www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ارائه کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

بهترین و برترین مقالات روز عمران

انجمن های تخصصی مهندسی عمران

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران

پروژه سازه های فولادی

STEEL STRUCTURES PROJECT

موضوع پروژه :

تحلیل و طراحی یک مجتمع اداری ۶ طبقه واقع در شهر سنندج

تهیه کنندگان :

رضا شاه ولی کوه شوری – ۸۹۰۲۴۳۴۵۸

احمد طیبی – ۸۹۴۰۱۲۱۱۰۰۳

رامتین کاظمی – ۸۸۰۲۴۴۶۸۰

استاد راهنما :

آقای مهندس هاشمی

دانشگاه آزاد اسلامی واحد اهواز

فهرست پروژه

عنوان	شماره صفحه
مشخصات پروژه و مدل نرم افزاری سازه	۳
مشخصات مصالح	۹
حالت ها و ترکیبات بار	۱۰
بارگذاری پروژه	۱۲
بار باد	۲۱
بار زلزله	۲۲
محاسبه برش پایه و کنترل واژگونی	۲۶
کنترل پیچش	۲۹
کنترل جابجایی	۳۰
طراحی تیر	۳۱
طراحی ستون	۵۴
طراحی بادبند	۹۲
طراحی اتصالات	۱۰۲
طراحی بیس پلیت	۱۱۲
طراحی سقف	۱۱۵
طراحی پله	۱۱۸
طراحی شالوده	۱۲۲

مشخصات پروژه :

موقعیت پروژه : سنندج

نوع زمین : تیپ یک

نوع کاربری : اداری

تعداد طبقات : ۶ طبقه روی پارکینگ

سیستم باربر جانبی : در جهت X مهاربند همگرا – در جهت Y قاب خمشی

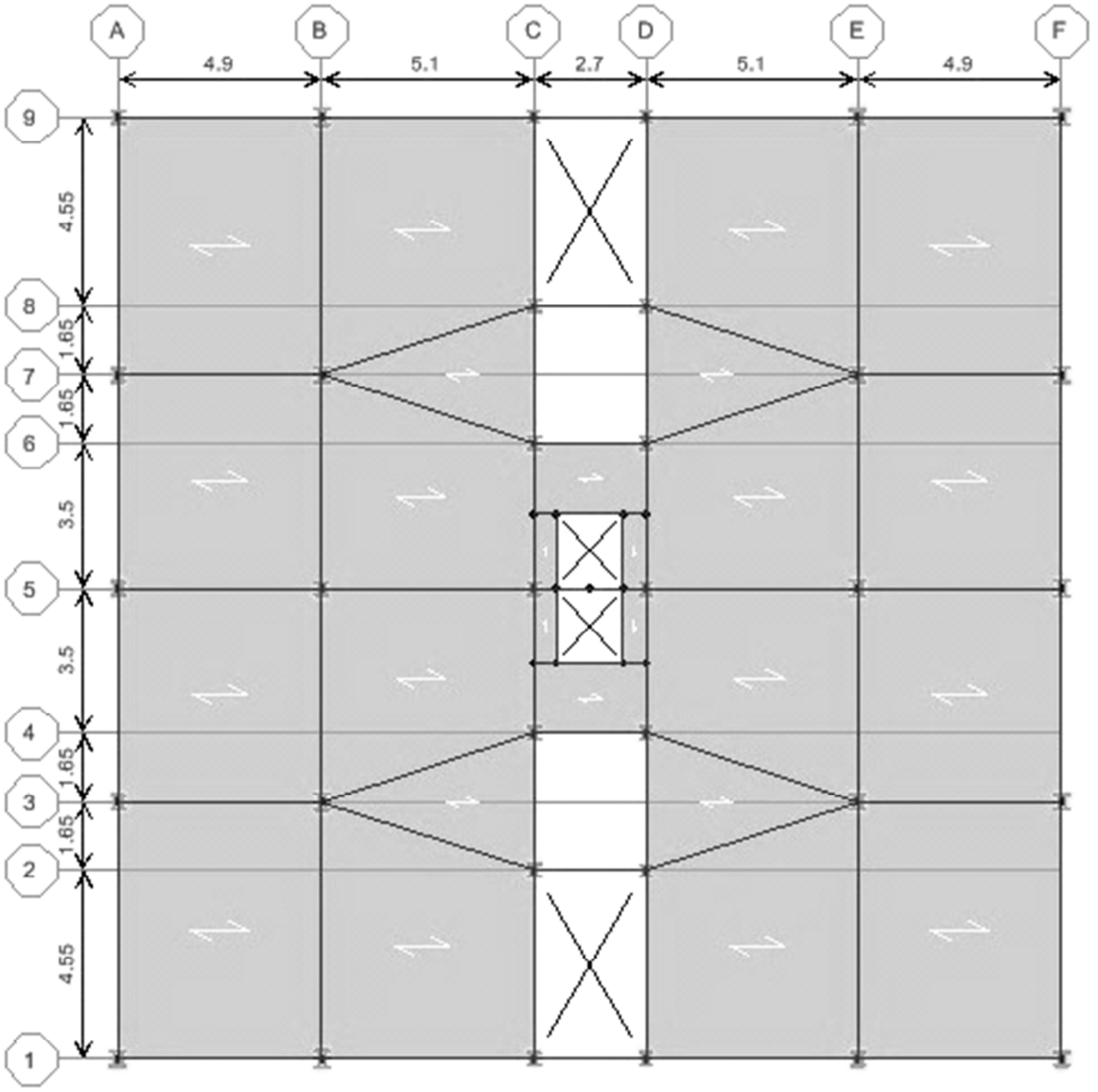
سیستم باربر ثقلی : سقف تیرچه بلوک

ارتفاع طبقات : ۳,۰۳. متر- ارتفاع طبقه همکف : ۲,۶ متر

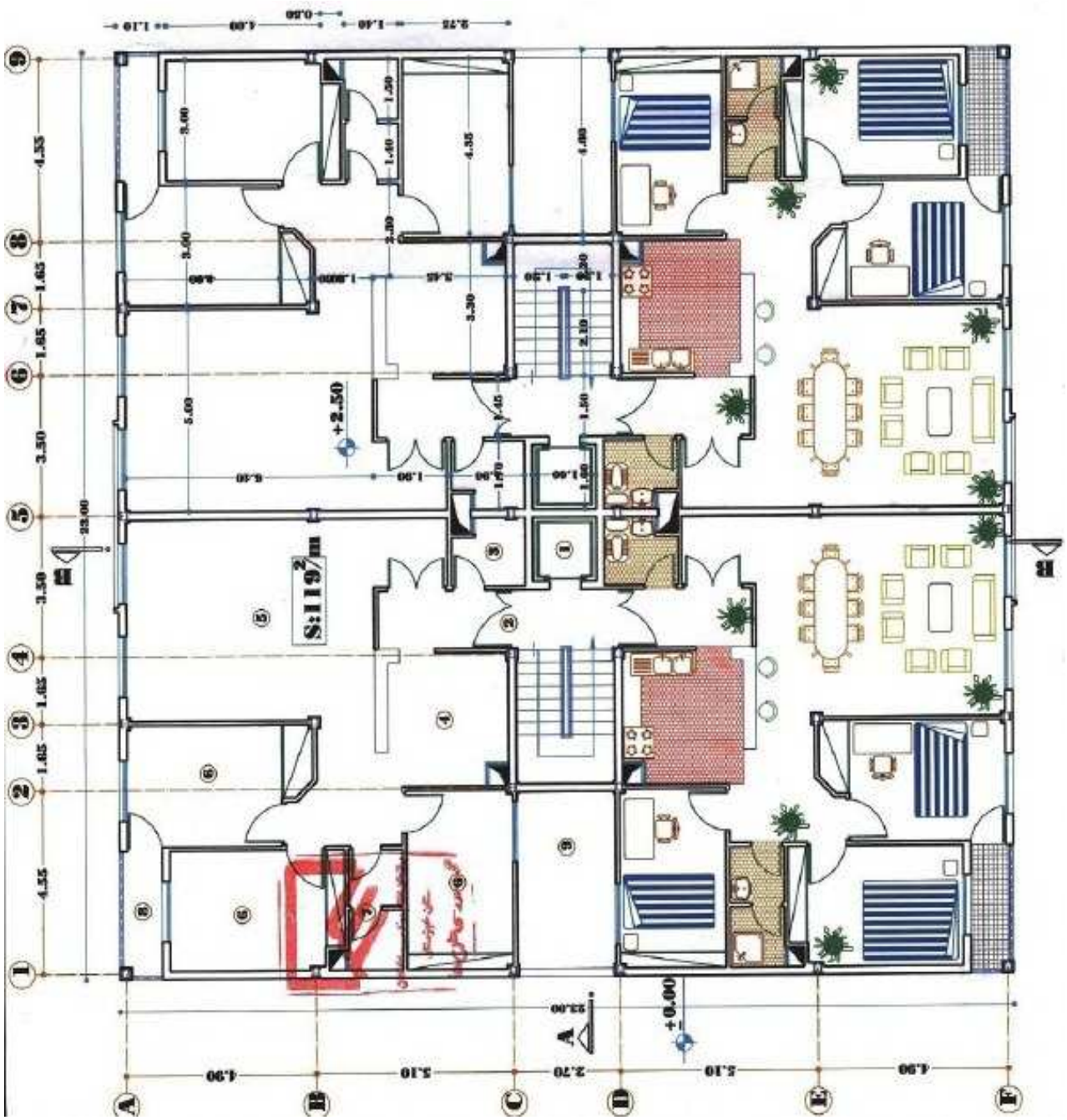
تنش مجاز خاک : ۱,۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع

مدل سازه : تیر ریزی و ستون گذاری

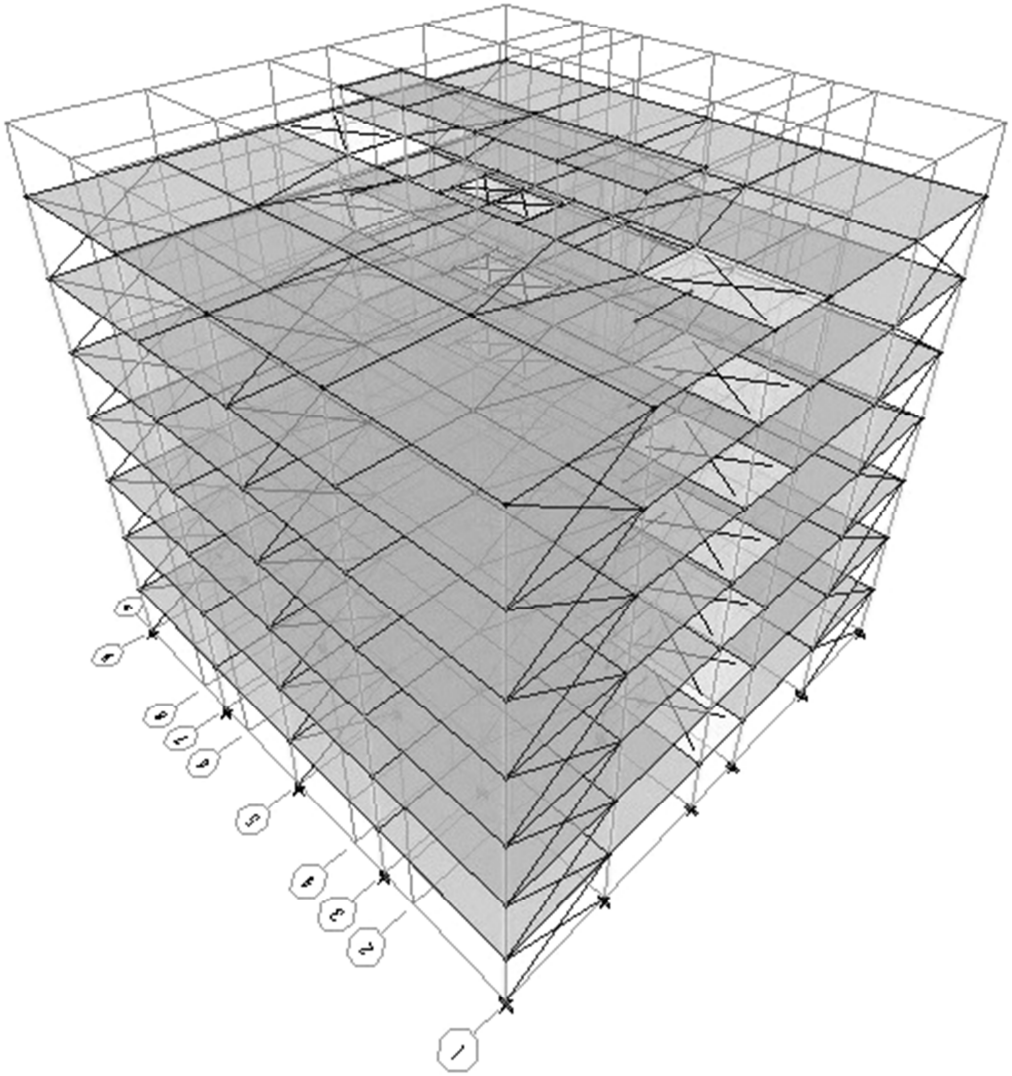
تیر ریزی بر روی تیرهای صلب قرار داده شده است تا قاب های این جهت سختی کافی را برای مقابله با نیروهای جانبی و کاهش جابجایی پیدا کنند.



پلان معماری :

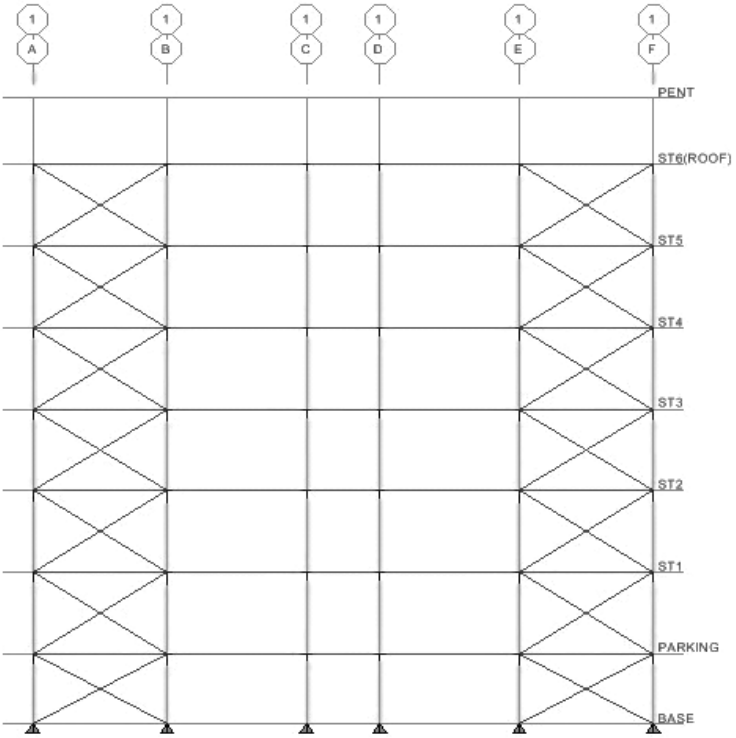


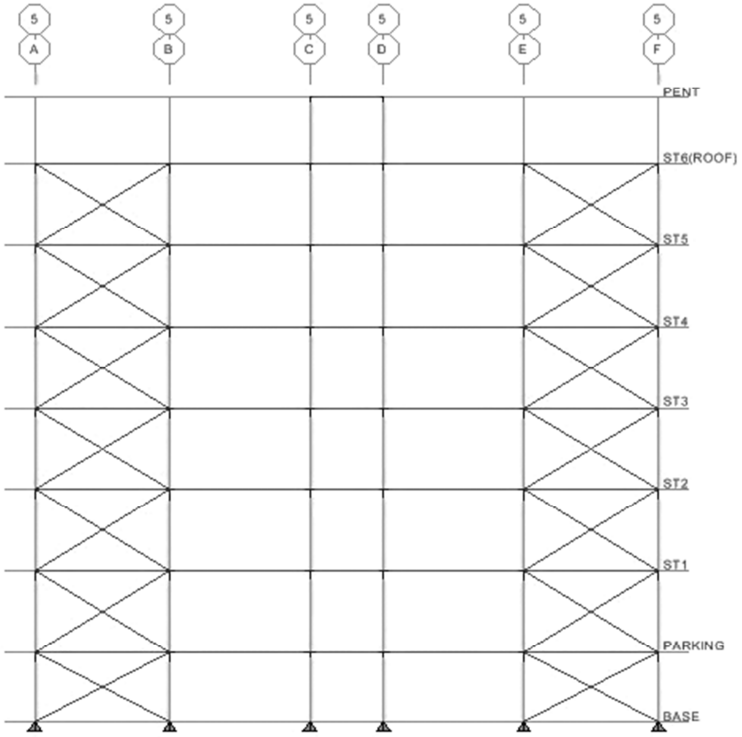
مدل سه بعدی سازه :

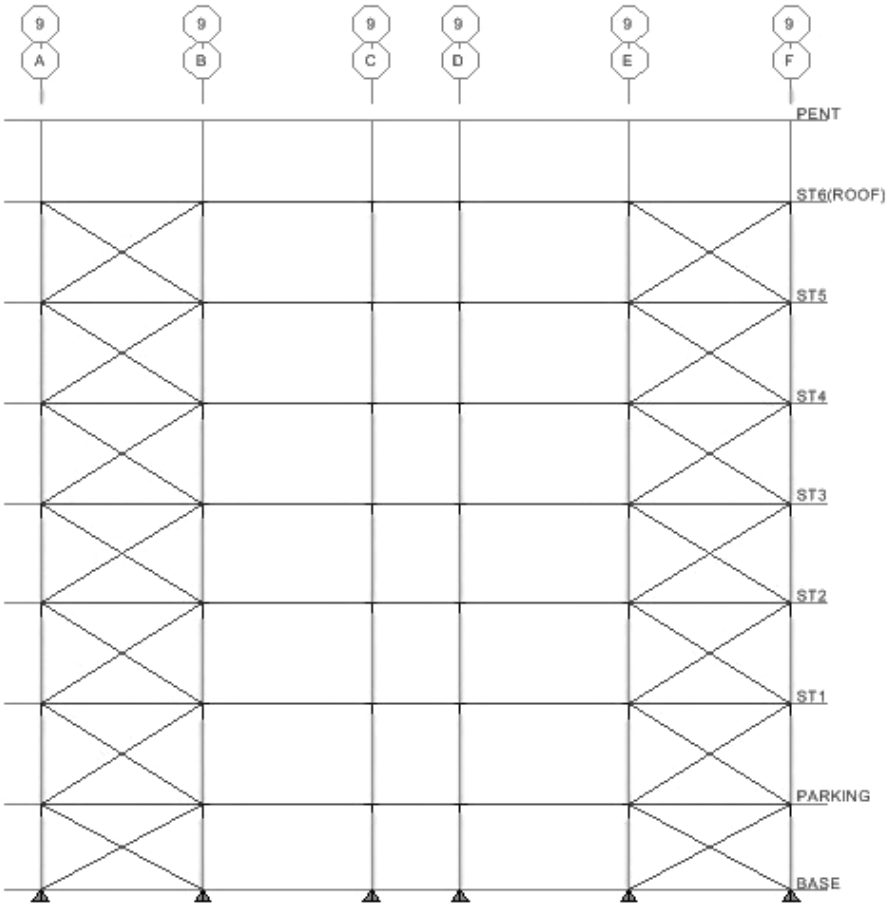


- ✓ جهت Y که بصورت قاب خمشی (صلب) است دارای تکیه گاههای گیردار است و در جهت X بدلیل وجود قاب ساده (دارای مهاربند) از تکیه گاههای مفصلی استفاده شده است.

جانمایی بادبندها :






9
A
9
B
9
C
9
D
9
E
9
F
PENT
ST6(ROOF)
ST5
ST4
ST3
ST2
ST1
PARKING
BASE

مشخصات مصالح :

مصالح فولادی از نوع ST37	
وزن واحد حجم W	7850 kg/m^3
مدول ارتجاعی Es	$2.1x10^6$ kg/cm^2
ضریب پواسون v	0.30
تنش تسلیم Fy	2400 kg/cm^2
تنش کسیختگی Fu	4000 kg/cm^2

آیین نامه های مورد استفاده :

در این پروژه از آیین نامه های زیر جهت بارگذاری و طراحی ساختمان استفاده شده است :

- ✓ بارگذاری ثقلی براساس " مبحث ششم مقررات ملی "
- ✓ بارگذاری جانبی بر اساس " آیین نامه 2800 "
- ✓ طراحی اعضای فولادی بر اساس آیین نامه UBC97-ASD که تنظیمات طراحی برنامه بر مبنای " مبحث دهم مقررات ملی – طرح و اجرای ساختمان های فولادی" انجام می شود.

حالت های بار وارد بر سازه :

در هر ساختمانی بسته به نوع کاربری ، موقعیت و شکل آن ، حالت بارهای مختلفی وارد می شود. این حالت بارها ممکن است از نوع استاتیکی و یا دینامیکی باشند. در این قسمت حالت بارهایی که در این پروژه مورد استفاده قرار گرفته اند نشان داده شده است.

نام حالت بار	علامت مشخصه
بار مرده	DL
بار زنده	LL
بار زلزله در جهت X	EX
بار زلزله در جهت Y	EY
بار زلزله در جهت X با خروج از مرکزیت مثبت	EPX
بار زلزله در جهت X با خروج از مرکزیت منفی	ENX
بار زلزله در جهت Y با خروج از مرکزیت مثبت	EPY
بار زلزله در جهت Y با خروج از مرکزیت منفی	ENY

ترکیبات بار :

روش تنش های مجاز آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران مطابقت زیادی با آیین نامه UBC 97-ASD دارد و با تغییرات پارامترهای آن می توان نتایج را به هم نزدیک کرد.

ترکیب بار	تعداد ترکیب بار	نام ترکیب بار در ETABS
DEAD	1	DS 01
DEAD+LIVE	1	DS 02
0.75(D+L±EX)	2	DS 03-04
0.75(D+L±EY)	2	DS 05-06
0.75(D+L±EPX)	2	DS 07-08
0.75(D+L±ENX)	2	DS 09-10
0.75(D+L±EPY)	2	DS 11-12
0.75(D+L±ENY)	2	DS 13-14
0.75(D±EX)	2	DS 15-16
0.75(D±EY)	2	DS 17-18
0.75(D±EPX)	2	DS 19-20
0.75(D±ENX)	2	DS 21-22
0.75(D±EPY)	2	DS 23-24
0.75(D+ENY)	2	DS 25-26

بارگذاری پروژه

✓ **بارهای ثقلی :**

بارهای ثقلی وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده می باشند. مقدار بارهای مرده بر اساس جزئیات اجرایی سقف ها و دیوارها و مقدار بارهای زنده بر اساس کاربری قسمت های مختلف ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می گردد.

- با توجه به کاربری اداری در این پروژه تصمیم گرفتیم از دیوارهای ساندویچی جهت تیغه های داخلی استفاده کنیم. وزن هر مترمربع از این تیغه ها برابر 40 گیلوگرم می باشد طبق بند 6-2-2-2 مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، در صورتی که وزن یک مترمربع سطح تیغه های داخلی از 275 کیلوگرم بر متر مربع کمتر باشد می توان بار تیغه ها را بصورت معادل یکنواخت به بار مرده سقف افزود و این بار معادل در صورت استفاده از دیوارهای ساندویچی نباید از 50 کیلوگرم بر مترمربع کمتر باشد.

سربار معادل تیغه بندی = $\frac{W \times L \times H}{A} \geq 50 \ \ kg/m^2$

در این W وزن هر مترمربع تیغه ، L در طول کل تیغه ها در طبقه ، H ارتفاع تیغه در طبقه و A سطح کل طبقه می باشد.

رابطه

سربار معادل تیغه بندی = $\frac{40 \times 70 \times (3.03-0.3)}{(22.7 \times 22.7)-(2.7 \times 22.7)} = 16.95 \ \ kg/m^2 \langle 50 \, kg/m^2$

بنابراین بار معادل گسترده تیغه ها برابر همان مقدار حداقل یعنی 50 کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته می شود.

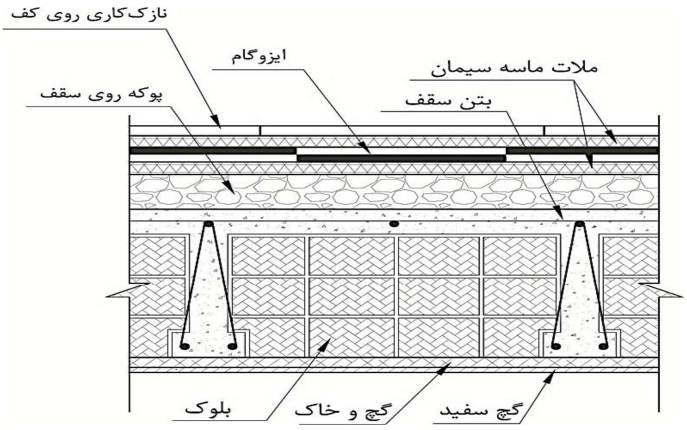
تعیین ضخامت سقف :

طبق جدول شماره ۱۴-۲-۴-۳ مبحث نهم ، حداقل ضخامت سقف های تیرچه بلوک با تکیه گاههای پیوسته از یک طرف (تکیه گاه ناپیوسته) باید از یک بیست و چهارم طول دهانه بزرگتر باشد. بزرگترین طول دهانه در این ساختمان ۶.۲۰ متر می باشد :

$$t \geq \frac{l}{24} = \frac{620}{24} = 25.83cm \rightarrow t = 30cm$$

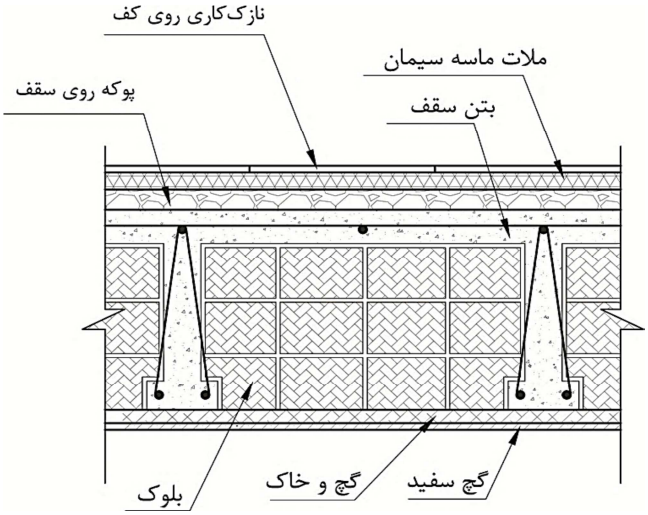
مشخصات سقف تیرچه بلوک			
ضخامت دال	ارتفاع بلوک	عرض تیرچه	فاصله تیرچه ها
5 cm	25 cm	10 cm	50 cm

تعیین بار مرده بام :



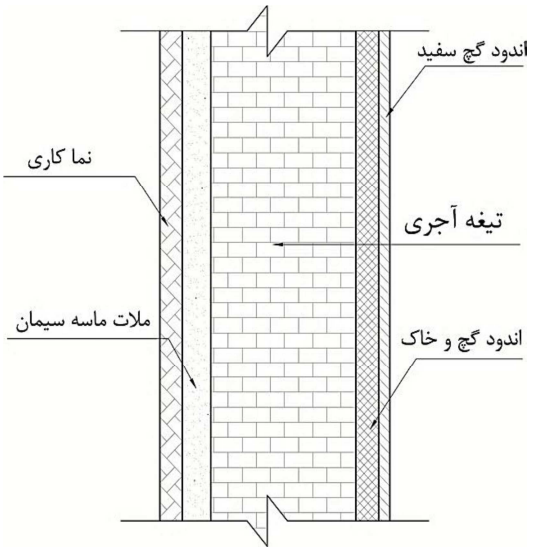
مصالح مصرفی	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت	وزن واحد سطح kg/m^2
موزاییک سیمانی	2250	0.02	45
ملات ماسه سیمان	2100	0.025	52.5
ایزوگام	2200	0.007	15.4
پوکه معدنی	600	0.07	42
دال بتنی	2500	0.05	125
تیرچه بتنی	2500	2×0.25×0.1	125
بلوک پلی استایرن	-	-	5
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
اندود گچ و سفید	1300	0.01	13
مجموع			**454.9=455**

تعیین بار مرده طبقات :



مصالح مصرفی	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت	وزن واحد سطح kg/m^2
سرامیک	2100	0.01	21
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
پوکه معدنی	600	0.03	18
دال بتنی	2500	0.05	125
تیرچه بتنی	2500	2×0.25×0.1	125
بلوک پلی استایرن	-	-	5
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
اندود گچ سفید	1300	0.01	13
سربار معادل تیغه بندی	-	-	50
مجموع			**452**

تعیین بار مرده دیوار خارجی :



لازم به ذکر است که برای دیوار نما دار می بایست ضریب بازشو (در این پروژه ۳۰٪) را برای بار معادل دیوار اعمال نمود. همچنین در دیوارهای بدون نما فقط سنگ نما (گرانیت) از جزئیات دیوار حذف می گردد.

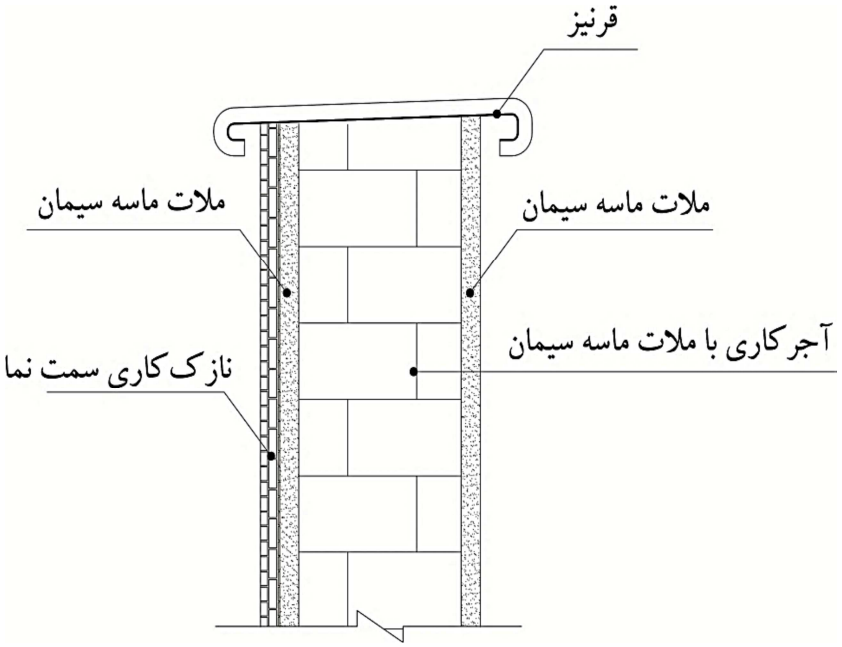
مصالح مصرفی	ضخامت	وزن واحد حجم kg/m^3	وزن واحد سطح kg/m^2
اندود گچ و خاک	0.02	1600	32
اندود گچ سفید	0.01	1300	13
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.1	850	85
ملات ماسه سیمان	0.025	2100	52.5
سنگ تراورتن	0.02	2500	50
دیوار با نما			**232.5**
دیوار بدون نما			**182.5**

دیوار با نما : $q = 232.5 \times 0.7 \times (3.03 - 0.3) = 444.3 \cong 445\ kg/m$

دیوار بدون نما : $q = 182.5 \times (3.03 - 0.3) = 498.23\ kg/m \cong 500\ kg/m$

نکته : ضریب کاهش اثر بازشو ۰.۷ درنظر گرفته شده است که فقط برای دیوار نمادار قرار داده شده است.

تعیین بار مرده جان پناه :



مصالح مصرفی	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت	وزن واحد سطح kg/m^2
ملات ماسه سیمان	2100	0.05	105
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	850	0.15	127.5
نازک کاری با سنگ تراورتن	2400	0.02	48
قرنیز با سنگ و ملات به عرض ۲۰ سانتیمتر	2200	0.05	22
مجموع جان پناه با نما			**302.5**
مجموع جان پناه بدون نما			**254.5**

- ارتفاع جان پناه ۰.۸ متر

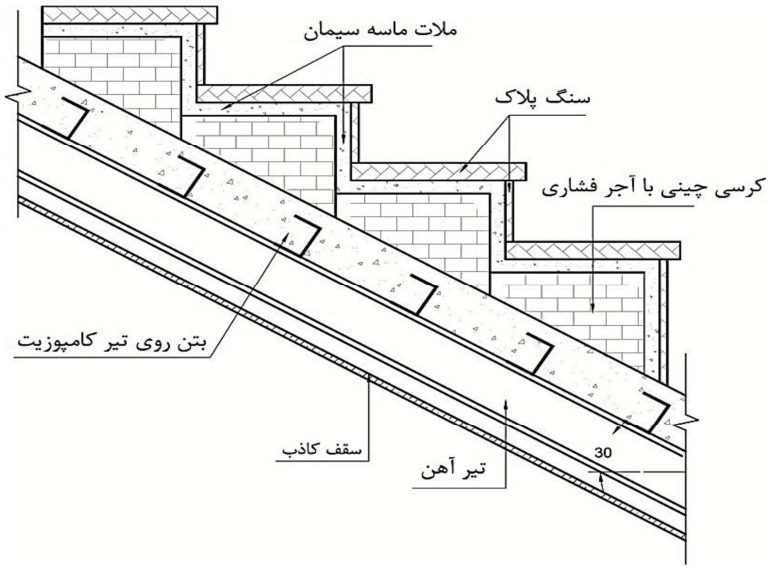
جان پناه با نما: $q = 302.25 \times 0.8 = 242\ kg/m$

جان پناه بدون نما : $q = 254.5 \times 0.8 = 204\ kg/m$

تعیین بار مرده راه پله :

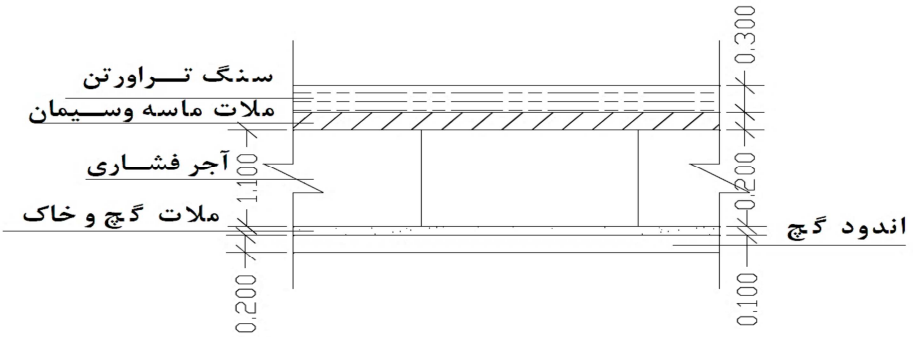
برای محاسبه بار مرده راه پله ابتدا وزن پله در امتداد شیب محاسبه و سپس در امتداد قائم تصویر می کنیم. همچنین می بایست بار پاگرد را جداگانه محاسبه کنیم.

- **وزن واحد سطح قسمت مورب پله :**



مصالح مصرفی	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت	وزن واحد سطح kg/m^2
سنگ مرمر پلاک	2700	0.03	81
ملات ماسه و سیمان	2100	0.03	63
کرسی چینی با آجر	1850	0.1	185
بتن سقف	2500	0.09	225
تیر آهن سقف	-	-	20
سقف کاذب با اندود گچ	-	-	50
زاویه پله با سطح افق به درجه			30 درجه
درصد پر بودن کف پله			90 درصد
مجموع با احتساب زاویه پله و درصد پر بودن آن			**648.4=650**

- وزن سطح پاگرد :



مصالح مصرفی	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت	وزن واحد سطح kg/m^2
اندود گچ	1300	0.02	26
ملات گچ و خاک	1600	0.01	16
طاق ضربی	1750	0.11	192.5
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
سنگ تراورتن	2400	0.03	72
مجموع			**348.5=350**

بارهای زنده :

برای تعیین بارهای زنده با توجه به جدول ۶-۳-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان داریم :

1. بار زنده بام :

بام L_L= 150 kg/m^2

2. بار زنده طبقات : کاربری اداری

طبقات L_L= 250 kg/m^2

3. بار زنده راه پله :

L_L=350 kg/m^2

بار برف :

با توجه به جدول ۶-۴-۱ یا شکل ۶-۴-۱ (نقشه تقسیم بندی مناطق کشور برای بار برف) پیوست در انتهای مبحث ششم ، شهر سنندج جزء مناطق با برف زیاد میباشد ، بنابراین با توجه به بند ۶-۴-۲ مبحث ششم بار برف مبناء برای سنندج (منطقه ۴) برابر است با :

بار برف مبنا $P_S = 150\ kg/m^2$

توجه به بند ۶-۴-۳-۲ مبحث ششم در بام های مسطح یا شیب دار با زاویه شیب کمتر از 15^0 ، ضریب اثر C_S برابر است با :

$C_S = 1$

بنابراین داریم :

بار برف بام $P_r = C_s \cdot P_s = 150\ kg/m^2$

در بام ها می بایست در محاسبات ماکزیمم مقدار بار زنده و یا بار برف را در نظر گرفت که در اینجا بار زنده و بار برف برابر می باشد.

خلاصه بارگذاری ثقلی :

طبقه	واحد	بام و خرپشته	طبقات	پارکینگ	پله ها	پاگرد
بار مرده کل سقف	Kg/m^2	455	452	452	650	350
بار معادل تیغه ها	Kg/m^2	-	50	50	-	-
دیوار جانبی بدون نما	Kg/m^2	204	500	500	500	-
دیوار جانبی نما دار	Kg/m^2	242	445	445	445	-
بار زنده	Kg/m^2	150	250	250	350	-
بار برف	Kg/m^2	150	–	–	–	–

بار باد :

فشار مبنای باد :

شهر = سنندج $\rightarrow v = 90\ km/h, q = 40.5\ kg/m^2$

ضریب اثر تغییر سرعت :

$H = 0 \sim 10 \rightarrow Ce = 1.6$
$H = 10 \sim 20 \rightarrow Ce = 1.9$
$H = 20 \sim 20.78 \rightarrow Ce = 2.1$

ضریب شکل :

Cq= 0.8

فشار ناشی از باد روی دیوار رو به باد :

$H = 0 \sim 10 \rightarrow P = Ce.Cq.q = 1.6 \times 0.8 \times 40.5 = 51.84 kg/m^2$
$H = 10 \sim 11.5 = P = Ce.Cq.q = 1.9 \times 0.8 \times 40.5 = 61.56 kg/m^2$
$H = 20 \sim 20.78 = P = Ce.Cq.q = 2.1 \times 0.8 \times 40.5 = 68.04 kg/m^2$

مکش ناشی از باد روی دیوار پشت به باد :

$H = 0 \sim 20.78 \rightarrow P = Ce.Cq.q = 2.1 \times -0.5 \times 40.5 = -42.521 kg/m^2$

مکش ناشی از باد روی بام :

$H = 0 \sim 20.78 \rightarrow P = Ce.Cq.q = 2.1 \times -0.7 \times 40.5 = -59.53 kg/m^2$

بار زلزله (محاسبه ضریب C) :

طبق بند ۶-۷-۲-۳ مبحث ششم با توجه به منظم بودن ساختمان و کمتر بودن ارتفاع آن از ۵۰ متر برای محاسبه و اعمال نیروی جانبی زلزله می توان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود .

- شهر : سنندج – بر اساس پیوست ۶-۴ مبحث ششم ساختمان در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارد.

جدول 6–7–2 نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

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

- کاربری ساختمان : اداری – بر اساس بند ۶-۷-۱-۱ مبحث ششم ساختمان در گروه ۳ ساختمان های با اهمیت متوسط قرار می گیرد.

جدول شماره 6–7–5 ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱.۴
گروه ۲	۱.۲
گروه ۳	۱.۰
گروه ۴	۰.۸

- با توجه به نوع سیستم سازه در جهت X , Y ، بر اساس جدول ۶-۷-۶ مبحث ششم ضریب رفتار ساره در جهت X , Y بصورت زیر می باشد :

$$R_X = 6$$
$$R_Y = 7$$

H_m، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان Rجدول شماره 6–7–6 مقادیر ضریب رفتار ساختمان،

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (متر)
الف– سیستم دیوارهای باربر	۱– دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷	۵۰
	۲– دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۶	۵۰
	۳– دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۳۰
	۴– دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
ب– سیستم قاب ساختمانی ساده	۱– دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۸	۵۰
	۲– دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۷	۵۰
	۳– دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۳۰
	۴– دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
	۵– مهاربندی برون محور فولادی (۱)	۷	۵۰
	۶– مهاربندی هم محور فولادی (۱) ✓	۶	۵۰
پ– سیستم قاب خمشی	۱– قاب خمشی بتن آرمه ویژه (۲)	۱۰	۱۵۰
	۲– قاب خمشی بتن آرمه متوسط (۲)	۷	۵۰
	۳– قاب خمشی بتن آرمه معمولی (۲) و (۳)	۴	–
	۴– قاب خمشی فولادی ویژه (۱)	۱۰	۱۵۰
	۵– قاب خمشی فولادی متوسط (۱) ✓	۷	۵۰
	۶– قاب خمشی فولادی معمولی (۳) و (۴)	۵	–
ت– سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱– قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۱۱	۲۰۰
	۲– قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۸	۷۰
	۳– قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۸	۷۰
	۴– قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	۱۰	۱۵۰
	۵– قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	۹	۱۵۰
	۶– قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی	۷	۷۰
	۷ – قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی	۷	۷۰

- نوع زمین : تیپ 1 – پارامترهای محاسبه نیروی زلزله از جدول ۶-۷-۳ برداشت می شود که عبارتند از :

$$T_0 = 0.1, T_S = 0.4, S = 1.5$$

جدول شماره 6–7–3 پارامترهای مربوط به روابط (6–7–4)

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
I	۰.۱	۰.۴	۱.۵	۱.۵
II	۰.۱	۰.۵	۱.۵	۱.۵
III	۰.۱۵	۰.۷	۱.۷۵	۱.۷۵
IV	۰.۱۵	۱.۰	۲.۲۵	۱.۷۵

- زمان تناوب اصلی ساختمان بر اساس بند ۶-۷-۲-۵-۶ مبحث ششم تعیین می گردد. ارتفاع ساختمان از روی فونداسیون (تراز مبنا) برابر ۲۰.۷۸ متر می باشد. (با توجه به اینکه وزن خرپشته کمتر از 25 درصد وزن بام است ، در محاسبه ارتفاع از ارتفاع آن چشم پوشی می کنیم)

$$T_X = 0.05 \times H^{0.75} = 0.05 \times 20.78^{0.75} = 0.486$$
$$T_Y = 0.08 \times H^{0.75} = 0.08 \times 20.78^{0.75} = 0.778$$

- با توجه به زمان تناوب ساختمان در هر جهت ضریب بازتاب ساختمان در هر جهت بر اساس بند ۶-۷-۲-۵-۴ مبحث ششم به صورت زیر محاسبه می شود :

$$T_{X,Y} \geq T_S \rightarrow B_{X,Y} = (S+1)(\frac{T_S}{T})^{\frac{2}{3}} = (1.5+1)(\frac{0.4}{0.486})^{\frac{2}{3}} = 2.195$$

- ضریب زلزله در هردو جهت به صورت زیر محاسبه می شود :

$$C_X = \frac{AB_X I}{R_X} = \frac{0.3 \times 2.195 \times 1}{6} = 0.1097 \rightarrow C_X = 0.1097$$
$$C_Y = \frac{AB_Y I}{R_Y} = \frac{0.3 \times 2.195 \times 1}{7} = 0.0940 \rightarrow C_Y = 0.0940$$

کنترل سازه

کنترل واژگونی

کنترل پیچش

کنترل جابجایی

محاسبه برش پایه :

تعیین وزن ساختمان : به دلیل دقت بالا وزن طبقات را از نرم افزار بدست می آوریم.

Story	Mass	CumMass
ST6(ROOF)	291.72	291.72
ST5	311.57	603.29
ST4	312.85	916.14
ST3	314.48	1230.62
ST2	316.14	1546.76
ST1	319.05	1865.81
PARKING	319.91	**2185.72**

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان (روش استاتیکی معادل) :

محاسبه برش پایه و توزیع نیروی زلزله در تراز طبقات در جهت X :

$$V_X = C_X.W_T = 0.1097 \times 2185.72 = 239.77 ton$$

$$V_{\min} = 0.1AIW = 0.1 \times 0.30 \times 2185.72 = 65.57 ton \langle 239.77 ton$$

$T_X < 0.7S \rightarrow Ft = 0$

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} = 239.77 \times \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

طبقه	h_i (m)	W_i (ton)	$W_i h_i$ (t.m)	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F_i
6	20.78	291.72	6061.94	0.24017	57.58
5	17.75	311.57	5530.36	0.21911	52.53
4	14.72	312.85	4605.15	0.18245	43.74
3	11.69	314.48	3676.27	0.14565	34.92
2	8.66	316.14	2737.77	0.10847	26
1	5.63	319.05	1796.25	0.07116	17.06
P	2.6	319.91	831.76	0.03295	7.90
$\sum$	-	-	25239.5	1	239.77

کنترل واژگونی در جهت X :

- محاسبه لنگر محرک :

$$M_x = (57.58\times 20.78)+(52.53\times 17.75)+(43.74\times 14.72)+(34.92\times 11.69)+(26\times 8.66)$$
$$+(17.06\times 5.63)+(7.9\times 2.6)=3522.73 ton.m$$

محاسبه لنگر مقاوم :

$$M_{rx} = 2185.72\times\frac{22.7}{2}=24807.92 ton.m$$

محاسبه ضریب اطمینان در برابر واژگونی :

طبق بند ۶-۷-۳-۵ مبحث ششم ، ضریب اطمینان در برابر واژگونی باید حداقل برابر ۱.۷۵ اختیار شود.

$$(F.S)_x=\frac{M_{rx}}{M_x}=\frac{24807.92}{3522.73}=7.04\rangle 1.75\rightarrow ok$$

محاسبه برش پایه و توزیع نیروی زلزله در تراز طبقات در جهت Y :

$$V_Y = C_Y.W_T = 0.0940\times 2185.72 = 205.45\ ton$$

$$V_{\min} = 0.1AIW = 0.1\times 0.30\times 2185.72 = 65.57ton\langle 205.45ton$$

$T_Y > 0.7S \rightarrow Ft = 0.07TV = 0.07\times 0.778\times 205.45 = 11.18$ ton

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} = (205.45 - 11.18)\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

طبقه	h_i (m)	W_i (ton)	$W_i h_i$ (t.m)	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F_i
6	20.78	291.72	6061.94	0.24017	46.65
5	17.75	311.57	5530.36	0.21911	42.56
4	14.72	312.85	4605.15	0.18245	35.44
3	11.69	314.48	3676.27	0.14565	28.29
2	8.66	316.14	2737.77	0.10847	21.07
1	5.63	319.05	1796.25	0.07116	13.82
P	2.6	319.91	831.76	0.03295	6.40
$\sum$	-	-	25239.5	1	205.45

کنترل واژگونی در جهت Y :

- محاسبه لنگر محرک :

$$M_y = (46.65\times 20.78) + (42.56\times 17.75) + (35.44\times 14.72) + (28.29\times 11.69) + (21.07\times 8.66)$$
$$+(13.82\times 5.63) + (6.40\times 2.6) = 2854.12\ \ ton.m$$

محاسبه لنگر مقاوم :

$$M_{ry} = 2185.72\times\frac{22.7}{2} = 24807.92 ton.m$$

محاسبه ضریب اطمینان در برابر واژگونی :

طبق بند ۶-۷-۳-۵ مبحث ششم ، ضریب اطمینان در برابر واژگونی باید حداقل برابر ۱.۷۵ اختیار شود.

$$(F.S)_x = \frac{M_{ry}}{M_y} = \frac{24807.92}{2854.12} = 8.69\rangle 1.75 \rightarrow ok$$

کنترل پیچش :

در جهت X:

STORY	XCM	XCR	XCM-XCR	درصد خروج از مرکزیت	5 درصد بعد	20 درصد بعد
7	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
6	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
5	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
4	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
3	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
2	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
1	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
P	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54

در جهت Y:

STORY	XCM	XCR	XCM-XCR	درصد خروج از مرکزیت	5 درصد بعد	20 درصد بعد
7	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
6	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
5	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
4	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
3	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
2	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
1	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54
P	11.35	11.35	0	0	1.135	4.54

همانطور که مشاهده می شود درصد خروج از مرکزیت در هر 2 جهت صفر می باشد. یعنی مرکز جرم و مرکز سختی کاملا روی هم منطبق می باشند و این حالت بهترین حالت ممکن از نظر پیچش در سازه می باشد.که این مسئله به دلیل متقارن بودن پلان و دیوارهای برشی و همچنین یکسان بودن مقاطع تیر و ستون اتفاق افتاده است.

کنترل جابجایی : (DRIFT)

براساس بند 6-7-3-2-4 مبحث ششم ، تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود :

✓ برای ساختمان های با زمان تناوب اصلی کمتر از 0.7 ثانیه :

$$\Delta_M \leq 0.025$$

✓ برای ساختمان های با زمان تناوب بیشتر و یا مساوی 0.7 ثانیه :

$$\Delta_M \leq 0.02$$

تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه :

$$\Delta_M = 0.7R.\Delta_W$$

Δ_w = تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه

ماکسیمم جابجایی نسبی دیافراگم صلب که از خروجی نرم افزار گرفته شده است به صورت زیر می باشد :

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
ST4	Diaph D1 X	ENX	6	22.7	0	14.72	**0.001734**	-
ST4	Diaph D1 Y	EPY	34	22.7	16.5	14.72	-	**0.003806**

$$\Delta_M = 0.7R.\Delta_W$$

$R_X = 6$

$R_Y = 7$

$$\Delta_{MX} = 0.7\times6\times(0.001734) = 0.00728 \langle 0.025 \rightarrow OK$$

$$\Delta_{MY} = 0.7\times7\times(0.000758) = 0.0186 \langle 0.020 \rightarrow OK$$

طراحی دستی تیر

طراحی دستی تیر :

گام به گام طراحی تیر :

1- گرفتن اطلاعات خروجی برنامه etabs به قرار زیر :

$$M\ ,V$$

2- تعیین q :

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

3- با فرض فشرده بودن، حدس مقطع :

$$f_b=\frac{M.y}{I_x}\langle F_b=0.66F_y$$

$$S_x=\frac{M_x}{F_b}$$

4- کنترل شرایط فشردگی :

$$\frac{b_f}{2\times t_f}\langle\frac{545}{\sqrt{Fy}}$$

$$\frac{d}{t_w}\langle\frac{5365}{\sqrt{Fy}}$$

مقطع فشرده است .

5- کنترل شرایط اتکای جانبی :

برای L_b مقداری فرض می کنیم.

$$Lc=\min\left[\frac{635\times b_f}{\sqrt{Fy}},\frac{14\times10^5}{(\frac{d\times F_Y}{A_f})}\right]$$

$$A_f = b_f \times t_f$$

if $L_b < L_c$

اتکای جانبی کافی است.

6- کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d \times t_w} \langle F_v = 0.4Fy$$

$$\frac{h}{t_w} \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}}$$

در تیرهای گیردار طبق بند ۱۰-۳-۸-۴ مقررات ملی ، جان تیرها و اتصالات برشی تیر به ستون باید دارای مقاومتی نظیر برش ناشی از بارهای ثقلی بعلاوه برشی برابر $\sum M_{pb} / L_b$ باشد.

که در آن :

L_b :دهانه تیر

$\sum M_{pb}$: مجموع لنگرهای دو سر تیر

$M_P = S \times Fy$

$V_P = 0.55 \times Fy \times d \times t_w$

$$V_p \rangle V + \frac{\sum M_{pb}}{L_b}$$

در غیر این صورت از ورقی به ضخامت t_w در یک طرف تیر جهت تقویت استفاده می کنیم.

7- کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240}$$

با توجه به جدول 8-2 صفحه 364 کتاب سازه های فولادی طاحونی ، Δmax را برای مجموع بار زنده و مرده تعیین کرده ایم.

8- کنترل تسلیم موضعی :

در مورد واکنش های تکیه گاهی در انتهای تیر

$$f_c = \frac{R}{[t_w \times (N + 2.5K)]} \langle 0.66Fy$$

$$N \rangle \frac{R}{0.66Fy \times t_w} - 2.5K$$

$$R = V$$

طبق آیین نامه N>7.5cm باشد.

بنابراین نبشی نشیمن نباید از نمره 8 کمتر گرفته شود.

9- کنترل لهیدگی بین بال و جان :

$$R = 285 \times t_w{}^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{N}{d}) \times (\frac{t_w}{t_f})^{\frac{3}{2}}\right] \times \sqrt{(Fy \times \frac{t_f}{t_w})}$$

$R > V_{max}$

در غیر این صورت باید از سخت کننده های فشاری در روی جان اعضایی که تحت اثر بارهای متمرکزهستند، استفاده شود.

طراحی تیر مفصلی A–B / 9 ، طبقه 1 :

گرفتن اطلاعات خروجی نرم افزار به قرار زیر :

V = 0 ton

M = 1.358 ton.m

L = 4.90 m

$$q = \frac{8 \times M}{L^2} = \frac{8 \times 1.358}{4.9^2} = 0.452 t.m$$

$F_b = 0.66 \times 2400 = 1584\ kg.cm^2$

$$S_x \geq \frac{1.358 \times 10^5}{1584} = 85.7 cm^3$$

Select → IPE 160

IPE 160 :

$S_x = 109\ cm^3$	$t_w = 0.50\ cm$
$I_x = 869\ cm^4$	$t_f = 0.74\ cm$
$A = 20.1\ cm^2$	$b_f = 8.2\ cm$
$d = 16\ cm$	$K = 1.64\ cm$

کنترل فشردگی :

$$\frac{8.2}{2 \times 0.74} = 5.54 \langle \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.125 \quad ok$$

$$\frac{16}{0.50} = 32 \langle \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.51 \quad ok$$

فرض می کنیم :

$$L_b = 50\ cm$$

$$Lc = \min \begin{cases} 635\times 8.2 / \sqrt{2400} = 106.28 \quad \checkmark \\ \\ 14\times 10^5 \div [16\times 2400 \div (0.74\times 8.2)] = 221.2 \end{cases}$$

$$Lc = 106.28\ cm > L_b = 50\ cm$$

شرایط تکیه گاه جانبی کافی برقرار است، بنابراین فرض اولیه در مورد Fb درست بوده است.

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d\times t_w} = \frac{0\times 10^3}{16\times 0.50} = 0$$

$$F_v = 0.4Fy = 0.4\times 2400 = 960$$

$$f_v = 0 < F_v = 960 \qquad ok$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{16}{0.50} = 32 \ \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}} = 65 \quad ok$$

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5\times q\times L^4}{384\times E\times I} = \frac{5\times 0.452\times 4.9^4\times 10^9}{384\times 2.1\times 10^6\times 869} = 1.85\ cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{490}{240} = 2.04$$

$$\Delta = 1.85\ cm < \Delta_{max} = 2.04\ cm \qquad ok$$

کنترل تسلیم موضعی :

$$N\rangle \frac{R}{0.66Fy\times t_w}-2.5K \rightarrow N\rangle \frac{0}{0.66\times 2400\times 0.50}-2.5\times(1.64)=-4.1$$

N = 10 cm

کنترل لهیدگی :

$$R=285\times {t_w}^2\times\left[1+3\times(\frac{N}{d})\times(\frac{t_w}{t_f})^{\frac{3}{2}}\right]\times\sqrt{(Fy\times\frac{t_f}{t_w})}$$

$$\rightarrow 285\times 0.50^2\times\left[1+3\times(\frac{10}{16})\times(\frac{0.50}{0.74})^{\frac{3}{2}}\right]\times\sqrt{(2400\times\frac{0.74}{0.50})}=8668.5\ kg$$

R ≈ 8.66 ton > V = 0 ton ok

USE IPE 160

طراحی تیر مفصلی C-D / 4، طبقه 4 :

گرفتن اطلاعات خروجی نرم افزار به قرار زیر :

V = 0 ton

M = 1.234 ton.m

L = 2.7 m

$$q=\frac{8\times M}{L^2}=\frac{8\times 1.234}{2.7^2}=1.354t.m$$

$F_b = 0.66\times 2400 = 1584\ kg.cm^2$

$$S_x \geq \frac{1.234\times 10^5}{1584}=77.9cm^3$$

Select → IPE 160

IPE 160 :

$S_x = 109\ cm^3$	$t_w = 0.50\ cm$
$I_x = 869\ cm^4$	$t_f = 0.74\ cm$
$A = 20.1\ cm^2$	$b_f = 8.2\ cm$
$d = 16\ cm$	$K = 1.64\ cm$

کنترل فشردگی :

$$\frac{8.2}{2\times 0.74}=5.54\ \langle \frac{545}{\sqrt{2400}}=11.125\quad ok$$

$$\frac{16}{0.50}=32\ \langle \frac{5365}{\sqrt{2400}}=109.51\quad ok$$

فرض می کنیم :

$L_b = 50\ cm$

$$Lc = \min \begin{cases} 635 \times 8.2 / \sqrt{2400} = 106.28 \quad \checkmark \\ \\ 14 \times 10^5 \div [16 \times 2400 \div (0.74 \times 8.2)] = 221.2 \end{cases}$$

$Lc = 106.28\ cm > L_b = 50\ cm$

شرایط تکیه گاه جانبی کافی برقرار است، بنابراین فرض اولیه در مورد Fb درست بوده است.

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d \times t_w} = \frac{0 \times 10^3}{16 \times 0.50} = 0$$

$$F_v = 0.4Fy = 0.4 \times 2400 = 960$$

$f_v = 0 < F_v = 960$ ok

$$\frac{h}{t_w} = \frac{16}{0.50} = 32 \ \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}} = 65 \quad ok$$

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 1.354 \times 2.7^4 \times 10^9}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869} = 0.513\ cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{270}{240} = 1.125$$

$\Delta = 0.513\ cm < \Delta_{max} = 1.125\ cm$ ok

کنترل تسلیم موضعی :

$$N\rangle \frac{R}{0.66Fy\times t_w}-2.5K \rightarrow N\rangle \frac{0}{0.66\times 2400\times 0.50}-2.5\times(1.64)=-4.1$$

N = 10 cm

کنترل لهیدگی :

$$R=285\times {t_w}^2\times\left[1+3\times(\frac{N}{d})\times(\frac{t_w}{t_f})^{\frac{3}{2}}\right]\times\sqrt{(Fy\times\frac{t_f}{t_w})}$$

$$\rightarrow 285\times 0.50^2\times\left[1+3\times(\frac{10}{16})\times(\frac{0.50}{0.74})^{\frac{3}{2}}\right]\times\sqrt{(2400\times\frac{0.74}{0.50})}=8668.5\ kg$$

R ≈ 8.66 ton > V = 0 ton ok

USE IPE 160

طراحی تیر مفصلی D-E / 1، طبقه 5 :

گرفتن اطلاعات خروجی نرم افزار به قرار زیر :

V = 0 ton

M = 1.585 ton.m

L = 5.10 m

$$q = \frac{8 \times M}{L^2} = \frac{8 \times 1.585}{5.1^2} = 0.487 t.m$$

$F_b = 0.66 \times 2400 = 1584\ kg.cm^2$

$$S_x \geq \frac{1.585 \times 10^5}{1584} = 100 cm^3$$

Select → IPE 160

IPE 160 :

$S_x = 109\ cm^3$	$t_w = 0.50\ cm$
$I_x = 869\ cm^4$	$t_f = 0.74\ cm$
$A = 20.1\ cm^2$	$b_f = 8.2\ cm$
$d = 16\ cm$	$K = 1.64\ cm$

کنترل فشردگی :

$$\frac{8.2}{2 \times 0.74} = 5.54 \langle \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.125 \quad ok$$

$$\frac{16}{0.50} = 32 \langle \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.51 \quad ok$$

فرض می کنیم :

$$L_b = 50\ cm$$

$$Lc = \min \begin{cases} 635\times 8.2 / \sqrt{2400} = 106.28 \quad \checkmark \\ \\ 14\times 10^5 \div [16\times 2400 \div (0.74\times 8.2)] = 221.2 \end{cases}$$

$$Lc = 106.28\ cm > L_b = 50\ cm$$

شرایط تکیه گاه جانبی کافی برقرار است، بنابراین فرض اولیه در مورد Fb درست بوده است.

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d\times t_w} = \frac{0\times 10^3}{16\times 0.50} = 0$$

$$F_v = 0.4Fy = 0.4\times 2400 = 960$$

$$f_v = 0 < F_v = 960 \qquad ok$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{16}{0.50} = 32 \ \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}} = 65 \quad ok$$

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5\times q\times L^4}{384\times E\times I} = \frac{5\times 0.487\times 5.10^4\times 10^9}{384\times 2.1\times 10^6\times 869} = 2.35\ cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{510}{240} = 2.125$$

$$\Delta = 2.35\ cm > \Delta_{max} = 2.125\ cm \qquad not\ good$$

Select → IPE 180

IPE 180 : $S_x = 146\ cm^3$ $t_w = 0.53\ cm$

$I_x = 1320\ cm^4$ $t_f = 0.80\ cm$

$A = 23.9\ cm^2$ $b_f = 9.1\ cm$

$d = 18\ cm$ $K = 1.7\ cm$

کنترل فشردگی :

$$\frac{9.1}{2\times 0.80} = 5.68 \langle \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.125 \quad ok$$

$$\frac{18}{0.53} = 33.96 \langle \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.51 \quad ok$$

فرض می کنیم :

$L_b = 50\ cm$

$$Lc = \min \begin{cases} 635\times 9.1 / \sqrt{2400} = 117.95 \quad \checkmark \\ 14\times 10^5 \div [18\times 2400 \div (0.80\times 9.1)] = 235.92 \end{cases}$$

$Lc = 117.95\ cm > L_b = 50\ cm$

شرایط تکیه گاه جانبی کافی برقرار است، بنابراین فرض اولیه در مورد Fb درست بوده است.

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d \times t_w} = \frac{0 \times 10^3}{18 \times 0.53} = 0$$

$$F_v = 0.4Fy = 0.4 \times 2400 = 960$$

$f_v = 0 < F_v = 960$ ok

$$\frac{h}{t_w} = \frac{18}{0.53} = 33.96 \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}} = 65 \quad ok$$

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0.487 \times 5.10^4 \times 10^9}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1320} = 1.54 \ cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{510}{240} = 2.125$$

$\Delta = 1.54$ cm $< \Delta_{max} = 2.125$ cm ok

کنترل تسلیم موضعی :

$$N \rangle \frac{R}{0.66Fy \times t_w} - 2.5K \rightarrow N \rangle \frac{0}{0.66 \times 2400 \times 0.53} - 2.5 \times (1.7) = -4.25$$

N = 10 cm

کنترل لهیدگی :

$$R = 285 \times t_w{}^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{N}{d}) \times (\frac{t_w}{t_f})^{\frac{3}{2}}\right] \times \sqrt{(Fy \times \frac{t_f}{t_w})}$$

$$\rightarrow 285 \times 0.53^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{10}{18}) \times (\frac{0.53}{0.80})^{\frac{3}{2}}\right] \times \sqrt{(2400 \times \frac{0.80}{0.53})} = 9148.95 \ kg$$

R ≈ 9.14 ton > V = 0 ton ok **USE IPE 180**

طراحی تیر گیردار 2–1 / C ، طبقه 1 :

گرفتن اطلاعات خروجی نرم افزار به قرار زیر :

V = 5 ton

M = 6.43 ton.m

L = 4.55 m

$$q = \frac{8 \times M}{L^2} = \frac{8 \times 6.43}{4.55^2} = 2.48 t.m$$

$F_b = 0.66 \times 2400 = 1584\ kg.cm^2$

$$S_x \geq \frac{6.43 \times 10^5}{1584} = 405.93\ cm^3$$

Select → IPE 270

IPE 270 :

$S_x = 429\ cm^3$	$t_w = 0.66\ cm$
$I_x = 5790\ cm^4$	$t_f = 1.02\ cm$
$A = 45.9\ cm^2$	$b_f = 13.5\ cm$
$d = 27\ cm$	$K = 2.52\ cm$

کنترل فشردگی :

$$\frac{13.5}{2 \times 1.02} = 6.61 \langle \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.125 \quad ok$$

$$\frac{27}{0.66} = 40.90 \langle \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.51 \quad ok$$

فرض می کنیم :

$L_b = 50\ cm$

$$Lc = \min \begin{cases} 635 \times 13.5 / \sqrt{2400} = 174.9 \quad \checkmark \\ \\ 14 \times 10^5 \div [27 \times 2400 \div (1.02 \times 13.5)] = 297.5 \end{cases}$$

$Lc = 174.9\ cm > L_b = 50\ cm$

شرایط تکیه گاه جانبی کافی برقرار است، بنابراین فرض اولیه در مورد Fb درست بوده است.

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d \times t_w} = \frac{5 \times 10^3}{27 \times 0.66} = 280.58$$

$$F_v = 0.4Fy = 0.4 \times 2400 = 960$$

$f_v = 280.58 < F_v = 960$ ok

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27}{0.66} = 40.90 \ \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}} = 65 \quad ok$$

$\Sigma Mp = 2S.Fy = 2 \times 429 \times 2400 \times 10^{-5} = 20.6\ t.m$

$\Sigma Mp / L = 20.6 \div 4.55 = 4.52\ ton$

$Vp = 0.55 \times 2400 \times 27 \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.52\ ton$

$Vp = 23.52\ ton > 4.52 + 5 = 9.52$ ok

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 2.48 \times 4.55^4 \times 10^9}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 1.13 \ cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = \frac{455}{360} = 1.26$$

$\Delta = 1.13$ cm $< \Delta_{max} = 1.26$ cm ok

کنترل تسلیم موضعی :

$$N \rangle \frac{R}{0.66 Fy \times t_w} - 2.5K \rightarrow N \rangle \frac{5 \times 10^3}{0.66 \times 2400 \times 0.66} - 2.5 \times (2.52) = -1.517$$

N = 10 cm

کنترل لهیدگی :

$$R = 285 \times t_w{}^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{N}{d}) \times (\frac{t_w}{t_f})^{\frac{3}{2}} \right] \times \sqrt{(Fy \times \frac{t_f}{t_w})}$$

$$\rightarrow 285 \times 0.66^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{10}{27}) \times (\frac{0.66}{1.02})^{\frac{3}{2}} \right] \times \sqrt{(2400 \times \frac{1.02}{0.66})} = 11933.37 \ kg$$

R ≈ 11.93 ton > V = 5 ton ok

USE IPE 270

طراحی تیر گیردار 5–3 / A ، طبقه 3 :

گرفتن اطلاعات خروجی نرم افزار به قرار زیر :

V = 5.68 ton

M = 7.23 ton.m

L = 5.15 m

$$q = \frac{8 \times M}{L^2} = \frac{8 \times 7.23}{5.15^2} = 2.18 t.m$$

$F_b = 0.66 \times 2400 = 1584\ kg.cm^2$

$$S_x \geq \frac{7.23 \times 10^5}{1584} = 456.43\ cm^3$$

Select → IPE 300

IPE 300 :

$S_x = 557\ cm^3$	$t_w = 0.71\ cm$
$I_x = 8360\ cm^4$	$t_f = 1.07\ cm$
$A = 53.8\ cm^2$	$b_f = 15\ cm$
$d = 30\ cm$	$K = 2.57\ cm$

کنترل فشردگی :

$$\frac{15}{2 \times 1.07} = 7 \langle \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.125 \quad ok$$

$$\frac{30}{0.71} = 42.25 \langle \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.51 \quad ok$$

فرض می کنیم :

$$L_b = 50 \text{ cm}$$

$$Lc = \min \begin{cases} 635\times15 / \sqrt{2400} = 194.4 \quad \checkmark \\ \\ 14\times10^5 \div [30\times2400 \div (1.07\times15)] = 312 \end{cases}$$

$$Lc = 194.4 \text{ cm} > L_b = 50 \text{ cm}$$

شرایط تکیه گاه جانبی کافی برقرار است، بنابراین فرض اولیه در مورد Fb درست بوده است.

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d\times t_w} = \frac{5.68\times10^3}{30\times0.71} = 266.6 \ kg/cm^2$$

$$F_v = 0.4Fy = 0.4\times2400 = 960$$

$$f_v = 280.58 < F_v = 960 \qquad ok$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30}{0.71} = 42.25 \ \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}} = 65 \quad ok$$

$$\Sigma Mp = 2S.Fy = 2\times456.43\times2400\times10^{-5} = 21.90 \text{ t.m}$$

$$\Sigma Mp / L = 21.90 \div 5.15 = 4.25 \text{ ton}$$

$$Vp = 0.55\times2400\times30\times0.71\times10^{-3} = 28.12 \text{ ton}$$

$$Vp = 28.12 \text{ ton} > 4.25 + 5.68 = 9.93 \qquad ok$$

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 2.18 \times 5.15^4 \times 10^9}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8360} = 1.13 \ cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = \frac{515}{360} = 1.43$$

Δ = 1.13 cm < Δ_{max} = 1.43 cm ok

کنترل تسلیم موضعی :

$$N \rangle \frac{R}{0.66 Fy \times t_w} - 2.5K \rightarrow N \rangle \frac{5.68 \times 10^3}{0.66 \times 2400 \times 0.71} - 2.5 \times (2.57) = -1.37$$

N = 10 cm

کنترل لهیدگی :

$$R = 285 \times {t_w}^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{N}{d}) \times (\frac{t_w}{t_f})^{\frac{3}{2}} \right] \times \sqrt{(Fy \times \frac{t_f}{t_w})}$$

$$\rightarrow 285 \times 0.71^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{10}{30}) \times (\frac{0.71}{1.07})^{\frac{3}{2}} \right] \times \sqrt{(2400 \times \frac{1.07}{0.71})} = 13310.58 \ kg$$

R ≈ 13.31 ton > V = 5.68 ton ok

USE IPE 300

طراحی تیر گیردار 7–5 / E ، طبقه 6 :

گرفتن اطلاعات خروجی نرم افزار به قرار زیر :

V = 6.65 ton

M = 6.30 ton.m

L = 5.15 m

$$q = \frac{8 \times M}{L^2} = \frac{8 \times 6.30}{5.15^2} = 1.9 \ \ t.m$$

$F_b = 0.66 \times 2400 = 1584 \ kg.cm^2$

$$S_x \geq \frac{6.30 \times 10^5}{1584} = 397.72 \ \ cm^3$$

Select → IPE 270

IPE 270 :

$S_x = 429 \ cm^3$	$t_w = 0.66 \ cm$
$I_x = 5790 \ cm^4$	$t_f = 1.02 \ cm$
$A = 45.9 \ cm^2$	$b_f = 13.5 \ cm$
$d = 27 \ cm$	$K = 2.52 \ cm$

کنترل فشردگی :

$$\frac{13.5}{2 \times 1.02} = 6.61 \ \langle \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.125 \quad ok$$

$$\frac{27}{0.66} = 40.90 \ \langle \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.51 \quad ok$$

فرض می کنیم :

$L_b = 50\ cm$

$$Lc = \min \begin{cases} 635 \times 13.5 / \sqrt{2400} = 174.9 \quad \checkmark \\ \\ 14 \times 10^5 \div [27 \times 2400 \div (1.02 \times 13.5)] = 297.5 \end{cases}$$

$Lc = 174.9\ cm > L_b = 50\ cm$

شرایط تکیه گاه جانبی کافی برقرار است، بنابراین فرض اولیه در مورد Fb درست بوده است.

کنترل برش :

$$f_v = \frac{V}{d \times t_w} = \frac{6.65 \times 10^3}{27 \times 0.66} = 373.17\ \ kg/cm^2$$

$$F_v = 0.4Fy = 0.4 \times 2400 = 960$$

$f_v = 373.17 < F_v = 960$ ok

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27}{0.66} = 40.90 \ \langle \frac{3185}{\sqrt{Fy}} = 65 \quad ok$$

$\Sigma Mp = 2S.Fy = 2 \times 429 \times 2400 \times 10^{-5} = 20.6$ t.m

$\Sigma Mp / L = 20.6 \div 5.15 = 4$ ton

$Vp = 0.55 \times 2400 \times 27 \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.52$ ton

$Vp = 23.52$ ton $> 4 + 6.65 = 10.65$ ok

کنترل خیز :

$$\Delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 1.9 \times 5.15^4 \times 10^9}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 1.43 \ cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = \frac{515}{360} = 1.43$$

$\Delta = 1.43 \text{ cm} \leq \Delta_{max} = 1.43 \text{ cm}$ ok

کنترل تسلیم موضعی :

$$N \rangle \frac{R}{0.66 Fy \times t_w} - 2.5K \rightarrow N \rangle \frac{6.65 \times 10^3}{0.66 \times 2400 \times 0.66} - 2.5 \times (2.52) = 0.060$$

N = 10 cm

کنترل لهیدگی :

$$R = 285 \times t_w{}^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{N}{d}) \times (\frac{t_w}{t_f})^{\frac{3}{2}} \right] \times \sqrt{(Fy \times \frac{t_f}{t_w})}$$

$$\rightarrow 285 \times 0.66^2 \times \left[1 + 3 \times (\frac{10}{27}) \times (\frac{0.66}{1.02})^{\frac{3}{2}} \right] \times \sqrt{(2400 \times \frac{1.02}{0.66})} = 11933.37 \ kg$$

R ≈ 11.93 ton > V = 5 ton ok

USE IPE 270

طراحی دستی ستون

طراحی دستی ستون :

گام به گام طراحی ستون:

1- گرفتن اطلاعات خروجی برنامه etabs به قرار زیر :

M , V , P

2- فرض یک مقطع اولیه

با توجه به اینکه از رابطه اثر متقابل نمی توان مستقیما برای طراحی استفاده نمود و برای طراحی باید بصورت سعی و خطا عمل نماییم، یعنی ابتدا یک نیمرخ انتخاب کرده و آن را با استفاده از روابط اندرکنشی برای تسلیم و پایداری کنترل نماییم. برای کم کردن تعداد سعی و خطا می توان یک نیروی محوری معادل تعریف نمود که در بر گیرنده اثر لنگار خمشی نیز باشد.

$$P_{eq} = P + MB$$

مقادیر B برای نیمرخ های مورد استفاده در ستون ها را می توان از جدول ۱۲-۱ صفحه ۵۹۵ کتاب سازه های فولادی طاحونی تعیین نمود. حال مقطع اولیه ای را با توجه به رابطه زیر حدس می زنیم.

$$B_X = \frac{A}{S_X} \quad , B_Y = \frac{A}{S_Y}$$

$$A = \frac{P_{eq}}{F_a}$$

برای طراحی ستون ها در ساختمان های متعارف ، انتخاب تنشی در حدود 900 تا 1200 کیلوگرم بر سانتی متر مربع برای Fa اولیه مناسب است.

3- تعیین S , r , I , A

$$I = I_q + Ad^2 \ , \ r = \sqrt{I/A} \ , \ S = I/C$$

4- محاسبه سختی

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \times G_A \times G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

$$G = \frac{\sum (I_C \div L_C)}{\sum (I_b \div L_b)}$$

چون ساختمان در جهت X دارای مهاربندی است لذا قاب های جهت X حرکت جانبی ندارند و پارامتر K در ستون های این قاب برابر 1 در نظر گرفته می شود.

همچنین برای ستونهایی که در طبقه اول قرار دارند به دلیل گیردار بودن پای ستون K در هر دو جهت برابر 1 خواهد بود.

5- محاسبه لاغری در جهت X , Y

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

6- تعیین Fa با توجه به λ_{max}

با توجه به جدول ۷-۱ صفحه ۲۸۴ کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

7- محاسبه fa

$$f_a = \frac{P}{A}$$

8- کنترل اهمیت تشدید لنگر

$$\text{If} \quad \frac{fa}{Fa} \rangle 0.15 \Rightarrow$$ کنترل شروط تسلیم و پایداری

$$\text{If} \quad \frac{fa}{Fa} \langle 0.15 \Rightarrow$$ کنترل شرط تسلیم (تشدید لنگر اهمیت ندارد)

9- محاسبه تنش ناشی از خمش

$$f_b = \frac{M}{S}$$

10- محاسبه تنش اولر

$$F_e' = \frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2}$$

11- محاسبه ضریب Cm

- اگر ستون دارای حرکت جانبی است (بدون مهار) Cm=0.85
- اگر ستون بدون حرکت جانبی است Cm=0.85>0.4
- اعضایی که در انتهای آن ها لنگر وجود ندارد Cm=1

12- محاسبه تنش فشاری مجاز خمشی

- کنترل شرط تکیه گاه جانبی کافی

L_b = طول ستون

$$Lc = \min\left[\left(\frac{84\times10^3 b_f}{Fy}\right), \left(\frac{84\times10^3(1.63+\frac{M_1}{M_2})b_f}{Fy}\right)\right]$$

$L_b < L_c$

- با توجه به اینکه مقطع غیر فشرده می باشد طبق بند 10-1-2-1 مبحث دهم داریم :

if $L_b < L_c$ $F_b = 0.6Fy$

if $L_b > Lc$ $F_b = \max\left[F_b' \,\&\, F_b''\right]$

- محاسبه C_b و F_b'

$$F_b' = \frac{(84\times10^3 C_b)}{(\frac{Ld}{A_f})} \langle 0.6Fy$$

$$A_f = b_f \times t_f$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{M_1}{M_2}) + 0.3(\frac{M_1}{M_2}) \langle 2.3$$

M_1 : لنگر کوچکتر از لحاظ قدر مطلق

M_2 : لنگر بزرگتر از لحاظ قدر مطلق

$\frac{M_1}{M_2} \rangle 0$ انحناء مضاعف :

$\frac{M_1}{M_2} \langle 0$ انحناء ساده :

- محاسبه F_b''

$$\lambda = \frac{L_b}{r_t}$$

$$r_t = 1.2 r_y$$

$$\lambda_b = \sqrt{(\frac{72\times10^5 C_b}{Fy})}$$

$$\lambda_c = \sqrt{(\frac{360\times10^5 C_b}{Fy})}$$

If $\lambda < \lambda_b$ $F_b'' = 0.66Fy$

If $\lambda_b < \lambda < \lambda_c$ $F_b'' = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy \times (\frac{L}{r_t})^2}{(1075 \times 10^5 C_b)}\right] \times Fy \langle 0.6Fy$

If $\lambda > \lambda_c$ $F_b'' = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(\frac{L}{r_t})^2} \langle 0.6Fy$

13- کنترل شروط تسلیم و پایداری

If $\frac{fa}{Fa} \rangle 0.15$

- شرط پایداری

$$\frac{fa}{fa} + \frac{cm_x * f_{bx}}{\left(1 - \frac{fa}{f'ex}\right) * F_{bx}} + \frac{cm_y * f_{by}}{\left(1 - \frac{fa}{f'ey}\right) * F_{by}} \leq 1$$

- شرط تسلیم

$$\frac{fa}{0.6Fy} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1$$

If $\frac{fa}{Fa} \langle 0.15$

- شرط تسلیم

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1$$

$f_{bx} = \frac{M_X}{S_X}$ ، $f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$

طراحی ستون B –1 طبقه 2:

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
60.76	7	10.2	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 300

$B_x = 9.32\ m^{-1}$

$B_y = 66.8\ m^{-1}$

$P_{eq} = 60.76 + (9.32 \times 10.2) + (66.8 \times 0) = 155.8\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (155.8 \times 10^3) \div (1000) = 155.8\ cm^2$

SELECT 2IPE400

IPE 400 :

$Sx = 1156.5\ cm^3$	$Sy = 146.4\ cm^3$
$I_x = 23131\ cm^4$	$I_y = 1318\ cm^4$
$r_x = 16.55\ cm$	$r_y = 3.95\ cm$
$t_w = 0.86\ cm$	$t_f = 1.35\ cm$
$A = 84.5\ cm$	$b_f = 18\ cm$
$d = 40\ cm$	$k = 3.31\ cm$

$A = 2 \times 84.5 = 169\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =23131 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(1318)=2636 cm^4

rx = √ (23131 ÷ 169) = 11.7 cm

ry = √ (2636 ÷ 169) = 3.94 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 11.7 = 23.3$

$\lambda y = 1\times273 \div 3.94 = 69.2$

$\lambda_{max} = 69.2 \Rightarrow F_a = 1115\ kg/cm^2$

$fa = 60.76\times10^3 \div 169 = 360 < Fa = 1115$ ok

fa ÷ Fa = 360 ÷ 1115 = 0.32 > 0.15

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 10.2\times10^5 \div 1156.5 = 886.3$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 146.4 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times23.3^2) = 6337$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times69.2^2) = 718.4$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times18)\div2400 = 630 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (10.2\div0)]\times18) \div 2400 = 1027\text{cm} \end{cases}$$

$L_c = 630$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.32] + [(0.85\times886.3) \div \{(1 - 360 \div 6337) \times1440\}] + [(0.85\times0) \div \{(1 - 360 \div 718.4) \times1440\}] = 0.87 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[360 \div (0.6\times2400)] + [886.3 \div 1440] + [0 \div 1440] = 0.86 < 1$ ok

USE 2IPE400

طراحی ستون C –1 طبقه 3 :

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
20.41	2.11	3.17	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 220

$B_x = 13.25\ m^{-1}$

$B_y = 90\ m^{-1}$

$P_{eq} = 20.41 + (13.25 \times 3.17) + (66.8 \times 0) = 62.4\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (62.4 \times 10^3) \div (1000) = 62.4\ cm^2$

SELECT 2IPE220

IPE 220 :

$Sx = 252\ cm^3$	$Sy = 37.3\ cm^3$
$I_x = 2772\ cm^4$	$I_y = 205\ cm^4$
$r_x = 9.11\ cm$	$r_y = 2.48\ cm$
$t_w = 0.59\ cm$	$t_f = 0.92\ cm$
$A = 33.4\ cm$	$b_f = 11\ cm$
$d = 22\ cm$	$k = 2.12\ cm$

$A = 2 \times 33.4 = 66.8\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =2772 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(205)=410 cm^4

rx = √ (2772 ÷ 66.8) = 6.44 cm

ry = √ (410 ÷ 66.8) = 2.47 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 6.44 = 42.4$

$\lambda y = 1\times273 \div 2.47 = 110.5$

$\lambda_{max} = 110.5 \Rightarrow F_a = 804\ kg/cm^2$

$fa = 20.41\times10^3 \div 66.8 = 305.5 < Fa = 804\ kg/cm^2$ ok

$fa \div Fa = 305.5 \div 804 = 0.38 > 0.15$

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 3.17\times10^5 \div 252 = 1257.93$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 37.3 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times28.17^2) = 5840.6$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times69.2^2) = 860$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times11)\div2400 = 385 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (3.17\div0)]\times11) \div 2400 = 627.5 \text{ cm} \end{cases}$

$L_c = 385 \text{ cm} > L_b = 273 \text{ cm}$ ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.38] + [(0.85\times1257.93) \div \{(1 - 305.5 \div 5840.6) \times1440\}] + [(0.85\times0) \div \{(1 - 305.5 \div 860) \times1440\}] = 1.16 < 1$ not goog

کنترل شرط تسلیم

$[305.5 \div (0.6\times2400)] + [1257.93 \div 1440] + [0 \div 1440] = 1.08 < 1$ not good

SELECT 2IPE240

IPE 240 :

$Sx = 324 \text{ cm}^3$	$Sy = 47.3 \text{ cm}^3$
$I_x = 3892 \text{ cm}^4$	$I_y = 284 \text{ cm}^4$
$r_x = 9.97$ cm	$r_y = 2.69$ cm
$t_w = 0.62$ cm	$t_f = 0.98$ cm
$A = 39.1$ cm	$b_f = 12$ cm
$d = 24$ cm	$k = 2.48$ cm

$A = 2\times39.1 = 78.2 \text{ cm}^2$

دوبل Ix = تک Ix =3892 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(284)=568 cm^4

rx = √ (3892 ÷ 78.2) = 7.05 cm

ry = √ (568 ÷ 78.2) = 2.7 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 7.05 = 38.7$

$\lambda y = 1\times273 \div 2.7 = 101.11$

$\lambda_{max} = 101.11 \Rightarrow F_a = 879\ kg/cm^2$

$fa = 20.41\times10^3 \div 78.2 = 261 < Fa = 879\ kg/cm^2$ ok

$fa \div Fa = 261 \div 879 = 0.29 > 0.15$

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 3.17\times10^5 \div 324 = 978.4$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 47.3 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times38.7^2) = 7010.8$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times101.11^2) = 1027$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times12)\div2400 = 420 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (3.17\div0)]\times12) \div 2400 = 684.6 \text{ cm} \end{cases}$$

$L_c = 420$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.29] + [(0.85\times978.4) \div \{(1 - 261 \div 7010.8) \times1440\}] + [(0.85\times0) \div \{(1 - 261 \div 1027) \times1440\}] = 0.88 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[261 \div (0.6\times2400)] + [978.4 \div 1440] + [0 \div 1440] = 0.86 < 1$ ok

USE 2IPE240

طراحی ستون B –3 طبقه 4:

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
47.52	4.9	6.62	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 220

$B_x = 13.25\ m^{-1}$

$B_y = 90\ m^{-1}$

$P_{eq} = 47.52 + (13.25 \times 6.62) + (66.8 \times 0) = 135.2\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (135.2 \times 10^3) \div (1200) = 112.6\ cm^2$

SELECT 2IPE330

IPE 330 :

$Sx = 713.2\ cm^3$	$Sy = 98.5\ cm^3$
$I_x = 11768\ cm^4$	$I_y = 788\ cm^4$
$r_x = 13.71\ cm$	$r_y = 3.55\ cm$
$t_w = 0.75\ cm$	$t_f = 1.15\ cm$
$A = 62.6\ cm$	$b_f = 16\ cm$
$d = 33\ cm$	$k = 2.95\ cm$

$A = 2 \times 62.6 = 125.2\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =11768 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(788)=1576 cm^4

rx = √ (11768 ÷ 125.2) = 9.69 cm

ry = √ (1576 ÷ 125.2) = 3.54 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 9.69 = 28.17$

$\lambda y = 1\times273 \div 3.54 = 77.11$

$\lambda_{max} = 77.11 \Rightarrow F_a = 1060\ kg/cm^2$

$fa = 47.52\times10^3 \div 125.2 = 380 < Fa = 1060\ kg/cm^2$ ok

fa ÷ Fa = 380 ÷ 1060 = 0.35 > 0.15

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 6.62\times10^5 \div 713.2 = 928.2$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 98.5 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times28.17^2) = 13231.7$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times69.2^2) = 1765.9$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times16)\div2400 = 560 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (6.62\div0)]\times16) \div 2400 = 912.8\text{cm} \end{cases}$$

$L_c = 560$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.35] + [(0.85\times928.2) \div \{(1 - 380 \div 13231.7) \times1440\}] + [(0.85\times0) \div \{(1 - 360 \div 718.4) \times1440\}] = 0.91 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[380 \div (0.6\times2400)] + [928.2 \div 1440] + [0 \div 1440] = 0.90 < 1$ ok

USE 2IPE330

طراحی ستون A –3 طبقه 5:

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
18.4	3.2	4.44	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 220

$B_x = 13.25\ m^{-1}$

$B_y = 90\ m^{-1}$

$P_{eq} = 18.4 + (13.25 \times 4.44) + (90 \times 0) = 77.23\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (77.23 \times 10^3) \div (1000) = 77.23\ cm^2$

SELECT 2IPE240

IPE 240 :

$Sx = 324\ cm^3$	$Sy = 47.3\ cm^3$
$I_x = 3892\ cm^4$	$I_y = 284\ cm^4$
$r_x = 9.97\ cm$	$r_y = 2.69\ cm$
$t_w = 0.62\ cm$	$t_f = 0.98\ cm$
$A = 39.1\ cm$	$b_f = 12\ cm$
$d = 24\ cm$	$k = 2.48\ cm$

$A = 2 \times 39.1 = 78.2\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =3892 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(284)=568 cm^4

rx = √ (3892 ÷ 78.2) = 7.05 cm

ry = √ (568 ÷ 78.2) = 2.7 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 7.05 = 38.72$

$\lambda y = 1\times273 \div 2.7 = 101$

$\lambda_{max} = 101 \Rightarrow F_a = 879\ kg/cm^2$

$fa = 18.4\times10^3 \div 78.2 = 235.3 < Fa = 879\ kg/cm^2$ ok

fa ÷ Fa = 380 ÷ 1060 = 0.26 > 0.15

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 4.44\times10^5 \div 324 = 1370.37$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 47.3 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times38.72^2) = 7003.5$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times101^2) = 1029.3$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times12)\div2400 = 420 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (4.44\div0)]\times12) \div 2400 = 684\text{cm} \end{cases}$$

$L_c = 420$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.26] + [(0.85\times1370.37) \div \{(1 - 235.3 \div 7003.5) \times1440\}] = 0.21 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[235.3 \div (0.6\times2400)] + [1370.37 \div 1440] = 1 < 1$ ok

USE 2IPE240

طراحی ستون C –4 طبقه 3 :

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
33.7	3.46	5.3	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 240

$B_x = 12\ m^{-1}$

$B_y = 82.6\ m^{-1}$

$P_{eq} = 33.7 + (12 \times 5.3) + (82.6 \times 0) = 97.3\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (97.3 \times 10^3) \div (1100) = 88.45\ cm^2$

SELECT 2IPE270

IPE 270 :

$S_x = 429\ cm^3$	$S_y = 62.2\ cm^3$
$I_x = 5790\ cm^4$	$I_y = 420\ cm^4$
$r_x = 11.23\ cm$	$r_y = 3.02\ cm$
$t_w = 0.66\ cm$	$t_f = 1.07\ cm$
$A = 45.9\ cm$	$b_f = 13.5\ cm$
$d = 27\ cm$	$k = 2.52\ cm$

$A = 2 \times 45.9 = 91.8\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix = 5790 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(420)=840 cm^4

rx = √ (5790 ÷ 91.8) = 7.94 cm

ry = √ (840 ÷ 91.8) = 3.02 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 7.94 = 34.38$

$\lambda y = 1\times273 \div 3.02 = 90.4$

$\lambda_{max} = 90.4 \Rightarrow F_a = 966\ kg/cm^2$

$fa = 33.7\times10^3 \div 91.8 = 367 < Fa = 966\ kg/cm^2$ ok

$fa \div Fa = 367 \div 966 = 0.38 > 0.15$

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 5.3\times10^5 \div 429 = 1235.4$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 62.2 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times34.38^2) = 8883.3$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times90.4^2) = 1284.8$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times13.5)\div2400 = 472.5 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (5.3\div0)]\times13.5) \div 2400 = 770.17 \text{ cm} \end{cases}$$

$L_c = 472.5$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.38] + [(0.85\times1235.4) \div \{(1 - 367 \div 8883.3) \times1440\}] = 1.13 > 1$

کنترل شرط تسلیم

$[367 \div (0.6\times2400)] + [1235.4 \div 1440] = 1.11 > 1$

USE 2IPE270

شرط تسلیم و پایداری کمی زیادتر از حد مجاز است پس بهتر است از پروفیل 2IPE 300 استفاده کنید.یا اینکه تنش انتخابی را که بین 900 تا 1200 کیلوگرم بر سانتی متر مربع است را تغییر دهید.

طراحی ستون A – 3 طبقه 4 :

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
28.6	4	5.66	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 240

$B_x = 12\ m^{-1}$

$B_y = 82.6\ m^{-1}$

$P_{eq} = 28.6 + (12 \times 5.66) + (82.6 \times 0) = 96.52\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (96.52 \times 10^3) \div (1200) = 80.43\ cm^2$

SELECT 2IPE270

IPE 270 :

$S_x = 429\ cm^3$	$S_y = 62.2\ cm^3$
$I_x = 5790\ cm^4$	$I_y = 420\ cm^4$
$r_x = 11.23\ cm$	$r_y = 3.02\ cm$
$t_w = 0.66\ cm$	$t_f = 1.07\ cm$
$A = 45.9\ cm$	$b_f = 13.5\ cm$
$d = 27\ cm$	$k = 2.52\ cm$

$A = 2 \times 45.9 = 91.8\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =5790 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(420)=840 cm^4

rx = √ (5790 ÷ 91.8) = 7.94 cm

ry = √ (840 ÷ 91.8) = 3.02 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 7.94 = 34.38$

$\lambda y = 1\times273 \div 3.02 = 90.4$

$\lambda_{max} = 90.4 \Rightarrow F_a = 966\ kg/cm^2$

$fa = 28.6\times10^3 \div 91.8 = 311.5 < Fa = 966\ kg/cm^2$ ok

fa ÷ Fa = 311.5 ÷ 1066 = 0.29 > 0.15

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 5.66\times10^5 \div 429 = 1319.3$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 62.2 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times38.72^2) = 8883.3$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times101^2) = 1284.5$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273\ cm$

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times13.5)\div2400 = 472.5\ cm \\ 84\times10^3\times([1.63 + (5.66\div0)]\times13.5) \div 2400 = 770.13 cm \end{cases}$$

$L_c = 472.5\ cm > L_b = 273\ cm$ ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.29] + [(0.85\times1319.3) \div \{(1 - 311.5 \div 8883.3) \times1440\}] = 0.99 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[311.5 \div (0.6\times2400)] + [1319.3 \div 1440] = 1.13 > 1$ not good

طراحی ستون C –4 طبقه 5:

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
18.4	1.6	2.35	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 220

$B_x = 13.25\ m^{-1}$

$B_y = 90\ m^{-1}$

$P_{eq} = 18.4 + (13.25 \times 4.44) + (90 \times 0) = 77.23\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (77.23 \times 10^3) \div (1000) = 77.23\ cm^2$

SELECT 2IPE240

IPE 240 :

$Sx = 324\ cm^3$	$Sy = 47.3\ cm^3$
$I_x = 3892\ cm^4$	$I_y = 284\ cm^4$
$r_x = 9.97\ cm$	$r_y = 2.69\ cm$
$t_w = 0.62\ cm$	$t_f = 0.98\ cm$
$A = 39.1\ cm$	$b_f = 12\ cm$
$d = 24\ cm$	$k = 2.48\ cm$

$A = 2 \times 39.1 = 78.2\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =3892 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(284)=568 cm^4

rx = √ (3892 ÷ 78.2) = 7.05 cm

ry = √ (568 ÷ 78.2) = 2.7 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 7.05 = 38.72$

$\lambda y = 1\times273 \div 2.7 = 101$

$\lambda_{max} = 101 \Rightarrow F_a = 879\ kg/cm^2$

$fa = 18.4\times10^3 \div 78.2 = 235.3 < Fa = 879\ kg/cm^2$ ok

fa ÷ Fa = 380 ÷ 1060 = 0.26 > 0.15

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 2.35\times10^5 \div 324 = 725.3$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 47.3 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times38.72^2) = 7003.5$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times101^2) = 1029.3$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times12)\div2400 = 420 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (2.35\div0)]\times12) \div 2400 = 684\text{cm} \end{cases}$$

$L_c = 420$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.26] + [(0.85\times725.3) \div \{(1 - 235.3 \div 7003.5) \times1440\}] = 0.70 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[235.3 \div (0.6\times2400)] + [725.3 \div 1440] = 0.66 < 1$ ok

USE 2IPE240

طراحی ستون D –1 طبقه 1 :

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
33.24	3	5.65	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 240

$B_x = 12\ m^{-1}$

$B_y = 82.6\ m^{-1}$

$P_{eq} = 33.24 + (12 \times 5.65) + (82.6 \times 0) = 101\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (101 \times 10^3) \div (1000) = 101\ cm^2$

SELECT 2IPE300

IPE 300 :

$S_x = 557\ cm^3$	$S_y = 80.5\ cm^3$
$I_x = 8357\ cm^4$	$I_y = 604\ cm^4$
$r_x = 12.46\ cm$	$r_y = 3.35\ cm$
$t_w = 0.71\ cm$	$t_f = 1.07\ cm$
$A = 53.8\ cm$	$b_f = 15\ cm$
$d = 30\ cm$	$k = 2.57\ cm$

$A = 2 \times 53.8 = 107.6\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =8357 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(604)=1208 cm^4

rx = √ (8357 ÷ 107.6) = 8.81 cm

ry = √ (1208 ÷ 107.6) = 3.35 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 8.81 = 30.98$

$\lambda y = 1\times273 \div 3.35 = 81.4$

$\lambda_{max} = 81.4 \Rightarrow F_a = 1032\ kg/cm^2$

$fa = 33.24\times10^3 \div 107.6 = 309\ kg/cm^2 < Fa = 1032\ kg/cm^2$ ok

$fa \div Fa = 309 \div 1032 = 0.30 > 0.15$

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 5.65\times10^5 \div 557 = 1014.3$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 80.5 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times30.98^2) = 10940.2$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times81.4^2) = 1584.67$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times15)\div2400 = 525 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (5.65\div0)]\times15) \div 2400 = 855.75\text{cm} \end{cases}$$

$L_c = 525$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.30] + [(0.85\times1014.3) \div \{(1 - 309 \div 10940.2) \times1440\}] = 0.91 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[309 \div (0.6\times2400)] + [1014.3 \div 1440] = 0.91 < 1$ ok

USE 2IPE300

طراحی ستون E –7 طبقه 4:

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
47.24	5.5	7.5	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 300

$B_x = 9.32\ m^{-1}$

$B_y = 66.8\ m^{-1}$

$P_{eq} = 47.24 + (9.32 \times 7.5) + (66.8 \times 0) = 117.14$ ton

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (117.14 \times 10^3) \div (1000) = 117.14\ cm^2$

SELECT 2IPE330

IPE 330 :

$S_x = 713.2\ cm^3$	$S_y = 98.5\ cm^3$
$I_x = 11768\ cm^4$	$I_y = 788\ cm^4$
$r_x = 13.71$ cm	$r_y = 3.55$ cm
$t_w = 0.75$ cm	$t_f = 1.15$ cm
$A = 62.6$ cm	$b_f = 16$ cm
$d = 33$ cm	$k = 2.95$ cm

$A = 2 \times 62.6 = 125.2\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =11768 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(788)=1576 cm^4

rx = √ (11768 ÷ 125.2) = 9.69 cm

ry = √ (1576 ÷ 125.2) = 3.54 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 9.69 = 28.17$

$\lambda y = 1\times273 \div 3.54 = 77.11$

$\lambda_{max} = 77.11 \Rightarrow F_a = 1060\ kg/cm^2$

$fa = 47.24\times10^3 \div 125.2 = 377.3\ kg/cm^2 < Fa = 1060\ kg/cm^2$ ok

$fa \div Fa = 377.3 \div 1060 = 0.35 > 0.15$

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 7.5\times10^5 \div 713.2 = 1051.6$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 98.5 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times28.17^2) = 13231.7$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times77.11^2) = 1765.9$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times16)\div2400 = 560 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (7.5\div0)]\times16) \div 2400 = 912.8\text{cm} \end{cases}$$

$L_c = 560$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.35] + [(0.85\times1051.6) \div \{(1 - 377.3 \div 13231.7) \times1440\}] = 0.98 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[377.3 \div (0.6\times2400)] + [1051.6 \div 1440] = 0.99 < 1$ ok

USE 2IPE330

طراحی ستون F –9 طبقه 5:

خروجی تحلیل ستون :

P (ton)	V_{max}(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	L_c (m)
18.4	1.6	2.35	0	2.73

فرض می کنیم :

IPE 220

$B_x = 13.25\ m^{-1}$

$B_y = 90\ m^{-1}$

$P_{eq} = 18.4 + (13.25 \times 4.44) + (90 \times 0) = 77.23\ ton$

ستون را به صورت دو پروفیل IPE طراحی می کنیم.

$A > (77.23 \times 10^3) \div (1000) = 77.23\ cm^2$

SELECT 2IPE240

IPE 240 :

$Sx = 324\ cm^3$	$Sy = 47.3\ cm^3$
$I_x = 3892\ cm^4$	$I_y = 284\ cm^4$
$r_x = 9.97\ cm$	$r_y = 2.69\ cm$
$t_w = 0.62\ cm$	$t_f = 0.98\ cm$
$A = 39.1\ cm$	$b_f = 12\ cm$
$d = 24\ cm$	$k = 2.48\ cm$

$A = 2 \times 39.1 = 78.2\ cm^2$

دوبل Ix = تک Ix =3892 cm^4

دوبل Iy = دوبل 2 Iy = 2(284)=568 cm^4

rx = √ (3892 ÷ 78.2) = 7.05 cm

ry = √ (568 ÷ 78.2) = 2.7 cm

Kx = 1 , Ky = 1

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

$\lambda x = 1\times273 \div 7.05 = 38.72$

$\lambda y = 1\times273 \div 2.7 = 101$

$\lambda_{max} = 101 \Rightarrow F_a = 879\ kg/cm^2$

$fa = 18.4\times10^3 \div 78.2 = 235.3 < Fa = 879\ kg/cm^2$ ok

fa ÷ Fa = 380 ÷ 1060 = 0.26 > 0.15

شروط تسلیم و پایداری باید کنترل شود.

$f_{bx} = 2.35\times10^5 \div 324 = 725.3$

$f_{by} = 0\times10^5 \div 47.3 = 0$

$F_{ex}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times38.72^2) = 7003.5$

$F_{ey}' = (12\times\pi^2\times2.1\times10^6) \div (23\times101^2) = 1029.3$

$C_{mx} = 0.85 > 0.4$

$C_{my} = 0.85$

$L_b = 273$ cm

$$Lc = \min \begin{cases} (84\times10^3\times12)\div2400 = 420 \text{ cm} \\ 84\times10^3\times([1.63 + (2.35\div0)]\times12) \div 2400 = 684\text{cm} \end{cases}$$

$L_c = 420$ cm $> L_b = 273$ cm ok

تکیه گاه جانبی کافی است.

$F_{bx} = F_{by} = 0.6Fy = 0.6\times2400 = 1440$

کنترل شرط پایداری

$[0.26] + [(0.85\times725.3) \div \{(1 - 235.3 \div 7003.5) \times1440\}] = 0.70 < 1$ ok

کنترل شرط تسلیم

$[235.3 \div (0.6\times2400)] + [725.3 \div 1440] = 0.66 < 1$ ok

USE 2IPE240

طراحی دستی بادبند

طراحی بادبند :

گام به گام طراحی بادبند :

1- گرفتن خروجی از برنامه etabs به قرار زیر :

P

2- تعیین L , α

$$\alpha = tg^{-1}(\frac{h}{b})$$
$$L = \sqrt{(b^2 + h^2)}$$

3- محاسبه F هر تراز

$$\frac{K}{\sum K} = \frac{1}{2}, P = \frac{P}{2}, V_i = \sum p_i$$

$$F_i = \frac{V_{5-i}}{\cos\alpha}$$

4- محاسبه سطح مقطع اولیه

$$F_t = 0.6Fy, A_g \rangle \frac{F_i}{F_t}$$

5- محاسبه A_t, r'_x, r'_y

برای مقطع اولیه مقادیر فوق را محاسبه می کنیم.

6- بررسی بار محوری و تنش ها در کمانش های داخل و خارج صفحه

- کمانش داخل صفحه

$$\lambda_x = \frac{Kl_{x'}}{r_{x'}}$$

طول کمانشی بادبند $L_{x'} = \frac{L}{2}$

دو سر مفصل K=1

- کمانش خارج از صفحه

$$\lambda_y = \frac{KL_{y'}}{r_{y'}}$$

طول کمانشی بادبند $L_y = L$

دو سر مفصل K=1

7- تعیین Fa با توجه به λ_{max}

با توجه به جدول 7-1 صفحه 284 کتاب سازه های فولادی شاپور طاحونی مقدار Fa را تعیین می کنیم.

8- کنترل تنش فشاری

$$F_{as} = \frac{F_a}{\left[1 + (\frac{KL'}{2r.C_c})\right]}$$

طول کمانشی L'

$C_c = 130$

$$f_a = \frac{F}{A_t} \langle F_{as}$$

گام به گام طراحی لقمه های بادبند :

فاصله لقمه ها با حداکثر 70٪ لاغری کل بادبند که توسط یک پروفیل رخ می دهد تنظیم می گردد.

با توجه به مقطع بادبند داریم:

λ_t , r'_x , r'_y

$$0.7\lambda = \frac{L_0}{r_0}$$

یک پروفیل $r_0 = r_y$

$L_0 = ?$

خروجی تحلیل بادبند :

موقعیت	طبقه	P_{max}	h	b	L	α
5/E-F	3	7.5	3.03	4.9	5.76	**31.7**

$F_1 = 7.5$ ton

$F_t = 0.6 \times 2400 = 1440$ kg/cm^2

$A_g > 7.5 \times 10^3 \div 1440 = 5.20$ cm^2

Select 2UNP100

UNP 100 : h = 10 cm, b = 5cm, Ix = 206 cm^4, Iy = 29.3 cm^4, rx = 3.91 cm, ry = 1.47 cm, A = 13.5 cm^2, ey = 1.55 cm

$A_t = 2 \times 13.5 = 27$ cm^2

$r_x' = r_x = 3.91$ cm

$$I_{y(2unp)} = I_y + \left[13.5 \times (5 - 1.55)^2\right] = 189.98 cm^4$$

$r_y' = \sqrt{(189.98 \div 13.5)} = 3.75$ cm

کمانش داخل و خارج صفحه :

$\lambda_x = 1 \times 0.5 \times 576 \div 3.91 = 73.6$

$\lambda_y = 1 \times 576 \div 3.75 = 153.6$

$\lambda_{max} = 153.6 \rightarrow Fa = 450$ kg/cm^2

$F_{as} = 450 \div [1+\{(1\times266.5)\div(2\times3.91\times130)\}] = 305.6$

$fa = 7.5\times10^3 \div 27 = 277.8 < F_{as} = 305.6$ ok

USE 2UNP100

فاصله لقمه ها با حداکثر 70% لاغری کل بادبند که توسط یک پروفیل رخ می دهد تنظیم می گردد.

با توجه به مقطع بادبند برای لقمه ها داریم:

$r_0 = ry = 1.47$

$\lambda = 153.6$

$L_0 = 0.7\times153.6 \times1.47 = 158$ cm

طول بدست آمده تقریبا یک چهارم طول کل بادبند است.

بنابراین در وسط فاصله های صفحه های میانی تا صفحه های انتهایی از لقمه استفاده می کنیم.

خروجی تحلیل بادبند :

موقعیت	طبقه	P_{max}	h	b	L	α
9/A-B	4	6.27	3.03	4.9	5.76	**31.7**

$F_1 = 6.27$ ton

$F_t = 0.6 \times 2400 = 1440$ kg/cm^2

$A_g > 6.27 \times 10^3 \div 1440 = 4.35$ cm^2

Select 2UNP80

UNP 80 :

h = 8 cm	b = 4.5cm
Ix = 106 cm^4	Iy = 19.4 cm^4
rx = 3.1 cm	ry = 1.33 cm
A = 11 cm^2	ey = 1.451 cm

$A_t = 2 \times 11 = 22$ cm^2

$r_x' = r_x = 3.1$ cm

$$I_{y(2unp)} = I_y + \left[11 \times (4.5 - 1.45)^2\right] = 121.7 cm^4$$

$r_y' = \sqrt{(121.7 \div 11)} = 3.32$ cm

کمانش داخل و خارج صفحه :

$\lambda_x = 1 \times 0.5 \times 576 \div 3.1 = 92.9$

$\lambda_y = 1 \times 576 \div 3.32 = 173.5$

$\lambda_{max} = 173.5 \rightarrow$ Fa = 400 kg/cm^2

$F_{as} = 400 \div [1+\{(1\times266.5)\div(2\times3.32\times130)\}] = 305.6$

$fa = 6.27\times10^{3} \div 22 = 285 < F_{as} = 305.6$ ok

USE 2UNP80

فاصله لقمه ها با حداکثر 70% لاغری کل بادبند که توسط یک پروفیل رخ می دهد تنظیم می گردد.

با توجه به مقطع بادبند برای لقمه ها داریم:

$r_0 = ry = 1.33$

$\lambda = 173.5$

$L_0 = 0.7\times173.5 \times1.33 = 161.5$ cm

طول بدست آمده تقریبا یک چهارم طول کل بادبند است.

بنابراین در وسط فاصله های صفحه های میانی تا صفحه های انتهایی از لقمه استفاده می کنیم.

خروجی تحلیل بادبند :

موقعیت	طبقه	P_{max}	h	b	L	α
1/E-F	1	10.2	3.03	4.9	5.76	**31.7**

$F_1 = 10.2$ ton

$F_t = 0.6 \times 2400 = 1440$ kg/cm^2

$A_g > 10.6 \times 10^3 \div 1440 = 7.36$ cm^2

Select 2UNP120

UNP 120 : h = 12 cm, b = 5.5 cm, Ix = 364 cm^4, Iy = 43.2 cm^4, rx = 4.62 cm, ry = 1.59 cm, A = 17 cm^2, ey = 1.60 cm

$A_t = 2 \times 17 = 34$ cm^2

$r_x' = r_x = 4.62$ cm

$$I_{y(2unp)} = I_y + \left[17 \times (5.5 - 1.60)^2\right] = 622.57 cm^4$$

$r_y' = \sqrt{(622.57 \div 17)} = 6.05$ cm

کمانش داخل و خارج صفحه :

$\lambda_x = 1 \times 0.5 \times 576 \div 4.62 = 62.3$

$\lambda_y = 1 \times 576 \div 6.05 = 95.2$

$\lambda_{max} = 95.2 \rightarrow Fa = 927$ kg/cm^2

$F_{as} = 927 \div [1+\{(1\times266.5)\div(2\times6.05\times130)\}] = 792.7$

$fa = 10.2\times10^{3} \div 34 = 300 < F_{as} = 792.7$ ok

USE 2UNP120

فاصله لقمه ها با حداکثر 70% لاغری کل بادبند که توسط یک پروفیل رخ می دهد تنظیم می گردد.

با توجه به مقطع بادبند برای لقمه ها داریم:

$r_0 = ry = 1.59$

$\lambda = 95.2$

$L_0 = 0.7\times95.2 \times1.59 = 105.95$ cm

طول بدست آمده تقریبا یک چهارم طول کل بادبند است.

بنابراین در وسط فاصله های صفحه های میانی تا صفحه های انتهایی از لقمه استفاده می کنیم.

طراحی اتصالات

طراحی اتصال بادبند :

$T = 6.27$ ton

$L = 5.76$ m

$\alpha = 31.7$ $\cos\alpha = 0.85$

$\sin\alpha = 0.525$

$T_x = T.\cos\alpha = 6.27\times0.85 = 5.32$ ton

$T_y = T.\sin\alpha = 6.27\times525 = 3.30$ ton

ارزش جوش گوشه :

$R_w = T_x \div 2L_x = 0.3\phi F_u\times(0.707a)\pi \approx 650a$

که در آن:

Φ : ضریب کنترل کیفیت می باشد و فرض شده است که بازرسی عینی در کارگاه انجام شده است.

L_x : طول خط جوش در راستای x می باشد و عدد 2 به دلیل وجود دو خط جوش می باشد.

با فرض جوش گوشه با بعد 5 mm داریم:

$T \div 2L < 650a$

$L_x > T_x \div (2\times650a)$

$L_x > (5.32\times10^3) \div (2\times650\times0.5) = 8.18$ cm

$L_y > T_y \div (2\times650a)$

$L_y > (3.30\times10^3) \div (2\times650\times0.5) = 5.07$ cm

$L_x > 81.8$ mm $L_x = 100$ mm

$L_y > 50.7$ mm $L_y = 60$ mm Select PL 100×60×10

طراحی جوش ورق تیر و ستون:

$L_w > T / 650a$

$L_w > (6.27\times10^3) / (650\times0.5) = 19.29$ cm

کل $L_w = 20$ cm

بنابراین طول هر خط جوش برابر 10 cm می باشد.

با توجه به طول جوش بدست آمده برای ورق اتصال وسط بادبند داریم:

Select PL 120×80×10

طبق بند و جدول 10-1-7-2 مبحث دهم مقررات ملی

حداکثر بعد جوش:

$a_{max} = t - 2 = 10 - 2 = 8$ mm

حداقل بعد جوش:

$a_{min} = 5$ mm

$L_w = L_x + L_y$

$L_w = 120 + 80 = 200$ mm $= 20$ cm

$R_w = 650a > T \div L_w$

$a > T \div 650L_w = (6.27\times10^3) \div (650\times20) = 0.48$ cm

$a = 5$ mm $< a_{max} = 8$ mm ok

USE PL 120×80×10

a = 5 mm

طراحی اتصال تیر مفصلی:

IPE 160

L = 4.90 m

q = 0.452 t/m

اتصال ساده با نشیمن تقویت نشده:

$P = qL \div 2 = (0.452 \times 4.90) \div 2 = 1.10$ ton

IPE 160 :
- $t_w = 0.50$ cm
- $t_f = 0.74$ cm
- k = 1.64 cm
- d = 16 cm
- $b_f = 8.2$

فاصله آزاد مونتاژ = 20 mm = 2 cm

$N = [P \div (0.66Fy \cdot t_w)] - (2.5k) > k$

$N = [(1.10 \times 10^3) \div (0.66 \times 2400 \times 0.50)] - (2.5 \times 1.64) < 0$

$N = k = 1.64$ cm ≈ 1.7 cm

عرض نبشی نشیمن +N > فاصله آزاد مونتاژ

$W_s > 1.7 + 2 = 3.7$ cm

طبق حداقل آئین نامه

$W_s = 10$ cm

موجود $N = 10 - 2 = 8$ cm

- کنترل لهیدگی جان

$R = 285t_w^2 [1 + 3\times(N\div d)\times(t_w\div t_f)1.5] \times\sqrt{(F_{yw}\times t_f \div t_w)}$

$R = 285\times0.50^2\times[1+ 3\times(8\div16)\times(0.50\div0.74)^{1.5}]\times\sqrt{(2400\times0.74\div0.50)} = 5.9$ ton

$R = 5.9$ ton $> P = 1.10$ ton

با فرض ضخامت $t = 8$ mm

e_f = فاصله آزاد مونتاژ + N/2

$e_f = 2 + (1.7\div2) = 2.85$ cm $= 28.5$ mm

$e = e_f - t - 10$

$e = 28.5 - 8 - 10 = 10.5$ mm

طبق آئین نامه طول نبشی نشیمن از هر طرف لبه بال تیر باید 20 mm بزرگتر باشد

$b = 8.2 + (2\times2) = 12.2$ cm

$t^2 > 8Pe \div F_y b$

$t^2 > (8\times1.10\times10^3\times1.05) \div (2400\times12.2) = 0.315$ cm

$t = 8$ mm > 5.6 mm

SELECT L80×80×8 , L=120 mm

طراحی جوش:

حداکثر اندازه جوش $a_{max} = t - 2 = 8 - 2 = 6$ mm

حداقل اندازه جوش $a_{min} = 5$ mm

$P = (2L^2.R_w) \div \sqrt{(L^2 + 20.25e_f^2)}$

$R_w = P\times\sqrt{(L^2 + 20.25e_f^2)} \div 2L^2$

$R_w = [1.10\times10^3\times\sqrt{(8^2 + 20.25\times2.85^2)}] \div (2\times8^2) = 129.89$ kg/cm

$R_w = 650a$

$a = 129.89 \div 650 = 0.20$ cm

راه حل محافظه کارانه تر اندازه گیری ef از مراکز عرض تماس نشیمن می باشد.

$e_f = (N\div2) + 2$

$e_f = (8\div2) + 2 = 6$ cm

$R_w = [1.10\times10^3\times\sqrt{(8^2 + 20.25\times6^2)}] \div (2\times8^2) = 242$ kg/cm

$R_w = 650a$

$a = 242 \div 650 = 0.372$ cm

$a = a_{min} = 5$ mm ok

USE L80×80×8 , L = 120 mm , a = 5 mm

طراحی اتصال تیر گیردار:

USE IPE300 $t_{wb} = 0.71$ cm $t_{fb} = 1.07$ cm

$b_{fb} = 15$ cm $k_b = 2.57$ cm

$L = 5.15$ m $V = 5.68$ ton $M = 7.23$ t.m $q = 2.18$ t/m

$V_{total} = V + \Sigma M_p \div L = 23$ ton

$V_p = 0.55 F_y . d . t_w$

$V_p = 0.55 \times 2400 \times 30 \times 0.71 \times 10^{-3} = 28.116$ ton

برای انتقال نیروی برشی از نبشی جان استفاده می کنیم .

فرض می شود که :

Select L100×100×10 , L=250 mm

$f_v = 3R \div [2 \times (2tL)] < 0.4F_y$

$f_v = (3 \times 5.68 \times 10^3) \div (2 \times 2 \times 1 \times 25) = 170.4$

$f_v = 170.4 < F_v = 0.4 \times 2400 = 960$ ok

طراحی جوش A : با فرض فاصله آزاد 20mm برای انتهای تیر خواهیم داشت :

$P = qL \div 2 = (2.18 \times 5.15) \div 2 = 5.61$ ton

$V = P \div 2 = 5.61 \div 2 = 2.8$ ton

$b = 10 - 2 = 8$ cm

$A = L + 2b = 25 + (2 \times 8) = 41$ cm

$x^- = b^2 \div (2b + L) = 8^2 \div (2 \times 8 + 25) = 1.56$ cm

$e = 10 - 1.56 = 8.44$ cm

$a_{max} = t - 2 = 10 - 2 = 8$ mm

$a_{min} = 5$ mm

$T = P.e \div 2 = V.e$

$T = 5.61 \times 8.44 = 47.34$ t.cm

$I_p = [(8b^3 + 6bL^2 + L^3) \div 12] - [b^4 \div (2b + L)]$

$I_p = [(8\times8^3 + 6\times8\times25^2 + 25^3) \div 12] - [8^4 \div (2\times8 + 25)] = 3695$ cm^3

$f_y' = P \div 2A$

$f_y' = (5.61\times10^3) \div (2\times41) = 68.4$

$f_x'' = T\times(L \div 2) \div Ip$

$f_x'' = 47.34\times10^3\times(25 \div 2) \div 3695 = 162.14$

$f_y'' = T\times(b - x^-) \div I_p$

$f_y'' = 47.34\times10^3\times(8 - 1.56) \div 3695 = 83.5$

$fr = \sqrt{[f_x''^{\,2} + (f_y' + f_y'')^2]} < R_w$

$f_r = \sqrt{[\,162.14^2 + (68.4 + 83.5)^2]} = 222.17 < R_w$

$R_w = 650a$

$a > 222.17 \div 650 = 0.34$ cm

$a = 5$ mm

طراحی جوش B : برای جوش اتصال دهنده نبشی به تکیه گاه داریم.

$P = (2L^2.R_w) \div \sqrt{(L^2 + 20.25e^2)}$

$R_w = P \times \sqrt{(L^2 + 20.25e^2)} \div 2L^2$

$R_w = [5.61\times10^3 \times \sqrt{(25^2 + 20.25\times8.44^2)}] \div (2\times25^2) = 204$

$R_w = 650a$

$a = 204 \div 650 = 0.313$ cm

$a = a_{min} = 5$ mm

Use L100×100×10 , L=250

جوش A : $a = 5$ mm

جوش B : $a = 5$ mm

طول برگشتی = $L \div 12 = 2.08$ cm

<u>طراحی ورق زیرسری و روسری:</u>

$m = 7.23$ t.m $\qquad S_x = 557$ cm^3

$M = S.F_y = 557\times2400\times10^{-5} = 13.37$ t.m

M : مقاومت خمشی تیر

نیروی افقی ورق های روسری و زیرسری:

$T = M \div d = 7.23\times10^5 \div 30 = 2.41\times10^4$ kg

d : ارتفاع تیر

$A_{tp} = A_{bp} = T \div F_t$

$F_t = 0.6F_y = 0.6\times2400 = 1440$ kg/cm^2

$A = 2.41\times10^4 \div 1440 = 16.73\ cm^2$

برای امکان جوش گوشه در وضعیت تخت :

- عرض ورق روسری (ورق A) به اندازه حداقل 30 mm کوچکتر از عرض بال فوقانی می باشد.
- عرض ورق زیرسری (ورق B) به اندازه حداقل 30 mm بزرگتر از عرض بال تحتانی می باشد.

$b_A = 15 - 3 = 12\ cm$

$t_A > A \div b_A = 16.73 \div 12 = 1.40$

$t_A = 20\ mm$

فرض می کنیم

$a = 8\ mm$

$R_w > T \div L_w$

$L_w > T \div R_w = T \div 650a$

$L_w > (2.41\times10^4) \div (650\times0.8) = 46.35$

$L_w = 50\ cm$

$L_A > 1.5b_A + (L_w - b_A) \div 2$

$L_A > (1.5\times12) + (50 - 12)\div2 = 37$

$L_A = 40\ cm$

$b_B = 15 + 3 = 18\ cm$

$t_B > A \div b_B = 16.73 \div 18 = 0.92\ cm$

$t_B = 10\ mm$

$L_B > L_w\div2 + 5$

$L_B > (50 \div 2) + 5 = 30$ $\quad$ $L_B = 30\ cm$

طراحی صفحات پای ستون (بیس پلیت) :

P = 136.6 ton

$$F_P = 0.3 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 0.6 f'_c$$

فرض می کنیم:

$A_1 = A_2$

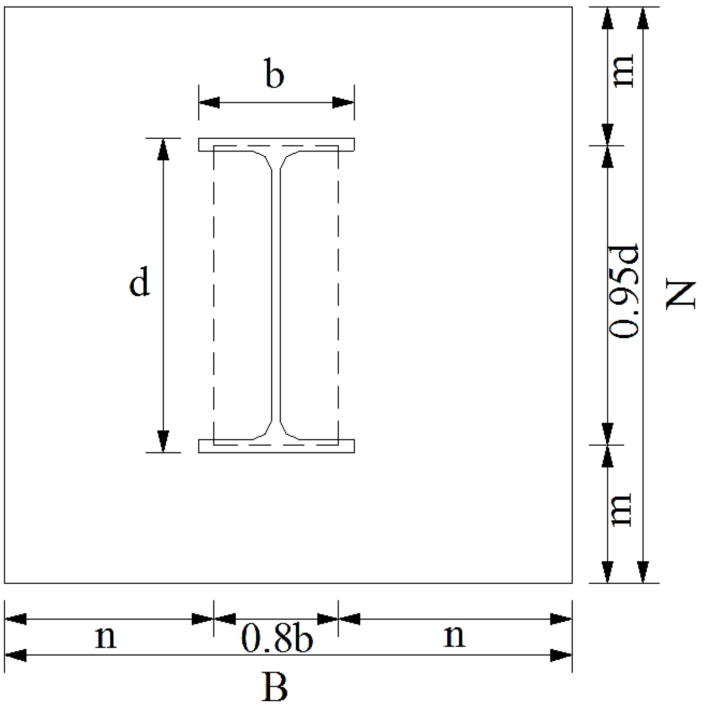
$F_c = 25\ N/mm^2 = 250\ kg/cm^2$

$F_p = 0.3 \times 250 \times \sqrt{1} = 63\ kg/cm^2 < 0.6Fc = 0.6 \times 250 = 150$ ok

$$A \rangle \frac{P}{F_P}$$

$A > (136.6 \times 10^3) \div 63 = 2168.25\ cm^2$

برای تعیین ابعاد ورق با توجه به شکل داریم:



ابعاد ستون برابر است با:

2IPE 360

$d = 36\ cm$

$0.95d = 0.95\times36 = 34.2\ cm$

$b = 17\times2+2 = 36\ cm$ بدلیل وجود تیرآهن دوبل و فاصله بین دو تیرآهن عرض را برابر ارتفاع مقطع قرار می دهیم.

$0.8b = 0.8\times36 = 28.8\ cm$

$n = 0.5\times(B - 0.8b) = 0.5\times(B - 28.8)$

$m = 0.5\times(N - 0.95d) = 0.5\times(N - 34.2)$

$m = n$ فرض می کنیم که

$B - 28.8 = N - 34.2$

$B = N - 5.4$

همچنین داریم:

$N\times B = A = 2168.25\ cm^2$

$N^2 - 5.4N - 2168.25 = 0$

$N = 49.34\ cm$

$B = 43.94\ cm$

از طرفی داریم:

لازم $A > A$ موجود

با فرض اینکه:

N = B =500 mm = 50 cm

$N \times B = 2500\ cm^2 > 2168.25\ cm^2$ ok

بنابراین داریم:

$A = 2500\ cm^2$

m = 7.57 cm

n = 7.57 cm

fp = P / A موجود

$fp = (136.6 \times 10^3) \div 2500 = 54.64\ kg/cm^2 < F_p = 63\ kg/cm^2$ ok

با توجه به اینکه ضخامت ورق کف ستون بر مبنای عملکرد طره ای بازوهای m , n تعیین می گردد داریم:

$$M = \max\left[f_p \frac{n^2}{2} \& f_p \frac{m^2}{2} \right]$$

M : لنگر طره ای برای نواری به عرض واحد

$fp.n^2 \div 2 = 54.64 \times 7.57^2 \div 2 = 1565.56$

$fp.m^2 \div 2 = 54.64 \times 7.57^2 \div 2 = 1565.56$

M = max [1565.56& 1565.56] = 1565.56

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75F_y}}$$

$t = \sqrt{[(6 \times 1565.56) \div (0.75 \times 2400)]} = 2.28$ cm

t = 25 mm

طراحی سقف

طراحی سقف تیرچه بلوک طبقات :

مشخصات سقف تیرچه بلوک					
طول دهانه	ضخامت سقف	ضخامت دال	ارتفاع بلوک	عرض تیرچه	فاصله تیرچه ها
6.20 m	30 cm	5 cm	25 cm	10 cm	50 cm

W_D = 552 kg /m^2 , W_L = 250 kg /m^2 , fy = 350 mpa , fc = 20 mpa

$w_u = 1.25(452) + 1.5(250) = 940 kg/m^2 \rightarrow$ براي عرض واحد = $940 \times 1 \cong 9.21$ KN/m^2

$$M_u = \frac{1}{12} W_U L_n^{\,2} = \frac{1}{12} \times 9.21 \times (0.4^2) = 0.122 KN.m/m$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{bh^3}{12\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 50^2}{6} = 0.42 \times 10^6 mm^3$$

$$f_{ct} = \frac{M_u c}{I} = \frac{M_u}{S} = \frac{0.122 \times 10^6}{0.42 \times 10^6} = 0.29 \frac{N}{mm^2}$$

$f_r = 0.6\varphi_c \sqrt{f_c} = 0.6^2 \sqrt{20} = 1.6 N/mm^2 \rightarrow f_{ct} \langle f_r \rightarrow$ 5 سانتی متر ضخامت مناسبی است

Fy = 350 mpa → ρ = 0.0020 , $(As)_{min}$ = ρ.b.h = $0.0020 \times 100 \times 5 = 1$ cm^2

→ **use 1 φ 12** افت وحرارت

طراحی تیرچه ها :

W_u = 940 kg /m^2 ,

فاصله محور به محور تیرچه ها = 50 cm $\longrightarrow q_u = 0.5 \times 940 = 470$ kg/m

ناحیه لنگر منفی(تکیه گاهها) :

$$M^-_u = \frac{1}{11} q_u L_n^2 = \frac{1}{11} \times 470 \times 6.20^2 = 1642.4 kg.m \times 9.8 = 16095.5 N.m$$

d = 300 – 30 = 270 mm

$$A_s^- = \frac{0.85 \times 0.6 \times 20 \times 100 \times 270}{0.85 \times 350} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16095.5 \times 10^3}{0.85 \times 0.6 \times 20 \times 100 \times 270^2}} \right] = 288.6 mm^2$$

→ Use 2φ 14

آرماتور فوق را باید در محل تکیه گاهها در بالای سقف(درون بتن سقف) قرار داد.

ناحیه لنگر مثبت(وسط دهانه) :

$$M^{+}{}_{u}=\frac{1}{16}q_uL_n^2=\frac{1}{16}\times470\times6.2^2=1129.17kg.m\times9.8=11065.9N.m$$

$$A_s^{+}=\frac{0.85\times0.6\times20\times100\times270}{0.85\times350}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times11065.9\times10^3}{0.85\times0.6\times20\times100\times270^2}}\right]=150mm^2$$

→Use 2ϕ 12

آرماتور فوق را باید در داخل تیرچه ها قرار داد.

کنترل برش:

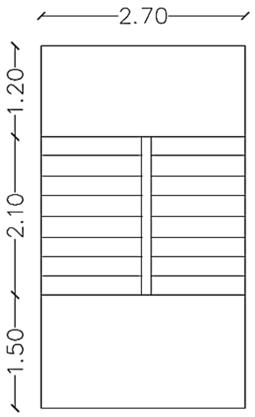
به فاصله d از لبه $V_U=0.5q_uL_n-q_ud=(0.5(470)(6.2)-470(0.27))\times10^{-3}=1.33KN$

$$V_c=1.1\varphi_c\sqrt{f_c}bd=1.1\times0.6\sqrt{20}\times100\times270\times10^{-3}=79.7KN\rightarrow V_c\rangle V_U\rightarrow OK$$

مقطع انتخابی برای تیرچه ها در برابر برش وارده نیز جوابگو می باشد.

طراحی پله

طراحی راه پله (دو طرفه) :



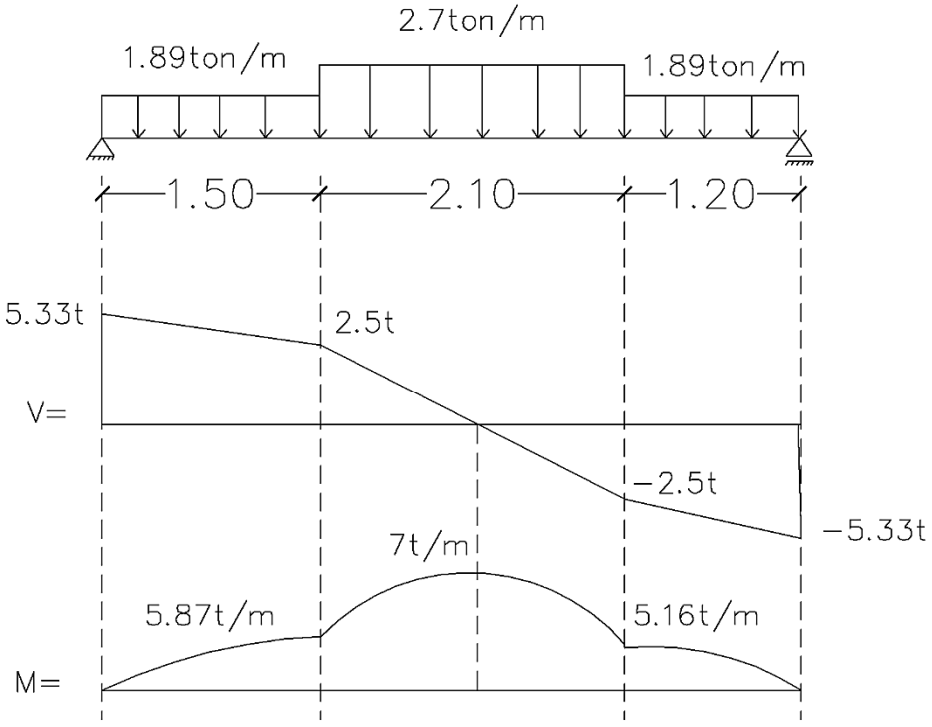
بار مرده راه پله (شمشیری)= 650 kg/m^2

بار مرده پاگرد = 350 kg/m^2

بار زنده راه پله و پاگرد = 350 kg/m^2

وزن کل شمشیری = (650+350)×2.70 = 2700 kg/m = 2.7 ton/m

وزن کل پاگرد = (350+350)×2.70 = 1890 kg/m = 1.89 ton/m



Vmax=5.33ton , Mmax=7ton/m

$$S_{req}=\frac{M_{\max}}{F_b}=\frac{7\times10^5}{0.66\times2400}=441.9cm^3$$

$$useIPE300:\begin{cases}d=30cm\\bf=15cm\\tf=1.07cm\\tw=0.71cm\\h=24.8cm\\I_X=8360cm^4\end{cases}$$

کنترل فشردگی مقطع :

$$\frac{bf}{2tf}=\frac{15}{2\times1.07}=8\ \langle\ \frac{545}{\sqrt{Fy}}=\frac{545}{\sqrt{2400}}=11.2\quad ok$$

$$\frac{d}{2tw}=\frac{30}{2\times0.71}=21.12\ \langle\ \frac{5365}{\sqrt{Fy}}=\frac{5365}{\sqrt{2400}}=109.51\quad ok$$

کنترل اتکاء جانبی :

$$L_b=50cm\langle\min\begin{cases}Lc=\frac{635bf}{\sqrt{Fy}}=\frac{635\times15}{\sqrt{2400}}=194.42cm\\Lc=\frac{14\times10^5\times bf\times tf}{d\cdot Fy}=\frac{14\times10^5\times15\times1.07}{30\times2400}=312\end{cases}$$

فرض اتکای جانبی با مقطع فشرده صحیح می باشد.

کنترل برش :

$$\frac{h}{tw}=\frac{24.8}{0.71}=34.92\ \langle\ \frac{3185}{\sqrt{Fy}}=\frac{3185}{\sqrt{2400}}=65.01\quad ok$$

$F_V = 0.4 \times Fy = 960\ kg/cm^2$

$$f_v=\frac{V_{\max}}{d.tw}=\frac{5.33\times10^3}{30\times0.71}=250.23kg/cm^2\ \langle\ 960\quad ok$$

کنترل خیز :

$$\Delta_{max} = \frac{5qL^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 2.7 \times 100 \times 210^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8360} = 0.38cm \langle \frac{L}{240} = \frac{210}{240} = 0.875cm \quad ok$$

USE IPE 300

طراحی شالوده

مشخصات پی :

پی طراحی شده یک پی گسترده به ضخامت ۹۰ سانتی متر می باشد. مقاومت مجاز خاک نیز ۱.۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. مدول بستر خاک در صورتی که در دسترس نباشد می توان از رابطه تقریبی زیر بدست آید :

$$\text{مدول بستر} = 1.2 \times 1.5 = 1.8 \text{ kg / cm}^2$$

ترکیبات کنترل فشار خاک	
نام ترکیب بار در SAFE	ترکیب بار
COMB 1	DEAD+LIVE
COMB 2	0.75(D+L+EX)
COMB 3	0.75(D+L-EX)
COMB 4	0.75(D+L+EY)
COMB 5	0.75(D+L-EY)
ترکیبات طراحی پی	
C 01	1.4 DEAD
C02	1.2D+1.6L
C03	1.2D+0.5L+1.4EX
C04	1.2D+0.5L-1.4EX
C05	0.9D+1.4EX
C06	0.9D-1.4EX
C07	1.2D+0.5L+1.4EY
C08	1.2D+0.5L-1.4EY
C09	0.9D+1.4EY
C10	0.9D-1.4EY

نیروهای طراحی پی :

P O I N T L O A D S Load Case DEAD

POINT	VERTICAL	MOMENT-X	MOMENT-Y
2	65042.61	119851.700	0.000
1	50637.18	87648.090	0.000
3	29574.92	42173.400	0.000
4	29646.89	41964.720	0.000
5	62983.96	133686.500	0.000
6	51104.48	94724.730	0.000
7	49077.20	-97741.750	0.000
8	66300.96	-113800.100	0.000
9	29628.94	-44244.150	0.000
10	29443.70	-44376.350	0.000
11	64269.21	-130143.800	0.000
12	50942.84	-91335.420	0.000
15	66443.05	-27172.650	0.000
16	98095.48	-40811.180	0.000
17	48298.86	-28003.890	0.000
18	48743.54	-26359.540	0.000
19	97772.41	-33266.250	0.000
20	66244.79	-26218.700	0.000
21	51150.71	24424.530	0.000
22	51207.71	23457.470	0.000
23	67552.44	2966.396	0.000
24	77195.36	1762.642	0.000
25	44550.69	1707.496	0.000
26	44350.01	1864.756	0.000
27	80283.31	1844.932	0.000
28	65428.77	1485.193	0.000
29	48538.05	28957.660	0.000
30	48639.32	28842.330	0.000
31	66388.91	29438.370	0.000
32	97567.82	43106.380	0.000
33	97509.58	42829.400	0.000
34	66262.11	29039.100	0.000
35	51145.46	-20087.800	0.000
36	51247.60	-20034.960	0.000

P O I N T L O A D S Load Case LIVE

POINT	VERTICAL	MOMENT-X	MOMENT-Y
2	22339.39	64423.370	0.000
1	15475.06	33500.040	0.000
3	9661.01	22687.640	0.000
4	9707.73	22629.180	0.000
5	21673.45	72263.000	0.000
6	15708.52	36424.050	0.000
7	14968.77	-37237.020	0.000
8	22790.92	-61790.580	0.000

9	9687.06	-24003.450	0.000
10	9640.40	-24027.110	0.000
11	22058.35	-70263.330	0.000
12	15601.11	-34446.900	0.000
15	23477.19	-9730.650	0.000
16	47347.43	-21280.360	0.000
17	22775.12	-15185.730	0.000
18	22892.13	-14365.170	0.000
19	47140.89	-17840.650	0.000
20	23431.40	-9668.082	0.000
21	24052.70	13204.000	0.000
22	24111.89	12735.100	0.000
23	26770.26	1169.792	0.000
24	35652.89	738.366	0.000
25	20449.52	800.529	0.000
26	20425.05	937.773	0.000
27	36849.57	1014.110	0.000
28	25897.83	955.096	0.000
29	22810.91	15529.750	0.000
30	22859.78	15512.480	0.000
31	23456.00	11021.960	0.000
32	47065.87	22493.060	0.000
33	47050.94	22689.810	0.000
34	23415.61	11234.680	0.000
35	24084.68	-11146.950	0.000
36	24126.55	-11053.900	0.000

P O I N T L O A D S Load Case EX

POINT	VERTICAL	MOMENT-X	MOMENT-Y
2	120626.10	-1630.460	0.000
1	-121635.20	6739.765	0.000
3	17.73	759.301	0.000
4	14.60	312.291	0.000
5	-115543.20	5752.206	0.000
6	116675.00	-5970.506	0.000
7	-116676.50	-3193.003	0.000
8	115770.90	5887.215	0.000
9	-20.56	829.143	0.000
10	-12.80	363.635	0.000
11	-120587.60	-5203.316	0.000
12	121834.60	2292.348	0.000
15	4205.87	-1282.087	0.000
16	-6304.92	212.781	0.000
17	395.34	354.572	0.000
18	-380.28	1105.924	0.000
19	6512.54	3056.874	0.000
20	-4312.53	1899.813	0.000
21	-1.34	1088.727	0.000
22	1.43	464.293	0.000
23	-107089.00	2578.912	0.000
24	104758.60	1597.332	0.000
25	-0.57	747.773	0.000
26	0.09	465.080	0.000

27	-110016.50	-888.172	0.000
28	111962.20	-1935.806	0.000
29	-394.41	767.888	0.000
30	379.68	308.009	0.000
31	-4496.29	2774.039	0.000
32	6541.27	1121.068	0.000
33	-6357.50	58.234	0.000
34	4132.07	-2908.722	0.000
35	-2.42	1084.674	0.000
36	3.50	487.742	0.000

P O I N T L O A D S Load Case EY

POINT	VERTICAL	MOMENT-X	MOMENT-Y
2	-25013.78	-2017258	0.000
1	-18138.76	-1513646	0.000
3	-12163.56	-1469802	0.000
4	-11861.07	-1459798	0.000
5	-21897.35	-1534886	0.000
6	-17452.62	-1478474	0.000
7	18539.02	-1231723	0.000
8	25237.98	-2014749	0.000
9	12392.68	-1510315	0.000
10	12275.80	-1501462	0.000
11	24581.96	-2023611	0.000
12	17404.97	-1986737	0.000
15	265.76	-2083947	0.000
16	4891.27	-2157307	0.000
17	-4995.96	-1501662	0.000
18	-5366.74	-2042045	0.000
19	8461.18	-2117730	0.000
20	664.38	-1671797	0.000
21	35.08	-2015963	0.000
22	343.99	-1992012	0.000
23	-118.26	-1682422	0.000
24	-1131.13	-1745842	0.000
25	179.92	-1453410	0.000
26	-204.08	-1990995	0.000
27	218.66	-2136194	0.000
28	-318.21	-2097172	0.000
29	5088.46	-1477470	0.000
30	5247.36	-1468248	0.000
31	-1503.13	-1291754	0.000
32	-6997.51	-2199155	0.000
33	-7217.88	-2136970	0.000
34	-476.56	-2084264	0.000
35	-165.39	-2016155	0.000
36	-806.49	-2004633	0.000

طراحی دستی شالوده گسترده :

ابتدا باید فشار وارد در پای هر یک از ستون ها را بدست آوریم ، این کار را می توانیم از روی نرم افزار انجام دهیم.

ابعاد ستون ها را برابر 50×50 فرض می کنیم.

Q_1= 67.3 KN , Q_2= 450 KN , Q_3= 412 KN , Q_4= 377 KN , Q_5= 507 KN , Q_6= 288 KN

Q_7= 213.3 KN , Q_8= 410 KN , Q_9= 720 KN , Q_{10}= 618 KN , Q_{11}= 825 KN

Q_{12}= 836 KN , Q_{13}= 415 KN , Q_{14}= 385 KN , Q_{15}= 500 KN , Q_{16}= 515 KN

Q_{17}= 688 KN , Q_{18}=513 KN , Q_{19}= 300 KN , Q_{20}= 370 KN , Q_{21}= 711 KN , Q_{22}= 590 KN , Q_{23}= 344 KN , Q_{24}= 810 KN , Q_{25}= 286 KN

Q_{26}= 411 KN , Q_{27}= 472 KN , Q_{28}= 720 KN , Q_{29}= 609 KN , Q_{30}= 398 KN

Q_{31}= 833 KN , Q_{32}= 415 KN , Q_{33}= 366 KN , Q_{34}= 505 KN

گام اول : تعیین مرکز اثر برآیند نیروها

$$x' = \frac{Q_1x_1 + Q_2x_2 + ... + Q_nx_n}{\sum Q} = \frac{(782.3)\times 0.25 + (1800)\times 3.87 + (1925)\times 9.12 + (1510)\times 13.22 + (1727)\times 16.26 + (1296.3)\times 20.46}{9040.6} = 10.98m$$

$$y' = \frac{Q_1y_1 + Q_2y_2 + ... + Q_ny_n}{\sum Q} = \frac{(2901)\times 0.25 + (1251)\times 4.66 + (1130)\times 5.67 + (1443)\times 6.57 + (2101.3)\times 9.37}{8826.3} = 4.77m$$

گام دوم : تعیین برون محوری کلی در جهت x , y

$$e_x = \bar{x} - \frac{B}{2} = 10.98 - \frac{20.71}{2} = 0.63$$
$$e_y = \bar{y} - \frac{L}{2} = 4.77 - \frac{9.62}{2} = -0.04$$

گام سوم : تعیین لنگرهای ناشی از برون محوری کلی

$$\sum Q = 17867KN$$
$$M_x = Q.e_y = 17867\times(-0.04) = -714.68KN/m$$
$$M_y = Q.e_x = 17867\times(0.63) = 11256.2KN/m$$

گام چهارم : تعیین فشار خاک در زیر پی در محل ستون ها

$$q=\frac{Q}{A}\pm\frac{M_y x}{I_y}\pm\frac{M_x y}{I_x}$$

$A=20.71\times9.62\cong200m^2$

$$I_x=\frac{1}{12}B^3L=1536.5cm^4$$

$$Iy=\frac{1}{12}L^3B=7120.88cm^4$$

$$\frac{17867}{200}\pm\frac{11256.2}{7120.88}x\pm\frac{714.68}{1536.5}y$$

$$q_1=181.783+3.065\times5.325=198.1\frac{kN}{m^2}$$

$$q_2=181.783+3.065\times2.825=190.44\frac{kN}{m^2}$$

$$q_3=181.783-3.065\times1.125=178.33\frac{kN}{m^2}$$

$$q_4=181.783-3.065\times5.325=165.46\frac{kN}{m^2}$$

$$q_5=181.783+3.065\times5.325=198.1\frac{kN}{m^2}$$

$$q_6=181.783+3.065\times2.825=190.44\frac{kN}{m^2}$$

$$q_7=181.783-3.065\times1.125=178.33\frac{kN}{m^2}$$

$$q_8=181.783-3.065\times5.325=165.46\frac{kN}{m^2}$$

.

.

.

$$q_{A,...q19}\le q_{all.net}$$

گام پنجم : تحلیل نوارها

q_{av} : فشار متوسط خاک

$$q_{av}=\frac{q_1+q_2+q_3+q_4}{4}=\frac{198.1+190.44+178.33+165.46}{4}=183.1\,kN/m^2$$

واکنش کل خاک= $q_{av}\times A'=183.1\times11\times1.96=3947.64kN$

A' : مساحت نوار A

Q_{av} : بار متوسط

Q_{av} = (بار ستونهای روی نوار + واکنش کل خاک) / 2

بار ستونهای روی نوار = 4 × 981.06 = 3924.24 kN

بار متوسط : Q_{av} = (3924.24+3947.64) / 2 = 3935.94 kN

گام ششم : اصلاح بار ستون ها با استفاده از ضریب اصلاح

ضریب اصلاح را با استفاده از رابطه زیر بدست می آوریم و در بار ستونها ضرب می کنیم

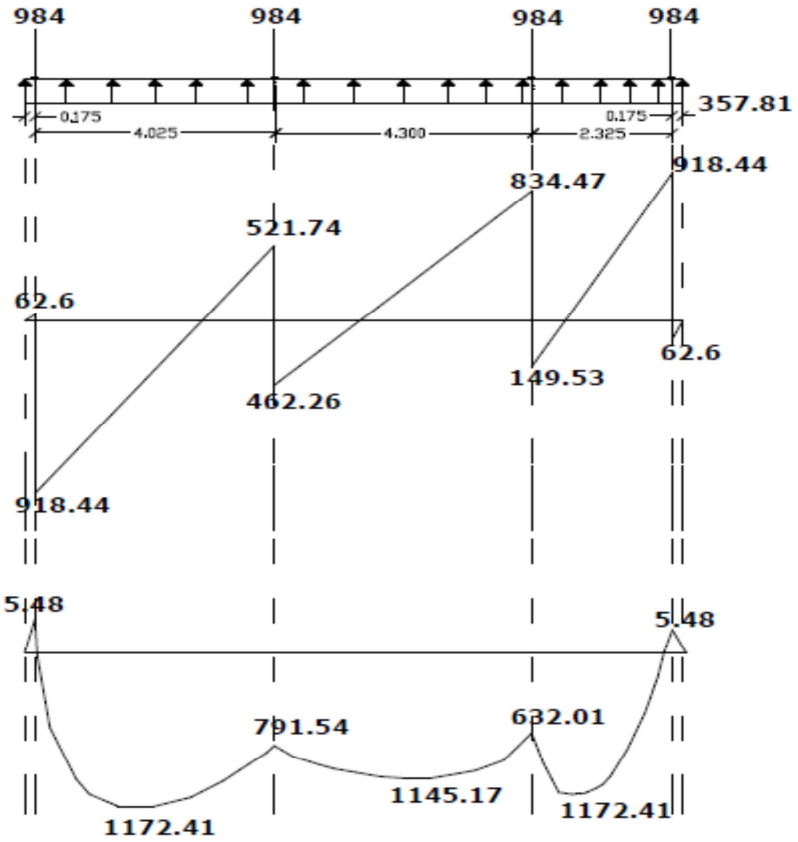
F = (بار متوسط)/(کل بار ستون روی نوار) = $\frac{3935.94}{3924.24}=1.003$

فشارخاک متوسط اصلاح شده = q_{av}× ((واکنش کل خاک)/(بارمتوسط))

فشارخاک متوسط اصلاح شده = $\frac{3935.94}{3947.64}\times183.1=182.56\frac{kN}{m^2}$

شدت بار در واحد طول = 182.56 × 1.96 = 357.81 $\frac{kN}{m}$

گام هفتم : بارگذاری و تحلیل نوار پی



با توجه به نمودار به دست آمده، مقدار لنگر حداکثر مثبت را بدست آورده ایم :

لنگر حداکثر مثبت : M=5.48 KN.M

$$M^{+}=\frac{5.48}{1.96}=2.796KN$$

برای لنگر مثبت طراحی می کنیم.

$$M_u^{+}=1.7\times 2.796=4.753KN.M$$

$$A_S^{+}=\frac{0.85f_c bd}{f_y}.\left[1-\sqrt{1-\frac{2M^{+}}{f_c bd^2}}\right]$$

$$\Rightarrow A_S^{+}=\frac{0.85\times 30\times 1000\times 500}{400}\times\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times 4.753\times 10^6}{30\times 1000\times 500^2}}\right]=20.21mm^2$$

$$Use \quad \Phi 10@250mm$$

مقدار حداکثر لنگر منفی را بدست آورده ایم :

لنگر حداکثر منفی : M=1172.41 KN.M

$$M^{-}=\frac{1172.41}{1.96}=598.168KN$$

برای لنگر منفی طراحی می کنیم.

$$M_u^{-}=1.7\times598.168=1016.866KN.M$$

$$A_S^{-}=\frac{0.85f_c bd}{f_y}.\left[1-\sqrt{1-\frac{2M^{-}}{f_c bd^2}}\right]$$

$$\Rightarrow A_S^{+}=\frac{0.85\times30\times1000\times500}{400}\times\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times1016.88\times10^6}{30\times1000\times500^2}}\right]=4662.784mm^2$$

$$Use \quad \Phi38@150mm$$

گام هشتم : تعیین ضخامت شالوده

ضخامت شالوده ستون کناری :

$b_o = 2(350+0.5d)$ میط پانچ

$V_u = b_o\, d\, (0.34\Phi\sqrt{f_c})$ نیروی برشی

$$V_U=1.7\times981.06=1667.8kN$$
$$1667.8\times10^3=(700+d)d\left(0.85\times0.35\sqrt{30}\right)$$
$$700d+d^2=1023521.32 \quad \Rightarrow d=720.52$$

حال برای ستون میانی محاسبات را تکرار می کنیم :

تعیین ضخامت شالوده ستون کناری

$$b_o=(350+d)+2(350+0.5d)=1050+2d$$
$$V_U=1.7\times981.06=1667.8kN$$
$$1667.8\times10^{-3}=1.63(1050+2d)d \quad \Rightarrow \quad d=499.41mm$$

گام نهم : تعیین قطر میلگرده

- راستای y

فاصله میلگردها : 150 – 250 mm → 250

عرض نوار = 1.25 m = 1250 mm

قطر آرماتور بالایی :

$$n = \frac{1250}{250} = 5$$
$$A_S = \frac{1361.748 \times 2}{5} = 544.7$$
$$A_S = 3.14\frac{d^2}{4} = 544.7 \qquad \Rightarrow d = 28mm$$

قطر آرماتور پایینی :

$$n = \frac{1250}{250} = 5$$
$$A_S = \frac{349.352 \times 2}{5} = 139.74$$
$$A_S = 3.14\frac{d^2}{4} = 139.74 \qquad \Rightarrow d = 14mm$$

فاصله میلگردها:250

عرض نوار= 7.65 m = 7650 mm

- راستای x

فاصله میلگردها : 150 – 250 mm → 250

عرض نوار = 3925 m = 3925 mm

قطر آرماتور بالایی :

$$n = \frac{3925}{250} = 16$$
$$A_S = \frac{2923.031 \times 3}{16} = 548.067$$
$$A_S = 3.14\frac{d^2}{4} = 548.067 \qquad \Rightarrow d = 28mm$$

قطر آرماتور پایینی :

$$n = \frac{3925}{250} = 16$$
$$A_S = \frac{842.911 \times 3}{16} = 158.046$$
$$A_S = 3.14\frac{d^2}{4} = 158.046 \qquad \Rightarrow d = 16mm$$

خروجی های طراحی

ETABS

خروجی های طراحی

SAFE