\mathbf{MU} = .85MD + 1.2ME$$

$$\mathrm{MD} = .8\mathrm{t.m}$$

$$\mathrm{ME} = 1.390t.m$$

$$\mathrm{MU} = 2.348t.m$$

$$\mathbf{L = 3.9\ m}$$

اساس مقطع خمیری $Z_x = \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{2.348\times10^5}{0.9\times2400} = 108.70\ cm^3$

$$Use\ IPE160 \begin{cases} h = h_{total} = 160mm & b_f = 82mm & t_w = 5mm & t_f = 7.4mm \\ S_x = 109cm^3 & r_x = 6.58cm & I_x = 869cm^4 & A = 20.1cm^2 \\ r_y = 1.84cm & S_y = 16.7cm^3 & I_y = 68.3cm^4 & Q = 123.8\ cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} C = 16.5mm & E = 2.1\times10^6 \\ h - 2c = 127mm & F_y = 2400 \\ L_b = 450cm & \mathrm{j} = 3.53cm^4 \end{cases}$$

کنترل فشردگی: (جدول ۱۰-۲-۲-۱)

$$h = h_{total} - 2c = 127mm \qquad b = b_f \div 2$$

$$\frac{b}{t_f} \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{8.2}{1.48} = 5.54 \le 11.24 \quad O.K.$$

$$\frac{h}{t_w} \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{16-(2*1.65)}{0..5} = 25.4 \le 111.22 \quad O.K.$$

طراحی تیر برای خمش

الف) تسلیم طراحی باید بر اساس این ظرفیت انجام می شود .

$$\boldsymbol{M_n = M_p = Z_x \times F_y} = 123.8\times2400\times\ 10^{-5} = 2.971t.m$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی – جانبی:

$$\text{اگر} \begin{cases} \mathbf{L_b \le L_p} \\ \mathbf{L_p < L_b < L_r} \quad \rightarrow \mathbf{M_n = C_b}\left[\mathbf{M_p - (M_p - 0.7F_y.S_x)}\left(\frac{\mathbf{L_b - L_p}}{\mathbf{L_r - L_p}}\right)\right] \\ \mathbf{L_b > L_r} \rightarrow \mathbf{M_n = F_{cr}S_x \le M_p} \end{cases}$$

$$\mathrm{L_P} = 1.76\mathrm{r_y}\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{fy}}} = 1.76\times1.84\times\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 95.8 \rightarrow \mathrm{L_b} = 390 > \mathrm{L_p}$$

$$\mathrm{L_p} = 95.8 < L_b$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1+\sqrt{1+6.75(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c})^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2S_x} = \frac{68.3 \times (16-.74)}{2 \times 109} = 4.781$$

$$L_r = 1.95 \times 4.781 \frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \times \sqrt{\frac{3.53 \times 1}{109 \times 14.35}} \times \sqrt{1+\sqrt{1+6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{109 \times 15.26}{3.53 \times 1}\right)^2}} = 857.61\text{cm}$$

نکته : مقدار دقیق J را می توان از جدول پروفیل ها بدست آورد و نیازی به محاسبه نمی باشد. و مقدار محاسبه شده مقدار تقریبی می باشد، و در فرمول مقدار بدست آمده از جدول جایگذاری می گردد.**J =3.53**

$$Lr > L_b$$

پس در ناحیه دوم قرارداریم.

$$M_n = cb[Mp - (Mp - Mr) \times \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}]$$

$$M_n = 1.9[2.97 - (2.97 - .7 \times 109 \times 2400 \times 10^{-5}) \times \frac{390 - 95.8}{857.61 - 95.8}]$$

$$M_n = 4.80\text{t.m}$$

مقاومت خمشی اسمی $M_n = \min\{2.971, 4.80\} \rightarrow M_n = 2.971\text{t.m}$

مقاومت طرح $M_c = \emptyset_b \times M_n = 0.9 \times 2.971 = 2.67t.m$

$$M_c = 2.67\text{t.m} > M_u = 2.348\text{t.m} \quad O.K.$$

کنترل برش

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v$$

برای جان سخت نشده برای تمام حالات- $V_n = \frac{3E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} A_w \leq 0.6F_yA_w$

الف: برای جان مقاطع، I، شکل نورد شده و با نسبت $\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \begin{Bmatrix} \emptyset_v = .9 \\ C_v = 1 \end{Bmatrix}$

$$\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{h-2c}{t_w} = \frac{12.7}{.5} = 25.4 < 2.24\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 66.26 \quad O.k.$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (16 \times 0..5) \times 1 = 11520\ kg$$

از رابطه کلی $\rightarrow V_n = \frac{3 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{(16-2\times1.65}{0.5}\right)^2} \times 16 \times 0.5 \leq 0.6 \times 2400 \times (16 \times 0.5)$

$$\rightarrow 78120.15 \geq 11520 \quad \rightarrow V_n = 78.12ton$$

مقاومت برشی طرح. $V_c = \emptyset_v V_n = .9 \times 78.12 = 70.308tonO.K.$

$$V_u = .8 \times 1.27 + 1.2 \times .71ton = 1.868ton$$

$$70.308ton > 1.86tonO.K$$

طراحی تیر AB در قاب 1 در طبقه چهارم:

ترکیب بار بحرانی برای طراحی:

$$\mathbf{MU} = .85MD + 1.2ME$$

$$\mathrm{MD} = .95\mathrm{t.m}$$

$$\mathrm{ME} = 1.39t.m$$

$$\mathrm{MU} = 2.47t.m$$

$$\mathbf{L = 3.9\ m}$$

اساس مقطع خمیری $Z_x = \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{2.47\times10^5}{0.9\times2400} = 114.35\mathrm{cm}^3$

$$Use\ IPE160 \begin{cases} h = h_{total} = 160mm & b_f = 82mm & t_w = 5mm & t_f = 7.4mm \\ S_x = 109cm^3 & r_x = 6.58cm & I_x = 869cm^4 & A = 20.1cm^2 \\ r_y = 1.84cm & S_y = 16.7cm^3 & I_y = 68.3cm^4 & Q = 123.8\ cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} C = 16.5mm & E = 2.1\times10^6 \\ h - 2c = 127mm & F_y = 2400 \\ L_b = 450cm & \mathrm{j} = 3.53cm^4 \end{cases}$$

کنترل فشردگی: (جدول ۱۰-۲-۲-۱)

$$h = h_{total} - 2c = 127mm \qquad b = b_f \div 2$$

$$\frac{b}{t_f} \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{8.2}{1.48} = 5.54 \le 11.24 \quad O.K.$$

$$\frac{h}{t_w} \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{16-(2*1.65)}{0..5} = 25.4 \le 111.22 \quad O.K.$$

طراحی تیر برای خمش

الف) تسلیم طراحی باید بر اساس این ظرفیت انجام می شود .

$$\boldsymbol{M_n = M_p = Z_x \times F_y} = 123.8\times2400\times\ 10^{-5} = 2.971t.m$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی – جانبی:

$$\text{اگر} \begin{cases} \mathbf{L_b \le L_p} \\ \mathbf{L_p < L_b < L_r} \quad \rightarrow \mathbf{M_n = C_b}\left[\mathbf{M_p - (M_p - 0.7F_y.S_x)}\left(\frac{\mathbf{L_b - L_p}}{\mathbf{L_r - L_p}}\right)\right] \\ \mathbf{L_b > L_r} \rightarrow \mathbf{M_n = F_{cr}S_x \le M_p} \end{cases}$$

$$\mathrm{L_P} = 1.76\mathrm{r_y}\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{fy}}} = 1.76\times1.84\times\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 95.8 \rightarrow \mathrm{L_b} = 390 > \mathrm{L_p}$$

$$\mathrm{L_p} = 95.8 < L_b$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1+\sqrt{1+6.75(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c})^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2S_x} = \frac{68.3 \times (16-.74)}{2 \times 109} = 4.781$$

$$L_r = 1.95 \times 4.781 \frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \times \sqrt{\frac{3.53 \times 1}{109 \times 14.35}} \times \sqrt{1+\sqrt{1+6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{109 \times 15.26}{3.53 \times 1}\right)^2}} = 857.61\text{cm}$$

نکته : مقدار دقیق J را می توان از جدول پروفیل ها بدست آورد و نیازی به محاسبه نمی باشد. و مقدار محاسبه شده مقدار تقریبی می باشد، و در فرمول مقدار بدست آمده از جدول جایگذاری می گردد.**J =3.53**

$$Lr > L_b$$

پس در ناحیه دوم قراردداریم.

$$M_n = cb[Mp - (Mp - Mr) \times \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}]$$

$$M_n = 1.9[2.97 - (2.97 - .7 \times 109 \times 2400 \times 10^{-5}) \times \frac{390 - 95.8}{857.61 - 95.8}]$$

$$M_n = 4.80\text{t.m}$$

مقاومت خمشی اسمی $M_n = \min\{2.971, 4.80\} \rightarrow M_n = 2.971\text{t.m}$

مقاومت طرح $M_c = \emptyset_b \times M_n = 0.9 \times 2.971 = 2.67t.m$

$$M_c = 2.67\text{t.m} > M_u = 2.47\text{t.m} \quad O.K.$$

کنترل برش

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$V_n = \frac{3E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} A_w \leq 0.6F_y A_w$ - برای جان سخت نشده برای تمام حالات

الف: برای جان مقاطع، I، شکل نورد شده و با نسبت $\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \begin{Bmatrix} \emptyset_v = .9 \\ C_v = 1 \end{Bmatrix}$

$$\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{h-2c}{t_w} = \frac{12.7}{.5} = 25.4 < 2.24\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 66.26 \quad O.k.$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (16 \times 0..5) \times 1 = 11520\ kg$$

از رابطه کلی $\rightarrow V_n = \frac{3 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{(16-2\times1.65)}{0.5}\right)^2} \times 16 \times 0.5 \leq 0.6 \times 2400 \times (16 \times 0.5)$

$$\rightarrow 78120.15 \geq 11520 \quad N.G. \quad \rightarrow V_n = 78.12ton$$

مقاومت برشی طرح. $V_c = \emptyset_v V_n = .9 \times 78.12 = 70.308ton O.K.$

$$V_u = .8 \times 1.54 + 1.2 \times 2.035ton = 3.674ton$$

$$70.308ton > 3.674ton O.K$$

طراحی تیر AB در قاب 1 در طبقه سوم:

ترکیب بار بحرانی برای طراحی:

$$\mathbf{MU} = .85MD + 1.2ME$$

$$\mathrm{MD} = .95\mathrm{t.m}$$

$$\mathrm{ME} = 6.04t.m$$

$$\mathrm{MU} = 8.05t.m$$

$$\mathbf{L = 3.9\ m}$$

اساس مقطع خمیری $Z_x = \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{8.05\times10^5}{0.9\times2400} = 372.68\mathrm{cm}^3$

اشتال $\rightarrow\ Z = 2Q\ \rightarrow\ Q = 372.68 \div 2 = 186.34cm^3$

$$Use\ IPE240\begin{cases} h = h_{total} = 240mm & b_f = 120mm & t_w = 6.2mm & t_f = 9.8mm \\ S_x = 324cm^3 & r_x = 9.97cm & I_x = 3892cm^4 & A = 39.1cm^2 \\ r_y = 2.69cm & S_y = 47.3cm^3 & I_y = 284cm^4 & Q = 183cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} C = 25mm & E = 2.1\times10^6 \\ h - 2c = 190mm & F_y = 2400 \\ L_b = 447cm & \mathrm{j} = 11.60cm^4 \end{cases}$$

گام سوم:

کنترل فشردگی: (جدول ۱۰-۲-۲-۱)

$h = h_{total} - 2c = 190mm \qquad b = b_f \div 2$

$$\frac{b}{t_f} \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{1.2}{2\times0..98} = 0.61 \le 11.24 \quad O.K.$$

$$\frac{h}{t_w} \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{24-5}{.62} = 30.64 \le 111.22 \quad O.K.$$

گام چهارم:

طراحی تیر برای خمش

الف) تسلیم طراحی باید بر اساس این ظرفیت انجام می شود .

$$\boldsymbol{M_n = M_p = Z_x \times F_y} = 3.66\times2400\times\ 10^{-3} = 8.78t.m$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی – جانبی:

$$\text{اگر}\begin{cases} L_b \le L_p \\ L_p < L_b < L_r \quad \rightarrow M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_y.S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \\ L_b > L_r \rightarrow M_n = F_{cr}S_x \le M_p \end{cases}$$

$$L_P = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1.76\times2.69\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 140.04 \rightarrow L_b = 390 > L_p = 140$$

$$L_p = 1.40m < L_b = 3.9m$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c})^2}}$$

$$L_r = 1.95 \times 3.17 \frac{E}{0.7fy} \times \sqrt{\frac{11.60 \times 1}{324 \times 23}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{324 \times 23}{11.60 \times 1}\right)^2}} = 389.62cm$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y h_0}{2S_x}} = \sqrt{\frac{284 \times (24 - 0.98)}{2 \times 324}} = 10.08 \quad r_{ts} \cong 3.17$$

$$L_p = 1.40 < L_b = 3.90 < L_r = 3.89$$

پس تیر را درناحیه دوم برسی می کنیم.

$$M_n = cb[Mp - (Mp - Mr) \times \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}]$$

$$M_n = 1.9[8.78 - (8.78 - .7 \times 109 \times 2400 \times 10^{-5}) \times \frac{390 - 140}{389 - 140}]$$

$$M_n = 13.25t.m$$

مقاومت خمشی اسمی: $M_n = \min\{8.78\ ,\ 13.25\} \rightarrow M_n = 8.78t.m$

مقاومت طرح: $M_c = \emptyset_b \times M_n = 0.9 \times 8.78 = 8t.m$

$M_c = 8\,t.m < M_u = 8.05\,t.m \quad O.K.$

نکته:لنگر مقاوم بالنگر وارده تقریبابرابر شد پس مقرون به صرفه میباشد.

کنترل برش

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v$$

برای جان سخت نشده برای تمام حالات- $V_n = \frac{3E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} A_w \leq 0.6F_yA_w$

الف: برای جان مقاطع، I، شکل نورد شده و با نسبت $\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \begin{Bmatrix} \emptyset_v = .9 \\ C_v = 1 \end{Bmatrix}$

$$\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{h - 2c}{t_w} = \frac{19}{.62} = 30.64 < 2.24\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 66.26 \quad O.k.$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (24 \times 0.62) \times 1 = 21427\ kg$$

از رابطه کلی $\rightarrow V_n = \frac{3 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{(24 - 2 \times 2.5}{.62}\right)^2} \times 24 \times .62 \leq 0.6 \times 2400 \times (24 \times 0.62)$

$$\rightarrow 99820.48 \geq 21427.2 \qquad \rightarrow V_n = 99.820ton$$

$$V_c = \emptyset_v V_n = .9 \times 99.820 = 89.83ton.$$

$$V_u = .8 \times 1.54 + 1.2 \times 3.1ton = 4.95ton$$

$$89.83ton > 4.95tonO.K$$

طراحی تیر AB در قاب 1 در طبقه دوم:

ترکیب بار بحرانی برای طراحی:

$$\mathbf{MU} = .85MD + 1.2ME$$

$$\mathrm{MD} = .95\mathrm{t.m}$$

$$\mathrm{ME} = 7.51t.m$$

$$\mathrm{MU} = 9.81t.m$$

$$\mathbf{L = 3.9\ m}$$

اساس مقطع خمیری $Z_x = \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{9.81\times10^5}{0.9\times2400} = 454.16\mathrm{cm}^3$

اشتال $\rightarrow Z = 2Q \rightarrow Q = 454.16 \div 2 = 227.08cm^3$

$$Use\ IPE270\begin{cases} h = h_{total} = 270mm & b_f = 135mm & t_w = 6.60mm & t_f = 10.20mm \\ S_x = 429cm^3 & r_x = 11.20cm & I_x = 5790cm^4 & A = 45.90cm^2 \\ r_y = 3.025cm & S_y = 62.20cm^3 & I_y = 420cm^4 & Q = 239cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} C = 25.20mm & E = 2.1\times10^6 \\ h - 2c = 219mm & F_y = 2400 \\ L_b = 450cm & \mathrm{j} = 14.93cm^4 \end{cases}$$

کنترل فشردگی: (جدول ۱۰-۲-۲-۱)

$h = h_{total} - 2c = 219mm \qquad b = b_f \div 2$

$$\frac{b}{t_f} \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{6.75}{1.02} = 6.62 \le 11.24 \quad O.K.$$

$$\frac{h}{t_w} \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{21.9}{0.66} = 33.20 \le 111.22 \quad O.K.$$

طراحی تیر برای خمش

الف) تسلیم طراحی باید بر اساس این ظرفیت انجام می شود .

$$\boldsymbol{M_n = M_p = Z_x \times F_y} = 478 \times 2400 \times\ 10^{-5} = 11.47t.m$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی – جانبی:

$$\text{اگر}\begin{cases} \mathbf{L_b \le L_p} \\ \mathbf{L_p < L_b < L_r} \quad \rightarrow \mathbf{M_n = C_b}\left[\mathbf{M_p - (M_p - 0.7F_y.S_x)}\left(\frac{\mathbf{L_b - L_p}}{\mathbf{L_r - L_p}}\right)\right] \\ \mathbf{L_b > L_r} \rightarrow \mathbf{M_n = F_{cr}S_x \le M_p} \end{cases}$$

$$\mathrm{L_P} = 1.76\mathrm{r_y}\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{fy}}} = 1.76 \times 3.02\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 157.23 \rightarrow \mathrm{L_b} = 390 > \mathrm{L_p}$$

$$= 157.23$$

$$\mathrm{L_p} = 157.2 < L_b = 390cm$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c})^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2S_x} = \frac{420 \times (27 - 1.02)}{2 \times 429} = 12.72 \quad r_{ts} \cong 3.56$$

$$L_r = 1.95 \times 3.56 \frac{E}{0.7fy} \times \sqrt{\frac{14.93 \times 1}{429 \times 26}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{429 \times 21}{14.93 \times 1}\right)^2}} = 571.4\text{cm}$$

نکته : مقدار دقیق J را می توان از جدول پروفیل ها بدست آورد و نیازی به محاسبه نمی باشد. و مقدار محاسبه شده مقدار تقریبی می باشد، و در فرمول مقدار بدست آمده از جدول جایگذاری می گردد.

پس تیر را درناحیه دوم برسی می کنیم.

$$M_n = cb[Mp - (Mp - Mr) \times \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}]$$

$$M_n = 1.9[11.47 - (11.47 - .7 \times 109 \times 2400 \times 10^{-5}) \times \frac{390 - 157.23}{571.4 - 157.23}]$$

$$M_n = 11.50\text{t.m}$$

مقاومت خمشی اسمی: $M_n = \min\{11.47\ ,\ 11.50\} \rightarrow M_n = 11.47\text{t.m}$

مقاومت طرح: $M_c = \emptyset_b \times M_n = 0.9 \times 11.47 = 10.32 t.m$

$$M_c = 10.32\ \text{t.m} > M_u = 9.81\ \text{t.m} \quad O.K.$$

کنترل برش

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

برای جان سخت نشده برای تمام حالات- $V_n = \frac{3E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} A_w \leq 0.6 F_y A_w$

الف: برای جان مقاطع، I، شکل نورد شده و با نسبت $\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \begin{Bmatrix} \emptyset_v = .9 \\ C_v = 1 \end{Bmatrix}$

$$\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Longrightarrow \frac{h - 2c}{t_w} = \frac{21.9}{0.66} = 33.19 < 2.24\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 66.26 \quad O.k.$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (27 \times 0.66) \times 1 = 12830.40\ kg$$

از رابطه کلی $\rightarrow V_n = \frac{3 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{(27 - 2 \times 2.52}{0.66}\right)^2} \times 27 \times 0.66 \leq 0.6 \times 2400 \times (27 \times 0.66)$

$$\rightarrow 101407.82 \geq 25660.80 \quad \rightarrow V_n = 101.41 ton$$

$$V_c = \emptyset_v V_n = .9 \times 101.41 = 91.26 ton.$$

$$V_u = .8 \times 1.54 + 1.2 \times 3.85 ton = 5.85 ton$$

$$91.26 ton > 5.85 ton O.K$$

طراحی تیر AB در قاب 1 در طبقه اول:

ترکیب بار بحرانی برای طراحی:

$$\mathbf{MU} = .85MD + 1.2ME$$

$$\mathrm{MD} = .95\mathrm{t.m}$$

$$\mathrm{ME} = 8.4t.m$$

$$\mathrm{MU} = 10.88t.m$$

L= 3.9 m

اساس مقطع خمیری $Z_x = \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{10.88\times10^5}{0.9\times2400} = 503.70\mathrm{cm}^3$

اشتال $\rightarrow Z = 2Q \rightarrow Q = 503.70 \div 2 = 251.85cm^3$

$$Use\ IPE300\begin{cases} h = h_{total} = 300mm & b_f = 150mm & t_w = 7.1mm & t_f = 10.7mm \\ S_x = 557cm^3 & r_x = 12.5cm & I_x = 8356cm^4 & A = 53.8cm^2 \\ r_y = 3.35cm & S_y = 80.5cm^3 & I_y = 604cm^4 & Q = 314cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} C = 26mm & E = 2.1\times10^6 \\ h - 2c = 248mm & F_y = 2400 \\ L_b = 447cm & \mathrm{j} = 19.47cm^4 \end{cases}$$

گام سوم:

کنترل فشردگی: (جدول ۱۰-۲-۲-۱)

$h = h_{total} - 2c = 248mm \qquad b = b_f \div 2$

$$\frac{b}{t_f} \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{15}{2\times1.07} = 7 \le 11.24 \quad O.K.$$

$$\frac{h}{t_w} \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} => \frac{30-5.2}{0.71} = 34.92 \le 111.22 \quad O.K.$$

گام چهارم:

طراحی تیر برای خمش

الف) تسلیم طراحی باید بر اساس این ظرفیت انجام می شود .

$$\boldsymbol{M_n = M_p = Z_x \times F_y} = 6.28\times2400\times\ 10^{-3} = 15.07t.m$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی – جانبی:

$$\text{اگر}\begin{cases} L_b \le L_p \\ L_p < L_b < L_r \quad \rightarrow M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_y.S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \\ L_b > L_r \rightarrow M_n = F_{cr}S_x \le M_p \end{cases}$$

$$L_P = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1.76\times3.35\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 174.40 \rightarrow L_b = 4.47 > L_p = 1.74$$

$$L_p = 1.74m < L_b = 4.47m$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c})^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y h_0}{2S_x}} = \sqrt{\frac{604 \times (30 - 1.07)}{2 \times 557}} = 15.68 \;\; r_{ts} \cong 3.96$$

$$L_r = 1.95 \times 3.96 \frac{E}{0.7fy} \times \sqrt{\frac{19.47 \times 1}{557 \times 28.93}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{557 \times 28.93}{19.47 \times 1}\right)^2}} = 580.25cm$$

$$\mathbf{L_p = 1.74 < L_b = 390 < L_r = 5.80}$$

پس تیر را درناحیه دوم برسی می کنیم.

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

$$\boldsymbol{M_p = Z_x \times F_y} = 6.28 \times 2400 \times 10^{-3} = 15.07t.m$$

$$M_n = 1.9\left[15.07 - (15.07 - 0.7 \times 2400 \times 557 \times 10^{-5})\left(\frac{390 - 174}{580 - 174}\right)\right] = 22.85$$

$$\mathbf{M_n = 22.85}$$

مقاومت خمشی اسمی: $M_n = \min\{15.07 \;\; ,22.85\} \rightarrow M_n = 15.07t.m$

مقاومت طرح: $\boldsymbol{M_c} = \emptyset_b \times \boldsymbol{M_n} = 0.9 \times 15.07 = 13.56t.m$

$$\mathbf{M_c = 13.56\ t.m > M_u = 10.88\ t.m \quad O.K.}$$

کنترل برش

$$\boldsymbol{V_n = 0.6F_yA_wC_v}$$

برای جان سخت نشده برای تمام حالات- $\boldsymbol{V_n = \frac{3E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} A_w \leq 0.6F_yA_w}$

الف: برای جان مقاطع، I، شکل نورد شده و با نسبت $\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \leftarrow \begin{Bmatrix} \emptyset_v = .9 \\ C_v = 1 \end{Bmatrix}$

$$\boldsymbol{\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{h - 2c}{t_w}} = \frac{24.5}{0.71} = 34.5 < 2.24\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 66.26 \quad O.k.$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (30 \times .71) \times 1 = 30672\ kg$$

از رابطه کلی $\rightarrow V_n = \frac{\mathbf{3 \times 2.1 \times 10^6}}{\left(\frac{(30 - 2 \times 2.6}{.71}\right)^2} \times 30 \times .71 \leq 0.6 \times 2400 \times (30 \times .71)$

$$\rightarrow 101985 \geq 30672 \quad \rightarrow V_n = 101.98ton$$

$$V_c = \emptyset_v V_n = .9 \times 101.98 = 91.78ton.$$

$$V_u = .8 \times 1.54 + 1.2 \times 4.3ton = 6.4ton$$

$$91.78ton > 6.4tonOK$$

تیرهای AB در قاب 1

story	*bem*
St5	**IPE16**
St4	**IPE16**
St3	**IPE24**
St2	**IPE27**
St1	**IPE30**

طراحی ستون B در قاب 1 در طبقه پنجم:

P_D= 3.88 ton , P_L= .42 ton , P_E= .24 ton
M_D= .23 ton , M_L= .11 ton , M_E= 2.78 ton

$$\boldsymbol{P_u} = (3.88) + (1.2 \times .42) + (1.2 \times 1.71) = 6.43ton$$
$$\boldsymbol{M_u} = (.23) + (1.2 \times .11) + (1.2 \times 2.78) = 3.7ton$$

2IPE14را بررسی میکنیم:

$$P_{uef} = P_u + M_x\left(\frac{2}{d}\right) + M_y\left(\frac{7.5}{b_f}\right)$$

$$P_{uef} = 6.43 + (3.7)\left(\frac{2}{.14}\right) = 59.28$$

$$A_g = \frac{90.1}{2} = 29.64$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{G_{top}} = \dfrac{\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = \boldsymbol{.52} \\ \boldsymbol{G_{bot}} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = \boldsymbol{1.04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{K} = \sqrt{\dfrac{1.6\times G_A G_B + 4(G_A+G_B)+7.5}{G_A+G_B+7.5}} \geq \boldsymbol{1} \\ \boldsymbol{K} = \sqrt{\dfrac{1.6\times .52\times 1.04+4(1.04+.52)+7.5}{1.04+.52+7.5}} = \boldsymbol{1.07} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{K_x} = \boldsymbol{1.07} \\ \boldsymbol{K_y} = \boldsymbol{1} \end{cases}$$

$$I_y = 2(44.9 + 16.4 \times 3.5^2) = 491.6cm^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{491.6}{2 \times 16.4}} = 3.87$$
$$r_x = 5.74cm$$

$$\begin{cases} \lambda x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.07\times 320}{5.74} = 59.65 \\ \lambda y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1\times 320}{3.87} = 82.68 \end{cases} \qquad \begin{cases} \lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ \lambda_{cy} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \end{cases} \qquad \begin{cases} \lambda_{cx} = 0.64 \\ \lambda_{cy} = 0.89 \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\lambda = \max(59.65, 82.68) \rightarrow \lambda = 82.68 \rightarrow \lambda \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 2635.52\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{2635.52}}\right] \times 2400 = 1639.39\frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi_c \times F_{cr} = 0.85 \times 1639.39 = 1393.48$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 1639.39 \times (2 \times 16.4) = 53771.99$$

$$\phi_c \times P_n = 0.85 \times 53771.99 \times 10^{-3} = 45.720\ 6$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{6.43}{45.72} = .145 < 0.2$$

$$P_{ex} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cx}} = \frac{2 \times 16.5 \times 2400 \times 10^{-3}}{.64^2} = 193.36ton$$

$$P_{ey} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cy}} = \frac{2 \times 16.5 \times 2400 \times 10^{-3}}{.89^2} = 99.98ton$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = .85$$

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{6.43}{193.6}} = .88 < 1 \rightarrow \beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{6.43}{99.98}} = .90 < 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

$M_r = \beta_1 M_2 = 1 \times 6.89 = 6.89\ t.m$ درپای ستون

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 3.87}{\sqrt{2400}} = 196.7$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c}\right)^2}}$$

$$\mathbf{r_{ts}} = \sqrt{\frac{\mathbf{I_y h_0}}{\mathbf{2S_x}}} = \sqrt{\frac{491.6 \times (14 - .69)}{2 \times 81.9 \times 2}} = 4.47$$

$$\mathbf{L_r = 1.95 \times 4.47 \frac{E}{0.7fy} \times \sqrt{\frac{5.08 \times 1}{163.8 \times 13.31}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{163.8 \times 13.31}{5.08 \times 1}\right)^2}} = 804.54cm}$$

پس در ناحیه دوم قرار داریم.

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

$$M_n = 1.9\left[4.24 - (4.24 - 0.7 \times 2400 \times 163.8 \times 10^{-5})\left(\frac{320 - 196.7}{804.54 - 196.7}\right)\right] = 7.48$$

$$\mathbf{7.48 > M_p \quad \rightarrow \quad M_n = M_p = 4.24}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{6.43}{45.72} + \frac{8}{9}\left(\frac{3.7}{.9 \times 4.24} + 0\right) = 1.002 < 1$$ قابل قبول

طراحی ستون B در قاب 1 در طبقه چهارم:

P_D= 8.38 ton , P_L= .98 ton , P_E= 3.22 ton
M_D= .4 ton , M_L= .26 ton , M_E= 5.152ton

$$\boldsymbol{P_u} = (8.38) + (1.2 \times .98) + (1.2 \times 3.22) = 13.42ton$$
$$\boldsymbol{M_u} = (.4) + (1.2 \times .26) + (1.2 \times 5.152) = 6.9ton$$

2IPE20را بررسی میکنیم:

$$P_{uef} = P_u + M_x\left(\frac{2}{d}\right) + M_y\left(\frac{7.5}{b_f}\right)$$

$$P_{uef} = 13.42 + (6.9)\left(\frac{2}{.20}\right) = 82.42$$

$$A_g = \frac{82.42}{2} = 41.21$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{G_{top}} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = \boldsymbol{1.04} \\ \boldsymbol{G_{bot}} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = \boldsymbol{1.04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{K} = \sqrt{\dfrac{1.6\times G_A G_B + 4(G_{A+}G_B)+7.5}{G_{A+}G_B+7.5}} \geq \boldsymbol{1} \\ \boldsymbol{K} = \sqrt{\dfrac{1.6\times 1.04\times 1.04+4(1.04+1.04)+7.5}{1.04+1.04+7.5}} = \boldsymbol{1.35} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{K_x = 1.35} \\ \boldsymbol{K_y = 1} \end{cases}$$

$$I_y = 2(142 + 28.5 \times 5^2) = 1709cm^4$$

$$\boldsymbol{r_y} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{I_y}}{\boldsymbol{A}}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{1709}}{\boldsymbol{2 \times 28.5}}} = \boldsymbol{5.47}$$
$$\boldsymbol{r_x = 8.26cm}$$

$$\begin{cases} \lambda x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.35\times 320}{8.26} = 52.3 \\ \lambda y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1\times 320}{5.47} = 58.50 \end{cases} \qquad \begin{cases} \lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ \lambda_{cy} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \end{cases} \qquad \begin{cases} \lambda_{cx} = .56 \\ \lambda_{cy} = .62 \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\lambda = \max(52.3, 58.50) \rightarrow \lambda = 58.50 \rightarrow \lambda \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 6056.3\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{6056.3}}\right] \times 2400 = 2033.19 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi_c \times F_{cr} = 0.85 \times 2033.19 = 1728.2$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 2033.19 \times (2 \times 28.5) = 115891.8$$

$$\phi_c \times P_n = 0.85 \times 115891.8 \times 10^{-3} = 98.51$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{13.42}{83.732} = .160 < 0.2$$

$$P_{ex} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cx}} = \frac{2 \times 28.5 \times 2400 \times 10^{-3}}{.56^2} = 436.22ton$$

$$P_{ey} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cy}} = \frac{2 \times 28.5 \times 2400 \times 10^{-3}}{.62^2} = 355.88ton$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = .85$$

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{13.42}{436.22}} = .87 < 1 \rightarrow \beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{13.42}{355.88}} = .88 < 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

$M_r = \beta_1 M_2 = 1 \times 9.414 = 9.414\ t.m$ درپای ستون

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 5.47}{\sqrt{2400}} = 278.02$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c}\right)^2}}$$

$$\mathbf{r_{ts}} = \sqrt{\frac{\mathbf{I_y h_0}}{\mathbf{2S_x}}} = \sqrt{\frac{1709 \times (20 - .85)}{2 \times 194 \times 2}} = 6.49$$

$$\mathbf{L_r = 1.95 \times 6.49 \frac{E}{0.7fy} \times \sqrt{\frac{12.92 \times 1}{388 \times 19.15}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{388 \times 19.15}{12.92 \times 1}\right)^2}} = 1055.136cm}$$

پس در ناحیه دوم قرار داریم.

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

$$M_n = 1.9\left[9.5 - (9.5 - 0.7 \times 2400 \times 504 \times 10^{-5})\left(\frac{320 - 278.02}{1055.136 - 278.02}\right)\right] = 17.94$$

14.93> $\mathbf{M_p}$ → $\mathbf{M_n = M_p = 9.5}$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{13.42}{98.51} + \frac{8}{9}\left(\frac{6.9}{.9 \times 9.5} + 0\right) = .86 < 1$$ قابل قبول

طراحی ستون B در قاب 1 در طبقه سوم:

P_D= 12.88 ton , P_L= 1.54 ton , P_E= 2 ton
M_D= .63 ton , M_L= .4ton , M_E= 6.92ton

$$\boldsymbol{P_u} = (12.88) + (1.2 \times 1.54) + (1.2 \times 2) = 17.13ton$$
$$\boldsymbol{M_u} = (.63) + (1.2 \times .4) + (1.2 \times 6.92) = 9.414ton$$

2IPE22را بررسی میکنیم:

$$P_{uef} = P_u + M_x\left(\frac{2}{d}\right) + M_y\left(\frac{7.5}{b_f}\right)$$

$$P_{uef} = 17.13 + (9.414)\left(\frac{2}{.22}\right) = 102.74$$

$$A_g = \frac{102.74}{2} = 51.36$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{G_{top}} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = \boldsymbol{1.04} \\ \boldsymbol{G_{bot}} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = \boldsymbol{1.04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{K} = \sqrt{\dfrac{1.6\times G_A G_B + 4(G_A+G_B)+7.5}{G_A+G_B+7.5}} \geq \boldsymbol{1} \\ \boldsymbol{K} = \sqrt{\dfrac{1.6\times 1.04\times 1.04+4(1.04+1.04)+7.5}{1.04+1.04+7.5}} = \boldsymbol{1.35} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{K_x = 1.35} \\ \boldsymbol{K_y = 1} \end{cases}$$

$$I_y = 2(205 + 33.4 \times 5.5^2) = 2430.7cm^4$$

$$\boldsymbol{r_y} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2430.7}{2\times 33.4}} = \boldsymbol{6.03}$$
$$\boldsymbol{r_x} = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2*2772}{2\times 33.4}} = \boldsymbol{9.11cm}$$

$$\begin{cases} \lambda x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.35\times 320}{9.11} = 47.42 \\ \lambda y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1\times 320}{6.03} = 53.07 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ \lambda_{cy} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \end{cases} \qquad \begin{cases} \lambda_{cx} = .51 \\ \lambda_{cy} = .57 \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\lambda = \max(47.42, 53.07) \rightarrow \lambda = 53.07 \rightarrow \lambda \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 7359.03\frac{kg}{cm^2}$$

$$\boldsymbol{F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{7359.03}}\right]\times 2400 = 2093.77\frac{kg}{cm^2}}$$

$$\phi_c \times F_{cr} = 0.85 \times 2093.77 = 1779.7$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 2093.77 \times (2 \times 33.4) = 139863.84$$

$$\phi_c \times P_n = 0.85 \times 139863.84 \times 10^{-3} = 118.88$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{17.13}{118.88} = 0.144 < 0.2$$

$$P_{ex} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cx}} = \frac{2 \times 33.4 \times 2400 \times 10^{-3}}{.51^2} = 616.37ton$$

$$P_{ey} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cy}} = \frac{2 \times 33.4 \times 2400 \times 10^{-3}}{.57^2} = 493.44ton$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = .85$$

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{17.13}{616.37}} = .87 < 1 \rightarrow \beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{17.13}{493.44}} = .88 < 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

$M_r = \beta_1 M_2 = 1 \times 12.27 = 12.27\ t.m$ درپای ستون

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 6.03}{\sqrt{2400}} = 306.49$$

$$L_r = 195 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J.C}{S_x.h_0}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x.h_0}{J \times c}\right)^2}}$$

$$\mathbf{r_{ts}} = \sqrt{\frac{\mathbf{I_y h_0}}{\mathbf{2S_x}}} = \sqrt{\frac{2430.7 \times (22 - .92)}{2 \times 504}} = 7.13$$

$$\mathbf{L_r = 1.95 \times 7.13 \frac{E}{0.7fy} \times \sqrt{\frac{17.72 \times 1}{504 \times 21.08}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.75\left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \times \frac{1504 \times 121.08}{17.72 \times 1}\right)^2}} = 3357.97cm}$$

پس در ناحیه دوم قرار داریم

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

$$M_n = 1.9\left[13.72 - (13.72 - 0.7 \times 2400 \times 504 \times 10^{-5})\left(\frac{320 - 306.49}{3357.97 - 306.49}\right)\right] = 26.02$$

$$\mathbf{26.02 > M_p \quad \rightarrow \quad M_n = M_p = 13.72}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{17.13}{118.88} + \frac{8}{9}\left(\frac{9.414}{.9 \times 13.72} + 0\right) = .87 < 1$$ قابل قبول

طراحی ستون B در قاب 1 در طبقه دوم:

P_D= 17.38 ton , P_L= 2.1ton , P_E= 2.52 ton

M_D= .86ton , M_L= .55ton , M_E= 8.1ton

$$\boldsymbol{P_u} = (17.38) + (1.2 \times 2.1) + (1.2 \times 2.52) = 22.92ton$$

$$\boldsymbol{M_u} = (.86) + (1.2 \times .55) + (1.2 \times 8.1) = 11.25ton$$

2IPE24را بررسی میکنیم:

$$\boldsymbol{P_{uef} = P_u + M_x\left(\frac{2}{d}\right) + M_y\left(\frac{7.5}{b_f}\right)}$$

$$\boldsymbol{P_{uef} = 22.92 + (11.25)\left(\frac{2}{0.24}\right) = 125.17}$$

$$\boldsymbol{A_g = \frac{125.17}{2} = 62.58}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{G_{top} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = 1.04} \\ \boldsymbol{G_{bot} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = 1.04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{K = \sqrt{\dfrac{1.6\times G_A G_B + 4(G_{A+}G_B)+7.5}{G_{A+}G_B+7.5}} \geq 1} \\ \boldsymbol{K = \sqrt{\dfrac{1.6\times 1.04\times 1.04+4(1.04+1.04)+7.5}{1.04+1.04+7.5}} = 1.35} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{K_x = 1.35} \\ \boldsymbol{K_y = 1} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{I_y = 2(284 + 39.1 \times 6^2) = 3383.2cm^4}$$

$$\boldsymbol{r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{3383.2}{2 \times 39.1}} = 6.57}$$

$$\boldsymbol{r_x = 9.97cm}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1\times 300}{9.97} = 30.09} \\ \boldsymbol{\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.38\times 300}{6.57} = 63.01} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{\lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}}} \\ \boldsymbol{\lambda_{cy} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}}} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{\lambda_{cx} = 0.323} \\ \boldsymbol{\lambda_{cy} = 0.678} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\lambda = \max(30.09, 63.01) \rightarrow \lambda = 63.01 \rightarrow \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}}$$

$$\boldsymbol{F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 5220.35\frac{kg}{cm^2}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{5220.35}}\right] \times 2400 = 1979.89 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi_c \times F_{cr} = 0.85 \times 1979.89 = 1682.91$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 1979.89 \times (2 \times 39.1) = 154827.39$$

$$\phi_c \times P_n = 0.85 \times 154827.39 \times 10^{-3} = 131.6$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{22.92}{131.6} = 0.174 < 0.2$$

$$P_{ex} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cx}} = \frac{2 \times 39.1 \times 2400 \times 10^{-3}}{0.323^2} = 1798.92 ton$$

$$P_{ey} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cy}} = \frac{2 \times 39.1 \times 2400 \times 10^{-3}}{0.678^2} = 408.28 ton$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = .85$$

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{22.92}{1798.92}} = .9 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1.01$$

$$\beta_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{22.92}{408.28}} = .86 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

$M_r = \beta_1 M_2 = 1 \times 12.35 = 12.35\ t.m$ درپای ستون

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 6.57}{\sqrt{2400}} = 333.93$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 \times 2400 \times Z = 0.9 \times 2400 \times 2 \times 183 \times 2 \times 10^{-5} = 15.81\ t.m$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{22.92}{131.6} + \frac{8}{9}\left(\frac{11.25}{15.81} + 0\right) = .86 < 1$$ قابل قبول

طراحی ستون B در قاب 1 در طبقه اول:

P_D= 21.88 ton , P_L= 2.67ton , P_E= 4.6ton

M_D= 1.1ton , M_L= .68ton , M_E= 8.70ton

$$\boldsymbol{P_u} = (21.88) + (1.2 \times 2.67) + (1.2 \times 4.6) = 30.60ton$$

$$\boldsymbol{M_u} = (1.1) + (1.2 \times .68) + (1.2 \times 8.70) = 12.36ton$$

2IPE27را بررسی میکنیم:

$$\boldsymbol{P_{uef} = P_u + M_x\left(\frac{2}{d}\right) + M_y\left(\frac{7.5}{b_f}\right)}$$

$$\boldsymbol{P_{uef} = 30.60 + (12.36)\left(\frac{2}{0.27}\right) = 122.16}$$

$$\boldsymbol{A_g = \frac{122.16}{2} = 61.08}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{G_{top} = \dfrac{\frac{1}{3.2}+\frac{1}{3.2}}{\frac{1}{3.9}+\frac{1}{2.9}} = 1.04} \\ \boldsymbol{G_{bot} = 1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{K = \sqrt{\dfrac{1.6\times G_A G_B + 4(G_{A+}G_B)+7.5}{G_{A+}G_B+7.5}} \geq 1} \\ \boldsymbol{K = \sqrt{\dfrac{1.6\times 1.04\times 1 + 4(1.04+1)+7.5}{1.04+1+7.5}} = 1.35} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{K_x = 1.35} \\ \boldsymbol{K_y = 1} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{I_y = 2(420 + 45.9 \times 6.75^2) = 5022.64cm^4}$$

$$\boldsymbol{r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5022.64}{2 \times 45.9}} = 7.39cm}$$

$$\boldsymbol{r_x = 11.2cm}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.35\times 320}{11.2} = 38.57} \\ \boldsymbol{\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.\times 320}{7.39} = 43.3} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{\lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}}} \\ \boldsymbol{\lambda_{cy} = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}}} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{\lambda_{cx} = .41} \\ \boldsymbol{\lambda_{cy} = .46} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\lambda = \max(38.57, 43.3) \rightarrow \lambda = 43.3 \rightarrow \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}}$$

$$\boldsymbol{F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 11054.61\frac{kg}{cm^2}}$$

$$\boldsymbol{F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{11054.61}}\right] \times 2400 = 2191.53\frac{kg}{cm^2}}$$

$$\boldsymbol{\phi_c \times F_{cr} = 0.85 \times 2191.53 = 1862.8}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 2191.53 \times (2 \times 45.9) = 201182.454$$

$$\phi_c \times P_n = 0.85 \times 201182.454 \times 10^{-3} = 171$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{30.60}{171} = 0.179 < 0.2$$

$$P_{ex} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cx}} = \frac{2 \times 45.9 \times 2400 \times 10^{-3}}{.41^2} = 1310.65ton$$

$$P_{ey} = \frac{A_g \times F_y}{\lambda^2{}_{cy}} = \frac{2 \times 45.9 \times 2400 \times 10^{-3}}{.46^2} = 1041.20ton$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} =.85$$

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{30.6}{1310.65}} =.87 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{.85}{1 - \frac{30.6}{1041.20}} =.88 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$$

$M_r = \beta_1 M_2 = 1 \times 12.36 = 12.36\ t.m$ درپای ستون

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 7.39}{\sqrt{2400}} = 375.61$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 \times 2400 \times Z = 0.9 \times 2400 \times 2 \times 239 \times 2 \times 10^{-5} = 20.64\ t.m$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = \frac{30.6}{131.6} + \frac{8}{9}\left(\frac{12.36}{20.64} + 0\right) =.78 < 1$$ قابل قبول

ستون های B در قاب1

story	*clum*
St5	**2IPE14**
St4	**2IPE20**
St3	**2IPE22**
St2	**2IPE24**
St1	**2IPE27**

طراحی

بادبندها

۱۰-۳-۱۰-۳مهاربند واگرای معمولی در داخل قاب ساده:

در این مهاربند ها تحلیل وطراحی عضو مهاربند، اتصالات مربوطه، تیر پیوند، تیر خارج از ناحیه پیوند وستون ها باید مطابق ضوابط ارایه شده برای قاب های مهاربندی شده ی همگرای معمولی در بند۱۰-۳-۹-۳-مهاربندی های همگرای معمولی، وبا منظور کردن ضوابط وملاحظات زیر انجام می شود.

۱-برون محوری eباید کوچکتراز$\frac{1}{5}$ طول دهانه مهاربند باشد.

۲-تیر مهاربند،شامل تیر پیوند وتیر خارج از ناحیه پیوند،بایدبه صورت پیوسته با مقطع فشرده باجان پرواتصال پیوسته سراسری جان تیر به بال ها باشد.

۳-تیرمهاربند بایدقادر به تحمل بارهای قائم وارد بر آن بدون توجه به وجود مهاربندها باشد.

۴-درجان تیردرمحل اتصال مهاربند به تیر، باید سخت کننده های زیر به عنوان حداقل درنظر گرفته شود.

-یک جفت سخت کننده در ابتدا وانتهای اتصال عضو قطری مهاربند.

-یک جفت سخت کننده درداخل،تیر پیوند،مطابق شکل های۱۰-۳-۱۱

بادبند دهانه 2-1 طبقه ۵:

بار وارده بر بادبند:

P_D= .98 ton , P_L= 0 , P_E= 6.28ton

$$\boldsymbol{P_u} = (.\mathbf{8}5 \times .98) + (1.2 \times 6.28) = 8.37ton$$

طول بادبند = 3.6 m

Pu=Øt.fy.Ag → Ag=$\frac{Pu}{0.9fy}$

Ag=$\frac{8.37}{0.9\times2.4}$=3.875

Select 2UNP80

UNP80{A=11cm^2 , ez=1.45cm ,rx=3.1cm ,Iy=19.4cm^4 ,b=4.5cm

Iy=2(19.4+11$(4.5-1.45+0.4)^{\ 2}$)=300.65 cm^4

ry=$\sqrt{\frac{Iy}{A}}$ = $\sqrt{\frac{300.65}{2*11}}$ = 3.69 → r_{min} = 3.1

λ=$\frac{Kl}{rmin}$ = $\frac{1*360}{3.1}$ = 116.129

کنترل فشار در بادبند:

F.S=1.67+0.375[$\frac{\lambda}{Cc}$]-0.125[$\frac{\lambda}{Cc}$]^3=1.67+0.375[$\frac{116.129}{131.45}$]-0.125[$\frac{116.129}{131.45}$]^3

F.S=1.92

$$Fa=\frac{1}{F.S}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{Cc}\right)^2\right]fy=\frac{1}{1.92}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{116.129}{131.45}\right)^2\right]2400=762.20$$

$$B=\frac{1}{1+\frac{kl/r}{2Cc}}=\frac{1}{1+\frac{116.129}{2*131.45}}=0.693$$

Fas=B*Fa= 762.20*.693 = 528.21

Pall= Fas×A= 528.21× (2×11) = 11.62 ton > 8.37ton ok

کنترل لاغری:

طبق بند ۸-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ لاغری اعضای بادبند نبایداز $\frac{6025}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز نماید

$$\frac{kl}{r_{min}} \leq \frac{6025}{\sqrt{F_y}} \quad \rightarrow \quad 116.129 \leq 123 \quad ok$$

Use 2UNP80

بادبند دهانه 2-1 طبقه 4:

بار وارده بر بادبند

P_D= 1.44 ton , P_L= 0 , P_E= 11.79ton

$$\boldsymbol{P_u} = (.\mathbf{8}5 \times 1.44) + (1.2 \times 11.79) = 15.372ton$$

طول بادبند = 3.6 m

Pu=Øt.fy.Ag → Ag=$\frac{Pu}{0.9fy}$

Ag=$\frac{15.372}{0.9\times2.4}$=7.116

Select 2UNP100

UNP100{A=13.5cm^2 , ez=1.55cm ,rx=3.91cm ,Iy=29.3cm^4 ,b=5cm

Iy=2(29.3+13.5$(5-1.55+0.4)^{\ 2}$)=458.81 cm^4

ry=$\sqrt{\frac{Iy}{A}}$ = $\sqrt{\frac{458.81}{2\times29.3}}$ = 2.8→ r_{min} = 2.9

λ=$\frac{Kl}{rmin}$ = $\frac{1*360}{2.9}$ = 124.14

کنترل فشار در بادبند:

F.S=1.67+0.375[$\frac{\lambda}{Cc}$]-0.125[$\frac{\lambda}{Cc}$]^3=1.67+0.375[$\frac{124.14}{131.45}$]-0.125[$\frac{124.14}{131.45}$]^3

F.S=1.92

$$Fa=\frac{1}{F.S}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{Cc}\right)^2\right]fy=\frac{1}{1.92}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{124.14}{131.45}\right)^2\right]2400=692.58$$

$$B=\frac{1}{1+\frac{kl/r}{2Cc}}=\frac{1}{1+\frac{124.14}{2*131.45}}=0.68$$

Fas=B*Fa= 692.58*.68 = 470.955

Pall= Fas×A= 470.955× (2×29.3) = 27.59ton > 15.372ton ok

کنترل لاغری:

طبق بند ۸-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ لاغری اعضای بادبند نبایداز $\frac{6025}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز نماید

$$\frac{kl}{r_{min}} \leq \frac{6025}{\sqrt{F_y}} \quad \rightarrow \quad 124.14 \leq 123 \quad \text{ok}$$

Use 2UNP100

بادبند دهانه 2-1 طبقه 3:

بار وارده بر بادبند

P_D= 1.44 ton , P_L= 0 , P_E= 16.085ton

$$\boldsymbol{P_u} = (.\mathbf{8}5 \times 1.44) + (1.2 \times 16.085) = 20.52ton$$

طول بادبند = 3.6 m

Pu=Øt.fy.Ag → Ag=$\frac{Pu}{0.9fy}$

Ag=$\frac{20.52}{0.9*2400}$=9.5

Select 2UNP120

UNP120{A=17cm^2 , ez=1.6cm ,rx=4.62cm ,Iy=43.2cm^4 ,b=5.5cm

Iy=2(43.2+17$(5.5-1.6+0.4)^2$)=715.06 cm^4

ry=$\sqrt{\frac{Iy}{A}}$ = $\sqrt{\frac{715.06}{2*17}}$ = 4.58 → r_{min} = 4.58

λ=$\frac{Kl}{rmin}$ = $\frac{1*360}{4.58}$ = 78.60

کنترل فشار در بادبند:

F.S=1.67+0.375[$\frac{\lambda}{Cc}$]-0.125[$\frac{\lambda}{Cc}$]^3=1.67+0.375[$\frac{78.60}{131.45}$]-0.125[$\frac{78.60}{131.45}$]^3

F.S=1.87

$$Fa=\frac{1}{F.S}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{Cc}\right)^2\right]fy=\frac{1}{1.87}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{78.60}{131.45}\right)^2\right]2400=1053.99$$

$$B=\frac{1}{1+\frac{kl/r}{2Cc}}=\frac{1}{1+\frac{78.60}{2*131.45}}=0.77$$

Fas=B*Fa= 1053.99*0.77 = 811.57

Pall= Fas*A= 811.57*(2*17) = 27.6 ton > 20.52 ton ok

کنترل لاغری:

طبق بند ۸-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ لاغری اعضای بادبند نبایداز $\frac{6025}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز نماید

$$\frac{kl}{r_{min}}\leq\frac{6025}{\sqrt{F_y}} \quad \rightarrow \quad 78.60\leq ۱۲۳ \quad ok$$

Use 2UNP120

بادبند دهانه 2-1 طبقه 2:

بار وارده بر بادبند

P_D= 1.44 ton , P_L= 0 , P_E= 19.15ton

$$\boldsymbol{P_u} = (.\mathbf{8}5 \times 1.44) + (1.2 \times 19.15) = 24.20ton$$

طول بادبند = 3.6 m

Pu=Øt.fy.Ag → Ag=$\frac{Pu}{0.9fy}$

Ag=$\frac{24.20}{0.9\times2.4}$=11.20

Select 2UNP120

UNP120{A=17cm^2 , ez=1.6cm ,rx=4.62cm ,Iy=43.2cm^4 ,b=5.5cm

Iy=2(43.2+17$(5.5-1.6+0.4)^{\ 2}$)=715.06 cm^4

ry=$\sqrt{\frac{Iy}{A}}$ = $\sqrt{\frac{715.06}{2*17}}$ = 4.58 → r_{min} = 4.58

λ=$\frac{Kl}{rmin}$ = $\frac{1*360}{4.58}$ = 78.60

کنترل فشار در بادبند:

F.S=1.67+0.375[$\frac{\lambda}{Cc}$]-0.125[$\frac{\lambda}{Cc}$]^3=1.67+0.375[$\frac{78.60}{131.45}$]-0.125[$\frac{78.60}{131.45}$]^3

F.S=1.87

$$Fa=\frac{1}{F.S}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{Cc}\right)^2\right]fy=\frac{1}{1.87}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{78.60}{131.45}\right)^2\right]2400=1053.99$$

$$B=\frac{1}{1+\frac{kl/r}{2Cc}}=\frac{1}{1+\frac{78.60}{2*131.45}}=0.77$$

Fas=B*Fa= 1053.99*0.77 = 811.57

Pall= Fas*A= 811.57*(2*17) = 27.6 ton > 24.20 ton ok

کنترل لاغری:

طبق بند ۸-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ لاغری اعضای بادبند نبایداز $\frac{6025}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز نماید

$$\frac{kl}{r_{min}} \leq \frac{6025}{\sqrt{F_y}} \quad \rightarrow \quad 78.60 \leq ۱۲۳ \quad \text{ok}$$

Use 2UNP120

بادبند دهانه 2-1 طبقه 1:

بار وارده بر بادبند

P_D= 1.44 ton , P_L= 0 , P_E= 20.9ton

$$\boldsymbol{P_u} = (.\mathbf{8}5 \times 1.44) + (1.2 \times 20.9) = 26.30ton$$

طول بادبند = 3.6 m

Pu=Øt.fy.Ag → Ag=$\frac{Pu}{0.9fy}$

Ag=$\frac{24.20}{0.9\times2.4}$=12.18

Select 2UNP120

UNP120{A=17cm^2 , ez=1.6cm ,rx=4.62cm ,Iy=43.2cm^4 ,b=5.5cm

Iy=2(43.2+17$(5.5-1.6+0.4)^{\ 2}$)=715.06 cm^4

ry=$\sqrt{\frac{Iy}{A}}$ = $\sqrt{\frac{715.06}{2*17}}$ = 4.58 → r_{min} = 4.58

λ=$\frac{Kl}{rmin}$ = $\frac{1*360}{4.58}$ = 78.60

کنترل فشار در بادبند:

F.S=1.67+0.375[$\frac{\lambda}{Cc}$]-0.125[$\frac{\lambda}{Cc}$]^3=1.67+0.375[$\frac{78.60}{131.45}$]-0.125[$\frac{78.60}{131.45}$]^3

F.S=1.87

$$Fa=\frac{1}{F.S}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{Cc}\right)^2\right]fy=\frac{1}{1.87}\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{78.60}{131.45}\right)^2\right]2400=1053.99$$

$$B=\frac{1}{1+\frac{kl/r}{2Cc}}=\frac{1}{1+\frac{78.60}{2*131.45}}=0.77$$

Fas=B*Fa= 1053.99*0.77 = 811.57

Pall= Fas*A= 811.57*(2*17) = 27.6 ton > 26.30 ton ok

کنترل لاغری:

طبق بند ۸-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ لاغری اعضای بادبند نبایداز $\frac{6025}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز نماید

$$\frac{kl}{r_{min}}\leq\frac{6025}{\sqrt{F_y}} \quad \rightarrow \quad 78.60\leq ۱۲۳ \quad ok$$

Use 2UNP120

طراحی

صفحه ستون

طراحی صفحه ستون:

ابعاد ستون: عرض $= 2b_f$+=2(13.5)=27cm طول $= d = 27\ cm$ ←2IPE270

P=30.6 ton

M=12.36 ton.m

ابعاد کف ستون=50×50 cm

$.f_c = 210\frac{kg}{cm^2}$

$.f_y = 2400\frac{kg}{cm^2}$

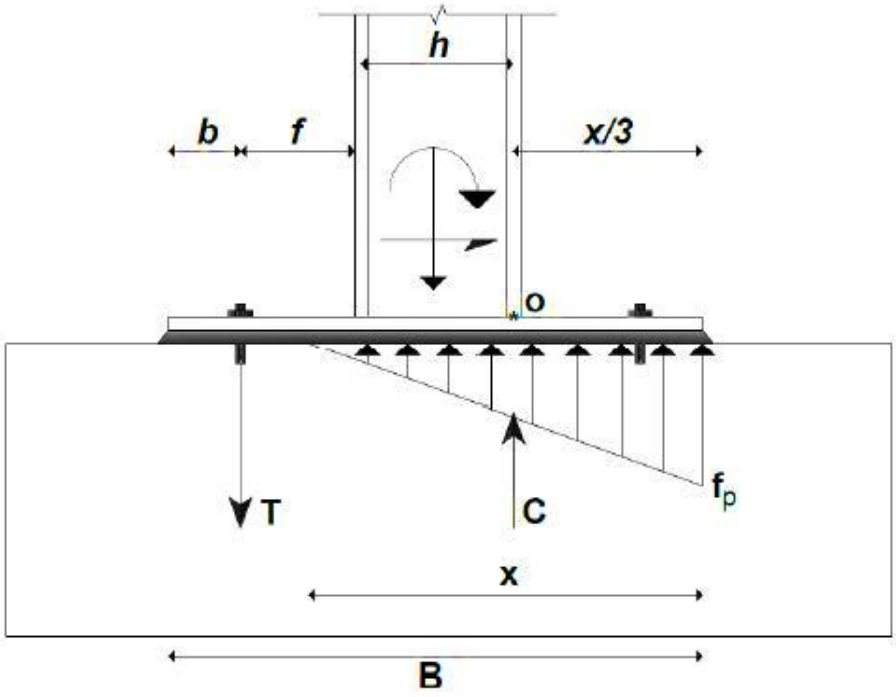
$.f_u = f_t = 4000\frac{kg}{cm^2}$

حل:

$.e = \frac{M}{P} = \frac{12.36\times\mathbf{100}}{30.6} = 40.4\ cm$

$.\frac{H}{6} = \frac{50}{6} = 8.34\ cm$

e> $\frac{H}{6}$ در حالت چهارم (یعنی در بلت ها کشش ایجاد می شود.)



فاصله مرکز بلت تا مرکز کف ستون F=(50/2)-7=18cm

M=T(f+$\frac{h}{2}$) + $P(\frac{h}{2})$ →12.36× 10^2=T(18+$\frac{27}{2}$) + $30.6\left(\frac{27}{2}\right) = 26.12 \quad ton$

سطح مقطع لازم میل مهار $.A_{st} = \frac{T}{F_t} = \frac{26.12\times10^3}{0.33\times4000} = 19.78 \cong 15\text{cm}^2$

چون روش تقریبی می باشدمقدار A_{st}راکاهش میدهیم $A_{st} \cong 15\text{cm}^2$

تعیین مقدار x:

$$.x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0$$

$$.a_1 = 3\left(e - \frac{B}{2}\right) = 3\left(40.4 - \frac{50}{2}\right) = 46.2$$

$$.a_2 = \frac{6E_{st}.A_s}{E_{con}.D}(f + e) = \frac{6*2.1*10^6*15}{2*10^5*50}(18 + 40.4) = 1103$$

$$.a_3 = -a_2\left(\frac{B}{2} + f\right) = -1103\left(\frac{50}{2} + 18\right) = -47429$$

X=19.73 cm

تعیین تنش حداکثر زیر کف ستون:

$$f_p = \frac{2P(e+f)}{xD(\frac{B}{2}+f-\frac{x}{3})} = \frac{2\times30.6\times10^3(40.4+18)}{19.73*50(\frac{50}{2}+18-\frac{19.73}{3})} = 99.5 \ \frac{kg}{cm^2}$$

کنترل تنش زیر فونداسیون:

$$.f_p \le F_p = \Phi_c.P_p = 0.85f_c.A_1\sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \le 1.7\Phi_c.f_c.A_1$$

$$.0.85 \times 210 \times 2500\sqrt{\frac{625000}{2500}} \le 1.7 \times 0.6 \times 210 \times 1800$$

33599.2≤ 385560 ok

تعیین مقدار دقیق نیروی میل مهار:

$$T = P\frac{e+\frac{x}{3}-B/2}{\frac{B}{2}+f-x/3} = 30.6\frac{40.4+\frac{19.73}{3}-\frac{50}{2}}{\frac{50}{2}+18-\frac{19.73}{3}} = 18.46\ \text{ton}$$

تعیین ضخامت کف ستون:

$$M_{max} = f_p \times \frac{L^2}{12} \times D = 99.5 \times \frac{13.5^2}{12} \times 50 * 10^{-3} = 453.35\ \ ton.cm$$

$1.4M \leq \Phi_b.Z.F_y$

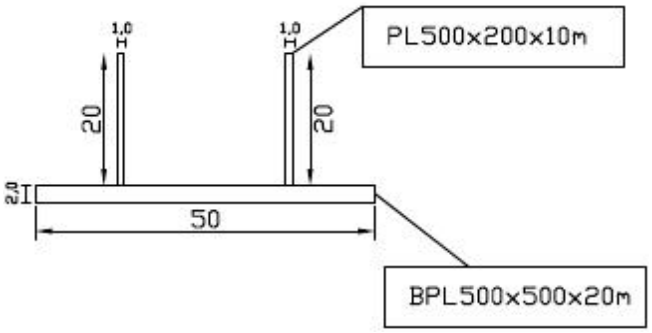
$1.4 \times 453.35 \leq 0.9 \times 2400 \times 10^{-3} \times \frac{50 \times {t_p}^2}{4}$

$634.69 \leq 27\ {t_p}^2$

$t_p = 4.84$

باتوجه به این که ضخامت به دست آمده دربازار موجود نمی باشد بنابراین لازم است باورق ضخامت۲۵میلیمتر موجود دربازار وبا استفاده از سخت کننده واستیفنر ها ضخامت کف ستون راکاهش دهیم.

طراحی سخت کننده ها (stiffner):



$$\mathbf{50 \times x = 20 \times 1 \times 2 + 50(2-x) \rightarrow x = 1.4}$$

$$\mathbf{z = 50 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + 2\big(20 \times 1(10+6)\big) + (50 \times .6 \times .3) \rightarrow z = 473}cm^3$$

کنترل سخت کننده:

$1.4M \leq \Phi_b.Z.F_y$

$1.4 \times 453.35 \leq .9 \times 473 \times 2400 \rightarrow\ 634.69t.cm \leq 1021t.cm \qquad OK$

$$\mathbf{BPL500 \times 500 \times 20}mm$$

$$\mathbf{stiffner: PL500 \times 200 \times 10}mm$$

طراحی

اتصالات

اتصال تیر به ستون در تیر AB طبقه سوم از نوع قاب خمشی

طراحی اتصالات:

اتصال تیر به ستون در تیر AB طبقه سوم از نوع قاب خمشی (اتصال صلب) می باشد. طول دهانه 3.9 متر و تیر تحت بار گسترده یکنواخت با شدت 788 t/m. است. طبق طراحی انجام شده تیر نیمرخ IPE24 و ستون 2IPE240 بدست آمده است.

تعیین لنگر خمشی M و نیروی برشی R :

خصوصیات نیمرخ IPE240 به شرح زیر است.

d=24cm t_{fp}=.98 cm t_{wb}=.62 cm b_{fp}=12 cm S=324 cm^3

$f_b = \frac{M}{S} = \frac{0.9M}{324} \leq F_b = 0.66 f_y = 1584\ kg/cm^2$ → M= 5.70t.m

$R = \frac{wL}{2} = \frac{.788*5}{2} = 1.54$ ton

طراحی ورق A (ورق روی بال فشاری تیر):

$T = \frac{M}{d} = \frac{5.70}{.24} = 23750kg$

$f_t = \frac{T}{b_A.t_A} = \frac{23750}{b_A.t_A} \leq 0.6F_y = 1440kg/cm^2$ → $b_A.t_A \geq 15.5\ cm^2$

برای انجام جوشکاری راحت عرض ورق A باید از عرض تیر کمتر باشد بنابراینb_A: =10 cm

$10t_A \geq 15.5\ cm^2$ → $t_A \geq 1.55$ cm → t_A= 1.5 cm

$2L_A \times 0.707 \times 0.8 \times 0.3 \times 4200 \times 0.75 \geq 23750$ → $L_A \geq 22.21$ cm

طول ورق را برابر ۲۰ سانتیمتر در نظر می گیریم.

بنابراین ورق A با ابعاد 200×100×15 mm مناسب خواهد بود.

طراحی ورق B (ورق روی بال کششی تیر):

$f_c = \frac{C}{b_B.t_B} = \frac{23750}{b_B.t_B} \leq 0.6F_y = 1440\ kg/cm^2$ → $b_B.t_B \geq 15.5\ cm^2$

عرض ورق B را به اندازه ۲ سانتی متر از عرض بال تیر بیشتر در نظر می گیریم بنابراین ؛

b_B=13.5+2=15.5 cm → $15.5t_B \geq 15.5\ cm^2$ → $t_B \geq 1$ cm → t_B= 1 cm

با فرض ضخامت گلوی جوش گوشه ورق B به بال تیر برابرa_w =8 mm می توان نوشت,

$2L_B \times 0.707 \times 0.8 \times 0.3 \times 4200 \times 0.75 \geq 23750$ → $L_B \geq 22.21$ cm

بنابراین ورق A با ابعاد 250×155×10 mm مناسب خواهد بود.

طراحی ورق C :

چنانچه از جفت ورق برای انتقال نیروی برشی از جان تیر به بال ستون استفاده کنیم هر یک از ورق ها برای انتقال نیروی برشی R_1 =770 kg طراحی می شوند. اگر L_C طول ورق C برابر ۳۰ سانتی متر در نظر گرفته شود می توان نوشت:

$$f_c=\frac{3}{2}\times\frac{R_1}{L_C.t_C}\leq F_v \quad\rightarrow\quad \frac{3}{2}\times\frac{770}{30.t_C}\leq 0.4F_y=960 \quad\rightarrow\quad t_c\geq .27\text{ cm}$$

ضخامت ورق را برابر ۵ میلیمتر در نظر می گیریم.

چنانچه عرض ورق C را برابر 12 سانتی متر و فاصله آزاد جان تیر تا بال ستون ۱,۵ سانتی متر در نظر گرفته شود جوش گوشه اتصال ورق C به جان تیر تحت نیروی برشی R_1 و لنگر پیچشی R_1e قرار دارد.

با فرض ضخامت گلوی جوش گوشه برابر یک سانتی متر خصوصیات هندسی مقطع جوش به شرح زیر است:

A_w= 2x12+30 = 54 cm^2

$\overline{x}=\frac{2\times12\times\frac{12}{2}}{54}$ =2.7 cm

I_x = 2x12x15^2+ $\frac{30^3}{12}$ = 7650 cm^4

I_y = 30x2.7^2+$\frac{2}{3}$ (2.7^3+ 9.3^3)= 768.06 cm^4

J= I_x + I_y = 8418.06 cm^4

e= 13.5-2.7= 10.8 cm $\qquad R_1e$=770x10.8= 8316

$f_{vs}=\frac{R_1}{A_w}=\frac{770}{54}$ = 14.26 kg/cm^2

$f_{vx}=\frac{R_1e_y}{J}=\frac{8316*10.8}{8418}$ = 10.7 kg/cm^2

$f_{vy}=\frac{R_1e_x}{J}=\frac{8316*9.3}{8418}$ = 9.18 kg/cm^2

$$f_r=\sqrt{(f_{vs}+f_{vy})^2+{f_{vx}}^2}=\sqrt{(14.26+9.18)^2+10.7^2}=25.76$$

0.707a_w x 0.3 x 4200 x 0.75 ≥ 25.76 → a_w≥0.038

بنابراین ضخامت گلوی جوش گوشه ورق C به جان تیر را ۶ میلی متر در نظر می گیریم که ضوابط حداقل و حد اکثر ضخامت گلوی جوش را ارضا می کند.

کنترل جان ستون در اثر نیروی فشاری:

خصوصیات هندسی ستون IPE 24 به شرح زیر است:

d=24 cm t_{fp}=.98 cm t_{wb}=0.62 cm b_{fc}=12 cm k=1.64

$P_{bf}=\frac{5}{3}$C= $\frac{5}{3}$ x 11875= 19791

P_{bf} = 19791 ≤ 2400(5x1.64+1)3.2=70656kg ok

C=23750kg ≥ 566x $0.62^2[1+\frac{3*1}{24}(\frac{.62}{.98})^{1.5}]\sqrt{\frac{2400*.98}{.62}}$=14243.46 ok

کنترل بال ستون در اثر نیروی کششی:

t_{fc}= 2*.98≥ $0.4\sqrt{\frac{1971}{2400}}$ → 1.96≥ .363 ok

کنترل برش در چشمه اتصال:

V_R=$0.4F_y.h_c.\ t_{wb}$ → 0.4x2400x3.2((2x24)-(4x.98))=135413≥23750 ok

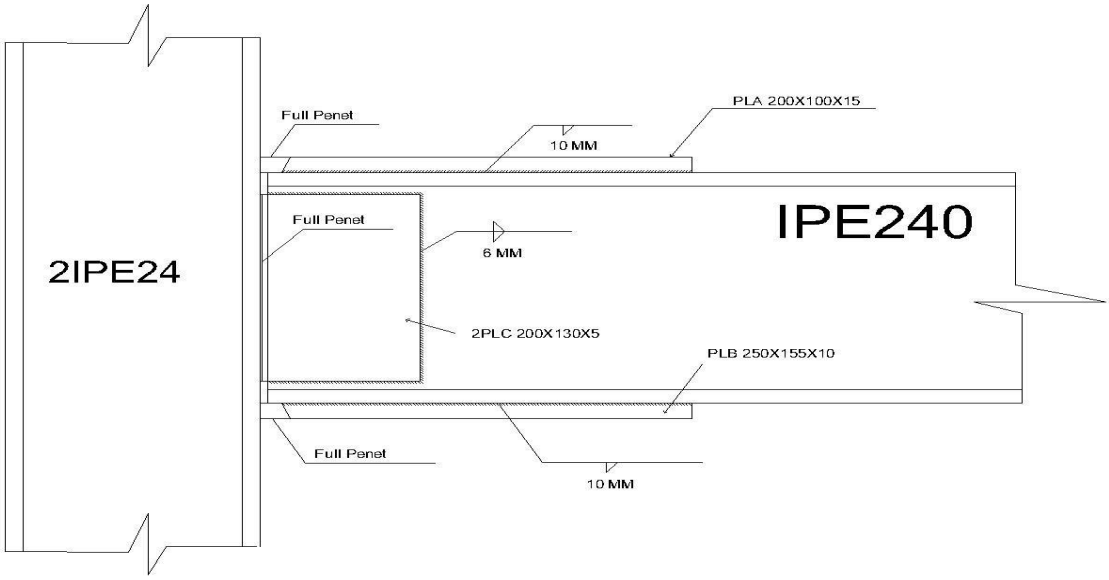
میزان صلبیت:

$\Delta_{conn}=\frac{23750*25}{2*2*10^6*15.5*1}$ = 0.0098 cm

$\theta_{conn}=\frac{\Delta_{conn}}{d/2}$ = $7.98*10^{-3}$rad

$K_{conn}=\frac{M}{\theta_{conn}}=\frac{5.70}{7.98*10^{-3}}$ = 714.28 t.m/rad

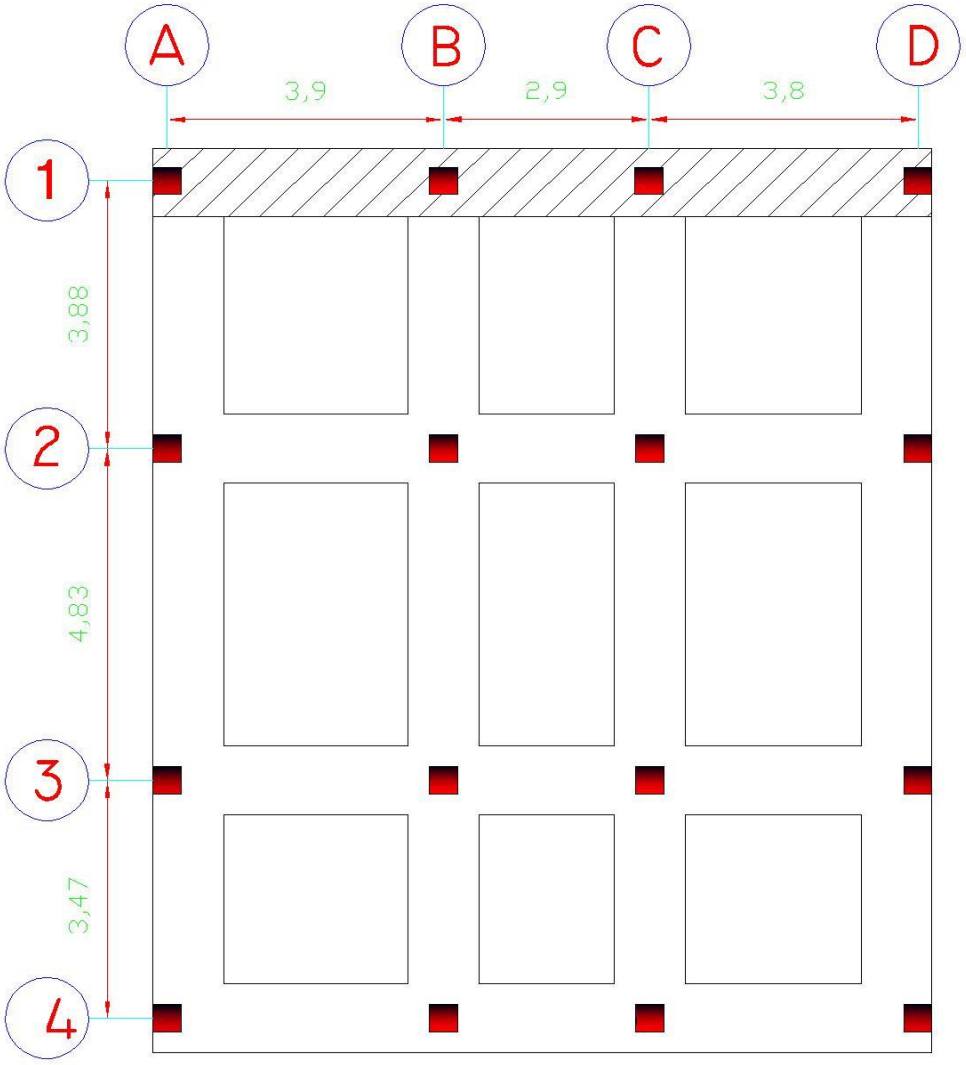
$\acute{\alpha}_{conn}=\frac{K_{conn}.L_{beam}}{E.I_{beam}}=\frac{714.28*10^5*390}{2.1*10^6*212}$ =62.57 ≥ 12 ok



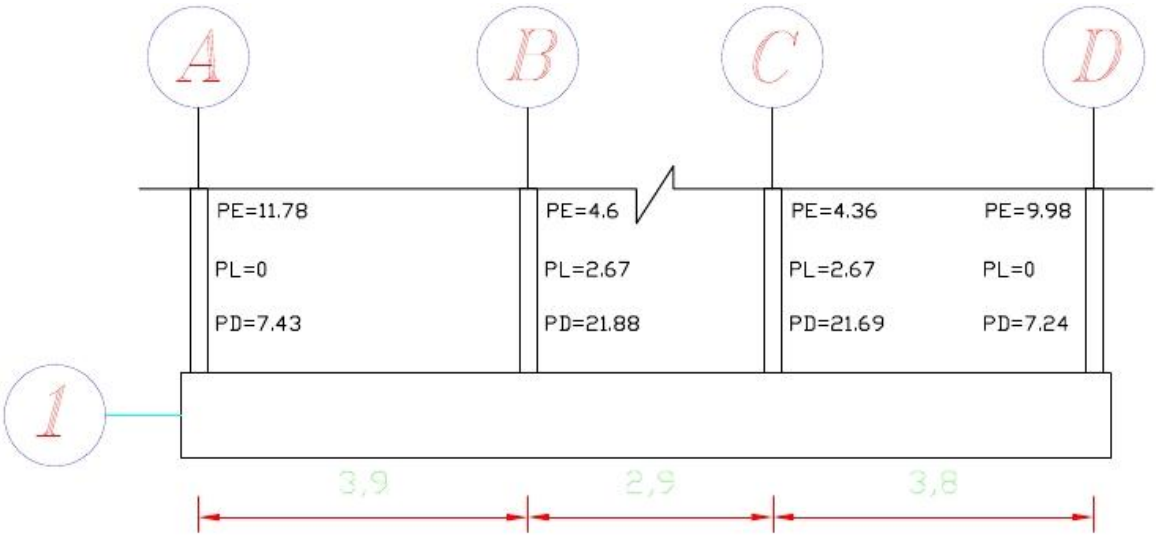
اتصالات صلب تیر به ستون

طراحی

پی


A
B
C
D
3,9
2,9
3,8
1
2
3
4
3,88
4,83
3,47

در این پروژه فقط نوار 1 را طراحی می کنیم:



مقاومت مجاز خالص خاک در تراز کف پی:

$q_a = 1.2\ {}^{ton}/_{m}$ $\quad F'_c = 250\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $\qquad F_y = 4000\ {}^{kg}/_{cm^2}$

محاسبه ابعاد پی:

طول نوار پی L=11m

$A = 1.20 \times 11 = 13.2m^2$

$Iy = \frac{bh^3}{12} = \frac{11\times1.20^3}{12} = 1.584$

$Ix = \frac{hb^3}{12} = \frac{1.20 \times 11^3}{12} = 133.1$

محاسبه مقدار بارهای وارده بر نوار

$P_A = (.85 * 7.43 + 1.2 * 11.78) = 20.45$

$P_B = (21.88 + 1.2 * 2.67 + 1.2 * 4.6) = 30.604$

$P_C = (21.69 + 1.2 * 2.67 + 1.2 * 4.36) = 30.126$

$P_D = (.85 * 7.24 + 1.2 * 9.98) = 18.13$

$Q=\sum P \rightarrow Q = 99.31$

$Mx = Q \times ey \qquad ey = y' - \frac{L}{2}$

$y'=\frac{(20.45\times0.20+30.604\times4.1+30.126\times7+18.13\times10.8)}{99.31} = 5.4$

$ey = 5.4 - \frac{10.6}{2} = .1 \qquad Mx = 99.31 \times 0.1 = 9.931\text{t.m}$

$q = \frac{Q}{A} + mx \times \frac{Y}{IX} = »»» \quad q = \frac{99.31}{13.2} + 9.931 \times \frac{5.4}{110.91} = 9.027t/\text{m}^2$

$qa = 9.027\frac{t}{m^2}$ فشار خاک زیر پی

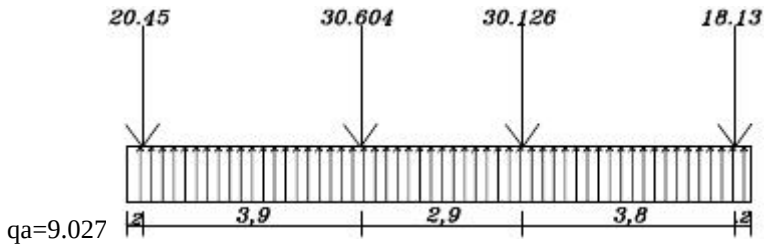
واکنش کل خاک 9.027×1.20×11=119.96t

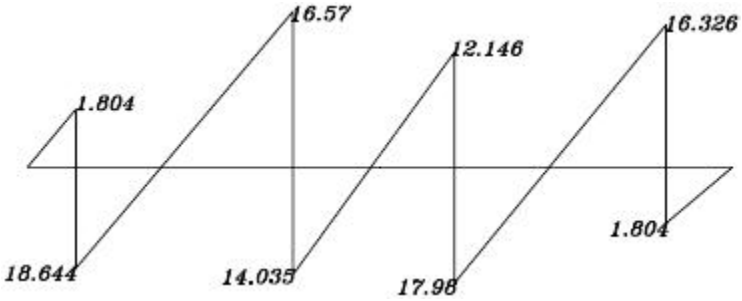
$\text{بار متوسط} = \frac{119.96 + 99.31}{2} = 109.635ton$

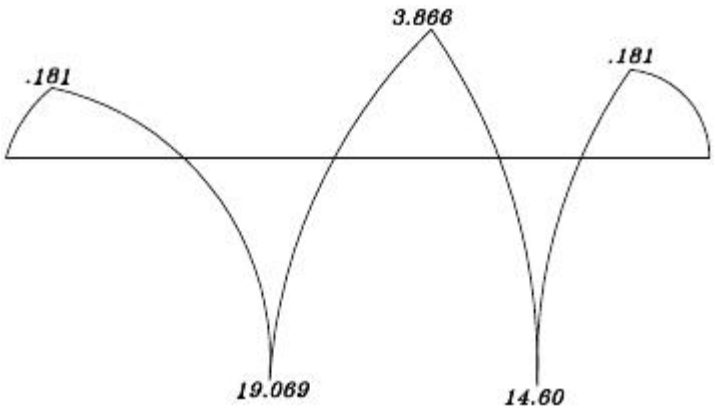
$\text{فشار متوسط خاک} = \frac{109.635 \times 9.027}{119.96} = 8.21T$

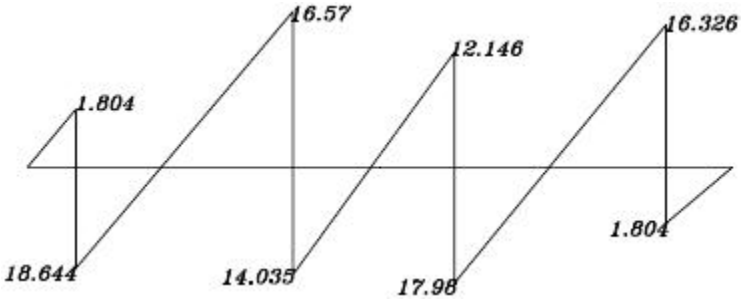
شدت بار وارده بر واحد طول=1.20×8.21=9.852t.m

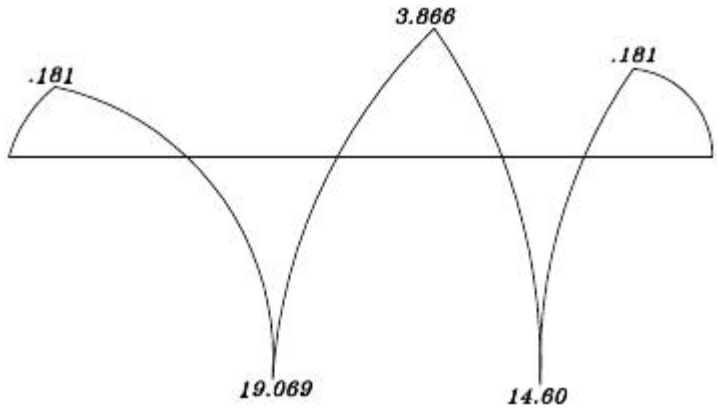
ضریب اصلاح بار ستون ها را در ضریب اصلاحی ضرب می کنیم. $f = \frac{\text{بار متوسط}}{\text{کل بار}} = \frac{109.635}{99.31} = 1.10$











تعین ضخامت شالوده:

عوامل موثردر تعین درانتخاب ارتفاع شالوده،برش یکطرفه به فاصله dازلبه صحفه ستون وکنترل برش دو طرفه یا پانچ که به فاصله d/2 از لبه صحفه ستون می باشد جهت کنترل از ماکزیم نیروی برشی که برابر با 19.146ton می باشداستفاده میکنیم.

در طراحی برای برش یکطرفه و دو طرفه مقدار برش بتن باید بزرگترازبرش ناشی از یکطرفه باشد و مقدار این برش بدون در نظر گرفتن آرماتور وی باشد. VC>VU

محیط برش پانچ b_0 = 4×(500 + d) = 2000 + 4d

V_u = 1.7×19.146= 32.55 ton

نیروی برشی $Vu = b_0 * d(\Phi \times \frac{1}{34} \times \ fc^{\frac{1}{2}})$

32.55 = (2 + 4d)×d×(0.85×0.34×$2500^{1/2}$)»»» $d = .55$

حال با فرض ۷۰میلی مترپوشش بتن روی میلگرد18

h =550+ 70 + 18 = 638 mm »»» $h = 650mm$

لنگر مثبت حداکثر:

M=3.88ton .m

$m' = \frac{3.88}{1.4}$ =2.77t.m

$M_u = 1.7 \times 2.77 = 4.709 t.m$

طراحی میلگرد فو قانی

$A_s = [0.85 \times f_c \times b \times d \div f_y] \times [1- \sqrt{\{1- (2M_u \div (f_c \times b \times d^2)\}}]$

$As = [0.85 \times 2500 \times 1.20 \times .55 \div 40000] \times [1- \sqrt{\{1- (2 \times 4.709 \div (2500 \times 1.20 \times .55)\}}]$

$As = 0.00071$

حداقل آرماتور لازم بر اساس سطح مقطع طبق مبحث7 طراحی پی برابر با 002. میباشد

$A_s = \rho bd = 0.002 \times 120 \times 0.65 = 15.6 \ cm^2$

حداقل آرماتور لازم فو قانی

7φ18@18cm

لنگر منفی حداکثر:

M=19.069ton .m

$m' = \frac{19.069}{1.4}$ =13.62t.m

$M_u = 1.7 \times 13.62 = 23.155 t.m$

طراحی میلگرد تحتانی

$A_s = [0.85 \times f_c \times b \times d \div f_y] \times [1- \sqrt{\{1- (2M_u \div (f_c \times b \times d^2)\}}]$

$As = [0.85 \times 2500 \times 1.20 \times .55 \div 40000] \times [1- \sqrt{\{1- (2 \times 23.155 \div (2500 \times 1.20 \times .55)\}}]$

$As = 0.0011$

حداقل آرماتور لازم بر اساس سطح مقطع طبق مبحث7 طراحی پی برابر با 002. میباشد

$A_s = \rho bd = 0.002 \times 120 \times 0.65 = 15.6 \ cm^2$

حداقل آرماتور طولی تحتانی

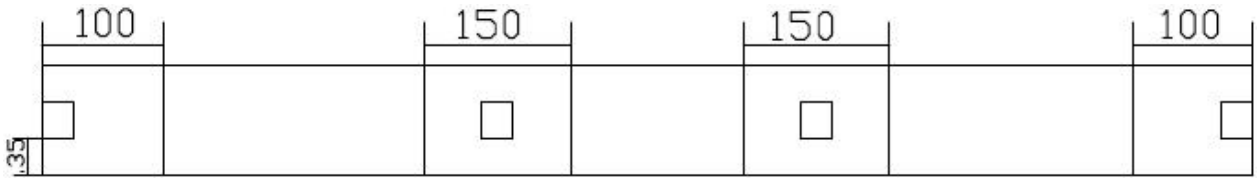
7φ18@18cm

طراحی میلگردهای خمشی عرض پی:

فولادهای خمشی عرضی در قسمت عرض موثر ستون بر اساس محاسبه و در مابقی پی بصورت فولاد حداقل تعبیه می گردد و عرض موثر ستون تا 0.75d در هر طرف ستون می باشد.

عرض موثر برای ستون کناری = عرض بیس پلیت + 0.75d = 50+(0.75×65)=100 cm

عرض موثر برای ستون ها = عرض بیس پلیت + 1.5d = 50+(1.5×65) = 150 cm



فولاد عرضی در زیر ستون A :

$$q = \frac{20.45}{1.2} = 17.04\ {}^{ton}/_{m}$$

$$M_u = 17.04 \times \frac{0.35^2}{2} = 1.043\ ton.m \ \rightarrow\ M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = 1.15\ \ ton.m$$

$$\frac{M_u}{F'_c bd^2} = \frac{1.15 \times 10^5}{250 \times 100 \times .65^2} = 10.88\ cm^2 \rightarrow AS_{min} = 0.002m^2\ \rightarrow AS = \rho bd$$

$$AS < AS_{min}\ \rightarrow\ AS = 0.002 \times 1.20 \times .65 = 15.6cm^2$$

6φ18@18cm

فولاد عرضی در زیر ستون B :

$$q = \frac{30.604}{1.2} = 25.50\ {}^{ton}/_{m}$$

$$M_u = 25.50 \times \frac{0.35^2}{2} = 1.56ton.m \ \rightarrow\ M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = 1.73\ \ ton.m$$

$$\frac{M_u}{F'_c bd^2} = \frac{1.73 \times 10^5}{250 \times 150 \times .65^2} = 10.91cm^2\ \rightarrow AS_{min} = 0.002m^2\ \rightarrow AS = \rho bd$$

$$AS < AS_{min}\ \rightarrow\ AS = 0.002 \times 1.20 \times .65 = 15.6cm^2$$

6φ18@18cm

لذا در تمام طول پی از فولاد مینیمم استفاده می کنیم.

فولاد عرضی در زیر ستون C :

$$q = \frac{30.126}{1.2} = 25.11\ {}^{ton}/_{m}$$

$$M_u = 25.11 \times \frac{0.35^2}{2} = 1.56 ton.m \ \rightarrow\ M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = 1.71\ ton.m$$

$$\frac{M_u}{F'_c bd^2} = \frac{1.71 \times 10^5}{250 \times 150 \times .65^2} = 10.8cm^2 \ \rightarrow AS_{min} = 0.002m^2 \ \rightarrow AS = \rho bd$$

$$AS < AS_{min} \ \rightarrow\ AS = 0.002 \times 1.20 \times .65 = 15.6cm^2$$

6φ18@18cm

فولاد عرضی در زیر ستون D :

$$q = \frac{18.13}{1.2} = 15.10\ {}^{ton}/_{m}$$

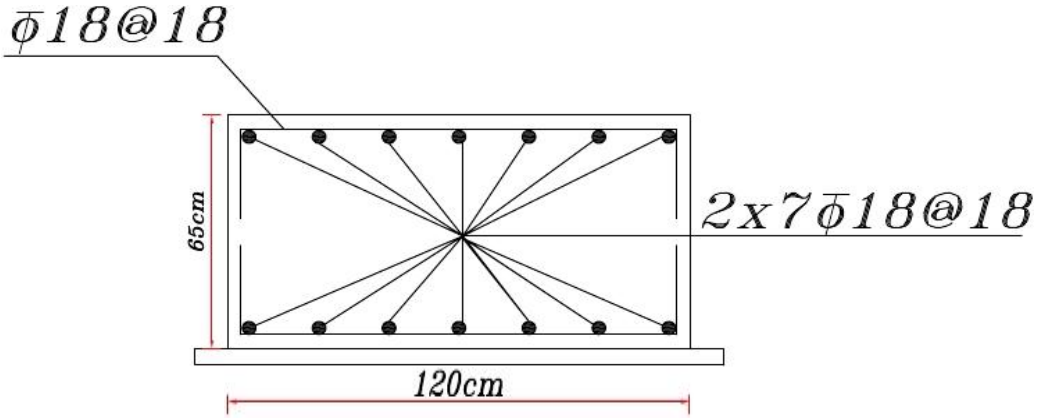
$$M_u = 15.10 \times \frac{0.35^2}{2} = .92 ton.m \ \rightarrow\ M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = 1.028\ ton.m$$

$$\frac{M_u}{F'_c bd^2} = \frac{1.028 \times 10^5}{250 \times 100 \times .65^2} = 9.73cm^2 \ \rightarrow AS_{min} = 0.002m^2 \ \rightarrow AS = \rho bd$$

$$AS < AS_{min} \ \rightarrow\ AS = 0.002 \times 1.20 \times .65 = 15.6cm^2$$

6φ18@18cm

لذا در تمام طول پی از فولاد مینیمم استفاده می کنیم.

میلگرد طولی فوقانی وتحتانی: 7φ18@18cm

میلگرد عرضی در راستای نوار: φ18@18cm