



جامع ترین منبع آموزش نرم افزارها و دروس مهندسی

Structural Design Education

Mihanbana.com

Miladkh@mail.com



دانشکده مهندسی عمران

پروژه سازه فولادی

پروژه پایانی برای دریافت درجه کارشناسی

در رشته مهندسی عمران

امید حسین زئی *

استاد راهنما:

دکتر قدرتی

شهریور ماه ۱۳۹۲

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

مشخصات سازه :

گروه : ۶

کاربری : تجاری

موقعیت : چابهار

نوع خاک : ۳

مقاومت خاک : ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع

سیستم شالوده : گسترده

نوع سقف : تیرچه بلوک

نوع مهاربندی : هشت

تعداد طبقات : ۵

تعداد دهانه : ۶×۷

تعداد زیر زمین : ۱

فهرست

فصل ۱: نقشه های معماری و سازه ای	۱۰
۱-۱- پلان معماری	۱۱
۲-۱- پلان سازه ای	۱۲
۱-۲-۱- پلان تیر ریزی	۱۲
۲-۲-۱- پلان قاب ها	۱۲
فصل ۲: بارگذاری	۱۳
۲-۱- بار مرده	۱۳
۱-۱-۲- تعیین مساحت طبقات :	۱۳
۲-۱-۲- تعیین ارتفاع سازه ای طبقات	۱۴
۳-۱-۲- سقف تیرچه بلوک :	۱۵
۴-۱-۲- سقف بام :	۱۶
۵-۱-۲- سقف خرپشته :	۱۶
۶-۱-۲- وزن اسکلت	۱۶
۷-۱-۲- دیوار پیرامونی نمادار :	۱۸
۸-۱-۲- دیوار خارجی بدون نما :	۱۹
۹-۱-۲- تیغه های داخلی :	۲۱
۱۰-۱-۲- جزئیات پله	۲۳
۱۱-۱-۲- محاسبه بار مرده کل ساختمان	۲۵
۲-۲- بار زنده و بار برف	۲۸
۱-۲-۲- بارزنده	۲۸
۲-۲-۲- تعیین بار برف :	۲۸
۳-۲- بار زلزله	۳۰
۲-۳-۱- نیروی برش پایه (V)	۳۰
۲-۳-۲- ضریب اهمیت سازه :	۳۱

۳۱ ۳-۳-۲ ضریب زلزله
۳۲ ۳-۳-۲-۴ وزن کل ساختمان (وزن لرزه ای)
۳۲ ۳-۳-۲-۵ محاسبه برش پایه :
۳۲ ۳-۳-۲-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان
۳۷ ۲-۴-۴ بار باد
۳۷ ۲-۴-۴-۱ محاسبه F_i (نیروی باد در تراز طبقات) :
۳۸ ۲-۵-۵ ترکیب بارها
۳۸ ۱-۲-۵-۲ محور ۱ (نصف دهانه + دیوار پیرامونی):
 ۲-۵-۲-۲ محور ۲ و ۳ و ۶ (نصف دهانه بالا + نصف دهانه پایین) یا (نصف دهانه + دیوار
۳۹ محیطی):
۳۹ ۲-۳-۵-۳ محور ۴ و ۵
۴۱ ۴-۲-۵-۲ محور ۷
۴۱ ۵-۲-۵-۱-۵) بار دیوار پیرامونی محور A
۴۳ فصل ۳: پلان بار های وارد بر ساختمان
۴۴ فصل ۴: تحلیل دستی
۴۴ ۱-۴-۱ بار قائم (روش قاب جزء) :
۵۱ ۱-۴-۱-۱ نیروی محوری ستون (سطح بارگیر)
۵۴ ۴-۱-۲ کاهش شدت بار زنده
۵۶ ۴-۲-۲ بار جانبی (روش پرتال) - قاب خمشی
۵۷ ۴-۲-۱-۱ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقات (امتداد قاب خمشی) :
۵۹ ۴-۲-۲-۲ توزیع نیروی برشی طبقات بین عناصر مقاوم (قاب خمشی):
۶۴ ۴-۳-۴ بار جانبی - قاب ساده مهاربندی
۶۴ ۴-۳-۱-۱ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقات (امتداد قاب ساده مهاربندی) :
۶۵ ۴-۳-۲-۲ توزیع نیروی برشی طبقات بین عناصر مقاوم (قاب ساده مهاربندی) :
۶۷ ۴-۴-۴ تحلیل دستی مهاربندها
۶۹ فصل ۵: طراحی اولیه تیر ها و ستونها
۶۹ ۵-۱-۱ طراحی اولیه تیرها

۷۹.....	۵-۲- طراحی اولیه ستون ها.....
۷۹.....	۵-۲-۱- تعیین ضریب طول موثر K :
۸۰.....	۵-۲-۲- تعیین بار محوری یا لنگر خمشی :
۸۰.....	۳-۲-۵- تعیین تنش فشاری موجود و مجاز :
۸۱.....	۴-۲-۵- تعیین تنش خمشی موجود و مجاز :
۱۲۱.....	فصل ۶: مدل سازی کامپیوتری.....
۱۲۲.....	۶-۱- مقاطع تیرها.....
۱۲۳.....	۶-۲- مقاطع ستون ها.....
۱۲۴.....	۳-۶- کنترل ها.....
۱۲۷.....	۶-۴- نمودارهای لنگر خمشی و نیروی برشی.....
۱۲۸.....	۶-۴-۱- بار D+L.....
۱۲۹.....	۶-۴-۲- بار EX.....
۱۳۰.....	۵-۶- مقایسه تحلیل دستی و کامپیوتری :
۱۳۱.....	۶-۶- نسبت تنش ها.....
۱۳۳.....	فصل ۷: طراحی نهایی تیر و ستون.....
۱۳۴.....	۱-۷- طرح نهایی تیر ها.....
۱۳۵.....	۲-۷- طرح نهایی ستون ها.....
۱۳۶.....	۷-۳- تیپ بندی نهایی اعضا.....
۱۳۶.....	۷-۳-۱- تیپ بندی تیرها.....
۱۳۸.....	۷-۳-۲- تیپ بندی ستون ها.....
۱۳۹.....	۷-۳-۳- بادبندها.....
۱۴۰.....	فصل ۸: طراحی اتصالات.....
۱۴۱.....	۱-۸- اتصال صلب تیر به ستون.....
۱۴۲.....	۲-۸- اتصال ساده تیر به ستون.....
۱۴۳.....	۳-۸- اتصال مهاربند.....
۱۴۴.....	فصل ۹: کف ستون.....
۱۴۵.....	فصل ۱۰: طراحی راه پله.....

فصل ۱: نقشه های معماری و سازه ای

۱-۱- پلان معماری

۱-۲- پلان سازه ای

۱-۲-۱- پلان تیر ریزی

۱-۲-۲- پلان قاب ها

فصل ۲: بارگذاری

۲-۱- بار مرده

۲-۱-۱- تعیین مساحت طبقات :

براساس جزئیات معماری مساحت سقف تیرچه بلوک را محاسبه میکنیم ، بنابراین سطح راه پله ، داکت تاسیسات و آسانسور از مساحت کل کسر میگردد.

زیرزمین :

$$A_0 = 42 \times 36 = 1512m$$

سایر طبقات :

$$A_1 = (42 \times 36) - 6.1 \times 6 = 1474.5m$$

بام :

$$A_6 = (42 \times 36) - (6 \times 3.6) = 1490.4m$$

خرپشته :

$$A_7 = 6 \times 3.6 = 36m$$

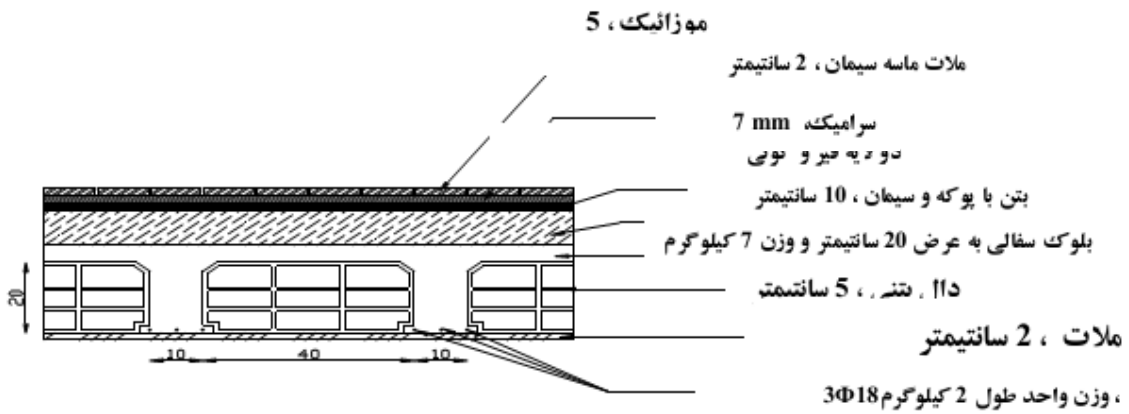
۲-۱-۲- تعیین ارتفاع سازه ای طبقات

ضخامت سازه ای سقف - ارتفاع قاب = ارتفاع سازه ای طبقه

با فرض ۳۰cm ضخامت سازه ای سقف :

طبقه	ارتفاع قاب	ضخامت سقف سازه ای	ارتفاع سازه ای
زیر زمین	۳	۰.۳	۲.۷
طبقات	۳.۵	۰.۳	۳.۲
خریشته	۲.۸	۰.۳	۲.۷

۲-۱-۳- سقف تیرچه بلوک :



مصالح	وزن مخصوص ($\frac{kg}{m^3}$)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ($\frac{kg}{m^2}$)
سرامیک	۲۱۰۰	۰.۰۰۷	۱۴.۷
مالات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۴۲
دو لایه قیر و گونی			۱۵
بتن با پوکه و سیمان	۱۳۰۰	۰.۱	۱۳۰
کل کف سازی			۲۰۱.۷
دال بتنی به ضخامت ۵ سانتیمتر	۲۳۰۰	۰.۰۵	۱۱۵
بتن بین بلوک ها	۲۳۰۰	0.2×0.1×2	۹۲
بلوک ها	هر بلوک ۱۰ کیلوگرم	۲×۵	۱۰۰
میلگرد ها	۲kg/m	۳/۰.۵	۱۲
جمع قسمت سازه ای			۳۱۹
سفید کاری	۱۳۰۰	۰.۰۲	۲۶
سقف کاذب			۵۰
مجموع			۵۹۶.۷

۲-۱-۴- سقف بام :

مصالح	وزن مخصوص ($\frac{kg}{m^3}$)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح ($\frac{kg}{m^2}$)
آسفالت	۲۲۰۰	۰.۰۳	۶۶
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۴۲
دو لایه قیر وگونی			۱۵
پوکه شیب بندی	۶۰۰	۰.۱	۶۰
کل کف سازی			۱۸۳
قسمت سازه ای			۳۱۹
سفید کاری	۱۳۰۰	۰.۰۲	۲۶
سقف کاذب			۵۰
مجموع			۵۷۸

۲-۱-۵- سقف خرپشته :

$$۵۷۸ - ۵۰ = ۵۲۸ \text{ kg/m}^2$$

۲-۱-۶- وزن اسکلت

اسکلت شامل تیر ، ستون و مهاربند است که باید با یک فرض اولیه بار آنها را بدست بیاوریم :

فرض اولیه برای بارگذاری:

تیرها	IPB ۳۰۰
ستون ها	IPE ۳۰۰
مهاربند ها	۲U۲۰۰

وزن اسکلت را به صورت گسترده در جدول زیر خواهیم داشت :

تیرها					
کف	طول تیر m	وزن واحد طول kg/m	وزن ton	مساحت طبقه m ²	وزن واحد سطح ton/m ²
زیر زمین	۵۸۲	۴۲.۲	۲۴.۵۶	۱۵۱۲	۰.۰۱۶۲
طبقات	۵۸۲	۴۲.۲	۲۴.۵۶	۱۵۱۲	۰.۰۱۶۲
بام و خرپشته	۶۰۸	۴۲.۲	۲۵.۶۶	۱۵۴۸	۰.۰۱۶۵

ستون ها						
طبقه	ارتفاع m	تعداد	وزن واحد طول kg/m	وزن ton	مساحت طبقه m ²	وزن واحد سطح ton/m ²
زیر زمین	۳	۸×۷	۱۱۷	۱۹.۶۵۶	۱۵۱۲	۰.۰۱۳
طبقات	۳.۵	۸×۷	۱۱۷	۲۲.۹۳۲	۱۴۷۴.۵	۰.۰۱۵۵
خرپشته	۲.۸	۴	۱۱۷	۱.۳۱	۱۴۹۰.۴	۰.۰۰۰۸

مهاربند ها						
طبقه	طول m	تعداد	وزن واحد طول kg/m	وزن ton	مساحت طبقه m ²	وزن واحد سطح ton/m ²
زیر زمین	۶.۷۰	۲×۲×۳	۲۵.۳	۲.۰۳۴	۱۵۱۲	۰.۰۰۱۳
طبقات	۶.۹۵	۲×۲×۳	۲۵.۳	۲.۱۱	۱۴۷۴.۵	۰.۰۰۱۴

بنابراین :

طبقه	تیر ها	ستون ها	مهاربند ها	وزن اسکلت
	ton/m ²			
زیر زمین	۰.۰۱۶۲	۰.۰۱۳	۰.۰۰۱۳	۰.۰۳۰۵
طبقات	۰.۰۱۶۲	۰.۰۱۵۵	۰.۰۰۱۴	۰.۰۳۳۱
بام و خرپشته	۰.۰۱۶۵	۰.۰۰۰۸	۰	۰.۰۱۷۳

در جهت اطمینان ۲۰ درصد به میزان بار اسکلت می افزاییم ، چرا که ممکن است در هنگام طراحی تغییراتی در فرض اولیه به وجود آید.

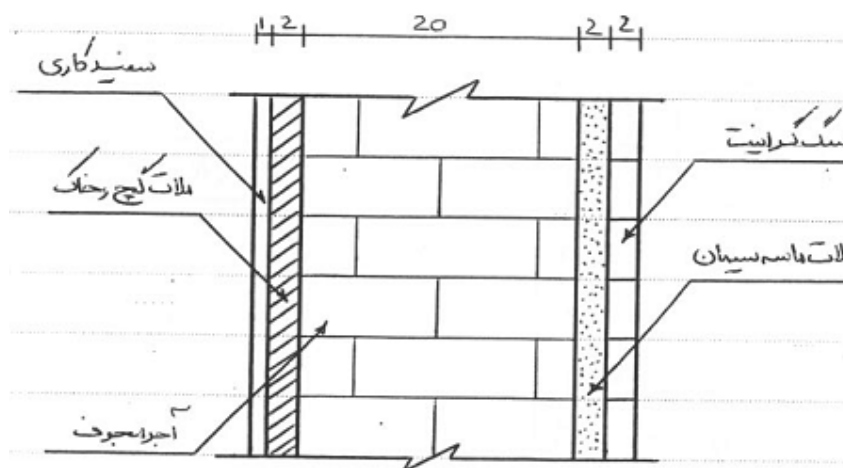
طبقات :

$$\text{وزن واحد سطح اسکلت} = ۳۳ \times ۱.۲ = ۴۰ \text{ kg/m}^2$$

بام و خرپشته :

$$\text{وزن واحد سطح اسکلت} = ۱۷ \times ۱.۲ = ۲۱ \text{ kg/m}^2$$

۲-۱-۷- دیوار پیرامونی نمادار :

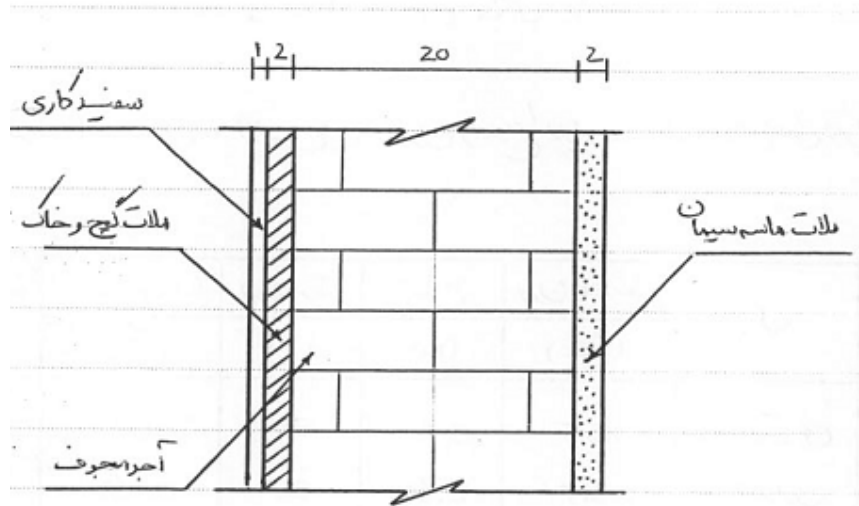


مصالح	وزن مخصوص	ضخامت	وزن واحد سطح
	kg/m ^۳	m	kg/m ^۲
سنگ گرانیت	۲۸۰۰	۰.۰۲	۵۶
ملاط ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۴۲
آجر مجوف	۸۵۰	۰.۲	۱۷۰
ملاط گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲	۳۲
سفید کاری	۱۳۰۰	۰.۰۱	۱۳
مجموع			۳۱۳

بنابراین بار مرده دیوارهای نمادار :

$$۳۱۵ \text{ kg/m}^2$$

۲-۱-۸- دیوار خارجی بدون نما :



مصالح	وزن مخصوص	ضخامت	وزن واحد سطح
	kg/m ^۳		kg/m ^۲
ملاّت ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۴۲
آجر مجوف	۸۵۰	۰.۲	۱۷۰
ملاّت گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲	۳۲
سفید کاری	۱۳۰۰	۰.۰۱	۱۳
مجموع			۲۵۷

انتخاب بار مرده دیوار خارجی بدون نما :

$$۲۶۰ \text{ kg/m}^۲$$

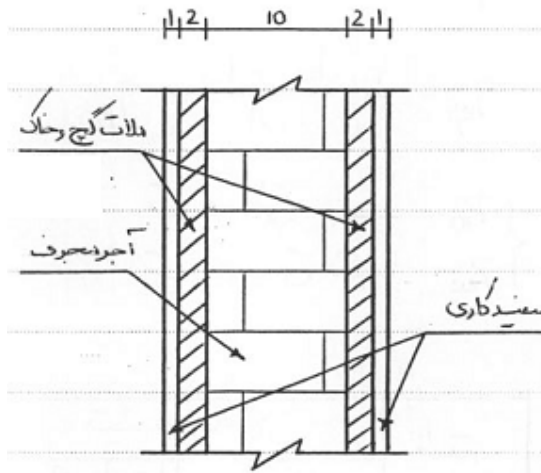
حال براساس نوع کاربری طبقات و میزان بازشو مرتبط مجموع بار دیوارها را بدست میآوریم

نوع دیوار	محل	وزن واحد	ارتفاع	درصد باز	بار معادل خطی	بار معادل خطی انتخابی
		سطح		شو		
		ton/m ²	m		ton/m	ton/m
نمادار	تجاری	۰.۳۱۵	۳.۵	۰.۴	۰.۶۶۱۵	۰.۶۶
	بام (دیوار جانپناه)	۰.۳۱۵	۰.۷	۰.۲۵	۰.۱۶۵۳۷۵	۰.۱۷
بی نما	زیرزمین	۰.۲۶	۳	۰	۰.۷۸	۰.۸
	تجاری	۰.۲۶	۳.۵	۰	۰.۹۱	۱
	جانپناه	۰.۲۶	۰.۷	۰	۰.۱۸۲	۰.۲
	خرپشته	۰.۲۶	۲.۵	۰	۰.۶۵	۰.۶۵

ارتفاع کف تا زیر سقف خرپشته ۲.۵ فرض شده است.

باید میزان باز شو ها براساس پلان معماری محاسبه شود .

۲-۱-۹- تیغه های داخلی :



مصالح تیغه ۱۰ سانتی	وزن مخصوص	ضخامت	وزن واحد سطح
	kg/m ^۳	m	kg/m ^۲
آجر مجوف	۸۵۰	۰.۱	۸۵
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۲×۰.۰۲	۶۴
سفید کاری	۱۳۰۰	۲×۰.۰۱	۲۶
مجموع			۱۷۵

مصالح پیشخوان ۳۰ سانتی	وزن مخصوص	ضخامت	وزن واحد سطح
	kg/m ^۳	m	kg/m ^۲
آجر مجوف	۸۵۰	۰.۳	۲۵۵
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۴	۶۴
سفید کاری	۱۳۰۰	۰.۰۲	۲۶
مجموع			۳۴۵

مصالح پیشخوان	وزن مخصوص	ضخامت	وزن واحد سطح
	kg/m ^۳	m	kg/m ^۲
سنگ مرمر روی پیشخوان	۲۷۰۰	۰.۰۲	۵۴

□ بار معادل تیغ بندی

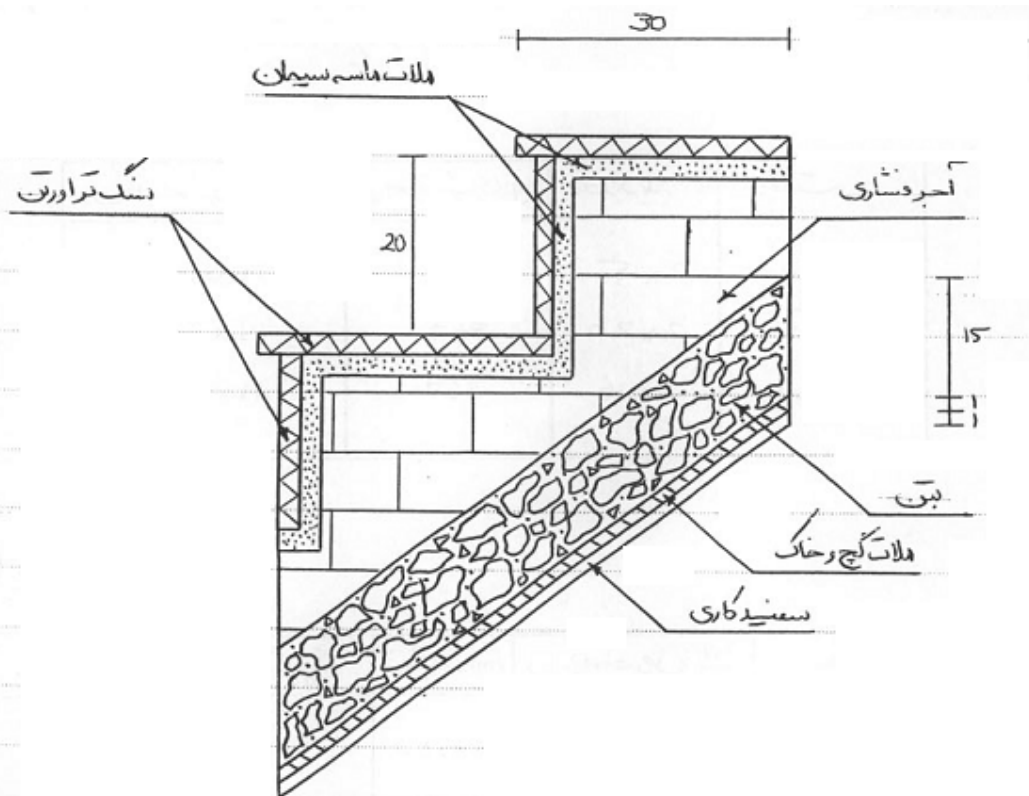
برای محاسبه بار معادل سطحی تیغه ها باید بار کل تیغه را بر مساحت پلان تقسیم کرد :

طبقه		تیغه				بار معادل کل	
		بار تیغه ۲kg/m	ارتفاع m	طول کل تیغه ها m	مساحت کف ۲m		بار معادل سطحی ۲m
همکف	تیغه ۱۰ سانتی	۲۶۰	۳.۲	۲۳۲.۴	۱۴۷۴	۱۳۲	۱۳۲
طبقات	تیغه ۱۰ سانتی	۲۶۰	۳.۲	۲۵۵.۲	۱۴۷۴	۱۴۴	۱۵۱
	پیشخوان ۳۰ سانتی	۳۴۵	۱.۲	۲۲.۸	۱۴۷۴	۶.۴	
	سنگ پیشخوان	۵۴	۰.۳	۲۲.۸	۱۴۷۴	۰.۲۵	

بار معادل گسترده نظیر تیغه ها در کف هایی که بار زنده آنها کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع است نباید کمتر از 100 kg/m^2 باشد ، که این کنترل در اینجا برقرار است.

طبقه	بار معادل تیغه بندی kg/m^2
همکف	۱۳۲
سایر طبقات	۱۵۱

۲-۱-۱۰- جزئیات پله



شمشیری □

مصلح	وزن مخصوص ۳kg/m	حجم ۳m	وزن kg
سنگ تراورتن(سنگ پله)	۲۴۰۰	$۱.۷ \times ۰.۳ \times ۰.۰۲$	۲۴.۴۸
سنگ تراورتن(سنگ آینه)	۲۴۰۰	$۱.۷ \times ۰.۲ \times ۰.۰۲$	۱۶.۳۲
آجر فشاری	۱۸۵۰	$۱.۷ \times ۰.۳۰۵ \times ۰.۲۰۵ \times ۰.۰۵$	۹۸.۳۲
ملات ماسه یسمان	۲۱۰۰	$۱.۷ \times ۰.۴۸ \times ۰.۰۲$	۳۴.۲۷
دال بتنی	۲۵۰۰	$۱.۷ \times ۰.۱۵ \times (۰.۳ - ۰.۰۲) / \cos(۳۶)$	۴۶۷.۶
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	$۱.۷ \times ۰.۰۱ \times (۰.۳ - ۰.۰۲) / \cos(۳۶)$	۱۹.۹۵
سفید کاری	۱۳۰۰	$۱.۷ \times ۰.۰۱ \times (۰.۳ - ۰.۰۲) / \cos(۳۶)$	۱۶.۲۱
(بار یک پله) جمع			۶۷۷.۱

براساس جزئیات معماری زاویه شمشیری پله را با افق ۳۶ درجه در نظر گرفتیم.

وزن کل شمشیری در هر طبقه :

طبقه	تعداد پله	وزن هر شمشیری kg	وزن کل شمشیری ton
زیر زمین	۱۴×۲	۶۷۷	۱۹
سایر طبقات	۱۶×۲	۶۷۷	۲۱.۶

□ پاگرد

مصالح	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت m	وزن واحد سطح kg/m^2
سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۰.۰۲	۴۸
بتن با پوکه معدنی	۱۳۰۰	۰.۰۵	۶۵
ملات ماسه یسمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۴۲
دال بتنی	۲۵۰۰	۰.۱۵	۳۷۵
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۱	۱۶
سفید کاری	۱۳۰۰	۰.۰۱	۱۳
جمع			۵۵۹

بار مرده پاگرد = ۵۶۰ kg/m^2

حال با توجه به سطح پاگرد طبقات بار کل پاگرد را محاسبه میکنیم :

طبقه	مساحت پاگرد m^2	وزن واحد سطح Kg/m^2	وزن کل Ton
همه طبقات	$۳.۶ \times ۲.۳ \times ۲$	۵۶۰	۹.۳

۲-۱-۱۱- محاسبه بار مرده کل ساختمان

□ کف سازی

مطابق جزئیات معماری بدست آمده و محاسبات صورت گرفته بار مرده کف سازی به قرار زیر است:

کف	بار ton/m^2	مساحت m^2	وزن ton
بام و خرپشته	۰.۵۷	۱۵۲۶	۸۶۹.۸۲
تجاری	۰.۶	۱۴۷۴.۵	۸۸۴.۷
زیر زمین	۰.۵۳	۱۵۱۲	۸۰۱.۳۶

□ تیغه های داخلی

کف	بار ton/m^2	مساحت m^2	وزن ton
همکف	۰.۱۳۲	۱۴۷۴.۵	۱۹۴.۶
سایر طبقات تجاری	۰.۱۵۱	۱۴۷۴.۵	۲۲۲.۶۵

□ راه پله (پاگرد و شمشیری)

طبق جزئیات مربوط به پاگرد و شمشیری ، وزن کل راه پله به قرار زیر است :

طبقه	بار پاگرد ton	بار شمشیری ton	وزن معادل ton
زیر زمین	۹.۳	۱۹	۲۸.۳
طبقات	۹.۳	۲۱.۶	۳۰.۹
بام و خرپشته	۹.۳	۰	۹.۳

□ اسکلت

طبقه	بار واحد سطح Ton/m^2	مساحت m^2	وزن Ton
بام و خرپشته	۰.۰۲۱	۱۵۲۶	۳۲
تجاری	۰.۰۴	۱۴۷۴.۵	۵۸.۹۸
زیرزمین	۰.۰۴	۱۵۱۲	۶۰.۴۸

□ دیوار پیرامونی نمادار

در این پروژه بخش جنوبی ساختمان دارای دیوار پیرامونی نمادار است. بر اساس بار معادل خطی دیوار ، وزن کل دیوار نمادار به شرح زیر است.

کف	بار خطی دیوار نما ton/m	طول m	وزن ton
بام	۰.۱۷	۴۲.۳	۷.۲
تجاری	۰.۶۶	۴۲.۳	۲۸

□ دیوار پیرامونی بدون نما :

بخشهای شمالی ، شرقی و غربی بدون نما هستند.

کف	بارخطی دیوار بدون نما ton/m	طول m	وزن ton
خرپشته	۰.۶۵	۲۲.۸	۱۴.۸۲
جانپناه	۰.۲	۱۱۴	۲۲.۸
تجاری	۱	۱۱۴	۱۱۴
زیرزمین	۰.۸	۱۵۶	۱۲۴.۸

جدول بارهای مرده:

کف	کاربری	کفسازی ton	تیغه داخلی ton	اسکلت ton	راه پله ton	دیوار بی نما ton	دیوار نما ton	وزن مرده کل Ton
۶	بام و خرپشته	۸۶۹.۸۲	۰	۳۲	۹.۳	۱۴.۸۲+۲۲.۸	۷.۲	۹۵۵.۹۴
۵	تجاری	۸۸۴.۷	۲۲۲.۶۵	۵۸.۹۸	۳۰.۹	۱۱۴	۲۸	۱۳۳۹.۲۳
۴	تجاری	۸۸۴.۷	۲۲۲.۶۵	۵۸.۹۸	۳۰.۹	۱۱۴	۲۸	۱۳۳۹.۲۳
۳	تجاری	۸۸۴.۷	۲۲۲.۶۵	۵۸.۹۸	۳۰.۹	۱۱۴	۲۸	۱۳۳۹.۲۳
۲	تجاری	۸۸۴.۷	۲۲۲.۶۵	۵۸.۹۸	۳۰.۹	۱۱۴	۲۸	۱۳۳۹.۲۳
۱	تجاری	۸۸۴.۷	۱۹۴.۶	۵۸.۹۸	۳۰.۹	۱۱۴	۲۸	۱۳۱۱.۱۸
۰	زیرزمین	۸۰۱.۳۶	۰	۶۰.۴۸	۲۸.۳	۱۵۶	۰	۱۰۴۶.۱۴
مجموع								۸۶۷۰.۲

۲-۲- بار زنده و بار برف

۲-۲-۱- بارزنده

بار زنده به بارهای غیر دائمی که در حین استفاده و بهره برداری از ساختمان به آن وارد میشوند.

با مراجعه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، میزان بار زنده کفها و قسمت های مختلف ساختمان مربوط به پروژه به قرار زیر است :

نوع کاربری کف	بار زنده گسترده kg/m^2
تجاری (همه طبقات به جز انبار)	۵۰۰
راه پله ها	۵۰۰
بام و خرپشته	۱۵۰
انبار	۱۵۰۰

نوع کاربری کف	بار زنده متمرکز
اسانسور	۱۰۴۹*۴
بام و خرپشته	۱۰۰
انبار	۹۰۰

بار آسانسور طبق مبحث ۱۵ مقررات ملی ساختمان محاسبه شده است ، آسانسور به ظرفیت ۱۶ نفر است.

۲-۲-۲- تعیین بار برف :

محل پروژه شهر چابهار است ، بنابراین در منطقه با برف کم قرار دارد و میزان بار برف مبنای آن ۲۵kg/m^2 است .

$$P_r = C_s \cdot P_s$$

$$P_r = 1 \times 25 = 25 \text{ kg/m}^2$$

بام مسطح است. $C_s = 1$

بار زنده بام برابر حداکثر بار زنده اعمالی بر بام و بار برف است :
 $\text{بار زنده گسترده بام و خپشته} = \text{Max}(25, 150) = 150 \text{ kg/m}^2$

جدول بارهای زنده

کاربری	کف	۶	۵	۴	۳	۲	۱	۰
کف تجاری	بار ton/m^2		۰.۵	۰.۵	۰.۵	۰.۵	۰.۵	
	مساحت m^2		۱۴۷۴	۱۴۷۴	۱۴۷۴.۴	۱۴۷۴	۱۴۷۴	
راه پله	بار ton/m^2	۰.۵	۰.۵	۰.۵	۰.۵	۰.۵	۰.۵	۰.۵
	مساحت m^2	۲۱.۶	۲۱.۶	۲۱.۶	۲۱.۶	۲۱.۶	۲۱.۶	۲۱.۶
انبار	بار ton/m^2							۱.۵
	مساحت m^2							۱۴۹۰
برف	بار ton/m^2	۰.۰۲۵						
	مساحت m^2	۱۵۱۲						
وزن کل زنده Ton		۴۸.۶	۷۴۸	۷۴۹	۷۵۰	۷۵۱	۷۵۲	۲۲۴۶
مجموع بار زنده کل طبقات Ton		۶۰۴۵						

۲-۳- بار زلزله

۲-۳-۱- نیروی برش پایه (V)

در روش تحلیل استاتیک معادل حداقل نیروی برش پایه یا مجموع نیروهای زلزله در هریک از امتداد های ساختمان بصورت زیر محاسبه میگردد:

$$V=C.W$$

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

ضریب زلزله

A- شتاب مبنای طرح شهر : چابهار $A=0.3$

B- ضریب بازتاب ساختمان:

نوع خاک: ۳

$$T_0=0.15, \quad T_s=0.7, \quad S=1.75$$

در جهت X ساختمان قاب خمشی فولادی است ، بنابر این پیود سازه T از رابطه زیر بدست می آید:

در این رابطه باید دقت کرد که اگر وزن خرپشته بیش از ۲۵ درصد وزن بام $T_X=0.08 \times H^{\frac{3}{4}}$ باشد ارتفاع آن باید منظور شود.

در اینجا چون اختلاف بار خرپشته و بام زیاد است ، به جای نسبت وزن آنها نسبت سطح را محاسبه میکنیم:

$$\frac{\text{مساحت خرپشته}}{\text{بام مساحت}} = \frac{36}{1490.4} \times 100 = 2.4\% \ll 25\%$$

بنابراین نیازی به در نظر گرفتن ارتفاع خرپشته نیست:

$$H_x = 3 + 3.5 + 3.5 + 3.5 + 3.5 = 20.5 \text{ m}$$

$$T_x = 0.8 \times (20.5)^{0.75} = 0.77 \text{ s}$$

در جهت Y قاب مهاربندی ساده استفاده شده است :

$$T_Y = 0.05 \times H^{\frac{3}{4}}$$

$$H_Y = 20.5 \text{ m}$$

$$T_Y = 0.05 \times (20.5)^{\frac{3}{4}} = 0.48 \text{ s}$$

حال با توجه به نمودارهای مبحث ششم در هر دو جهت ضریب بازتاب ساختمان B را بدست میآوریم:

$$B_X = 2.5$$

$$B_Y = 2.5$$

۲-۳-۲- ضریب اهمیت سازه :

ساختمان تجاری مذکور در گروه ۳ اهمیت سازه قرار میگیرند یعنی ساختمان با "اهمیت متوسط" بنابراین :

$$I = 1$$

ضریب رفتار ساختمان :

$$R_X = 7 \text{قاب خمشی}$$

$$R_Y = 6 \text{قاب ساده و مهاربند}$$

۲-۳-۳- ضریب زلزله

جهت	A	B	I	R	C
X	0.3	2.5	1	7	0.1071
Y	0.3	2.5	1	6	0.125

۲-۳-۴- وزن کل ساختمان (وزن لرزه ای)

وزن کل ساختمان W شامل تمام بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف مشخص میشود ،

میزان مشارکت برای طبقات تجاری طبق مبحث ششم ، ۴۰٪ و برای بار برف نیز ۲۰٪ در نظر گرفته شده است.

$$\text{وزن مرده ساختمان} = 8670.2 \text{ Ton}$$

$$\text{وزن زنده تجاری} = 6007.2 \text{ Ton}$$

$$W = 8670.2 + (0.4) \times 6007.2 = 11073.08 \text{ Ton}$$

بنابراین $W = 11073 \text{ Ton}$ که با توجه به تجاری بودن ساختمان قابل توجیه است.

۲-۳-۵- محاسبه برش پایه :

جهت	C	W (Ton)	V(Ton)
X	۰.۱۰۷۱	۱۱۰۷۳.۰۸	۱۱۸۵.۹۲۶۹
Y	۰.۱۲۵	۱۱۰۷۳.۰۸	۱۳۸۴.۱۳۵

۲-۳-۶- توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

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

در این رابطه F_T نیروی شلاقی است

$$F_T = 0.07 \times T \times V \leq 0.25 \times V, \quad T \geq 0.75$$

$$F_{T_x} = 0.07 \times 0.77 \times 11186 = \underline{63.92} \text{ Ton} \leq 0.25 \times 11186 = 296.5 \text{ OK}$$

$$F_{T_y} = 0.0$$

محاسبه W_i □

کف Ton	کف سازی	تیغه داخلی	راه پله	اسکلت	دیوار نمادار	دیوار بی نما	وزن مرده کل w_i
				تیر + ستون مهاربند			
۶ بام	۸۶۹.۸۲	۰	۲۴.۷۵	۶۱.۴۹	۲۱.۲	۹۴.۶	۱۰۷۱.۸۶
۵	۸۸۴.۷	۲۲۲.۶۵	۳۰.۹	۵۸.۹۸	۲۸	۱۱۴	۱۳۳۹.۲۳
۴	۸۸۴.۷	۲۲۲.۶۵	۳۰.۹	۵۸.۹۸	۲۸	۱۱۴	۱۳۳۹.۲۳
۳	۸۸۴.۷	۲۲۲.۶۵	۳۰.۹	۵۸.۹۸	۲۸	۱۱۴	۱۳۳۹.۲۳
۲	۸۸۴.۷	۲۰۸.۶۲۵	۳۰.۹	۵۸.۹۸	۲۸	۱۱۴	۱۳۲۵.۲۰۵
۱	۸۸۴.۷	۹۷.۳	۲۹.۶	۵۹.۷۳	۱۴	۱۳۵	۱۲۲۰.۳۳

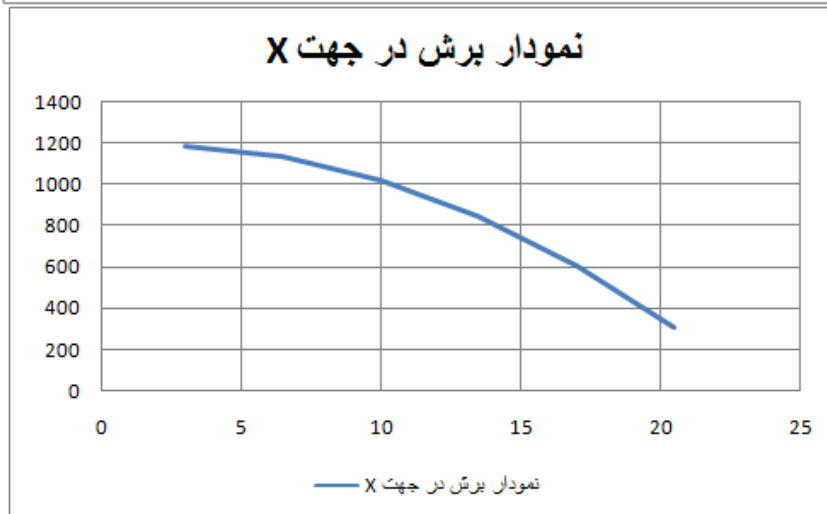
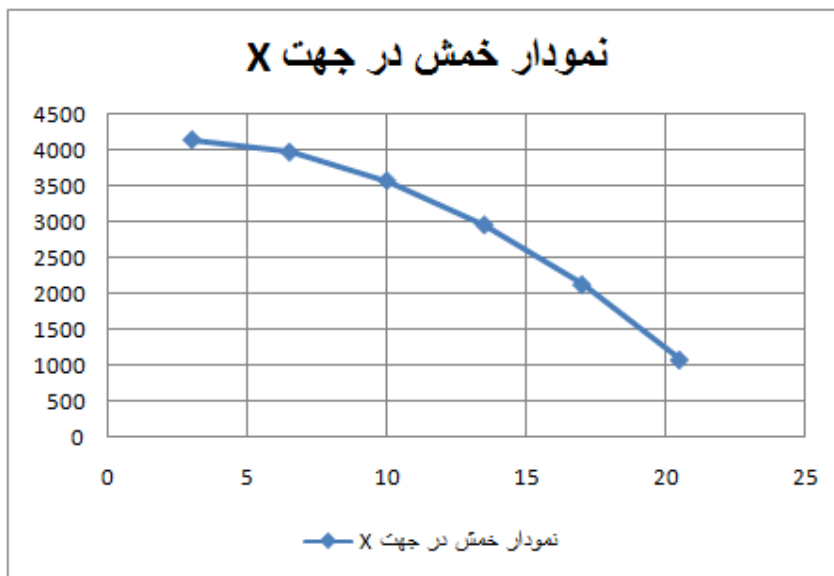
کف Ton	وزن مرده	درصد مشارکت	بار زنده	W_i
۶	۱۰۷۱.۸۶	۰.۴	۴۸.۶	۱۰۹۱.۳
۵	۱۳۳۹.۲۳	۰.۴	۷۵۰	۱۶۳۹.۲۳
۴	۱۳۳۹.۲۳	۰.۴	۷۵۰	۱۶۳۹.۲۳
۳	۱۳۳۹.۲۳	۰.۴	۷۵۰	۱۶۳۹.۲۳
۲	۱۳۲۵.۲۰۵	۰.۴	۷۵۰	۱۶۲۵.۲۰۵
۱	۱۲۲۰.۳۳	۰.۴	۷۵۰	۱۵۲۰.۳۳

□ محاسبه F_i در جهت X

$V_x = 1186 \text{ Ton}$

$F_{t_x} = 63.92 \text{ Ton}$

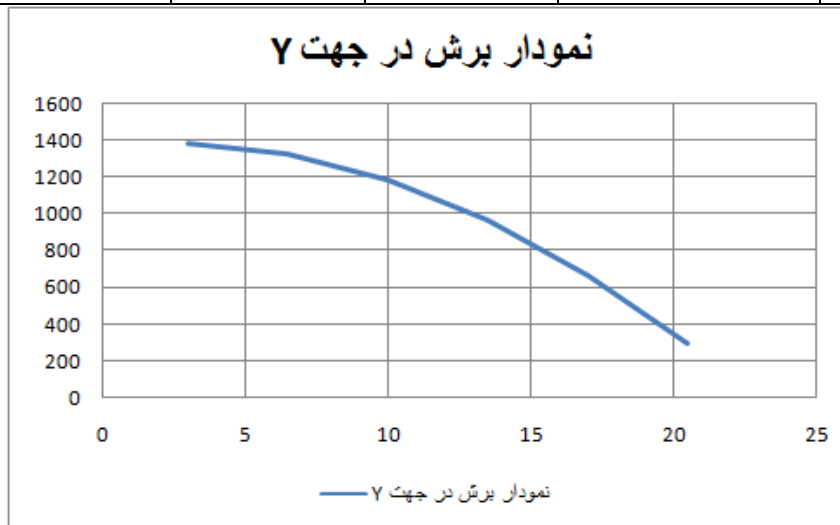
کف Ton	h_i	W_i	$W_i \cdot h_i$	$W_i \cdot h_i / \sum W_i \cdot h_i$	$F_i(X)$
۶	۲۰.۵	۱۰۹۱.۳	۲۲۳۷۱.۶۵	۰.۲۱۵۳۴۹۵۲۵	۲۴۱.۶۳۹۴
۵	۱۷	۱۶۳۹.۲۳	۲۷۸۶۶.۹۱	۰.۲۶۸۲۴۶۹۰۳	۳۰۰.۹۹۴۵
۴	۱۳.۵	۱۶۳۹.۲۳	۲۲۱۲۹.۶۰۵	۰.۲۱۳۰۱۹۶	۲۳۹.۰۲۵
۳	۱۰	۱۶۳۹.۲۳	۱۶۳۹۲.۳	۰.۱۵۷۷۹۲۲۹۶	۱۷۷.۰۵۵۶
۲	۶.۵	۱۶۲۵.۲۰۵	۱۰۵۶۳.۸۳۳	۰.۱۰۱۶۸۷۴۶۲	۱۱۴.۱۰۱۵
۱	۳	۱۵۲۰.۲۳	۴۵۶۰.۹۹	۰.۰۴۳۹۰۴۰۹۴	۴۹.۲۶۳۹۱

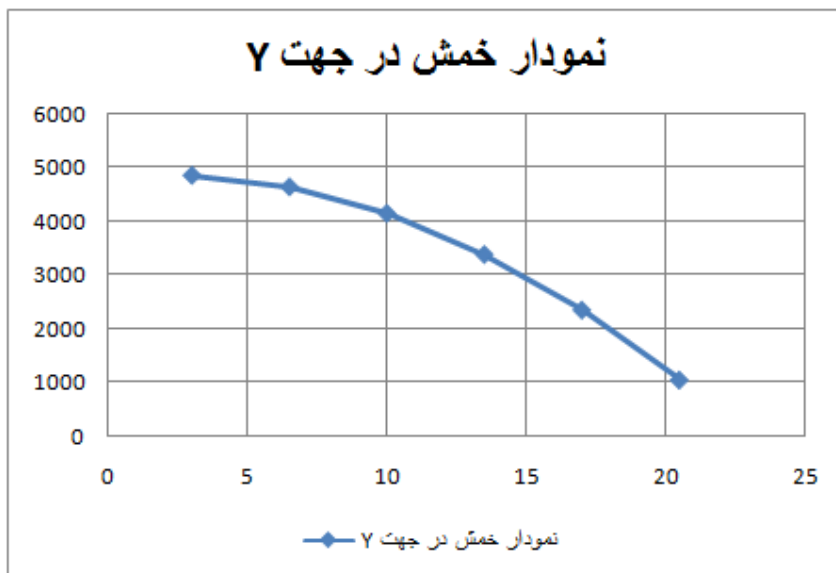


□ محاسبه F_i در جهت Y:

$V_Y = 1384 \text{ Ton}$, $F_{t_y} = 0$

کف Ton	hi	Wi	Wi*hi	Wi.hi/∑Wi.hi	Fi(Y)
۶	۲۰.۵	۱۰۹۱.۳	۲۲۳۷۱.۶۵	۰.۲۱۵۳۴۹۵۲۵	۲۹۸.۰۴۳۷
۵	۱۷	۱۶۳۹.۲۳	۲۷۸۶۶.۹۱	۰.۲۶۸۲۴۶۹۰۳	۳۷۱.۲۵۳۷
۴	۱۳.۵	۱۶۳۹.۲۳	۲۲۱۲۹.۶۰۵	۰.۲۱۳۰۱۹۶	۲۹۴.۸۱۹۱
۳	۱۰	۱۶۳۹.۲۳	۱۶۳۹۲.۳	۰.۱۵۷۷۹۲۲۹۶	۲۱۸.۳۸۴۵
۲	۶.۵	۱۶۲۵.۲۰۵	۱۰۵۶۳.۸۳۳	۰.۱۰۱۶۸۷۴۶۲	۱۴۰.۷۳۵۴
۱	۳	۱۵۲۰.۳۳	۴۵۶۰.۹۹	۰.۰۴۳۹۰۴۰۹۴	۶۰.۷۶۳۲۷





۲-۴- بار باد

$$F = P \cdot A \text{ نیروی باد}$$

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q$$

فشار مبنای باد در شهر چابهار $q = 40.5 \text{ kg/m}^2$

ارتفاع ساختمان کمتر از ۶۰ متر $C_q = 1.4$

۲-۴-۱- محاسبه F_i (نیروی باد در تراز طبقات) :

کف	ارتفاع	فشار مبنا q (kg/m^2)	C_e	C_q	فشار باد P (Ton)	مساحت A (m^2)	F (Ton)
۶	۱۷.۵	۴۰.۵	۱.۹	۱.۴	۰.۱۰۷۷۳	۱۱۹.۷	۱۲.۸۹۵
۵	۱۴	۴۰.۵	۱.۹	۱.۴	۰.۱۰۷۷۳	۱۴۷	۱۵.۸۳۶
۴	۱۰.۵	۴۰.۵	۱.۹	۱.۴	۰.۱۰۷۷۳	۹۴.۵	۱۴.۹۴۳
	۱۰	۴۰.۵	۱.۶	۱.۴	۰.۰۹۰۷۲	۵۲.۵	
۳	۷	۴۰.۵	۱.۶	۱.۴	۰.۰۹۰۷۲	۱۴۷	۱۳.۳۳۶
۲	۳.۵	۴۰.۵	۱.۶	۱.۴	۰.۰۹۰۷۲	۱۴۷	۱۳.۳۳۶
جمع							۷۰.۳۴۳

۲-۵- ترکیب بارها

COMB۱	D+L
COMB۲	$۰.۷۵(D+L+E_x)$
COMB۳	$۰.۷۵(D+L-E_x)$
COMB۴	$۰.۷۵(D+L+E_y)$
COMB۵	$۰.۷۵(D+L-E_y)$
COMB۶	$۰.۷۵(D+E_x)$
COMB۷	$۰.۷۵(D-E_x)$
COMB۸	$۰.۷۵(D+E_y)$
COMB۹	$۰.۷۵(D-E_y)$

طبق بند ۱۰-۴-۴-۴ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ، باید ترکیبات بار زیر را در نظر بگیریم:

۲-۵-۱- محور ۱ (نصف دهانه + دیوار پیرامونی):

(۱-۱) دهانه AB-BC-CD-DE-EF-FG-GH

(۱-۱-۱) هم کف :

$$DL=3 \times (0.53 + 0.132) + 1 = 2.98 \text{ Ton/m}$$

$$LL=3 \times 0.5 = 1.5 \text{ Ton/m}$$

$$DL+LL= 4.48 \text{ Ton/m}$$

(۱-۱-۲) کف تجاری ۲ (و کفهای ۵، ۴، ۳):

$$DL=3 \times (0.6 + 0.151) + 1 = 3.25 \text{ T/m}$$

$$LL=1.5 \text{ T/m}$$

$$DL+LL= 4.75 \text{ T/m}$$

(۱-۱-۳) کف بام ۶ :

$$DL=3 \times (0.57) + 0.2 = 1.91 \text{ T/m}$$

$$LL=0.9 \text{ T/m}$$

$$DL+LL= ۲.۸۱ \text{ T/m}$$

۲-۲-۵) محور ۲ و ۳ و ۶ (نصف دهانه بالا + نصف دهانه پایین) یا (نصف دهانه + دیوار محیطی):

۱-۲) دهانه های AB-BC-CD-DE-EF-FG-GH

۲-۱-۱) کف ۱ (همکف):

$$DL=۶ \times (۰.۵۳+۰.۱۳۲) = ۳.۹۷ \text{ T/m}$$

$$DL+LL=۶.۹۷ \text{ T/m}$$

$$LL=۳ \text{ T/m}$$

۲-۱-۲) کف های ۲،۳،۴،۵ (تجاری):

$$DL=۶ \times (۰.۶+۰.۱۵۱) = ۴.۵۰ \text{ T/m}$$

$$LL=۳ \text{ T/m}$$

$$DL+LL= ۷.۵۰ \text{ T/m}$$

۲-۱-۳) کف بام ۶:

$$DL=۳ \times (۰.۵۷) + ۰.۲ = ۱.۹۱ \text{ T/m}$$

$$LL=۰.۹ \text{ T/m}$$

$$DL+LL= ۲.۸۱ \text{ T/m}$$

۲-۳-۵) محور ۴ و ۵

۱-۳) دهانه GH

۳-۱-۱) کف ۱:

$$DL=3 \times (.53 + .132) + 3 \times (.85) = 4.53 \text{ T/m}$$

$$DL+LL=7.54 \text{ T/m}$$

$$LL=3 \times (.5 + .5) = 3 \text{ T/m}$$

کف های ۲،۳،۴،۵ (۲-۱-۳):

$$DL=3 \times (.6 + .151) + 3 \times .85 = 4.8 \text{ T/m}$$

$$DL+LL=7.8 \text{ T/m}$$

$$LL=3 \text{ T/m}$$

کف (۳-۱-۳): ۶

$$DL=3 \times (.57) + .2 + .65 + 3 \times .25 = 3.32 \text{ T/m}$$

$$LL=0.9 \text{ T/m}$$

$$DL+LL=4.2 \text{ T/m}$$

کف های ۲-۳ سایر دهانه ها:

کف ۱ (همکف): (۱-۲-۳)

$$DL=6 \times (.53 + .132) = 3.97 \text{ T/m}$$

$$DL+LL=6.97 \text{ T/m}$$

$$LL=3 \text{ T/m}$$

کف های ۲،۳،۴،۵ (تجاری): (۲-۲-۳)

$$DL=6 \times (.6 + .151) = 4.50 \text{ T/m}$$

$$LL=3 \text{ T/m}$$

$$DL+LL=7.50 \text{ T/m}$$

کف بام ۶ (۳-۲-۳):

$$DL=3 \times (.57) + .2 = 1.91 \text{ T/m}$$

$$LL=0.9 \text{ T/m}$$

$$DL+LL=2.81 \text{ T/m}$$

۲-۵-۴- محور ۷

۴-۱) دهانه های AB-BC-CD-DE-EF-FG-GH

۴-۱-۱) کف ۱:

$$DL=3 \times (0.53 + 0.132) + 0.66 = 2.65$$

$$LL=1.5$$

$$DL+LL=4.14$$

۴-۱-۲) کف ۲ و ۳ و ۴ و ۵:

$$DL=3 \times (0.6 + 0.151) + 0.66 = 2.91$$

$$LL=1.5$$

$$DL+LL=4.41$$

۴-۱-۳) کف ۶

$$DL=3 \times (0.57) + 0.17 = 1.88 \text{ T/m}$$

$$LL=0.9 \text{ T/m}$$

$$DL+LL= 2.7 \text{ T/m}$$

۲-۵-۵-۱) بار دیوار پیرامونی محور A

۵-۱-۱) کف ۱:

$$DL=0.5 \times 1 + 0.5 \times 0.8 = 0.9$$

۵-۱-۲) کفهای ۲ تا ۵

$$DL=1$$

۵-۱-۳) کف ۶ بام

$$DL = \gamma + \Delta \times \gamma = \gamma$$

فصل ۳: پلان بارهای وارد بر

ساختمان

فصل ۴: تحلیل دستی

۴-۱- بار قائم (روش قاب جزء) :

برای محاسبه لنگرهای حاصل از بار قائم، میتوان هر طبقه از قاب را با ستون های بالا و پایین که انتهای دورشان گیردار فرض شده است، از قاب اصلی جدا کرد و آن را تحلیل نمود. تحلیل قاب جز برای بار قائم براحتی از روش کانی امکان پذیر است برای انجام محاسبات به روش کانی به همان اینرسی تیرها و ستون ها نیاز داریم، چون اینرسی اعضا معلوم و مقدار لنگرها چندان به این ممان اینرسی ها حساس نیست، لذا ممان اینرسی تیرها و ستون ها را برابر فرض میکنیم لذا سختی هر عضو متناسب با معکوس طول آن عضو می باشد:

$$k = \frac{4EI}{L} \quad K = \frac{2EI}{L} \text{ عضو نصف شده}$$

از آنجا که قابها نسبتاً متقارن هستند در صورت پروژه دو قاب را تحلیل میکنیم.

مستوی	M	-5.077	0.446	-0.120	0.101
		0.000	0.000	0.000	0.000
			M(AB) 11.095	M(BA) -13.272	M(BC) 13.298
			M(BA) -14.068	M(BA) -13.433	M(BA) -13.433
$4EI_c L_c = 1.250$		-2.539	4.480	4.480	4.480
$L_c = 3.200$		-2.538	6.000	6.000	6.000
$\Sigma DF = -0.500$		-2.533	-0.836	-0.836	-0.924
		-2.472	0.203	-0.051	0.024
		0.000	0.000	0.000	0.020
			$4EI_b L_b = 0.667$	$4EI_b L_b = 0.667$	$4EI_b L_b = 0.667$
		-0.184	-0.154	-0.154	-0.242
		13.440	0.000	0.000	0.000
		-0.218	-0.182	-0.182	-0.182
		0.000	0.358	0.358	0.000
$4EI_c L_c = 1.481$		-2.950	0.240	-0.060	0.025
$L_c = 2.700$		-3.002	0.362	-0.097	0.026
		-3.008	0.363	-0.097	0.026
		-3.008	0.363	-0.097	0.052
		-3.009	0.264	-0.071	0.019
		-3.009	0.264	-0.071	0.038
		0.000	0.000	0.000	0.000
V(ton)		12.944	13.573	13.307	13.418
M(ton.m)		-11.095	-14.068	-13.272	-13.298
			7.606	6.492	6.795
مستوی	M(ton.m)	-6.018	0.529	-0.142	0.076

قالب ۱ - کف ۱

مستوف	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		0.000									0.000
			M(AB)	M(BA)	M(BC)	M(BA)	M(BC)	M(BA)	M(BC)	M(BA)	0.000
			5.883	-9.113	9.112	-8.247	8.264	-8.446	8.264	-8.446	0.000
			q(t,m)=	2.810	2.810	2.810	2.810	2.810	2.810	2.810	0.000
			L(m)=	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	0.000
			ΣDF=	-0.750	-0.750	-0.750	-0.750	-0.750	-0.750	-0.750	0.000
			4EI _b L _b =	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.000
											0.000
			8.430	-8.430	8.430	-8.430	8.430	-8.430	8.430	-8.430	0.000
			-1.405	0.351	0.351	-0.088	-0.088	0.022	-0.088	0.022	-0.250
			-1.464	0.388	0.388	-0.102	-0.102	0.027	-0.102	0.027	0.000
			-1.470	0.393	0.393	-0.105	-0.105	0.028	-0.105	0.028	0.022
			-1.470	0.394	0.394	-0.105	-0.105	0.028	-0.105	0.028	0.027
			-1.471	0.394	0.394	-0.106	-0.106	0.045	-0.106	0.045	0.028
			-2.941	0.394	0.394	-0.105	-0.105	0.028	-0.105	0.028	0.028
			-2.941	0.394	0.394	-0.106	-0.106	0.045	-0.106	0.045	0.045
			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			7.892	-8.968	8.574	-8.286	8.400	-8.460	8.400	-8.460	0.000
			-5.883	5.199	-9.112	3.969	-8.247	4.290	-8.264	4.290	0.089
											-0.211
											0.788
			8.430	-0.167	8.430	-0.250	8.430	-0.250	8.430	-0.250	0.000
			-0.333		-0.333		-0.333		-0.333		-0.250
			0.000		0.000		0.000		0.000		0.000
			-2.810		-2.810		-2.810		-2.810		0.000
			-2.927		-2.927		-2.927		-2.927		0.022
			-2.939		-2.939		-2.939		-2.939		0.027
			-2.941		-2.941		-2.941		-2.941		0.028
			-2.941		-2.941		-2.941		-2.941		0.045
			0.000		0.000		0.000		0.000		0.000
			V(ton)		7.892		8.574		8.400		0.000
			M(ton.m)		-5.883		-9.113		-8.247		0.000
											0.089
											0.089

قالب ١ - طبقه ٦

سابق	M	-9.139	0.000	0.000	0.852	0.000	-0.228	-0.118	0.118	0.000
			M(AB)	M(CBA)		M(BC)	M(BA)		M(BC)	M(BA)
			18.279	-23.631		23.631	-22.197		22.241	-22.493
$4EI_c L_e =$	1.250	-4.570	$q(t, m) =$	$q(t, m) =$	$q(t, m) =$	$q(t, m) =$	$q(t, m) =$	$q(t, m) =$	$q(t, m) =$	$q(t, m) =$
$L_e =$	3.200	-4.569	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500
$\Sigma DF =$	-0.300	-4.568	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
		-4.441	$\Sigma DF =$	$\Sigma DF =$	$\Sigma DF =$	$\Sigma DF =$	$\Sigma DF =$	$\Sigma DF =$	$\Sigma DF =$	$\Sigma DF =$
		0.000	-4.441	-4.441	-4.441	-4.441	-4.441	-4.441	-4.441	-4.441
			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			$4EI_b L_b =$	$4EI_b L_b =$	$4EI_b L_b =$	$4EI_b L_b =$	$4EI_b L_b =$	$4EI_b L_b =$	$4EI_b L_b =$	$4EI_b L_b =$
			-0.197	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163
			22.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			-0.197	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163	-0.163
$4EI_c L_e =$	1.250	0.000	22.500	22.500	22.500	22.500	22.500	22.500	22.500	22.500
$L_e =$	3.200	-4.441	-2.368	0.592	0.592	0.645	-0.170	-0.170	-0.170	-0.170
		-4.558	-2.437	0.652	0.652	0.652	-0.174	-0.097	-0.174	0.046
		-4.568	-2.437	0.653	0.653	0.653	-0.175	-0.111	-0.175	0.047
		-4.569	-2.437	0.653	0.653	0.653	-0.175	-0.114	-0.175	0.047
		-4.570		0.653	0.653	0.653	-0.175	-0.114	-0.175	0.091
				0.426	0.426	0.426	-0.114	-0.114	0.045	0.045
				0.426	0.426	0.426	-0.114	-0.114	0.088	0.088
				0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
توزع	$V(\text{ton})$	21.608	-23.392		22.739		-22.261		22.458	-22.542
	$M(\text{ton.m})$	-18.279	-23.631		-23.631		-22.197		-22.241	-22.493
					10.640				11.383	
سابق	$M(\text{ton.m})$	-9.139	0.852	0.852	0.852	0.852	0.852	0.852	0.852	0.852

قاب ۲-۴، ۴، ۴، ۴

۴-۱-۱- نیروی محوری ستون (سطح بارگیر)

سطح بارگیر ستون ها در هر طبقه از وسط تا وسط چشمه های مجاور می باشد، برای تعیین سطح بارگیر کل برای یک ستون باید تمام کف های بالاتر از آن ستون مورد نظر قرار گیرد و هر آنچه در این سطوح وجود دارند با هم جمع گردند:

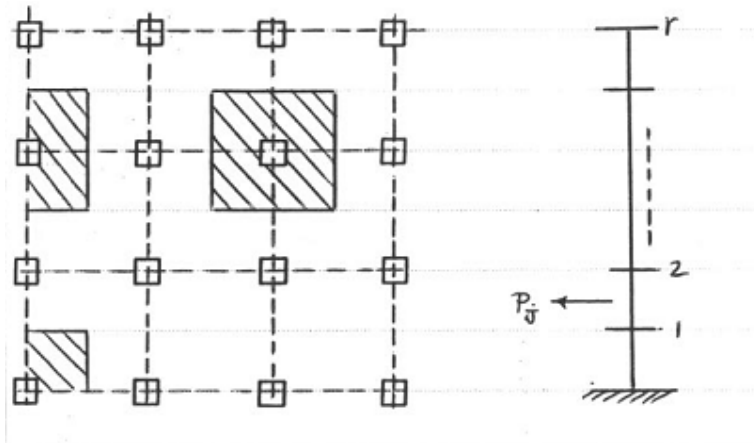
$$p_j = \sum_j^r A_i w_i + \sum_i^r W_i + \sum_j^r Q_i$$

Q_i : دیوار محیطی

W_i : وزن ستون

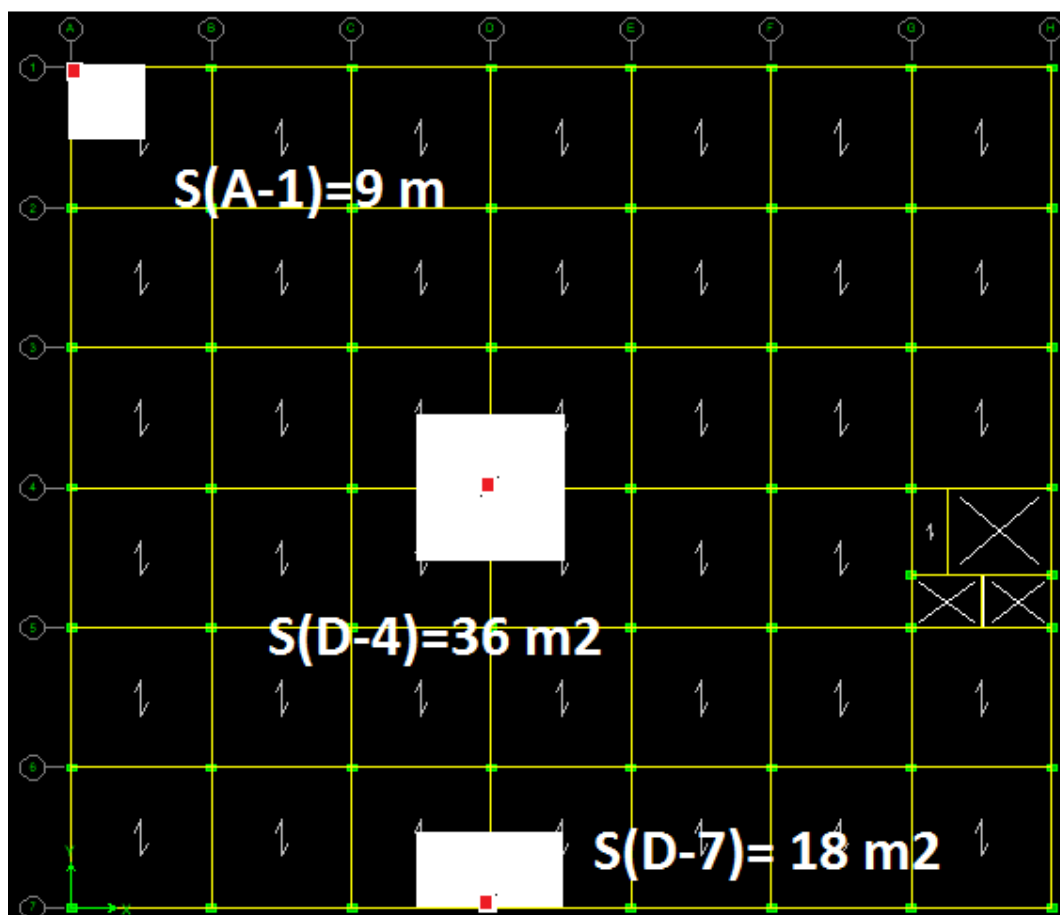
w_i : شدت بار کف

A_i : مساحت بارگیر کف



برای سه ستون A۱ و D۷ و D۴ نیروی محوری را حساب میکنیم.

سطح بارگیر ستونها در طبقات



۴-۱-۲- کاهش شدت بار زنده

طبق آیین نامه باید برای ستون هایی که سطح بارگیر آنها بیش از ۱۸ مترمربع است ، بنابر این کاهش بار زنده را برای ستون D۴ با رابطه زیر اعمال کنیم (بیشترین دو مقدار زیر):

$$R = 100\left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}}\right) \quad \text{روش ۱:}$$

۰ درصد
۱۰ درصد
۲۰ درصد
۳۰ درصد
۴۰ درصد
۵۰ درصد

روش ۲:

روش ۱	روش ۲	درصد تخفیف بار زنده ستون D۴
۰	۲۰	۲۰
۱۰	۲۰	۲۰
۲۰	۲۰	۲۰
۳۰	۲۰	۳۰
۴۰	۲۰	۴۰
۵۰	۲۰	۵۰

ستون ۴D												
کف	سطح بارگیر ۲m	شدت بار اسکلت + بار کف + بار تیغه ۲t/m ^۲	بار دیوار محیطی ton	PD (ton)	شدت بار زنده ۲ton/m	PL (ton)	طبقه	PD	PL	PL+PD	ضریب کاهش بار زنده	PD+(1-R)PL
۶	۳۶	۰.۵۹۱	۰	۲۱.۲۷۶	۰.۱۵	۵.۴						
۵	۳۶	۰.۷۹۱	۰	۲۸.۴۷۶	۰.۵	۱۸	ششم	۲۱.۲۷۶	۵.۴	۲۶.۶۷۶	۰.۲	۲۵.۵۹۶
۴	۳۶	۰.۷۹۱	۰	۲۸.۴۷۶	۰.۵	۱۸	پنجم	۴۹.۷۵۲	۲۳.۴	۷۳.۱۵۲	۰.۲	۶۸.۴۷۲
۳	۳۶	۰.۷۹۱	۰	۲۸.۴۷۶	۰.۵	۱۸	چهارم	۷۸.۲۲۸	۴۱.۴	۱۱۹.۶۲۸	۰.۲	۱۱۱.۳۴۸
۲	۳۶	۰.۷۹۱	۰	۲۸.۴۷۶	۰.۵	۱۸	سوم	۱۰۶.۷۰۴	۵۹.۴	۱۶۶.۱۰۴	۰.۳	۱۴۸.۲۸۴
۱	۳۶	۰.۷۷۲	۰	۲۷.۷۹۲	۰.۵	۱۸	دوم	۱۳۵.۱۸	۷۷.۴	۲۱۲.۵۸	۰.۴	۱۸۱.۶۲
زیرزمین								۱۶۲.۹۷۲	۹۵.۴	۲۵۸.۳۷۲	۰.۵	۲۱۰.۶۷۲

ستون ۱A												
کف	سطح بارگیر m ^۲	شدت بار اسکلت + بار کف + بار تیغه t/m ^۲	بار دیوار محیطی ton	PD (ton)	شدت بار زنده ton/m ^۲	PL (ton)	طبقه	PD	PL	PL+PD	ضریب کاهش بار زنده	PD+(1-R)PL
۶	۹	۰.۵۹۱	۱.۲	۶.۵۱۹	۰.۱۵	۱.۳۵						
۵	۹	۰.۷۹۱	۶	۱۳.۱۱۹	۰.۵	۴.۵	ششم	۶.۵۱۹	۱.۳۵	۷.۸۶۹	۰	۷.۸۶۹
۴	۹	۰.۷۹۱	۶	۱۳.۱۱۹	۰.۵	۴.۵	پنجم	۱۹.۶۳۸	۵.۸۵	۲۵.۴۸۸	۰	۲۵.۴۸۸
۳	۹	۰.۷۹۱	۶	۱۳.۱۱۹	۰.۵	۴.۵	چهارم	۳۲.۷۵۷	۱۰.۳۵	۴۳.۱۰۷	۰	۴۳.۱۰۷
۲	۹	۰.۷۹۱	۶	۱۳.۱۱۹	۰.۵	۴.۵	سوم	۴۵.۸۷۶	۱۴.۸۵	۶۰.۷۲۶	۰	۶۰.۷۲۶
۱	۹	۰.۷۷۲	۶	۱۲.۹۴۸	۰.۵	۴.۵	دوم	۵۸.۹۹۵	۱۹.۳۵	۷۸.۳۴۵	۰	۷۸.۳۴۵
زیرزمین								۷۱.۹۴۳	۲۳.۸۵	۹۵.۷۹۳	۰	۹۵.۷۹۳

ستون ۷D												
کف	سطح بارگیر m ^۲	شدت بار اسکلت + بار کف + بار تیغه t/m ^۲	بار دیوار محیطی ton	PD (ton)	شدت بار زنده ton/m ^۲	PL (ton)	طبقه	PD	PL	PL+PD	ضریب کاهش بار زنده	PD+(1-R)PL
۶	۱۸	۰.۵۹۱	۱.۰۲	۱۱.۶۵۸	۰.۱۵	۲.۷						
۵	۱۸	۰.۷۹۱	۳.۹۶	۱۸.۱۹۸	۰.۵	۹	ششم	۱۱.۶۵۸	۲.۷	۱۴.۳۵۸	۰	۱۴.۳۵۸
۴	۱۸	۰.۷۹۱	۳.۹۶	۱۸.۱۹۸	۰.۵	۹	پنجم	۲۹.۸۵۶	۱۱.۷	۴۱.۵۵۶	۰	۴۱.۵۵۶
۳	۱۸	۰.۷۹۱	۳.۹۶	۱۸.۱۹۸	۰.۵	۹	چهارم	۴۸.۰۵۴	۲۰.۷	۶۸.۷۵۴	۰	۶۸.۷۵۴
۲	۱۸	۰.۷۹۱	۳.۹۶	۱۸.۱۹۸	۰.۵	۹	سوم	۶۶.۲۵۲	۲۹.۷	۹۵.۹۵۲	۰	۹۵.۹۵۲
۱	۱۸	۰.۷۷۲	۳.۹۶	۱۷.۸۵۶	۰.۵	۹	دوم	۸۴.۴۵	۳۸.۷	۱۲۳.۱۵	۰	۱۲۳.۱۵
زیرزمین								۱۰۲.۳۰۶	۴۷.۷	۱۵۰.۰۰۶	۰	۱۵۰.۰۰۶

۴-۲- بار جانبی (روش پرتال) - قاب خمشی

مرکز جرم و مرکز سختی قاب خمشی :

در ابتدا لازم است جهت تعیین مرکز جرم و مرکز سختی طبقات ، سختی نسبی قابها را محاسبه نمائیم .

با توجه به اینکه همه قابها تا پشت بام ادامه دارند :

$$k^1 = k^2 = k^3 = k^4 = k^5 = k^6 = k^7 = k$$

حال مرکز سختی در راستای Y را از رابطه روبرو بدست می آوریم:

$$Y_s = \frac{\sum K_{ix} Y_i}{\sum K_{ix}}$$

در محاسبات مرکز محور مختصات را نقطه $A-7$ در نظر میگیریم و آن را O مینامیم.

مرکز جرم طبقات :

$$Y_m = \frac{6 \times 7}{2} = 21m$$

مرکز سختی طبقات :

$$Y_s = \frac{6(k + 2k + 3k + 4k + 5k + 6k + 7k)}{8k} = 21m$$

$$E_y = 21 - 21 = 0 \text{ m}$$

۴-۲-۱- لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقات (امتداد قاب خمشی):

مرکز اثر نیروی جانبی طبقه در مرکز ثقل (جرم) طبقه قرار دارد. محل برابری نیروهای مقاوم نیز در مرکز سختی قرار دارند. اگر این دو نقطه بر هم نطبق نباشند، در طبقات ساختمان لنگر پیچی بوجود می آید این لنگر به کمک استاتیک قابل محاسبه است. اما باید به آن اثر برون محوری اتفاقی را هم اضافه کنیم.

برون محوری اتفاقی به علت توزیع نامتقارن احتمالی جرم طبقه است که آیین نامه ما را ملزم به رعایت آن میکند. این برون محوری طبق بند ۳-۱۰-۳-۲ برابر ۵ درصد بعد ساختمان در جهت عمود بر نیروس زلزله است. آیین نامه مقرر میدارد که برون محوری اتفاقی همواره باید در جهت افزایش باشد و از آن برای کاهش نباید استفاده کرد.

رابطه لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i بر اثر نیروهای جانبی زلزله طبق بند ۲-۱۰-۳-۲ به قرار زیر است:

$$M_{iT} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_j$$

E_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i .

E_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j

F_j : نیروی جانبی در تراز طبقه j .

در این پروژه با توجه به تقارن نسبی کلیه طبقات، مقدار برون محوری $e_{ij}=0$ میباشد و برون محوری اتفاقی نیز در همه طبقات خواهد بود:

$$e_{aj_y} = 0.05 \times B_{y_j} = 0.05 \times 36 = 1.8m$$

□ محاسبه F_{jx} :

طبق محاسبات انجام شده در بخش بارگذاری، نیروهای جانبی F_j در راستای x به قرار زیر میباشد:

j	۱	۲	۳	۴	۵	۶
Fj(X)	۳۰۵.۵۶	۳۰۰.۹۹	۲۳۹.۰۳	۱۷۷.۰۶	۱۱۴.۱۰	۴۹.۲۶

□ محاسبه لنگر پیچشی M_{tjx} :

طبق رابطه ارائه شده، لنگر پیچشی هر طبقه مطابق محاسبات زیر است:

$$(M_7)_x = (e_{77} + e_{a7})F_7 = (0 + 1.8) \times 305.56 = 550 \text{ ton.m}$$

$$(M_6)_x = (e_{66} + e_{a6})F_6 + (e_{67} + e_{a7})F_7 = 541.79 + 550 = 1091.80$$

کف	Fjx	Mtx
۶	۳۰۵.۵۶	۵۵۰.۰۱
۵	۳۰۰.۹۹	۱۰۹۱.۸۰
۴	۲۳۹.۰۳	۱۵۲۲.۰۴
۳	۱۷۷.۰۶	۱۸۴۰.۷۴
۲	۱۱۴.۱۰	۲۰۴۶.۱۲
۱	۴۹.۲۶	۲۱۳۴.۸۰

۴-۲-۲- توزیع نیروی برشی طبقات بین عناصر مقاوم (قاب خمشی):

بعد از محاسبه نیروی برشی طبقه و لنگر پیچشی طبقه، آنها را با استفاده از رابطه زیر بین

عناصر مقاوم توزیع می نماییم:

$$\begin{cases} V_{ix} = K_i \left(\frac{V_x}{\sum K_x} \mp \frac{M_{Tx} d_i}{\sum (K_i d_i^2)} \right) \\ V_{iy} = K_i \left(\frac{V_y}{\sum K_y} \mp \frac{M_{Ty} d_i}{\sum (K_i d_i^2)} \right) \end{cases}$$

در این رابطه توجه به نکات زیر ضروری است:

۱- نیروی برشی فقط بین عناصر مقاوم موازی با امتداد زلزله توزیع میشود.

۲- لنگر پیچشی را میتوان بین تمام عناصر موجود در پلان توزیع نمود.

در این رابطه:

V_{ix} و V_{iy} : نیروی برشی عنصر مقاوم i در طبقه مرد نظر در انتداد x و y .

K_i : سختی انتقالی عنصر مقاوم i در طبقه مورد نظر

V_x و V_y : نیروی برشی کل طبقه (تجمعی) در امتداد x و y .

$\sum K_x$ و $\sum K_y$: مجموع سختی انتقالی تمام عناصر مقاوم در طبقه مورد نظر در امتداد x و y .

d_i : فاصله عنصر مقاوم i ام

$\sum K_i d_i^2$: مجموع حاصلضرب سختی انتقالی هر عنصر از مجذور فاصله اش از مرکز سختی

□ قابهای در جهت X (خمش):

$$\left\{ V_{ix} = K_i \left(\frac{V_x}{\sum K_x} \mp \frac{M_{Tx} d_i}{\sum (K_i d_i^2)} \right) \right.$$

$$\sum K_i = 8k$$

$$\sum k_i d_i^2 = k (21^2 + 15^2 + 9^2 + 3^2 + 3^2 + 9^2 + 15^2 + 21^2) = 1512$$

طبقه	برش طبقه Vx	پیچش طبقه Mtx	قاب ۱		قاب ۲		قاب ۳		قاب ۴		قاب ۵		قاب ۶		قاب ۷		قاب ۸	
			di	V1	d2	V2	d3	V3	d4	V4	d5	V5	d6	V6	d7	V7	d8	V8
۶	۳۰۵.۵۶	۵۵۰.۰۱	۲۱	۴۵.۸۳	۱۵	۴۳.۶۵	۹	۴۱.۴۷	۳	۳۹.۲۹	۲	۳۹.۲۹	۹	۴۱.۴۷	۱۵	۴۳.۶۵	۲۱	۴۵.۸۳
۵	۶۰۶.۵۵	۱۰۹۱.۸۰	۲۱	۹۰.۹۸	۱۵	۸۶.۶۵	۹	۸۲.۳۳	۳	۷۷.۹۹	۲	۷۷.۹۹	۹	۸۲.۳۳	۱۵	۸۶.۶۵	۲۱	۹۰.۹۸
۴	۸۴۵.۵۸	۱۵۲۲.۰۴	۲۱	۱۲۶.۸۴	۱۵	۱۲۰.۸۰	۹	۱۱۴.۷۶	۳	۱۰۸.۷۲	۲	۱۰۸.۷۲	۹	۱۱۴.۷۶	۱۵	۱۲۰.۸۰	۲۱	۱۲۶.۸۴
۳	۱۱۶۴.۲۸	۱۸۴۰.۷۴	۲۱	۱۷۱.۱۰	۱۵	۱۶۳.۸۰	۹	۱۵۶.۴۹	۳	۱۴۹.۱۹	۲	۱۴۹.۱۹	۹	۱۵۶.۴۹	۱۵	۱۶۳.۸۰	۲۱	۱۷۱.۱۰
۲	۱۲۷۸.۳۸	۲۰۴۶.۱۲	۲۱	۱۸۸.۲۲	۱۵	۱۸۰.۱۰	۹	۱۷۱.۹۸	۳	۱۶۳.۸۶	۲	۱۶۳.۸۶	۹	۱۷۱.۹۸	۱۵	۱۸۰.۱۰	۲۱	۱۸۸.۲۲
۱	۱۳۶۷.۰۶	۲۱۳۴.۸۰	۲۱	۲۰۰.۵۳	۱۵	۱۹۲.۰۶	۹	۱۸۳.۵۹	۳	۱۷۵.۱۲	۲	۱۷۵.۱۲	۹	۱۸۳.۵۹	۱۵	۱۹۲.۰۶	۲۱	۲۰۰.۵۳

□ تحلیل قاب ابرای بار جانبی (به روش پرتال):

برش طبقه (ton)	ارتفاع طبقه (m)	طول دهانه (m)	6		6		6	
		نیروی تراز طبقه (m)	M	V	M	V	M	V
45.83	3.2	45.83	M 5.24	V 1.75	M 5.24	V 1.75	M 5.24	V 1.75
		45.15	M 15.64	V 3.27	M 10.48	V 6.55	M 10.48	V 6.55
90.98	3.2	81.69	M 24.89	V 5.21	M 24.89	V 5.21	M 24.89	V 5.21
		81.69	M 24.89	V 6.50	M 20.80	V 13.00	M 20.80	V 13.00
126.84	3.2	89.41	M 34.05	V 8.30	M 34.05	V 8.30	M 34.05	V 8.30
		89.41	M 34.05	V 9.06	M 28.99	V 18.12	M 28.99	V 18.12
171.10	3.2	98.80	M 41.06	V 11.35	M 41.06	V 11.35	M 41.06	V 11.35
		98.80	M 41.06	V 12.22	M 39.11	V 24.44	M 39.11	V 24.44
188.22	3.2	101.73	M 40.85	V 13.69	M 40.85	V 13.69	M 40.85	V 13.69
		101.73	M 40.85	V 13.44	M 43.02	V 26.89	M 43.02	V 26.89
200.53	2.7		M 40.85	V 13.62	M 40.85	V 13.62	M 40.85	V 13.62
			M 40.85	V 14.32	M 38.67	V 28.65	M 38.67	V 28.65
			M 40.85	V 19.34	M 40.85	V 19.34	M 40.85	V 19.34
			M 40.85	V 53.91	M 40.85	V 53.91	M 40.85	V 53.91

□ تحلیل قاب ۲ برای بار جانبی (به روش پرتال):

		طول دهانه (m)	6		6		6	
برش طبقه (ton)	ارتفاع طبقه (m)	نیروی تراز طبقه (ton)						
		43.65	<i>M</i> 4.99	<i>M</i> 4.99	<i>M</i> 4.99	<i>M</i> 4.99	<i>M</i> 4.99	<i>M</i> 4.99
43.65	3.2		<i>V</i> 1.66	<i>V</i> 1.66	<i>V</i> 1.66	<i>V</i> 1.66	<i>V</i> 1.66	<i>V</i> 1.66
			<i>V</i> 3.12	<i>V</i> 6.24	<i>V</i> 6.24	<i>V</i> 6.24	<i>V</i> 6.24	<i>V</i> 6.24
			<i>M</i> 4.99	<i>M</i> 9.98	<i>M</i> 9.98	<i>M</i> 9.98	<i>M</i> 9.98	<i>M</i> 9.98
			<i>P</i> 1.66	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0
		43	<i>M</i> 14.89	<i>M</i> 14.89	<i>M</i> 14.89	<i>M</i> 14.89	<i>M</i> 14.89	<i>M</i> 14.89
86.65	3.2		<i>V</i> 4.96	<i>V</i> 4.96	<i>V</i> 4.96	<i>V</i> 4.96	<i>V</i> 4.96	<i>V</i> 4.96
			<i>V</i> 6.19	<i>V</i> 12.38	<i>V</i> 12.38	<i>V</i> 12.38	<i>V</i> 12.38	<i>V</i> 12.38
			<i>M</i> 9.90	<i>M</i> 19.81	<i>M</i> 19.81	<i>M</i> 19.81	<i>M</i> 19.81	<i>M</i> 19.81
			<i>P</i> 6.63	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0
		77.80	<i>M</i> 23.71	<i>M</i> 23.71	<i>M</i> 23.71	<i>M</i> 23.71	<i>M</i> 23.71	<i>M</i> 23.71
120.80	3.2		<i>V</i> 7.90	<i>V</i> 7.90	<i>V</i> 7.90	<i>V</i> 7.90	<i>V</i> 7.90	<i>V</i> 7.90
			<i>V</i> 8.63	<i>V</i> 17.26	<i>V</i> 17.26	<i>V</i> 17.26	<i>V</i> 17.26	<i>V</i> 17.26
			<i>M</i> 13.81	<i>M</i> 27.61	<i>M</i> 27.61	<i>M</i> 27.61	<i>M</i> 27.61	<i>M</i> 27.61
			<i>P</i> 14.53	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0
		43	<i>M</i> 32.52	<i>M</i> 32.52	<i>M</i> 32.52	<i>M</i> 32.52	<i>M</i> 32.52	<i>M</i> 32.52
163.80	3.2		<i>V</i> 10.84	<i>V</i> 10.84	<i>V</i> 10.84	<i>V</i> 10.84	<i>V</i> 10.84	<i>V</i> 10.84
			<i>V</i> 11.70	<i>V</i> 23.40	<i>V</i> 23.40	<i>V</i> 23.40	<i>V</i> 23.40	<i>V</i> 23.40
			<i>M</i> 18.72	<i>M</i> 37.44	<i>M</i> 37.44	<i>M</i> 37.44	<i>M</i> 37.44	<i>M</i> 37.44
			<i>P</i> 25.37	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0
		120.80	<i>M</i> 39.30	<i>M</i> 39.30	<i>M</i> 39.30	<i>M</i> 39.30	<i>M</i> 39.30	<i>M</i> 39.30
180.10	3.2		<i>V</i> 13.10	<i>V</i> 13.10	<i>V</i> 13.10	<i>V</i> 13.10	<i>V</i> 13.10	<i>V</i> 13.10
			<i>V</i> 12.86	<i>V</i> 25.73	<i>V</i> 25.73	<i>V</i> 25.73	<i>V</i> 25.73	<i>V</i> 25.73
			<i>M</i> 20.58	<i>M</i> 41.16	<i>M</i> 41.16	<i>M</i> 41.16	<i>M</i> 41.16	<i>M</i> 41.16
			<i>P</i> 38.47	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0
		59.30	<i>M</i> 39.10	<i>M</i> 39.10	<i>M</i> 39.10	<i>M</i> 39.10	<i>M</i> 39.10	<i>M</i> 39.10
192.06	2.7		<i>V</i> 13.03	<i>V</i> 13.03	<i>V</i> 13.03	<i>V</i> 13.03	<i>V</i> 13.03	<i>V</i> 13.03
			<i>V</i> 13.72	<i>V</i> 27.44	<i>V</i> 27.44	<i>V</i> 27.44	<i>V</i> 27.44	<i>V</i> 27.44
			<i>M</i> 18.52	<i>M</i> 37.04	<i>M</i> 37.04	<i>M</i> 37.04	<i>M</i> 37.04	<i>M</i> 37.04
			<i>P</i> 51.51	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0	<i>P</i> 0

۴-۳-۴- بار جانبی - قاب ساده مهاربندی

۴-۳-۴-۱- لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقات (امتداد قاب ساده مهاربندی)

:

مطابق آنچه برای لنگر پیچشی ایجاد شده در امتداد قاب خمشی بیان شده، این لنگر را میتوان از رابطه زیر محاسبه نماییم.

$$M_i = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_j$$

با توجه به پلان ساختمان در امتداد X (عمود بر قاب ساده) مرکز جرم و مرکز سختی روی هم قرار دارند بنابراین:

$$e_{ij}(x) = 0$$

بنابر این تنها برون مرکزی اتفاقی به میزان ۵ درصد بعد ساختمان را در نظر میگیریم:

$$M_{Tij} = \sum_{j=1}^7 (0.05 B_{Xj}) F_{jy}$$

کف	F _{jy} (ton)	B _{Xj} (m)	۰.۰۵×F _{jy} ×B _{Xj}	M _{Tij} (ton.m)
۶	۲۹۸.۰۴	۳۶	۵۳۶.۴۸	۵۳۶.۴۸
۵	۳۷۱.۲۵	۳۶	۶۶۸.۲۶	۱۲۰۴.۷۴
۴	۲۹۴.۸۲	۳۶	۵۳۰.۶۷	۱۷۳۵.۴۱
۳	۲۱۸.۳۸	۳۶	۳۹۳.۰۹	۲۱۲۸.۵۰
۲	۱۴۰.۷۴	۳۶	۲۵۳.۳۲	۲۳۸۱.۸۳
۱	۶۰.۷۶	۳۶	۱۰۹.۳۷	۲۴۹۱.۲۰

۴-۳-۲- توزیع نیروی برشی طبقات بین عناصر مقاوم (قاب ساده
مهاربندی):

بعد از محاسبه نیروی برشی طبقه و لنگر پیچشی طبقه طبق آنچه در مبحث قاب خمشی گفته شد نیروهای جانبی را طبق رابطه زیر بین قابها تقسیم می نماییم.

$$\begin{cases} V_{ix} = K_i \left(\frac{V_x}{\sum K_x} \mp \frac{M_{Tx} d_i}{\sum (K_i d_i^2)} \right) \\ V_{iy} = K_i \left(\frac{V_y}{\sum K_y} \mp \frac{M_{Ty} d_i}{\sum (K_i d_i^2)} \right) \end{cases}$$

در امتداد y از سختی قاب ساده صرف نظر میکنیم و تنها برا قابهای مهاربندی سختی در نظر میگیریم. به علت برابر بودن مهاربندها در دوقاب ، سختی هر دو قاب برابر بوده و به صورت زیر می باشد:

$$K_A = K_H = K$$

$$\sum K_i = 0$$

$$\sum K_i d_i^2 = K \times (19^2 + 19^2) = 722 K$$

$$V_{iy} = K \left(\frac{V_y}{2K} + \frac{M_{Ty} \times 19}{722K} \right) = \frac{V_y}{2} + \frac{M_{Ty}}{38}$$

در جدول ذیل به محاسبه برش قابها در طبقات خواهیم پرداخت:

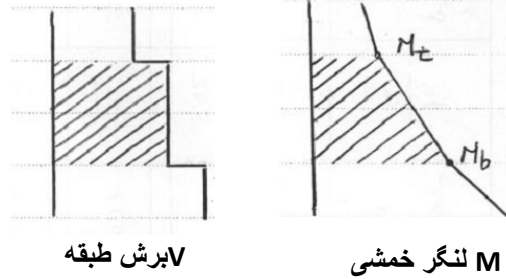
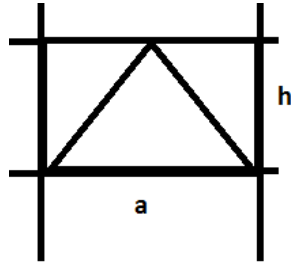
طبقه	برش طبقه V_y	پیچش طبقه M_{Ty}	قاب A	قاب H
			V_A	V_H
۶	۲۹۸.۰۴	۵۳۶.۴۸	۱۶۳.۱۴	۱۶۳.۱۴
۵	۶۶۹.۳۰	۱۲۰۴.۷۴	۳۶۶.۳۵	۳۶۶.۳۵
۴	۹۶۴.۱۲	۱۷۳۵.۴۱	۵۲۷.۷۳	۵۲۷.۷۳
۳	۱۱۸۲.۵۰	۲۱۲۸.۵۰	۶۴۷.۲۶	۶۴۷.۲۶
۲	۱۳۲۳.۲۴	۲۳۸۱.۸۳	۷۲۴.۳۰	۷۲۴.۳۰
۱	۱۳۸۴	۲۴۹۱.۲۰	۷۵۷.۵۶	۷۵۷.۵۶

نیروهای برش ، خمش و نیروهای تراز طبقات قابهای A و H :

طبقه	نیروی تراز طبقه V_A, V_H	نیروی برشی V	لنگر خمشی $M=V \times h$
۶	۱۶۳.۱۴	۱۶۳.۱۴	۵۲۲.۰۵
۵	۲۰۳.۲۱	۳۶۶.۳۵	۱۱۷۲.۳
۴	۳۲۴.۵۲	۵۲۷.۷۳	۱۶۸۸.۷
۳	۳۲۲.۷۴	۶۴۷.۲۶	۲۰۷۱.۲
۲	۴۰۱.۵۶	۷۲۴.۳۰	۲۳۱۷.۸
۱	۳۵۶	۷۵۷.۵۶	۲۰۴۵.۴

۴-۴- تحلیل دستی مهاربندها

در قسمت قبل برش قابهای مهاربندی در هر طبقه را بدست آوردیم. این برش در مهاربندها نیروهای داخلی محوری (فشاری و کششی) ایجاد میکند. هم چنین لنگر ناشی از برش در ستون ها نیروهای داخلی محوری فشاری و کششی، ایجاد میکند. نیروهای مهاربندها و ستون های پای مهاربند را بصورت زیر محاسبه مینماییم، برای این کار ابتدا برش طبقه را بر تعداد مهاربندها تقسیم میکنیم (به علت تساوی دهانه مهاربندها) و عملیات را ادامه می دهیم.



$$V_i = \frac{V}{n}$$

$$V_H = 0.5 \times V_i$$

$$V_V = \frac{h}{\frac{a}{2}} \times V_H$$

$$Fb = \pm \sqrt{V_H^2 + V_V^2}$$

$$(M_{avg})_i = \frac{0.5 \times (M_t + M_b)}{n} \longrightarrow P_c = \pm \frac{(M_{avg})_i}{0.5 \times a}$$

V_i : سهم برش هر مهاربند

V : برش طبقه

V_V : مولفه قائم برش مهاربند

V_H : مولفه افقی برش مهاربند

$(M_{avg})_i$: سهم لنگر مهاربند

F_b : نیروی محوری مهاربند

P_c : نیروی محوری ستون

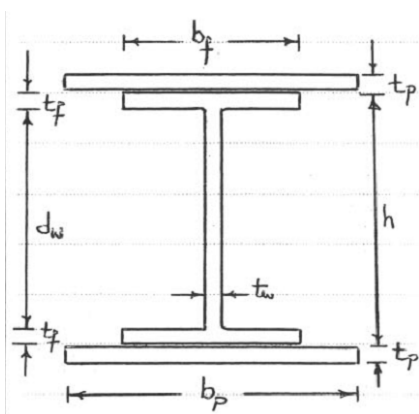
طبقه	برش قاب V	لنگر بالا Mt	لنگر پایین Mb	تعداد مهاربند n	سهم برش هر مهاربند Vi	برش افقی VH	$h/0.5^*a$	برش قائم Vv	نیروی محوری مهاربند $\pm F_b$	سهم لنگر هر مهاربند M_{avg}	نیروی محوری ستون $\pm P_c$
۶	۱۶۳.۱۴	۰.۰۰	۵۲۲.۰۵	۵	۳۲.۶۳	۱۶.۳۱	۱.۰۷	۱۷.۴۰	۳۶.۴۸	۵۲.۲۰	۱۷.۴۰
۵	۳۶۶.۳۵	۵۲۲.۰۵	۱۱۷۲.۳	۵	۷۳.۲۷	۳۶.۶۴	۱.۰۷	۳۹.۰۸	۸۱.۹۲	۱۶۹.۴۴	۵۶.۴۸
۴	۵۲۷.۷۳	۱۱۷۲.۳۲	۱۶۸۸.۷	۵	۱۰۵.۵۵	۵۲.۷۷	۱.۰۷	۵۶.۲۹	۱۱۸.۰۰	۲۸۶.۱۱	۹۵.۳۷
۳	۶۴۷.۲۶	۱۶۸۸.۷۴	۲۰۷۱.۲	۵	۱۲۹.۴۵	۶۴.۷۳	۱.۰۷	۶۹.۰۴	۱۴۴.۷۳	۳۷۶.۰۰	۱۲۵.۳۳
۲	۷۲۴.۳	۲۰۷۱.۲۳	۲۳۱۷.۸	۵	۱۴۴.۸۶	۷۲.۴۳	۱.۰۷	۷۷.۲۶	۱۶۱.۹۶	۴۳۸.۹۰	۱۴۶.۳۰
۱	۷۵۷.۵۶	۲۳۱۷.۷۶	۲۰۴۵.۴	۵	۱۵۱.۵۱	۷۵.۷۶	۰.۹۰	۶۸.۱۸	۱۶۹.۴۰	۴۳۶.۳۲	۱۴۵.۴۴

فصل ۵: طراحی اولیه تیرها و ستونها

۵-۱- طراحی اولیه تیرها

برای تحلیل تیرها از مقادیر بار ثقلی و بار جانبی انجام شده در مراحل قبل استفاده شده است. بدین ترتیب منظور از جداول تهیه شده مطابق صفحات بعد استفاده میشود و بعد از طراحی اولیه کنترل های مورد نیاز صورت میگیرد.

برای طراحی دو نوع انتخاب در نظر گرفته شده است. انتخاب اول تیر ورق و انتخاب دوم تیر آهن نورد شده به اضافه ورق تقویت می باشد. براساس نیروهای بدست آمده در قاب خمشی در ترازهای ۱ تا ۳ از مقطع تیر ورق استفاده شده است و در ترازهای بالاتر از نیمرخ I به اضافه ورق تقویتی استفاده شده است.



$$I_x = I + 2 \left[\left(\frac{h + t_p}{2} \right)^2 b_p t_p + \frac{b_p t_p^3}{12} \right]$$

$$S_x = \frac{I_x}{h/2 + t_p}$$

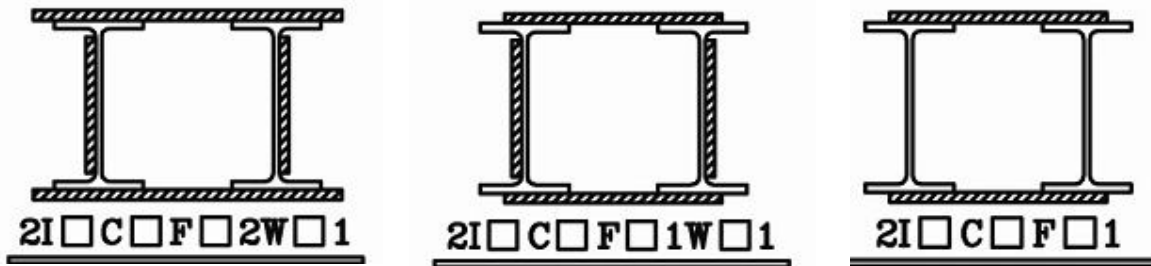
طبق آیین نامه مبحث ۱۰، ضخامت ورق تقویت باید بگونه ای باشد که مجموع سطح مقطع های ورق های تقویت در تیرهای

تقویت شده با ورق از ۷۰ درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق تقویت) تجاوز نکند.

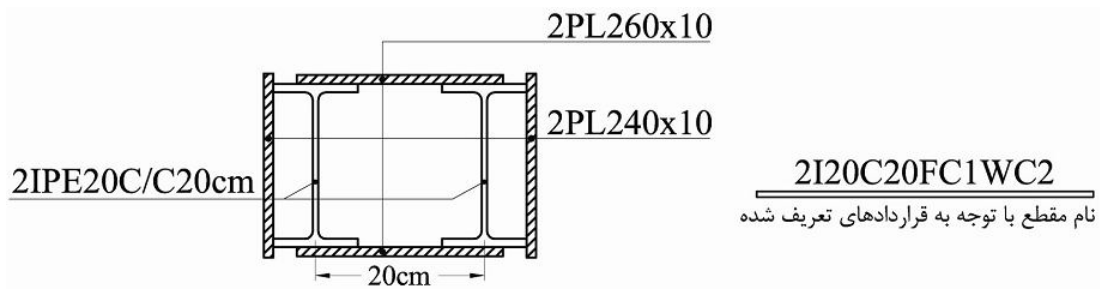
$$A_p \leq 0.7(A_p + A_f) \longrightarrow A_p \leq 2.3A_f$$

مقطع	Ix	Sx	A
	Cm ⁴	Cm ³	Cm ²
٢١٤١٨	٢٦٤٠	٢٩٣.٣٤	٤٧.٨
٢١١٨٢(١٨٢٢)	٦٨١٣.٤	٦٨١.٣٤	٩٤
٢١١٨٢(١٨٢٢)(١٨٢٢)	٧٢٧٠.٧٣٤٤	٧٢٧٠.٧٣٤	١٢٢
٢١١٨٢(١٨٢٢)(١٨٢٢)	١٠٤٨٦.٧٨	٩٨٩.٣١٨٩	١٦٦.٥٢
٢١١٨٢(١٨٢٢)(١٨٢٢)	٨٧١٦.٠٦٧٢	٨٧١.٦٠٦٧	١٣٨
٢١١٨٢(١٨٢٢)(١٨٢٢)	١٢٩٥٠.٨٧٠٤	١٢٢١.٧٨٠٢	١٩٢.١٢
٢١٤٢٠	٣٨٨٠	٣٨٨	٥٧
٢١٢٠(٢٠٠٠)	٩٦١٧.٣٣٤٤	٨٧٤.٣٠٣١	١٠٩
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	١٠٣٠٠	٩٣٦.٣٦٣٦	١٤١
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	١٤٦٩٤.٤٦٠٨	١٢٦٦.٧٦٣٩	١٩١.٤
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	١٢٠٦٥.٣٢٩٦	١٠٩٦.٨٤٨١	١٥٧
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	١٧٦٨٥.٩١٠٤	١٥٢٤.٦٦٧٤	٢١٧
٢١٤٢٢	٥٥٤٠	٥٠٣.٦٣٦٤	٦٦.٨
٢١٢٢(٢٢٢٢)	١٣٢١٥.٣٢٩٦	١١٠١.٢٧٧٥	١٢٤.٨
٢١٢٢(٢٢٢٢)(٢٢٢٢)	١٤١٨٧.٣٢٩٦	١١٨٢.٢٧٧٥	١٦٠.٨
٢١٢٢(٢٢٢٢)(٢٢٢٢)	٢٠٠٣٦.٤٧٠٤	١٥٩٠.١٩٦١	٢١٧.٢
٢١٢٢(٢٢٢٢)(٢٢٢٢)	١٦٣٠٤.٦٧٠٤	١٣٥٨.٧٢٢٥	١٧٦.٨
٢١٢٢(٢٢٢٢)(٢٢٢٢)	٢٣٦٠٦	١٨٧٣.٥٣٠٢	٢٤٢.٨
٢١٤٢٤	٧٧٨٠	٦٤٨.٣٣٣٣	٧٨.٢
٢١٢٤(٢٤٢٤)	١٧٧٨٥.٣٢٩٦	١٣٦٨.١٠٢٣	١٤٢.٢
٢١٢٤(٢٤٢٤)(٢٤٢٤)	١٩١١٨.٦٧٠٤	١٤٧٠.٦٦٦٧	١٨٢.٢
٢١٢٤(٢٤٢٤)(٢٤٢٤)	٢٦٧١٢.٣٩٠٤	١٩٦٤.١٤٦٤	٢٤٤.٦
٢١٢٤(٢٤٢٤)(٢٤٢٤)	٢١٦٢٠	١٦٦٣.٠٧٦٩	١٩٨.٢
٢١٢٤(٢٤٢٤)(٢٤٢٤)	٣٠٩١٢.١٦	٢٢٧٢.٩٥٢٩	٢٧٠.٢
٢١٤٢٧	١١٥٨٠	٨٥٧.٧٧٧٨	٩١.٨
٢١٢٧(٢٧٢٧)	٢٥٨٩٤.٠٨	١٧٨٥.٧٩٨٦	١٦٤.٨
٢١٢٧(٢٧٢٧)(٢٧٢٧)	٢٧٩٢١.٩٢	١٩٢٥.٦٤٩٧	٢١٠.٨
٢١٢٧(٢٧٢٧)(٢٧٢٧)	٣٨٧٣٣.٨٨٢	٢٥٦٥.١٥٧٧	٢٨٢.٢
٢١٢٧(٢٧٢٧)(٢٧٢٧)	٣١٠٥٩.٢٥١٢	٢١٤٢.٠١٧٣	٢٢٦.٨
٢١٢٧(٢٧٢٧)(٢٧٢٧)	٤٣٩٧٤.٢٨٨	٢٩١٢.٢٠٤٥	٣٠٧.٨
٢١٤٢٠	١٦٧٢٠	١١١٤.٦٦٦٧	١٠٧.٦
٢١٢٠(٢٠٠٠)	٣٦٤٢٧.٣٢٨	٢٢٧٦.٧٠٨	١٨٩.٦
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	٣٩٣٥٦.٦٧٢	٢٤٥٩.٧٩٢	٢٤١.٦
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	٥٤١٨٧.٦٨٦	٣٢٦٤.٣١٨٥	٣٢٢
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	٤٣٢٠٢	٢٧٠٠.١٢٥	٢٥٧.٦
٢١٢٠(٢٠٠٠)(٢٠٠٠)	٦٠٥٨٣.٩٤٢	٣٦٤٩.٦٣٥١	٣٤٧.٦

شکل مقاطع مورد استفاده در تیرها



در محل مربع های خالی شماره پروفیل ، فاصله مرکز به مرکز پروفیلها و ضخامت ورقها می آید .
 بطور مثال:



طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: B	ابتدای دهانه تیر: A	طبقه: ۱	قاب: 1
L (m)= 6	بار زنده = 1500 (kg/m)	بار زنده و مرده = 4480.0 (kg/m)	
نیروی برشی ابتدای دهانه (kg.m) = 12944	لنگر مثبت دهانه (kg.m) = 7606	نیروی برشی انتهای دهانه (kg.m) = 13936	
لنگر منفی ابتدای دهانه (kg.m) = 11095		لنگر منفی انتهای دهانه (kg.m) = 14068	

بازتوزیع لنگر تیر:

$$\left. \begin{aligned} M_{max}^- &= 0.9M^- = 12661 \\ M_{max}^+ &= M^+ + 0.1 \times \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right) = 8864 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{لنگر طراحی} = 12661 \text{ (kg.m)}$$

غیر فشرده: $F_b = 1440$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 879.3 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE ۲IPE۳۰}$$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: B	ابتدای دهانه تیر: A	طبقه: ۵	قاب: 1
L (m)= 6	بار زنده = 1500 (kg/m)	بار زنده و مرده = 4480.0 (kg/m)	
نیروی برشی ابتدای دهانه (kg.m) = 13685	لنگر مثبت دهانه (kg.m) = 8137	نیروی برشی انتهای دهانه (kg.m) = 14815	
لنگر منفی ابتدای دهانه (kg.m) = 11577		لنگر منفی انتهای دهانه (kg.m) = 14966	

بازتوزیع لنگر تیر:

$$\left. \begin{aligned} M_{max}^- &= 0.9M^- = 13469 \\ M_{max}^+ &= M^+ + 0.1 \times \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right) = 9464 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{لنگر طراحی} = 13469 \text{ (kg.m)}$$

با فرض غیر فشرده: $F_b = 1440$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 935.4 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE ۲IPE۳۰}$$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: B	ابتدای دهانه تیر: A	طبقه: ۶	قاب: 1
L (m) = 6	بار زنده (kg/m) = 1500	بار زنده و مرده (kg/m) = 2810.0	
نیروی برشی ابتدای دهانه (kg.m) = 7892		نیروی برشی انتهای دهانه (kg.m) = 8968	
لنگر منفی ابتدای دهانه (kg.m) = 5883	لنگر مثبت دهانه (kg.m) = 5199	لنگر منفی انتهای دهانه (kg.m) = 9113	

بازتوزیع لنگر تیر:

$$\left. \begin{aligned} \text{طراحی } M_{max}^- &= 0.9M^- = 8202 \\ \text{طراحی } M_{max}^+ &= M^+ + 0.1 \times \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right) = 5949 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{لنگر طراحی} = 8202 \text{ (kg.m)}$$

$$\text{با فرض فشردن مقطع داریم: } F_b = 0.66F_y = 1584 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 517.8 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE IPE} 300$$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: B	ابتدای دهانه تیر: A	طبقه: ۱	قاب: 2
L (m)= 6	3000 بار زنده (kg/m)	6970.0 = بار زنده و مرده (kg/m)	
20139 = نیروی برشی ابتدای دهانه (kg.m)		21681 = نیروی برشی انتهای دهانه (kg.m)	
17261 = لنگر منفی ابتدای دهانه (kg.m)	11833 = لنگر مثبت دهانه (kg.m)	21888 = لنگر منفی انتهای دهانه (kg.m)	

بازتوزیع لنگر تیر:

$$\left. \begin{aligned} M_{max}^- &= 0.9M^- = 19699 \\ M_{max}^+ &= M^+ + 0.1 \times \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right) = 13790 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{لنگر طراحی} = 19699 \text{ (kg.m)}$$

مقطع غیر فشرده: $F_b = 1440$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 1368 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE } 2124C24FC1$$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: B	ابتدای دهانه تیر: A	طبقه: ۵ تا ۲	قاب: 2
L (m)= 6	3000 بار زنده (kg/m)	7500.0 = بار زنده و مرده (kg/m)	
21608 = نیروی برشی ابتدای دهانه (kg.m)		23392 = نیروی برشی انتهای دهانه (kg.m)	
23631 = لنگر منفی ابتدای دهانه (kg.m)	12848 = لنگر مثبت دهانه (kg.m)	18279 = لنگر منفی انتهای دهانه (kg.m)	

بازتوزیع لنگر تیر:

$$\left. \begin{aligned} M_{max}^- &= 0.9M^- = 21268 \\ M_{max}^+ &= M^+ + 0.1 \times \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right) = 14944 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{لنگر طراحی} = 21268 \text{ (kg.m)}$$

مقطع غیر فشرده: $F_b = 1440$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 1477 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE } 2127C27FC1$$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: B	ابتدای دهانه تیر: A	طبقه: ۶	قاب: 2
$L (m) = 6$	بار زنده $(kg/m) = 3000$	بار زنده و مرده $(kg/m) = 2810.0$	
نیروی برشی ابتدای دهانه $(kg.m) = 8968$		نیروی برشی انتهای دهانه $(kg.m) = 7892$	
لنگر منفی ابتدای دهانه $(kg.m) = 5883$	لنگر مثبت دهانه $(kg.m) = 5199$	لنگر منفی انتهای دهانه $(kg.m) = 9113$	

بازتوزیع لنگر تیر:

$$\left. \begin{array}{l} M_{max}^- = 0.9M^- = 8202 \\ M_{max}^+ = M^+ + 0.1 \times \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right) = 5949 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{لنگر طراحی} = 8202 \text{ (kg.m)}$$

مقطع غیر فشرده: $F_b = 1440$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 569.6 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE ۲IPE۲۴}$$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: 2	ابتدای دهانه تیر: 1	طبقه: 1	قاب: A
$L (m) = 6$	بار زنده $(kg/m) = 0$	بار زنده و مرده $(kg/m) = 900.0$	
نیروی برشی ابتدای دهانه $(kg.m) = 2700$		نیروی برشی انتهای دهانه $(kg.m) = 2700$	
لنگر منفی ابتدای دهانه $(kg.m) = 0$	لنگر مثبت دهانه $(kg.m) = 4050$	لنگر منفی انتهای دهانه $(kg.m) = 0$	

لنگر طراحی = 4050
(kg.m)

با فرض فشردگی بودن مقطع داریم: $F_b = 0.66F_y = 1584 \text{ kg/cm}^2$

$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 255.7 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE IPE}240$

مشخصات پروفیل IPE240

$b_f = 120$ $t_f = 9.8$ $t_w = 6.2$ $d = 240$ $h = d - 2c = 190$ $I = 3892$

کنترل فشردگی:

(1) بال ها به صورت سرتاسری به جان متصل می باشند.

2) $\frac{b_f}{2t_f} = 6.12 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11.12 \Rightarrow \text{O.K.}$

3) $\frac{h}{t_w} = 30.65 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = 109.5 \Rightarrow \text{O.K.}$

کنترل برش در تیر:

$\frac{h}{t_w} = 30.65 < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 65 \Rightarrow F_v = 0.4F_y = 960$

$f_v = \frac{V_{max}}{d.t} = 181.5 < F_v \Rightarrow \text{O.K.}$

کنترل تغییر شکل تیر:

$\delta_{maxL} = \frac{q_L \cdot l^4}{384EI} = \dots \text{ mm} < \frac{l}{360} = 16.67 \text{ mm} \Rightarrow \text{O.K.}$

$\delta_{maxD+L} = \frac{q_{D+L} \cdot l^4}{384EI} = 3.72 \text{ mm} < \frac{l}{240} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \text{O.K.}$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: 2	ابتدای دهانه تیر: 1	طبقه: ۵ تا ۲	قاب: A
$L (m) = 6$	بار زنده $(kg/m) = 0$	$1000.0 =$ بار زنده و مرده (kg/m)	$3000 =$ نیروی برشی انتهای دهانه $(kg.m)$
$3000 =$ نیروی برشی ابتدای دهانه $(kg.m)$	$4500 =$ لنگر مثبت دهانه $(kg.m)$	$0 =$ لنگر منفی انتهای دهانه $(kg.m)$	$0 =$ لنگر منفی ابتدای دهانه $(kg.m)$

$$\text{لنگر طراحی} = 4500 \text{ (kg.m)}$$

$$\text{با فرض فشردگی: } F_b = 0.66F_y = 1584 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 284.1 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE IPE}240$$

$b_f = 120$	$t_f = 9.8$	$t_w = 6.2$	$d = 240$	$h = d - 2c = 190$	$I = 3892$	مشخصات پروفیل IPE240
-------------	-------------	-------------	-----------	--------------------	------------	----------------------

کنترل فشردگی:

(۱) بال ها به صورت سرتاسری به جان متصل می باشند.

$$۲) \frac{b_f}{2t_f} = ۶.۱۲ < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = ۱۱.۱۲ \Rightarrow \text{O.K.}$$

$$۳) \frac{h}{t_w} = ۳۰.۶۵ < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = ۱۰۹.۵ \Rightarrow \text{O.K.}$$

کنترل برش در تیر:

$$\frac{h}{t_w} = ۳۰.۶۵ < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = ۶۵ \Rightarrow F_v = 0.4F_y = ۹۶۰$$

$$f_v = \frac{V_{max}}{d \cdot t} = ۲۰.۱۶ < F_v \Rightarrow \text{O.K.}$$

کنترل تغییر شکل تیر:

$$\delta_{max_L} = \frac{q_L \cdot l^4}{384EI} = \dots \text{ mm} < \frac{l}{360} = ۱۶.۶۷ \text{ mm} \Rightarrow \text{O.K.}$$

$$\delta_{max_{D+L}} = \frac{q_{D+L} \cdot l^4}{384EI} = ۴.۱۳ \text{ mm} < \frac{l}{240} = ۲۵ \text{ mm} \Rightarrow \text{O.K.}$$

طراحی تیر

انتهای دهانه تیر: 2	ابتدای دهانه تیر: 1	طبقه: ۵ تا ۲	قاب: A
$L (m) = 6$	$\text{بار زنده} = 0 \text{ (kg/m)}$	$\text{بار زنده و مرده} = 700.0 \text{ (kg/m)}$	$\text{نیروی برشی انتهای دهانه} = 2100 \text{ (kg.m)}$
$\text{نیروی برشی ابتدای دهانه} = 2100 \text{ (kg.m)}$	$\text{لنگر مثبت دهانه} = 3150 \text{ (kg.m)}$	$\text{لنگر منفی انتهای دهانه} = 0 \text{ (kg.m)}$	$\text{لنگر منفی ابتدای دهانه} = 0 \text{ (kg.m)}$

لنگر طراحی = 3150
(kg.m)

با فرض فشردگی: $F_b = 0.66F_y = 1584 \text{ kg/cm}^2$

$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \Rightarrow S \geq 198.9 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{USE IPE}220$

مشخصات پروفیل IPE220

$b_f = 110 \quad t_f = 9.2 \quad t_w = 5.9 \quad d = 220 \quad h = d - 2c = 178 \quad I = 2772$

کنترل فشردگی:

(۱) بال ها به صورت سرتاسری به جان متصل می باشند.

۲) $\frac{b_f}{2t_f} = 5.98 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11.12 \Rightarrow \text{O.K.}$

۳) $\frac{h}{t_w} = 30.17 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = 109.5 \Rightarrow \text{O.K.}$

کنترل برش در تیر:

$\frac{h}{t_w} = 30.17 < \frac{3185}{\sqrt{F_y}} = 65 \Rightarrow F_v = 0.4F_y = 960$

$f_v = \frac{V_{max}}{d \cdot t} = 161.8 < F_v \Rightarrow \text{O.K.}$

کنترل تغییر شکل تیر:

$\delta_{maxL} = \frac{q_L \cdot l^4}{384EI} = \dots \text{ mm} < \frac{l}{360} = 16.67 \text{ mm} \Rightarrow \text{O.K.}$

$\delta_{maxD+L} = \frac{q_{D+L} \cdot l^4}{384EI} = 4.06 \text{ mm} < \frac{l}{240} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \text{O.K.}$

۵-۲- طراحی اولیه ستون ها

برای طرح ستونهایی که پای مهاربند نیستند از تیر آهن دوبله IPE با ورق تقویتی و در طبقات فوقانی احتمالاً با تسمه استفاده می کنیم . برای طراحی ستونها ی پای مهاربند از مقطع BOX استفاده مینماییم ، علت آن است که نیروی محوری آنها خیلی بزرگ است و عملاً ستونهای تقویت شده جوابگوی آن نیست.

۵-۲-۱- تعیین ضریب طول موثر K :

این ضریب را میتوان بر اساس ضریب گیرداری نسبی G در صفحات مختلف با توجه به قاب ساده مهارنشده ، قاب خمشی مهارشده و یا قاب خمشی مهارشده بدست می آورد. برای سادگی طول موثر را از جدول زیر محاسبه می نماییم.

انتهای تحتانی انتهای فوقانی	گیردار	گیردار نسبی	مفصل
گیردار	۱.۲	۱.۳	۱.۶
گیردار نسبی	۱.۳	۱.۵	۱.۸
مفصل	۱.۶	۱.۸	_____
آزاد	۲.۲	_____	_____

بنابر این K_x را از جدول فوق و K_y را که مربوط به قاب ساده است برابر ۱ میگیریم.

۵-۲-۲- تعیین بار محوری یا لنگر خمشی :

در ابتدا حدسی از B میزنیم و خواهیم داشت :

$$BxMx + ByMy > P \longrightarrow \text{طراحی بر اساس لنگر}$$

$$BxMx + ByMy < P \longrightarrow \text{طراحی بر اساس بار محوری}$$

معدله

الف (لنگر خمشی) : با حدسی از Fa (مثلا ۱۴۴۰) مقدار Sx را بدست آورده مقطع اولیه را فرض مینماییم.

$$Sx = \frac{M}{Fb}$$

ب (بار محوری معادل) : با حدسی از Fa مثلا ۱۱۰۰ یا ۱۰۰۰ بر اساس بار محوری معادل سطح مقطع لازم را بدست آورده و مقطع اولیه را فرض میکنیم.

$$P_{eq} = P + B_x M_x + B_y M_y$$

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

۵-۲-۳- تعیین تنش فشاری موجود و مجاز :

$$\lambda = \text{Max} \left[\lambda_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x}, \lambda_y = \frac{k_y \cdot L_y}{r_y} \right]$$

با داشتن لاغری حداکثر و جدول صفحه ۱۷۵ آیین نامه ، میزان تنش مجاز فشاری Fa بدست می آید.

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

اگر نسبت تنش موجود به مجاز fa/Fa بیش از ۰.۱۵ باشد ، نیروی محوری بزرگ است و نیاز به محاسبه ضریب تشدید لنگر داریم.

و اگر نسبت تنش موجود به مجاز fa/Fa کمتر از ۰.۱۵ باشد ، نیروی محوری کوچک است و نیاز به محاسبه ضریب تشدید لنگر نداریم.

۵-۲-۴- تعیین تنش خمشی موجود و مجاز :

تمامی موارد زیر هم برای خمش حول محور X و هم برای خمش حول محور Y بطور جداگانه باید محاسبه گردد.

الف) تعیین خمش مجاز (Fb):

رابطه پیچشی :

$$F_b = \frac{84 \times 10^4 C_b}{L d / A_f} \leq 0.6 F_y$$

اگر مخرج کسر فوق کمتر از ۶۰۰ باشد ، از همان ابتدا $0.6 F_y$ را انتخاب میکنیم.

رابطه ستونی :

$$\lambda = \frac{L}{1.2 r_y}, \lambda_B = 2685 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}}, \lambda_C = 6000 \sqrt{\frac{C_b}{F_y}}$$

$$\lambda < \lambda_B$$

$$L_C < \text{Min} \left[\frac{635b_f}{\sqrt{F_y}}, \frac{14 \times 10^5}{\frac{d}{A_f} F_y} \right]$$

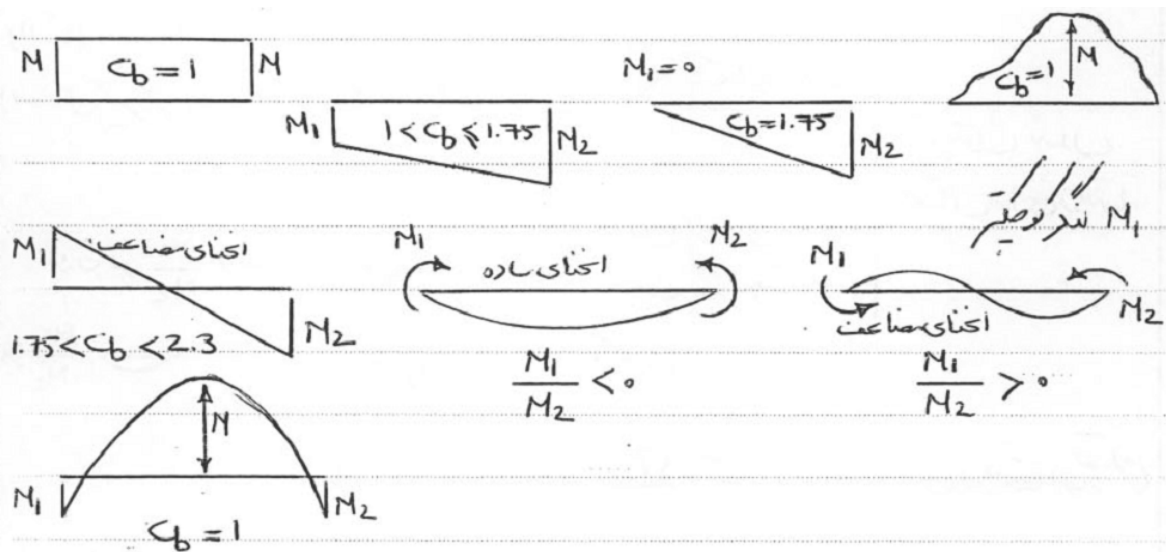
اگر این دو شرط یعنی شرط حداقل اتکای جانبی و شرط فشردگی مقطع برقرار باشد
 $F_b = 0.66F_y$ در غیر این صورت $F_b = 0.6F_y$.

برای محاسبه C_b بصورت زیر عمل میکنیم:

۱- در تیر ستون های مهار شده ، در روابط F_b باید $C_b = 1$ قرار داده شود.

۲- در تیر ستون های مهار نشده از رابطه زیر استفاده میشود.

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



$$2) \lambda_B < \lambda < \lambda_C \longrightarrow F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \cdot \lambda}{1075 \times 10^5 C_b} \right]$$

$$3) \lambda > \lambda_c \longrightarrow F_b = \frac{120 \times 10^5}{\lambda^2} Cb \leq 0.6 F_y$$

برای تعیین تنش خمشی مجاز :

$F_b = \text{Max}(\text{تنش خمشی حاصل از رابطه پیچشی ، تنش خمشی حاصل از رابطه ستونی})$

(ب) تعیین ضریب تشدید اسمی :

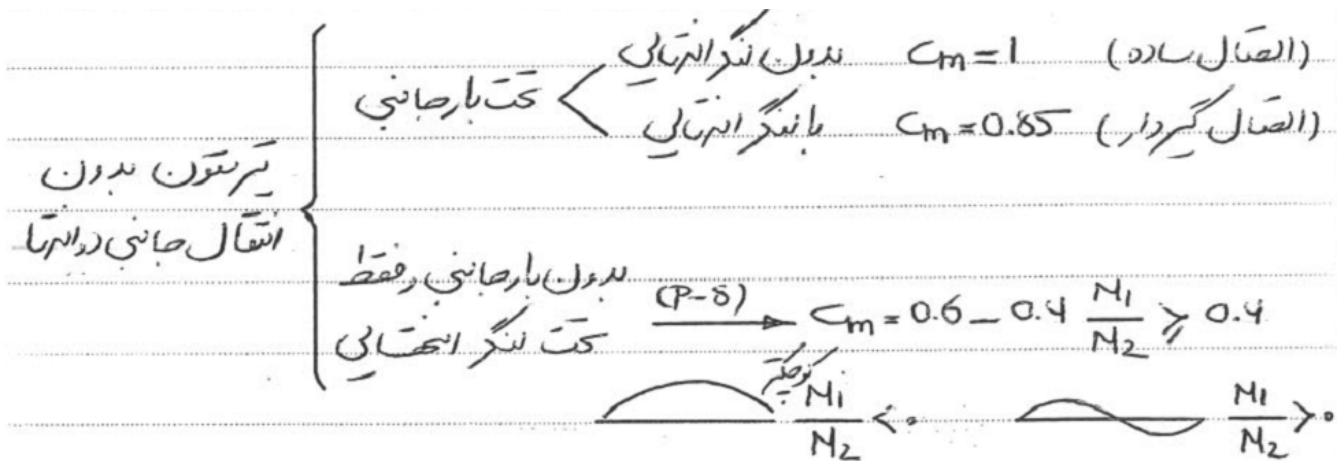
اگر نیروی محوری بزرگ بود یعنی $\frac{fa}{Fa} > 0.15$ آنگاه :

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{fa}{F_e'}}$$

$$\lambda_b = KLb/rb$$

$$F_e' = \frac{105 \times 10^5}{\lambda_b^2} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

ضریب لنگر معادل cm



یستون با حرکت جانبی در انتها (هاله شده) $\xrightarrow{(P-\delta)}$ $C_m = 0.85$

۶) کنترل در روابط اندرکنش (گرم)

الف) $\frac{P_a}{F_a} > 0.15$ رابطه تدرید

$$\frac{P_a}{F_a} + \frac{P_{bx}}{F_{bx}} \delta_x + \frac{P_{by}}{F_{by}} \delta_y \leq 1$$

$$\frac{P_a}{0.6F_y} + \frac{P_{bx}}{F_{bx}} + \frac{P_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

معیار تسلیم

ب) $\frac{P_a}{F_a} < 0.15$

$$\frac{P_a}{F_a} + \frac{P_{bx}}{F_{bx}} + \frac{P_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۹۵.۷۹	۶.۰۲	۰.۰۰	Ix	۶۳۰۲۲.۱	Iy	۵۲۰۲۵
۰.۷۵(D+L±Ex)	۱۱۲.۰۰	۶.۰۲	۰.۰۰	Sx	۳۶۰۱.۳	Sy	۲۰۸۱
۰.۷۵(D+L±EY)	۱۸۰.۹۲	۱۹.۰۲	۰.۰۰	rx	۱۴.۹۳	ry	۱۳.۵۷
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۲۷۰	Lx	۲۷۰
				A=۲۸۲.۶			

KL/r (x)	۲۷.۱۲	F'ex	۱۴۲۷۵	Fa	۱۳۰.۷	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۱۹.۹	F'ey	۲۶۵۱۵			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$
- 2) $f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

شماره بار	f_a	δ_x	δ_y	f_{bx}	f_{by}	f_a / F_a	$f_a / 0.6F_y$	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۳۳۹	۰.۸۷۱	۰.۸۶۱	۱۶۷	۰	۰.۴۹	۰.۲۳۵	۰.۳۶	۰.۳۵۱
۲	۳۹۶	۰.۸۷۴	۰.۸۶۳	۱۶۷	۰	۰.۲۵۹	۰.۲۷۵	۰.۶۲۵	۰.۶۴۲
۳	۶۴۰	۰.۸۹	۰.۸۷۱	۱۶۷	۰	۰.۳۰۳	۰.۴۴۵	۰.۵۹۳	۰.۵۶۱

شماره ستون

A1

پروفیل

PL۳۵۰*۱۲

IPE۳۰۰

شماره طبقه

۲

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۷۸.۳۵	۵.۷۹	۰.۰۰	Ix	۳۷۱۷۲.۳	Iy	۴۲۷۳۶
۰.۷۵(D+L±Ex)	۸۸.۹۷	۲۰.۴۷	۰.۰۰	Sx	۲۲۹۵	Sy	۱۷۰۹
۰.۷۵(D+L±EY)	۱۶۸.۴۸	۴.۳۴	۰.۰۰	rx	۱۳.۹	ry	۱۴۹۳
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۰۰	Lx	۳۰۰
A=۱۹۱.۶							

KL/r (x)	۳۴.۴۶	F'ex	۸۸۴۱.۶	Fa	۱۳۲۶	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۱.۴۳	F'ey	۲۲۸۷۱			Fby	۱۸۰۰

If $f_a/F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + \delta_x f_{bx}/F_{bx} + \delta_y f_{by}/F_{by} < 1$$

$$2) f_a/0.6F_y + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a/F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a/F'_{ey}) =$$

If $f_a/F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	f _{bx}	f _{bx}	fa/Fa	fa/0.6F _y	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۴۰۹	۰.۸۹۱	۰.۸۶۵	۲۵۲	.	۰.۳۰۸	۰.۲۸۴	۰.۴۶۴	۰.۴۵۹
۲	۴۶۴	۰.۸۹۷	۰.۸۶۸	۸۹۲	.	۰.۳۵	۰.۳۲۲	۰.۹۰۶	۰.۹۴۲
۳	۸۷۹	۰.۹۴۴	۰.۸۸۴	۱۸۹	.	۰.۶۶۳	۰.۶۱۱	۰.۷۸۷	۰.۷۴۲

شماره ستون

A1

پروفیل

PL۳۵۰*۱۲

IPE۳۰۰

شماره طبقه

۳

نیرو های محوری (تن) و لنگر های خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور y	
D+L	۶۰.۷۳	۵.۷۹	۰	Ix	۳۷۱۷۲.۳	Iy	۴۲۷۳۵.۵۰
۰.۷۵(D+L±Ex)	۶۵.۵۰	۱۹.۰۰	۰	Sx	۲۲۹۴.۶	Sy	۱۷۰.۹
۰.۷۵(D+L±EY)	۹۹.۰۴	۴.۳۴	۰	rx	۱۳.۹۳	ry	۱۴.۹۳
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۲۷۰	Lx	۲۷۰
				A=۲۷۰			

KL/r (x)	۳۴.۴۶	F'ex	۸۸۴۱.۶	Fa	۱۲۷۲	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۱.۴۳	F'ey	۲۲۸۷۱			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$$

$$2) f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

$$\delta_x = \quad C_{mx} = \quad \cdot 0.85$$

$$\delta_y = \quad C_{my} = \quad \cdot 0.85$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

شماره بار	f_a	F_a	δ_x	δ_y	f_{bx}	f_{by}	f_a / F_a	$f_a / 0.6F_y$	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۳۱۷	۱۲۷۲	۰.۸۸۲	۰.۸۶۲	۲۵۲	۰	۰.۱۷۵	۰.۲۲	۰.۴۰۴	۰.۳۹۵
۲	۳۴۲	۱۲۷۲	۰.۸۸۴	۰.۸۶۳	۸۲۸	۰	۰.۵۷۵	۰.۲۳۷	۰.۷۷۷	۰.۸۱۲
۳	۵۱۷	۱۲۷۲	۰.۹۰۳	۰.۸۷	۱۸۹	۰	۰.۱۳۱	۰.۳۵۹	۰.۵۲۵	۰.۴۹

شماره ستون A1
 شماره طبقه ۳
 پروفیل PL۳۰۰*۱۵
 IPE۲۷۰

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۴۳.۱۱	۵.۷۹	۰	Ix	۲۹۸۷۲.۵	Iy	۲۸۲۴۵
۰.۷۵(D+L±Ex)	۴۳.۷۷	۱۵.۲۱	۰	Sx	۱۹۹۱.۵	Sy	۹۸.۶
۰.۷۵(D+L±EY)	۱۰۳.۸۵	۴.۳۴	۰	rx	۱۲.۸۲	ry	۱۲.۴۶
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۸۱.۸			

KL/r (x)	۳۷.۴۵	F _{ex}	۷۴۸۸	F _a	۱۲۷۲	F _{bx}	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۵.۶۷	F _{ey}	۱۵۹۳۰			F _{by}	۱۸۰۰

If $f_a/F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + \delta_x f_{bx}/F_{bx} + \delta_y f_{by}/F_{by} < 1$$

$$2) f_a/0.6F_y + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a/F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a/F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a/F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/0.6Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۲۳۷	۰.۸۷۸	۰.۸۶۳	۲۹۱	.	۰.۱۸۲	۰.۱۶۵	۰.۳۵۹	۰.۳۶۷
۲	۲۴۱	۰.۸۷۸	۰.۸۶۳	۷۶۴	.	۰.۱۸۵	۰.۱۶۷	۰.۶۵۱	۰.۶۹۸
۳	۵۷۱	۰.۹۲	۰.۸۸۲	۲۱۸	.	۰.۴۳۹	۰.۳۹۷	۰.۵۷۸	۰.۵۴۸

شماره ستون A1
 شماره طبقه ۵
 پروفیل IPE۲۷۰
 PL۲۵۰*۱۰

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۲۵.۴۹	۵.۷۹	۰	Ix	۲۱۳۸۴.۲	Iy	۲۴۰۹۹
۰.۷۵(D+L±Ex)	۲۴.۳۷	۱۲.۱۴	۰	Sx	۱۴۷۴.۸	Sy	۱۱۰.۸
۰.۷۵(D+L±EY)	۶۱.۴۸	۴.۳۴	۰	rx	۱۲.۲۸	ry	۱۳۰.۴
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۴۱.۸			

KL/r (x)	۳۹.۰۹	F'ex	۶۸۷۲.۶	Fa	۱۲۹۲	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۴.۵۵	F'ey	۱۷۴۲۶.۷			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$
- 2) $f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/0.6Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۱۸۰	۰.۸۷۳	۰.۸۵۹	۳۹۳	.	۰.۱۳۹	۰.۱۲۵	۰.۴۱۲	*
۲	۱۷۲	۰.۸۷۲	۰.۸۵۸	۸۲۳	.	۱۳۸	۰.۱۱۹	۰.۷۰۵	*
۳	۴۳۴	۰.۹۲	۰.۸۷۲	۲۹۴	.	۰.۳۳۶	۰.۳۰۹	۰.۹۲۱	*

شماره ستون A1
 شماره طبقه ۶
 پروفیل IPE۲۴۰
 PL۲۰۰*۱۰

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۷.۸۷	۵.۸۸	۰	Ix	۱۴۰۳۳.۳	Iy	۹۷۲۱
۰.۷۵(D+L±Ex)	۹.۸۳	۴.۴۱	۰	Sx	۱۰۷۹.۵	Sy	۴۶۲.۹
۰.۷۵(D+L±EY)	۱۸.۹۵	۴.۴۱	۰	rx	۱۲.۲۸	ry	۱۳.۰۴
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۱۸.۲			

KL/r (x)	۴۴.۰۵	F'ex	۵۴۱۰.۷	Fa	۱۲۶۷	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۳۵.۲۹	F'ey	۸۴۳۳.۳			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$
- 2) $f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/0.6Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۶۷	۰.۸۶۱	۰.۸۵۷	۵۴۵	.	۰.۰۵۳	۰.۰۴۶	۰.۴۳۱	*
۲	۸۳	۰.۸۶۳	۰.۸۵۸	۴۰۹	.	۰.۰۶۶	۰.۰۵۸	۰.۳۴۹	*
۳	۱۶۰	۰.۸۷۶	۰.۸۶۶	۴۰۹	.	۰.۱۲۷	۰.۱۱۱	۰.۴۱	*

IPE۳۰۰

PL۳۵۰*۲۵

پروفیل

۴D

شماره ستون

۱

شماره طبقه

نیروهای محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۲۱۰.۶۷	۰.۱۶	۰.۰۰	Ix	۶۳۰۲۲.۱	Iy	۵۲۰۲۵
۰.۷۵(D+L±Ex)	۱۵۸.۰۰	۲۷.۸۹	۰.۰۰	Sx	۳۶۰۱.۳	Sy	۲۰۸۱
				rx	۱۴.۹۳	ry	۱۳.۵۷
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۲۷۰	Lx	۲۷۰
A=۲۸۲.۶							

KL/r (x)	۲۷.۱۲	F'ex	۱۴۲۷۵	Fa	۱۳۰.۷	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۱۹.۹	F'ey	۲۶۵۱۵			Fby	۱۸۰۰

If $f_a/F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a/F_a + \delta_x f_{bx}/F_{bx} + \delta_y f_{by}/F_{by} < 1$
- 2) $f_a/0.6F_y + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a/F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a/F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a/F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$

شماره بار	f_a	δ_x	δ_y	f_{bx}	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۷۴۵	۰.۸۹۷	۰.۸۷۵	۱۶۷	۰.۵۷	۰.۵۱۸	۰.۵۷۳	۰.۵۲۱
۲	۵۵۹	۰.۸۸۵	۰.۸۶۸	۱۶۷	۰.۴۲۸	۰.۳۸۸	۰.۹۰۴	۰.۹۲۶

شماره ستون

D4

پروفیل

شماره طبقه

۲

IPE۳۰۰

PL۳۵۰*۱۲

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور y	
D+L	۱۸۱.۶۲	۰.۱۸	۰.۰۰	Ix	۳۷۱۷۲.۳	Iy	۴۲۷۳.۶
۰.۷۵(D+L±Ex)	۱۳۶.۲۲	۳۱.۰۰	۰.۰۰	Sx	۲۲۹۵	Sy	۱۷۰.۹
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۰۰	Lx	۳۰۰
				A=۱۹۱.۶			

KL/r (x)	۳۴.۴۶	F'ex	۸۸۴۱.۶	Fa	۱۳۲۶	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۱.۴۳	F'ey	۲۲۸۷۱			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$
- 2) $f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

Cmx= ۰.۸۵

Cmy= ۰.۸۵

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/۰.۶Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۹۴۸	۰.۹۵۲	۰.۸۸۷	۸	.	۰.۷۱۵	۰.۶۵۸	۰.۷۲	۰.۵۴۳
۲	۷۱۱	۰.۹۲۴	۰.۸۷۷	۱۳۵۱	.	۰.۵۳۶	۰.۴۹۴	۱.۴۰۳	۱.۲۶۱

IPE۳۰۰ PL۳۵۰*۱۲

پروفیل

D۴

شماره ستون

۳

شماره طبقه

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۱۸۱.۶۲	۰.۱۸	۰.۰۰	Ix	۳۷۱۷۲.۳	Iy	۴۲۷۳۶
۰.۷۵(D+L±Ex)	۱۳۶.۲۲	۳۱.۰۰	۰.۰۰	Sx	۲۲۹۵	Sy	۱۷۰۹
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۰۰	Lx	۳۰۰
				A=۱۹۱.۶			

KL/r (x)	۳۴.۴۶	F'ex	۸۸۴۱.۶	Fa	۱۳۲۶	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۱.۴۳	F'ey	۲۲۸۷۱			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$
- 2) $f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

Cmx= ۰.۸۵

Cmy= ۰.۸۵

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/۰.۶Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۷۷۴	۰.۹۳۲	۰.۸۸	۸	.	۰.۶۰۸	۰.۵۳۷	۰.۶۱۳	۰.۵۴۳
۲	۵۸۰	۰.۹۱	۰.۸۷۲	۱۲۳۵	.	۰.۴۵۹	۰.۴۰۳	۱.۲۳۷	۱.۲۶۱

شماره ستون: D۴
 شماره طبقه: ۴
 پروفیل: IPE۲۷۰
 PL۳۰۰*۱۵

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۴۳.۱۱	۵.۷۹	۰	Ix	۲۹۸۷۲.۵	Iy	۲۸۲۴۵
۰.۷۵(D+L±Ex)	۴۳.۷۷	۱۵.۲۱	۰	Sx	۱۹۹۱.۵	Sy	۹۸.۶
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۸۱.۸			

KL/r (x)	۳۷.۴۵	F'ex	۷۴۸۸	Fa	۱۲۷۲	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۵.۶۷	F'ey	۱۵۹۳۰			Fby	۱۸۰۰

If $f_a/F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + \delta_x f_{bx}/F_{bx} + \delta_y f_{by}/F_{by} < 1$$

$$2) f_a/0.6F_y + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a/F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a/F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a/F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

شماره بار	f_a	δ_x	δ_y	f_{bx}	f_{by}	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۶۱۲	۰.۹۲۶	۰.۸۸۴	۲۹۱	۰	۰.۶۰۸	۰.۴۲۵	۰.۴۷۶	۰.۴۳۲
۲	۴۵۹	۰.۹۰۶	۰.۸۷۵	۷۶۴	۰	۰.۴۵۹	۰.۳۱۹	۱.۰۱۱	۱.۰۴۶

IPE۲۷۰ PL۲۵۰*۱۰ پروفیل D۴ شماره ستون
 ۵ شماره طبقه

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۲۵.۴۹	۵.۷۹	۰	Ix	۲۱۳۸۴.۲	Iy	۲۴۰۹۹
۰.۷۵(D+L±Ex)	۲۴.۳۷	۱۲.۱۴	۰	Sx	۱۴۷۴.۸	Sy	۱۱۰.۸
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۴۱.۸			

KL/r (x)	۳۹.۰۹	F'ex	۶۸۷۲.۶	Fa	۱۲۹۲	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۴.۵۵	F'ey	۱۷۴۲۶.۷			Fby	۱۸۰۰

If $f_a/F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + \delta_x f_{bx}/F_{bx} + \delta_y f_{by}/F_{by} < 1$$

$$2) f_a/0.6F_y + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a/F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a/F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a/F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/0.6Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۴۸۳	۰.۹۱۴	۰.۸۷۲	۱۲	۰	۰.۳۷۳۸	۰.۳۳۵	۰.۳۸۱	۰.۳۴۴
۲	۳۶۲	۰.۸۹۷	۰.۸۶۷	۱۰۱۷	۰	۰.۲۸۰۲	۰.۲۵۱	۰.۹۱۴	۰.۹۵۸

شماره ستون D۴
 شماره طبقه ۶
 پروفیل IPE۲۴۰
 PL۲۰۰*۱۰

نیروهای محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۷.۸۷	۵.۸۸	۰	Ix	۱۴۰۳۳.۳	Iy	۹۷۲۱
۰.۷۵(D+L±Ex)	۹.۸۳	۴.۴۱	۰	Sx	۱۰۷۹.۵	Sy	۴۶۲.۹
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۱۸.۲			

KL/r (x)	۴۴.۰۵	F'ex	۵۴۱۰.۷	Fa	۱۲۶۷	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۳۵.۲۹	F'ey	۸۴۳۳.۳			Fby	۱۸۰۰

If $f_a/F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + \delta_x f_{bx}/F_{bx} + \delta_y f_{by}/F_{by} < 1$$

$$2) f_a/0.6F_y + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a/F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a/F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

If $f_a/F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$C_{my} = 0.85$$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/0.6Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۲۱۷	۰.۸۸۵	۰.۸۷۲	۸	.	۰.۱۷۱	۰.۱۵	۰.۱۷۶	۰.۸۷۲
۲	۱۶۲	۰.۸۷۶	۰.۸۶۷	۶۹۹	.	۰.۱۲۸	۰.۱۱۳	۰.۶۱۴	۰.۸۶۷

IPE۳۰۰

PL۳۵۰*۲۵

پروفیل

YD

شماره ستون

۱

شماره طبقه

نیروهای محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۲۱۰.۶۷	۰.۱۶	۰.۰۰	Ix	۶۳۰۲۲.۱	Iy	۵۲۰۲۵
۰.۷۵(D+L±Ex)	۱۵۸.۰۰	۲۷.۸۹	۰.۰۰	Sx	۳۶۰۱.۳	Sy	۲۰۸۱
				rx	۱۴.۹۳	ry	۱۳.۵۷
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۲۷۰	Lx	۲۷۰
				A=۲۸۲.۶			

KL/r (x)	۲۷.۱۲	F'ex	۱۴۲۷۵	Fa	۱۳۰۷	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۱۹.۹	F'ey	۲۶۵۱۵			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$$

$$2) f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

شماره بار	f_a	δ_x	δ_y	f_{bx}	f_a / F_a	$f_a / 0.6F_y$	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۵۲۱	۰.۸۹۱	۰.۸۷۲	۴	۰.۴۰۶	۰.۳۶۹	۰.۴۰۹	۰.۳۷۲
۲	۳۹۸	۰.۸۸	۰.۸۶۶	۷۷۴	۰.۳۰۵	۰.۲۷۶	۰.۷۷۸	۰.۸۱۴

IPE۳۰۰	PL۳۵۰*۱۲	پروفیل	DV	شماره ستون
			۲	شماره طبقه

نیروهای محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۱۸۱.۶۲	۰.۱۸	۰.۰۰	Ix	۳۷۱۷۲.۳	Iy	۴۲۷۳۶
۰.۷۵(D+L±Ex)	۱۳۶.۲۲	۳۱.۰۰	۰.۰۰	Sx	۲۲۹۵	Sy	۱۷۰۹
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۰۰	Lx	۳۰۰
				A=۱۹۱.۶			

KL/r (x)	۳۴.۴۶	F'ex	۸۸۴۱.۶	Fa	۱۳۲۶	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۱.۴۳	F'ey	۲۲۸۷۱			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$
- 2) $f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

Cmx= ۰.۸۵

Cmy= ۰.۸۵

شماره بار	fa	°x	°y	fbx	fby	fa/Fa	fa/۰.۶Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۶۴۳	۰.۹۰۸	۰.۸۷۲	۸	.	۰.۴۸۵	۰.۴۴۶	۰.۴۰۹	۰.۴۵۲
۲	۴۸۲	۰.۸۹۳	۰.۸۶۶	۱۳۵۱	.	۰.۳۶۴	۰.۳۳۵	۱.۲۸۱	۱.۲۷۳

IPE۳۰۰	PL۳۵۰*۱۲	پروفیل	D۷	شماره ستون
			۳	شماره طبقه

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۱۸۱.۶۲	۰.۱۸	۰.۰۰	Ix	۳۷۱۷۲.۳	Iy	۴۲۷۳۶
۰.۷۵(D+L±Ex)	۱۳۶.۲۲	۳۱.۰۰	۰.۰۰	Sx	۲۲۹۵	Sy	۱۷۰۹
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۰۰	Lx	۳۰۰
A=۱۹۱.۶							

KL/r (x)	۳۴.۴۶	F'ex	۸۸۴۱.۶	Fa	۱۳۲۶	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۱.۴۳	F'ey	۲۲۸۷۱			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$$

$$2) f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

شماره بار	f_a	δ_x	δ_y	f_{bx}	f_{by}	f_a / F_a	$f_a / 0.6F_y$	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۵۰۱	۰.۹۳۳	۰.۸۸	۸	.	۰.۳۴۴	۰.۳۴۸	۰.۳۹۹	۰.۳۵۳
۲	۳۷۶	۰.۹۱	۰.۸۷۲	۱۳۳۵	.	۰.۲۹۵	۰.۲۶۱	۱.۰۷۶	۱.۱۱۹

IPE۲۷۰ PL۳۰۰*۱۵ پروفیل DV شماره ستون
 شماره طبقه ۴ ۴

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور y	
D+L	۴۳.۱۱	۵.۷۹	۰	Ix	۲۹۸۷۲.۵	Iy	۲۸۲۴۵
۰.۷۵(D+L±Ex)	۴۳.۷۷	۱۵.۲۱	۰	Sx	۱۹۹۱.۵	Sy	۹۸.۶
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۸۱.۸			

KL/r (x)	۳۷.۴۵	F'ex	۷۴۸۸	Fa	۱۲۷۲	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۵.۶۷	F'ey	۱۵۹۳۰			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$$

$$2) f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$$

شماره بار	f_a	δ_x	δ_y	f_{bx}	f_{by}	f_a / F_a	$f_a / 0.6F_y$	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۳۷۸	۰.۸۹۵	۰.۸۷۱	۹	.	۰.۲۹	۰.۲۶۳	۰.۲۹۶	۰.۲۶۹
۲	۲۸۴	۰.۸۸۳	۰.۸۶۵	۱۰.۴۶	.	۰.۲۱۸	۰.۱۹۷	۰.۸۶	۰.۹۲۴

شماره ستون: DV
 شماره طبقه: ۵
 پروفیل: IPE۲۷۰
 PL۲۵۰*۱۰

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۲۵.۴۹	۵.۷۹	۰	Ix	۲۱۳۸۴.۲	Iy	۲۴۰۹۹
۰.۷۵(D+L±Ex)	۲۴.۳۷	۱۲.۱۴	۰	Sx	۱۴۷۴.۸	Sy	۱۱۰.۸
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۴۱.۸			

KL/r (x)	۳۹.۰۹	F'ex	۶۸۷۲.۶	Fa	۱۲۹۲	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۲۴.۵۵	F'ey	۱۷۴۲۶.۷			Fby	۱۸۰۰

If $f_a/F_a > 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + \delta_x f_{bx}/F_{bx} + \delta_y f_{by}/F_{by} < 1$$

$$2) f_a/0.6F_y + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a/F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a/F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a/F_a < 0.15$, Then :

$$1) f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} < 1$$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/0.6Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۲۹۳	۰.۸۸۸	۰.۸۶۵	۱۲	۰	۰.۲۲۷	۰.۲۰۴	۰.۲۳۴	۰.۲۱۲
۲	۲۲۰	۰.۸۷۴	۰.۸۶۱	۱۰۱۷	۰	۰.۱۷	۰.۱۵۳	۰.۷۹	۰.۸۵۹

شماره ستون: D۷
 شماره طبقه: ۶
 پروفیل: IPE۲۴۰
 PL۲۰۰*۱۰

نیرو های محوری (تن) و لنگرهای خمشی (تن.متر)				مشخصات مقطع			
بار	P	Mx	My	حول محور X		حول محور Y	
D+L	۷.۸۷	۵.۸۸	۰	Ix	۱۴۰۳۳.۳	Iy	۹۷۲۱
۰.۷۵(D+L±Ex)	۹.۸۳	۴.۴۱	۰	Sx	۱۰۷۹.۵	Sy	۴۶۲.۹
				Kx	۱.۵	Ky	۱
				Lx	۳۲۰	Lx	۳۲۰
				A=۱۱۸.۲			

KL/r (x)	۴۴.۰۵	F'ex	۵۴۱۰.۷	Fa	۱۲۶۷	Fbx	۱۴۴۰
KL/r (y)	۳۵.۲۹	F'ey	۸۴۳۳.۳			Fby	۱۸۰۰

If $f_a / F_a > 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + \delta_x f_{bx} / F_{bx} + \delta_y f_{by} / F_{by} < 1$
- 2) $f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

$$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) =$$

$$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$$

$$C_{mx} = 0.85$$

$$C_{my} = 0.85$$

If $f_a / F_a < 0.15$, Then :

- 1) $f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} < 1$

شماره بار	fa	δ_x	δ_y	fbx	fby	fa/Fa	fa/0.6Fy	رابطه ۱	رابطه ۲
۱	۱۲۱	۰.۸۷	۰.۸۶۲	۸	۰	۰.۰۹۶	۰.۰۸۴	۰.۱۰۲	*
۲	۹۱	۰.۸۶۵	۰.۸۵۹	۶۹۹	۰	۰.۰۷۲	۰.۰۶۳	۰.۵۵۸	*

فصل ۶: مدل سازی کامپیوتری

با نرم افزار

Etabs V ۹.۷.۰

٦-١- مقاطع تيرها

۶-۲- مقاطع ستون ها

۶-۳- کنترل ها

وزن طبقات، بارهای قائم و جانبی، تغییر مکان نسبی طبقات

جدول بارهای قائم ساختمان:

Table:Base Reactions			
	LOAD	FZ (ton)	نتیجه تحلیل دستی (ton)
Base	DEAD	۷۹۰۸.۳۲	۸۶۷۰.۲
Base	LIVE	۳۹۵۲.۳۹	۶۰۴۵
Base	SUM	۱۱۸۶۰.۷۱	۱۴۷۱۵

جدول بار جانبی :

Table:Base Reactions			
LOAD	FX (ton)	FY(ton)	نتیجه تحلیل دستی (تن)
EX	۸۷۶.۶۴		۱۱۸۵.۹۲۶۹
EY		۷۷۲.۶۹	۱۳۸۴.۱۳۵

کنترل تغییر مکان نسبی طبقات (Drift)

بر اساس بند ۲-۵-۱ آیین نامه ۲۸۰۰، تغییر مکان نسبی جانبی هر طبقه، اختلاف تغییر مکان های مرکز جرم کف بالا و پایین آن طبقه است. این تغییر مکان معمولاً برای زلزله طرح و یا زلزله سطح بهره برداری محاسبه میشود و با همین نام ها عنوان میگردد.

طبق بند ۲-۵-۳، تغییر مکان جانبی نسبی و افقی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل آن بدست می آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام شود، این تغییر مکان را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\Delta M = 0.7R \Delta w$$

دلتا M: تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه (رفتار غیر خطی)

دلتا امگا: تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه (رفتار خطی)

R : ضریب رفتار سازه

طبق بند ۲-۵-۴، تغییر مکان نسبی جانبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد.

$$\bar{\Delta M} < 0.025H_i, T < 0.7s$$

$$\bar{\Delta M} \leq 0.02H_i, T \geq 0.7s$$

Hi : ارتفاع طبقه

زلزله در جهت X :

$$T_x = 77s > 0.7s \longrightarrow \bar{\Delta M} \leq 0.02H_i$$

$$\Rightarrow 0.7R_x \Delta w \leq 0.02H_i$$

$$R_x = 7 \Rightarrow 0.7 \times 7 \times \frac{\Delta w}{H_i}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{\Delta w}{H_i} \right)_x \leq 0.00408$$

زلزله در جهت Y :

$$T_y = 0.48s < 0.7s \longrightarrow \bar{\Delta M} \leq 0.025H_i$$

$$\Rightarrow 0.7R_y \Delta w \leq 0.025H_i$$

$$R_y = 6 \Rightarrow 0.7 \times 6 \times \frac{\Delta w}{H_i} < 0.25$$

$$\Rightarrow \left(\frac{\Delta w}{H_i} \right)_y \leq 0.00595$$

STORY	LOAD	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	DRIFT CHECK
STORY 6	EX	0.07866	0.00009	0.00275	0	OK
STORY 5	EX	0.06987	0.00011	0.00434	0	OK
STORY 4	EX	0.056	0.00012	0.00497	0.00001	OK
STORY 3	EX	0.0409	0.0001	0.00563	0.00001	OK
STORY 2	EX	0.02208	0.00007	0.0048	0.00001	OK
STORY 1	EX	0.00674	0.00003	0.00249	0.00001	OK

STORY	LOAD	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	DRIFT CHECK
STORY 6	EY	-0.00004	0.03124	0	0.00093	OK
STORY 5	EY	-0.00004	0.02826	0	0.00148	OK
STORY 4	EY	-0.00004	0.02352	0	0.00192	OK
STORY 3	EY	-0.00004	0.01736	0	0.0022	OK
STORY 2	EY	-0.00003	0.01033	0	0.00217	OK
STORY 1	EY	-0.00001	0.00338	0.00001	0.00125	OK

۶-۴- نمودارهای لنگر خمشی و نیروی برشی

D+L بار ۱-۴-۶

EX ٦-٤-٢-٦

۶-۵- مقایسه تحلیل دستی و کامپیوتری :

بار قائم ، بار جانبی ، مهاربند ها

۶-۶- نسبت تنش ها

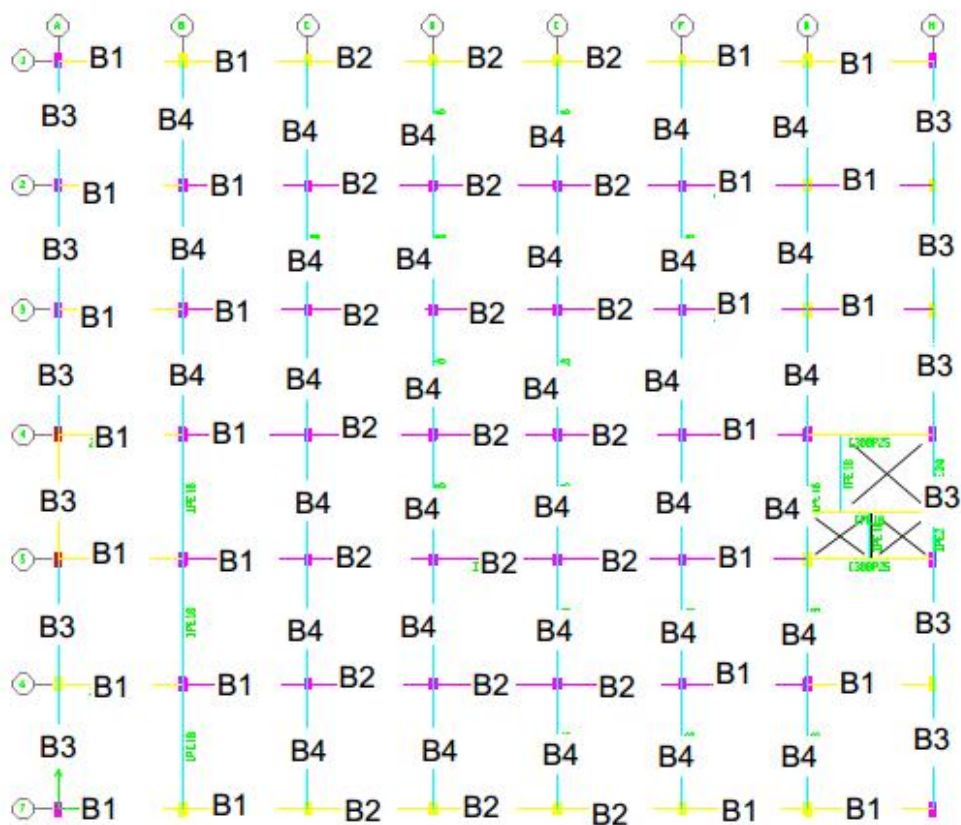
فصل ۷: طراحی نهایی تیر و ستون

۱-۷- طرح نهایی تیرها

۲-۷- طرح نهایی ستون ها

۳-۷- تیپ بندی نهایی اعضا

۳-۷-۱- تیپ بندی تیرها



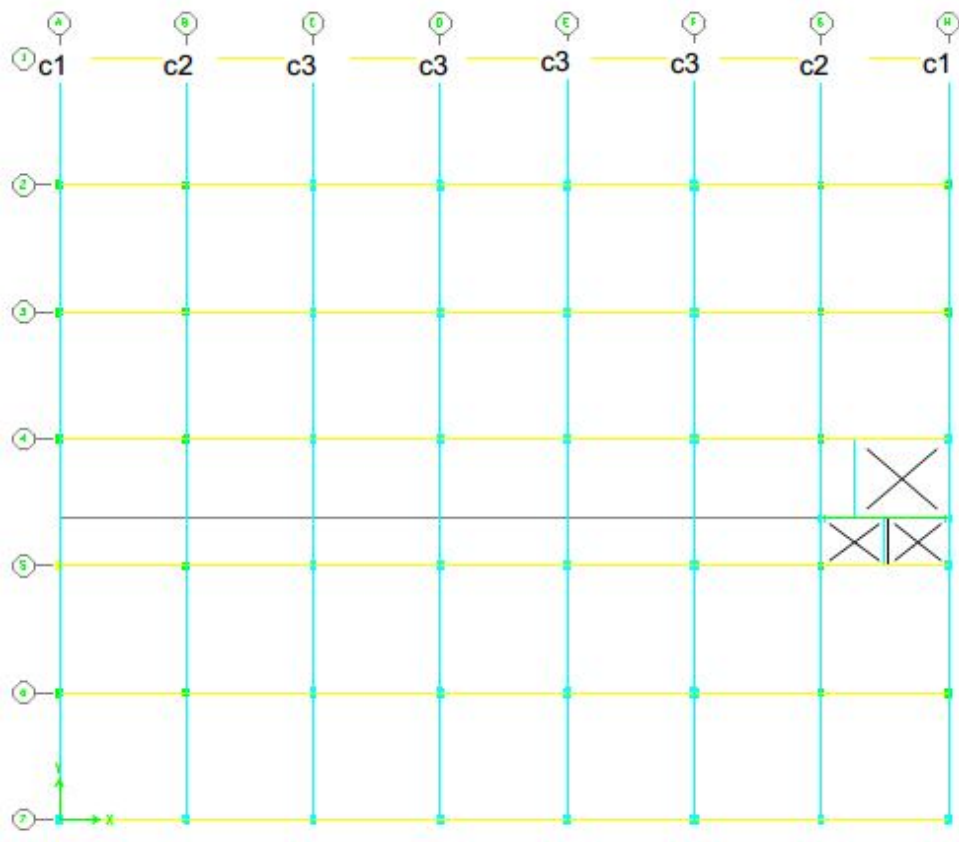
مقطع انتخابی نهایی	موقعیت طبقه	نام تیپ
۲۱۲۷۷۲۷۷۲	هم طبقات	B1
۱۳۰۰۲۲۵	هم طبقات	B2
IPE۲۴۰	هم طبقات	B3
IPE۱۸۰	هم طبقات	B4

در مشخصات مقاطع تیرها مثلا در مقطع ۲۱۲۷۷۲۷۷۲ کد C نشان دهنده فاصله بین محور تا محور دو پروفیل (در اینجا ۲۷ سانتی متر) است .
 کد F معنای ورق ۱۶ میلیمتر است.
 کد F دوم مخفف Flange است یعنی ورق روی بال قرار گرفته است.

کد ۲ به معنی این است که ورق ۲ سانتی متر از هر طرف اس بال تیر آهن جلو تر است برای تسهیل جوشکاری.



۷-۳-۲- تیپ بندی ستون ها



مقطع	طبقه	موقعیت	نام تیپ
۲۱۳۰-۴۵FF۲WF۱	۱	محور A و H	C۲
۲۱۲۴C۲۴FF۲	۴و۳و۲		
۲۱۲۴C۲۴FA۱	۶و۵		
۲۱۳۰-۴۵FF۲WF۱	۱	محور های B و G	C۲
۲۱۲۴C۲۴FF۲	۴و۳و۲		
۲۱۲۴C/C۲۴	۶و۵		
۲۱۳۰-۳۰FF۲WF۱	۱	سایر محور ها	C۳
۲۱۲۴C۲۴FF۲	۴و۳و۲		
۲۱۲۴C۲۴FF۲	۶و۵		

کلیه مقاطع ستون ها از نوع نردبانی یا دوبل IPE با ورق بال میباشند که به ترتیب کد های بکار برده شده در مقاطع بالا در زیر تعریف میگردند:

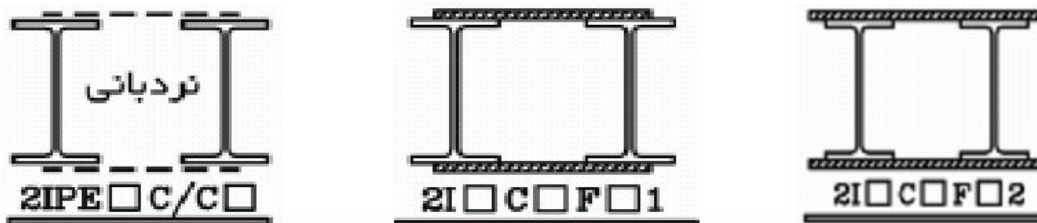
کد C/C به معنای فاصله مرکز به مرکز دو IPE میباشد.

کد F به معنای بکار بردن ورق در بال میباشد.

کد D به معنای ضخامت ورق بال 12 میلیمتر و کد A به معنای ضخامت ورق بال 6 میلیمتر میباشد.

کد 1 به معنای این است که ورق بال 4 سانتیمتر از پهنای دو IPE کوچکتر است و کد 2 به این معناست که ورق بال

4 سانتیمتر از پهنای دو IPE در بال بزرگتر است. جزئیات دقیق تر در نقشه های اجرایی آورده شده است.



کاراکتر	ضخامت ورق	کاراکتر	ضخامت ورق
D	۱۲ میلیمتر	A	۶ میلیمتر
E	۱۴ میلیمتر	B	۸ میلیمتر
F	۱۶ میلیمتر	C	۱۰ میلیمتر

۷-۳-۳- بادبندها



باد بندها همه ۲UNP۱۶ میباشد :

فصل ۸: طراحی اتصالات

۸-۱- اتصال صلب تیر به ستون

۸-۲- اتصال ساده تیر به ستون

۸-۳- اتصال مهاربند

فصل ۹: کف ستون

فصل ۱۰: طراحی راه پله

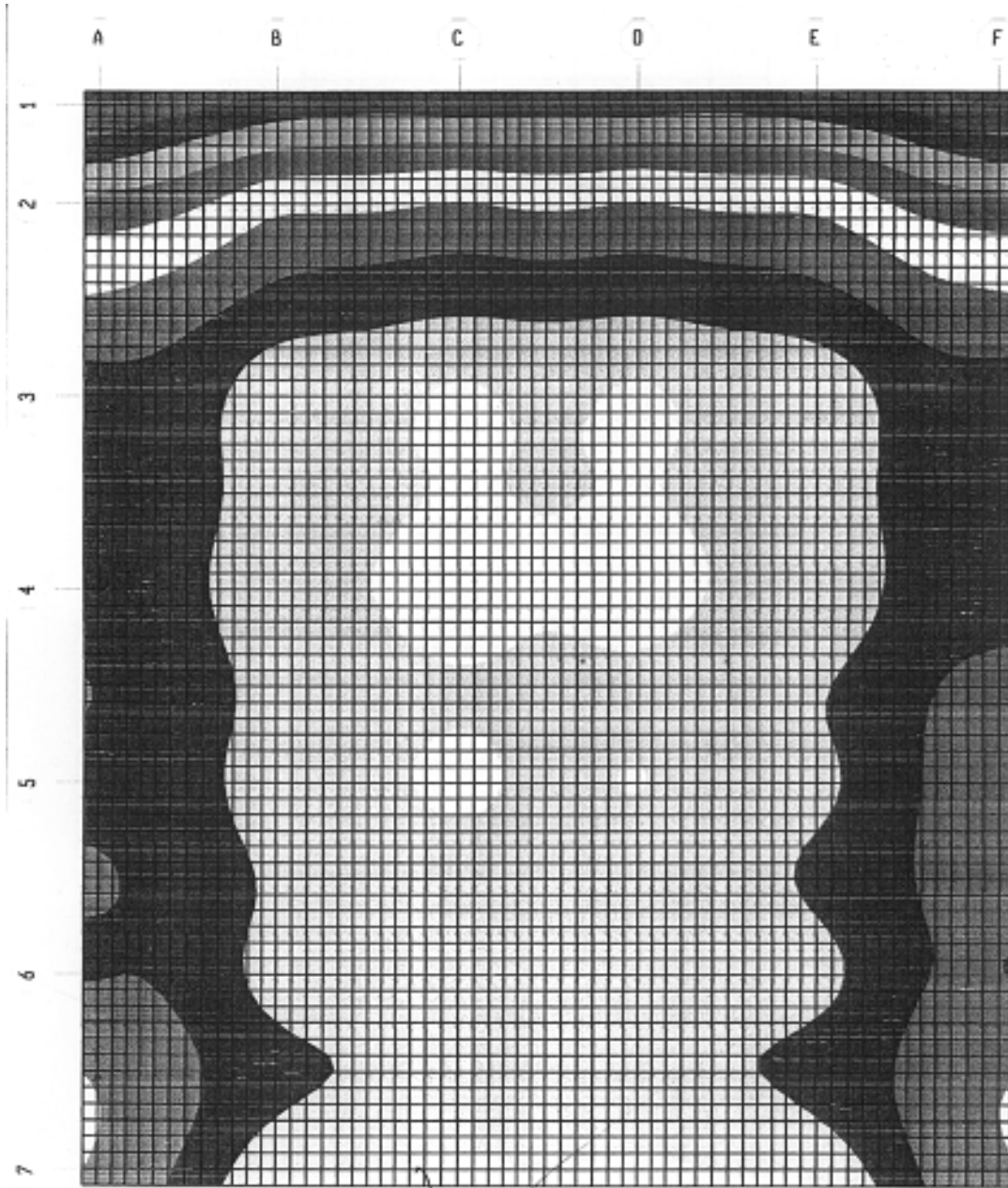
فصل ۱۱: طراحی پی

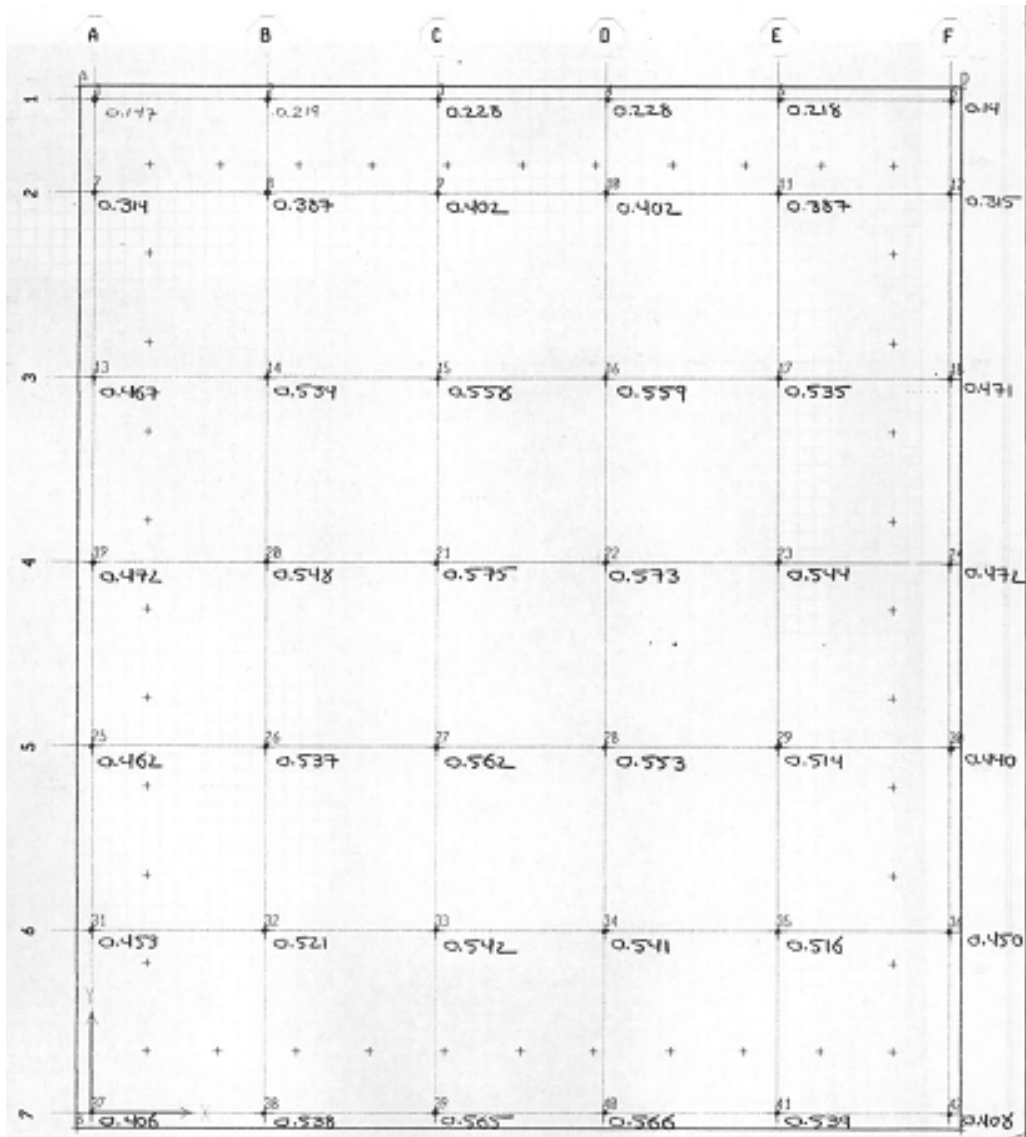
TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	F3	Joint	OutputCase	F3
		Ton			Ton
1	DEAD	15.39	12	DEAD	69.34
	Live	4.00		Live	21.86
	EQX	-5.85		EQX	26.74
	EQY	0.17		EQY	222.60
2	DEAD	26.32	13	DEAD	103.95
	Live	8.43		Live	35.72
	EQX	0.57		EQX	-52.85
	EQY	-0.02		EQY	72.68
3	DEAD	25.93	14	DEAD	155.00
	Live	8.27		Live	70.12
	EQX	-0.04		EQX	7.96
	EQY	0.00		EQY	4.07
4	DEAD	25.93	15	DEAD	155.61
	Live	8.27		Live	70.34
	EQX	0.04		EQX	7.70
	EQY	0.00		EQY	-0.44
5	DEAD	26.32	16	DEAD	155.61
	Live	8.43		Live	70.33
	EQX	-0.57		EQX	-7.70
	EQY	0.02		EQY	-0.28
6	DEAD	15.39	17	DEAD	155.00
	Live	4.00		Live	70.11
	EQX	5.85		EQX	-7.96
	EQY	-0.17		EQY	5.12
7	DEAD	69.40	18	DEAD	103.93
	Live	22.02		Live	35.65
	EQX	-26.74		EQX	52.85
	EQY	188.52		EQY	82.62
8	DEAD	114.14	19	DEAD	104.83
	Live	43.79		Live	35.79
	EQX	1.56		EQX	-74.59
	EQY	2.35		EQY	-257.41
9	DEAD	113.25	20	DEAD	158.07
	Live	43.38		Live	74.63
	EQX	-0.04		EQX	7.92
	EQY	-0.14		EQY	-7.79
10	DEAD	113.25	21	DEAD	156.01
	Live	43.38		Live	77.14
	EQX	0.04		EQX	7.88
	EQY	-0.17		EQY	0.49
11	DEAD	114.13	22	DEAD	156.00
	Live	43.78		Live	77.13
	EQX	-1.56		EQX	-7.88
	EQY	2.89		EQY	0.69

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	F3	Joint	OutputCase	F3
		Ton			Ton
23	DEAD	158.07	33	DEAD	155.63
	Live	74.64		Live	70.34
	EQX	-7.92		EQX	7.67
	EQY	-8.96		EQY	0.46
24	DEAD	104.95	34	DEAD	155.62
	Live	36.11		Live	70.33
	EQX	74.59		EQX	-7.67
	EQY	-306.84		EQY	0.28
25	DEAD	102.38	35	DEAD	155.14
	Live	34.30		Live	70.10
	EQX	-114.42		EQX	-6.62
	EQY	252.25		EQY	-5.22
26	DEAD	155.59	36	DEAD	106.03
	Live	71.40		Live	35.14
	EQX	87.51		EQX	79.67
	EQY	15.37		EQY	-85.19
27	DEAD	154.02	37	DEAD	77.84
	Live	74.59		Live	22.48
	EQX	17.56		EQX	-49.56
	EQY	0.21		EQY	-188.75
28	DEAD	152.24	38	DEAD	130.58
	Live	70.66		Live	44.19
	EQX	-17.56		EQX	2.94
	EQY	-0.01		EQY	-2.97
29	DEAD	149.83	39	DEAD	130.07
	Live	58.84		Live	43.98
	EQX	-87.51		EQX	-1.06
	EQY	16.90		EQY	0.20
30	DEAD	99.21	40	DEAD	130.43
	Live	26.91		Live	44.09
	EQX	114.42		EQX	0.05
	EQY	301.63		EQY	0.29
31	DEAD	106.33	41	DEAD	130.46
	Live	35.88		Live	44.15
	EQX	-79.67		EQX	-1.92
	EQY	-75.11		EQY	-3.74
32	DEAD	155.15	42	DEAD	77.86
	Live	70.12		Live	22.53
	EQX	6.62		EQX	49.54
	EQY	-4.17		EQY	-222.42

۱-۱-۱- حد اکثر تنش خاک زیر پی:

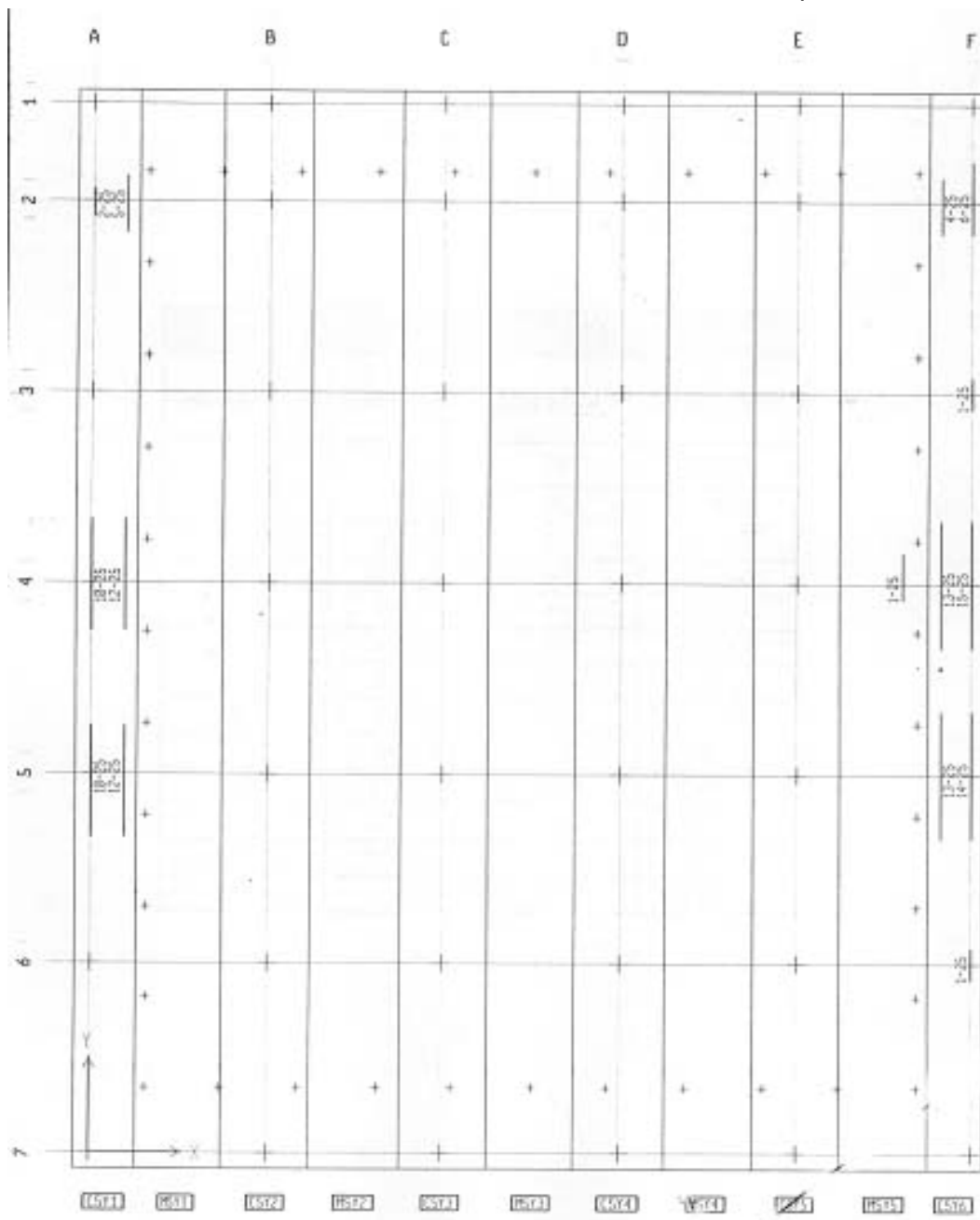
مقاومت خاک : ۱ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع





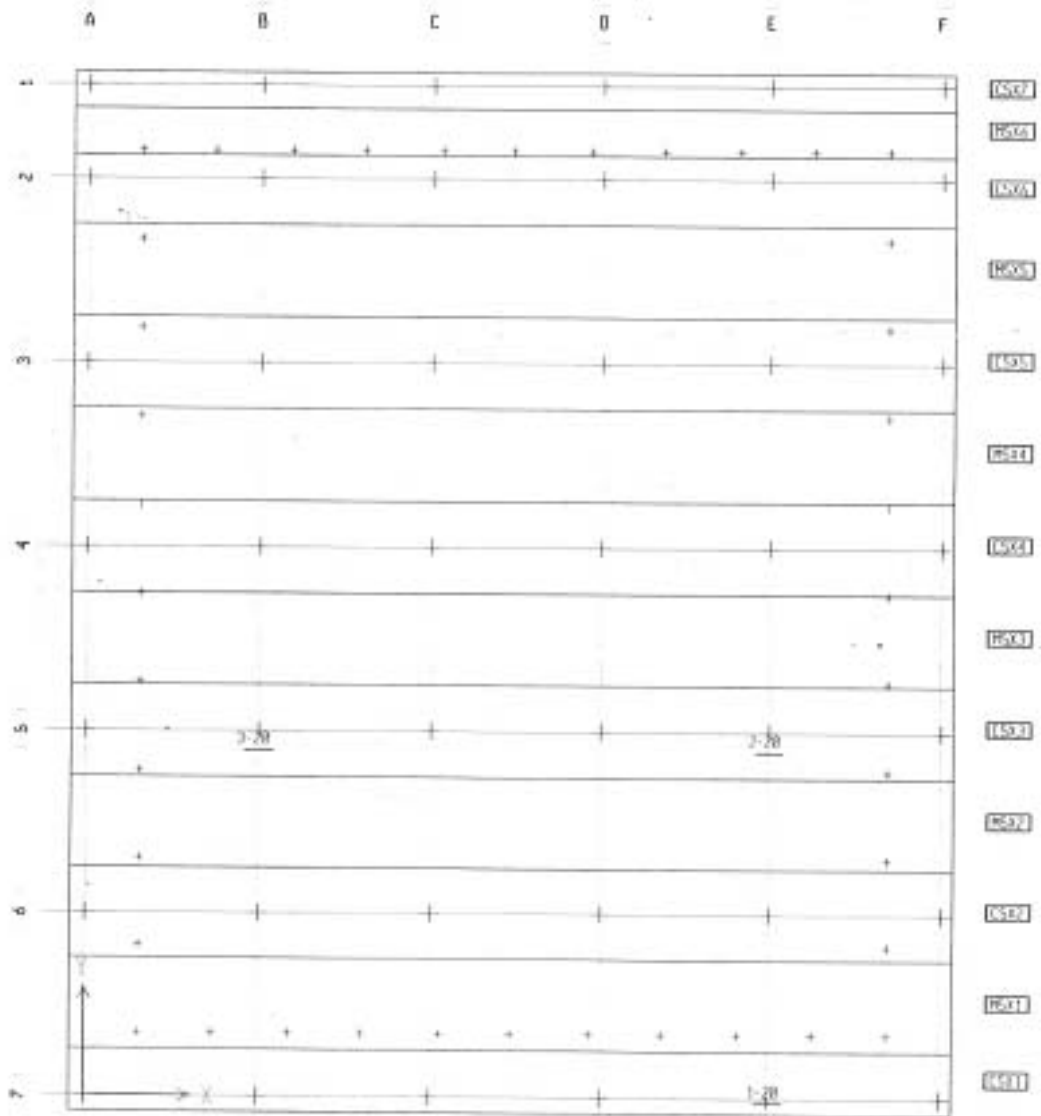
آرماتور گذاری در جهت X:

φ ۲۰ @ ۲۰ CM



آرماتور گذاری در جهت Y:

φ ۲۰ @ ۲۰ CM



X direction		Y direction	
Strip Name	Width(cm)	Strip Name	OutputCase
CSX7	116		
MSX6	150		
CSX6	223	CSY6	178.5
MSX5	296	MSY5	276
CSX5	296	CSY5	276
MSX4	296	MSY4	276
CSX4	296	CSY4	276
MSX3	296	MSY3	276
CSX3	296	CSY3	276
MSX2	296	MSY2	276
CSX2	296	CSY2	276
MSX1	296	MSY1	276
CSX1	198	CSY1	187.5