



# پروژه سازه های فولادی

استاد راهنما:

جناب آقای مهندس اصغری

تهیه کننده:

محمد تقی نظری ۸۹۱۱۶۲۰۹۹

تابان ۹۱

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## مقدمه

پروژه ای که در حال حاضر در خدمت شما عزیزان گرامی قرار گرفته است تقریباً در حدی می‌باشد که می‌تواند نیاز دانشجویان گرامی برای انجام پروژه برطرف کند. این پروژه تقریباً تمام مواردی که امکان دارد استادان گرامی از دانشجویان بخواهند را در بر می‌گیرد. از جمله این موارد می‌توان به مرکز جرم و سختی، کنترل برش پانچ، محاسبه بار باد، کنترل منظم یا غیر منظم ساختمان، توزیع نیروهای برشی و پیچشی در پلان، تحلیل‌های قاب‌ها و ... به طور کامل به صورت دستی اشاره کرد. همچنین در ابتدای هر بخش توضیحاتی در مورد مطالب ارائه شده است تا دانشجویان و مهندسان بیشتر با مطالب آشنایی پیدا کنند. چون بنده برای پیشبرد این پروژه به منابع مختلفی مراجعه کردم و وقت زیادی را از دست دادم لذا تصمیم گرفتم این پروژه را در خدمت شما دوستان گرامی و آینده سازان ایران عزیزمان قرار دهم تا مورد استفاده شما قرار گیرد.

این را می‌دانم در این پروژه حتماً نقص‌هایی وجود دارد از جمله در ضرب و تقسیم ها یا تایپ مطالب امکان دارد اشتباهاتی داشته باشد که در صورت وجود عذرخواهی می‌طلبم.

در انتها خواهش دارم هرگونه اظهارنظر در مورد پروژه اعم از انتقاد یا پیشنهاد یا رفع نقص پروژه پیشنهادات خود را به ایمیل من ارسال نمایید تا در رفع مشکل اقدام نمایم. درضمن هرگونه سوال یا راهنمایی خواستید بنده در خدمت هستم.

پل ارتباطی بنده با شما:

[mn67.nazari@yahoo.com](mailto:mn67.nazari@yahoo.com)

## فهرست

### فصل اول - معرفی و مشخصات پروژه

۷.....	مشخصات معماری
۷.....	مشخصات سازه‌ای
۷.....	ضوابط و آیین نامه‌های طراحی

### فصل دوم - بارهای ثقلی

۹.....	بارگذاری مرده
۱۰.....	سقف
۱۳.....	اسکلت سازه
۱۵.....	دیوار
۲۸.....	بار زنده
۲۸.....	بالکن‌ها
۳۱.....	بار برف
۳۲.....	کنترل برش پانچ

### فصل سوم - توزیع بارهای ثقلی

۳۵.....	سیستم توزیع بارهای ثقلی بین اعضای باربر
۳۷.....	کاهش سربار زنده
۳۸.....	پله
۴۲.....	آسانسور
۴۴.....	محاسبه بار محوری ستون‌ها
۵۶.....	محاسبه بار خطی تیرها

### فصل چهارم - بارهای جانبی

۶۱.....	بار زلزله
۷۲.....	بار باد
۷۷.....	مقایسه بار باد و زلزله
۷۸.....	نیروی قائم ناشی از زلزله

## فصل پنجم - سیستم‌های باربر جانبی

محاسبه مرکز جرم .....	۸۱
کنترل سازه در برابر واژگونی .....	۸۵
سختی سازه .....	۸۶
مرکز سختی .....	۹۲
کنترل منظم بودن ساختمان .....	۹۵
گشتاورهای پیچشی ایجاد شده در طبقه .....	۹۸
توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در پلان .....	۱۰۰

## فصل ششم - تحلیل دستی قاب‌ها

تحلیل یک دهم دهانه .....	۱۰۵
تحلیل پرتال .....	۱۰۹
تحلیل بادبندها .....	۱۱۳

## فصل هفتم - طراحی دستی المان‌ها

طراحی تیر .....	۱۱۶
طراحی ستون .....	۱۲۴
طراحی بادبند .....	۱۴۲
طراحی اتصالات .....	۱۴۹

## فصل هشتم - نتایج و خروجی‌های Etabs & Safe

طراحی سازه با استفاده از برنامه Etabs .....	۱۶۰
اثر $P - \Delta$ .....	۱۶۰
کنترل شاخص پایداری .....	۱۶۰
کنترل $Drift$ .....	۱۶۳
کنترل نسبت تنش خمشی .....	۱۶۶
کنترل برش .....	۱۶۹
طراحی پی با استفاده از نرم افزار Safe .....	۱۷۲

منابع .....	۱۷۳
-------------	-----

# فصل اول

## معرفی و مشخصات پروژه

## مشخصات معماری

ساختمانی که در پروژه مورد نظر طراحی می‌گردد دارای چهار طبقه بر روی پارکینگ در زمینی به مساحت ۲۷۰ متر مربع احداث گردیده است و طبق ضوابط شهرداری تهران طراحی می‌گردد. بنا به ضوابط شهرداری ۶۰٪ از مساحت زمین برای احداث بنا باید مورد استفاده قرار می‌گیرد. هر طبقه از دو واحد تشکیل شده است که مساحت‌های آنان در طبقه اول ۷۱ و ۶۸ مترمربع و در طبقه بعدی به دلیل ایجاد کنسول ۷۱ و ۸۳ متر مربع می‌باشد.

## مشخصات سازه‌ای

سیستم سازه‌ای که برای ساختمان موردنظر طراحی گردیده است در راستای  $X$  از قاب خمشی و در راستای  $Y$  از قاب ساده همراه با مهاربندی همگرای ضربدری استفاده شده است. سقف این سازه از نوع تیرچه بلوک می‌باشد. سازه در شهر تهران ایجاد شده است و کاربری آن مسکونی می‌باشد. همچنین خاک بستر سازه از نوع شماره II می‌باشد.

## ضوابط و آیین نامه‌های طراحی

ضوابطی که برای بارگذاری و بحث نیروهای جانبی مورد استفاده قرار گرفته شده است بنا به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم) می‌باشد. همچنین از مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان برای بحث آسانسور استفاده شده است.

برای طراحی المان‌های سازه‌ای از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است.

مشخصات مصالحی که در این پروژه استفاده شده است، به قرار زیر می‌باشد:

فولاد مصرفی برای پروفیل‌ها از نوع  $ST37$  انتخاب شده است که دارای مشخصات زیر است:

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

همچنین بتنی که دز سقف سازه مورد استفاده قرار گرفته است، دارای  $f_c = 25 \text{ mpa}$  می‌باشد.

# فصل دوم

## بارهای شغلی



## بارگذاری مرده:

بارمرده و یا بار دائمی، آن دسته از بارهایی هستند که در طول عمر سازه، به سازه وارد می‌شوند. این بارها می‌توانند سازه ای و یا غیر سازه ای باشند. از مهمترین مزایای بارهای مرده سازه ای می‌توان به وزن اجزای ساختمان از جمله، اسکلت سازه، دیوارها، سقف ها، راه پله ها و تیغه ها، و از مهمترین بارهای مرده غیر سازه ای می‌توان به وزن لوازم و تاسیسات ثابت از قبیل تجهیزات برقی، گرمایشی و تهویه ای، لوله های شبکه آب و فاضلاب و... اشاره کرد که بایستی وزن آنها حتما در محاسبات لحاظ شوند.

همواره هدف مهندسان طراح این بوده است که سازه ای هرچه ظریف تر و در حال ایمن طراحی نمایند. یکی از عوامل مؤثر در طراحی ظریف به خصوص در مناطق لرزه خیز، وزن سازه می‌باشد. زیرا با افزایش وزن سازه، نیروهای زلزله نیز افزایش می‌یابد.

استفاده از سفال ها در دیوارهای غیر باربر به جای آجرهای فشاری، استفاده از بلوک‌های سفالی و سیمانی در سقف‌ها، استفاده از بلوک‌های یونولیتی به جای بلوک‌های سفالی و سیمانی و یا استفاده از سقفهای کاذب و در حالت کلی استفاده از مصالح سبک با مقاومت زیاد که دارای نسبت وزن به مقاومت پایین می‌باشند، همه روش‌هایی برای کاهش بار مرده ساختمان می‌باشند.

## محاسبه‌ی وزن اجزای ساختمان:

برای محاسبه وزن اجزای ساختمان، حجم قسمت مورد نظر در وزن مخصوص مصالح استفاده شده ، ضرب می‌شود. محاسبه حجم قسمت مورد نظر، از روش های هندسی با در دست بودن جزییات معماری میسر است. وزن مخصوص مصالح نیز در آیین نامه‌ها موجود است. وزن مخصوص اکثر مصالحی که در کارگاه‌های ایران کاربرد زیادی دارند، در پیوست (۶-۱) مبحث ششم مقررات ملی ساختمان آورده شده اند. پیدا کردن حجم بسته به اینکه عضو مورد نظر سازه ای و یا غیر سازه‌ای باشد، متفاوت خواهد بود. وزن کل عضو با جمع وزن تک تک قسمت‌های تشکیل دهنده آن بدست می‌آید.

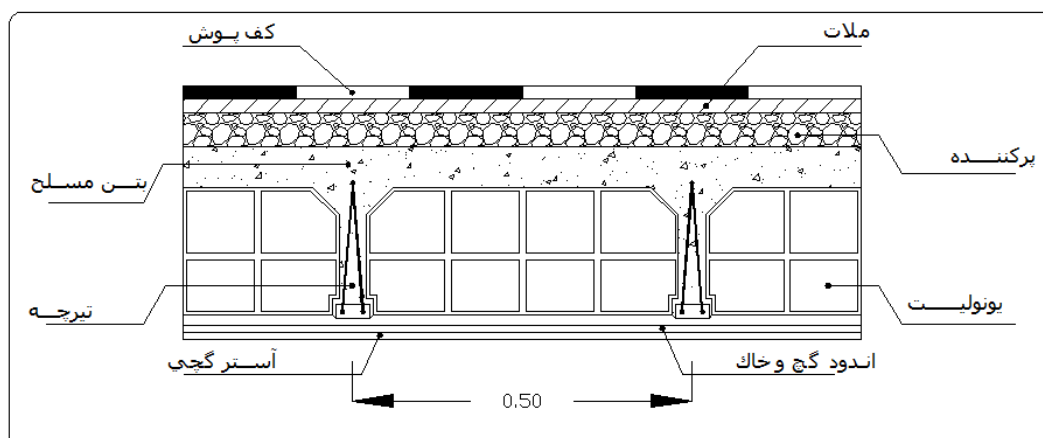
## سقف:

### سقف تیرچه بلوک:

این سقف متشکل از تیرچه‌های بتن مسلح می‌باشد که در امتداد قرار داده می‌شوند و بین دو تیرچه، بلوک سیمانی، سفالی، یونولیتی و یا گچی قرار داده می‌شود.

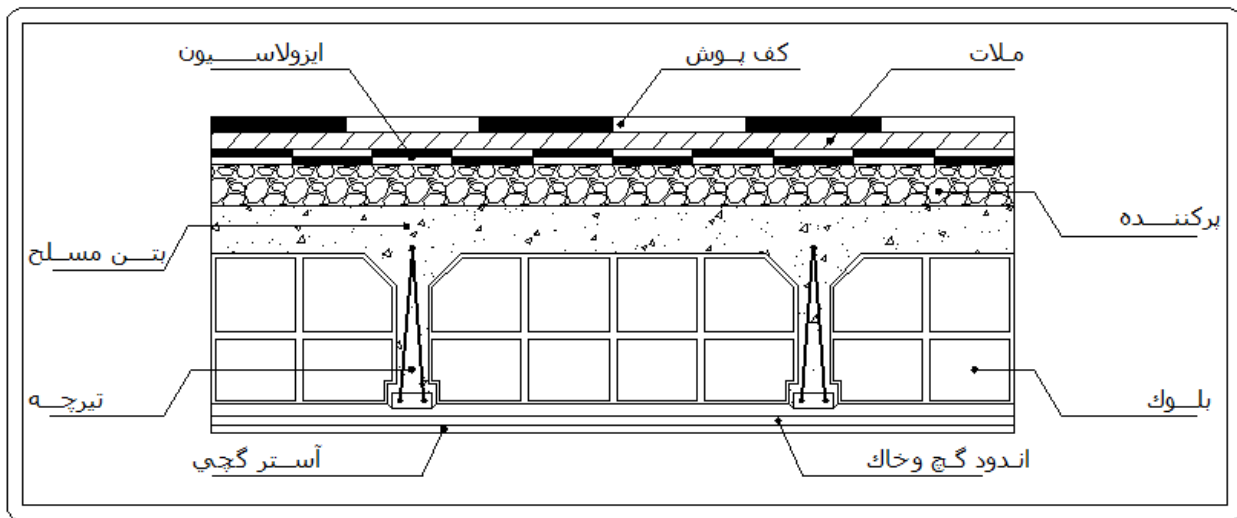
حداقل ضخامت بتن پوشش روی بلوک‌ها بایستی ۵ سانتیمتر باشد و حداقل از میل‌گردهای نمره ۶ به فواصل ۲۵ سانتیمتر در جهت عمود بر تیرچه‌ها استفاده شود. این میل‌گردها از ایجاد ترک‌های حاصل از تغییرات حرارت جلوگیری خواهند کرد. اگر دهانه تیرچه‌ها از ۴ متر تجاوز کند، در جهت عمود بر تیرچه کلافی که حداقل عرض آن ۱۰ سانتیمتر می‌باشد، در نظر گرفته می‌شود. در این کلاف بایستی حداقل از ۲ میلگرد آجدار نمره ۱۰ به طور سرتاسری، یکی در بالا و یکی در پایین استفاده می‌شود.

محاسبه وزن سقف تیرچه بلوک در طبقات در یک متر مربع:



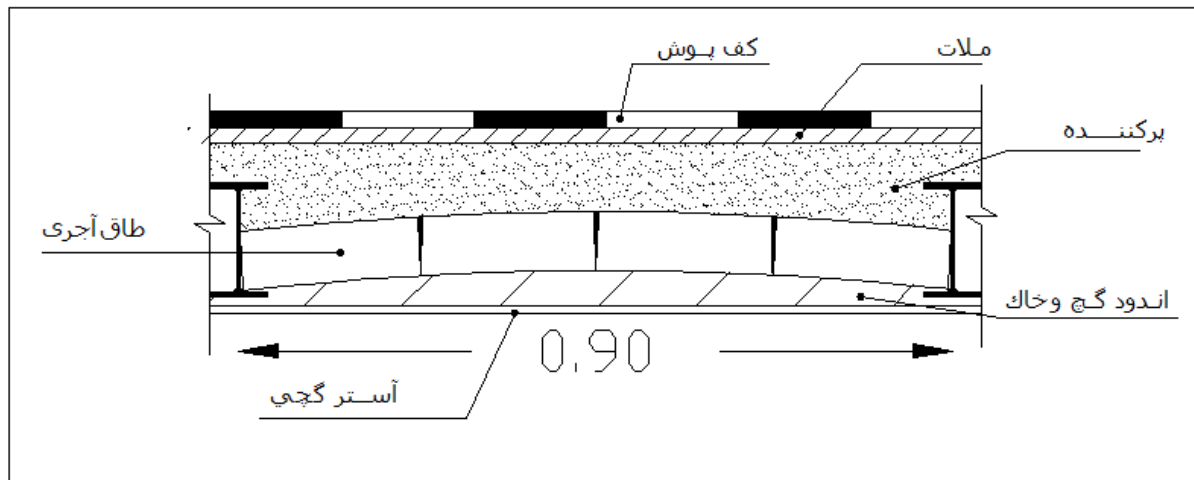
مبالغ مصرفی	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار ( $kg/m^2$ )
سرامیک	۲۱۰۰	۰.۰۰۵	۱	۱۰.۵
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰	۰.۰۵	۱	۶۵
بتن روی تیرچه‌ها	۲۵۰۰	۰.۰۵	۱	۱۲۵
وزن تیرچه‌های موجود در یک متر	۲۵۰۰	$۰.۱ \times ۰.۲$	۲	۱۰۰
بلوک سیمانی	۱۳	-	۱۰	۱۳۰
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰
سفید کاری با ملات گچ	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵
$\Sigma = ۵۲۹.۵ \text{ } kg/m^2$				

محاسبه وزن سقف تیرچه بلوک در بام در یک متر مربع:



مصارف مصرفی	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار ( $kg/m^2$ )
موزائیک سیمانی	۲۲۵۰	۰.۰۲	۱	۴۵
مالات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
قیر و گونی اندود دولا	۱۵			۱۵
بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰	۰.۰۵	۱	۶۵
بتن روی تیرچه‌ها	۲۵۰۰	۰.۰۵	۱	۱۲۵
وزن تیرچه‌های موجود در یک متر	۲۵۰۰	$۰.۱ \times ۰.۲$	۲	۱۰۰
بلوک سیمانی	۱۳	-	۱۰	۱۳۰
مالات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰
سفید کاری با ملات گچ	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵
$\sum = ۵۷۹ \text{ } kg/m^2$				

محاسبه وزن سقف پاگرد در یک متر مربع:



شدت بار ( $kg/m^2$ )	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	مبالغ مصرفی
۱۰.۵	۱	۰.۰۰۵	۲۱۰۰	سرامیک
۵۲.۵	۱	۰.۰۲۵	۲۱۰۰	ملات ماسه و سیمان
۱۳۰	۱	۰.۱	۱۳۰۰	بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان
۱۹۲.۵	۱	۰.۱۱	۱۷۵۰	آجرکاری با ملات گچ و خاک
۳۰	-	-	-	تیر آهن
۵۶	۱	$\frac{۰.۰۲ + ۰.۰۵}{۲} = ۰.۰۳۵$	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\Sigma = ۴۷۸ \text{ } kg/m^2$				

## اسکلت سازه

همانطور که می‌دانیم وزن اسکلت شامل وزن تیر، ستون و مهاربند می‌باشد. با توجه به پلان تیرریزی حدس اولیه از ستون و تیر و مهاربند به شکل زیر می‌باشد:

طبقه	تیر اصلی	تیر فرعی	مهاربند	ستون گوشه	ستون کناری	ستون وسط
پارکینگ و اول	۲ IPE ۱۶	IPE ۲۰	۲ UNP ۱۲	۲ IPE ۲۰	۲ IPE ۲۲	۲ IPE ۲۴
دوم و سوم	۲ IPE ۱۶	IPE ۲۰	۲ UNP ۱۰	۲ IPE ۱۸	۲ IPE ۲۰	۲ IPE ۲۲
چهارم و خرپشته	۲ IPE ۱۶	IPE ۲۰	۲ UNP ۸	۲ IPE ۱۸	۲ IPE ۱۸	۲ IPE ۲۰

### محاسبه وزن اسکلت:

وزن اسکلت سازه که به صورت تقریبی محاسبه می‌شود، معمولاً به صورت بار گسترده در واحد سطح در نظر گرفته شده و در سقف همان طبقه اعمال می‌گردد.

جزئیات محاسبه وزن تیرها به شرح زیر است:

سقف طبقه	طول تیر اصلی (m) ۲ IPE ۱۶	وزن (kgf/m)	طول تیر فرعی (m) IPE ۲۰	وزن (kgf/m)	وزن کل (ton)
پارکینگ	$2 \times \{(4 \times 11) + 2 + 9.5\}$	۱۵.۸	$(2 \times 14.7) + 13.2 + 2.6 + 2.1$	۲۲.۴۰	۲.۸۱۳
۱ و ۲ و ۳ و ۴ (بام)	$2 \times \{(4 \times 11.90) + 2 + 11 + 0.80\}$	۱۵.۸	$(2 \times 14.7) + 13.2 + 2.6 + 2.1 + 11.9$	۲۲.۴۰	۳.۲۶۶
خرپشته	$2 \times 7.8$	۱۵.۸	$3 \times 2.8$	۲۲.۴۰	۰.۴۳۴

جزئیات محاسبه وزن مهاربندها به شرح زیر است:

طبقه	طول مهاربند (m)	تعداد	وزن (kgf/m)	وزن کل (ton)
پارکینگ (زیرزمین) و اول	$\sqrt{5.1^2 + 3^2} = 5.91$	۸	۱۳.۴	۰.۶۳۳
دوم و سوم	$\sqrt{5.1^2 + 3^2} = 5.91$	۸	۱۰.۶	۰.۵۰۱
چهارم	$\sqrt{5.1^2 + 3^2} = 5.91$	۸	۸.۶۴	۰.۴۰۸

جزئیات محاسبه وزن ستون‌ها به شرح زیر است:

طبقه	طول ستون گوشه	وزن (kgf/m)	طول ستون کناری	وزن (kgf/m)	طول ستون وسطی	وزن (kgf/m)	وزن کل (ton)
پارکینگ و اول	$2 \times 5 \times 3.24$	۲۲.۴	$2 \times 8 \times 3.24$	۲۶.۲	$2 \times 3 \times 3.24$	۳۰.۷	۲.۶۸
دوم و سوم	$2 \times 5 \times 3.24$	۱۸.۸	$2 \times 8 \times 3.24$	۲۲.۴	$2 \times 3 \times 3.24$	۲۶.۲	۲.۲۸
چهارم	$2 \times 5 \times 3.24$	۱۸.۸	$2 \times 8 \times 3.24$	۱۸.۸	$2 \times 3 \times 3.24$	۲۲.۴	۲.۰۲
خرپشته	$2 \times 4 \times 2.7$	۱۸.۸					۰.۴۰۶

## وزن کل:

- ❖ محاسبه وزن اسکلت هر طبقه، بدین صورت خواهد بود که تمام المان‌هایی که از بالا و پایین به سقف طبقه مورد نظر متصل هستند، بایستی در نظر گرفته شوند. یعنی باید نصف ارتفاع ستون‌های طبقه بالا و نصف ارتفاع ستون‌های طبقه پایین سقف مربوطه در محاسبات دخیل گردند.
- ❖ مقادیر بدست آمده را به علت در نظر نگرفتن وزن اتصالات، ۲۰٪ باید افزایش داد.

وزن واحد سطح ( $ton/m^2$ )	وزن کل با احتساب ۲۰٪ اضافه وزن اتصالات (ton)	وزن بادبند	وزن تیر	وزن ستون	سقف طبقه
۰.۰۵	۷.۲۷	$\frac{۰.۶۳۳}{۲} + \frac{۰.۶۳۳}{۲}$	۲.۸۱۳	$\frac{۲.۶۸}{۲} + \frac{۲.۶۸}{۲}$	پارکینگ
۰.۰۴۸	۷.۴۹۲	$\frac{۰.۶۳۳}{۲} + \frac{۰.۵۰۱}{۲}$	۳.۲۶۶	$\frac{۲.۶۸}{۲} + \frac{۲.۲۸}{۲}$	۱
۰.۰۴۶	۷.۱۸۲	$\frac{۰.۵۰۱}{۲} + \frac{۰.۵۰۱}{۲}$	۳.۲۶۶	$\frac{۲.۲۸}{۲} + \frac{۲.۲۸}{۲}$	۲
۰.۰۴۵	۶.۹۷۷	$\frac{۰.۵۰۱}{۲} + \frac{۰.۴۰۸}{۲}$	۳.۲۶۶	$\frac{۲.۲۸}{۲} + \frac{۲.۰۲}{۲}$	۳
۰.۰۳۵	۵.۵۸۹	$\frac{۰.۴۰۸}{۲}$	۳.۲۶۶	$\frac{۲.۰۲}{۲} + \frac{۰.۴۰۶}{۲}$	۴ (بام)
۰.۰۴	۰.۶۷۳	۰	۰.۳۵۸	$\frac{۰.۴۰۶}{۲}$	۵ (خرپشته)

## دیوار

دیوارها دو دسته هستند:

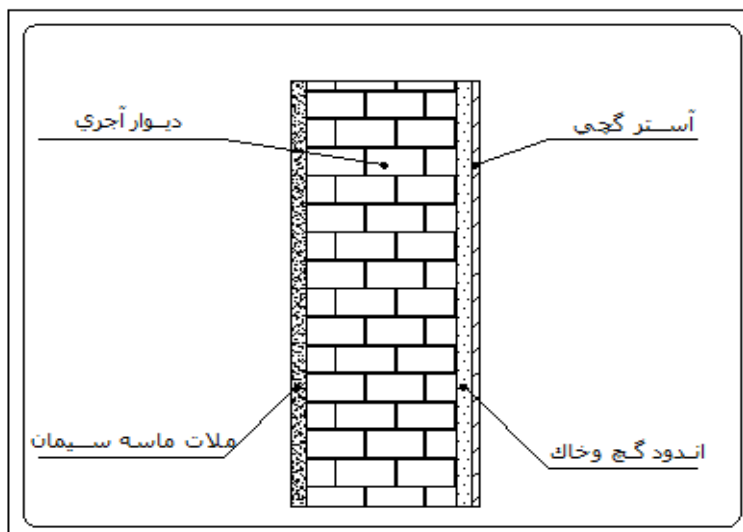
۱- دیوارهای محیطی ۲- تیغه ها

### ۱- دیوارهای محیطی:

این دیوارها فضای خارجی ساختمان را از فضای داخلی ساختمان جدا می‌کنند و چون به عنوان عایق حرارتی، رطوبتی و صوتی در نظر گرفته می‌شوند، حداقل ضخامت آنها باید ۲۰ سانتیمتر باشد. طبق آیین نامه بار دیوارهای پیرامونی بایستی در محل قرارگیری آن به صورت بار خطی بر روی تیر زیر آن قرار گیرد.

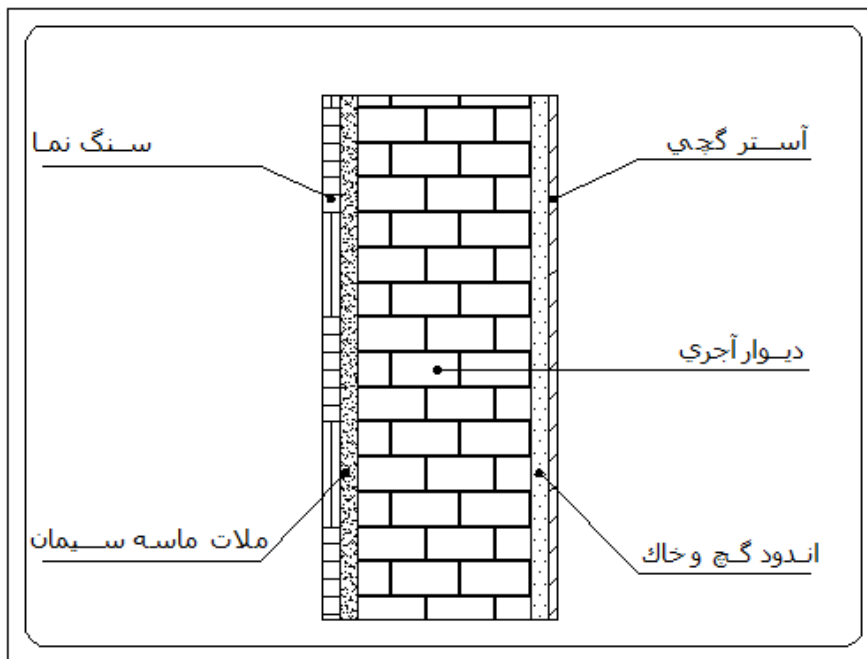
محاسبه بار انواع دیوارهای محیطی

دیوارهای محیطی بدون نما:



مبالغ مصرفی	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار ( $kg/m^2$ )
ملاط ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۳	۱	۶۳
آجرکاری با آجر مجوف و ملاط ماسه وسیمان	۸۵۰	۰.۲	۱	۱۷۰
ملاط گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰
سفید کاری با ملاط گچ	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵
$\sum = ۲۷۹.۵ \text{ } kg/m^2$				

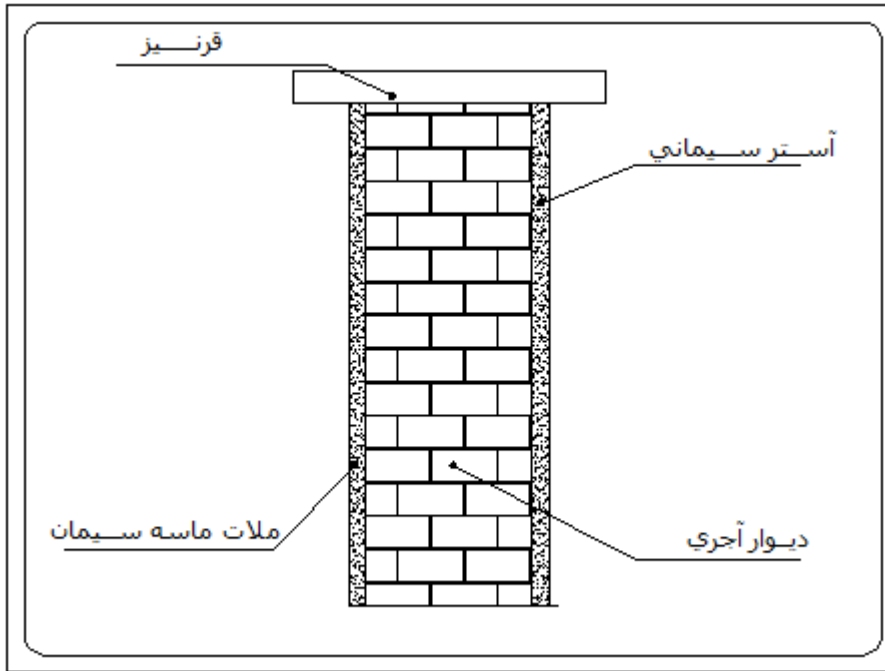
دیوارهای محیطی نمادار:



شدت بار ( $kg/m^2$ )	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	مصارف مصرفی
۶۰	۱	۰.۰۲۵	۲۴۰۰	سنگ تراورتن
۸۴	۱	۰.۰۴	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۱۷۰	۱	۰.۲	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۴۰	۱	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۳۶۰.۵ \text{ } kg/m^2$				

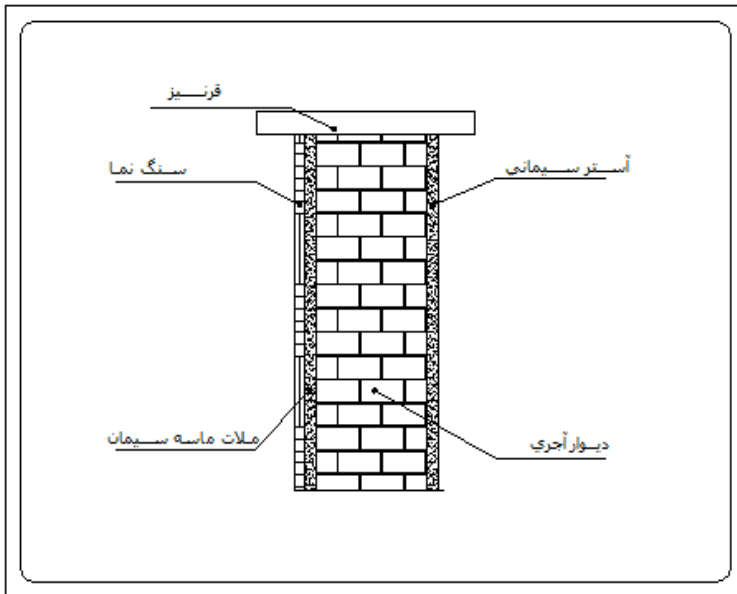


دیوار جان پناه بدون نما:



مبالغ مصرفی	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	ضخامت (m)	ارتفاع (m)	تعداد	شدت بار $kgf/m$
قرنیز از سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۰.۳	۰.۰۵	۱	۳۶
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۰.۸	۲	۶۷.۲
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	۸۵۰	۰.۲	۰.۸	۱	۱۳۶
$\sum = ۲۳۹.۲ \text{ } kgf/m$					

دیوار جان پناه نمادار:

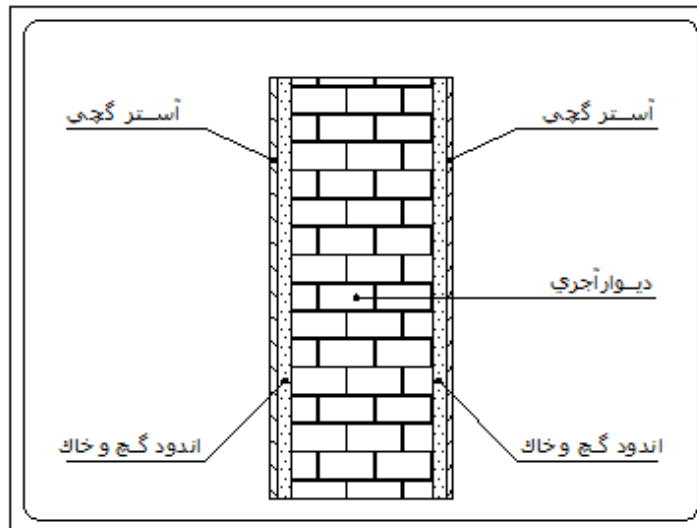


مبالغ مصرفی	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	ضخامت (m)	ارتفاع (m)	تعداد	شدت بار ( $kgf/m$ )
قرنیز از سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۰.۳	۰.۰۵	۱	۳۶
سنگ نما از تراورتن	۲۴۰۰	۰.۰۲۵	۰.۸	۱	۴۸
مالات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۴	۰.۸	۱	۶۷.۲
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	۸۵۰	۰.۲	۰.۸	۱	۱۳۶
مالات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۰.۸	۱	۳۳.۶
$\sum = ۳۲۰.۸ \text{ } kgf/m$					

دیوار جان پناه بدون نما برای خرپشته:

مبالغ مصرفی	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	ضخامت (m)	ارتفاع (m)	تعداد	شدت بار ( $kgf/m$ )
قرنیز از سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۰.۳	۰.۰۵	۱	۳۶
مالات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۰.۳	۲	۲۵.۲
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	۸۵۰	۰.۲	۰.۳	۱	۵۱
$\sum = ۱۱۲.۲ \text{ } kgf/m$					

دیوار اطراف راه پله:



شدت بار ( $kg/m^2$ )	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	مصالح مصرفی
۱۷۰	۱	۰.۲	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۸۰	۲	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۱۳	۲	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۲۶۳ \text{ } kg/m^2$				

محاسبه بار خطی دیوارهای محیطی

❖ دیوارهای پیرامونی دارای درصد قابل توجهی بازشو به دلیل قرار گرفتن در نمای ساختمان دارند. بنابراین اگر ارتفاع خالص دیوار را برابر  $h_n$  باشد و بار معادل گسترده خطی دیواری که بر روی تیر زیر آن قرار می‌گیرد  $q$  باشد:

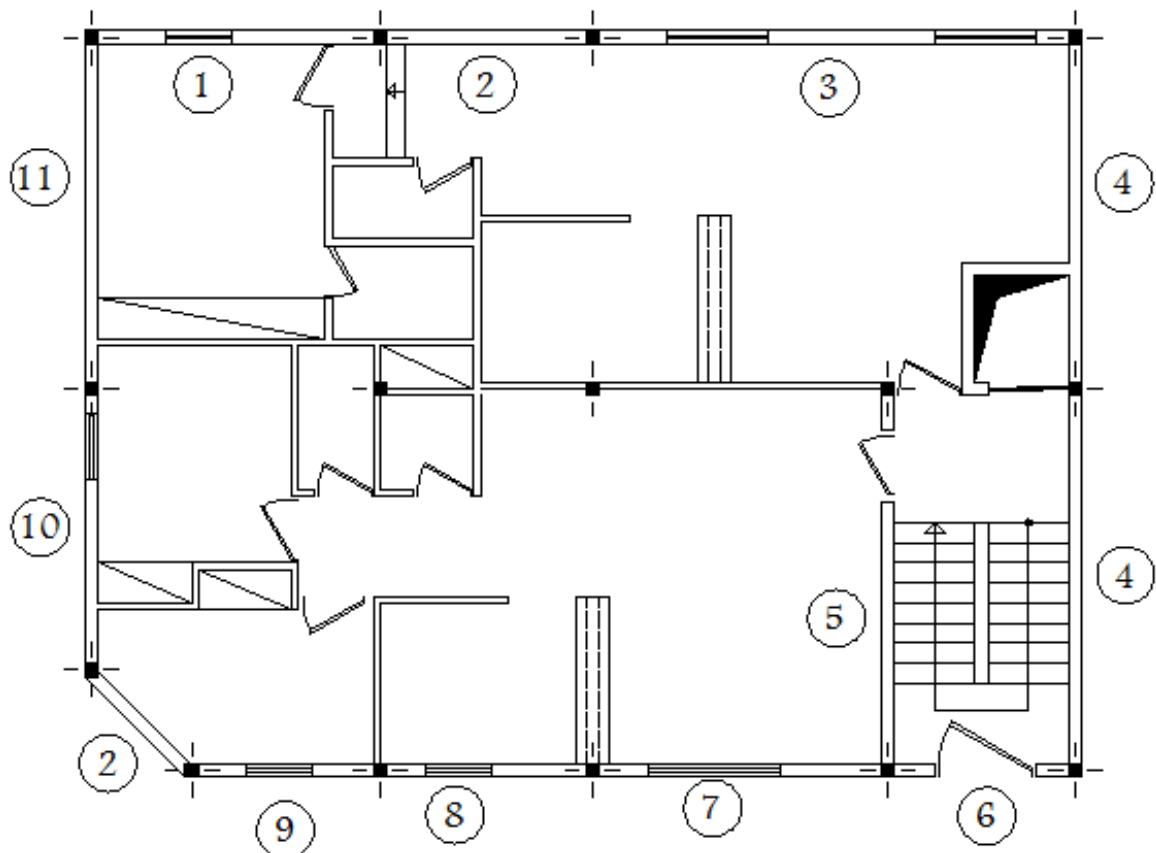
$$q = h_n \times (\text{نسبت بازشو} - ۱) \times (\text{وزن واحد سطح دیوار})$$

$$\text{نسبت بازشو} = \frac{\text{مساحت پنجره}}{\text{مساحت دیوار}}$$

❖ بارگسترده خطی است اما یکنواخت نمی‌باشد و به صورت پلکانی در زیر بازشوها شدت بار کاهش می‌یابد. اما چون ممکن است محل اجرای پنجره دقیق نباشد به همین دلیل  $q$  را یکنواخت فرض می‌کنیم.

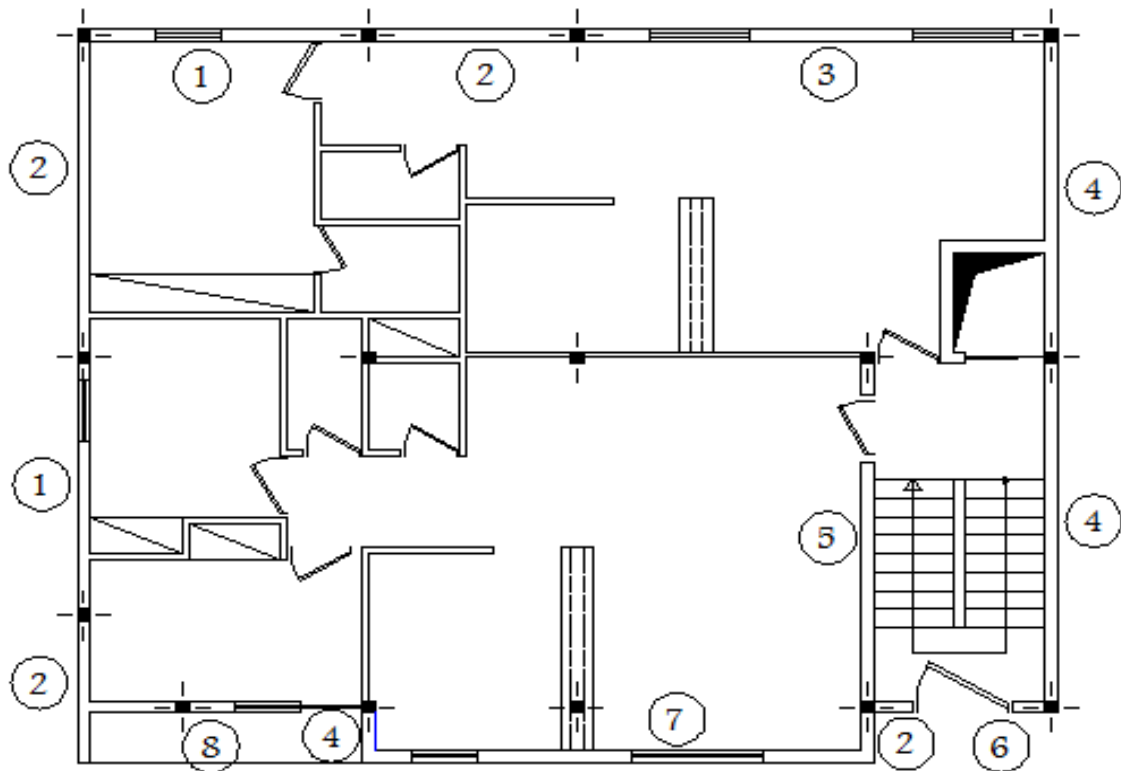
❖ برای فهم بیشتر در پلان کنار هر دیوار شماره گذاری شده است تا در جدول نسبت به موقعیت دیوار بار آن حساب شده است.

بار خطی طبقه اول:



موقعیت دیوار	نوع دیوار	ارتفاع (m)	نسبت بازشو	وزن واحد سطح ( $kg/m^2$ )	بار معادل خطی ( $ton/m$ )
۱	محیطی نمادار	۲.۵۸	۰.۱۱	۳۶۰.۵	۰.۸۲۴
۲	محیطی نمادار	۲.۹۴	ندارد	۳۶۰.۵	۱.۰۶
۳	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱۴	۳۶۰.۵	۰.۹۰۵
۴	محیطی بدون نما	۲.۹۴	ندارد	۲۷۹.۵	۰.۸۲۱
۵	راه پله	۲.۹۴	۰.۱۷	۲۶۳	۰.۶۴۱
۶	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۵۱	۳۶۰.۵	۰.۵۱۹
۷	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱۹	۳۶۰.۵	۰.۸۵۸
۸	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱۳	۳۶۰.۵	۰.۹۱۵
۹	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱۵	۳۶۰.۵	۰.۸۹۳
۱۰	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱	۳۶۰.۵	۰.۹۵۱
۱۱	محیطی نمادار	۲.۵۸	ندارد	۳۶۰.۵	۰.۹۳

بار خطی طبقات:



موقعیت دیوار	نوع دیوار	ارتفاع (m)	نسبت بازشو	وزن واحد سطح ( $kg/m^2$ )	بار معادل خطی ( $ton/m$ )
۱	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱	۳۶۰.۵	۰.۹۵۱
۲	محیطی نمادار	۲.۹۴	ندارد	۳۶۰.۵	۱.۰۶
۳	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱۴	۳۶۰.۵	۰.۹۰۵
۴	محیطی بدون نما	۲.۹۴	ندارد	۲۷۹.۵	۰.۸۲۱
۵	راه پله	۲.۹۴	۰.۱۷	۲۶۳	۰.۶۴۱
۶	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۵۱	۳۶۰.۵	۰.۵۱۹
۷	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۱۶	۳۶۰.۵	۰.۸۸۴
۸	محیطی نمادار	۲.۹۴	۰.۴۸	۳۶۰.۵	۰.۵۵۵

## ۲- تیغه ها:

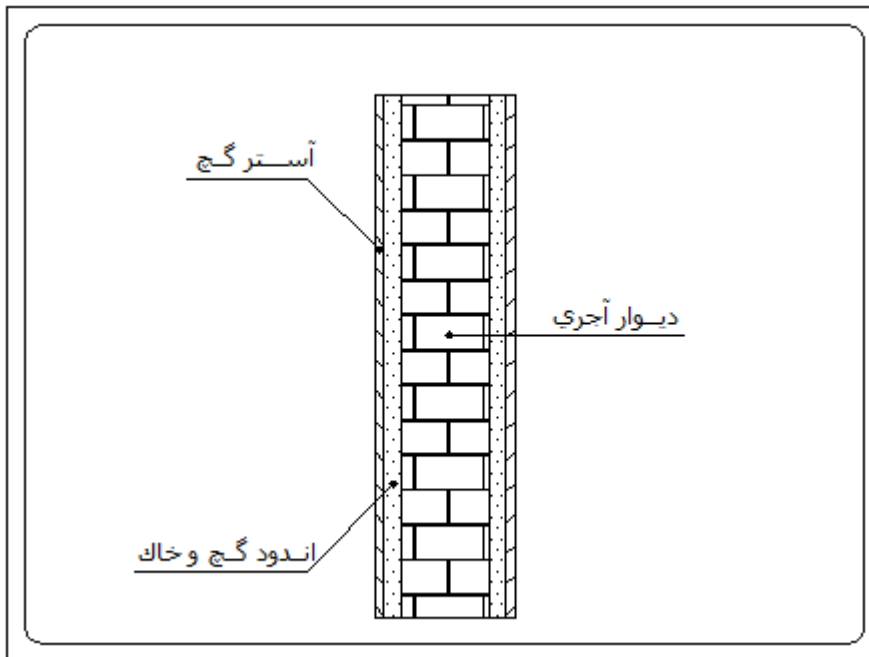
دیوارهای تیغه بندی به صورت ۱۰ الی ۱۵ سانتیمتر اجرا می‌شوند که ممکن است از بلوک‌های گچی، بلوک‌های سفالی و یا آجر فشاری در ساختن آن‌ها استفاده شده باشد. با توجه به اینکه تیغه بندی ساختمان در زمان بهره‌برداری ممکن است دچار تغییر گردد لذا اعمال بار تیغه در محل خود امری توجیه پذیر نمی‌باشد و در محاسبات از بار معادل سطحی تیغه‌ها (بار معادل تیغه بندی) استفاده می‌شود در محاسبات مربوط به تیغه‌ها وزن یک متر مربع از تیغه مطابق جزئیات معماری محاسبه می‌گردد، سپس این وزن در ارتفاع خالص دیوار و طول کل تیغه ضرب می‌گردد تا وزن کل تیغه بدست آید و در نهایت وزن کل تیغه بر مساحت مفید ساختمان (مساحت مفید) تقسیم می‌گردد تا بار معادل سطحی (بار معادل تیغه بندی) بدست آید.

منظور از مساحت مفید جاهایی است که احتمال قرار گرفتن دیوار در آنجا وجود دارد. در محاسبه مساحت مفید ساختمان مساحت پله، آسانسور، پاسیو و... کسر می‌گردد.

ارتفاع خالص دیوارها به دو صورت محاسبه می‌گردد، یک دسته از دیوارهای داخلی که در زیر تیرها قرار می‌گیرند، به علت وجود آویز در تیرها ارتفاع خالص دیوار کمتر می‌شود. اما دسته دیگر از دیوارها که در زیر تیر قرار نمی‌گیرند ارتفاع خالص آن‌ها تا زیر سقف ادامه دارد و در واقع ارتفاع خالص این دسته از دیوارها نسبت به حالت قبل بیشتر است.

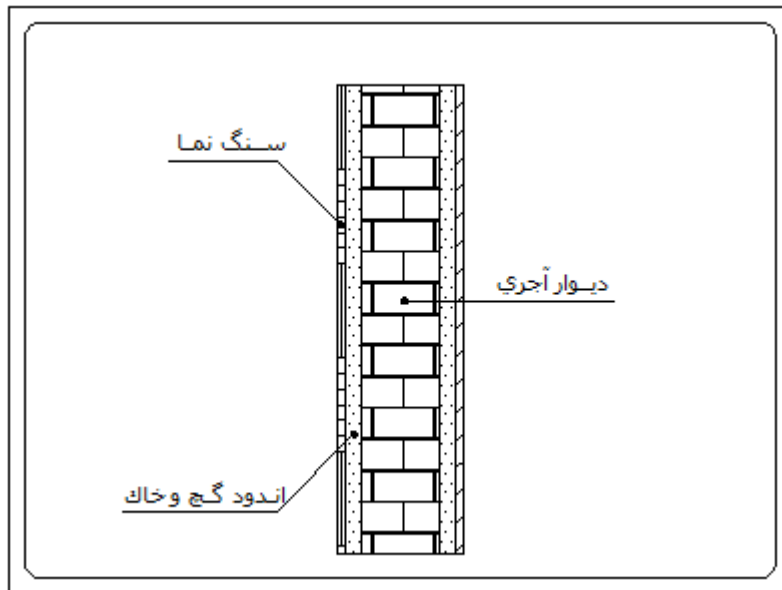
طبق مقررات مبحث ششم، اگر وزن یک مترمربع سطح تیغه کمتر از ۲۷۵ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد می‌توان به جای بار گسترده خطی حاصل از تیغه، یک بار گسترده سطحی برای کف در نظر گرفت که آن را سربار معادل تیغه بندی می‌نامند. اگر وزن یک مترمربع سطح تیغه بیشتر از ۲۷۵ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد، باید بار آنها را در محل واقعی خود اعمال شود و همچنین بایستی اثر آن در طراحی المان‌های کف طبقه در نظر گرفت. در هر حال در ساختمان‌هایی که بار زنده آن‌ها کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم نیرو بر مترمربع باشد، نباید سربار معادل تیغه بندی کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع اختیار شود. این مقدار حداقل برای این در نظر گرفته می‌شود که ممکن است در طول عمر ساختمان جای تیغه‌ها تغییر یافته و یا حتی اضافه شود. اگر در ساختمان‌هایی از تیغه‌های سبک مانند دیوارهای ساندویچی و یا هر نوع دیوار از مصالح سبک که وزن آن کمتر از ۴۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد استفاده شود، می‌توان مقدار حداقل سربار معادل تیغه بندی را به ۵۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع کاهش داد.

محاسبه بار مرده تیغه‌ها:



شدت بار ( $kg/m^2$ )	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	مصلح مصرفی
۸۵	۱	۰.۱	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۸۰	۲	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۱۳	۲	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۱۷۸ \text{ } kg/m^2$				

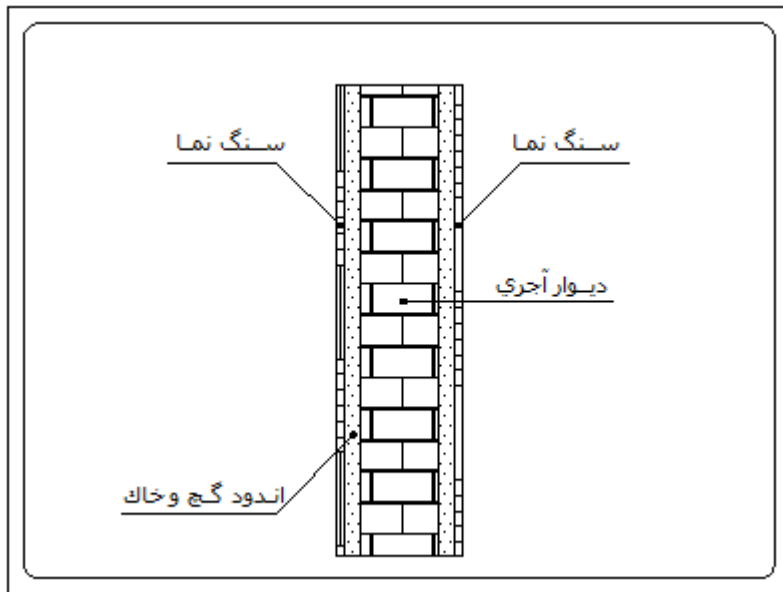
دیوار تیغه یک طرف به سمت سرویس:



شدت بار ( $kg/m^2$ )	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	مصلح مصرفی
۸۵	۱	۰.۱	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۴۲	۱	۰.۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۳۴	۱	۰.۰۲	۱۷۰۰	کاشی سرامیک دیواری
۴۰	۱	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۲۰۷.۵ \text{ } kg/m^2$				

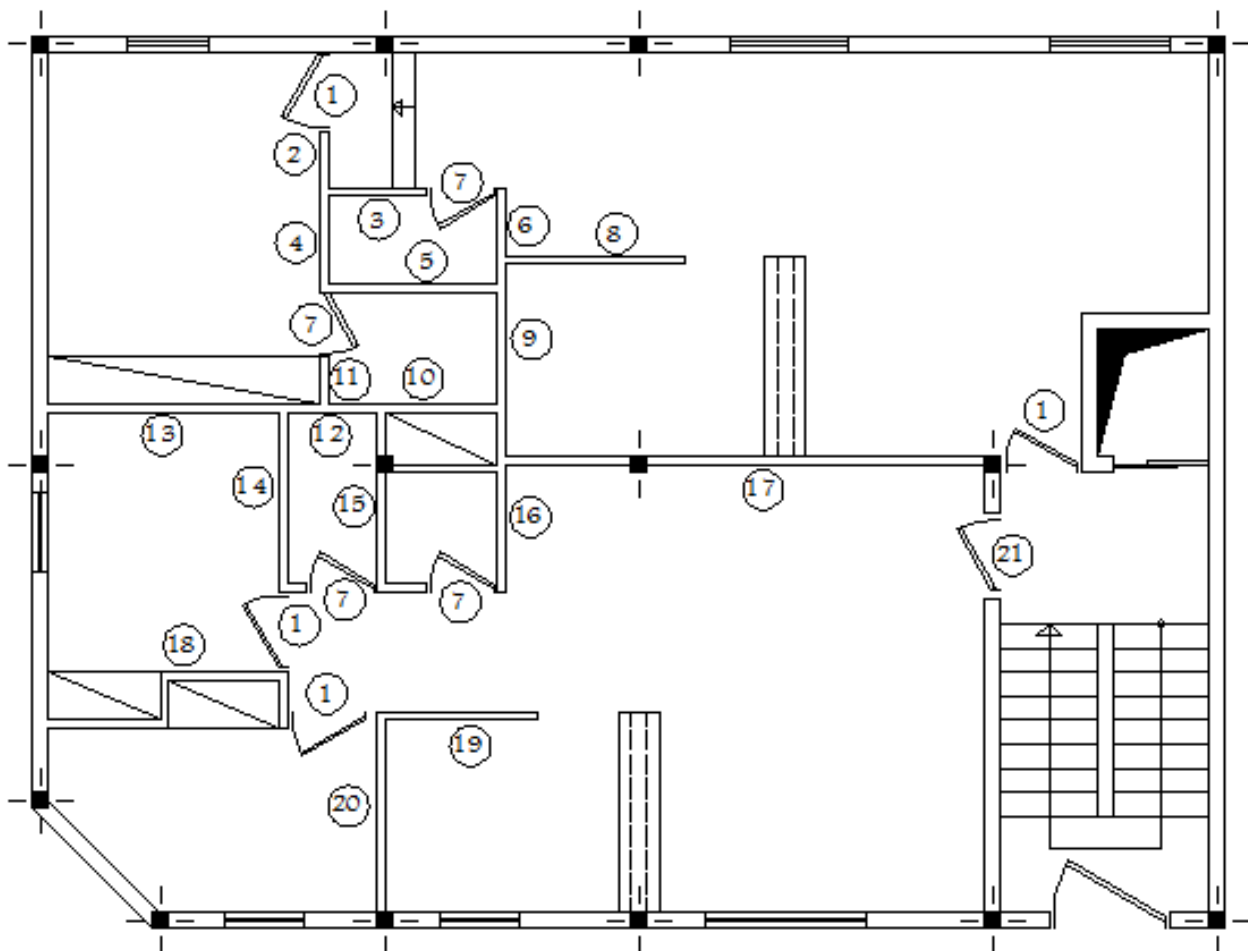


دیوار تیغه دو طرف سرویس:



شدت بار ( $kg/m^2$ )	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	مصالح مصرفی
۸۵	۱	۰.۱	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۸۴	۲	۰.۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۶۸	۲	۰.۰۲	۱۷۰۰	کاشی سرامیک دیواری
$\sum = ۲۳۷.۵ \text{ } kg/m^2$				

❖ برای محاسبه بار معادل سطحی می‌توان طول دیوارهای مشابه همدیگر را جمع کرد و در نهایت در ارتفاع و وزن واحد سطح ضرب نمود ولی برای فهم بیشتر در پلان کنار هر تیغه دیوار شماره گذاری شده است تا در جدول نسبت به موقعیت دیوار بار آن حساب شده است.



محاسبه بار معادل سطحی حاصل از تیغه‌ها:

موقعیت دیوار	نوع دیوار	تعداد	طول ( $m^2$ )	ارتفاع ( $m$ )	وزن واحد سطح ( $kg/m^2$ )	وزن کل ( $ton$ )
۱	تیغه	۳	۱	۰.۵۴	۱۷۸	۰.۲۸۸
۲	تیغه	۱	۰.۷	۲.۵۸	۱۷۸	۰.۳۲۱
۳	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۲۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۰.۷۳۲
۴	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۱۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۰.۶۷۱
۵	تیغه دو طرف سرویس	۱	۲.۱	۲.۹۴	۲۳۷.۵	۱.۴۶۶
۶	تیغه یک طرف سرویس	۱	۰.۹۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۰.۵۵
۷	تیغه یک طرف سرویس	۴	۰.۹	۰.۷۴	۲۰۷.۵	۰.۵۲۲
۸	تیغه	۱	۲.۲۰	۲.۹۴	۱۷۸	۱.۱۵۱
۹	تیغه یک طرف سرویس	۱	۲.۴۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۱.۴۶۴
۱۰	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۴۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۰.۸۵۴
۱۱	تیغه یک طرف سرویس	۱	۰.۹۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۰.۵۵
۱۲	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۱۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۰.۶۷۱
۱۳	تیغه	۱	۲.۹	۲.۵۸	۱۷۸	۱.۳۳۱
۱۴	تیغه	۱	۲.۵۰	۲.۹۴	۱۷۸	۱.۳۰۸
۱۵	تیغه دو طرف سرویس	۱	۲.۳	۲.۹۴	۲۳۷.۵	۱.۶۰۵
۱۶	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۶۰	۲.۹۴	۲۰۷.۵	۱.۱۱۷
۱۷	تیغه	۱	۶	۲.۹۴	۱۷۸	۳.۱۳۹
۱۸	تیغه	۱	۴.۲	۲.۹۴	۱۷۸	۲.۱۹۷
۱۹	تیغه	۱	۱.۹	۲.۹۴	۱۷۸	۰.۹۹۴
۲۰	تیغه	۱	۲.۵	۲.۹۴	۱۷۸	۱.۳۰۸
۲۱	تیغه	۲	۱.۲	۲.۹۴	۱۷۸	۰.۶۲۷

$$\sum = ۲۲.۳۰ \text{ ton}$$

$$\text{بار معادل سطحی طبقه اول} = \frac{۲۲.۳۰}{۱۴۴.۸۱۵} = ۰.۱۵۳ \text{ ton}/m^2$$

$$\text{بار معادل سطحی طبقات} = \frac{۲۲.۳۰}{۱۵۵.۶۲} = ۰.۱۴۳ \text{ ton}/m^2$$

## بار زنده

بار زنده یا غیر دائمی و یا در حالت کلی «سربار» به بارهایی اطلاق می‌شود که در اثر بهره برداری از ساختمان به آن وارد می‌شود و بر خلاف بار مرده، متغیر بوده و محل دقیق اعمال آن غیر قابل پیش بینی است. البته بار برف، زلزله، باد و... جزو این گروه قرار نمی‌گیرد. کلاً بارهای زنده به دو دسته تقسیم می‌شوند:

- ۱- بارهای زنده استاتیکی: به بارهایی می‌گویند که در اثر وزن اسباب و اثاثیه و افراد در طول مدت بهره‌برداری از ساختمان به آن اثر می‌کند و ممکن است موقعیت قرار گیری آن‌ها در طول عمر ساختمان به دفعات عوض شود و به طوری که اثر انرژی جنبشی قابل صرفه نظر کردن است.
- ۲- بارهای زنده ضربه‌ای: سربراهایی که سرعت حرکت آن‌ها قابل توجه بوده و اثر انرژی جنبشی آن‌ها بر ساختمان نیز قابل توجه است.

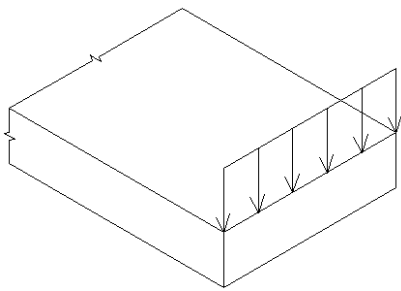
مقادیر سربار کف‌ها با توجه به نوع کاربری ساختمان، بسته به اینکه آیا کف مورد نظر، محل تجمع افراد خواهد بود یا نه و یا برحسب تجهیزاتی که به کار برده خواهند شد، تعیین می‌شود. این مقادیر در مبحث ششم که بر حسب آمار و احتمالات تعیین گردیده است که برای ساختمان‌های مسکونی به قرار زیر است:

نوع کاربری کف‌ها	بارگسترده ( $kg/m^2$ )
بام‌های شیب دار با پوشش سبک با شیب کمتر از ۱۰ درجه	-
بام‌های شیب دار با پوشش سبک با شیب بیشتر از ۱۰ درجه	۵۰
بام‌های تخت و یا با شیب کم که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی‌گیرد	۱۵۰
راهروهای اصلی و پلکان‌ها که در معرض رفت و آمد و تجمع کم باشد، نظیر راهروهای اصلی ساختمان‌های مسکونی و اداری	۳۵۰
موتورخانه‌ها	۷۵۰
اتاق‌ها و راهروهای خصوصی و سرویس‌ها	۲۰۰
انبارها	۵۰۰

سربار بالکن‌ها:

سربار کف بالکن‌های طره‌ای مطابق زیر تعیین می‌شود:

$$\max \text{ بار زنده کف بالکن طره ای} = \begin{cases} \text{بار کف اتاق‌هایی که به آن‌ها متصل می‌باشند} \\ \text{(در صورتی که محل تجمع باشند) } ۵۰۰ \text{ } kgf/m^2 \text{ ( } ۳۰۰ \text{ } kgf/m^2 \text{ )} \end{cases}$$



همچنین بایستی مطابق شکل زیر، اثر یک بار خطی یکنواخت  $250 \text{ kgf/m}$  را در لبه بالکن در جهت قائم وارد کرد، که لزومی ندارد این بار خطی همزمان با بار گسترده‌ی سطحی اعمال شود. هرکدام بیشترین اثر را داشته باشد تعیین کننده خواهد بود.

$$M_1 = (0.80 \times 4.10 \times 300) \times \frac{0.80}{2} = 393 \text{ kg}$$

سربار دست اندازه‌ها:

دست اندازه‌ها، نرده‌ها، جان پناه بام‌ها و حفاظ پارکینگ‌ها باید بتوانند بار گسترده خطی و بار متمرکز داده شده در جدول زیر را به طور جداگانه تحمل کنند. این بارها در رأس این سازه‌ها و در جهتی که شدیدترین اثر را به وجود وارد می‌شوند و از طریق تکیه گاه‌ها به سازه اصلی منتقل می‌شوند.

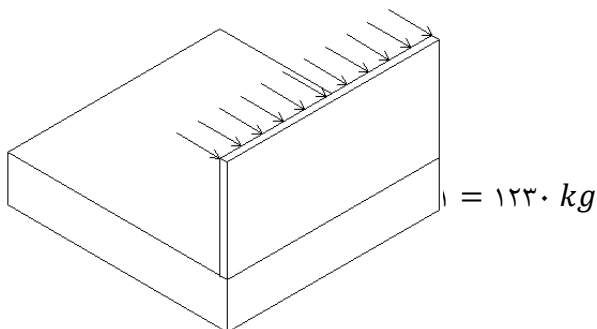
نوع ساختمان	بار گسترده خطی $\text{kgf/m}$	بار متمرکز
مسکونی تا ۴ طبقه	۵۰	۱۰۰
محل اздаهام	۳۰۰	۱۵۰
سایر ساختمان‌ها	۱۰۰	۱۵۰

برای بدست آوردن شدیدترین حالت باید ۴ حالت زیر را بررسی کنیم:

۱- بار گسترده‌ی خطی افقی

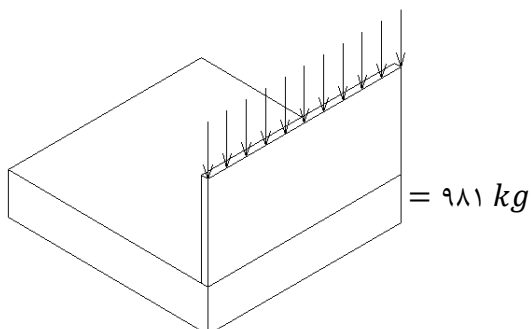
$$LL = 300 \text{ kgf/m}^2$$

$$1 \text{ m} = \text{ارتفاع نرده}$$

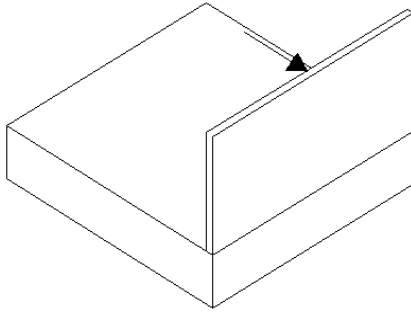


۲- بار گسترده‌ی خطی عمودی:

دهانه بالکن: ۸۰ سانتی متر

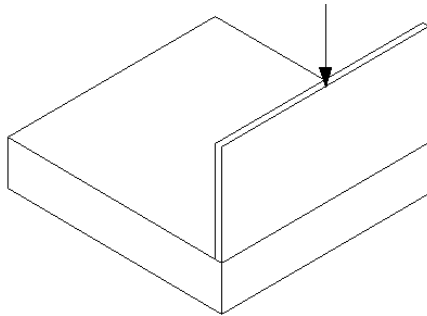


۳- بار متمرکز افقی:



$$M_f = 150 \times 1 = 150 \text{ kg}$$

۴- بار متمرکز عمودی:



$$M_d = 150 \times 0.80 = 120 \text{ kg}$$

$$M = \max (M_1, M_2, M_3, M_f, M_d) = 1230 \text{ kg}$$

طراحی

## بار برف

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار برف را وزن لایه برفی می‌داند که بر اساس آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز آن در سال کمتر از دو درصد باشد. یعنی دوره بازگشت آن ۵۰ سال باشد.

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان کشور را از لحاظ آب و هوایی و میزان بارش برف به شش منطقه تقسیم کرده و برای هر منطقه، بار برفی بر اساس آمار بارش برف، تعریف می‌کند و آن را بار برف مبنا ( $P_s$ ) می‌نامد. با توجه به جدول (۶-۴-۱) مبحث ششم هر یک از شهرها در حیطه‌ی یکی از مناطق ارائه شده در جدول زیر قرار می‌گیرند.

شماره منطقه	نوع منطقه	حداقل بار برف مبنا ( $kg/m^2$ )
۱	مناطق با برف نادر	۲۵
۲	مناطق با برف کم	۵۰
۳	مناطق با برف متوسط	۱۰۰
۴	مناطق با برف زیاد	۱۵۰
۵	مناطق با برف سنگین	۲۰۰
۶	مناطق با برف فوق سنگین	۳۰۰

با مراجعه به جدول ۶-۴-۱ مبحث ششم مشاهده می‌شود که تهران در منطقه ۴ قرار دارد و با توجه به جدول بالا حداقل بار برف مبنا ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد.

مقادیر مشخص شده در جدول بالا برای سقف‌های تخت می باشد و یا شیب آنها کمتر از ۱۵ درجه است. انتظار می‌رود اگر شیب سقف بیشتر شود، پایداری لایه‌های برف بر روی سقف شکسته شده و شروع به لغزیدن و ریزش کند. به همین دلیل مبحث ششم، ضریب ( $C_s$ ) را تعریف کرده است. ضریب  $C_s$  در بار برف مبنا ضرب شده و مقدار بار برف مشخص می‌شود که آن را ( $P_r$ ) می‌نامند.

ضریب اثر شیب،  $C_s$  برای بامهای مسطح و شیب دار به شرح زیر تعیین می شود:

الف: در بامهای مسطح و شیب دار با زاویه شیب کمتر از ۱۵ درجه:  $C_s = ۱$

ب: در بامهای شیب دار با زاویه شیب بین ۱۵ درجه و ۶۰ درجه:  $C_s = ۱ - \frac{\alpha - ۱۵}{۶۰}$

پ: در بامهای شیب دار با زاویه شیب بیشتر از ۶۰ درجه:  $C_s = ۰.۲۵$

$\alpha$  زاویه سطح بام با افق بر حسب درجه است

$$P_r = C_s \cdot P_s \geq ۲۵ \text{ } kg/m^2$$

با توجه به نوع سقف که از نوع تخت می‌باشد، پس ضریب  $C_s = ۱$  در نظر گرفته می‌شود.

$$P_r = ۱ \times ۱۵۰ = ۱۵۰ \text{ } kg/m^2$$

## کنترل برش پانچ:

بنا به توصیه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان کفها باید بتوانند علاوه بر بارگذاری‌های گسترده، بار متمرکز مشخص شده در جدول زیر در سطحی به ابعاد  $15 \times 15$  سانتی متر را به صورت موضعی تحمل کنند.

بار متمرکز بر حسب $DN = kg$	نوع کاربری کفها
۱۰۰	بام
۴۵۰	کلاس ها
۹۰۰	دفاتر کار، اتاقهای عمل و صحنه ها
۹۰۰	انبارها
۷۰۰	مخازن کتاب
۷۵۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۱۵۰۰ دکانیوتن
۱۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۲۵۰۰ دکانیوتن
۲۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۴۰۰۰ دکانیوتن
۳۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۶۰۰۰ دکانیوتن
۴۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۹۰۰۰ دکانیوتن

البته تأثیر این بار متمرکز نباید به طور همزمان با بار گسترده یکنواخت وارد شود بلکه باید به صورت تک وارد شود.

$$DL = 497.5 = 11.2 \text{ kg} \quad (\text{بار گسترده بام}) \times (0.15 \times 0.15) \times \text{وزن مرده سطح بام}$$

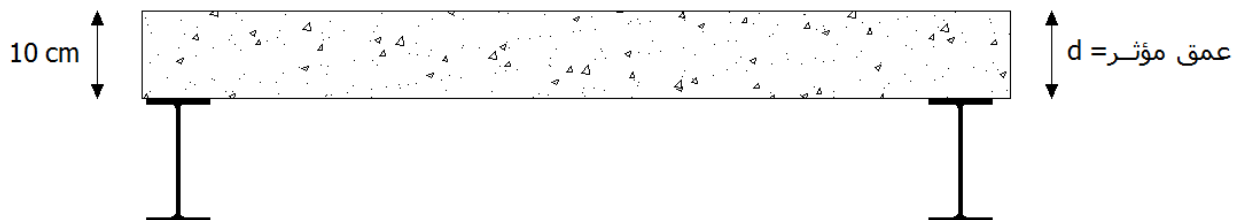
$$LL = 900 \quad \text{از روی جدول :}$$

$$1.25 DL + 1.5 LL \quad \text{ترکیب بارها طبق آیین نامه:}$$

$$1364 \text{ kg} = (1.25 \times 11.2) + (1.5 \times 900) \quad \text{کل بار یا برش پانچ وارد بر دال}$$

برای کنترل برش پانچ ابتدا محیط بحرانی پانچ را محاسبه می‌کنیم. برای محیط بحرانی مقطع  $15 \times 15$  سانتی متری از کف را

جدا کرده و از هر طرف به اندازه  $\frac{d}{4}$  (عمق مؤثر  $d$ ) به آن اضافه می‌کنیم و محیط بحرانی را حساب می‌کنیم.

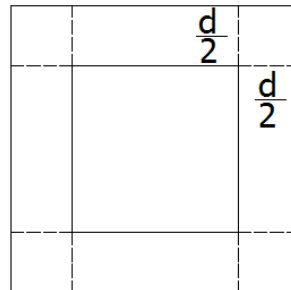


در سقف‌های تیرچه بلوک و کامپوزیت مقدار عمق مؤثر  $d$  برابر همان میزان بتنی است که روی تیرچه قرار می‌گیرد.



$$\frac{d}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{محیط بحرانی} = 4 \times (150 + 100) = 1000 \text{ mm}$$



بر اساس رابطه زیر نیروی را برحسب تنش بدست می‌آوریم و در ابعاد مقطع (عمق مؤثر  $\times$  محیط بحرانی) ضرب می‌شود تا مقدار نیروی پانچ بدست آید.

$$V_{cp} \text{ تنش} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \Rightarrow 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{25} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cp} \text{ نیرو} = 1.2 \times (1000 \times 100) = 120000 \text{ N} \Rightarrow 12000 \text{ kg}$$

$$12000 > 1364 \quad ok$$

# فصل سوم

## توزیع بارهای شلی

## سیستم توزیع بار ثقلی بین اعضای باربر

همانطور که قبلاً توضیح داده شد، سقف‌ها از نظر عملکرد توزیع بار ثقلی، یک طرفه یا دو طرفه می‌باشند.

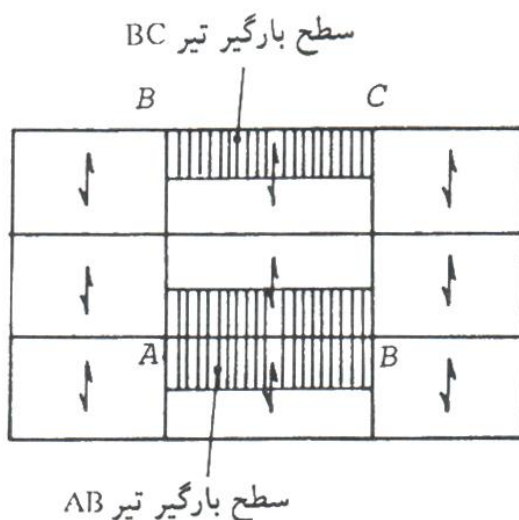
سقف‌های یک طرفه:

برای هر عضو باربر، سطحی که آن عضو وظیفه باربری آن را بر عهده دارد، سطح بارگیر نامیده می‌شود. با استفاده از این تعریف، می‌توانیم با در دست بودن شدت بار وارد بر واحد سطح، بار وارد بر عضو مورد نظر را محاسبه می‌نمائیم. دال یک طرفه دالی است که بار سقف را بین دو شاهتیر تقسیم می‌کند مانند سقف تیرچه بلوک و یا دال‌های بتنی که نسبت طول به عرض آنها بیشتر از دو باشد.

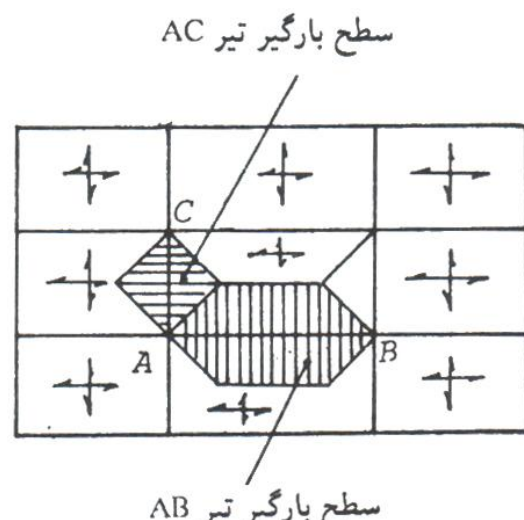
سطح بارگیر تیرها در پلان شکل زیر مشخص شده است که برابر است با نصف فاصله محور به محور آن‌ها از تیر مجاور از هر دو طرف، در امتداد تیر. با ضرب شدت بار واحد سطح، در سطح بارگیر تیرچه، بار وارد بر آن جهت طراحی به دست می‌آید.

سقف‌های دو طرفه:

برای محاسبه بار وارد بر تیرهای اطراف کف، از قانون نیم سازه‌های گوشه‌های پانل استفاده می‌کنیم. بدین ترتیب که در پانل مورد نظر، نیمساز هر گوشه پانل رسم می‌شود (فقط برای گوشه‌هایی که دو تیر از همان پانل بدان وارد شده است). بسته به تیرهای اطراف، سطوحی از برخورد نیمسازها به وجود می‌آید که سطح بارگیر هر شاهتیر را مشخص می‌کند. اگر پانل مربع شکل باشد بار وارد بر تیرهای اطراف به صورت مثلثی خواهد بود و اگر پانل به شکل مستطیل باشد بار وارد بر دو تیر متقابل به هم به صورت دوزنقه‌ای و بر دو تیر دیگر به صورت مثلثی خواهد بود.



سقف یک طرفه



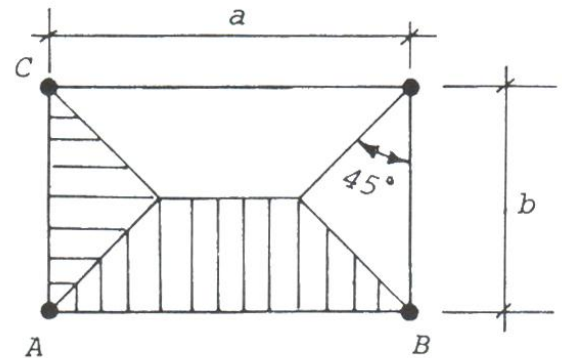
سقف دو طرفه

با استفاده از فرمول زیر می‌توان بار مثلی و دوزنقه‌ای را به بار خطی یکنواخت تبدیل نمود:

$$\text{سهم تیر AC} = \left( \frac{W_u \cdot L_b}{3} \right)$$

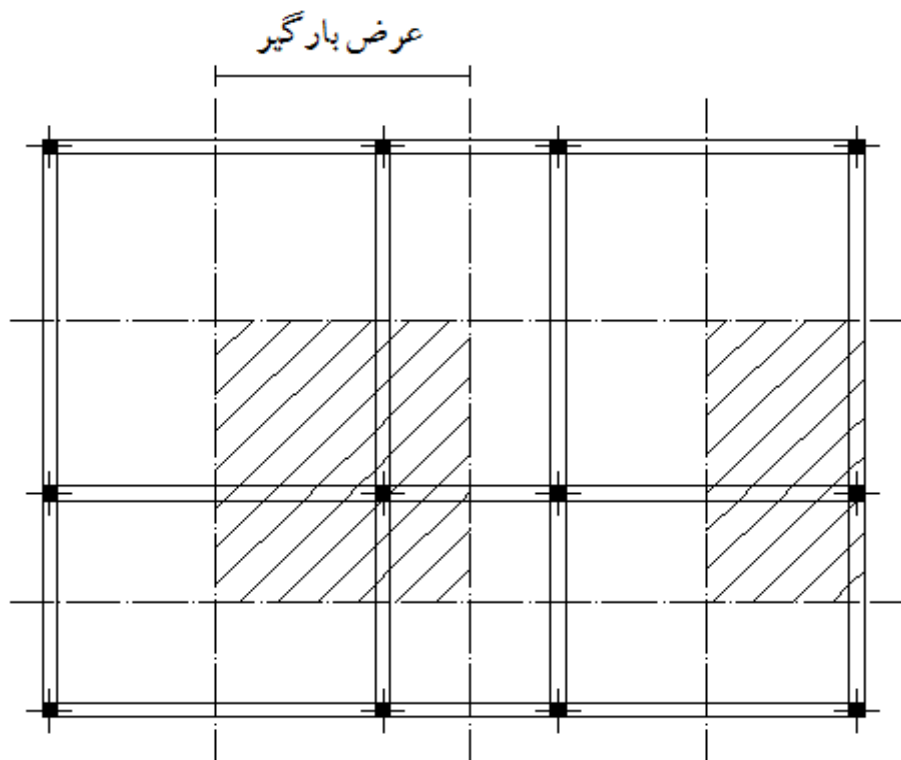
$$\text{سهم تیر AB} = \left( \frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left( \frac{3-m^2}{2} \right)$$

$$m = \frac{L_b}{L_a}$$



ستون:

سطح بارگیر ستون‌ها در هر طبقه با سطحی که فاصله مرکز به مرکز پانل‌های مجاور ستون در دو امتداد تشکیل می‌دهند، برابر است. سطح بارگیر ستون در شدت بار وارد بر کف ضرب شده و نیروی محوری حاصل از بار کف همان طبقه محاسبه می‌شود. در ضمن هر ستون علاوه بر نیروی محوری حاصل از طبقه مورد نظر، نیروی محوری ستون‌های طبقات فوقانی خود را نیز به طور کامل تحمل می‌کند.



## کاهش سربار زنده

انتظار می‌رود بار زنده‌ای که به هر متر مربع کف اختصاص داده می‌شود در یک لحظه‌ی مشخص، در کل سطح کف وجود نداشته باشد. لذا مبحث ششم اجازه داده است از مقادیر بار زنده این المان‌ها تا حدودی کاسته شود. مبحث ششم کاهش بار زنده را به صورت زیر بیان می‌کند که در هر حال نباید از ۵۰ درصد بیشتر باشد:

کاهش سربار تیرها:

اگر سطح بارگیر تیری بیشتر از ۱۸ متر مربع بوده و مربوط به کفی باشد که بار زنده آن از ۴۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع کمتر باشد، مقدار کاهش بار زنده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$R = 100 \left( 0.7 - \frac{r}{\sqrt{A}} \right)$$

A: سطح بارگیر به متر مربع می‌باشد

R: مقدار کاهش بار زنده به درصد می‌باشد

کاهش سربار ستون‌ها:

برای ستون‌ها که بار چند طبقه را تحمل می‌کنند و مجموع سطح بارگیر آن‌ها بیشتر از ۱۸ متر مربع می‌باشد، کاهش بار زنده برابر با بزرگترین دو مقدار زیر است:

(۱) مقدار کاهش بار زنده که از رابطه رو برو بدست می‌آید ( $R_1$ ):

$$R_1 = 100 \left( 0.7 - \frac{r}{\sqrt{A}} \right)$$

(۲) مقدار درصد تعیین شده مطابق جدول زیر ( $R_2$ ):

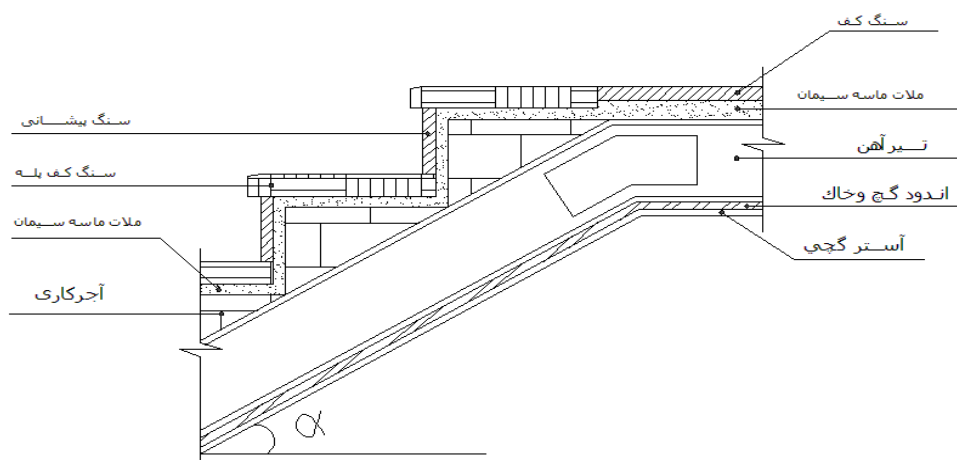
مقدار کاهش بار زنده	
صفر	عضو بار یک طبقه را تحمل می‌کند
۱۰ درصد	عضو بار دو طبقه را تحمل می‌کند
۲۰ درصد	عضو بار سه طبقه را تحمل می‌کند
۳۰ درصد	عضو بار چهار طبقه را تحمل می‌کند
۴۰ درصد	عضو بار پنج طبقه را تحمل می‌کند
۵۰ درصد	عضو بار شش طبقه و بیشتر را تحمل می‌کند

بین  $R_1$  و  $R_2$  هر کدام که بزرگتر بود آن را انتخاب می‌کنیم.

## پله

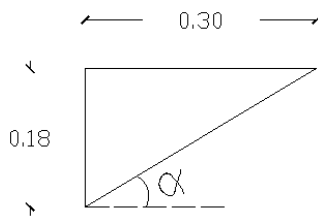
یکی از مهم ترین بارهای ثقلی است که هم در طراحی خود اجزای پله و هم اثر آن بر کل سازه، بایستی در نظر گرفته شود. بسته به اینکه پله فولادی و یا بتنی باشد بار مرده آن متفاوت خواهد بود. همچنین برای پاگرد و رمپ پله، بار مرده را جداگانه حساب کرد.

ابتدا بار مرده‌ی یک عدد پله را محاسبه کرده، سپس بار آن را در یک متر مربع محاسبه می‌نمائیم. همانطور که در شکل زیر نشان داده شده وزن کلیه اجزایی که در قسمت جدا شده قرار می‌گیرد به ازای عرض واحد (عمود بر صفحه کاغذ) در محاسبات دخیل می‌کنیم.



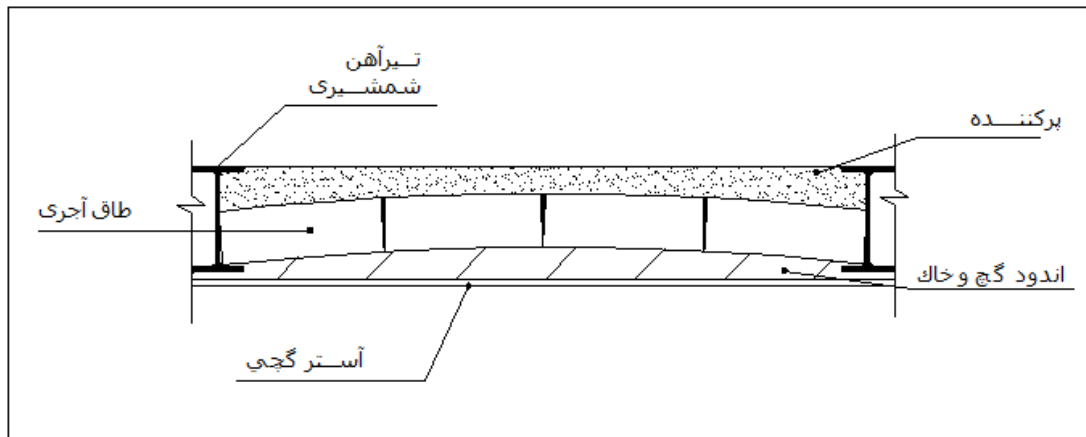
مبالغ مصرفی	وزن مخصوص ( $kg/m^3$ )	ابعاد (m)	شدت بار ( $kg/m$ )
سنگ کف از تراورتن	۲۴۰۰	$۰.۳۲ \times ۰.۰۴$	۳۰
سنگ پیشانی از تراورتن	۲۴۰۰	$۰.۱۲ \times ۰.۰۲$	۶
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	$(۰.۲۶ + ۰.۱۳) \times ۰.۰۲$	۱۶.۳۸
آجر فشاری با ملات ماسه و سیمان	۱۸۵۰	$(۰.۱۳ \times ۰.۲۶) \times ۰.۵$	۳۱.۲۶
نرده			۴.۵
$\Sigma = ۸۸.۱۴۵ \text{ } kg/m$			

حالا بار حاصل از یک از یک عدد پله را به صورت مورب پخش می‌کنیم تا بتوانیم با بار بدنه اصلی راه پله جمع کنیم:



$$\text{بار ناشی از وزن یک عدد پله در امتداد شیب} = \frac{88.145}{\sqrt{0.3^2 + 0.18^2}} = 251.94 \text{ kg/m}^2$$

بار بدنه اصلی:



شدت بار ( $\text{kg/m}^2$ )	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص ( $\text{kg/m}^3$ )	مصلح مصرفی
۱۳۰	۱	۰.۱	۱۳۰۰	بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان
۱۹۲.۵	۱	۰.۱۱	۱۷۵۰	آجرکاری با ملات گچ و خاک
۳۷.۶	۲	-	۱۸.۸ ( $\text{kg/m}$ )	تیر آهن
۵۶	۱	$\frac{0.02 + 0.05}{2} = 0.035$	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = 422.6 \text{ kg/m}^2$				

$$\text{بار کل در امتداد شیب} = 251.94 + 422.6 = 674.54 \text{ kg/m}^2$$

اگر بار کل در امتداد شیب را بر  $\cos \alpha$  تقسیم کنیم، بار کل را در امتداد شیب را پیدا می‌کنیم.

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{18}{30} = 30.96$$

$$\text{بار کل در امتداد افق} = \frac{674.54}{\cos 30.96} = 0.786 \text{ ton/m}^2$$

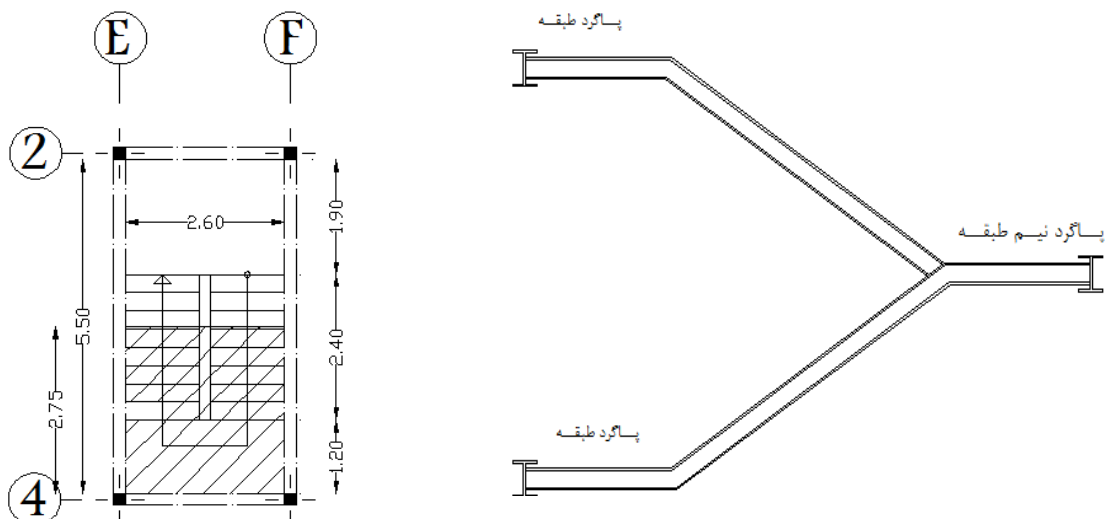
## توزیع بار پله:

پله دو رمپه دارای دو قسمت مورب (همانند تیر مورب) می‌باشند که به آنها شمشیری پله گفته می‌شود و دو پاگرد را به هم متصل می‌کند. شمشیری پله به همراه پاگرد، روی دو تیر در ابتدا و انتها، تکیه می‌کند که معمولاً یکی از تیرها در تراز طبقه بوده و دومی در تراز مین طبقه قرار دارد. توزیع بار این پله‌ها نیز همانند سقف با عملکرد یک‌طرفه می‌باشد، یعنی سهم بارگیر هر تیر برابر با نصف فاصله مرکز تا مرکز دو تیر خواهد بود. از این مساحت بدست آمده از پلان، مقداری به پاگرد اختصاص داشته و بقیه، مساحت رمپ‌ها خواهد بود.

قبلاً بار واحد سطح پاگرد و رمپ انواع پله را محاسبه کرده بودیم. با ضرب سهم بارگیر هر قسمت به شدت بار واحد سطح، بار گسترده‌ی وارد بر تیر بدست می‌آید.

در محاسبات بار پله می‌دانیم فضای چشم پله یک فضای خالی است که باید کسر گردد اما از آنجایی که بار متمرکز را به بار گسترده تبدیل می‌نمائیم ممکن است بار متمرکز حالت بحرانی تری را نسبت به بار گسترده ایجاد کند به همین دلیل در محاسبات فضای چشم پله را کسر نمی‌کنیم تا این کمبود جبران شود.

## بارمرده:





بار مرده وارد بر تیر E-F از محور ۲:

بار مرده پاگرد  $(478 \text{ kg/m}^2)$   $\times$  مساحت پاگرد متصل به تیر = کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از پاگرد

$$= (2.6 \times 1.9) \times 478 = 2361.62 \text{ kg}$$

بار مرده رمپ پله در امتداد افق  $(786 \text{ kg/m}^2)$   $\times$  مساحت رمپ مؤثر در تیر = کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از پاگرد

$$= (2.6 \times (2.75 - 1.9)) \times 786 = 1737.06 \text{ kg}$$

$$\text{بار مرده گسترده معدل تیر E-F از محور ۲} = \frac{2361.62 + 1737.06}{2.6} = 1576 \text{ kg/m} \rightarrow 1.576 \text{ ton/m}$$

بار مرده وارد بر تیر E-F از محور ۴:

$1491.36 \text{ kg}$  = بار مرده پاگرد  $(478 \text{ kg/m}^2)$   $\times$   $(2.6 \times 1.2)$  مساحت پاگرد متصل به تیر = کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از

پاگرد

کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از پاگرد:

$3167.58 \text{ kg}$  = بار مرده رمپ پله در امتداد افق  $(786 \text{ kg/m}^2)$   $\times$   $(2.6 \times (2.75 - 1.2))$  مساحت رمپ مؤثر در تیر =

$$\text{بار مرده گسترده معدل E-F از محور ۴} = \frac{1491.36 + 3167.58}{2.6} = 1792 \text{ kg/m} \rightarrow 1.792 \text{ ton/m}$$

بارزنده:

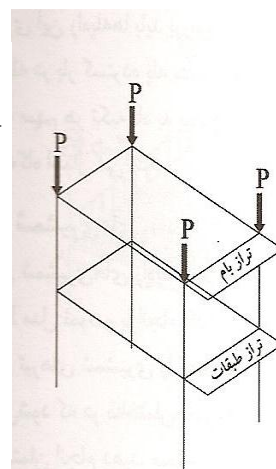
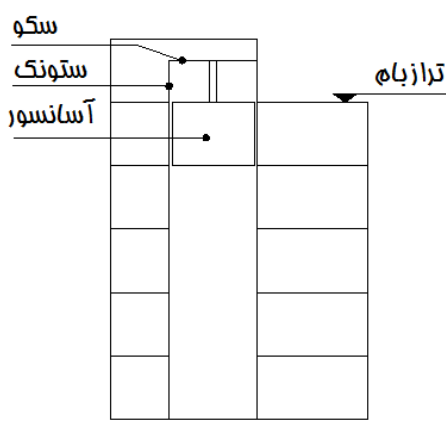
❖ طبق جدول ۱-۳-۶ مبحث ششم برای راهروها، بار زنده برابر  $350 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته می‌شود.

$250.2 \text{ kg}$  = بار زنده پاگرد  $(350 \text{ kg/m}^2)$   $\times$   $(2.75 \times 2.6)$  مساحت پاگرد و رمپ مؤثر متصل به تیر = کل بار زنده وارد بر تیر

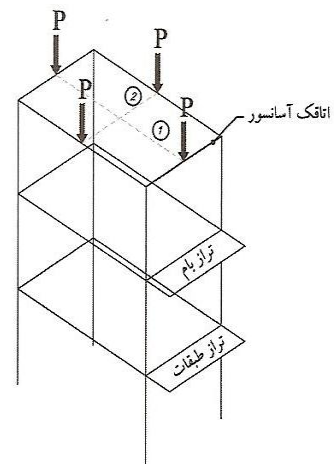
$$\text{بار زنده گسترده معدل تیر E-F از محور ۲ و ۴} = \frac{250.2}{2.6} = 96.2 \text{ kg/m} \rightarrow 0.962 \text{ ton/m}$$

## آسانسور

حرکت مکرر آسانسورها به سمت بالا و پایین، بارهای دینامیکی به سیستم باربر ساختمان وارد می‌کند که اثرات آن بایستی در محاسبات سازه ساختمان لحاظ شود. معمولاً در بالاترین تراز، آسانسورها دارای هستند که موتور و سایر تجهیزات بالابرنده در آنجا نصب می‌شود که آن را سکو می‌نامند. کابین آسانسور از سکو آویزان است و این سکو بایستی به تیر و یا ستون‌هایی تکیه داشته باشد. اگر سکو از تراز بام بالاتر باشد، معمولاً دارای چهار ستون کوچک در چهار گوشه خواهد بود که کل بار آسانسور به صورت چهار بار متمرکز به تیرهای زیر ستون‌های کوچک منتقل می‌شود. اگر سکو هم‌تراز با بام باشد و به تیرهای بام تکیه داده شود، بهتر است اثرات آن به صورت بار گسترده بین تیرها تقسیم شود.



(ب) بارگذاری آسانسور در صورت عدم مدلسازی اتاقک



(الف) بارگذاری آسانسور در صورت مدلسازی اتاقک آسانسور

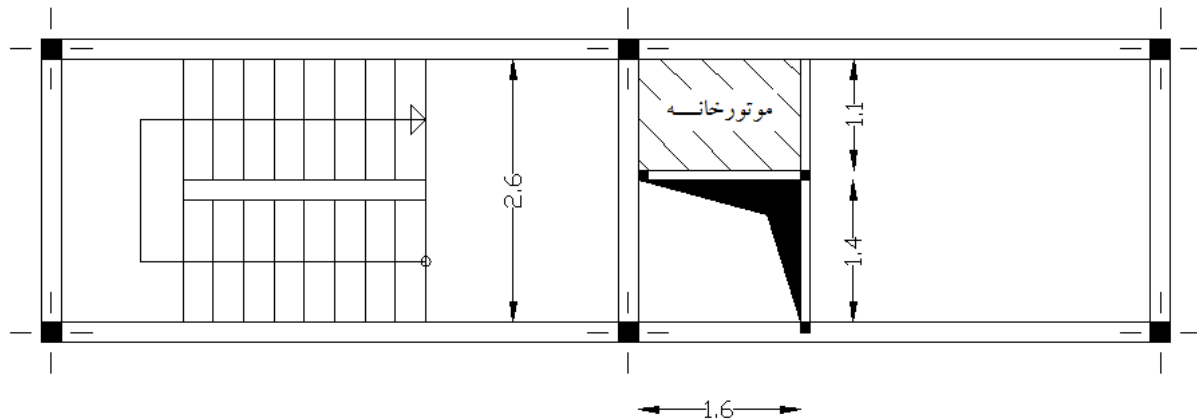
طبق توصیه مبحث ششم، در محاسبه بار زنده و مرده آسانسور، ضریب افزایش ۲ اعمال می‌شود. یعنی کلیه بارهای وارد بر آسانسور اعم از زنده و یا مرده دو برابر در نظر گرفته می‌شود. در صورت عدم دسترسی به اطلاعات برای آسانسور تا ظرفیت ۶ نفر بار مرده آسانسور و کلیه متعلقات آن را حدود ۱۰۰۰ کیلوگرم در نظر می‌گیرند. بار زنده و ابعاد چاه آسانسور بر اساس مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان به قرار زیر است:

ظرفیت به کیلوگرم نیرو (بار زنده)	ظرفیت به نفر	ابعاد چاه آسانسور	
		عرض	عمق
۳۰۰	۴	۱۴۰	۱۶۰
۳۷۵	۵	۱۶۰	۱۶۰
۴۵۰	۶	۱۶۰ یا ۱۸۰	۱۷۰
۶۰۰	۸	۱۶۰ یا ۱۸۰	۱۹۰
۱۰۰۰	۱۳	۱۶۰ یا ۱۸۰	۲۶۰

برای این پروژه آسانسور با ظرفیت ۶ نفر در نظر گرفته شده است. بنابراین بار زنده آن  $450 \text{ kg/m}^2$  حساب می‌شود.

❖ کل بار آسانسور فقط به تراز سقف آخر می‌رسد.

❖ تمامی حفره‌ها و بازشوهایی که در سقف‌ها اجرا می‌شوند باید اطراف آنها توسط تیر یا دال کنترل شود تا انتقال نیرو توسط تیرهای سازه‌ای باشد. به عبارت دیگر تنش‌هایی که در سطح پخش می‌شوند باید توسط تیرها به ستون‌ها برسند ولی اگر در اطراف حفره تیر نباشد بار به ستون‌ها نمی‌رسد و تنش‌ها در اطراف حفره‌ها متمرکز نمی‌گردد. مسیر انتقالی تنش‌ها مانند مسیر انتقال آب می‌باشد و باید مراحل مشخص را طی کند یعنی تنش‌ها از سزح به تیرها و سپس به ستون‌ها و در نهایت به پی انتقال یابد که اگر برای انتقال این تنش‌ها تیری در محل نباشد مقطع بحرانی می‌شود.

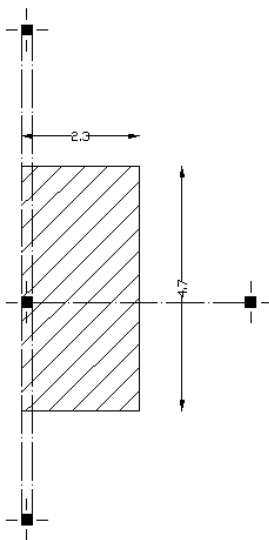


نوع بار	آسانسور	سکو	موتورخانه	مجموع (kg)	بار متمرکز (ton)
بار مرده	$2 \times 1000$	$(1.6 \times 1.1) \times 0.2 \times 2500$	$(1.6 \times 1.4) \times 0.2 \times 2500$	4000	1
بار زنده	$2 \times 450$	-	750	1650	0.412

## محاسبه بار محوری ستون‌ها

برای نمونه یک ستون با جزئیات محاسبه می‌شود، سپس بقیه از ستون‌ها به صورت خلاصه در جدول محاسبه می‌شوند.

بار محوری ستون A-۲:



$$\text{سطح بارگیر} : 2.3 \times 4.7 = 10.81 \text{ m}^2$$

وزن دیوارهای محیطی در قسمت محاسبه بار دیوارها، محاسبه شده است:

بارگذاری در طبقه چهارم (بام):

$$\text{وزن دیوارهای محیطی در بام} : 4.7 \times 320.8 = 1507 \text{ kg}$$

$$\text{وزن تیرها} : (2 \times 4.7 \times 15.8) + (22.40 \times 2.3) = 200 \text{ kg}$$

$$\text{وزن ستون‌ها} : 2 \times 3.24 \times 18.8 = 121 \text{ kg}$$

$$\text{وزن اسکلت} : (121 + 200) \times 1.2 = 386 \text{ kg}$$

$$DL = (10.81 \times 497.5) + 1507 + 386 = 7271 \text{ ton}$$

کاهش سربار ندارد  $\Rightarrow 18 \nless 10.81$  : سطح بارگیر

❖ توجه شود که طبق آیین نامه بام یک طبقه بحرانی محسوب می‌شود و کاهش سربار ندارد پس اگر سطح بارگیر بیشتر از ۱۸ متر مربع می‌شد نباید کاهش سربار را لحاظ کنیم.

$$LL = 150 \times 10.81 = 1621 \text{ ton}$$

بارگذاری در طبقه سوم:

$$\text{وزن دیوارهای محیطی} : (2.5 \times 1060) + (2 \times 951) = 4552 \text{ kg}$$

$$\text{وزن تیرها} : (2 \times 4.7 \times 15.8) + (22.40 \times 2.3) = 200 \text{ kg}$$

$$\text{وزن ستون‌ها} : 2 \times 3.24 \times 22.4 = 145 \text{ kg}$$

$$\text{وزن اسکلت} : (145 + 200) \times 1.2 = 414 \text{ kg}$$

$$DL = DL_f + (10.81 \times 448) + (10.81 \times 143) + 4552 + 414 = 18625 \text{ ton}$$

❖ برای محاسبه‌ی سطح بارگیر ستون، کف‌های بحرانی طبقات فوقانی را جمع نمی‌کنیم. اما برای محاسبه  $R_p$  کف‌های بحرانی لحاظ می‌شود.

کاهش سربار ندارد  $\Rightarrow 18 \nless 10.81$  : سطح بارگیر

$$LL = LL_p + (200 \times 10.81) = 3.783 \text{ ton}$$

بارگذاری در طبقه دوم:

$$kg = (2 \times 951) + (2.5 \times 1060) = 4552 \text{ kg}$$

$$kg = (22.40 \times 2.3) + (2 \times 4.7 \times 15.8) = 200 \text{ kg}$$

$$kg = 2 \times 3.24 \times 22.4 = 145 \text{ kg}$$

$$kg = (145 + 200) \times 1.2 = 414 \text{ kg}$$

$$DL = DL_p + (10.81 \times 448) + (10.81 \times 143) + 4552 + 414 = 30 \text{ ton}$$

کاهش سربار دارد  $\Rightarrow 18 > 21.62 = 2 \times 10.81$  : سطح بارگیر

$$R_1 = 100 \left( 0.7 - \frac{3}{\sqrt{21.62}} \right) = 5.48 \%$$

$$R_p = 20 \%$$

$$R = \max (R_1 + R_p) = 20 \% < 50 \%$$

$$LL = LL_p + 200 \times 10.81 \times (1 - 0.20) = 5.512 \text{ ton}$$

بارگذاری در طبقه اول:

$$kg = (2 \times 951) + (2.5 \times 1060) = 4552 \text{ kg}$$

$$kg = (22.40 \times 2.3) + (2 \times 4.7 \times 15.8) = 200 \text{ kg}$$

$$kg = 2 \times 3.24 \times 26.2 = 170 \text{ kg}$$

$$kg = (170 + 200) \times 1.2 = 444 \text{ kg}$$

$$DL = DL_p + (10.81 \times 529.5) + (10.81 \times 143) + 4552 + 444 = 42.265 \text{ ton}$$

کاهش سربار دارد  $\Rightarrow 18 > 32.43 = 3 \times 10.81$  : سطح بارگیر

$$R_1 = 100 \left( 0.7 - \frac{3}{\sqrt{32.43}} \right) = 17.31 \%$$

$$R_p = 30 \%$$

$$R = \max (R_1 + R_r) = 30 \% < 50 \%$$

$$LL = LL_r + 200 \times 10.81 \times (1 - 0.3) = 7.025 \text{ ton}$$

بارگذاری در پارکینگ:

$$4227 \text{ kg} = (2 \times 951) + (2.5 \times 930) : \text{وزن دیوارهای محیطی}$$

$$200 \text{ kg} = (22.40 \times 2.3) + (2 \times 4.7 \times 15.8) : \text{وزن تیرها}$$

$$170 \text{ kg} = 2 \times 3.24 \times 26.2 : \text{وزن ستون‌ها}$$

$$444 \text{ kg} = (170 + 200) \times 1.2 : \text{وزن اسکلت}$$

$$DL = DL_r + (10.81 \times 529.5) + (10.81 \times 153) + 4227 + 444 = 54.314 \text{ ton}$$

کاهش سربار دارد  $\Rightarrow 18 > 43.24 = 4 \times 10.81$  : سطح بارگیر

$$R_1 = 100 \left( 0.7 - \frac{3}{\sqrt{43.24}} \right) = 24.37 \%$$

$R_r = 40 \%$  : بار ۴ سقف را تحمل می‌کند

$$R = \max (R_1 + R_r) = 40 \% < 50 \%$$

$$LL = LL_r + 200 \times 10.81 \times (1 - 0.4) = 8.322 \text{ ton}$$

بار محوری ستون A-۱:

$$A = 2.3 \times 2.7 = 6.21 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_r \%$	شدت سطحی $(kg/m^2)$	بار محوری زنده در طبقه $(ton)$	بار محوری زنده کل $(ton)$
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۹۳۱	۰.۹۳۱
سوم	$6.21 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۲۴۲	۲.۱۷۳
دوم	$12.42 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۲۴۲	۳.۴۱۵
اول	$18.63 > 18$	۱	۳۰	۲۰۰	۰.۸۷	۴.۲۸۵
پارکینگ	$24.84 > 18$	۹.۸	۴۰	۲۰۰	۰.۷۴۵	۵.۰۳

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
چهارم (بام)	۱۳۶۰	۱۳۱	۱۲۱	۲۵۳	۳۰۸۹	۰	۴۷۰۲	۴۷۰۲
سوم	۴۸۴۸	۱۳۱	۱۲۱	۲۵۳	۲۷۸۲	۸۸۸	۸۷۷۱	۱۳۴۷۳
دوم	۴۸۴۸	۱۳۱	۱۲۱	۲۵۳	۲۷۸۲	۸۸۸	۸۷۷۱	۲۲۲۴۴
اول	۴۸۴۸	۱۳۱	۱۴۵	۳۳۱	۳۲۸۸	۸۸۸	۹۳۵۵	۳۱۶
پارکینگ	۴۲۳۰	۱۳۱	۱۴۵	۳۳۱	۳۲۸۸	۹۵۰	۸۸	۴۰۴

بار محوری ستون A-۳:

$$(A = ۵.۶۴ \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر پارکینگ})$$

$$(A = ۷.۰۸ \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر طبقات})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m <sup>2</sup> )	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱۰۶۲	۱۰۶۲
سوم	$۷.۰۸ \geq ۱۸$	-	-	۲۰۰	۱۴۱۶	۲۴۷۸
دوم	$۱۴.۱۶ \geq ۱۸$	-	-	۲۰۰	۱۴۱۶	۳۸۹۴
اول	$۲۱.۲۴ > ۱۸$	۵	۳۰	۲۰۰	۰.۹۹۱	۴۸۸۵
پارکینگ	$۲۶.۸۸ > ۱۸$	۱۲.۱۳	۴۰	۲۰۰	۰.۶۷۶	۵۵۶۱

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
چهارم (بام)	۱۷۳۲	۱۸۸	۱۲۱	۳۷۰	۳۵۲۲	۰	۵۶۲۴	۵۶۲۴
سوم	۴۷۶۸	۱۸۸	۱۲۱	۳۷۰	۳۱۷۱	۱۰۱۲	۹۳۲۱	۱۴۹۴۵
دوم	۴۷۶۸	۱۸۸	۱۲۱	۳۷۰	۳۱۷۱	۱۰۱۲	۹۳۲۱	۲۴۲۶۶
اول	۴۷۶۸	۱۸۸	۱۴۵	۴۰۰	۳۷۴۸	۱۰۱۲	۹۹۲۸	۳۴۱۹۴
پارکینگ	۲۰۰۰	۹۴	۱۴۵	۲۸۶	۲۹۸۶	۸۶۲	۵۲۷۲	۳۹۴۶۶

بار محوری ستون B-۳:

$$(A = 4 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیرپارکینگ})$$

$$(A = 6.06 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر طبقات})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی $(kg/m^2)$	بار محوری زنده در طبقه $(ton)$	بار محوری زنده کل $(ton)$
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۹۰۹	۰.۹۰۹
سوم	$18 \nless 6.06$	-	-	۲۰۰	۱.۲۱۲	۲.۱۲۱
دوم	$18 \nless 12.12$	-	-	۲۰۰	۱.۲۱۲	۳.۳۳۳
اول	$18 < 18.18$	۱	۳۰	۲۰۰	۰.۸۴۸	۴.۱۸۱
پارکینگ	$18 < 22.18$	۶.۳	۴۰	۲۰۰	۰.۴۸	۴.۶۶۱

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی $(kg)$	وزن تیرها $(kg)$	وزن ستون $(kg)$	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات $(kg)$	وزن سقف $(kg)$	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه $(ton)$	بار محوری مرده کل $(ton)$
چهارم (بام)	۷۳۷	۱۳۲	۱۲۱	۳۰۳	۳۰۱۴	۰	۴.۰۵۴	۴.۰۵۴
سوم	۱۲۷۶	۱۳۲	۱۲۱	۳۰۳	۲۷۱۴	۸۶۶	۵.۱۵۹	۹.۲۱۳
دوم	۱۲۷۶	۱۳۲	۱۲۱	۳۰۳	۲۷۱۴	۸۶۶	۵.۱۵۹	۱۴.۳۷۲
اول	۱۲۷۶	۱۳۲	۱۴۵	۳۳۲	۳۲۰۸	۸۶۶	۵.۴۹۵	۱۹.۸۶۷
پارکینگ	۲۱۱۴	۵۷	۱۴۵	۲۴۲	۲۱۱۸	۶۱۲	۵.۰۸۶	۲۴.۹۵۳

بار محوری ستون C-۱:

$$(A = 2.7 \times 3.7 = 10 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی $(kg/m^2)$	بار محوری زنده در طبقه $(ton)$	بار محوری زنده کل $(ton)$
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۵	۱.۵
سوم	$18 \nless 10$	-	-	۲۰۰	۲	۳.۵
دوم	$18 < 20$	۳	۲۰	۲۰۰	۱.۶	۵.۱
اول	$18 < 30$	۱۵.۲۲	۳۰	۲۰۰	۱.۴	۶.۵
پارکینگ	$18 < 40$	۲۲.۵۶	۴۰	۲۰۰	۱.۲	۷.۷



بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
چهارم (بام)	۸۸۵	۱۶۱	۱۲۱	۳۳۸	۴۹۷۵	۰	۶.۱۹۸	۶.۱۹۸
سوم	۳۵۸۷	۱۶۱	۱۴۵	۳۶۷	۴۴۸۰	۱۴۳۰	۹.۸۶۴	۱۶.۰۶۲
دوم	۳۵۸۷	۱۶۱	۱۴۵	۳۶۷	۴۴۸۰	۱۴۳۰	۹.۸۶۴	۲۵.۹۲۶
اول	۳۵۸۷	۱۶۱	۱۷۰	۳۹۷	۵۲۹۵	۱۴۳۰	۱۰.۷۰۹	۳۶.۶۳۵
پارکینگ	۳۳۲۰	۱۶۱	۱۷۰	۳۹۷	۵۲۹۵	۱۵۳۰	۱۰.۵۴۲	۴۷.۱۷۷

بار محوری ستون C-۲ و D-۲:  $A = ۳.۷ \times ۵.۵ = ۲۰.۳۵ \text{ m}^2$  (سطح بارگیر)

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی ( $\text{kg/m}^2$ )	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۳.۰۵۲	۳.۰۵۲
سوم	$۲۰.۳۵ > ۱۸$	۳.۵	۱۰	۲۰۰	۳.۶۶۳	۶.۷۱۵
دوم	$۴۰.۷ > ۱۸$	۲۳	۲۰	۲۰۰	۳.۲۵۶	۹.۹۷۱
اول	$۶۱.۰۵ > ۱۸$	۳۱.۶	۳۰	۲۰۰	۲.۸۴۹	۱۲.۸۲
پارکینگ	$۸۱.۴ > ۱۸$	۳۶.۷۴	۴۰	۲۰۰	۲.۴۴۲	۱۵.۲۶۲

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
چهارم (بام)	-	۲۵۶	۱۴۵	۴۸۱	۱۰۱۲۴	۰	۱۰.۶۰۵	۱۰.۶۰۵
سوم	-	۲۵۶	۱۷۰	۵۱۱	۹۱۱۶	۲۹۱۰	۱۲.۵۳۷	۲۳.۱۴۲
دوم	-	۲۵۶	۱۷۰	۵۱۱	۹۱۱۶	۲۹۱۰	۱۲.۵۳۷	۳۵.۶۷۹
اول	-	۲۵۶	۱۹۸	۵۴۴	۱۰۷۷۵	۲۹۱۰	۱۴.۲۲۹	۴۹.۹۰۸
پارکینگ	-	۲۵۶	۱۹۸	۵۴۴	۱۰۷۷۵	۳۱۱۳	۱۴.۴۳۲	۶۴.۳۴

بار محوری ستون C-۴:

$$(A = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیرپارکینگ})$$

$$(A = 3 \times 3.8 = 11.4 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر طبقات})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی $(kg/m^2)$	بار محوری زنده در طبقه $(ton)$	بار محوری زنده کل $(ton)$
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۷۱	۱.۷۱
سوم	$11.4 \times 18$	-	-	۲۰۰	۲.۲۸	۴
دوم	$22.8 > 18$	۷.۱۷	۲۰	۲۰۰	۱.۸۲۴	۵.۸۱۴
اول	$34.2 > 18$	۱۸.۷	۳۰	۲۰۰	۱.۵۹۶	۷.۴۱
پارکینگ	$43.2 > 18$	۲۴.۳۵	۴۰	۲۰۰	۱.۰۸	۸.۴۹

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی $(kg)$	وزن تیرها $(kg)$	وزن ستون $(kg)$	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات $(kg)$	وزن سقف $(kg)$	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه $(ton)$	بار محوری مرده کل $(ton)$
چهارم (بام)	۹۶۲	۱۸۷	۱۴۵	۳۹۸.۴	۵۶۷۱	۰	۷.۰۳۱	۷.۰۳۱
سوم	۳۰۵۰	۱۸۷	۱۷۰	۴۲۸.۴	۵۱۰۷	۱۶۳۰	۱۰.۲۱۵	۱۷.۲۴۶
دوم	۳۰۵۰	۱۸۷	۱۷۰	۴۲۸.۴	۵۱۰۷	۱۶۳۰	۱۰.۲۱۵	۲۷.۴۶۱
اول	۳۰۵۰	۱۸۷	۱۹۸	۴۶۲	۶۰۳۶	۱۶۳۰	۱۱.۱۷۸	۳۸.۶۳۹
پارکینگ	۲۵۳۳	۱۶۲	۱۹۸	۴۳۲	۴۷۶۵	۱۳۷۷	۹.۱۰۷	۴۷.۷۴۶

بار محوری ستون D-۱:

$$(A = 3.8 \times 2.7 = 10.26 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی $(kg/m^2)$	بار محوری زنده در طبقه $(ton)$	بار محوری زنده کل $(ton)$
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۵۳۹	۱.۵۳۹
سوم	$10.26 \times 18$	-	-	۲۰۰	۲.۰۵۲	۳.۵۹۱
دوم	$20.52 > 18$	۳.۷۷	۲۰	۲۰۰	۱.۶۴۱	۵.۲۳۲
اول	$30.78 > 18$	۱۵.۹۲	۳۰	۲۰۰	۱.۴۳۶	۶.۶۶۸
پارکینگ	$41.04 > 18$	۲۳.۱۷	۴۰	۲۰۰	۱.۲۳۱	۷.۹

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
چهارم (بام)	۹۰۸	۱۸۰	۱۲۱	۳۶۱	۵۱۰۴	۰	۶.۳۷۳	۶.۳۷۳
سوم	۳۴۹۰	۱۸۰	۱۴۵	۳۹۰	۴۵۹۶	۱۴۶۷	۹.۹۴۳	۱۶.۳۱۶
دوم	۳۴۹۰	۱۸۰	۱۴۵	۳۹۰	۴۵۹۶	۱۴۶۷	۹.۹۴۳	۲۶.۹۴۳
اول	۳۴۹۰	۱۸۰	۱۷۰	۴۲۰	۵۴۳۲	۱۴۶۷	۱۰.۸۰۹	۳۷.۰۶۸
پارکینگ	۳۴۹۰	۱۸۰	۱۷۰	۴۲۰	۵۴۳۲	۱۵۶۹	۱۰.۹۱۱	۴۷.۹۷۹

بار محوری ستون D-۴:

$$(A = 3.8 \times 3 = 11.4 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر پارکینگ})$$

$$(A = 3.8 \times 3.8 = 14.44 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر طبقات})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی ( $\text{kg/m}^2$ )	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۲.۱۶۶	۲.۱۶۶
سوم	$18 \nless 14.44$	-	-	۲۰۰	۲.۸۸۸	۵.۰۵۴
دوم	$18 < 28.88$	۱۴.۱۷	۲۰	۲۰۰	۲.۳۱۰	۷.۳۶۴
اول	$18 < 43.32$	۲۴.۴۱	۳۰	۲۰۰	۲.۰۲۱	۹.۳۸۵
پارکینگ	$18 < 54.72$	۳۰	۴۰	۲۰۰	۱.۳۶۸	۱۰.۷۵۳

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
چهارم (بام)	۱۲۱۹	۲۹۰	۱۴۵	۵۲۲	۷۱۸۳	۰	۸.۹۲۴	۸.۹۲۴
سوم	۳۳۵۹	۲۹۰	۱۷۰	۵۵۲	۶۴۶۹	۲۰۶۴	۱۲.۴۴۴	۲۱.۳۶۸
دوم	۳۳۵۹	۲۹۰	۱۷۰	۵۵۲	۶۴۶۹	۲۰۶۴	۱۲.۴۴۴	۳۳.۸۱۲
اول	۳۳۵۹	۲۹۰	۱۹۸	۵۸۵	۷۶۴۵	۲۰۶۴	۱۳.۶۵۳	۴۷.۴۶۵
پارکینگ	۳۰۸۲	۱۸۰	۱۹۸	۴۵۳	۶۰۳۶	۱۷۴۴	۱۱.۳۴۲	۵۸.۸۰۷

بار محوری ستون E-۱:

$$(A = 3.6 \times 2.7 = 9.72 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی ( $kg/m^2$ )	بار محوری زنده در طبقه ( $ton$ )	بار محوری زنده کل ( $ton$ )
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۴۵۸	۱.۴۵۸
سوم	$9.72 \times 18$	-	-	۲۰۰	۱.۹۴۴	۳.۴۰۲
دوم	$19.44 > 18$	۲	۲۰	۲۰۰	۱.۵۵۵	۴.۹۵۷
اول	$29.16 > 18$	۱۴.۴۴	۳۰	۲۰۰	۱.۳۶	۶.۳۱۷
پارکینگ	$38.88 > 18$	۲۱.۸۸	۴۰	۲۰۰	۱.۱۶۶	۷.۴۸۳

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی ( $kg$ )	وزن تیرها ( $kg$ )	وزن ستون ( $kg$ )	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات ( $kg$ )	وزن سقف ( $kg$ )	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه ( $ton$ )	بار محوری مرده کل ( $ton$ )
چهارم (بام)	۸۶۱	۱۶۵	۱۲۱	۳۴۳	۴۸۳۵	۰	۶.۰۳۹	۶.۰۳۹
سوم	۳۲۵۸	۱۶۵	۱۴۵	۳۷۲	۴۳۵۴	۱۳۸۹	۹.۳۷۳	۱۵.۴۱۲
دوم	۳۲۵۸	۱۶۵	۱۴۵	۳۷۲	۴۳۵۴	۱۳۸۹	۹.۳۷۳	۲۴.۷۸۵
اول	۳۲۵۸	۱۶۵	۱۷۰	۴۰۲	۵۱۴۶	۱۳۸۹	۱۰.۱۹۵	۳۴.۹۸
پارکینگ	۳۲۵۸	۱۶۵	۱۷۰	۴۰۲	۵۱۴۶	۱۴۸۷	۱۰.۲۹۳	۴۵.۲۷۳

بار محوری ستون E-۲:

$$(A = 1.5 \times 3 = 4.5 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر خرپشته})$$

$$(A = 15.4 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر طبقات})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی ( $kg/m^2$ )	بار محوری زنده در طبقه ( $ton$ )	بار محوری زنده کل ( $ton$ )
خرپشته	۰	-	-	۱۵۰	۰.۶۷۵	۰.۶۷۵
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۲.۳۱	۲.۹۸۵
سوم	$15.4 \times 18$	-	-	۲۰۰	۳.۰۸	۶.۰۶۵
دوم	$30.8 > 18$	۱۶	۲۰	۲۰۰	۲.۴۶۴	۸.۵۲۹
اول	$46.2 > 18$	۲۵.۸۶	۳۰	۲۰۰	۲.۱۵۶	۱۰.۶۸۵
پارکینگ	$61.6 > 18$	۳۱.۷۷	۴۰	۲۰۰	۱.۸۴۸	۱۲.۵۳۳

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
خرپشته	۴۶۰	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	۲۲۳۸	۰	۲.۹۸۳	۲.۹۸۳
چهارم (بام)	۳۱۲۷	۲۵۴	۱۴۵	۴۷۸	۷۶۶۱	۰	۱۱.۲۶۶	۱۴.۲۴۹
سوم	۳۱۲۷	۲۵۴	۱۷۰	۵۰۸	۶۹۰۰	۲۲۰۲	۱۲.۷۳۷	۲۶.۹۸۶
دوم	۳۱۲۷	۲۵۴	۱۷۰	۵۰۸	۶۹۰۰	۲۲۰۲	۱۲.۷۳۷	۳۹.۷۲۳
اول	۳۱۲۷	۲۵۴	۱۹۸	۵۴۲	۸۱۵۴	۲۲۰۲	۱۴.۴۷۷	۵۴.۲
پارکینگ	۳۱۲۷	۲۵۴	۱۹۸	۵۴۲	۸۱۵۴	۲۳۵۶	۱۴.۶۳۱	۶۸.۸۳۱

بار محوری ستون E-۴:

$$(A = 1.5 \times 3 = 4.5 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر خرپشته})$$

$$(A = 3.8 \times 2.3 = 8.74 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر طبقات})$$

$$(A = 2.9 \times 2.3 = 6.67 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر طبقه اول})$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1$ %	$R_2$ %	شدت سطحی ( $\text{kg/m}^2$ )	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
خرپشته	۰	-	-	۱۵۰	۰.۶۷۵	۰.۶۷۵
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۳۱	۱.۹۸۵
سوم	$18 \nless 8.74$	-	-	۲۰۰	۱.۷۴۸	۳.۷۳۳
دوم	$18 \nless 17.48$	-	-	۲۰۰	۱.۷۴۸	۵.۴۸۱
اول	$18 < 26.22$	۱۱.۴۱	۳۰	۲۰۰	۱.۲۲۳	۶.۷۰۴
پارکینگ	$18 < 32.9$	۱۷.۷	۴۰	۲۰۰	۰.۸	۷.۵۰۴

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
خرپشته	۴۶۰	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	۲۲۳۸	۰	۲.۹۸۵	۲.۹۸۵
چهارم (بام)	۴۴۳۴	۲۵۲	۱۴۵	۴۷۶	۴۳۴۸	۰	۹.۲۵۸	۱۲.۲۴۳
سوم	۶۱۱۲	۲۵۲	۱۷۰	۵۰۶	۳۹۱۵	۱۲۵۰	۱۱.۷۸۳	۲۴.۰۲۶
دوم	۶۱۱۲	۲۵۲	۱۷۰	۵۰۶	۳۹۱۵	۱۲۵۰	۱۱.۷۸۳	۳۵.۸۰۹
اول	۶۱۱۲	۲۵۲	۱۹۸	۵۴۰	۴۶۲۷	۱۲۵۰	۱۲.۵۲۹	۴۸.۳۳۸
پارکینگ	۵۲۰۹	۱۷۵	۱۹۸	۴۴۷	۳۵۳۱	۱۰۲۰	۱۰.۲۰۷	۵۸.۵۴۵

بار محوری ستون F-۱:

$$A = ۲.۷ \times ۱.۶ = ۴.۳۲ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی ( $kg/m^2$ )	بار محوری زنده در طبقه ( $ton$ )	بار محوری زنده کل ( $ton$ )
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۶۴۸	۰.۶۴۸
سوم	$۴.۳۲ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۸۶۴	۱.۵۱۲
دوم	$۸.۶۴ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۸۶۴	۲.۳۷۶
اول	$۱۲.۹۶ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۸۶۴	۳.۲۴
پارکینگ	$۱۷.۲۸ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۸۶۴	۴.۱۰۴

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی ( $kg$ )	وزن تیرها ( $kg$ )	وزن ستون ( $kg$ )	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات ( $kg$ )	وزن سقف ( $kg$ )	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه ( $ton$ )	بار محوری مرده کل ( $ton$ )
چهارم (بام)	۹۸۰	۱۱۰	۱۲۱	۲۷۷	۲۱۴۹	۰	۳.۴۰۶	۳.۴۰۶
سوم	۳۴۹۲	۱۱۰	۱۲۱	۲۷۷	۱۹۳۵	۶۱۷	۶.۳۲۱	۹.۷۲۷
دوم	۳۴۹۲	۱۱۰	۱۲۱	۲۷۷	۱۹۳۵	۶۱۷	۶.۳۲۱	۱۶.۰۴۸
اول	۳۴۹۲	۱۱۰	۱۴۵	۳۰۶	۲۲۸۷	۶۱۷	۶.۷۰۲	۲۲.۷۵
پارکینگ	۳۴۹۲	۱۱۰	۱۴۵	۳۰۶	۲۲۸۷	۶۶۰	۶.۷۴۵	۲۹.۵

بار محوری ستون F-۲:

$$A = ۱.۵ \times ۳ = ۴.۵ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر خرپشته)}$$

$$A = ۰.۷۵ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر طبقات)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی ( $kg/m^2$ )	بار محوری زنده در طبقه ( $ton$ )	بار محوری زنده کل ( $ton$ )
خرپشته	۰	-	-	۱۵۰	۰.۶۷۵	۰.۶۷۵
چهارم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۱۱۲	۰.۷۸۷
سوم	$۰.۷۵ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۱۵	۰.۹۳۷
دوم	$۱.۵ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۱۵	۱.۰۸۷
اول	$۲.۲۵ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۱۵	۱.۲۳۷
پارکینگ	$۳ \times ۱۸$	-	-	۲۰۰	۰.۱۵	۱.۳۸۷

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
خرپشته	۳۱۵	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	۳۷۳	۰	۰.۹۷۳	۰.۹۷۳
چهارم (بام)	۳۳۸۳	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	۳۳۶	۰	۴	۴.۹۷۳
سوم	۴۸۳۷	۱۱۷	۱۴۵	۳۱۴	۳۳۶	۱۰۷	۵.۴۸۷	۱۰.۴۶
دوم	۴۸۳۷	۱۱۷	۱۴۵	۳۱۴	۳۳۶	۱۰۷	۵.۴۸۷	۱۵.۹۴۷
اول	۴۸۳۷	۱۱۷	۱۷۰	۳۴۴	۳۹۷	۱۰۷	۵.۵۷۸	۲۱.۵۲۵
پارکینگ	۴۸۳۷	۱۱۷	۱۷۰	۳۴۴	۳۹۷	۱۱۴	۵.۵۸۵	۲۷.۱۱

بار محوری ستون F-۴:

$$A = ۱.۵ \times ۳ = ۴.۵ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر خرپشته)}$$

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن اسکلت با احتساب ۲۰٪ وزن اتصالات (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بارمعاادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
خرپشته	۳۱۵	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	۲۲۳۸	–	۲.۸۳۸	۲.۸۳۸
چهارم (بام)	۳۵۱۳	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	–	–	۳.۸	۶.۶۳۸
سوم	۳۵۱۳	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	–	–	۳.۸	۱۰.۴۳۸
دوم	۳۵۱۳	۱۱۷	۱۲۱	۲۸۵	–	–	۳.۸	۱۴.۲۳۸
اول	۳۵۱۳	۱۱۷	۱۴۵	۳۱۴	–	–	۳.۸۲۷	۱۸.۰۶۵
پارکینگ	۳۵۱۳	۱۱۷	۱۴۵	۳۱۴	–	–	۳.۸۲۷	۲۱.۹

## محاسبه بار خطی تیرها

برای نمونه یک تیر با جزئیات محاسبه می‌شود، سپس بقیه از تیرها به صورت خلاصه در جدول محاسبه می‌شوند.

بار خطی تیر ۱ از دهانه A تا C:

پشت بام:

$$W_{uDL} = \text{شدت بار سقف بام} = 497.5 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{uLL} = \text{شدت بار سقف بام} = 150 \text{ kg/m}^2$$

وزن دیوارهای محیطی در قسمت محاسبه بار دیوارها، محاسبه شده است. ( $320 \text{ kgf/m}$ )

❖ توجه شود که طبق آیین نامه بام یک طبقه بحرانی محسوب می‌شود و کاهش سربار ندارد.

$$DL = (2.53 \times 497.5) + 320 = 1580 \text{ ton/m}$$

$$LL = 2.53 \times 150 = 379.5 \text{ ton/m}$$

طبقات سوم و دوم:

$$W_{uDL} = (\text{شدت بار سقف طبقات}) + (\text{بار معادل سطحی تیغه‌ها}) = 448 + 143 = 591 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{وزن دیوار محیطی} = 951 \text{ kgf/m}$$

$$DL = (2.53 \times 591) + 951 = 2446 \text{ ton/m}$$

کاهش سربار ندارد  $\Rightarrow 18 \nless 10.42 \text{ m}^2 = 2.53 \times 4.12$  (سطح بارگیر)

$$LL = 2.53 \times 200 = 506 \text{ ton/m}$$

طبقه اول:

$$W_{uDL} = (\text{شدت بار سقف طبقات}) + (\text{بار معادل سطحی تیغه‌ها}) = 529.5 + 143 = 672.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{وزن دیوار محیطی} = 951 \text{ kgf/m}$$

$$DL = (2.53 \times 672.5) + 951 = 2652 \text{ ton/m}$$

کاهش سربار ندارد  $\Rightarrow 18 \nless 10.42 \text{ m}^2 = 2.53 \times 4.12$  (سطح بارگیر)

$$LL = 2.53 \times 200 = 506 \text{ ton/m}$$



طبقه پارکینگ (زیرزمین):

$$W_{uDL} = \left( \text{بار معادل سطحی تیغه‌ها} \right) + \left( \text{شدت بار سقف طبقات} \right) = 529.5 + 153 = 682.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{وزن دیوار محیطی} = 824 \text{ kgf/m}$$

$$DL = (2.3 \times 682.5) + 824 = 2.5 \text{ ton/m}$$

کاهش سربار ندارد  $\Rightarrow 18 \nless 10.42 \text{ m}^2 = 2.53 \times 4.12$  (سطح بارگیر)

$$LL = 2.53 \times 200 = 0.506 \text{ ton/m}$$

بار خطی تیر ۱ از دهانه C تا D:

سقف	$W_{uDL} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m <sup>2</sup> )	$W_{uLL} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	497.5	320.8	-	150	1.58	0.379
طبقات سوم و چهارم	591	1060	$7.53 \nless 18$	200	2.555	0.506
اول	672.5	1060	$7.53 \nless 18$	200	2.761	0.506
پارکینگ (زیرزمین)	682.5	1060	$7.53 \nless 18$	200	2.761	0.506

بار خطی تیر ۱ از دهانه D تا E و E تا F:

سقف	$W_{uDL} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m <sup>2</sup> )	$W_{uLL} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	497.5	320.8	-	150	1.58	0.379
طبقات سوم و چهارم	591	905	$10.67 \nless 18$	200	2.4	0.506
اول	672.5	905	$10.67 \nless 18$	200	2.606	0.506
پارکینگ (زیرزمین)	682.5	905	$10.67 \nless 18$	200	2.606	0.506

بار خطی تیر ۲ از دهانه A تا C:

سقف	$W_{uDL} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m <sup>2</sup> )	R %	$W_{uLL} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	497.5	-	-	-	150	2.238	0.702
طبقات سوم و چهارم	591	-	$20.02 > 18$	2.95	200	2.765	0.908
اول	672.5	-	$20.02 > 18$	2.95	200	3.147	0.908
پارکینگ (زیرزمین)	682.5	-	$20.02 > 18$	2.95	200	3.147	0.908

بار خطی تیر ۲ از دهانه C تا D:

سقف	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی ( $kgf/m$ )	سطح بارگیر ( $m^2$ )	$R \%$	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده ( $ton/m$ )	بار خطی زنده ( $ton/m$ )
بام	۴۹۷.۵	-	-	-	۱۵۰	۲.۲۳۸	۰.۷۰۲
طبقات سوم و چهارم	۵۹۱	-	۱۳.۹۴ $\nless 18$	-	۲۰۰	۲.۷۶۵	۰.۹۳۶
اول	۶۷۲.۵	-	۱۳.۹۴ $\nless 18$	-	۲۰۰	۳.۱۴۷	۰.۹۳۶
پارکینگ (زیرزمین)	۶۸۲.۵	-	۱۳.۹۴ $\nless 18$	-	۲۰۰	۳.۱۴۷	۰.۹۳۶

بار خطی تیر ۲ از دهانه D تا E:

سقف	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی ( $kgf/m$ )	سطح بارگیر ( $m^2$ )	$R \%$	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده ( $ton/m$ )	بار خطی زنده ( $ton/m$ )
بام	۴۹۷.۵	-	-	-	۱۵۰	۲.۲۳۸	۰.۷۰۲
طبقات سوم و چهارم	۵۹۱	-	۱۹.۷۴ $> 18$	۲.۴۷	۲۰۰	۲.۷۶۵	۰.۹۱۲
اول	۶۷۲.۵	-	۱۹.۷۴ $> 18$	۲.۴۷	۲۰۰	۳.۱۴۷	۰.۹۱۲
پارکینگ (زیرزمین)	۶۸۲.۵	-	۱۹.۷۴ $> 18$	۲.۴۷	۲۰۰	۳.۱۴۷	۰.۹۱۲

بار خطی تیر ۲ از دهانه E تا F:

سقف	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی ( $kgf/m$ )	سطح بارگیر ( $m^2$ )	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده ( $ton/m$ )	بار خطی زنده ( $ton/m$ )
خرپشته	۴۹۷.۵	۱۱۲.۲	-	۱۵۰	۱.۵۳	۰.۴۲۷
بام	۴۹۷.۵	۱۸۳۹	-	۱۵۰	۳.۲۵۶	۰.۴۲۷
طبقات سوم و چهارم	۵۹۱	۱۸۳۹	۱۲.۵۴ $\nless 18$	۲۰۰	۳.۳۹۳	۰.۵۲۶
اول	۶۷۲.۵	۱۸۳۹	۱۲.۵۴ $\nless 18$	۲۰۰	۳.۶۰۷	۰.۵۲۶
پارکینگ (زیرزمین)	۶۸۲.۵	۱۸۳۹	۱۲.۵۴ $\nless 18$	۲۰۰	۳.۶۰۷	۰.۵۲۶

بار خطی تیر ۳ از دهانه A تا C:

سقف	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی ( $kgf/m$ )	سطح بارگیر ( $m^2$ )	$R \%$	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده ( $ton/m$ )	بار خطی زنده ( $ton/m$ )
بام	۴۹۷.۵	-	-	-	۱۵۰	۱.۴۴۲	۰.۴۳۵
طبقات سوم و چهارم	۵۹۱	-	۱۱.۹ $\nless 18$	-	۲۰۰	۱.۷۱۳	۰.۵۸
اول	۶۷۲.۵	-	۱۱.۹ $\nless 18$	-	۲۰۰	۱.۹۵	۰.۵۸
پارکینگ (زیرزمین)	۶۸۲.۵	۸۹۳	۱۱.۹ $\nless 18$	-	۲۰۰	۲.۸۴۳	۰.۵۸

بار خطی تیر ۳ از دهانه C تا D:

سقف	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی ( $kgf/m$ )	سطح بارگیر ( $m^2$ )	$R \%$	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده ( $ton/m$ )	بار خطی زنده ( $ton/m$ )
بام	۴۹۷.۵	-	-	-	۱۵۰	۱.۴۴۲	۰.۴۳۵
طبقات سوم و چهارم	۵۹۱	-	۱۸ $\times$ ۸.۶۴	-	۲۰۰	۱.۷۱۳	۰.۵۸
اول	۶۷۲.۵	-	۱۸ $\times$ ۸.۶۴	-	۲۰۰	۱.۹۵	۰.۵۸
پارکینگ (زیرزمین)	۶۸۲.۵	۹۱۵	۱۸ $\times$ ۸.۶۴	-	۲۰۰	۲.۸۶۵	۰.۵۸

بار خطی تیر ۳ از دهانه D تا E:

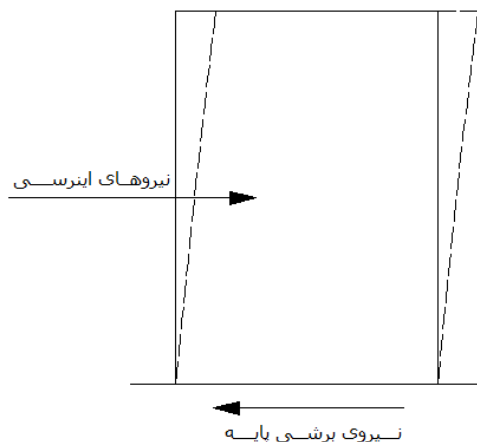
سقف	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی ( $kgf/m$ )	سطح بارگیر ( $m^2$ )	$R \%$	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده ( $ton/m$ )	بار خطی زنده ( $ton/m$ )
بام	۴۹۷.۵	-	-	-	۱۵۰	۱.۴۴۲	۰.۴۳۵
طبقات سوم و چهارم	۵۹۱	-	۱۸ $\times$ ۱۲.۲۳	-	۲۰۰	۱.۷۱۳	۰.۵۸
اول	۶۷۲.۵	-	۱۸ $\times$ ۱۲.۲۳	-	۲۰۰	۱.۹۵	۰.۵۸
پارکینگ (زیرزمین)	۶۸۲.۵	۸۵۸	۱۸ $\times$ ۱۲.۲۳	-	۲۰۰	۲.۸۰۸	۰.۵۸

# فصل چهارم

## بارهای جانبی

## بار زلزله (روش تحلیل استاتیکی معادل)

عملکرد زلزله بر سازه:



ارتعاشات افقی زلزله، ایجاد نیروهای اینرسی می‌کند. در واقع حرکت زمین در موقع زلزله، به صورت شتابی، از زمین به ساختمان منتقل می‌شود. در کل تأثیر زلزله بر روی سازه، ایجاد یک نیروی برشی اسن که در اثر حرکت رفت و برگشتی ایجاد می‌گردد. (بند ۵-۲-۶-۶ مبحث ششم) این نیروی برشی را برش پایه می‌گویند.

نیروهای جانبی ناشی از زلزله:

مقدار نیروی برشی کل و چگونگی پخش آن در طبقات مختلف براساس مطالعات تجربی و نظری توسط آئین نامه‌های گوناگون مشخص گردیده است. نقطه مشترک تمام روابط و فرمول‌های ارائه شده در تمامی آئین نامه‌ها این است که نیروی برش پایه حاصل از نیروی زلزله را به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان در نظر می‌گیرند.

(بند ۵-۲-۶-۶ مبحث ششم): حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V = CW \geq 0.1AIW$$

$V$ : نیروی برشی در تراز پایه

$W$ : وزن کل ساختمان

$C$ : ضریب زلزله

محاسبه وزن کل ساختمان:

برای محاسبه وزن مرده ساختمان برای زلزله، در هر سقف علاوه بر بار مرده سقف و معادل تیغه بندی، وزن اسکلت و دیوارهای پیرامونی را نصف از پایین سقف و نصف از بالای سقف حساب می‌کنند.

❖ (بند ۴-۲-۶-۶ مبحث ششم): در محاسبه نیروی جانبی زلزله، بار زنده طراحی ساختمان‌ها و سازه‌ها به میزانی که در جدول زیر آمده است، مشخص شده است:

(جدول ۶-۷-۱ مبث ششم)

درصد میزان بار زنده	محل بار زنده
-	بام های شیبدار با شیب ۲۰٪ و بیشتر
۲۰	بام های کسطح یا با شیب کمتر از ۲۰٪
۲۰	ساختمان های مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگ ها
۴۰	بیمارستان ها، مدارس، فروشگاه ها و ساختمان های محل اجتماع یا ازدحام
۶۰	انبار ها و کتابخانه ها
۱۰۰	مخازن آب و سایر مایعات

❖ در محاسبه نیروی زنده برای زلزله نباید کاهش سربار را اعمال کرد.

❖ در صورتی که وزن خرپشته از ۲۵٪ وزن بام بیشتر باشد، یک طبقه محسوب می شود.

محاسبه وزن بام:

$$77420.95 \text{ kg} = 155.62 \times (\text{مساحت طبقه}) \times 497.5 = (\text{وزن سقف}) \times 497.5 = \text{بار مرده کف}$$

❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن اسکلت} = 5589 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{وزن دیوار محیطی} = & (37 \times 320.8) + (5.5 \times 239.2) + (5.5 \times 821) + (5.5 \times 641) + (2.6 \times 519) + \\ & + \frac{0.6 \times 1060}{2} + \frac{7.8 \times 884}{2} + \frac{0.6 \times 519}{2} + \frac{4 \times 555}{2} + \frac{1.6 \times 1060}{2} + \frac{4 \times 951}{2} + \frac{5.1 \times 1060}{2} + \frac{4.1 \times 951}{2} + \frac{3 \times 1060}{2} + \frac{7 \times 905}{2} + \\ & + \frac{5.1 \times 821}{2} = 41330 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = \frac{8757}{2} = 4378 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 155.62 \times 150 = 23343 \text{ kg}$$

$$W_{\text{بام}} = 77420.95 + 5589 + 41330 + 4378 + (0.2 \times 23343) = 133386 \text{ kg} \approx 135 \text{ ton}$$

محاسبه وزن طبقه سوم:

$$91971 \text{ kg} = 155.62 \times (\text{مساحت طبقه}) \times 448 + 143 \times (\text{بار معادل تیغه بندی} + \text{وزن سقف}) = \text{بار مرده کف}$$

❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن اسکلت} = 6977 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{وزن دیوار محیطی} &= (5.5 \times 821) + (5.5 \times 641) + (2.6 \times 519) + (0.6 \times 1060) + (7.8 \times 884) + \\ &+ (0.6 \times 519) + (4 \times 555) + (1.6 \times 1060) + (4 \times 951) + (5.1 \times 1060) + (4.1 \times 951) + (3 \times \\ &+ 1060) + (7 \times 905) + (5.1 \times 821) = 47960 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = 8757 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 155.62 \times 200 = 31124 \text{ kg}$$

$$W_{\text{سوم}} = 91971 + 6977 + 47960 + 8757 + (0.2 \times 31124) = 161889 \text{ kg} \approx 162 \text{ ton}$$

محاسبه وزن طبقه دوم:

$$\begin{aligned} \text{❖ } 91971 \text{ kg} &= 155.62 \times (\text{مساحت طبقه}) + 143 \times (\text{بار معادل تیغه بندی} + \text{وزن سقف}) = \text{بار مرده کف} \\ \text{❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.} \end{aligned}$$

$$\text{وزن اسکلت} = 7182 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{وزن دیوار محیطی} &= (5.5 \times 821) + (5.5 \times 641) + (2.6 \times 519) + (0.6 \times 1060) + (7.8 \times 884) + \\ &+ (0.6 \times 519) + (4 \times 555) + (1.6 \times 1060) + (4 \times 951) + (5.1 \times 1060) + (4.1 \times 951) + (3 \times \\ &+ 1060) + (7 \times 905) + (5.1 \times 821) = 47960 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = 8757 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 155.62 \times 200 = 31124 \text{ kg}$$

$$W_{\text{دوم}} = 91971 + 7182 + 47960 + 8757 + (0.2 \times 31124) = 162094 \text{ kg} \approx 162 \text{ ton}$$

محاسبه وزن سقف طبقه اول:

$$\begin{aligned} \text{❖ } 104654 \text{ kg} &= 155.62 \times (\text{مساحت طبقه}) + 143 \times (\text{بار معادل تیغه بندی} + \text{وزن سقف}) = \text{بار مرده کف} \\ \text{❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.} \end{aligned}$$

$$\text{وزن اسکلت} = 6954 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{وزن دیوار محیطی} &= (5.5 \times 821) + (5.5 \times 641) + (2.6 \times 519) + \frac{0.6 \times 1060}{2} + \frac{7.8 \times 884}{2} + \frac{0.6 \times 519}{2} + \frac{4 \times 555}{2} + \\ &+ \frac{1.6 \times 1060}{2} + (4 \times 951) + \frac{5.1 \times 1060}{2} + \frac{4.1 \times 951}{2} + (3 \times 1060) + (7 \times 905) + (5.1 \times 821) + \frac{4.2 \times 884}{2} + \\ &+ \frac{3 \times 915}{2} + \frac{2.6 \times 893}{2} + \frac{2.1 \times 1060}{2} + \frac{5.1 \times 930}{2} + \frac{4.1 \times 824}{2} = 46937 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = 8757 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 155.62 \times 200 = 31124 \text{ kg}$$

$$W_{\text{اول}} = 104654 + 6954 + 46937 + 8757 + (0.2 \times 31124) = 173527 \text{ kg} \approx 175 \text{ ton}$$

محاسبه وزن پارکینگ:

$$98836 \text{ kg} = 144.815 \text{ (مساحت طبقه)} \times 153 + 529.5 \text{ (بار معادل تیغه بندی + وزن سقف)} = \text{بار مرده کف}$$

❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن اسکلت} = 7270 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{وزن دیوار محیطی} = & \left( (5.5 \times 821) + (5.5 \times 641) + (2.6 \times 519) + \frac{4 \times 951}{2} + \frac{3 \times 1060}{2} + \frac{7 \times 905}{2} + \frac{5.1 \times 821}{2} + \right. \\ & \left. + \frac{4.2 \times 858}{2} + \frac{3 \times 915}{2} + \frac{2.6 \times 893}{2} + \frac{2.1 \times 1060}{2} + \frac{5.1 \times 930}{2} + \frac{4.1 \times 824}{2} \right) + \left( \frac{11.7 \times 710}{2} + \frac{32 \times 915}{2} \right) = 46445 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = 8757 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 144.815 \times 200 = 28963 \text{ kg}$$

$$W_{\text{پارکینگ}} = 98836 + 7270 + 46445 + 8757 + (0.2 \times 28963) = 167100 \text{ kg} \approx 167 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = 135 + 162 + 162 + 175 + 167 = 801 \text{ ton}$$

C: ضریب زلزله از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح (بند ۶-۷-۲-۵-۳ مبحث ششم):

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان لرزه خیزی آن‌ها، به شرح جدول شماره ۶-۷-۲ آئین نامه تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست شماره ۶-۴ مبحث ششم مشخص شده‌اند.



(جدول ۶-۷-۲ مب‌حث ششم)

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

با توجه به اینکه تهران در درجه بندی خطر نسبی زلزله طبق پیوست ۴-۶ مب‌حث ششم جزو مناطق پهنا با خطر نسبی خیلی زیاد محسوب می‌شود، بنابراین نسبت شتاب مبنای طرح (A)، ۳۵٪ انتخاب می‌شود.

B: ضریب بازتاب ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۴ مب‌حث ششم):

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۶-۷-۱ الف) و (۶-۷-۱ ب) مب‌حث ششم تعیین می‌شود:

$$B = 1 + S \left( \frac{T}{T_s} \right) \quad 0 \leq T \leq T_s$$

$$B = S + 1 \quad T_s \leq T \leq T_s$$

$$B = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T \geq T_s$$

T: زمان تناوب اصلی نوسان (بند ۶-۷-۲-۵-۶ مب‌حث ششم):

زمان تناوب اصلی نوسان که بر حسب ثانیه می‌باشد، بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می‌گردد:

الف- برای ساختمان‌هایی با سیستم خمشی:

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

$$T = 0.08 H^{\frac{2}{3}} \quad \text{در قاب‌های فولادی}$$

$$T = 0.07 H^{\frac{2}{3}} \quad \text{در قاب‌های بتن آرمه}$$

۲- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننماید:

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود.

ب- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌ها، در تمامی موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05 H^{\frac{2}{3}}$$

در روابط فوق،  $H$  ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است.

تراز پایه (بند ۶-۷-۲-۵-۲ مبحث ششم):

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام وقوع زلزله از آن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. این تراز معمولا در تراز سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به اینکه تراز پایه ۱۵.۶۶ متر می‌باشد و سیستم ساختمان مورد نظر، در راستای  $X$  قاب خمشی می‌باشد و در راستای  $Y$  قاب ساده با بادبند می‌باشد، لذا جزو ساختمان‌هایی با سایر سیستم‌ها حساب می‌شود، بنابراین:

$$T_X = 0.08 H^{\frac{3}{4}} = 0.08 \times 15.66^{\frac{3}{4}} = 0.551$$

$$T_Y = 0.05 H^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 15.66^{\frac{3}{4}} = 0.393$$

$T_s, T_s, T_s$  : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول شماره ۶-

۷-۳ مبحث ششم آمده است که با توجه به نوع زمین که در جدول ۶-۷-۴ بند ۶-۵-۲-۵ مبحث ششم تعیین می‌گردند.

جدول شماره ۶-۷-۴ طبقه بندی نوع زمین

نوع زمین	مواد متشکل ساختمانه	حدود تقریبی $\bar{V}_s$ (متر بر ثانیه)
I	الف- سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای (گنایس ها- سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی	بیشتر از ۷۵۰
	ب- خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر از روی بستر سنگی	$375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
II	الف- سنگهای آذرین سست (مانند توف)، سنگهای سست رسوبی دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که بر اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده اند.	$375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
	ب- خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
III	الف- سنگهای متلاشی شده بر اثر هوازدگی	$175 \leq \bar{V}_s \leq 375$
	ب- خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه ای و رس با سختی متوسط	$175 \leq \bar{V}_s \leq 375$
IV	الف- نهشته های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد	کمتر از ۱۷۵

(جدول ۶-۷-۳ مبحث ششم)

نوع زمین	$T_s$	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
		$S$	$S$
I	۰.۱	۱.۵	۱.۵
II	۰.۱	۱.۵	۱.۵
III	۰.۱۵	۱.۷۵	۱.۷۵
IV	۰.۱۵	۲.۲۵	۱.۷۵

با توجه به نوع زمین که از نوع شماره II می‌باشد،  $T_s, T$  و  $S$  به ترتیب ۰.۱ و ۰.۵ و ۱.۵ تعیین می‌گردد.

$$T_X \geq T_s \Rightarrow 0.551 > 0.1 \Rightarrow B_X = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = (1.5 + 1) \left( \frac{0.1}{0.551} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.34$$

$$T. \leq T_Y \leq T_s \Rightarrow 0.1 < 0.393 < 0.5 \Rightarrow B_Y = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

I: ضریب اهمیت ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۷ مبحث ششم):

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها، به شرح ۶-۷-۱-۷ مبحث ششم، مطابق جدول شماره ۶-۷-۵ مبحث ششم تعیین می‌گردد:

(جدول ۶-۷-۵ مبحث ششم)

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

گروه بندی ساختمان بر حسب اهمیت (بند ۶-۷-۱ مبحث ششم):

مبحث ششم ساختمان‌ها را از نظر اهمیت به چهار گروه تقسیم می‌شوند:

گروه ۱- ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد:

در این گروه، ساختمان‌هایی قرار دارند که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها به طور غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود، مانند: بیمارستانها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق رسانی، برجهای مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و بطور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

## گروه ۲- ساختمان‌های با اهمیت زیاد:

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند: مدارس، مساجد، استادیومها، سینما و تئاترها، سالن اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینالهای مسافری، یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند: موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می‌شود، مانند: پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گاز رسانی.

## گروه ۳- ساختمان‌هایی با اهمیت متوسط:

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این بخش، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشد، مانند: ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتلها، پارکینگ‌های چند طبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

## گروه ۴- ساختمان‌هایی با اهمیت کم:

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است، مانند: انبارهای کشاورزی و سالنهای مرغداری.

ب- ساختمان‌های موقت که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

با توجه به مسکونی بودن ساختمان، در گروه ۳ جزو ساختمان‌های با اهمیت متوسط حساب می‌شود و با توجه به جدول ۶-۷-۵ مبحث ششم ضریب اهمیت (I)، «۱» در نظر گرفته می‌شود.

R: ضریب رفتار ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۸ مبحث ششم):

ضریب رفتار ساختمان در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت‌های بند ۶-۷-۳-۱ مبحث ششم رعایت شده باشد، طبق جدول شماره ۶-۷-۶ مبحث ششم تعیین می‌گردد.

جدول شماره ۶-۷-۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان  $H_m$

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

با توجه به اینکه ساختمان مورد نظر در راستای X قاب خمشی فولادی متوسط می‌باشد، ضریب رفتار (R)، ۷ در نظر گرفته می‌شود و در راستای Y قاب ساده با مهاربندی هم محوری فولادی می‌باشد، ضریب رفتار (R)، ۶ در نظر گرفته می‌شود.

$$R_X = 7 \quad R_Y = 6$$

محاسبه ضریب زلزله:

$$C_X = \frac{AB_X I}{R_X} = \frac{0.35 \times 2.34 \times 1}{7} = 0.117$$

$$C_Y = \frac{AB_Y I}{R_Y} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{6} = 0.1458$$

محاسبه نیروی برشی پایه:

$$V_X = C_X \times W_{total} = 0.117 \times 80.1 = 9.3717 \text{ ton} > V_{min} = 0.1 \times 0.35 \times 1 \times 80.1 = 2.8035 \text{ ok}$$

$$V_Y = C_Y \times W_{total} = 0.1458 \times 80.1 = 11.6785 \text{ ton} > V_{min} = 0.1 \times 0.35 \times 1 \times 80.1 = 2.8035 \text{ ok}$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۹ مبحث ششم):

در روش تحلیل استاتیکی معادل، نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد که به صورت نیروی متمرکز در مرکز جرم طبقه اثر می‌کند. مقدار این نیرو که رابطه مستقیم با وزن طبقه و ارتفاع طبقه از تراز پایه دارد از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

که در این رابطه:

$F_i$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $i$

$W_i$ : وزن طبقه  $i$  می‌باشد

$h_i$ : ارتفاع تراز  $i$ ، ارتفاع سقف طبقه  $i$ ، از تراز پایه

$n$ : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

$F_t$ : نیروی جانبی اضافه در تراز سقف طبقه  $n$  که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$T > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 TV < 0.25 V$$

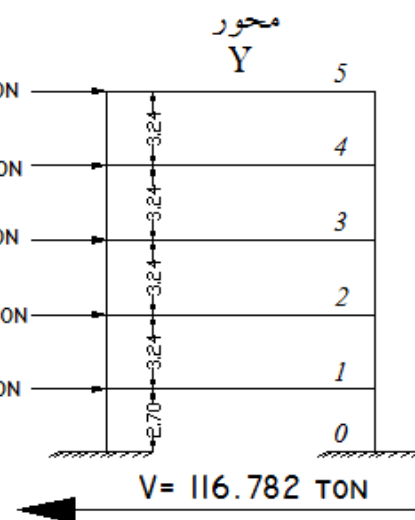
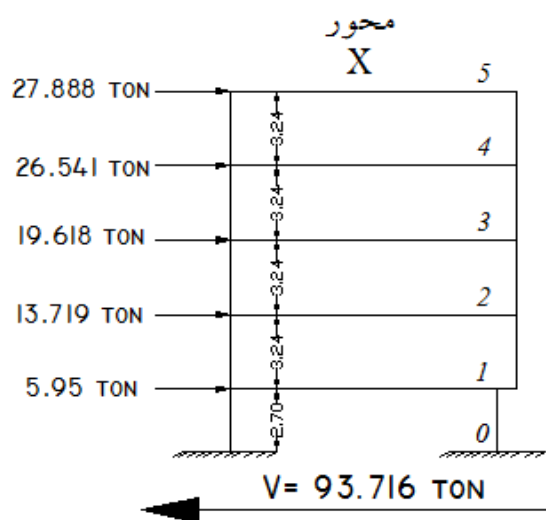
$$T \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$$

$$T_X = 0.551 < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

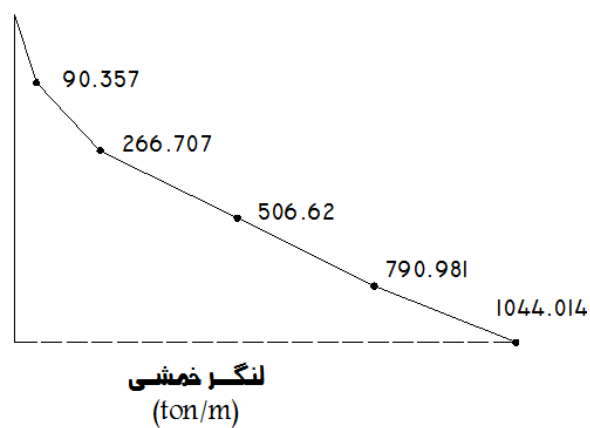
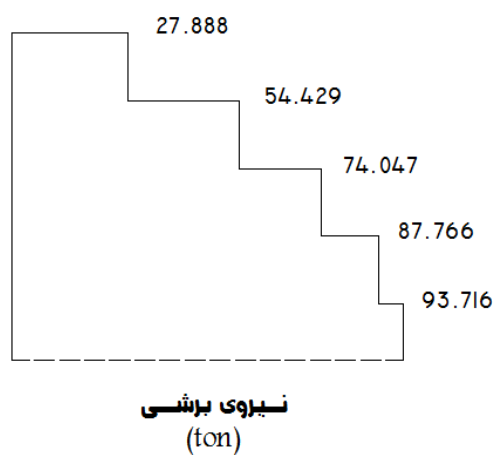
$$T_Y = 0.393 < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

$F_{iy} \text{ (ton)}$	$F_{ix} \text{ (ton)}$	$W_i \times h_i$	$W_i \text{ (ton)}$	$h_i \text{ (m)}$	سقف طبقه
۳۴.۷۵۲	۲۷.۸۸۸	۲۱۱۴.۱	۱۳۵	۱۵.۶۶	۵ (بام)
۳۳.۰۷۵	۲۶.۵۴۱	۲۰۱۲.۰۴	۱۶۲	۱۲.۴۲	۴
۲۴.۴۴۶	۱۹.۶۱۸	۱۴۸۷.۱۶	۱۶۲	۹.۱۸	۳
۱۷.۰۹۶	۱۳.۷۱۹	۱۰۴۰	۱۷۵	۵.۹۴	۲
۷.۴۱۳	۵.۹۵	۴۵۱	۱۶۷	۲.۷	۱ (پارکینگ)
		۷۱۰۴.۳			$\Sigma$

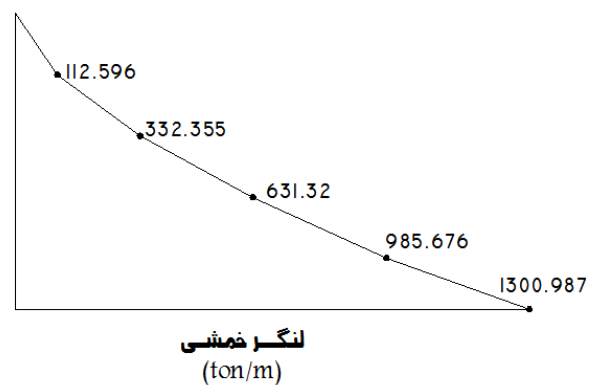
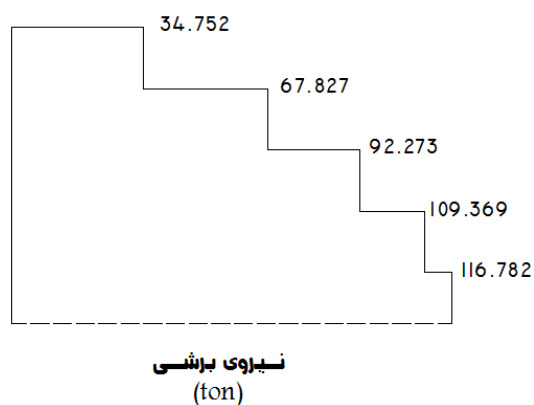
توزیع نیروی برشی:



نمودارهای برشی و خمشی در راستای X:



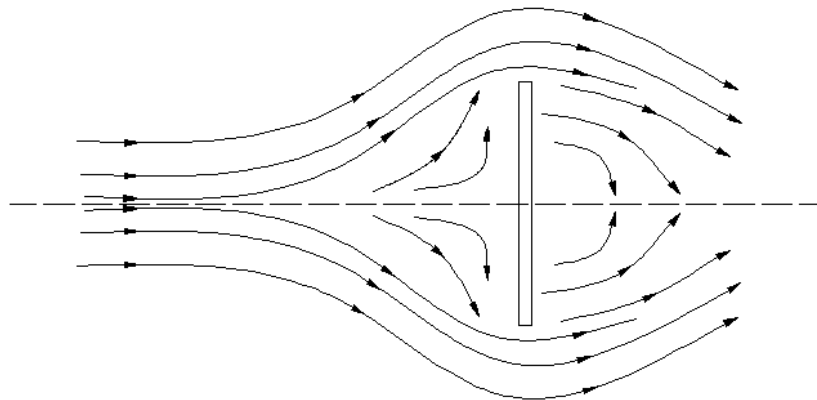
نمودارهای برشی و خمشی در راستای Y:



## بار باد

### عملکرد باد بر سازه:

تفاوت اثر نیروی باد و نیروی زلزله از نظر کیفی، همان نحوه وارد شدن و اثر آن‌ها بر سازه می‌باشد. زلزله در سازه ایجاد شتاب می‌کند که طبق رابطه  $F = ma$  این شتاب به نیرو تبدیل می‌شود. در واقع زلزله در تمام اجزا و ذرات سازه نیرو وارد می‌کند، در صورتی که نیروی باد یک عامل خارجی است و هر مانعی که در جلوی آن باشد تحت تأثیر آن قرار می‌گیرد و بدان نیرو وارد می‌کند.



برای تعیین اثر ناشی از باد، در طراحی بایستی اثر باد در دو امتداد عمود برهم (معمولا محورهای اصلی ساختمان) و به طور غیر همزمان بررسی شود. لازم به توضیح است که در طراحی اعضای سازه اثرات بار باد و بار زلزله به طور جداگانه بررسی می‌شوند و هر کدام بیشترین اثر را در سازه داشته باشد تعیین کننده می‌باشد و هیچگاه به طور همزمان به سازه اثر داده نمی‌شود زیرا احتمال رخ دادن زلزله و وزیدن باد شدید به طور همزمان بسیار اندک می‌باشد.

نیروی جانبی باد: (بند ۶-۴-۶ مبحث ششم)

برخورد جریان هوا به مانع و گذشتن جریان از اطراف مانع باعث می‌شود که در وجوه رو به باد نیروی فشاری و در سایر وجوه نیروی فشاری منفی (مکش) ایجاد شود. با معلوم بودن فشار یا مکش ایجاد شده توسط باد و سطوح ساختمان که فشار یا مکش مورد نظر بر آن وارد می‌شود، نیروی حاصل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F = A \cdot p$$

P: فشار یا مکش ناشی از باد است که براساس ضوابط بند ۶-۵-۶ مبحث ششم (فشار یا مکش ناشی از باد) محاسبه می‌شود.

A: مساحت سطحی از ساختمان است که فشار یا مکش P بر آن وارد می‌شود.



فشار یا مکش ناشی از باد: (بند ۶-۶-۵ مبحث ششم)

فشار یا مکش ناشی از باد بر روی سطوح ساختمان، در هر ارتفاعی از آن، از رابطه زیر محاسبه می شود. اصطلاح فشار برای حالتی است که جهت نیرو رو به سطح و اصطلاح مکش برای حالتی است که جهت نیرو از طرف سطح به طرف خارج باشد.

$$p = C_e \cdot C_q \cdot q$$

$q$ : فشار مبنای باد       $C_q$ : ضریب شکل       $C_e$ : ضریب اثر تغییر سرعت

$C_e$ : ضریب اثر تغییر سرعت: (بند ۶-۶-۶ مبحث ششم)

طبق توصیه مبحث ششم، ضریب اثر تغییر سرعت را می‌توان به جای محاسبه از روابطی که در بند ۶-۶-۶ آئین نامه آمده است، از جدول ۶-۶-۲ مبحث ششم که به طور محافظه کارانه می‌باشد، استفاده کرد.

جدول شماره ۶-۶-۲ مبحث ششم (ضریب اثر تغییر سرعت برای ارتفاع ترازهای مختلف)

۱۰۰-۱۲۰	۸۰-۱۰۰	۶۰-۸۰	۵۰-۶۰	۴۰-۵۰	۳۰-۴۰	۲۰-۳۰	۱۰-۲۰	۰-۱۰	ارتفاع تراز مورد نظر ( $m$ )
۲.۹	۲.۸	۲.۶	۲.۴	۲.۳	۲.۲	۲.۱	۱.۹	۱.۶	نواحی داخل شهر، دارای ساختمان‌ها یا درختان متعدد
۳	۲.۹	۲.۸	۲.۷	۲.۶	۲.۵	۲.۴	۲.۲	۲	نواحی باز خارج شهر، دارای ساختمان‌ها یا درختان پراکنده

از آنجایی که ارتفاع ساختمان مورد نظر ۱۵.۶۶ متر می‌باشد، و ۱.۴۴ متر از ساختمان در داخل زمین می‌باشد، لذا ارتفاع تراز مورد نظر در ساختمان برای محاسبه فشار باد، ۱۴.۲۲ متر می‌باشد و سازه در نواحی دارای ساختمان‌های متعدد می‌باشد، بنابراین:

$$0 < z < 10 \text{ m} \Rightarrow C_e = 1.6$$

$$10 \text{ m} < z < 14.22 \text{ m} \Rightarrow C_e = 1.9$$

$q$ : فشار مبنای باد: (بند ۶-۶-۳ مبحث ششم)

فشار مبنای باد بنا به تعریف، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی عمود بر جهت وزش باد وارد می کند. آئین نامه سرعت و فشار مبنای باد شهرهای مختلف را در جدول شماره ۶-۶-۱ قرار داده است.

با توجه به قرار داشتن ساختمان مورد نظر در شهر تهران، فشار مبنای باد به قرار زیر است:

$$q = 50 \text{ kg/m}^2$$

$C_q$ : ضریب شکل، برای سازه اصلی باربر جانبی ساختمان: (بند ۶-۶-۷ مبحث ششم)

(بند ۶-۶-۷-۲ مبحث ششم): در ساختمانهای کوتاهتر از ۶۰ متر، به جز ساختمانهای کوتاه که دارای سقفهای شیب دارند مانند ساختمان کارخانجات و انبارها، به جای محاسبه اثر باد بر روی سطوح رو به باد و پشت به باد، می‌توان اثر بار را بر روی سطوح رو به باد محاسبه نمود و در رابطه ۶-۶-۲ مبحث ششم به جای A مساحت تصویر این سطوح را بر روی صفحه ای که عمود بر جهت باد است منظور کرد. در این حالت ضریب شکل باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

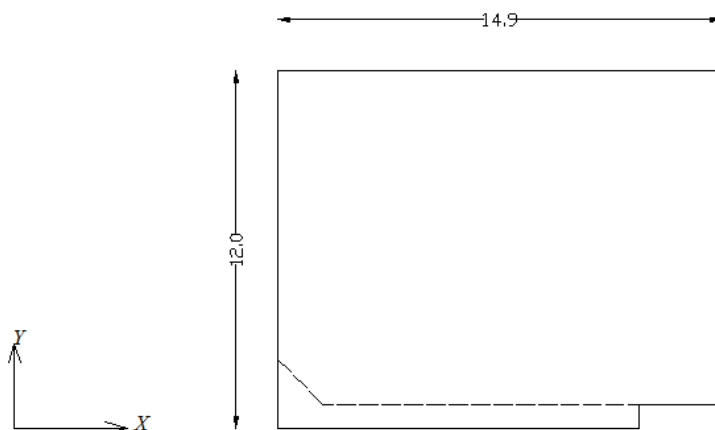
الف- در ساختمانهای کوتاهتر از ۱۲ متر  $C_q = ۱.۳$

ب- در ساختمانهای با ارتفاع بین ۱۲ و ۶۰ متر  $C_q = ۱.۴$

چون ارتفاع ساختمان مورد نظر ۱۴.۲۲ متر است و از ۶۰ متر کمتر می‌باشد، پس می‌توان اثر باد را فقط در سطوح رو به باد در نظر گرفت. بنابراین:

$C_q = ۱.۴$

A: در روابط فوق عرض بارگیر ساختمان ضربدر واحد ارتفاع می‌باشد. بدین ترتیب F مربوطه نیروی گسترده وارد در واحد ارتفاع خواهد بود.



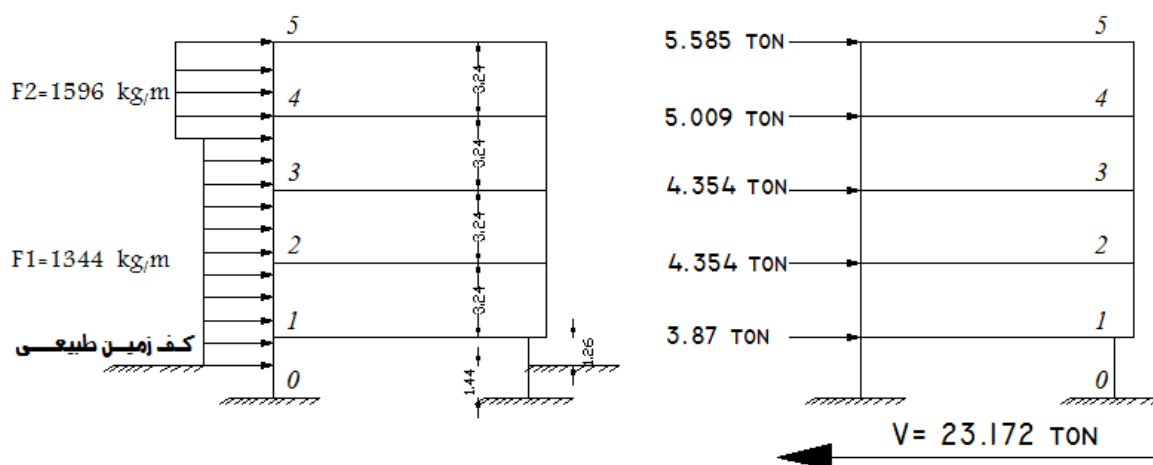
عرض بارگیر وقتی باد موازی محور X می‌وزد، برابر ۱۲ متر و وقتی باد موازی محور Y می‌وزد، برابر ۱۴.۹ متر می‌باشد.

محاسبه نیروی باد در راستای محور X :

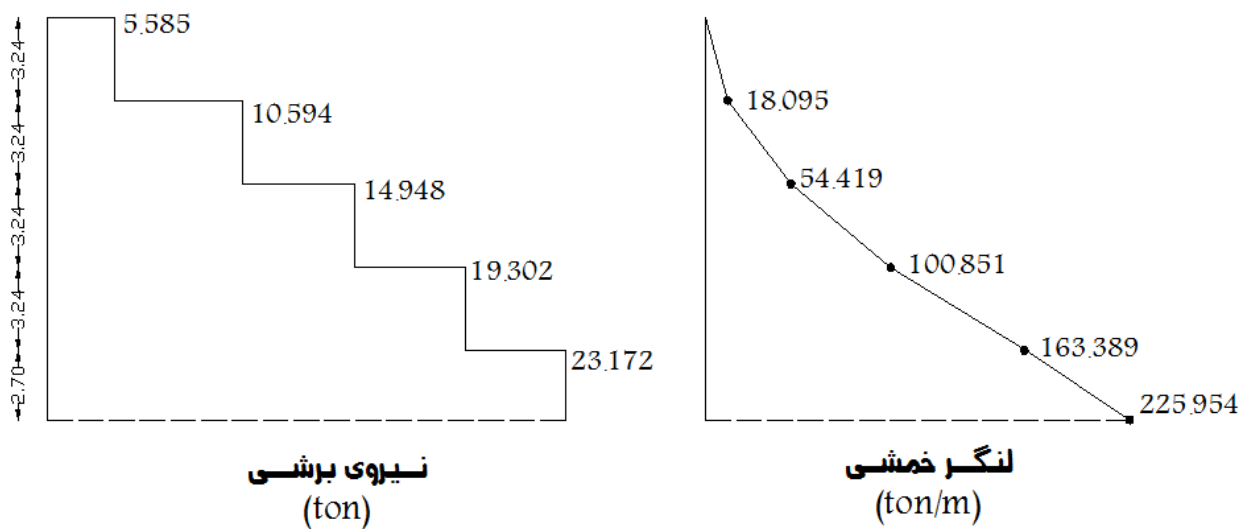
$$0 < h < 10 \text{ m} \Rightarrow F_1 = 1.6 \times 50 \times 1.4 \times 12 = 1344 \text{ kgf/m}$$

$$10 \text{ m} < h < 14.22 \text{ m} \Rightarrow F_2 = 1.9 \times 50 \times 1.4 \times 12 = 1596 \text{ kgf/m}$$

توزیع نیروی باد وارد بر ساختمان در امتداد X :



نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی به قرار زیر است:

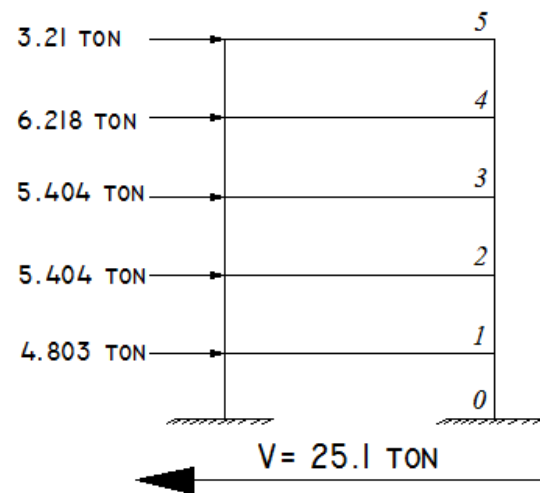
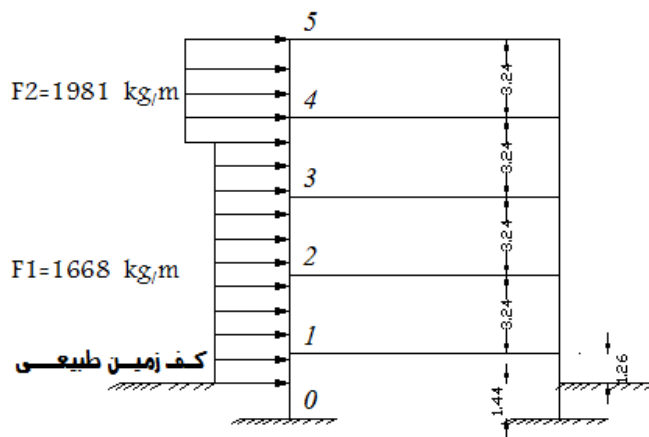


محاسبه نیروی باد در راستای محور Y :

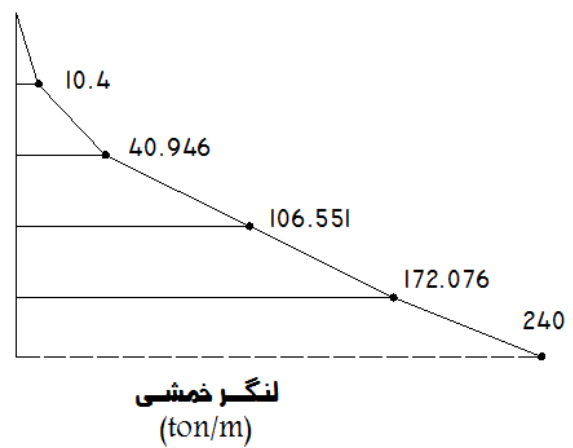
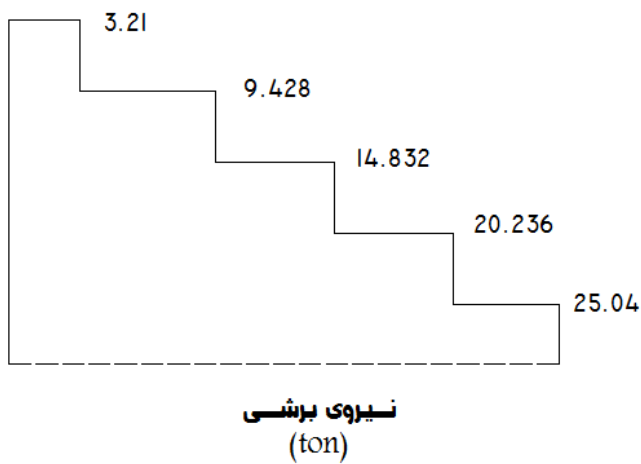
$$0 < h < 10 \text{ m} \Rightarrow F_1 = 1.6 \times 50 \times 1.4 \times 14.9 = 1668 \text{ kgf/m}$$

$$10 \text{ m} < h < 14.22 \text{ m} \Rightarrow F_2 = 1.9 \times 50 \times 1.4 \times 14.9 = 1981 \text{ kgf/m}$$

توزیع نیروی باد وارد بر ساختمان در امتداد Y :



نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی به قرار زیر است:



## مقایسه بار باد و زلزله

بند ۶-۶-۱-۳ مبحث ششم: در طراحی اعضای سازه اثر ناشی از بار باد با بار زلزله جمع نمی شود. کلیه اعضای سازه باید برای اثر هر یک از این دو که بیشتر باشد، طراحی شوند.

همانطور که طبق آئین نامه بیان گردید، نباید بار باد و زلزله را با هم یا به طور همزمان در طراحی تأثیر داد. بنابراین در طراحی، هر کدام از نیروهای باد و زلزله که بیشترین تأثیر را داشته باشد اعمال می کنیم.

نتیجه حاصل از محاسبات نیروهای اثر باد و زلزله در جدول زیر خلاصه شده است:

بار زلزله		بار باد		
محور Y	محور X	محور Y	محور X	
۱۳۰۰.۹۸۷	۱۰۴۴.۰۱۴	۲۴۰	۲۲۵.۹۵۴	گشتاور واژگونی ( $ton/m$ )
۱۱۶.۷۸۲	۹۳.۷۱۶	۲۵.۱	۲۳.۱۷۲	نیروی برشی پایه ( $ton$ )

بر اساس جدول به راحتی مشاهده می شود که نیروی اثر زلزله بیشتر است.

## نیروی قائم ناشی از زلزله (بند ۶-۷-۲-۵-۱۱ مبحث ششم)

نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است. در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف - تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می باشد، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها.

ب - تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می کنند، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها . در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می شود.

ج - بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره ساخته می شوند.

در این سازه تیر طره وجود دارد.

(بند ۶-۷-۲-۵-۱۱ مبحث ششم): مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه زیر محاسبه می شود و برای عناصر بند ج دو برابر مقدار این رابطه منظور می گردد. به علاوه در مورد عناصر بند ج، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V = 0.7AIW_p$$

$I, A$ : نسبت شتاب مبنای طرح و ضریب اهمیت ساختمان می باشد که در قسمت زلزله توضیح داده شده است.

$W_p$ : بار مرده به اضافه بار زنده گسترده آن

با توجه به اینکه تهران در درجه بندی خطر نسبی زلزله طبق پیوست ۶-۴ مبحث ششم جزو مناطق پهنا با خطر نسبی خیلی زیاد محسوب می شود، بنابراین نسبت شتاب مبنای طرح ( $A$ )، ۳۵٪ انتخاب می شود.

با توجه به مسکونی بودن ساختمان، در گروه ۳ جزو ساختمان های با اهمیت متوسط حساب می شود و با توجه به جدول ۶-۷-۵ مبحث ششم ضریب اهمیت ( $I$ )، «۱» در نظر گرفته می شود.

محاسبه نیروی قائم ناشی از زلزله در بام:

$$W_p = (\text{بار زنده} + \text{بار مرده}) = 497.5 + 300 = 797.5 \text{ kg/m}^2$$

$$F_v = 0.7AIW_p = 2 \times [0.7 \times 0.35 \times 1 \times 797.5] = 390.775 \text{ kg/m}$$

محاسبه نیروی قائم ناشی از زلزله در طبقه سوم و دوم:

$$W_p = (\text{بار زنده} + \text{بار مرده}) = 591 + 300 = 891 \text{ kg/m}^2$$

$$F_v = 0.7AIW_p = 2 \times [0.7 \times 0.35 \times 1 \times 891] = 436.59 \text{ kg/m}$$

محاسبه نیروی قائم ناشی از زلزله در طبقه اول:

$$W_p = (\text{بار زنده} + \text{بار مرده}) = 672.5 + 300 = 972.5 \text{ kg/m}^2$$

$$F_v = 0.7AIW_p = 2 \times [0.7 \times 0.35 \times 1 \times 972.5] = 476.525 \text{ kg/m}$$

محاسبه نیروی قائم ناشی از زلزله در پارکینگ:

$$W_p = (\text{بار زنده} + \text{بار مرده}) = 682.5 + 300 = 982.5 \text{ kg/m}^2$$

$$F_v = 0.7AIW_p = 2 \times [0.7 \times 0.35 \times 1 \times 982.5] = 481.425 \text{ kg/m}$$

# فصل پنجم

## سیستم‌های باربر جانبی



## محاسبه مرکز جرم

مرکز جرم هر طبقه نقطه ای است که نیروهای جانبی طبقه در آن اثر می‌کند و این نقطه منطبق بر محل اثر برآیند بارهای قائم آن طبقه می‌باشد. اگر شدت بارهای وارد بر یک طبقه از ساختمان یکنواخت باشد، معمولاً مرکز جرم بر مرکز سطح منطبق می‌گردد، در غیر این صورت برای محاسبه مرکز جرم، بعد از تقسیم سطح به سطوحی که شدت بار قائم در آنها یکنواخت است، نسبت به محور  $X$  و  $Y$  گشتاور استاتیکی می‌گیریم و مختصات مرکز جرم از روابط زیر حاصل می‌گردد:

$$X_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot x_{CMi})}{\sum W_i}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot y_{CMi})}{\sum W_i}$$

که در روابط فوق:

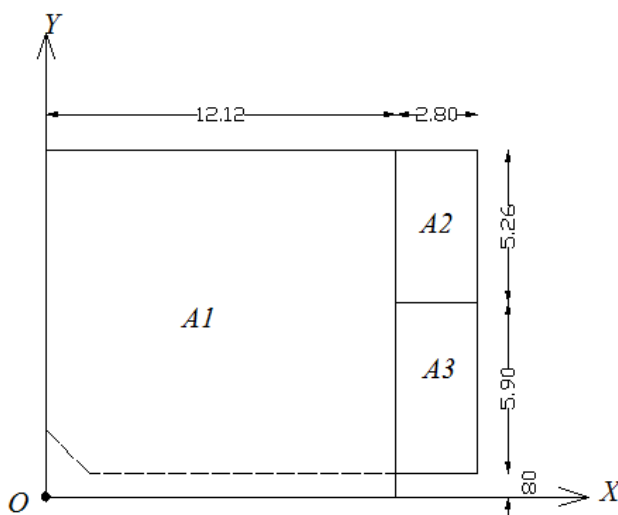
$(X_{CM}, Y_{CM})$ : مختصات مرکز ثقل می‌باشد.

$W_i$ : وزن طبقه  $i$  می‌باشد.

$x_{CMi}$ : فاصله مرکز سطح مورد نظر از محور  $Y$  می‌باشد.

$y_{CMi}$ : فاصله مرکز سطح مورد نظر از محور  $X$  می‌باشد.

لازم به ذکر است که در محاسبه مرکز جرم طبقه بار مرده وارد بر سطح، وزن دیوارها (به جز دیوارهای جداگر) و وزن ستون‌ها باید اثر داده شوند، که برای سادگی محاسبات، وزن ستون‌ها به طور کلی وزن اسکلت را به صورت بار گسترده یکنواخت به کف طبقه اثر می‌دهند.



برای آسانتر شدن محاسبات و جلوگیری از خطای احتمالی، ابتدا پلان را به سطوحی تقسیم بندی می‌کنیم که شدت بار در آنها یکنواخت می‌باشد. همچنین شدت بار دیوارها را در واحد طول بدست می‌آوریم. با توجه به مرکز محورهای مختصات نسبت داده شده به پلان سطوح فوق الذکر را تشکیل می‌دهیم.

محاسبه مرکز جرم بام:

$$W_u = \left( \text{بار سقف} + \text{بار اسکلت} \right) = 35 + 497.5 = 532.5 \text{ kg/m}^2$$

❖ شدت بار دیوارهای نما در قسمت محاسبه بار دیوارها حساب شده است.

$$A_1 = 12.1 \times 12 = 145.2 \text{ m}^2, \quad A_7 = 2.8 \times 5.3 = 14.84 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot x_{CMi}) = & \left( 145.2 \times 532.5 \times \frac{12.1}{2} \right) + \left( (14.84 \times 532.5 + 4378) \times \left( 12.1 + \frac{2.8}{2} \right) \right) + \left( 12.1 \times 320.8 \times \frac{12.1}{2} \right) \\ & + \left( 14 \times 239.2 \times \frac{14.9}{2} \right) + (11.4 \times 320.8 \times 1) + \left( 0.8 \times 320.8 \times \left( 12.1 + \frac{2.8}{2} \right) \right) \\ & + (5.1 \times 239.2 \times 14.9) + (5.5 \times 821 \times 14.9) + (5.5 \times 641 \times 12.1) \\ & + \left( 2.6 \times 519 \times \left( 12.1 + \frac{2.8}{2} \right) \right) + \left( \frac{0.6 \times 1060}{2} \times 12.1 \right) + \left( \frac{7.8 \times 884}{2} \times \left( 4.5 + \frac{7.4}{2} \right) \right) \\ & + \left( \frac{0.6 \times 519}{2} \times 4.4 \right) + \left( \left( \frac{4 \times 555}{2} + \frac{4.1 \times 951}{2} \right) \times \frac{4.5}{2} \right) \\ & + \left( \left( \frac{1.6 \times 1060}{2} + \frac{4 \times 951}{2} + \frac{5.1 \times 1060}{2} \right) \times 1 \right) + \left( \frac{3 \times 1060}{2} \times \left( 4.5 + \frac{3}{2} \right) \right) \\ & + \left( \frac{7 \times 905}{2} \times \left( 7.7 + \frac{7}{2} \right) \right) + \left( \frac{5.1 \times 821}{2} \times 14.8 \right) = 948393.312 \text{ kgf.m} \approx 950 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot y_{CMi}) = & \left( 145.2 \times 532.5 \times \frac{12}{2} \right) + \left( 14.84 \times 532.5 \times \left( 6.7 + \frac{5.3}{2} \right) \right) + \left( 4378 \times \left( 0.8 + \frac{5.9}{2} \right) \right) \\ & + (12.1 \times 320.8 \times 0.1) + (14 \times 239.2 \times 12) + \left( 11.4 \times 320.8 \times \frac{12}{2} \right) + \left( 0.8 \times 320.8 \times \frac{0.8}{2} \right) \\ & + \left( 5.1 \times 239.2 \times \left( 6.7 + \frac{5.3}{2} \right) \right) + \left( (5.5 \times 821 + 5.5 \times 641) \times \left( 0.8 + \frac{5.9}{2} \right) \right) + (2.6 \times 519 \times 0.8) \\ & + \left( \left( \frac{0.6 \times 1060}{2} + \frac{0.6 \times 519}{2} \right) \times \frac{0.8}{2} \right) + \left( \frac{7.8 \times 884}{2} \times 0.1 \right) + \left( \frac{4 \times 555}{2} \times 0.8 \right) \\ & + \left( \frac{1.6 \times 1060}{2} \times \frac{2.3}{2} \right) + \left( \frac{4 \times 951}{2} \times \left( 2.5 + \frac{4}{2} \right) \right) + \left( \left( \frac{5.1 \times 1060}{2} + \frac{5.1 \times 821}{2} \right) \times \left( 6.7 + \frac{5.1}{2} \right) \right) \\ & + \left( \left( \frac{4.1 \times 951}{2} + \frac{3 \times 1060}{2} + \frac{7 \times 905}{2} \right) \times 12 \right) = 793552.3085 \text{ kgf.m} \approx 795 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

❖ وزن طبقه در قسمت محاسبه بار زلزله حساب شده است.

$$W_i = 77420.95 + 5589 + 41330 + 4378 = 128717 \text{ kg} \approx 129 \text{ ton}$$

$$X_{CM} = \frac{950}{129} = 7.36 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{795}{129} = 6.16 \text{ m}$$

محاسبه مرکز جرم طبقات:

$$W_u = \left( \text{بار اسکلت} + \text{سربار معادل تیغه بندی} + \text{بارسقف} \right) = 45 + 143 + 448 = 636 \text{ kg/m}^2$$

❖ شدت بار دیوارهای نما در قسمت محاسبه بار دیوارها حساب شده است.

$$A_1 = 12.1 \times 12 = 145.2 \text{ m}^2, \quad A_2 = 2.8 \times 5.3 = 14.84 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot x_{CMi}) = & \left( 145.2 \times 636 \times \frac{12.1}{2} \right) + \left( (14.84 \times 636 + 1757) \times \left( 12.1 + \frac{2.8}{2} \right) \right) + (11.4 \times 821 \times 14.9) \\ & + (5.5 \times 641 \times 12.1) + \left( 2.6 \times 519 \times \left( 12.1 + \frac{2.8}{2} \right) \right) + (0.6 \times 1060 \times 12.1) \\ & + \left( 7.8 \times 884 \times \left( 4.5 + \frac{7.4}{2} \right) \right) + (0.6 \times 519 \times 4.4) + \left( (4 \times 555 + 4.1 \times 951) \times \frac{4.5}{2} \right) \\ & + ((1.6 \times 1060 + 4 \times 951 + 5.1 \times 1060) \times 0.1) + \left( 3 \times 1060 \times \left( 4.5 + \frac{3}{2} \right) \right) \\ & + \left( 7 \times 905 \times \left( 7.7 + \frac{7}{2} \right) \right) = 1195108.745 \text{ kgf.m} \approx 1200 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

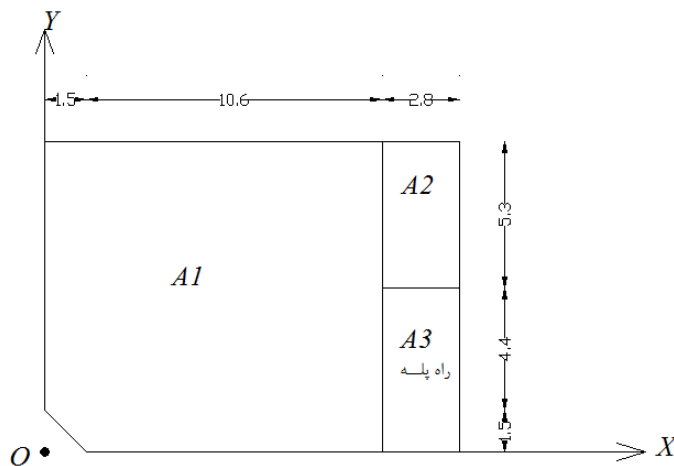
$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot y_{CMi}) = & \left( 145.2 \times 636 \times \frac{12}{2} \right) + \left( 14.84 \times 636 \times \left( 6.7 + \frac{5.3}{2} \right) \right) + \left( 1757 \times \left( 0.8 + \frac{5.9}{2} \right) \right) \\ & + \left( (5.5 \times 821 + 5.5 \times 641) \times \left( 0.8 + \frac{5.9}{2} \right) \right) + (2.6 \times 519 \times 0.8) \\ & + \left( (0.6 \times 1060 + 0.6 \times 519) \times \frac{0.8}{2} \right) + (7.8 \times 884 \times 0.1) + (4 \times 555 \times 0.8) \\ & + \left( 1.6 \times 1060 \times \frac{2.3}{2} \right) + \left( 4 \times 951 \times \left( 2.5 + \frac{4}{2} \right) \right) + \left( (5.1 \times 1060 + 5.1 \times 821) \times \left( 6.7 + \frac{5.1}{2} \right) \right) \\ & + ((4.1 \times 951 + 3 \times 1060 + 7 \times 905) \times 12) = 977897.7046 \text{ kgf.m} \approx 978 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

❖ وزن طبقه در قسمت محاسبه بار زلزله حساب شده است.

$$W_i = 91971 + 6977 + 47960 + 1757 = 155665 \text{ kg} \approx 156 \text{ ton}$$

$$X_{CM} = \frac{1200}{156} = 7.69 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{978}{156} = 6.26 \text{ m}$$



محاسبه مرکز جرم سقف پارکینگ:

$$W_u = (\text{بار سقف} + \text{سربار معادل تیغه بندی} + \text{بار اسکلت}) = 50 + 153 + 529.5 = 732.5 \text{ kg/m}^2$$

$$A_1 = 12.1 \times 11.2 - \left( \frac{1.5 \times 1.5}{2} \right) = 134.395 \text{ m}^2, \quad A_2 = 2.8 \times 5.3 = 14.84 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot x_{CMi}) &= \left( 134.395 \times 732.5 \times \frac{12.1}{2} \right) + \left( (14.84 \times 732.5 + 1757) \times \left( 12.1 + \frac{2.8}{2} \right) \right) + (5.5 \times 121 \times 14.9) \\ &+ (5.5 \times 641 \times 12.1) + \left( 2.6 \times 519 \times \left( 12.1 + \frac{2.8}{2} \right) \right) + \left( \frac{4.2 \times 158}{2} \times \left( 7.7 + \frac{4.2}{2} \right) \right) \\ &+ \left( \frac{3 \times 915 + 3 \times 1060}{2} \times \left( 4.5 + \frac{3}{2} \right) \right) + \left( \frac{2.6 \times 193}{2} \times \left( 1.7 + \frac{2.6}{2} \right) \right) + \left( \frac{2.1 \times 1060}{2} \times \frac{1.5}{2} \right) \\ &+ \left( \frac{4 \times 951 + 5.1 \times 930}{2} \times .1 \right) + \left( \frac{4.1 \times 124}{2} \times \frac{4.5}{2} \right) + \left( \frac{6.8 \times 905}{2} \times \left( 7.7 + \frac{7}{2} \right) \right) + \left( \frac{5.1 \times 121}{2} \times 14.9 \right) \\ &+ \left( \frac{14 \times 710}{2} \times \frac{14.9}{2} \right) + \left( \frac{9.8 \times 915}{2} \times \left( 1.7 + \frac{10.2}{2} \right) \right) + \left( \frac{2.1 \times 915}{2} \times \frac{1.5}{2} \right) + \left( \frac{9.1 \times 915}{2} \times .1 \right) \\ &+ \left( \frac{5.1 \times 710}{2} \times 14.9 \right) = 1201487 \text{ kgf.m} \approx 120.2 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot y_{CMi}) &= \left( 134.395 \times 732.5 \times \frac{11.2}{2} \right) + \left( 14.84 \times 732.5 \times \left( 5.9 + \frac{5.3}{2} \right) \right) + \left( 1757 \times \frac{5.9}{2} \right) \\ &+ \left( (5.5 \times 121 + 5.5 \times 641) \times \frac{5.9}{2} \right) + \left( \left( \frac{4.2 \times 158}{2} + \frac{3 \times 915}{2} + \frac{2.6 \times 193}{2} \right) \times .1 \right) + \left( \frac{2.1 \times 1060}{2} \times \frac{1.5}{2} \right) \\ &+ \left( \frac{4 \times 951}{2} \times \left( 1.5 + \frac{4.4}{2} \right) \right) + \left( \left( \frac{5.1 \times 930}{2} + \frac{5.1 \times 121}{2} \right) \times \left( 5.9 + \frac{5.1}{2} \right) \right) \\ &+ \left( \left( \frac{4.1 \times 124}{2} + \frac{3 \times 1060}{2} + \frac{6.8 \times 905}{2} \right) \times 11.2 \right) + \left( \frac{14 \times 710}{2} \times 11.2 \right) + \left( \frac{9.8 \times 915}{2} \times .1 \right) \\ &+ \left( \frac{2.1 \times 915}{2} \times \frac{1.5}{2} \right) + \left( \frac{9.1 \times 915}{2} \times \left( 1.5 + \frac{9.7}{2} \right) \right) + \left( \frac{5.1 \times 710}{2} \times \left( 5.9 + \frac{5.1}{2} \right) \right) = 90576.5125 \text{ kgf.m} \\ &\approx 91.0 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

❖ وزن طبقه در قسمت محاسبه بار زلزله حساب شده است.

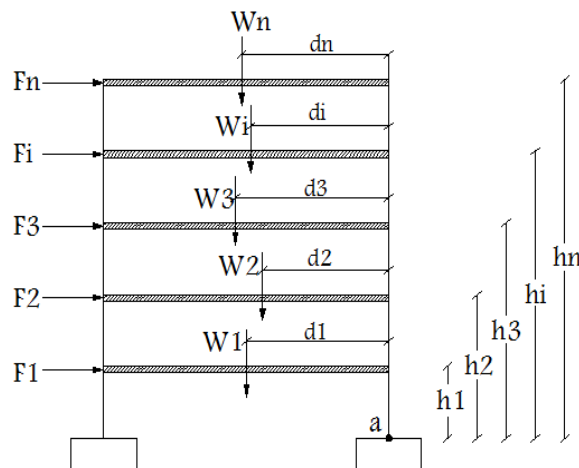
$$W_i = 98836 + 7270 + 46445 + 1757 = 161308 \text{ kg} \approx 162 \text{ ton}$$

$$X_{CM} = \frac{120.2}{162} = 7.42 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{91.0}{162} = 5.61 \text{ m}$$

## کنترل سازه در برابر واژگونی (بند ۶-۷-۳-۵ مبحث ششم)

ساختمان‌ها و سازه‌های غیر ساختمانی باید در کل از نظر واژگونی پایدار باشند. لنگر واژگونی در تراز شالوده ناشی از نیروهای جانبی زلزله برابر با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن تراز نسبت به زیر شالوده ساختمان یا سازه است. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی (نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی) باید حداقل برابر با ۱/۷۵ اختیار شود. در محاسبه لنگر مقاوم، بار تعادل برابر با قائمی است که برای تعیین نیروهای جانبی به کار رفته است. (شکل روبرو را ملاحظه بفرمایید)



❖ گشتاور واژگونی نسبت به نقطه a محاسبه می‌گردد.

$$M_o = \sum F_i \cdot h_i \quad (\text{گشتاور واژگونی})$$

$$M_R = \sum W_i \cdot d_i \quad (\text{گشتاور مقاوم})$$

$$\gamma = \frac{M_R}{M_o} > 1.75$$

❖ مرکز جرم و وزن طبقات قبلاً حساب شده است.

❖ وزن سازه از قبل حساب شده است.

❖ گشتاور واژگونی در قسمت بار زلزله حساب شده است.

$$X_{cm} = 7.42 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 5.61 \text{ m}$$

$$M_{Ry} = 801 \times 5.61 = 4493.61 \text{ ton.m}$$

$$M_o = 1300$$

$$\gamma = \frac{4493.61}{1300} = 3.45 > 1.5 \Rightarrow \text{ok}$$

## سختی سازه

سختی سازه بنا به تعریف مقدار نیرویی است که در سازه، تغییر شکل واحد ایجاد نماید. سختی یک سازه بیانگر مقاومت یک سازه در مقابل تغییر شکل است و ارتباطی با مقاومت سازه ندارد. به عبارت دیگر یک سازه ممکن است مقاومت خوبی داشته باشد ولی سخت نباشد و در مقابل بار، تغییر شکل قابل ملاحظه‌ای دهد.

### سختی جانبی اعضای باربر جانبی

#### الف - قاب خمشی:

با در نظر گرفتن مفروضات زیر، می‌توان رابطه‌ای براس سختی جانبی یک طبقه از قاب ارائه کرد:

- (۱) دوران تمام گره‌های قاب در یک طبقه یکسان باشد.
- (۲) نیروهای برشی برای هر ستون از طبقه مفروض، درصدی از نیروهای برشی آن طبقه باشد.
- (۳) نقاط عطف تیرها و ستون‌ها به ترتیب در وسط دهانه و ارتفاع فرض شود.

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[ \sum \frac{1}{k_c} + \sum \frac{1}{k_{bb}} + \sum \frac{1}{k_{bt}} \right]}$$

$k$ : سختی جانبی در هر طبقه از یک قاب می‌باشد.

$E$ : مدول الاستیسیته مصالح قاب می‌باشد.

$\sum k_c$ : مجموع  $\frac{I}{L}$  نسبی ستون‌ها در طبقه مفروض می‌باشد که  $I$  گشتاور اینرسی حول محور خمش و  $L$  طول مرکز به مرکز عضو می‌باشد.

$\sum k_{bb}$ : مجموع  $\frac{I}{L}$  نسبی تیرهای تحتانی طبقه مفروض می‌باشد.

$\sum k_{bt}$ : مجموع  $\frac{I}{L}$  نسبی تیرهای فوقانی طبقه مفروض می‌باشد.

$h$ : ارتفاع طبقه

در پایین‌ترین طبقه ساختمان که اتصال ستون‌ها به شالوده گیردار و یا مفصلی باشد، سختی جانبی از روابط زیر تعیین می‌گردد:

- (۱) پای ستون‌ها گیردار باشد:

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[ \sum \frac{1}{k_c} + \frac{1}{\sum k_{bt} + \frac{\sum k_c}{12}} \right]}$$

(۲) پای ستون‌ها مفصلی باشد:

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[ \frac{8}{\sum k_c} + \frac{3}{\sum k_{bt}} \right]}$$

❖ برای راحتی ابتدا گشتاور اینرسی تمام مقاطع به کار رفته در این سازه را در جدول زیر آورده شده است:

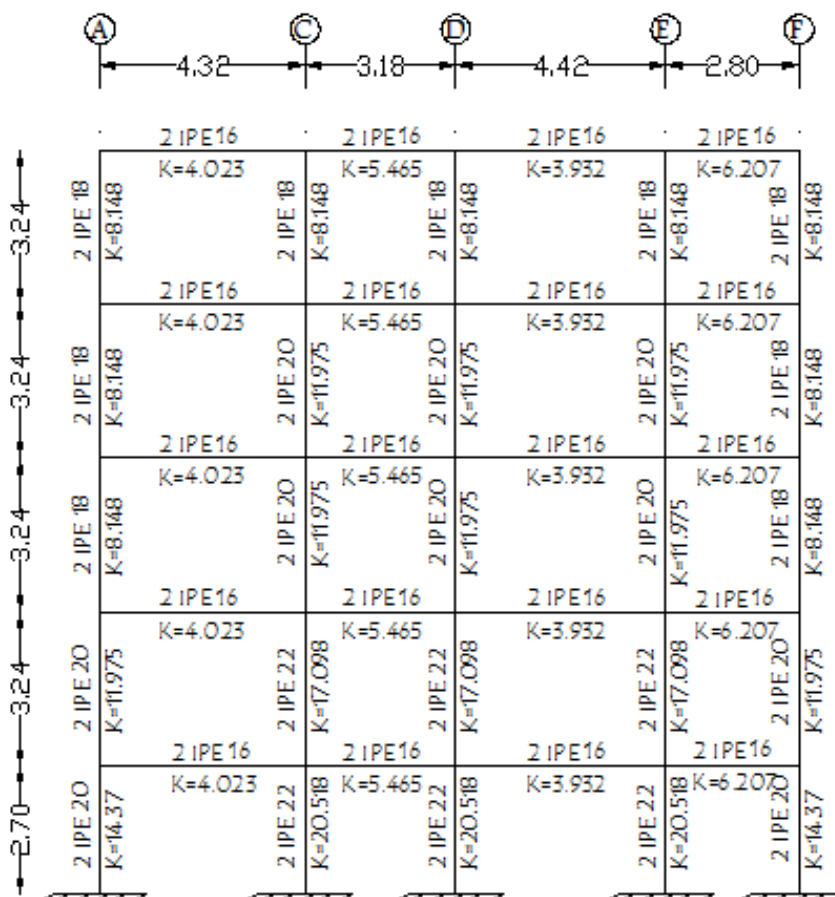
گشتاور اینرسی ( $I$ )( $cm^4$ )	سطح مقطع ( $cm^2$ )	
۱۷۳۸	۴۰.۲	۲ IPE ۱۶
۱۹۴۰	۲۸.۵	IPE ۲۰
۲۶۴۰	۴۷.۸	۲ IPE ۱۸
۳۸۸۰	۵۷	۲ IPE ۲۰
۵۵۴۰	۶۶.۸	۲ IPE ۲۲
۷۷۸۰	۷۸.۲	۲ IPE ۲۴

در این سازه فقط در راستای X از قاب خمشی استفاده می‌شود.

محاسبه سختی جانبی قاب ۱:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت  $\frac{I}{L}$  هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

مدول الاستیسیته فولاد:



طبقه چهارم:

$$h = 324 \text{ cm}$$

$$\sum k_c = 5 \times 8.148 = 40.74 \text{ cm}^3$$

$$\sum k_{bb} = 4.023 + 5.465 + 3.932 + 6.207 = 19.627 \text{ cm}^3$$

$$\sum k_{bt} = 4.023 + 5.465 + 3.932 + 6.207 = 19.627 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{24E}{h^3 \left[ \frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bb}} + \frac{1}{\sum k_{bt}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^6}{324^3 \times \left[ \frac{2}{40.74} + \frac{1}{19.627} + \frac{1}{19.627} \right]} = 3179.698 \text{ kg} = 3.18 \text{ ton}$$

طبقه سوم و دوم:

$$h = 324 \text{ cm}$$

$$\sum k_c = (2 \times 8.148) + (3 \times 11.975) = 52.521 \text{ cm}^3$$

$$\sum k_{bb} = 4.023 + 5.465 + 3.932 + 6.207 = 19.627 \text{ cm}^3$$

$$\sum k_{bt} = 4.023 + 5.465 + 3.932 + 6.207 = 19.627 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{24E}{h^3 \left[ \frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bb}} + \frac{1}{\sum k_{bt}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^6}{324^3 \times \left[ \frac{2}{52.521} + \frac{1}{19.627} + \frac{1}{19.627} \right]} = 3429.834 \text{ kg} = 3.43 \text{ ton}$$

طبقه اول:

$$h = 324 \text{ cm}$$

$$\sum k_c = (2 \times 11.975) + (3 \times 17.098) = 75.244 \text{ cm}^3$$

$$\sum k_{bb} = 4.023 + 5.465 + 3.932 + 6.207 = 19.627 \text{ cm}^3$$

$$\sum k_{bt} = 4.023 + 5.465 + 3.932 + 6.207 = 19.627 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{24E}{h^3 \left[ \frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bb}} + \frac{1}{\sum k_{bt}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^6}{324^3 \times \left[ \frac{2}{75.244} + \frac{1}{19.627} + \frac{1}{19.627} \right]} = 3736.825 \text{ kg} = 3.736 \text{ ton}$$



طبقه زیرزمین (پارکینگ):

❖ اتصال پای ستون گیردار می‌باشد.

$$h = 270 \text{ cm}$$

$$\sum k_c = (2 \times 14.37) + (3 \times 20.518) = 90.294 \text{ cm}^3$$

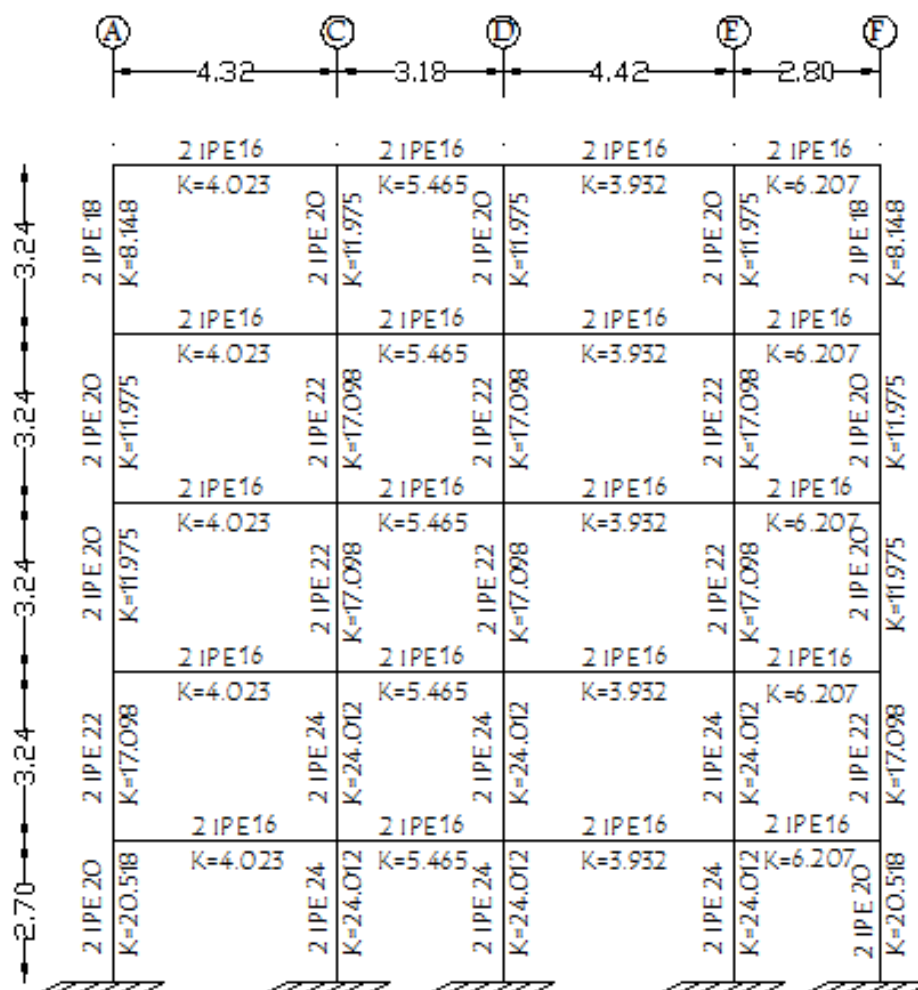
$$\sum k_{bt} = 40.23 + 5.465 + 3.932 + 6.207 = 19.627 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[ \frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bt} + \frac{\sum k_c}{12}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^6}{270^2 \left[ \frac{2}{90.294} + \frac{1}{19.627 + \frac{90.294}{12}} \right]} = 11721.857 \text{ kg}$$

$$= 11.721 \text{ ton}$$

محاسبه سختی جانبی قاب ۲:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت  $\frac{I}{L}$  هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

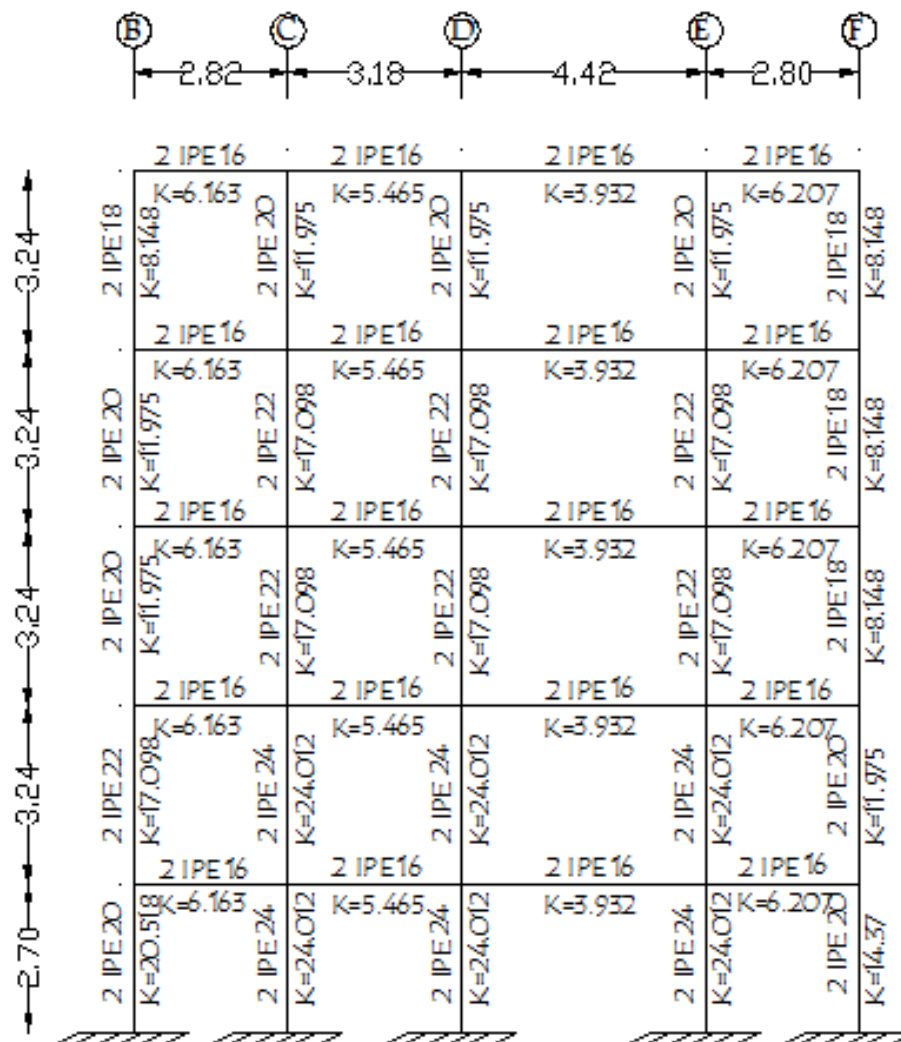


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	$h$ (cm)	$\sum k_c$ (cm <sup>۳</sup> )	$\sum k_{bb}$ (cm <sup>۳</sup> )	$\sum k_{bt}$ (cm <sup>۳</sup> )	$k$ (ton)
چهارم	۳۲۴	۵۲.۵۲۱	۱۹.۶۲۷	۱۹.۶۲۷	۳.۴۳
سوم و دوم	۳۲۴	۷۵.۲۴۲	۱۹.۶۲۷	۱۹.۶۲۷	۳.۷۳۶
اول	۳۲۴	۱۰۶.۲۳۲	۱۹.۶۲۷	۱۹.۶۲۷	۳.۹۷۶
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۱۱۳.۰۷۲	-	۱۹.۶۲۷	۱۳.۲۶۶

محاسبه سختی جانبی قاب ۴:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت  $\frac{I}{L}$  هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.



برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	$h \text{ (cm)}$	$\sum k_c \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bb} \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bt} \text{ (cm}^3\text{)}$	$k \text{ (ton)}$
چهارم	۳۲۴	۵۲.۷۴۵	۲۱.۷۶۷	۲۱.۷۶۷	۳.۶۷
سوم و دوم	۳۲۴	۷۱.۴۱۷	۲۱.۷۶۷	۲۱.۷۶۷	۴.۰۰۴
اول	۳۲۴	۱۰۱.۱۰۹	۲۱.۷۶۷	۲۱.۷۶۷	۴.۳
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۱۰۶.۹۲۴	-	۲۱.۷۶۷	۱۳.۴۷۶

ب - سیستم مهاربندی شده همگرا:

در این سازه در راستای محور Y از مهاربند ضربدری استفاده شده است.

برای محاسبه سختی نسبی مهاربند ضربدری از رابطه زیر استفاده می‌کنیم:

$$k = \frac{2E}{\left[ \frac{d^3}{l^3 A_d} \right]}$$

$A_d$ : سطح مقطع هر عضو قطری

$d$ : طول عضو قطری

$l$ : طول دهانه تیر

مدول الاستیسیته فولاد:

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

❖ با توجه به پلان و نحوه قرار گیری مهاربندها، یک طرف حساب می‌شود. برای خلاصه نویسی محاسبات در جدول زیر خلاصه شده است:

طبقه	$A_d \text{ (cm}^2\text{)}$	$d \text{ (cm)}$	$l \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$
چهارم	۲۲	۵۹۱	۵۱۰	۱۱۶.۴۲۵
سوم و دوم	۲۷	۵۹۱	۵۱۰	۱۴۲.۸۸۶
اول	۳۴	۵۹۱	۵۱۰	۱۷۹.۹۳۱
پارکینگ (زیرزمین)	۳۴	۵۷۲	۵۱۰	۲۲۶.۳۳۸

## مرکز سختی

مرکز سختی یک طبقه با (با فرض رفتار الاستیک خطی) نقطه‌ای در کف طبقه است که وقتی برآیند نیروهای جانبی زلزله در آن نقطه وارد می‌شوند، چرخشی در آن طبقه رخ ندهد و کلیه نقاط به یک اندازه تغییر مکان افقی پیدا کنند، یعنی فقط حرکت انتقالی داشته باشند.

برای تعیین مختصات مرکز سختی بدین صورت عمل می‌کنیم که سختی عنصر مقاوم را همانند یک نیروی به موازات همان عنصر و در مرکز آن فرض کرده و نسبت به محورهای  $X$  و  $Y$  گشتاور استاتیکی گرفته و از روابط زیر مرکز سختی طبقه محاسبه می‌شود:

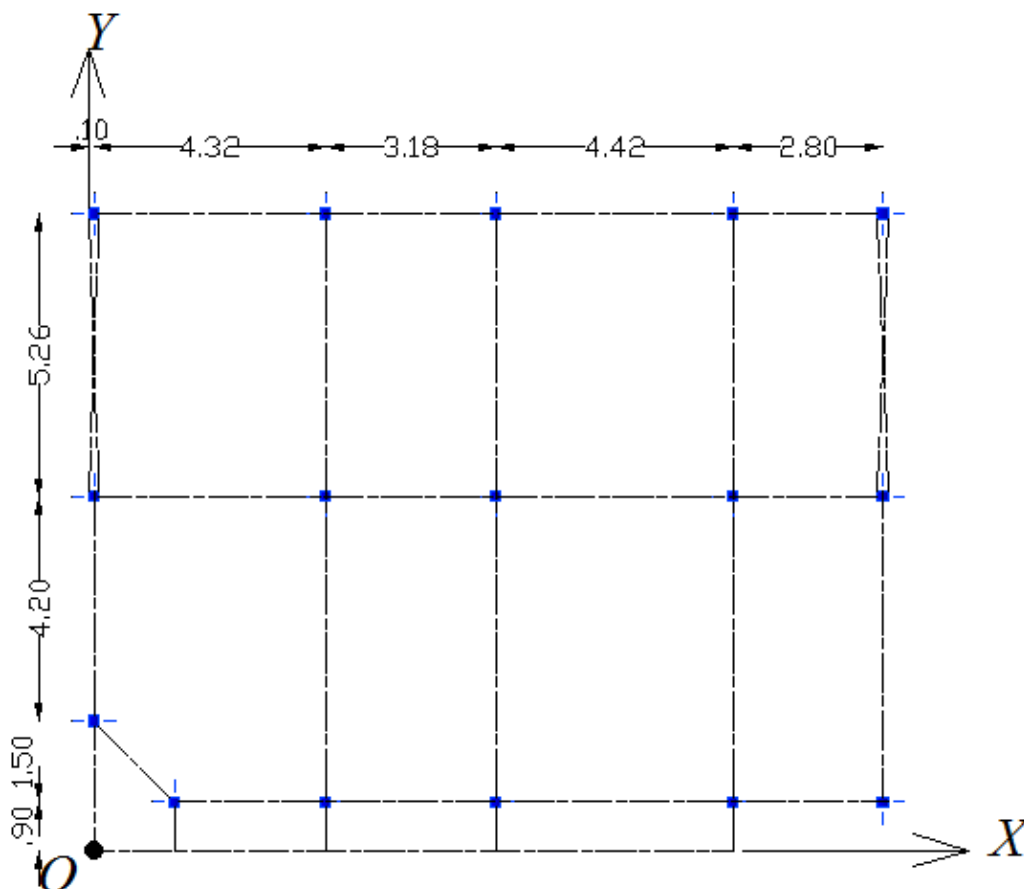
$$X_{CR} = \frac{\sum (k_{yi} \cdot x_i)}{\sum k_{yi}}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum (k_{xi} \cdot y_i)}{\sum k_{xi}}$$

$X_{CR}$  ,  $Y_{CR}$ : مختصات مرکز سختی طبقه می‌باشند.

$k_{xi}$  ,  $k_{yi}$ : سختی جانبی عنصر مقاوم  $i$  می‌باشد.

محاسبه مرکز سختی طبقه چهارم:



$$\sum (k_{yi} \cdot x_i) = (116.425 \times 10) + (116.425 \times 1482) = 17370.61 \text{ ton}$$

$$\sum (k_{xi} \cdot y_i) = (3.18 \times 1186) + (3.43 \times 660) + (3.67 \times 90) = 6365.58 \text{ ton}$$

$$X_{CR} = \frac{17370.61}{2 \times 116.425} = 746 \text{ cm}$$

$$= 619.21 \text{ cm}$$

$$Y_{CR} = \frac{6365.58}{3.18 + 3.43 + 3.67}$$

محاسبه مرکز سختی طبقه سوم و دوم:

$$\sum (k_{yi} \cdot x_i) = (142.886 \times 10) + (142.886 \times 1482) = 213185.912 \text{ ton}$$

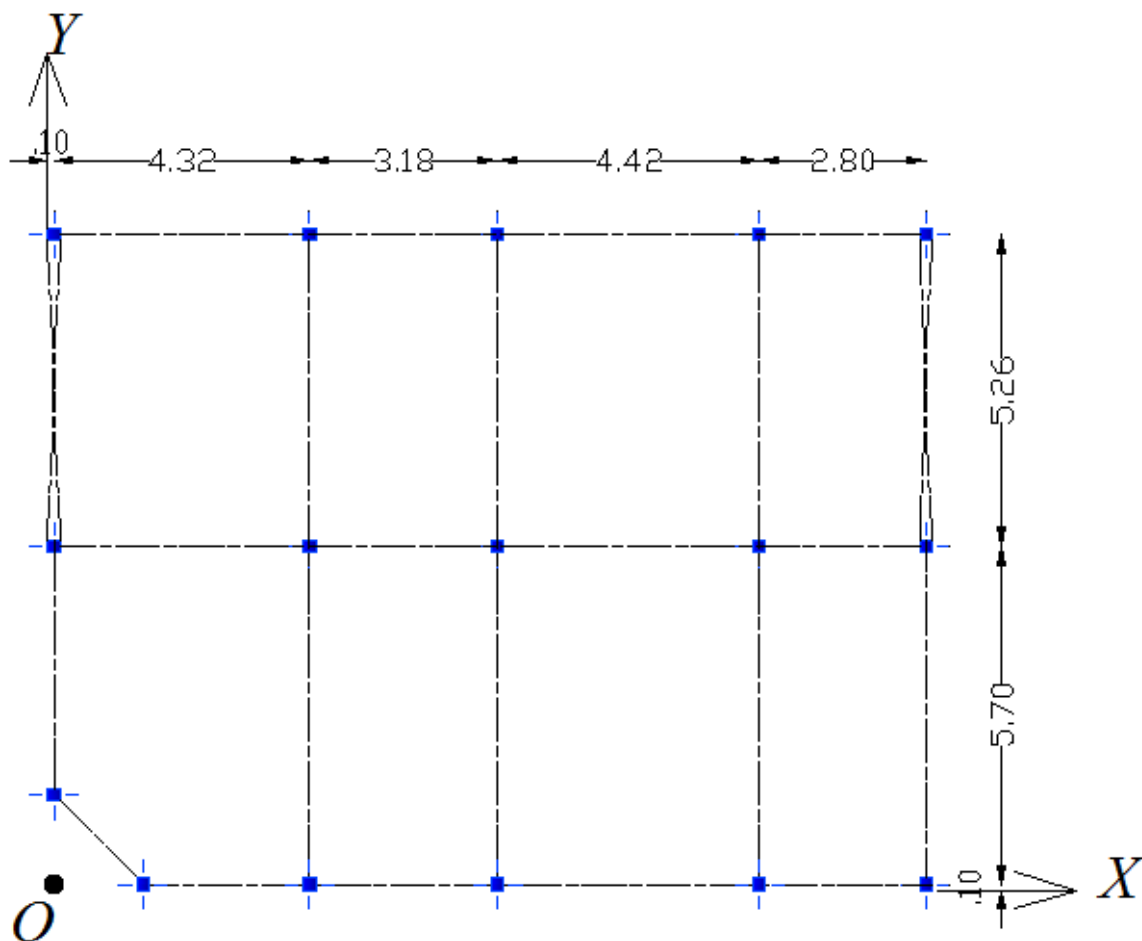
$$\sum (k_{xi} \cdot y_i) = (3.43 \times 1186) + (3.736 \times 660) + (4.004 \times 90) = 6894.1 \text{ ton}$$

$$X_{CR} = \frac{213185.912}{2 \times 142.886} = 746 \text{ cm}$$

$$= 617.197 \text{ cm}$$

$$Y_{CR} = \frac{6894.1}{3.43 + 3.736 + 4.004}$$

محاسبه مرکز سختی طبقه اول:



$$\sum (k_{yi} \cdot x_i) = (179.931 \times 10) + (179.931 \times 1482) = 268457.052 \text{ ton}$$

$$\sum (k_{xi} \cdot y_i) = (3.736 \times 1186) + (3.976 \times 660) + (4.3 \times 10) = 7098.056 \text{ ton}$$

$$X_{CR} = \frac{268457.052}{2 \times 179.931} = 746 \text{ cm}$$

$$= 590.913 \text{ cm}$$

$$Y_{CR} = \frac{7098.056}{3.736 + 3.976 + 4.3}$$

محاسبه مرکز سختی زیرزمین (پارکینگ):

$$\sum (k_{yi} \cdot x_i) = (226.338 \times 10) + (226.338 \times 1482) = 337696.296 \text{ ton}$$

$$\sum (k_{xi} \cdot y_i) = (11.721 \times 1186) + (13.266 \times 660) + (13.476 \times 10) = 22791.426 \text{ ton}$$

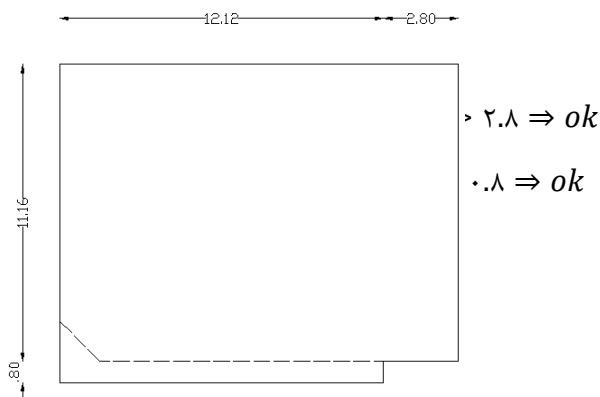
$$X_{CR} = \frac{337696.296}{2 \times 226.338} = 746 \text{ cm}$$

$$Y_{CR} = \frac{22791.426}{11.721 + 13.266 + 13.476} = 592.55 \text{ cm}$$

## کنترل منظم بودن ساختمان (بند ۶-۷-۱-۸-۱-مبحث ششم)

بند ۶-۷-۱-۸-۱-قسمت الف - مبحث ششم:

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



بند ۶-۷-۱-۸-۱-قسمت ب - مبحث ششم:

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

طبقه چهارم:

$$e_x = 7.46 - 7.36 = 0.1 < \frac{14.92}{5} = 2.9 \Rightarrow ok$$

$$e_y = 6.19 - 6.16 = 0.03 < \frac{11.96}{5} = 2.4 \Rightarrow ok$$

طبقه سوم و دوم:

$$e_x = 7.69 - 7.46 = 0.23 < \frac{14.92}{5} = 2.9 \Rightarrow ok$$

$$e_y = 6.26 - 6.19 = 0.07 < \frac{11.96}{5} = 2.4 \Rightarrow ok$$

طبقه اول:

$$e_x = 7.69 - 7.46 = 0.23 < \frac{14.92}{5} = 2.9 \Rightarrow ok$$

$$e_y = 6.26 - 5.9 = 0.36 < \frac{11.96}{5} = 2.4 \Rightarrow ok$$

پارکینگ (زیرزمین):

$$e_X = 7.69 - 7.42 = 0.27 < \frac{14.92}{5} = 2.9 \Rightarrow ok$$

$$e_Y = 5.92 - 5.61 = 0.31 < \frac{11.16}{5} = 2.23 \Rightarrow ok$$

بند ۶-۷-۱-۸-۱-۲ قسمت الف - مبحث ششم:

توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.  $[(0.5 W_{i-1}) \leq W_i \leq (1.5 W_{i-1})]$

$$0.5 W_{\text{زیرزمین}} \leq W_{\text{اول}} \leq 1.5 W_{\text{زیرزمین}} \Rightarrow 83.5 \leq 175 \leq 250.5 \Rightarrow ok$$

$$0.5 W_{\text{اول}} \leq W_{\text{دوم}} \leq 1.5 W_{\text{اول}} \Rightarrow 87.5 \leq 162 \leq 262.5 \Rightarrow ok$$

$$0.5 W_{\text{دوم}} \leq W_{\text{سوم}} \leq 1.5 W_{\text{دوم}} \Rightarrow 81 \leq 162 \leq 243 \Rightarrow ok$$

بند ۶-۷-۱-۸-۱-۲ قسمت ب - مبحث ششم:

سختی جانبی در هیچ طبقه ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف پذیر تلقی شده و طبقه ساختمان نرم نامیده می‌شود.

$$k_i \geq 70\% (k_{i+1}) , \quad k_i \geq 80\% k' , \quad k' = \frac{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}}{3}$$

قالب ۱:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{3.736 + 3.43 + 3.43}{3} = 3.532$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{3.43 + 3.43 + 3.181}{3} = 3.347$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 11.721 > 2.615 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 11.721 > 2.825 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 3.736 > 2.401 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 3.736 > 2.677 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 3.43 > 2.401 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{سوم}} \geq 70\% (k_{\text{چهارم}}) \Rightarrow 3.43 > 2.226 \Rightarrow ok$$



قاب ۲:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{3.976 + 3.736 + 3.736}{3} = 3.816$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{3.736 + 3.736 + 3.43}{3} = 3.634$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 13.266 > 2.783 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 13.266 > 3.052 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 3.976 > 2.615 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 3.976 > 2.907 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 3.736 > 2.615 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{سوم}} \geq 70\% (k_{\text{چهارم}}) \Rightarrow 3.736 > 2.401 \Rightarrow ok$$

قاب ۴:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{4.3 + 4.004 + 4.004}{3} = 4.102$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{4.004 + 4.004 + 3.67}{3} = 3.892$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 13.476 > 3.01 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 13.476 > 3.281 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 4.3 > 2.802 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 4.3 > 3.113 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 4.004 > 2.802 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{سوم}} \geq 70\% (k_{\text{چهارم}}) \Rightarrow 4.004 > 2.569 \Rightarrow ok$$

مهاربند:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{179.931 + 142.886 + 142.886}{3} = 155.234$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{142.886 + 142.886 + 116.425}{3} = 134.065$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 226.338 > 125.951 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 226.33 > 124.18 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 179.931 > 100.02 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 179.931 > 107.252 \Rightarrow ok$$

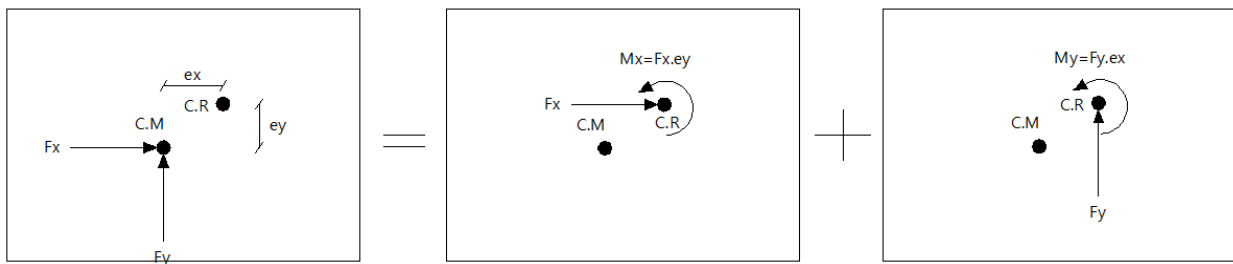
$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 142.886 > 100.02 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{سوم}} \geq 70\% (k_{\text{چهارم}}) \Rightarrow 142.886 > 116.425 \Rightarrow ok$$

## گشتاورهای پیچشی ایجاد شده در طبقه

نیروهای جانبی حاصل از زلزله به مرکز جرم طبقه وارد می‌شوند. معمولاً مرکز سختی طبقه بر مرکز جرم طبقه منطبق نمی‌شود. فاصله عمودی مرکز جرم و مرکز سختی به عنوان بازویی برای ایجاد گشتاور پیچشی حول مرکز سختی خواهد بود.

شکل زیر نحوه انتقال نیروها به مرکز سختی و گشتاورهای پیچشی حاصل از آن‌ها حول مرکز سختی را نشان می‌دهد:



بند ۶-۷-۲-۵-۱۰-۲ مبحث ششم: لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه  $i$ ، بر اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

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

$e_{aj}$ : برون مرکزی اتفاقی طبقه  $j$ ، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۶-۷-۲-۵-۱۰-۳ محاسبه می‌شود.

بند ۶-۷-۲-۵-۱۰-۳: برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه،  $e_{aj}$ ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود.

$F_j$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $j$

محاسبه گشتاور ایجاد شده:

طبقه چهارم (بام):

خروج از مرکزیت در اثر فاصله مرکز جرم و مرکز سختی:

$$e_x = 7.46 - 7.36 = 0.1$$

$$e_y = 6.19 - 6.16 = 0.03$$

خروج از مرکزیت اتفاقی:

$$e_{ax} = 0.05L_x = 0.05 \times 14.92 = 0.746 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 0.05L_y = 0.05 \times 11.96 = 0.598 \text{ m}$$

$$F_{jx} = 27.88 \text{ ton}$$

$$F_{jy} = 34.752 \text{ ton}$$

$$M_{ix} = (0.1 + 0.746) \times 27.888 = 23.593 \text{ ton}$$

$$M_{iy} = (0.03 + 0.598) \times 34.752 = 21.824 \text{ ton}$$

❖ برای کمتر شدن حجم محاسبات ادامه طبقات در جدول زیر خلاصه شده است:

طبقه	$e_x (m)$	$e_y (m)$	$e_{ax} (m)$	$e_{ay} (m)$	$F_{jx} (m)$	$F_{jy} (m)$	$M_{ix} (m)$	$M_{iy} (m)$
چهارم (بام)	0.1	0.03	0.746	0.598	27.888	34.752	23.593	21.824
سوم	0.23	0.07	0.746	0.598	26.541	33.075	25.904	22.094
دوم	0.23	0.07	0.746	0.598	19.618	24.446	19.147	16.33
اول	0.23	0.36	0.746	0.598	13.719	17.096	13.389	16.377
پارکینگ	0.27	0.31	0.746	0.558	5.95	7.413	6.045	6.434

## توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در پلان

در صورت صلب بودن کف طبقات، نیروی برشی در هر طبقه ساختمان باید بین عناصر مختلف سیستم قائم مقاوم در برابر نیروهای جانبی، به تناسب سختی این عناصر توزیع گردد. نیروی برشی طبقه به نسبت سختی، بین عناصر مقاوم موازی با امتداد زلزله توزیع می‌گردد و همچنین لنگر پیچشی طبقه به نسبت سختی و فاصله از مرکز سختی، بین تمام عناصر مقاوم توزیع می‌گردد. به عبارت دیگر لنگر پیچشی باعث باربرداری یک تعداد از عناصر مقاوم و بارگذاری تعداد دیگر می‌شود.

پس از تعیین سختی جانبی هر طبقه و گشتاور پیچشی، نیروی برشی هر جزء مقاوم در طبقه مورد نظر از روابط زیر بدست می‌آید:

$$V_{ix} = k_i \left( \frac{V_x}{\sum k_x} \pm \frac{M_{Tx} d_i}{\sum (k_i d_i^2)} \right)$$

$$V_{iy} = k_i \left( \frac{V_y}{\sum k_y} \pm \frac{M_{Ty} d_i}{\sum (k_i d_i^2)} \right)$$

$V_{iy}$ ،  $V_{ix}$ : به ترتیب نیروی برشی عنصر مقاوم  $i$  در طبقه‌ی مورد نظر در جهت  $x$  و  $y$  می‌باشد.

$k_i$ : سختی عنصر مقاوم  $i$  ام در طبقه مورد نظر

$\sum k_y$ ،  $\sum k_x$ : به ترتیب مجموع سختی عنصر مقاوم موازی با محور  $x$  و  $y$  در طبقه مورد نظر

$M_{Ty}$ ،  $M_{Tx}$ : به ترتیب لنگر پیچشی ناشی از برون محوری نیروی برشی  $V_y$  و  $V_x$  نسبت به مرکز سختی

$d_i$ : فاصله عنصر  $i$  ام از مرکز سختی (از مرکز سختی خطی به دیوار برشی عمود نمایند)

$\sum (k_i d_i^2)$ : مجموع حاصل ضرب سختی جانبی هر عنصر مقاوم در مجذور فاصله اش از مرکز سختی. گشتاور اینرسی قطبی نیز نامیده می‌شود.

## توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در قاب‌های محور X:

❖ در این راستا از قاب‌ها از قاب خمشی استفاده شده است.

طبقه چهارم (بام):

$$\sum (k_i d_i^2) = (3.18 \times 5.67^2) + (3.43 \times 0.41^2) + (3.67 \times 5.29^2) = 205.511$$

$$\sum k_x = 3.18 + 3.43 + 3.67 = 10.28 \text{ ton}$$

$$V_x = 27.888 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 23.593 \text{ ton}$$

قاب ۱:

$$d_i = 5.67 \text{ m} \quad , \quad k = 3.18 \text{ ton}$$

$$V_x = 3.18 \times \left( \frac{27.888}{10.28} + \frac{23.593 \times 5.67}{205.511} \right) = 10.7 \text{ ton}$$

قاب ۲:

$$d_i = 3.43 \text{ m} \quad , \quad k = 3.43 \text{ ton}$$

$$V_x = 3.43 \times \left( \frac{27.7}{10.28} + \frac{23.593 \times 3.43}{205.511} \right) = 10.653 \text{ ton}$$

قاب ۳:

$$d_i = 5.29 \text{ m} \quad , \quad k = 3.67 \text{ ton}$$

$$V_x = 3.67 \times \left( \frac{27.7}{10.28} + \frac{23.593 \times 5.29}{205.511} \right) = 12.182 \text{ ton}$$

❖ برای کاهش حجم محاسبات ادامه قاب‌ها در جدول خلاصه شده است.

طبقه سوم:

$$\sum (k_i d_i^2) = (3.43 \times 5.69^2) + (3.736 \times 0.43^2) + (4.004 \times 5.27^2) = 222.943$$

$$\sum k_x = 3.43 + 3.736 + 4.004 = 11.17 \text{ ton}$$

$$V_x = 26.541 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 25.904 \text{ ton}$$

قاب	$k \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$V_x \text{ (ton)}$
۱	۳.۴۳	۵.۶۹	۱۰.۲۰۴
۲	۳.۷۳۶	۰.۴۳	۸.۸۳۱
۳	۴.۰۰۴	۵.۲۷	۱۱.۷۱۶

طبقه دوم:

$$\sum (k_i d_i^2) = (3.43 \times 5.69^2) + (3.736 \times 0.43^2) + (4.004 \times 5.27^2) = 222.943$$

$$\sum k_x = 3.43 + 3.736 + 4.004 = 11.17 \text{ ton}$$

$$V_x = 19.618 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 19.147 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
۷.۵۴۲	۵.۶۹	۳.۴۳	۱
۶.۵۲۷	۰.۴۳	۳.۷۳۶	۲
۸.۶۶	۵.۲۷	۴.۰۰۴	۳

طبقه اول:

$$\sum (k_i d_i^2) = (3.736 \times 5.06^2) + (3.976 \times 0.2^2) + (4.3 \times 5.9^2) = 245.497$$

$$\sum k_x = 3.736 + 3.976 + 4.3 = 12.012 \text{ ton}$$

$$V_x = 13.719 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 13.389 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
۵.۳	۵.۰۶	۳.۷۳۶	۱
۴.۵۸۴	۰.۲	۳.۹۷۶	۲
۶.۳	۵.۹	۴.۳	۳

پارکینگ (زیرزمین):

$$\sum (k_i d_i^2) = (11.721 \times 5.04^2) + (13.266 \times 0.22^2) + (13.476 \times 5.92^2) = 770.66$$

$$\sum k_x = 11.721 + 13.266 + 13.476 = 38.463 \text{ ton}$$

$$V_x = 5.95 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 6.045 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
۲.۲۷۶	۵.۰۴	۱۱.۷۲۱	۱
۲.۰۷۵	۰.۲۲	۱۳.۲۶۶	۲
۲.۷۱	۵.۹۲	۱۳.۴۷۶	۳

### توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در مهربند محور Y:

- در این راستا از مهربند استفاده شده است.
- برای کاهش حجم محاسبات از جدول استفاده شده است.

طبقه	$M_{iy}$	k	$V_y$	$\sum (k_i d_i^2)$	$\sum k_y$	$d_i(A)$ (قاب E)	$d_i(E)$ (قاب A)	$V_y(A)$	$V_y(E)$ (قاب)
چهارم	۲۱.۸۲۴	۱۱۶.۴۲۵	۳۴.۷۵۲	۱۲۶۱۳.۳۹۱	۲۳۲.۸۵	۷.۳۶	۷.۳۶	۱۸.۸۵۸	۱۸.۸۵۸
سوم	۲۲.۰۹۴	۱۴۲.۸۸۶	۳۳.۰۷۵	۱۵۴۸۰.۱۵۴	۲۸۵.۷۷۲	۷.۳۶	۷.۳۶	۱۸.۰۳۸	۱۸.۰۳۸
دوم	۱۶.۳۳	۱۴۲.۸۸۶	۲۴.۴۴۶	۱۵۴۸۰.۱۵۴	۲۸۵.۷۷۲	۷.۳۶	۷.۳۶	۱۳.۳۳	۱۳.۳۳
اول	۱۶.۳۷۷	۱۷۹.۹۳۱	۱۷.۰۹۶	۱۹۴۰۳.۱۱۷	۳۵۹.۸۶۲	۷.۳۶	۷.۳۶	۹.۶۶۵	۹.۶۶۵
پارکینگ	۶.۴۳۴	۲۲۶.۳۳۸	۷.۴۱۳	۲۴۵۲۱.۲۷۷	۴۵۲.۶۷۶	۷.۳۶	۷.۳۶	۴.۱۴۳	۴.۱۴۳

# فصل هشتم

## تحلیل دستی قاب‌ها



## تحلیل تقریبی قاب‌ها

پرکار و وقت گیر بودن تحلیل سازه‌های نامعین و همچنین احتیاج به معلوم بودن سطح مقطع و یا ممان اینرسی اعضا و یا نسبت آن‌ها در شروع تحلیل، همیشه انگیزه‌ای برای پیدا کردن روش‌های تقریبی ساده‌تری بوده است. در تمام روش‌های تقریبی، سعی بر این است که با استفاده از مفروضات منطقی که خطای حاصل از آن‌ها در عرف مسائل مهندسی قابل قبول باشد، تحلیل سازه نامعین را با استفاده از اصول ایستایی (استاتیک) میسر نمود.

### روش تقریبی برای تحلیل قاب جزء تحت بار قائم (روش یک دهانه دهانه)

در روش تحلیل به روش ۰.۱ دهانه به ترتیب زیر باید عمل کرد :

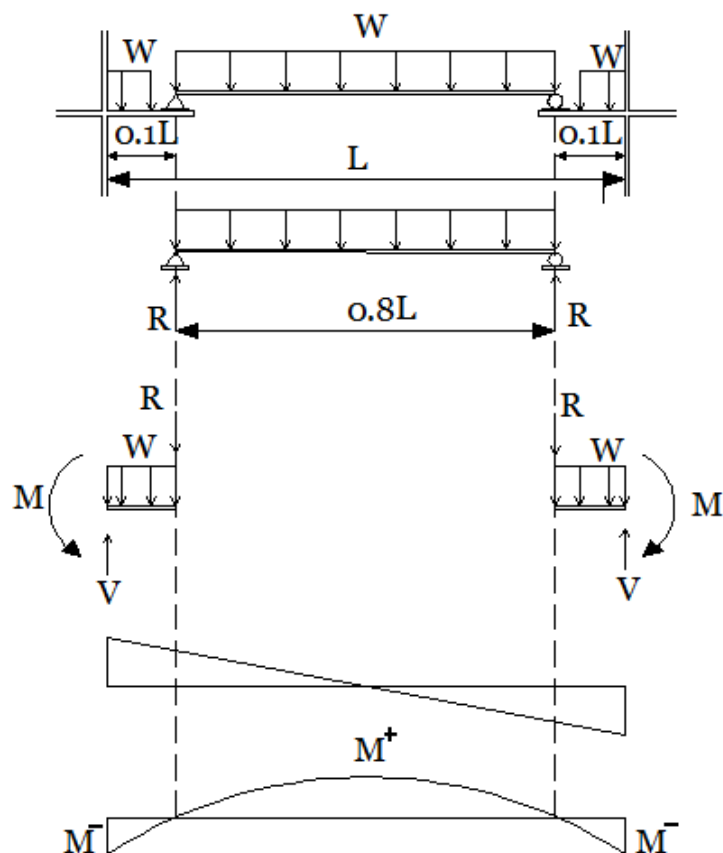
- ❖ نقاط عطف به فاصله  $0.1L$  از محور ستونهای تکیه گاهی فرض می شود به این ترتیب  $0.8L$  وسط دهانه تیرها به شکل یک تیر دو سر مفصل تحلیل می شود .
- ❖ نیروی محوری در تیرها صفر فرض می شود .
- ❖ قاب ساده شده حاصل را به کمک معادلات تعادل تحلیل می کنیم :

$$R = \frac{.8LW}{2}$$

$$V = R + 0.1LW = 0.5LW$$

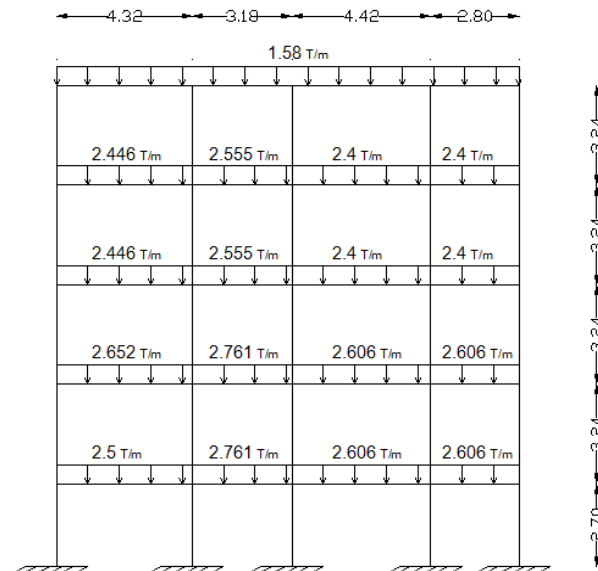
$$M^- = 0.1LW^2 + 0.1LR$$

$$M^+ = \frac{WL^2}{8}$$



## تحلیل قاب ۲ تحت بار مرده:

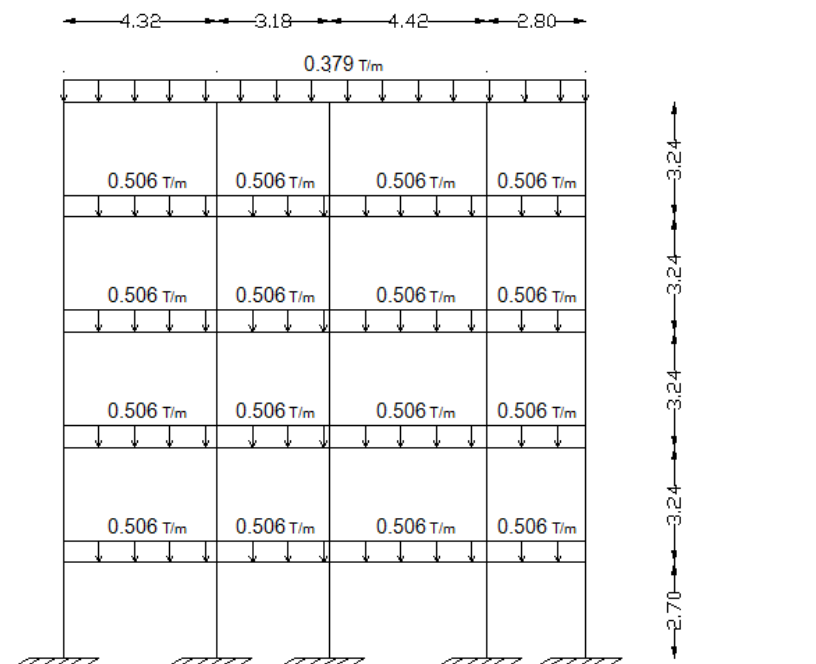
در تحلیل قاب ۲ در اثر بار مرده، بارهایی که در قسمت محاسبات بارگذاری ثقلی، محاسبه شده اند را به صورت بار خطی بر تیرها بر حسب تن بر متر در نظر گرفته و برای کم کردن حجم محاسبات، تمام عملیات محاسبات حذف شده است و نتایج حاصل از این تحلیل در کنار عضو مربوطه در شکل زیر آمده است.



$M^- = 1.326$ $M^+ = 2.358$ $V = 3.412$ $M = 1.326$	$M^- = 0.718$ $M^+ = 1.278$ $V = 2.512$ $M = -0.607$	$M^- = 1.389$ $M^+ = 2.469$ $V = 3.491$ $M = 0.67$	$M^- = 0.557$ $M^+ = 0.99$ $V = 2.212$ $M = 0.831$	$M = -0.557$
$M^- = 2.054$ $M^+ = 3.651$ $V = 5.283$ $M = 3.381$	$M^- = 1.162$ $M^+ = 2.066$ $V = 4.062$ $M = -1.499$	$M^- = 2.109$ $M^+ = 3.75$ $V = 5.304$ $M = 1.617$	$M^- = 0.846$ $M^+ = 1.505$ $V = 3.36$ $M = -2.094$	$M = -1.404$
$M^- = 2.054$ $M^+ = 3.651$ $V = 5.283$ $M = 5.435$	$M^- = 1.162$ $M^+ = 2.066$ $V = 4.062$ $M = -2.39$	$M^- = 2.109$ $M^+ = 3.75$ $V = 5.304$ $M = 2.564$	$M^- = 0.846$ $M^+ = 1.505$ $V = 3.36$ $M = -3.358$	$M = -2.25$
$M^- = 2.227$ $M^+ = 3.959$ $V = 5.728$ $M = 7.662$	$M^- = 1.256$ $M^+ = 2.233$ $V = 4.389$ $M = -3.361$	$M^- = 2.291$ $M^+ = 4.072$ $V = 5.759$ $M = 3.599$	$M^- = 0.919$ $M^+ = 1.634$ $V = 3.648$ $M = -4.729$	$M = -3.171$
$M^- = 2.099$ $M^+ = 3.732$ $V = 5.400$ $M = 9.761$	$M^- = 1.256$ $M^+ = 2.233$ $V = 4.389$ $M = -4.204$	$M^- = 2.291$ $M^+ = 4.072$ $V = 5.759$ $M = 4.633$	$M^- = 0.919$ $M^+ = 1.634$ $V = 3.648$ $M = -6.110$	$M = -4.089$

## تحلیل قاب ۲ تحت بار زنده:

در تحلیل قاب ۲ در اثر بار زنده، بارهایی که در قسمت محاسبات بارگذاری ثقلی، محاسبه شده اند را به صورت بار خطی بر تیرها بر حسب تن بر متر در نظر گرفته و برای کم کردن حجم محاسبات، تمام عملیات محاسبات حذف شده است و نتایج حاصل از این تحلیل در کنار عضو مربوطه در شکل زیر آمده است.

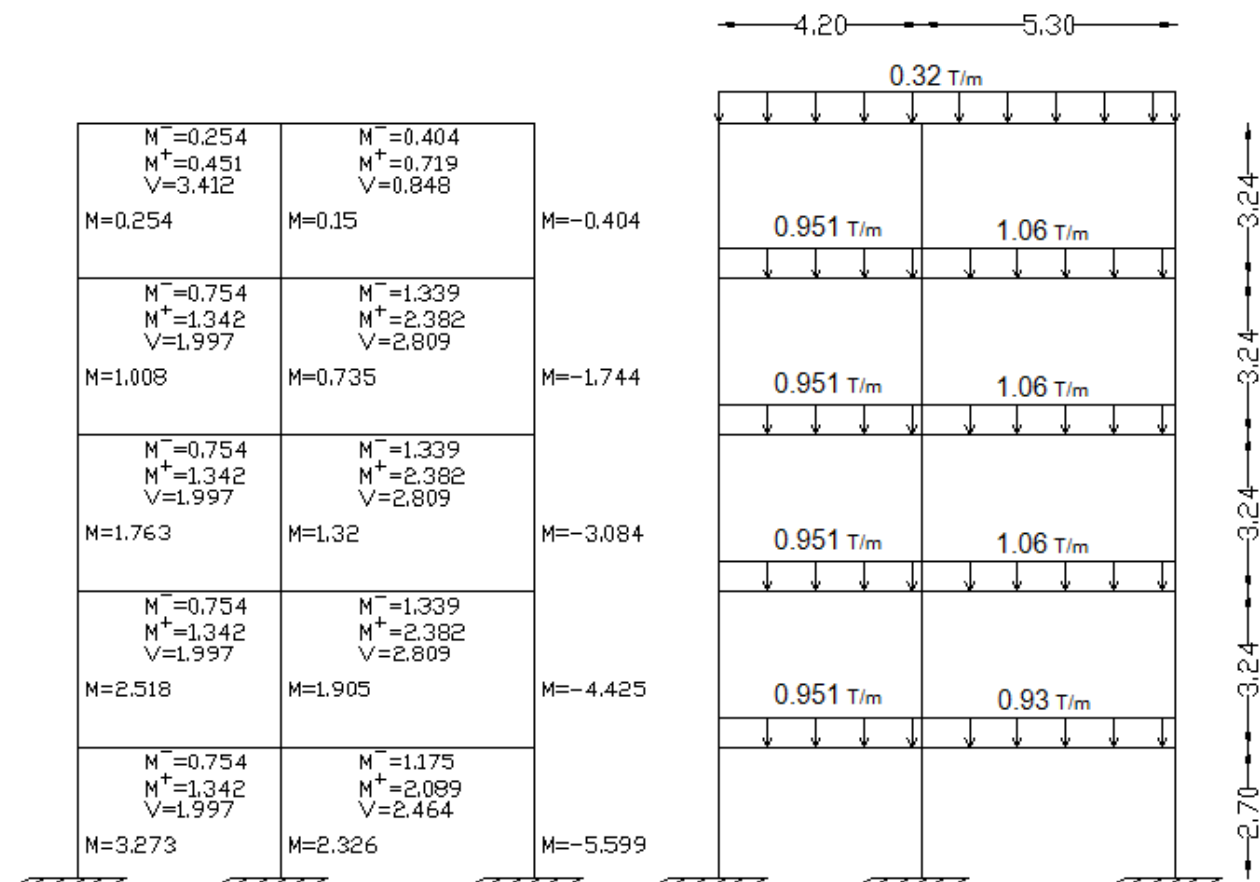


$M^- = 0.318$ $M^+ = 0.565$ $V = 0.818$ $M = 0.318$	$M^- = 0.172$ $M^+ = 0.306$ $V = 0.602$ $M = -0.145$	$M^- = 0.333$ $M^+ = 0.529$ $V = 0.837$ $M = 0.16$	$M^- = 0.133$ $M^+ = 0.237$ $V = 0.53$ $M = -0.199$	$M = -0.133$
$M^- = 0.424$ $M^+ = 0.755$ $V = 1.092$ $M = 0.743$	$M^- = 0.23$ $M^+ = 0.409$ $V = 0.804$ $M = -0.34$	$M^- = 0.444$ $M^+ = 0.79$ $V = 1.118$ $M = 0.735$	$M^- = 0.178$ $M^+ = 0.317$ $V = 0.708$ $M = -0.465$	$M = -0.312$
$M^- = 0.424$ $M^+ = 0.755$ $V = 1.092$ $M = 1.168$	$M^- = 0.23$ $M^+ = 0.409$ $V = 0.804$ $M = -0.535$	$M^- = 0.444$ $M^+ = 0.79$ $V = 1.118$ $M = 0.589$	$M^- = 0.178$ $M^+ = 0.317$ $V = 0.708$ $M = -0.732$	$M = -0.49$
$M^- = 0.424$ $M^+ = 0.755$ $V = 1.092$ $M = 1.593$	$M^- = 0.23$ $M^+ = 0.409$ $V = 0.804$ $M = -0.729$	$M^- = 0.444$ $M^+ = 0.79$ $V = 1.118$ $M = 0.804$	$M^- = 0.178$ $M^+ = 0.317$ $V = 0.708$ $M = -0.998$	$M = -0.669$
$M^- = 0.424$ $M^+ = 0.755$ $V = 1.092$ $M = 2.018$	$M^- = 0.23$ $M^+ = 0.409$ $V = 0.804$ $M = -0.924$	$M^- = 0.444$ $M^+ = 0.79$ $V = 1.118$ $M = 1.019$	$M^- = 0.178$ $M^+ = 0.317$ $V = 0.708$ $M = -1.264$	$M = -0.847$

## تحلیل قاب A تحت بار مرده:

در تحلیل قاب A در اثر بار مرده، بارهای حاصل از دیوار پیرامونی بر حسب تن بر متر حساب شده و برای کم کردن حجم محاسبات، تمام عملیات محاسبات حذف شده است و نتایج حاصل از این تحلیل در کنار عضو مربوطه در شکل زیر آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود، شکل سمت راست مربوط به بارهای خطی حاصل از بارگذاری مرده می‌باشد و شکل سمت چپ نتایج حاصل از تحلیل یک دهم دهانه قاب A<sup>+</sup> حاصل از بارهای مرده می‌باشد.

❖ قاب مذکور چون نسبت به قرارگیری تیرچه‌ها باری جز بار حاصل از دیوار پیرامونی را تحمل نمی‌کند، لذا این قاب فقط تحت بار مرده تحلیل می‌شود.



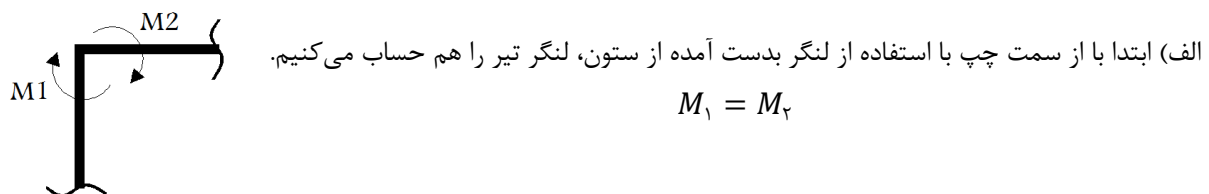
## روش گام به گام تحلیل قاب با استفاده از روش پرتال

توجه شود برای تحلیل باید از چپ به راست و از بالا به پایین حرکت کرد.

**گام اول:** نیروی برشی هر طبقه به نسبت دهانه بین ستون‌ها تقسیم شده و در وسط هر ستون با حرف  $V$  مشخص می‌شود. باید توجه داشت در طبقات پایین تر برای محاسبه نیروی برشی ستونها باید نیروی برشی آن طبقه با طبقات بالای خود جمع شود.

**گام دوم:** چون در این روش نقطه عطف ستون در وسط ارتفاع ستون فرض می‌شود، از ضرب نیروی برشی ستون در نصف ارتفاع ستون، گشتاور خمشی ستون حول محور عمود بر صفحه محاسبه شده و در وسط ارتفاع ستون با حرف  $M$  مشخص می‌شود. چون نقطه عطف در وسط ارتفاع قرار دارد، گشتاورهای خمشی بالا و پایین ستون با یکدیگر مساوی می‌باشند. اگر تکیه گاه‌های قاب مفصلی باشند در طبقه همکف گشتاور خمشی ستون از ضرب نیروی برشی ستون در ارتفاع کل ستون در ارتفاع کل ستون حاصل می‌گردد.

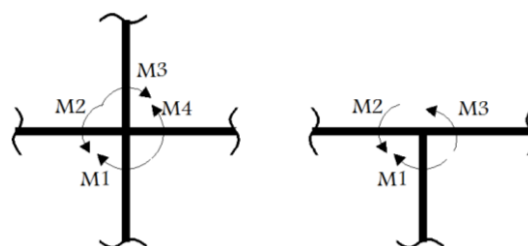
**گام سوم:** با توجه به تغییر شکل قاب در مقابل بارهای جانبی، در هر گروه، مجموع گشتاور خمشی ستونها باید برابر مجموع گشتاور خمشی تیرها باشد. گشتاور خمشی ستونها در گام دوم محاسبه شده اند، با شروع از آخرین طبقه از سمت چپ (سمت نیروهای مؤثر) و حرکت از چپ به راست و از بالا به پایین گشتاورهای خمشی انتهایی تیرها محاسبه می‌شوند. چون نقطه عطف تیرها در وسط دهانه فرض شده است، گشتاورهای خمشی دو انتهای هر تیر باید با یکدیگر مساوی باشند. بنابراین گشتاور خمشی هر تیر با علامت  $M$  در وسط و پایین آن نوشته می‌شود.



ب) سپس با استفاده از لنگرها بدست آمده به ترتیب که پیش برویم، به راحتی بقیه هم حساب می‌شوند.

$$M_4 = M_1 - M_2 + M_3$$

$$M_1 = M_2 + M_3$$

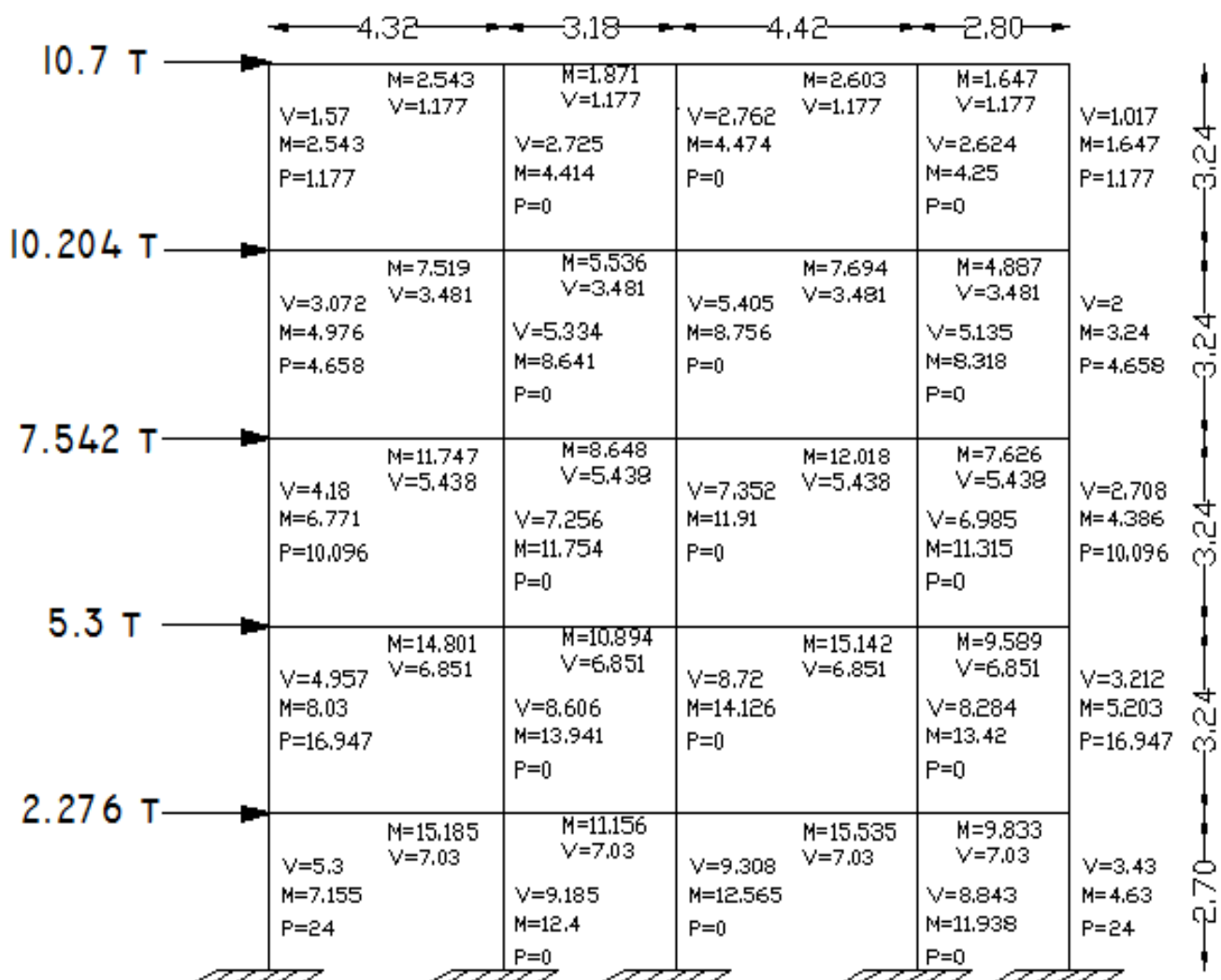


**گام چهارم:** نیروی برشی تیرها از تقسیم گشتاور خمشی بر نصف دهانه محاسبه شده و در وسط دهانه با علامت  $V$  مشخص می‌شود.

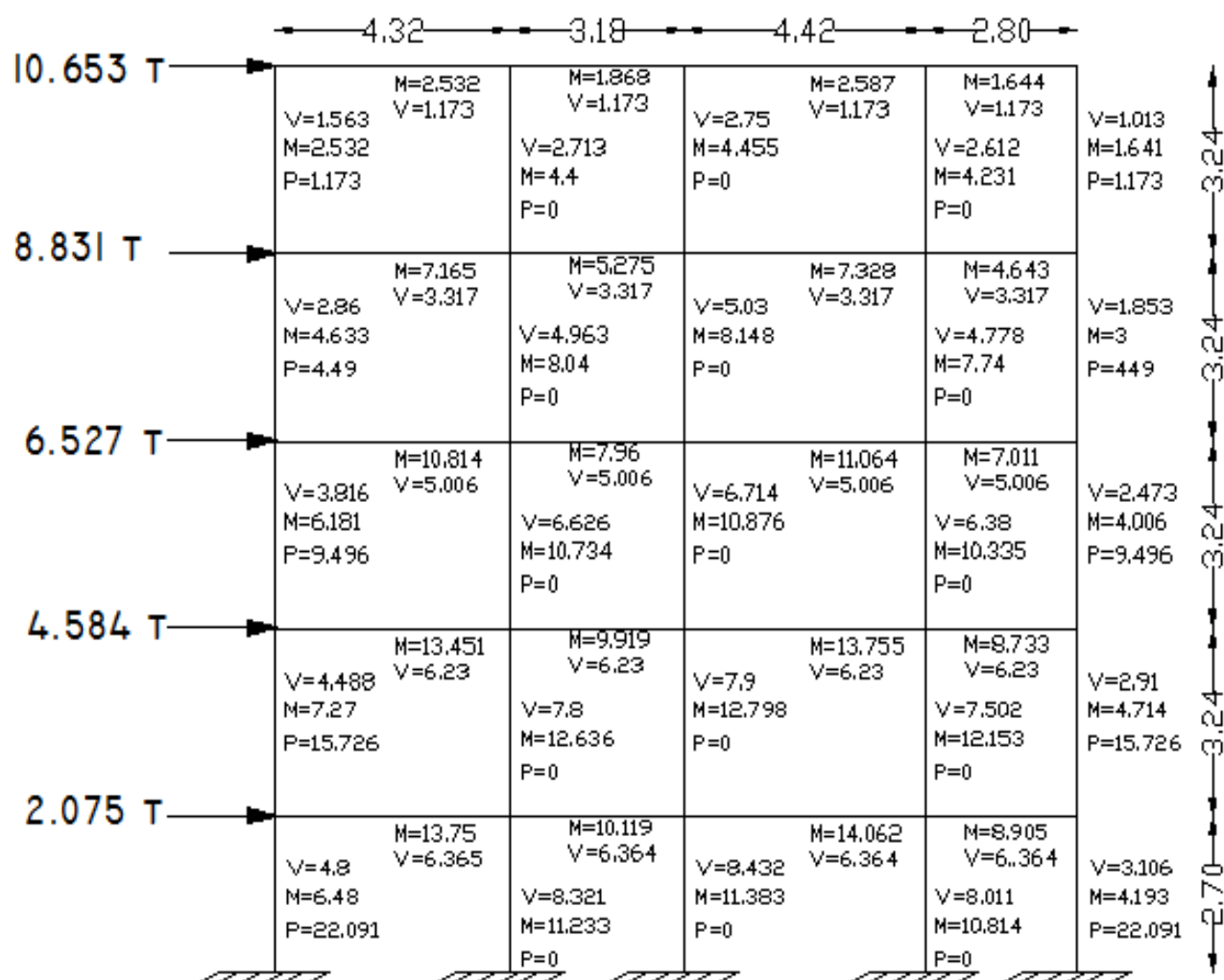
**گام پنجم:** با توجه به نیروی برشی تیرها، نیروی محوری ستون‌ها محاسبه می‌شود. نیروی محوری ستون‌های کناری از لحاظ عددی مساوی نیروی برشی تیر متصل به آن می‌باشد که البته باید نیروی محوری ستون فوقانی را نیز به آن اضافه کرد. نیروی محوری ستون‌های میانی مساوی تفاضل نیروی برشی تیر سمت چپ و راست متصل به آن است که باید به نتیجه حاصل، نیروی محوری ستون فوقانی را افزود. در صورتی که دهانه‌های قاب با یکدیگر مساوی، و یا نیروی برشی ستون به نسبت دهانه‌ها تقسیم شده باشد، نیروی محوری ستون میانی صفر خواهد بود.

**گام ششم:** نیروی محوری تیرها، غالباً در طراحی مهم نمی‌باشند. لیکن با روابط ایستایی قابل محاسبه می‌باشند.

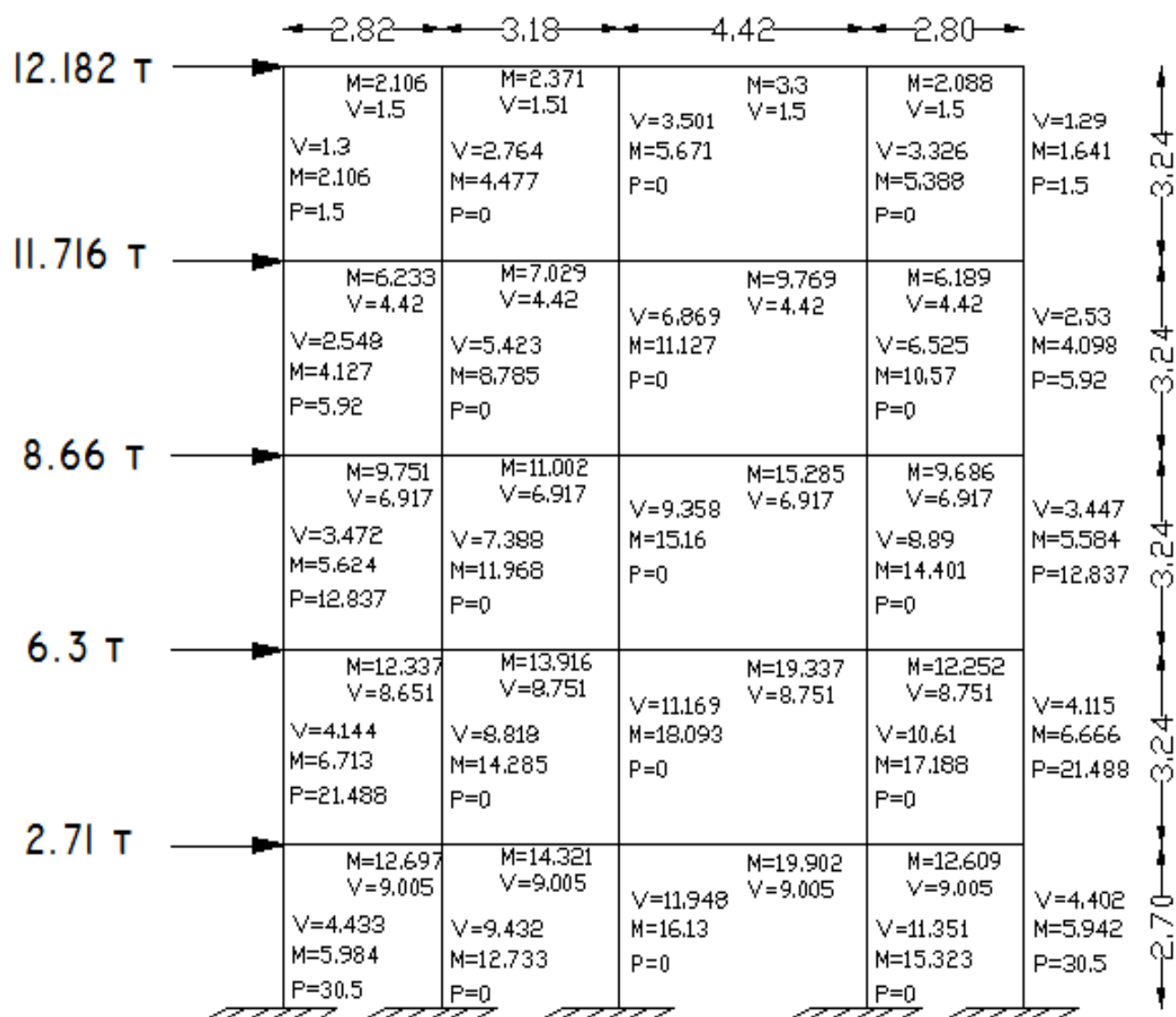
### تحلیل قاب ۱:



## تحلیل قاب ۲:



## تحلیل قاب ۴:





## تحلیل بادبندها

### تحلیل قاب‌های A و E:

تحلیل بدین صورت است که ابتدا براساس برش طبقه، نیروی افقی مهاربندها بدست می‌آیند. با توجه به اینکه مهاربندها دو سر مفصل می‌باشند، از تشابه مثلث‌ها نیروی محوری مهاربندها حاصل می‌گردند. همانطور که می‌دانیم، در ستون‌های متصل به مهاربند، نیروی محوری ایجاد می‌گردد. برای تعیین نیروی محوری ستون‌ها، گشتاور نیروهای جانبی در حول محل تقاطع مهاربندها، مساوی جفت نیروی (کوپل) ناشی از نیروهای ستون‌ها قرار داده می‌شود.

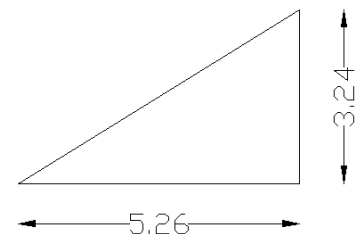
برای نمونه نیروی مهاربندها و ستون‌ها طبقه چهارم محور A مطابق زیر بدست می‌آید.

برش طبقه چهارم در قاب A، ۱۸.۸۵۸ تن می‌باشد. این نیرو بین دو مهاربند موجود در طبقه تقسیم می‌گردد.

$$\frac{18.858}{2} = 9.429 \text{ ton}$$

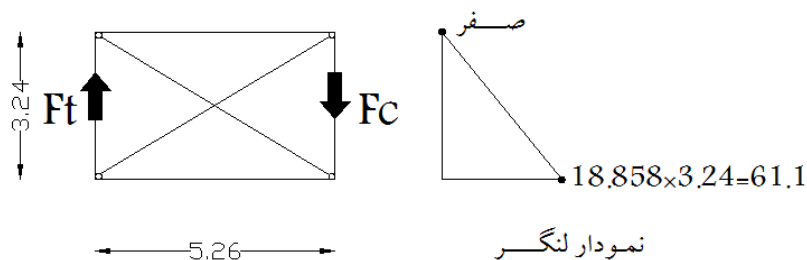
از تشابه مثلث‌ها داریم:

$$\frac{9.429}{5.26} = \frac{F_f}{\sqrt{5.26^2 + 3.24^2}} \Rightarrow F_f = 11.074$$



❖ فرض می‌کنیم ۵۰ درصد برش طبقه به صورت مؤلفه افقی قطری فشاری و ۵۰ درصد به صورت مؤلفه افقی قطری کششی است.

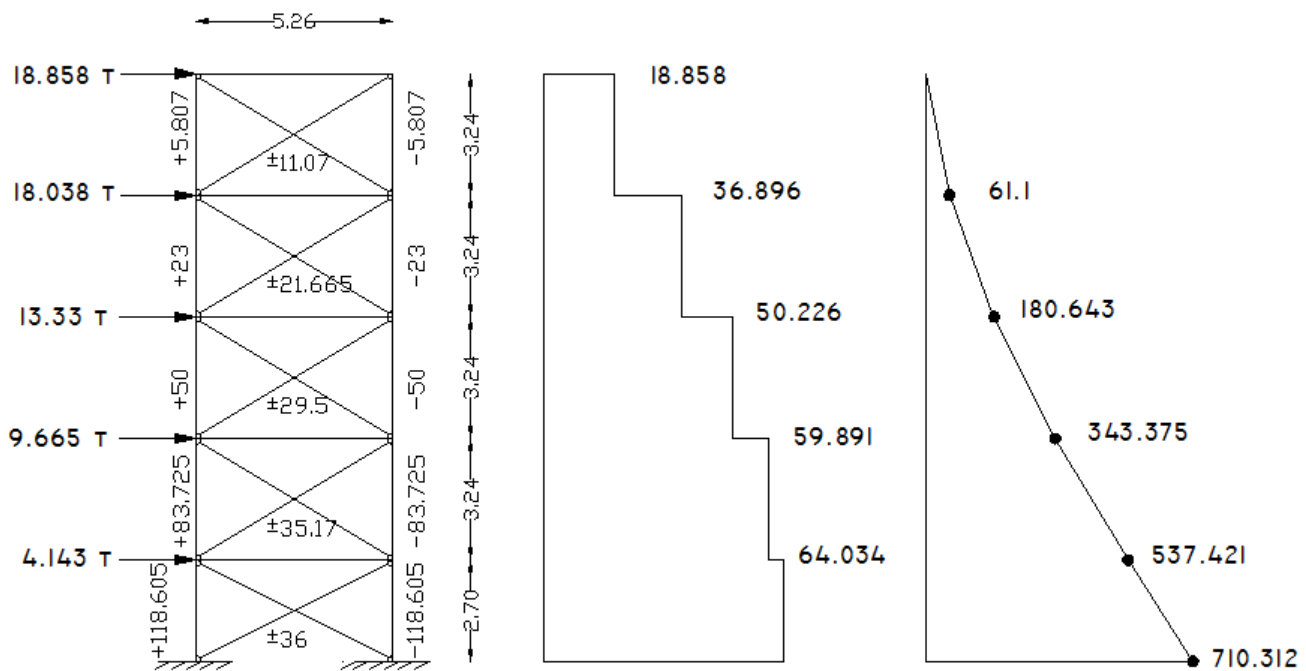
❖ نیروی فشاری و کششی ستون مهاربند از تقسیم لنگر متوسط طبقه بر دهانه مهاربند به دست می‌آید.



$$M_{ave} = \frac{0 + 61.1}{2} = 30.55 \text{ ton.m}$$

$$F_t = -F_c = \frac{30.55}{5.26} = 5.807 \text{ ton}$$

❖ از آنجایی مهاربندهای محوره‌های A و E از همه لحاظ یک خصوصیت را دارا می‌باشند، بنابراین یکی تحلیل می‌شود.



# فصل هفتم

## طراحی دستی المان‌ها

## طراحی تیر

در این پروژه تیر محور ۲ از دهانه D تا E به طول دهانه ۴.۴۲ متر طراحی می‌گردد.

مصلح مصرفی به کار رفته طبق استاندارد ملی ایران ST۳۷ به قرار زیر است :

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

### طراحی تیر طبقه چهارم:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$0.75 (D + L \pm E)$$

$$M^+ = 4.323 \text{ ton.m} \quad \text{لنگر مثبت وسط دهانه}$$

$$M^- = 3.231 \text{ ton.m} \quad \text{لنگر منفی تکیه گاه}$$

$$V = 4.12 \text{ ton} \quad \text{نیروی برشی نهایی در تکیه‌گاه‌ها}$$

گام دوم: تعیین اساس مقطع اولیه

$$F_b = 0.66 F_y \quad \text{بند ۱۰-۵-۱ قسمت الف: تنش مجاز خمشی باید از رابطه روبرو کمتر باشد:}$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{4.323 \times 10^5}{S_x} \leq F_b = 0.66 F_y = 0.66 \times 2400 = 1584 \Rightarrow S_x \geq 273 \text{ cm}^3$$

گام سوم: انتخاب مقطع

با استفاده از جدول اشتال و با توجه به حداقل اساس مقطع بدست آمده نیم رخ موردنظر را انتخاب می‌کنیم:

IPe ۲۴ :

$$S_x = 324 \text{ cm}^3 \quad b_f = 12 \text{ cm} \quad t_f = 0.98 \text{ cm} \quad d = 24 \text{ cm} \quad h = 19 \text{ cm} \quad t_w = 0.62 \text{ cm} \quad I_x = 3890$$

گام چهارم: کنترل فشردگی

جدول ۱۰-۲-۱ مبحث دهم: کنترل فشردگی بال مقطع

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.12 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 \Rightarrow ok$$

جدول ۱۰-۱-۲-۱: کنترل فشردگی جان مقطع

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19}{0.62} = 30.64 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = \frac{5365}{\sqrt{240}} = 109.5 \Rightarrow ok$$

گام پنجم: کنترل تنش برشی

بند ۱۰-۱-۵-۴: مبحث دهم: اگر رابطه  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1000}{\sqrt{F_y}}$  برقرار باشد، تنش برشی مجاز باید از  $0.4F_y$  کمتر باشد.

$$\frac{19}{0.62} = 30.64 < \frac{1000}{\sqrt{240}} = 65$$

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{4.12 \times 10^3}{24 \times 0.62} = 276.88 < F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 240 = 96 \Rightarrow ok$$

گام ششم: کنترل تغییر شکل

بند ۱۰-۱۰۱۲۰-۲: مبحث دهم: تیرها و شامتیرهایی که سقف‌های نازک کاری شده را تحمل می‌کنند باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر از  $\frac{1}{24}$  طول دهانه بیشتر نشود.

$$\Delta \leq \Delta_{max}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{442}{240} = 1.84$$

$$\Delta = \frac{\delta L^2}{48EI} (M_s - 0.1(M_a + M_b)) = 0.916 < 1.84 \Rightarrow ok$$

**use IPE 240**

### طراحی تیر طبقه سوم:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱-۱: مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$0.75 (D + L \pm E)$$

$$M^+ = 8.9 \text{ ton.m} : \text{لنگر مثبت وسط دهانه}$$

$$M^- = 7.41 \text{ ton.m} : \text{لنگر منفی تکیه گاه}$$

$$V = 5.944 \text{ ton} : \text{نیروی برشی نهایی در تکیه‌گاه‌ها}$$

### گام دوم: تعیین اساس مقطع اولیه

بند ۱۰-۱-۵-۱ قسمت الف: تنش مجاز خمشی باید از رابطه روبرو کمتر باشد:

$$F_b = 0.66F_y$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{8.9 \times 10^5}{S_x} \leq F_b = 0.66F_y = 0.66 \times 2400 = 1584 \Rightarrow S_x \geq 561 \text{ cm}^3$$

### گام سوم: انتخاب مقطع

با استفاده از جدول اشتال و با توجه به حداقل اساس مقطع بدست آمده نیم رخ موردنظر را انتخاب می‌کنیم:

۲ IPE ۲۴ :

$$S_x = 324 \text{ cm}^3 \quad b_f = 12 \text{ cm} \quad t_f = 0.98 \text{ cm} \quad d = 24 \text{ cm} \quad h = 19 \text{ cm} \quad t_w = 0.62 \text{ cm} \quad I_x = 3890$$

### گام چهارم: کنترل فشردگی

جدول ۱۰-۲-۱-۱ مبحث دهم: کنترل فشردگی بال مقطع

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.12 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 \Rightarrow ok$$

جدول ۱۰-۲-۱-۱ مبحث دهم: کنترل فشردگی جان مقطع

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19}{0.62} = 30.64 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.5 \Rightarrow ok$$

### گام پنجم: کنترل تنش برشی

بند ۱۰-۵-۱-۴ مبحث دهم: اگر رابطه  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1000}{\sqrt{F_y}}$  برقرار باشد، تنش برشی مجاز باید از  $0.4F_y$  کمتر باشد.

$$\frac{19}{0.62} = 30.64 < \frac{1000}{\sqrt{2400}} = 65$$

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{5.944 \times 10^2}{2 \times 24 \times 0.62} = 200 < F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 2400 = 960 \Rightarrow ok$$

### گام ششم: کنترل تغییر شکل

بند ۱۰-۱۰۱۲۰-۲ مبحث دهم: تیرها و شاهی‌تیرهایی که سقف‌های نازک کاری شده را تحمل می‌کنند باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر از  $\frac{1}{240}$  طول دهانه بیشتر نشود.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{442}{240} = 1.84$$

$$\Delta = \frac{\Delta L^2}{48EI} (M_s - 0.1(M_a + M_b)) = 0.923 < 1.84 \Rightarrow ok$$

use 2 IPE 240

## طراحی تیر طبقه دوم:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$0.75 (D + L \pm E)$$

$$M^+ = 11.7 \text{ ton.m} \text{ : لنگر مثبت وسط دهانه}$$

$$M^- = 10.212 \text{ ton.m} \text{ : لنگر منفی تکیه گاه}$$

$$V = 8.571 \text{ ton} \text{ : نیروی برشی نهایی در تکیه‌گاه‌ها}$$

گام دوم: تعیین اساس مقطع اولیه

$$F_b = 0.66 F_y \text{ بند ۱۰-۵-۱ قسمت الف: تنش مجاز خمشی باید از رابطه روبرو کمتر باشد:}$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{11.7 \times 10^5}{S_x} \leq F_b = 0.66 F_y = 0.66 \times 2400 = 1584 \Rightarrow S_x \geq 738 \text{ cm}^3$$

گام سوم: انتخاب مقطع

❖ به دلیل اینکه تیرها تیپ واقع شوند، تیر را با ورق تقویتی در بالا در نظر می‌گیریم.

۲ IPE ۲۴ :

$$S_x = 324 \text{ cm}^3 \quad b_f = 12 \text{ cm} \quad t_f = 0.98 \text{ cm} \quad d = 24 \text{ cm} \quad h = 19 \text{ cm} \quad t_w = 0.62 \text{ cm} \quad I_x = 3890$$

$$b_s = 15 \text{ cm} , \quad t_s = 0.8 \text{ cm}$$

گام چهارم: کنترل فشردگی

جدول ۱۰-۲-۱ مبحث دهم: کنترل فشردگی بال مقطع

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{13.5}{2 \times 1.02} = 6.61 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 \Rightarrow ok$$

جدول ۱۰-۲-۱ مبحث دهم: کنترل فشردگی جان مقطع

$$\frac{h}{t_w} = \frac{21.9}{0.66} = 33.18 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.5 \Rightarrow ok$$

گام پنجم: کنترل تنش خمشی نیمرخ تقویت شده

$$I_x = 9273 \text{ cm}^4 \text{ نیمرخ تقویت شده}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{9273}{12.25} = 750 \text{ cm}^3 \text{ نیمرخ تقویت شده}$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S} = \frac{11.7 \times 10^5}{750} = 1560 > 1440 \Rightarrow ok$$

گام پنجم: کنترل تنش برشی

بند ۱۰-۱-۵-۴ مبحث دهم: اگر رابطه  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1000}{\sqrt{F_y}}$  برقرار باشد، تنش برشی مجاز باید از  $0.4F_y$  کمتر باشد.

$$\frac{21.9}{0.66} = 33.18 < \frac{1000}{\sqrt{2400}} = 65$$

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{8.571 \times 10^3}{2 \times 27 \times 0.66} = 240 < F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 2400 = 960 \Rightarrow ok$$

گام ششم: کنترل تغییر شکل

بند ۱۰-۱۰۱۲۰-۲ مبحث دهم: تیرها و شاهی‌تیرهایی که سقف‌های نازک کاری شده را تحمل می‌کنند باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر از  $\frac{1}{240}$  طول دهانه بیشتر نشود.

$$\Delta \leq \Delta_{max}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{442}{240} = 1.84$$

$$\Delta = \frac{\Delta L^2}{48EI} (M_s - 0.1(M_a + M_b)) = 0.808 < 1.84 \Rightarrow ok$$

**use 2 IPE 240 + PL 150 × 8**

### طراحی تیر طبقه اول:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$0.75 (D + L \pm E)$$

$$M^+ = 13.962 \text{ ton.m} \text{ : لنگر مثبت وسط دهانه}$$

$$M^- = 12.367 \text{ ton.m} \text{ : لنگر منفی تکیه گاه}$$

$$V = 9.83 \text{ ton} \text{ : نیروی برشی نهایی در تکیه گاه‌ها}$$



### گام دوم: تعیین اساس مقطع اولیه

بند ۱۰-۱-۵-۱ قسمت الف: تنش مجاز خمشی باید از رابطه روبرو کمتر باشد:

$$F_b = 0.6F_y$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{13.962 \times 10^5}{S_x} \leq F_b = 0.6F_y = 0.6 \times 2400 = 1440 \Rightarrow S_x \geq 969 \text{ cm}^3$$

### گام سوم: انتخاب مقطع

❖ به دلیل اینکه تیرها تیپ واقع شوند، تیر را با ورق تقویتی در بالا در نظر می‌گیریم.

۲ IPE ۲۴ :

$$S_x = 324 \text{ cm}^3 \quad b_f = 12 \text{ cm} \quad t_f = 0.98 \text{ cm} \quad d = 24 \text{ cm} \quad h = 19 \text{ cm} \quad t_w = 0.62 \text{ cm} \quad I_x = 3890$$

$$b_s = 18 \text{ cm}, t_s = 1 \text{ cm}$$

### گام چهارم: کنترل فشردگی

جدول ۱۰-۲-۱-۱ مبث دهم: کنترل فشردگی بال مقطع

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{12}{0.98} = 12.24 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 \Rightarrow ok$$

جدول ۱۰-۲-۱-۱ مبث دهم: کنترل فشردگی جان مقطع

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19}{0.62} = 30.65 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 10.95 \Rightarrow ok$$

### گام پنجم: کنترل تنش خمشی نیمرخ تقویت شده

$$I_x = 9853 \text{ cm}^4 \text{ نیمرخ تقویت شده}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{9853}{12.5} = 788.24 \text{ cm}^3 \text{ نیمرخ تقویت شده}$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S} = \frac{13.962 \times 10^5}{788.24} = 1771 > 1440 \Rightarrow ok$$

### گام ششم: کنترل تغییر شکل

بند ۱۰-۱۲۰-۲ مبث دهم: تیرها و شاهتیرهایی که سقف‌های نازک کاری شده را تحمل می‌کنند باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر از  $\frac{1}{24}$  طول دهانه بیشتر نشود.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{442}{240} = 1.84$$

$$\Delta = \frac{\Delta L^3}{48EI} (M_s - 0.1(M_a + M_b)) = 1.12 < 1.84 \Rightarrow ok$$

**use 2 IPE 240 + PL 180 × 10**

## طراحی تیر پارکینگ:

### گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می باشد:

$$0.75 (D + L \pm E)$$

$$M^+ = 14.193 \text{ ton.m} \quad \text{لنگر مثبت وسط دهانه}$$

$$M^- = 12.6 \text{ ton.m} \quad \text{لنگر منفی تکیه گاه}$$

$$V = 9.93 \text{ ton} \quad \text{نیروی برشی نهایی در تکیه گاه ها}$$

### گام دوم: تعیین اساس مقطع اولیه

$$F_b = 0.6 F_y \quad \text{بند ۱۰-۵-۱ قسمت الف: تنش مجاز خمشی باید از رابطه روبرو کمتر باشد:}$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{14.193 \times 10^5}{S_x} \leq F_b = 0.6 F_y = 0.6 \times 2400 = 1440 \Rightarrow S_x \geq 986 \text{ cm}^3$$

### گام سوم: انتخاب مقطع

❖ به دلیل اینکه تیرها تیپ واقع شوند، تیر را با ورق تقویتی در بالا در نظر می گیریم.

۲ IPE ۲۴ :

$$S_x = 324 \text{ cm}^3 \quad b_f = 12 \text{ cm} \quad t_f = 0.98 \text{ cm} \quad d = 24 \text{ cm} \quad h = 19 \text{ cm} \quad t_w = 0.62 \text{ cm} \quad I_x = 3890$$

$$b_s = 18 \text{ cm}, t_s = 1 \text{ cm}$$

### گام چهارم: کنترل فشردگی

جدول ۱۰-۲-۱ مبحث دهم: کنترل فشردگی بال مقطع

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{13.5}{2 \times 1.02} = 6.61 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 \Rightarrow ok$$

جدول ۱۰-۲-۱ مبحث دهم: کنترل فشردگی جان مقطع

$$\frac{h}{t_w} = \frac{21.9}{0.66} = 33.18 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.5 \Rightarrow ok$$

### گام پنجم: کنترل تنش خمشی نیمرخ تقویت شده

$$I_x = 9853 \text{ cm}^4 \quad \text{نیمرخ تقویت شده}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{9853}{12.5} = 788.24 \text{ cm}^3 \quad \text{نیمرخ تقویت شده}$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S} = \frac{13.962 \times 10^5}{788.24} = 1771 > 1440 \Rightarrow ok$$

گام ششم: کنترل تغییر شکل

بند ۱۰-۱۰۱۲۰-۲ مبحث دهم: تیرها و شاهتیرهایی که سقف‌های نازک کاری شده را تحمل می‌کنند باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر از  $\frac{1}{240}$  طول دهانه بیشتر نشود.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{442}{240} = 1.84$$

$$\Delta = \frac{\delta L^2}{48EI} (M_s - 0.1(M_a + M_b)) = 1.12 < 1.84 \Rightarrow ok$$

**use 2 IPE 240 + PL 180 × 10**

## طراحی ستون

اعضای فشاری به شکل‌های گوناگون در سازه‌های فلزی وجود دارند. ستون‌ها جزو معمولی‌ترین اعضای فشاری‌اند که در ساختمان‌های چند طبقه به کار برده می‌شوند. به ندرت اعضای یک سازه فولادی، تنها تحت تاثیر یکی از مؤلفه‌های نیرویی قرار می‌گیرند و غالباً اعضای سازه‌های فولادی تحت تاثیر ترکیبی از نیروهای محوری، برشی و لنگرهای خمشی و احتمالاً پیچشی هستند. به این اعضا اصطلاحاً تیر-ستون اطلاق می‌شود.

در این پروژه ستون D-۲ از پارکینگ تا طبقه چهارم به عنوان نمونه طراحی می‌گردد.

مضامین مصرفی به کار رفته طبق استاندارد ملی ایران ST۳۷ به قرار زیر است :

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

### طراحی ستون پارکینگ:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$0.75 (D + L \pm E) \quad , \quad D + L$$

$$M = 12.776 \text{ ton.m}$$

$$P = 79.6 \text{ ton}$$

$$V = 8.432 \text{ ton}$$

گام دوم: انتخاب مقطع اولیه

ابتدا با فرض تنش فشاری اولیه در حدود  $(0.3 \sim 0.4)F_y$  و تقسیم نیروی محوری بر این تنش سطح مقطع لازم محاسبه شده و پروفیل انتخاب می‌شود.

$$F_a = 0.35 \times 2400 = 840 \rightarrow A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{79600}{840} = 94 \text{ cm}^2 \rightarrow IPE45 (A = 98.8, S_x = 1500)$$

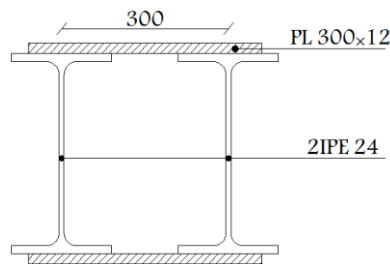
با توجه به مشخصات مقطع فوق نیروی محوری معادل محاسبه می‌شود.

$$\bar{P} = P + \frac{A}{S_x} M = 79600 + \frac{98.8}{1500} \times 12.776 \times 10^5 = 163751$$

در این مرحله مجدداً با فرض تنش فشاری در حدود  $(0.4 \sim 0.5)F_y$  سطح مقطع مناسب تری بدست می‌آید.

$$A \geq \frac{\bar{P}}{0.5 F_y} = \frac{163751}{0.5 \times 2400} = 136.45$$

اگر از ۲۴۰ IPE با ۱۲ × ۳۰۰ PL با فاصله آکس به آکس ۳۰۰ در بال استفاده کنیم، داریم:



$$A = 150.2 \text{ cm}^2 \quad S_x = 1456 \text{ cm}^3 \quad I_y = 15430 \text{ cm}^4 \quad I_x = 19219 \text{ cm}^4 \quad r_x = 11.31 \text{ cm} \quad r_y = 10.13 \text{ cm}$$

گام سوم: تعیین ضریب طول مؤثر ( $K$ )

محاسبه ضریب  $K_y$ :

بند ۱۰-۱-۴-۱ مبحث دهم: در قاب‌هایی که در آنها حرکت جانبی با تکیه کردن بر مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی مقید می‌شود، ضریب طول مؤثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری باید برابر یک به حساب آید.

در پروژه مربوطه در راستای Y از سیستم قاب مهاربندی شده استفاده شده است.

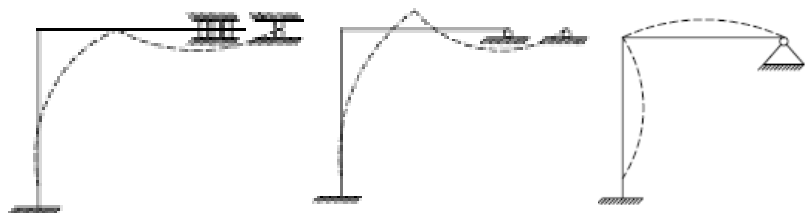
$$K_y = 1$$

بند ۱۰-۱-۴-۲ مبحث دهم: قاب‌هایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستون‌هایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) تامین شود، ضریب طول مؤثر  $K$  را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

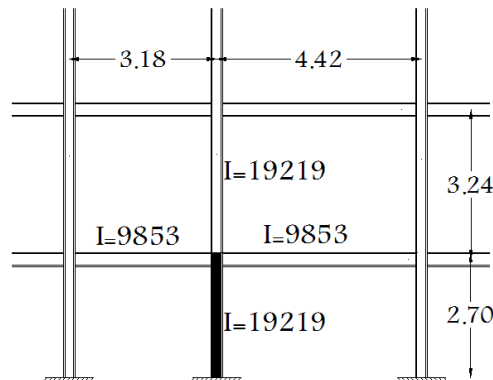
$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \geq 1$$

$G_A$  و  $G_B$ : نماد نشان دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری و برابر است با نسبت مجموع  $\frac{EI}{L}$  ستون‌ها به مجموع  $\frac{EI}{L}$  تیرهای منتهی به دو انتهای عضو فشاری در یک صفحه. و همچنین برای انتهای گیردار ستون برابر یک و برای انتهای مفصلی ستون برابر ۱۰ می‌باشد.

- ❖ برای تیرهای طره‌ای متصل به عضو فشاری  $\frac{EI}{L}$  مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای نزدیک تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای دور تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر در ضریب ۰.۵ ضرب می‌شود.



تیر محور سمت راست با  $I_x = 9853 \text{ cm}^4$  طراحی شده است همچنین تیر سمت چپ هم تقریباً همان خصوصیت را می‌تواند داشته باشد. و با توجه به نیروهای بدست آمده از تحلیل هم می‌توان  $I$  ستون بالا را حدت زد.



$$G_A = 1$$

$$G_B = \frac{\frac{2590.2}{270} + \frac{2590.2}{324}}{\frac{9853}{318} + \frac{9853}{442}} = 3.3$$

$$K_x = \sqrt{\frac{1.6 \times 1 \times 3.3 + 4(1 + 3.3) + 7.5}{1 + 3.3 + 7.5}} = 1.6 > 1$$

گام پنجم: تعیین نسبت  $\frac{f_a}{F_a}$

$$\lambda_x = \frac{1.6 \times 270}{11.31} = 38$$

$$\lambda_y = \frac{1 \times 270}{10.13} = 26$$

$$\lambda = 38 \rightarrow F_a = 1297$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:

$$f_a = \frac{79600}{150.2} = 530$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{530}{1297} = 0.408 > 0.15$$

گام ششم: کنترل فشار محوری و خمشی

بند ۱۰-۱-۷-۱ اعضایی که تحت اثر فشار محوری توام با تنش خمشی قرار می‌گیرند باید طوری محاسبه شوند که محدودیت‌های زیر را برآورده سازند:

در صورتی که  $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$  باشد:

(۱) رابطه ۱۰-۷-۱-۱:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}) F_{by}} \leq 1$$

$C_m$ : صفحه ۷۵ مبحث دهم قسمت الف) برای اعضای فشاری (ستون‌ها) در قاب خمشی مهارنشده:

$$C_m = 0.85$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{12.776 \times 10^5}{1456} = 877.47$$

❖ ضوابط ارائه شده برای کنترل شرایط تکیه گاهی برای نیمرخ های تک  $I$  شکل صادق است از این رو، تنش مجاز خمشی  $F_b$  را می‌توان  $0.6F_y$  در نظر گرفت.

$F_e'$ : تنش اولیه که بر ضریب اطمینان تقسیم شده و مقدار آن عبارت است از:

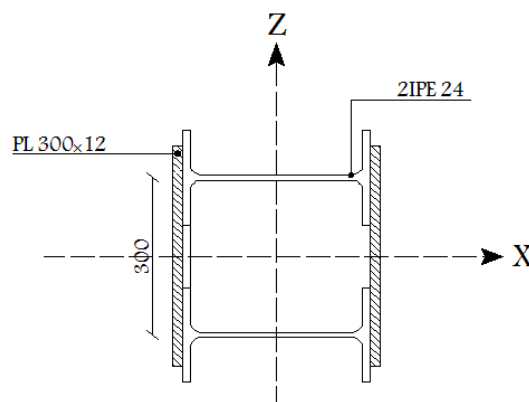
$$F_e' = \frac{10.5 \times 10^5}{\lambda} = \frac{10.5 \times 10^5}{38} = 276315$$

$$0.408 + \frac{0.85 \times 877.47}{\left(1 - \frac{486}{276315}\right) \times 1440} = 0.926 < 1 \quad ok$$

(۲) رابطه ۱۰-۱-۲:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \Rightarrow \frac{530}{0.6 \times 2400} + \frac{877.47}{1440} = 0.97 < 1 \quad ok$$

طرز قرار گیری مناسب ستون:



### طراحی ستون طبقه اول:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$0.75 (D + L \pm E) \quad , \quad D + L$$

$$M = 12.9 \text{ ton.m} \quad P = 62.728 \text{ ton}$$

### گام دوم: انتخاب مقطع اولیه

ابتدا با فرض تنش فشاری اولیه در حدود  $(0.3 \sim 0.4)F_y$  و تقسیم نیروی محوری بر این تنش سطح مقطع لازم محاسبه شده و پروفیل انتخاب می شود.

$$F_a = 0.35 \times 2400 = 840 \rightarrow A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{62728}{840} = 74 \text{ cm}^2 \rightarrow IPE400 (A = 84.5, S_x = 1160)$$

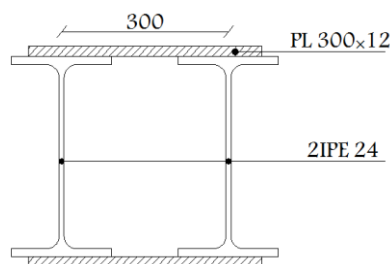
با توجه به مشخصات مقطع فوق نیروی محوری معادل محاسبه می شود.

$$\bar{P} = P + \frac{A}{S_x} M = 62728 + \frac{84.5}{1160} \times 12.9 \times 10^5 = 156700$$

در این مرحله مجدداً با فرض تنش فشاری در حدود  $(0.4 \sim 0.5)F_y$  سطح مقطع مناسب تری بدست می آید.

$$A \geq \frac{\bar{P}}{0.5F_y} = \frac{156700}{0.5 \times 2400} = 131$$

اگر از  $2IPE240$  با  $2PL300 \times 12$  با فاصله آکس به آکس ۳۰۰ در بال استفاده کنیم، داریم:



$$A = 150.2 \text{ cm}^2 \quad S_x = 1456 \text{ cm}^3 \quad I_y = 15430 \text{ cm}^4 \quad I_x = 19219 \text{ cm}^4 \quad r_x = 11.31 \text{ cm} \quad r_y = 10.13 \text{ cm}$$

### گام سوم: تعیین ضریب طول مؤثر ( $K$ )

محاسبه ضریب  $K_y$ :

بند ۱۰-۱-۴-۱ مبحث دهم: در قاب‌هایی که در آنها حرکت جانبی با تکیه کردن بر مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی مقید می‌شود، ضریب طول مؤثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری باید برابر یک به حساب آید.

در پروژه مربوطه در راستای Y از سیستم قاب مهاربندی شده استفاده شده است.

$$K_y = 1$$

بند ۱۰-۱-۴-۲ مبحث دهم: قاب‌هایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستون‌هایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) تامین شود، ضریب طول مؤثر  $K$  را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \geq 1$$

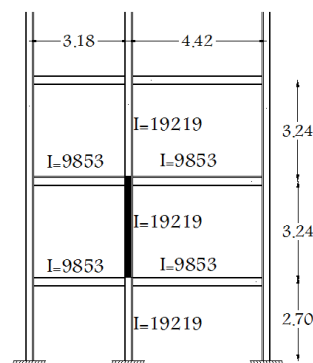


$G_A$  و  $G_B$ : نماد نشان دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری و برابر است با نسبت مجموع  $\frac{EI}{L}$  ستون‌ها به مجموع  $\frac{EI}{L}$  تیرهای منتهی به دو انتهای عضو فشاری در یک صفحه. و همچنین برای انتهای گیردار ستون برابر یک و برای انتهای مفصلی ستون برابر ۱۰ می‌باشد.

- ❖ برای تیرهای طره‌ای متصل به عضو فشاری  $\frac{EI}{L}$  مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای نزدیک تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای دور تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر در ضریب ۰.۵ ضرب می‌شود.



تیر محور سمت راست با  $I_x = 9853 \text{ cm}^4$  طراحی شده است همچنین تیر سمت چپ هم تقریباً همان خصوصیت را می‌تواند داشته باشد. و با توجه به نیروهای بدست آمده از تحلیل هم می‌توان  $I$  ستون بالا را حد زد.



$$G_A = 3.3$$

$$G_B = \frac{2 \times \frac{19219}{324}}{\frac{9853}{318} + \frac{9853}{442}} = 2.22$$

$$K_x = \sqrt{\frac{1.6 \times 2.22 \times 3.3 + 4(2.22 + 3.3) + 7.5}{2.22 + 3.3 + 7.5}} = 1.78 > 1$$

گام پنجم: تعیین نسبت  $\frac{f_a}{F_a}$

$$\lambda_x = \frac{1.78 \times 324}{11.31} = 51$$

$$\lambda_y = \frac{1 \times 324}{10.13} = 32$$

$$\lambda = 51 \rightarrow F_a = 1229$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:

$$f_a = \frac{62728}{150.2} = 417$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{417}{1229} = 0.34 > 0.15$$

گام ششم: کنترل فشار محوری و خمشی

بند ۱۰-۷-۱-۱ اعضای که تحت اثر فشار محوری توام با تنش خمشی قرار می‌گیرند باید طوری محاسبه شوند که محدودیت‌های زیر را برآورده سازند:

در صورتی که  $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$  باشد:

(۳) رابطه ۱۰-۷-۱-۱:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1$$

$C_m$ : صفحه ۷۵ مبحث دهم قسمت الف) برای اعضای فشاری (ستون‌ها) در قاب خمشی مهارنشده:

$$C_m = 0.85$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{12.9 \times 10^5}{1456} = 886$$

❖ ضوابط ارائه شده برای کنترل شرایط تکیه گاهی برای نیمرخ های تک  $I$  شکل صادق است از این رو، تنش مجاز خمشی  $F_b$  را می‌توان  $0.6F_y$  در نظر گرفت.

$F_e'$ : تنش اولیه که بر ضریب اطمینان تقسیم شده و مقدار آن عبارت است از:

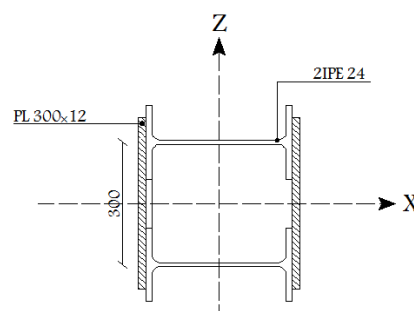
$$F_e' = \frac{10.5 \times 10^5}{\lambda} = \frac{10.5 \times 10^5}{51} = 205882$$

$$0.34 + \frac{0.85 \times 886}{\left(1 - \frac{417}{205882}\right) \times 1440} = 0.86 < 1 \quad ok$$

(۴) رابطه ۱۰-۷-۱-۱:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \Rightarrow \frac{417}{0.6 \times 2400} + \frac{886}{1440} = 0.9 < 1 \quad ok$$

طرز قرار گیری مناسب ستون:



## طراحی ستون طبقه دوم:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$D + L, \quad 0.75(D + L \pm E)$$

$$M = 10.52 \text{ ton.m}$$

$$P = 45.65 \text{ ton}$$

گام دوم: انتخاب مقطع اولیه

ابتدا با فرض تنش فشاری اولیه در حدود  $(0.3 \sim 0.4)F_y$  و تقسیم نیروی محوری بر این تنش سطح مقطع لازم محاسبه شده و پروفیل انتخاب می‌شود.

$$F_a = 0.35 \times 2400 = 840 \rightarrow A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{45650}{840} = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{IPE}330 (A = 62.6, S_x = 557)$$

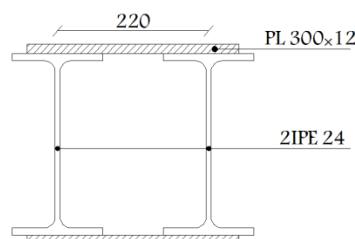
با توجه به مشخصات مقطع فوق نیروی محوری معادل محاسبه می‌شود.

$$\bar{P} = P + \frac{A}{S_x} M = 45650 + \frac{62.6}{557} \times 10.52 \times 10^5 = 163882$$

در این مرحله مجدداً با فرض تنش فشاری در حدود  $(0.4 \sim 0.5)F_y$  سطح مقطع مناسب تری بدست می‌آید.

$$A \geq \frac{\bar{P}}{0.5F_y} = \frac{163882}{0.5 \times 2400} = 136.55$$

اگر از ۲۴۰ IPE با ۱۲ × ۳۰۰ PL با فاصله آکس به آکس ۲۲۰ در بال استفاده کنیم، داریم:



$$A = 150.2 \text{ cm}^2 \quad S_x = 1456 \text{ cm}^3 \quad I_y = 15430 \text{ cm}^4 \quad I_x = 19219 \text{ cm}^4 \quad r_x = 11.31 \text{ cm} \quad r_y = 10.13 \text{ cm}$$

گام سوم: تعیین ضریب طول مؤثر ( $K$ )

محاسبه ضریب  $K_y$ :

بند ۱۰-۱-۴-۱ مبحث دهم: در قاب‌هایی که در آنها حرکت جانبی با تکیه کردن بر مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی مقید می‌شود، ضریب طول مؤثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری باید برابر یک به حساب آید.

در پروژه مربوطه در راستای Y از سیستم قاب مهاربندی شده استفاده شده است.

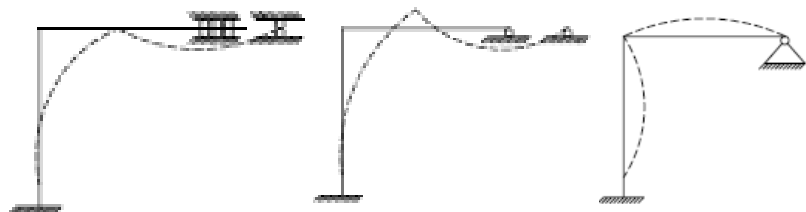
$$K_y = 1$$

بند ۱۰-۱-۴-۲ مبحث دهم: قاب‌هایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستون‌هایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) تامین شود، ضریب طول مؤثر K را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \geq 1$$

$G_A$  و  $G_B$ : نماد نشان دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری و برابر است با نسبت مجموع  $\frac{EI}{L}$  ستون‌ها به مجموع  $\frac{EI}{L}$  تیرهای منتهی به دو انتهای عضو فشاری در یک صفحه. و همچنین برای انتهای گیردار ستون برابر یک و برای انتهای مفصلی ستون برابر ۱۰ می‌باشد.

- ❖ برای تیرهای طره‌ای متصل به عضو فشاری  $\frac{EI}{L}$  مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای نزدیک تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای دور تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر در ضریب ۰.۵ ضرب می‌شود.



تیر محور سمت راست با  $I_x = 9853 \text{ cm}^4$  طراحی شده است همچنین تیر سمت چپ هم تقریباً همان خصوصیت را می‌تواند داشته باشد. و با توجه به نیروهای بدست آمده از تحلیل هم می‌توان  $I$  ستون بالا را حد زد.

	3.18	4.42	
	I=9273	I=19219	3.24
	I=9273	I=9273	
		I=19219	3.24
	I=9853	I=9853	
		I=19219	3.24

$$G_A = 2.22$$

$$G_B = \frac{2 \times \frac{19219}{324}}{\frac{9273}{318} + \frac{9273}{442}} = 2.36$$

$$K_x = \sqrt{\frac{1.6 \times 2.22 \times 2.36 + 4(2.22 + 2.36) + 7.5}{2.22 + 2.36 + 7.5}} = 1.68 > 1$$

گام پنجم: تعیین نسبت  $\frac{f_a}{F_a}$

$$\lambda_x = \frac{1.68 \times 324}{11.31} = 48$$

$$\lambda_y = \frac{1 \times 324}{10.13} = 32$$

$$\lambda = 48 \rightarrow F_a = 1246$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:

$$f_a = \frac{45650}{150.2} = 304$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{304}{1246} = 0.244 > 0.15$$

گام ششم: کنترل فشار محوری و خمشی

بند ۱۰-۱-۷-۱ اعضای که تحت اثر فشار محوری توام با تنش خمشی قرار می‌گیرند باید طوری محاسبه شوند که محدودیت‌های زیر را برآورده سازند:

در صورتی که  $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$  باشد:

(۵) رابطه ۱۰-۱-۷-۱:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}) F_{by}} \leq 1$$

$C_m$ : صفحه ۷۵ مبحث دهم قسمت الف) برای اعضای فشاری (ستون‌ها) در قاب خمشی مهارنشده:

$$C_m = 0.85$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{10.52 \times 10^5}{1456} = 722$$

❖ ضوابط ارائه شده برای کنترل شرایط تکیه گاهی برای نیمرخ‌های تک  $I$  شکل صادق است از این رو، تنش مجاز خمشی  $F_b$  را می‌توان  $0.6F_y$  در نظر گرفت.

$F_e'$ : تنش اولیه که بر ضریب اطمینان تقسیم شده و مقدار آن عبارت است از:

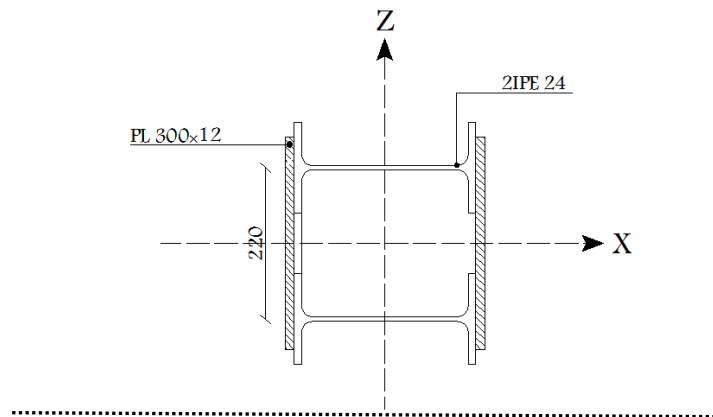
$$F_e' = \frac{10.5 \times 10^5}{\lambda} = \frac{10.5 \times 10^5}{48} = 218750$$

$$0.244 + \frac{0.85 \times 722}{\left(1 - \frac{3.4}{21875.0}\right) \times 1440} = 0.66 < 1 \quad ok$$

(۶) رابطه ۱۰-۱-۲:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \Rightarrow \frac{3.4}{0.6 \times 2400} + \frac{722}{1440} = 0.71 < 1 \quad ok$$

طرز قرار گیری مناسب ستون:



### طراحی ستون طبقه سوم:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$0.75 (D + L \pm E) \quad , \quad D + L$$

$$M = 7.65 \text{ ton.m}$$

$$P = 29.857 \text{ ton}$$

گام دوم: انتخاب مقطع اولیه

ابتدا با فرض تنش فشاری اولیه در حدود  $(0.3 \sim 0.4)F_y$  و تقسیم نیروی محوری بر این تنش سطح مقطع لازم محاسبه شده و پروفیل انتخاب می‌شود.

$$F_a = 0.35 \times 2400 = 840 \rightarrow A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{29857}{840} = 35.54 \text{ cm}^2 \quad IPE240 (A = 39.1, S_x = 324)$$

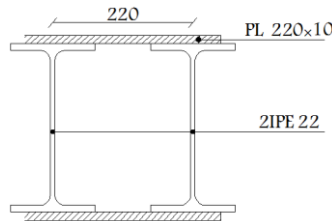
با توجه به مشخصات مقطع فوق نیروی محوری معادل محاسبه می‌شود.

$$\bar{P} = P + \frac{A}{S_x} M = 29857 + \frac{39.1}{324} \times 7.65 \times 10^5 = 122176$$

در این مرحله مجدداً با فرض تنش فشاری در حدود  $(0.4 \sim 0.5)F_y$  سطح مقطع مناسب تری بدست می‌آید.

$$A \geq \frac{\bar{P}}{0.5 F_y} = \frac{122176}{0.5 \times 2400} = 101.81$$

اگر از ۲۲۰ IPE با ۱۰ × ۲۲۰ PL با فاصله آکس به آکس ۲۲۰ در بال استفاده کنیم، داریم:



$$A = 110.8 \text{ cm}^2 \quad S_x = 946 \text{ cm}^3 \quad I_y = 5942 \text{ cm}^4 \quad I_x = 11362 \text{ cm}^4 \quad r_x = 10.12 \text{ cm} \quad r_y = 7.32 \text{ cm}$$

گام سوم: تعیین ضریب طول مؤثر ( $K$ )

محاسبه ضریب  $K_y$ :

بند ۱۰-۱-۴-۱-۱ مبحث دهم: در قاب‌هایی که در آنها حرکت جانبی با تکیه کردن بر مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی مقید می‌شود، ضریب طول مؤثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری باید برابر یک به حساب آید.

در پروژه مربوطه در راستای Y از سیستم قاب مهاربندی شده استفاده شده است.

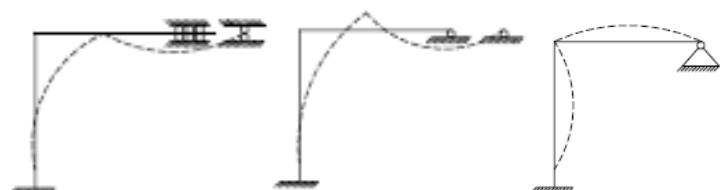
$$K_y = 1$$

بند ۱۰-۱-۴-۱-۲ مبحث دهم: قاب‌هایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستون‌هایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) تامین شود، ضریب طول مؤثر  $K$  را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

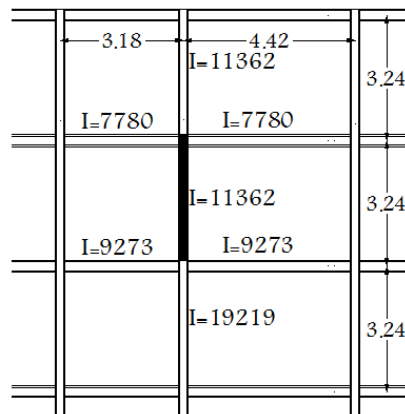
$$K = \sqrt{\frac{1.6 G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \geq 1$$

$G_A$  و  $G_B$ : نماد نشان دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری و برابر است با نسبت مجموع  $\frac{EI}{L}$  ستون‌ها به مجموع  $\frac{EI}{L}$  تیرهای منتهی به دو انتهای عضو فشاری در یک صفحه. و همچنین برای انتهای گیردار ستون برابر یک و برای انتهای مفصلی ستون برابر ۱۰ می‌باشد.

- ❖ برای تیرهای طره‌ای متصل به عضو فشاری  $\frac{EI}{L}$  مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای نزدیک تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای دور تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر در ضریب ۰.۵ ضرب می‌شود.



تیر محور سمت راست با  $I_x = 9853 \text{ cm}^4$  طراحی شده است همچنین تیر سمت چپ هم تقریباً همان خصوصیت را می‌تواند داشته باشد. و با توجه به نیروهای بدست آمده از تحلیل هم می‌توان  $I$  ستون بالا را حد زد.



$$G_A = 2.36$$

$$G_B = \frac{2 \times \frac{11362}{324}}{\frac{7780}{318} + \frac{7780}{442}} = 1.66$$

$$K_x = \sqrt{\frac{1.6 \times 1.66 \times 2.36 + 4(1.66 + 2.36) + 7.5}{1.66 + 2.36 + 7.5}} = 1.61 > 1$$

گام پنجم: تعیین نسبت  $\frac{f_a}{F_a}$

$$\lambda_x = \frac{1.61 \times 324}{10.12} = 51$$

$$\lambda_y = \frac{1 \times 324}{7.32} = 44$$

$$\lambda = 51 \rightarrow F_a = 1229$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:

$$f_a = \frac{29857}{110.8} = 270$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{270}{1229} = 0.22 > 0.15$$

گام ششم: کنترل فشار محوری و خمشی

بند ۱۰-۷-۱ اعضای که تحت اثر فشار محوری توام با تنش خمشی قرار می‌گیرند باید طوری محاسبه شوند که محدودیت‌های زیر را برآورده سازند:

در صورتی که  $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$  باشد:

$$(7) \text{ رابطه } 10-7-1:$$



$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1$$

$C_m$ : صفحه ۷۵ مبحث دهم قسمت الف) برای اعضای فشاری (ستون‌ها) در قاب خمشی مهارنشده:

$$C_m = 0.85$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{7.65 \times 10^5}{946} = 80.8$$

❖ ضوابط ارائه شده برای کنترل شرایط تکیه گاهی برای نیمرخ های تک  $I$  شکل صادق است از این رو، تنش مجاز خمشی  $F_b$  را می‌توان  $0.6F_y$  در نظر گرفت.

$F_e'$ : تنش اولیه که بر ضریب اطمینان تقسیم شده و مقدار آن عبارت است از:

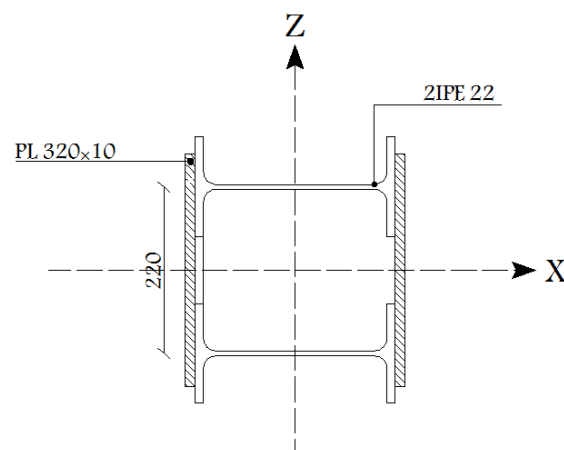
$$F_e' = \frac{10.5 \times 10^5}{\lambda} = \frac{10.5 \times 10^5}{51} = 205882$$

$$0.22 + \frac{0.85 \times 80.8}{\left(1 - \frac{3.4}{205882}\right) \times 1440} = 0.7 < 1 \quad ok$$

(۸) رابطه ۱۰-۱-۷-۲:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \Rightarrow \frac{270}{0.6 \times 2400} + \frac{80.8}{1440} = 0.74 < 1 \quad ok$$

طرز قرار گیری مناسب ستون:



## طراحی ستون طبقه چهارم:

گام اول: تعیین نیروهای طراحی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$D + L, \quad 0.75(D + L \pm E)$$

$$M = 3.963 \text{ ton.m}$$

$$P = 13.657 \text{ ton}$$

گام دوم: انتخاب مقطع اولیه

ابتدا با فرض تنش فشاری اولیه در حدود  $(0.3 \sim 0.4)F_y$  و تقسیم نیروی محوری بر این تنش سطح مقطع لازم محاسبه شده و پروفیل انتخاب می‌شود.

$$F_a = 0.35 \times 2400 = 840 \rightarrow A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{13657}{840} = 17 \text{ cm}^2 \quad IPE180 (A = 23.9, S_x = 146)$$

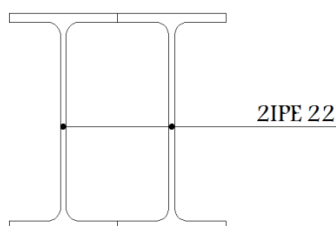
با توجه به مشخصات مقطع فوق نیروی محوری معادل محاسبه می‌شود.

$$\bar{P} = P + \frac{A}{S_x} M = 13657 + \frac{23.9}{146} \times 3.963 \times 10^5 = 78530$$

در این مرحله مجدداً با فرض تنش فشاری در حدود  $(0.4 \sim 0.5)F_y$  سطح مقطع مناسب تری بدست می‌آید.

$$A \geq \frac{\bar{P}}{0.5F_y} = \frac{78530}{0.5 \times 2400} = 65.44$$

اگر از 220 IPE استفاده کنیم، داریم:



$$A = 66.8 \text{ cm}^2 \quad S_x = 50.3 \text{ cm}^3 \quad I_y = 2430 \text{ cm}^4 \quad I_x = 5540 \text{ cm}^4 \quad r_x = 9.11 \text{ cm} \quad r_y = 6.03 \text{ cm}$$

گام سوم: تعیین ضریب طول مؤثر ( $K$ )

محاسبه ضریب  $K_y$ :

بند ۱۰-۱-۴ مبحث دهم: در قاب‌هایی که در آنها حرکت جانبی با تکیه کردن بر مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی مقید می‌شود، ضریب طول مؤثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری باید برابر یک به حساب آید.

در پروژه مربوطه در راستای Y از سیستم قاب مهاربندی شده استفاده شده است.

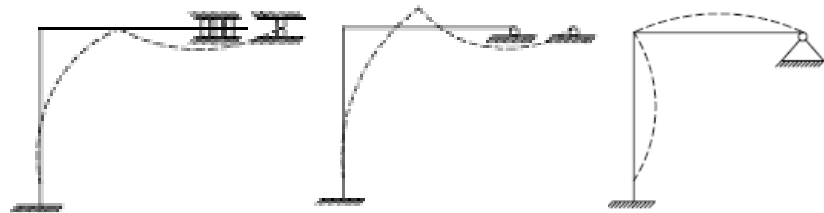
$$K_y = 1$$

بند ۱۰-۱-۴-۲ مبحث دهم: قاب‌هایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستون‌هایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) تامین شود، ضریب طول مؤثر K را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

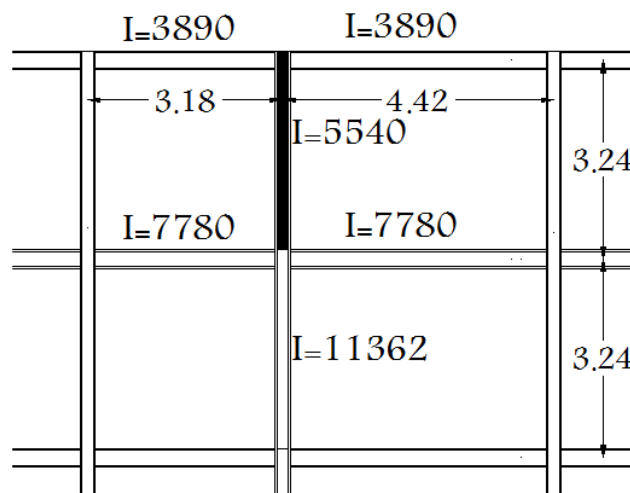
$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \geq 1$$

$G_A$  و  $G_B$ : نماد نشان دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری و برابر است با نسبت مجموع  $\frac{EI}{L}$  ستون‌ها به مجموع  $\frac{EI}{L}$  تیرهای منتهی به دو انتهای عضو فشاری در یک صفحه. و همچنین برای انتهای گیردار ستون برابر یک و برای انتهای مفصلی ستون برابر ۱۰ می‌باشد.

- ❖ برای تیرهای طره‌ای متصل به عضو فشاری  $\frac{EI}{L}$  مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای نزدیک تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.
- ❖ هرگاه انتهای دور تیر به عضو فشاری مفصلی باشد،  $\frac{EI}{L}$  آن تیر در ضریب ۰.۵ ضرب می‌شود.



تیر محور سمت راست با  $I_x = 9853 \text{ cm}^4$  طراحی شده است همچنین تیر سمت چپ هم تقریباً همان خصوصیت را می‌تواند داشته باشد. و با توجه به نیروهای بدست آمده از تحلیل هم می‌توان  $I$  ستون بالا را حد زد.



$$G_A = 1.66$$

$$G_B = \frac{\frac{5540}{324}}{\frac{3890}{318} + \frac{3890}{442}} = 0.81$$

$$K_x = \sqrt{\frac{1.6 \times 1.66 \times 0.81 + 4(1.66 + 0.81) + 7.5}{1.66 + 0.81 + 7.5}} = 1.4 > 1$$

گام پنجم: تعیین نسبت  $\frac{f_a}{F_a}$

$$\lambda_x = \frac{1.4 \times 324}{9.11} = 50$$

$$\lambda_y = \frac{1 \times 324}{6.03} = 54$$

$$\lambda = 54 \rightarrow F_a = 1212$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:

$$f_a = \frac{13657}{66.8} = 204$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{204}{1212} = 0.16 > 0.15$$

گام ششم: کنترل فشار محوری و خمشی

بند ۱۰-۱-۷-۱ اعضای که تحت اثر فشار محوری توام با تنش خمشی قرار می‌گیرند باید طوری محاسبه شوند که محدودیت‌های زیر را برآورده سازند:

در صورتی که  $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$  باشد:

(۹) رابطه ۱۰-۱-۷-۱:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}) F_{by}} \leq 1$$

$C_m$ : صفحه ۷۵ مبحث دهم قسمت الف) برای اعضای فشاری (ستون‌ها) در قاب خمشی مهارنشده:

$$C_m = 0.85$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{3.963 \times 10^5}{50.3} = 787$$

❖ ضوابط ارائه شده برای کنترل شرایط تکیه گاهی برای نیمرخ‌های تک  $I$  شکل صادق است از این رو، تنش مجاز خمشی  $F_b$  را می‌توان  $0.6F_y$  در نظر گرفت.

$F_e'$ : تنش اولیه که بر ضریب اطمینان تقسیم شده و مقدار آن عبارت است از:

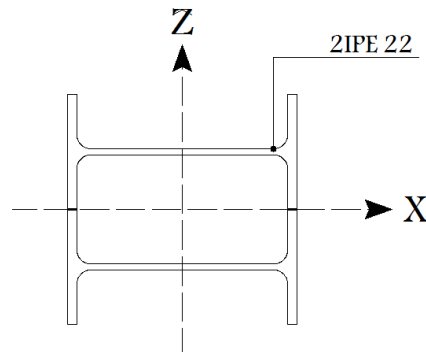
$$F_e' = \frac{10.5 \times 10^5}{\lambda} = \frac{10.5 \times 10^5}{54} = 194444$$

$$0.16 + \frac{0.85 \times 787}{\left(1 - \frac{20.4}{194444}\right) \times 1440} = 0.62 < 1 \quad ok$$

(۱۰) رابطه ۲-۷-۱۰:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{20.4}{0.6 \times 2400} + \frac{787}{1440} = 0.68 < 1 \quad ok$$

طرز قرار گیری مناسب ستون:



## طراحی بادبند

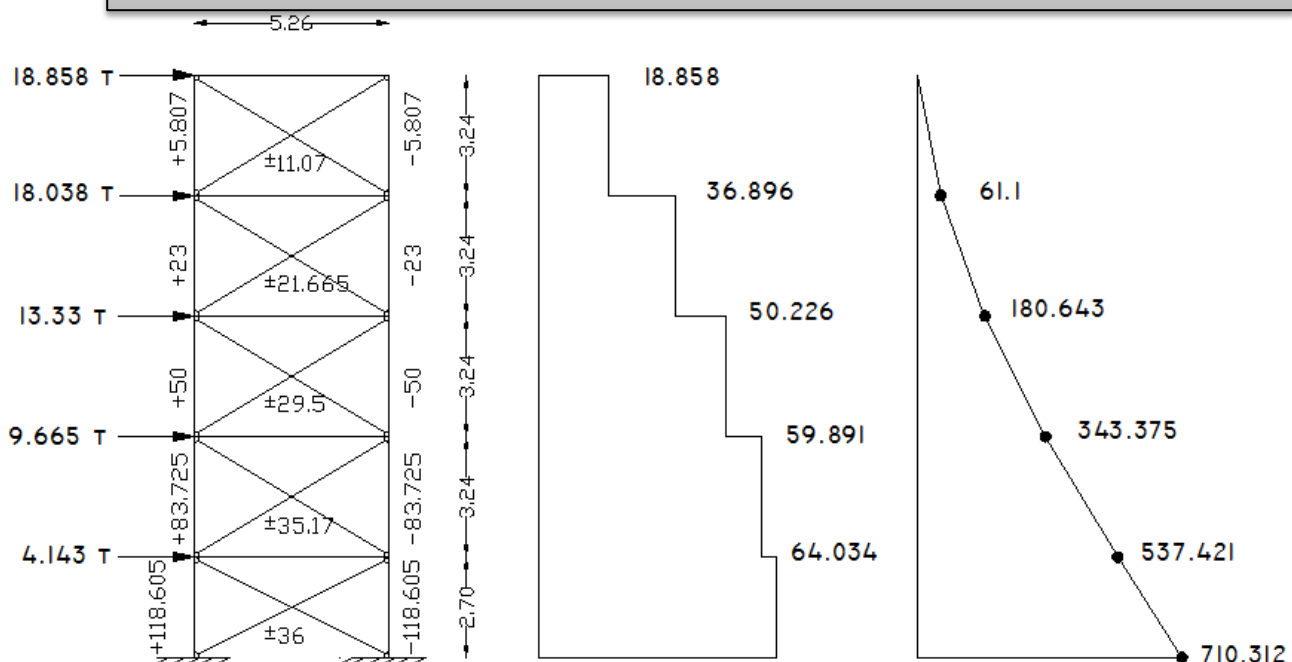
مهاربندها در آیین نامه ایران به عنصری مقاوم در برابر نیروی جانبی به کار برده می‌شوند.

سیستم مهاربند به کار برده شده در این پروژه، مهاربند ضربدری می‌باشد.

### مهاربند ضربدری

ساده ترین و متداول ترین نوع مهاربند، مهاربند ضربدری است. مکانیزم عملکرد بادبند ضربدری طوری است که وقتی نیروی جانبی از یک طرف به آن اعمال گردد، مهاربندهایی که شیب آن‌ها هم جهت بانبروی جانبی است به صورت کششی و بادبندهایی که شیب مخالف دارند به صورت فشاری عمل می‌کنند. با عوض شدن جهت نیروی جانبی، این فرض معکوس می‌شود.

تحلیل بادبندهای پروژه مذکور در قسمت‌های توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در پلان و تحلیل قاب‌ها، به طور کامل شرح داده شده است و لذا در این قسمت فقط نتایج محاسبات در شکل زیر دوباره به نمایش در می‌آید.



مضامین مصرفی به کار رفته طبق استاندارد ملی ایران ST37 به قرار زیر است :

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

### طراحی بادبند پارکینگ:

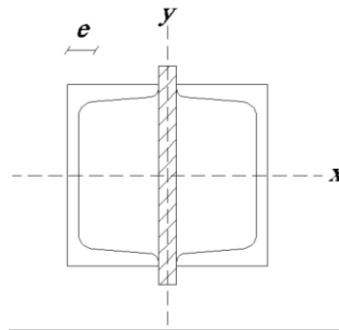
$$L = \sqrt{2.7^2 + 5.26^2} = 5.91 \text{ m}$$

گام اول: انتخاب مقطع اولیه

برای حدث اولیه از زوج ناودانی ۱۴۰ با ورق وسط به ضخامت ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌کنیم، از اشتال برای ناودانی ۱۴۰ داریم:

$$A = 20.4 \text{ cm}^2, I_x = 60.5 \text{ cm}^4, I_y = 62.7 \text{ cm}^4, r_x = 5.45 \text{ cm}, r_y = 1.75 \text{ cm}, e = 1.75 \text{ cm}, b = 6 \text{ cm}$$

گام دوم: محاسبات مقطع مرکب جدید



$$I_x = 2 \times 60.5 = 121.0 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 \times 20.4 = 40.8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 62.7 + 2 \times 20.4 \times (6 - 1.75 + .6)^2 = 108.5 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 5.45 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{108.5}{40.8}} = 5.15$$

گام سوم: کنترل لاغری کششی و فشاری

بند ۱۰-۳-۱ مبحث دهم: در اعضای که ملاک طراحی آن‌ها نیروی کششی است، ضریب لاغری حداکثر  $\frac{L}{r_{min}}$  نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

$$\frac{L}{r_x} = \frac{519}{5.45} = 95 < 300 \Rightarrow ok$$

$$\frac{L}{r_y} = \frac{519}{5.15} = 100 < 300 \Rightarrow ok$$

بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۴ مبحث دهم، قسمت الف: لاغری اعضای قطری، نباید از  $(4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}})$  تجاوز کند.

$$k_x = 0.5$$

$$k_y = 0.7$$

$$\lambda_x = \frac{0.5 \times 515}{5.45} = 47$$

$$\lambda_y = \frac{0.7 \times 515}{5.19} = 69$$

$$4.23 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 125 > \lambda_{max} = 69 \Rightarrow ok$$

### گام چهارم: کنترل تنش کششی و فشاری

بند ۱۰-۳-۳-۱۰ مبحث دهم: تنش کششی مجاز ( $F_t$ ) نباید از  $0.6F_y$  بر روی سطح مقطع کل (معیار تسلیم) تجاوز کند.

$$f_t = \frac{T}{A_g} = \frac{36 \times 10^3}{40.8} = 882 < F_t = 0.6F_y = 0.6 \times 2400 = 1440 \Rightarrow ok$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:  $\lambda = 83 \rightarrow F_a = 1019$

$$f_a = \frac{36000}{40.8} = 882 < 1114 \Rightarrow ok$$

.....

$$L = \sqrt{3.24^2 + 5.26^2} = 5.91 \text{ m}$$

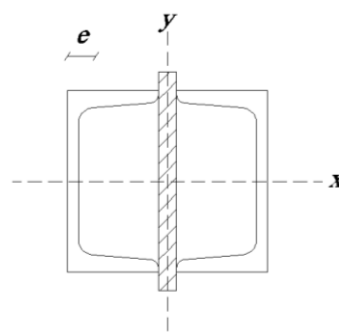
### طراحی بادبند طبقه اول:

گام اول: انتخاب مقطع اولیه

برای حدث اولیه از زوج ناودانی ۱۲۰ با ورق وسط به ضخامت ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌کنیم، از اشتال برای ناودانی ۱۴۰ داریم:

$$A = 20.4 \text{ cm}^2, I_x = 60.5 \text{ cm}^4, I_y = 62.7 \text{ cm}^4, r_x = 5.45 \text{ cm}, r_y = 1.75 \text{ cm}, e = 1.75 \text{ cm}, b = 6 \text{ cm}$$

گام دوم: محاسبات مقطع مرکب جدید



$$I_x = 2 \times 60.5 = 1210 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 \times 20.4 = 40.8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 62.7 + 2 \times 20.4 \times (6 - 1.75 + 0.5)^2 = 1085 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 5.45 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{1085}{40.8}} = 5.15$$

### گام سوم: کنترل لاغری کششی و فشاری

بند ۱۰-۳-۱-۱۰ مبحث دهم: در اعضای که ملاک طراحی آن‌ها نیروی کششی است، ضریب لاغری حداکثر  $\frac{L}{r_{min}}$  نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.



$$\frac{L}{r_x} = \frac{617}{5.45} = 113 < 300 \Rightarrow ok$$

$$\frac{L}{r_y} = \frac{617}{5.15} = 120 < 300 \Rightarrow ok$$

بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۴-۱ مبحث دهم، قسمت الف: لاغری اعضای قطری، نباید از  $(4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}})$  تجاوز کند.

$$k_x = 0.5$$

$$k_y = 0.7$$

$$\lambda_x = \frac{0.5 \times 617}{5.45} = 56$$

$$\lambda_y = \frac{0.7 \times 617}{5.19} = 83$$

$$4.23 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 125 > \lambda_{max} = 83 \Rightarrow ok$$

گام چهارم: کنترل تنش کششی و فشاری

بند ۱۰-۱-۳-۳ مبحث دهم: تنش کششی مجاز ( $F_t$ ) نباید از  $0.6F_y$  بر روی سطح مقطع کل (معیار تسلیم) تجاوز کند.

$$f_t = \frac{T}{A_g} = \frac{35.17 \times 10^3}{40.8} = 862 < F_t = 0.6F_y = 0.6 \times 2400 = 1440 \Rightarrow ok$$

$$\lambda = 83 \rightarrow F_a = 1019$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:

$$f_a = \frac{35.17 \times 10^3}{40.8} = 862 < 1019 \Rightarrow ok$$

.....

$$L = \sqrt{3.24^2 + 5.26^2} = 5.91 \text{ m}$$

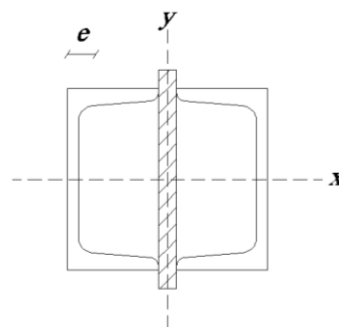
طراحی بادبند طبقه دوم:

گام اول: انتخاب مقطع اولیه

برای حدث اولیه از زوج ناودانی ۱۲۰ با ورق وسط به ضخامت ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌کنیم، از اشتال برای ناودانی ۱۲۰ داریم:

$$A = 17 \text{ cm}^2, I_x = 364 \text{ cm}^4, I_y = 43.2 \text{ cm}^4, r_x = 4.62 \text{ cm}, r_y = 1.59 \text{ cm}, e = 1.6 \text{ cm}, b = 5.5 \text{ cm}$$

گام دوم: محاسبات مقطع مرکب جدید



$$I_x = 2 \times 364 = 728 \text{ cm}^4 \quad A = 2 \times 17 = 34 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 43.2 + 2 \times 17 \times (5.5 - 1.6 + .5)^2 = 775 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 4.62 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{775}{34}} = 4.77$$

گام سوم: کنترل لاغری کششی و فشاری

بند ۱۰-۱-۳-۱ مبحث دهم: در اعضایی که ملاک طراحی آن‌ها نیروی کششی است، ضریب لاغری حداکثر  $\frac{L}{r_{min}}$  نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

$$\frac{L}{r_x} = \frac{617}{4.62} = 133 < 300 \Rightarrow ok$$

$$\frac{L}{r_y} = \frac{617}{4.77} = 129 < 300 \Rightarrow ok$$

بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۴-۱ مبحث دهم، قسمت الف: لاغری اعضای قطری، نباید از  $(4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}})$  تجاوز کند.

$$k_x = 0.5 \quad k_y = 0.7$$

$$\lambda_x = \frac{0.5 \times 617}{4.62} = 66 \quad \lambda_y = \frac{0.7 \times 617}{4.77} = 90$$

$$4.23 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 125 > \lambda_{max} = 90 \Rightarrow ok$$

گام چهارم: کنترل تنش کششی و فشاری

بند ۱۰-۱-۳-۳ مبحث دهم: تنش کششی مجاز ( $F_t$ ) نباید از  $0.6F_y$  بر روی سطح مقطع کل (معیار تسلیم) تجاوز کند.

$$f_t = \frac{T}{A_g} = \frac{29.5 \times 10^3}{34} = 867 < F_t = 0.6F_y = 0.6 \times 2400 = 1440 \Rightarrow ok$$

$$\lambda = 90 \rightarrow F_a = 975 \quad \text{بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:}$$

$$f_a = \frac{29.5 \times 10^3}{34} = 867 < 975 \Rightarrow ok$$

به دلیل اینکه نیرو در طبقه سوم با طبقه دوم اختلاف زیادی ندارد و اهمیت تیپ بندی، لذا برای این طبقه همانند طبقه دوم از زوج ناودانی ۱۲۰ با فاصله ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌گردد.

### طراحی بادبند طبقه چهارم:

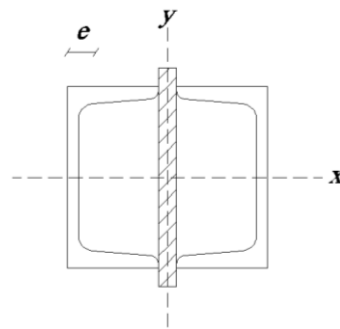
$$L = \sqrt{3.24^2 + 5.26^2} = 5.91 \text{ m}$$

گام اول: انتخاب مقطع اولیه

برای حدث اولیه از زوج ناودانی ۸۰ با ورق وسط به ضخامت ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌کنیم، از اشتهال برای ناودانی ۸۰ داریم:

$$A = 11 \text{ cm}^2, I_x = 10.6 \text{ cm}^4, I_y = 19.4 \text{ cm}^4, r_x = 3.1 \text{ cm}, r_y = 1.33 \text{ cm}, e = 1.45 \text{ cm}, b = 4.5 \text{ cm}$$

گام دوم: محاسبات مقطع مرکب جدید



$$I_x = 2 \times 10.6 = 21.2 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 \times 11 = 22 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 19.4 + 2 \times 11 \times (4.5 - 1.45 + 0.5)^2 = 31.6 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 3.1 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{31.6}{22}} = 3.79$$

گام سوم: کنترل لاغری کششی و فشاری

بند ۱۰-۳-۱-۱ مبحث دهم: در اعضای که ملاک طراحی آن‌ها نیروی کششی است، ضریب لاغری حداکثر  $\frac{L}{r_{min}}$  نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

$$\frac{L}{r_x} = \frac{617}{3.1} = 200 < 300 \Rightarrow ok$$

$$\frac{L}{r_y} = \frac{617}{3.79} = 163 < 300 \Rightarrow ok$$

بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۴ مبحث دهم، قسمت الف: لاغری اعضای قطری، نباید از  $(4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}})$  تجاوز کند.

$$k_x = 0.5$$

$$k_y = 0.7$$

$$\lambda_x = \frac{0.5 \times 617}{3.1} = 100$$

$$\lambda_y = \frac{0.7 \times 617}{3.79} = 114$$

$$4.23 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 125 > \lambda_{max} = 114 \quad \Rightarrow \quad ok$$

گام چهارم: کنترل تنش کششی و فشاری

بند ۱۰-۱-۳-۳ مبحث دهم: تنش کششی مجاز ( $F_t$ ) نباید از  $0.6F_y$  بر روی سطح مقطع کل (معیار تسلیم) تجاوز کند.

$$f_t = \frac{T}{A_g} = \frac{11.07 \times 10^3}{22} = 50.3 < F_t = 0.6F_y = 0.6 \times 2400 = 1440 \quad \Rightarrow \quad ok$$

$$\lambda = 114 \quad \rightarrow \quad F_a = 783$$

بر اساس جدول صفحه ۴۶۷ آیین نامه:

$$f_a = \frac{11.07 \times 10^3}{22} = 50.3 < 783 \quad \Rightarrow \quad ok$$

## طراحی اتصالات

### (۱) اتصال ساده با نبشی نشیمن

در اتصال نشسته، R نیروی واکنش تکیه‌گاهی تیر توسط رفتار انعطاف پذیر نبشی نشیمن به ستون منتقل می‌شود. چون در اتصالات نشسته صلبیت ناچیزی در محل اتصال وجود دارد این گونه اتصال کنگر خمشی ناچیزی را انتقال و از آن به عنوان یک اتصال ساده نام می‌برند.

❖ در این پروژه در در راستای Y از قاب ساده استفاده شده است، لذا در این محور اتصالات ساده می‌باشند.

❖ به عنوان نمونه اتصال تیر محور  $\frac{A}{1-2}$  در طبقه اول با نیمرخ IPE ۲۴۰ به ستون با مقطع IPE ۲۴۰ و ۱۲  $\times$  ۲PL۳۰۰، طراحی می‌شود که مشخصات تیر به قرار زیر است:

$$k = ۲.۵ \text{ cm} \quad b_f = ۱۲ \text{ cm} \quad t_f = ۰.۹۸ \text{ cm} \quad d = ۲۴ \text{ cm} \quad h = ۱۹ \text{ cm} \quad t_w = ۰.۶۲ \text{ cm}$$

اطلاعات زیر موجود است:

❖ بندجوش در محل و بازرسی چشمی توسط افراد مجرب صورت می‌گیرد:  $\phi = ۰.۷۵$

❖ نوع الکتروود مصرفی  $E۶۰$ :  $F_{ue} = ۴۲۰۰ \text{ kg/cm}^۲$

❖ مصالح مصرفی به کار رفته طبق استاندارد ملی ایران ST۳۷ به قرار زیر است:

$$F_y = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad F_u = ۳۶۰۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad E = ۲.۱ \times ۱۰^۶ \text{ kg/cm}^۲$$

گام اول: تعیین عکس العمل تکیه‌گاهی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱-۱-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$۰.۷۵ (D + L \pm E) \quad , \quad D + L$$

$$R = ۳.۴۶۴ \text{ ton}$$

گام دوم: تعیین طول نشیمن گاه (N)

$$N = \frac{R}{۰.۶۶ F_y t_w} - ۲.۵ k \geq k \quad \Rightarrow \quad N = \frac{۳۴۶۴}{۰.۶۶ \times ۲۴۰۰ \times ۰.۶۲} - ۲.۵ \times ۲.۵ = ۲.۷۲$$

$$R \leq ۲۸۵ t_w^۲ \left[ 1 + ۳ \frac{N}{d} \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{۱.۵} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

$$۳۴۶۴ = ۲۸۵ \times ۰.۶۲^۲ \left[ 1 + ۳ \frac{N}{۲۴} \left( \frac{۰.۶۲}{۰.۹۸} \right)^{۱.۵} \right] \sqrt{\frac{۲۴۰۰ \times ۰.۹۸}{۰.۶۲}} \quad \Rightarrow \quad N = ۴.۵$$

### گام سوم: انتخاب نبشی

با فرض گرفتن ۱۰ میلیمتر برای ضخامت نبشی، داریم:

$$M_1 = R \left[ \frac{N}{2} + 1.2 - t - 1 \right] = 3464 \times \left[ \frac{4.5}{2} + 1.2 - 1 - 1 \right] = 5022 \text{ kg.cm}$$

❖ طول نبشی ( $L$ ) را طوری انتخاب می‌کنیم که از هر طرف ۲ سانتیمتر از بال تیر بیشتر باشد. همچنین باید توجه داشته باشیم که از داخل جان ستون کوچکتر باشد.

با توجه به مقطع ستون ( $IPE 240$ ) مناسب می‌باشد.  $L = b_f + 4 = 12 + 4 = 16 \text{ cm}$

کنترل ضخامت نبشی:

$$t > \sqrt{\frac{8M_1}{LF_y}} = \sqrt{\frac{8 \times 5022}{16}} = 0.98 > 1 \Rightarrow ok$$

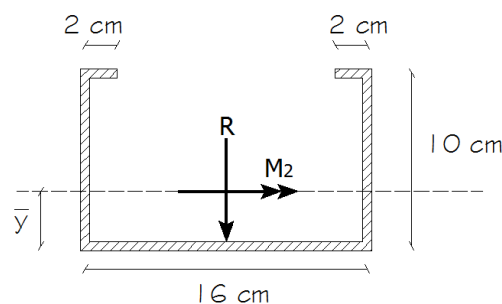
بنابراین نبشی  $10 \times 100 \times L$  به عنوان نبشی نشیمن و نبشی فوقانی  $6 \times 60 \times L$  برای جلوگیری از ناپایداری بال فشاری تیر به کار برده می‌شود.

کنترل تنش برشی نبشی:

$$f_v = \frac{1.5R}{bt} = \frac{1.5 \times 3464}{10 \times 1} = 519 < 0.4F_y = 960 \Rightarrow ok$$

### گام چهارم: طراحی جوش اتصال نبشی به بال ستون

چنانچه قسمت پایینی ساق قائم را به بال ستون جوش دهیم، شکل هندسی جوش مطابق شکل زیر است:



$$A_w = 2 \times 2 + 2 \times 10 + 16 = 40 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{2 \times 2 \times 10 + 2 \times 10 \times 5}{40} = 3.5 \text{ cm}$$

$$I_w = 16 \times 3.5^2 + 2 \times 2 \times (10 - 3.5)^2 + \frac{2}{3} (3.5^3 + 6.5^3) = 576 \text{ cm}^4$$

$$e_f = \frac{N}{2} + 1.2 = \frac{4.5}{2} + 1.2 = 3.45 \text{ cm}$$

نیروهای وارده بر جوش عبارتند از:

$$R = 3464 \text{ kg}$$

$$M_y = Re_f = 3464 \times 3.45 = 11950.8 \text{ kg.cm}$$

$f_{vs}$  تنش برشی مستقیم در جوش گوشه برابر است با:

$$f_{vs} = \frac{R}{A_w} = \frac{3464}{40} = 86.6 \text{ kg/cm}^2$$

$f_t$  تنش کششی ناشی از لنگر خمشی  $M_y$  در جوش گوشه برابر است با:

$$f_t = \frac{M_y y}{I_w} = \frac{11950.8 \times 6.5}{576} = 134.86 \text{ kg/cm}^2$$

$f_r$  تنش برآیند برابر خواهد بود با:

$$f_r = \sqrt{f_t^2 + f_{vs}^2} = \sqrt{86.6^2 + 134.86^2} = 160.27 \text{ kg/cm}^2$$

در نتیجه برای تعیین ضخامت گلوئی جوش می‌توان نوشت:

$$F_u = 0.3 F_{ue} \text{ جدول ۱۰-۱-۴ مبحث نهم: برای جوش گوشه:}$$

$$a_w = \frac{f_r}{0.707 \times \phi \times 0.3 F_{ue}} = \frac{160.27}{0.707 \times 0.75 \times 0.3 \times 4200} = 0.24 \text{ cm}$$

صفحه ۱۰۶ مبحث دهم (محدودیت): حداکثر بعد جوش گوشه در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۷ میلی‌متر، از ضخامت قطعه بیشتر نباشد. در قطعات با ضخامت بیشتر از ۷ میلی‌متر، حداکثر بعد مساوی ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر می‌باشد.

۶.۲mm: ضخامت قطعه نازکتر

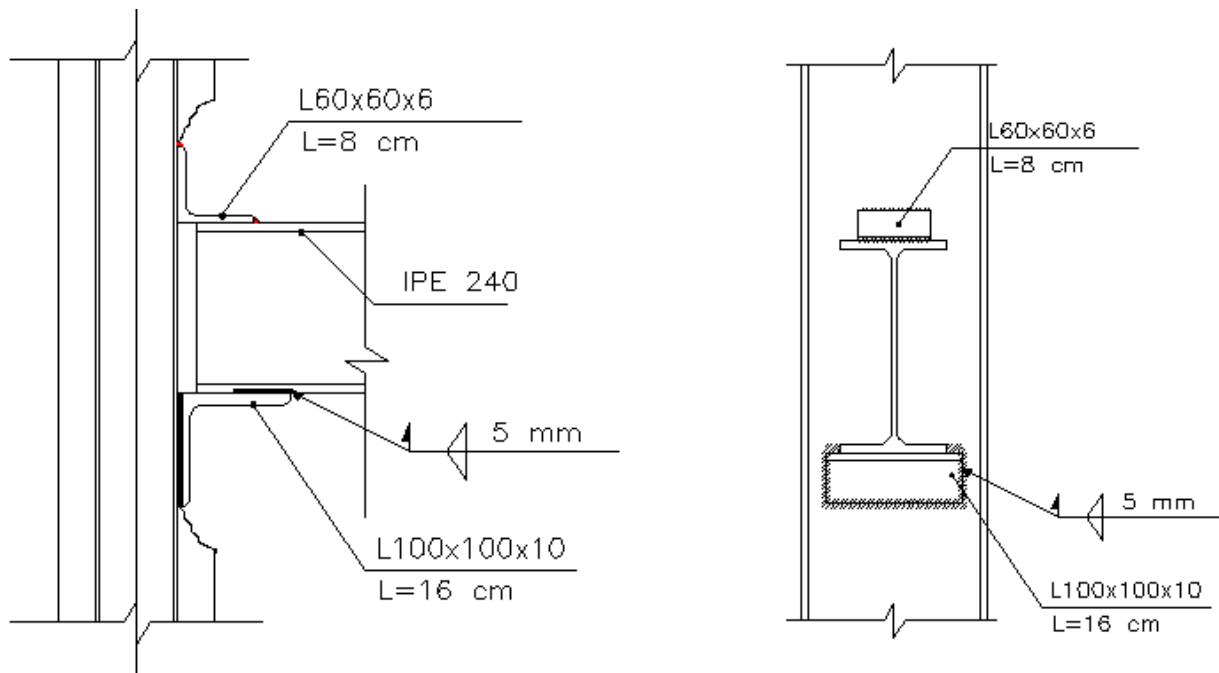
جدول ۱۰-۱-۲ مبحث دهم:

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه
تا ۷ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۷ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر

طول مؤثر جوش گوشه که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده باشد، نباید از ۴ برابر بعد آن کمتر باشد.

❖ بنابراین مشاهده می‌شود طبق آیین نامه حداقل بعد جوش گوشه، ۵ mm انتخاب می‌شود.

نحوه قرارگیری نبشی‌ها با مشخصات در صفحه بعد به نمایش درآمده است.



## (۲) اتصال صلب

در اتصالات صلب خمشی، لنگر خمشی انتهای تیر به صورت کامل به ستون منتقل گردیده و زاویه چرخش بین تیر و ستون در محل اتصال ثابت باقی می‌ماند. چنانچه اتصالی قادر باشد تمام ظرفیت خمشی تیر را به ستون منتقل کند به آن اتصال با مقاومت کامل می‌گویند.

❖ در این پروژه در در راستای X از قاب خمشی استفاده شده است، لذا در این محور اتصالات صلب می‌باشند.

❖ به عنوان نمونه اتصال تیر محور  $\frac{2}{D-E}$  در طبقه اول با نیمرخ  $2IPE\ 240 + PL\ 180 \times 10$  به ستون با مقطع  $2IPE\ 240$  و  $2PL\ 300 \times 12$ ، طراحی می‌شود که مخصوصیت  $IPE\ 240$  به قرار زیر است:

$$k = 2.5\text{ cm} \quad b_f = 12\text{ cm} \quad t_f = 0.98\text{ cm} \quad d = 24\text{ cm} \quad h = 19\text{ cm} \quad t_w = 0.62\text{ cm}$$

اطلاعات زیر موجود است:

❖ بندجوش در محل و بازرسی چشمی توسط افراد مجرب صورت می‌گیرد:  $\phi = 0.75$

❖ نوع الکتروود مصرفی  $E60$ :  $F_{ue} = 4200\text{ kg/cm}^2$

❖ مصالح مصرفی به کار رفته طبق استاندارد ملی ایران برای  $ST37$  به قرار زیر است:

$$F_y = 2400\text{ kg/cm}^2 \quad F_u = 3600\text{ kg/cm}^2 \quad E = 2.1 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$$

گام اول: تعیین عکس العمل تکیه گاهی

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۱۰-۱-۱-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

$$D + L, \quad 0.75(D + L \pm E)$$



گام دوم: طراحی ورق روسری

باصرفه نظر کردن از ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری، T نیروس کششی ایجاد شده در ورق روسری برابر است با:

$$T = \frac{M}{d} = \frac{12.6 \times 10^5}{26} = 48461 \text{ kg}$$

چنانچه تنش مجاز کششی برای ورق روسری برابر  $0.6F_y$  و عرض و ضخامت آن به ترتیب  $t_A, b_A$  در نظر گرفته شود، می‌توان نوشت:

$$f_t = \frac{T}{t_A b_A} = \frac{48461}{t_A b_A} \leq 0.6F_y = 1440 \Rightarrow t_A b_A \geq 33.65 \text{ cm}^2$$

برای انجام جوشکاری راحت عرض ورق روسری باید از عرض ورق تقویتی تیر ( $b_s = 18 \text{ cm}$ ) کمتر باشد. لذا با فرض  $b_A = 15 \text{ cm}$  خواهیم داشت:

$$15 t_A \geq 33.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow t_A \geq 2.24 \Rightarrow t_A = 2.4 \text{ cm}$$

جدول ۱۰-۱-۱۰-۱ مبحث دهم: حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ نسبی

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه
تا ۶ میلیمتر	۳ میلیمتر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلیمتر	۴ میلیمتر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلیمتر	۶ میلیمتر
بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلیمتر	۸ میلیمتر

صفحه ۱۰۶ مبحث دهم (محدودیت): حداکثر بعد جوش گوشه در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۷ میلیمتر، از ضخامت قطعه بیشتر نباشد. در قطعات با ضخامت بیشتر از ۷ میلیمتر، حداکثر بعد مساوی ضخامت قطعه منهای ۲ میلیمتر می‌باشد.

ضخامت قطعه نازکتر:  $10 \text{ mm}$

جدول ۱۰-۱-۱۰-۲ مبحث دهم:

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه
تا ۷ میلیمتر	۳ میلیمتر
بیش از ۷ تا ۱۲ میلیمتر	۵ میلیمتر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلیمتر	۶ میلیمتر
بیش از ۲۰ میلیمتر	۸ میلیمتر

طول مؤثر جوش گوشه که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده باشد، نباید از ۴ برابر بعد آن کمتر باشد.

ورق روسری را با جوش شیاری به ورق تقویتی بال ستون و توسط و توسط جوش گوشه به بال تیر متصل می‌کنیم. طبق مبحث دهم چنانچه ضخامت گلولی جوش گوشه در دو طرف برابر  $a_w = 8 \text{ mm}$  در نظر گرفته شود،  $L_A$  طول ورق روسری باید طول جوش گوشه لازم را برای تحمل نیروی  $T$  تامین کند. در این صورت می‌توان نوشت:

$$F_u = 0.3 F_{ue} \text{ مبحث نهم: برای جوش گوشه:}$$

$$2L_A \times 0.707a_w \times 0.3F_{ue} \times \phi \geq T$$

$$2L_A \times 0.707 \times 8 \times 0.3 \times 4200 \times 0.75 \geq 48461 \Rightarrow L_A \geq 44.33 \text{ cm}$$

$L_A$  طول ورق روسری را برابر ۴۵ سانتیمتر در نظر می‌گیریم.

**گام سوم:** کنترل ورق روسری

بند ۱۰-۳-۳ مبحث دهم: تنش کششی مجاز نباید از  $0.6F_y$  بر روی سطح مقطع کل (معیار تسلیم) و یا از  $0.5F_u$  بر روی سطح مقطع خالص (معیار گسیختگی) تجاوز کند.

$$\frac{T}{0.6F_y} \leq A_g \Rightarrow \frac{48461}{1440} = 33.65 < 2.4 \times 15 = 36 \Rightarrow ok$$

با توجه به صفحات ۲۹ و ۳۰ مبحث دهم:

$$L_A = 45 > 2b_A = 30 \Rightarrow U = 1 \Rightarrow A_e = UA_g = 1 \times 2.4 \times 15 = 36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{T}{0.5F_u} \leq A_e \Rightarrow \frac{48461}{0.5 \times 3600} = 26.92 < 2.4 \times 15 = 36 \Rightarrow ok$$

**گام چهارم:** طراحی ورق زیرسری

ورق زیرسری تحت اثر نیروی فشاری  $C = 45461 \text{ kg}$  قرار دارد. با فرض تنش مجاز فشاری  $0.6F_y$  و عرض و ضخامت آن به ترتیب  $t_B, b_B$  در نظر گرفته شود، برای ورق زیرسری می‌توان نوشت:

$$f_c = \frac{C}{t_B b_B} = \frac{45461}{t_B b_B} \leq 0.6F_y = 1440 \Rightarrow t_B b_B \geq 31.55$$

برای انجام جوشکاری راحت عرض ورق روسری باید از عرض ورق تقویتی تیر ( $b_s = 18 \text{ cm}$ ) بیشتر باشد. لذا با فرض  $b_B = 22 \text{ cm}$  خواهیم داشت:

$$22t_B \geq 31.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow t_B \geq 1.43 \Rightarrow t_B = 1.6 \text{ cm}$$

جدول ۱۰-۱-۱۰ مبحث دهم: حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ نسبی

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه
تا ۶ میلیمتر	۳ میلیمتر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلیمتر	۴ میلیمتر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلیمتر	۶ میلیمتر
بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلیمتر	۸ میلیمتر

صفحه ۱۰۶ مبحث دهم (محدودیت): حداکثر بعد جوش گوشه در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۷ میلی‌متر، از ضخامت قطعه بیشتر نباشد. در قطعات با ضخامت بیشتر از ۷ میلی‌متر، حداکثر بعد مساوی ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر می‌باشد.

۱۰mm: ضخامت قطعه نازکتر

جدول ۱۰-۱-۱۰-۲ مبحث دهم:

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه
تا ۷ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۷ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر

طول مؤثر جوش گوشه که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده باشد، نباید از ۴ برابر بعد آن کمتر باشد.

ورق روسری را با جوش شیاری به ورق تقویتی بال ستون و توسط و توسط جوش گوشه به بال تیر متصل می‌کنیم. طبق مبحث دهم چنانچه ضخامت گلوی جوش گوشه در دو طرف برابر  $a_w = 8 \text{ mm}$  در نظر گرفته شود،  $L_B$  طول ورق روسری باید طول جوش گوشه لازم را برای تحمل نیروی T تامین کند. در این صورت می‌توان نوشت:

جدول ۱۰-۱-۱۰-۴ مبحث نهم: برای جوش گوشه:  $F_u = 0.3F_{ue}$

$$2L_B \times 0.707a_w \times 0.3F_{ue} \times \phi \geq C$$

$$2L_B \times 0.707 \times 8 \times 0.3 \times 4200 \times 0.75 \geq 48461 \Rightarrow L_B \geq 44.33 \text{ cm}$$

$L_B$  طول ورق روسری را برابر ۴۵ سانتیمتر در نظر می‌گیریم.

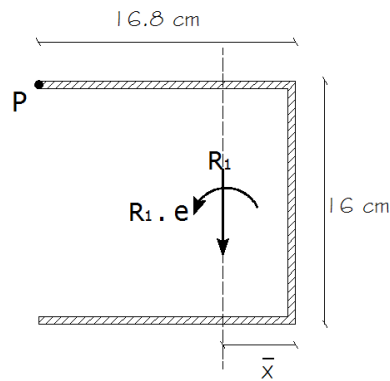
گام چهارم: طراحی ورق جان

چنانچه از جفت ورق برای انتقال نیروی برشی از جان تیر به بال ستون استفاده کنیم، هریک از ورق‌ها برای انتقال نیروی برشی  $R_1 = \frac{R}{2} = \frac{9930}{2} = 4965 \text{ kg}$  طراحی می‌شوند.

اگر  $H_C$  ارتفاع ورق جان با توجه به تیر  $IPE240$  ( $d = 24, h = 19$ )، برابر با ۱۶ سانتیمتر در نظر گرفته شود، می‌توان نوشت:

$$f_v = \frac{3}{2} \times \frac{R_1}{H_C t_c} \leq F_v \Rightarrow \frac{3}{2} \times \frac{4965}{16 \times t_c} \leq 0.4 \times 2400 = 960 \Rightarrow t_c \geq 0.51 \text{ cm}$$

$t_c$  ضخامت ورق جان را برابر ۶ میلی‌متر در نظر می‌گیریم. طول ورق جان باید به گونه‌ای باشد تا بتواند طول جوش لازم را برای اتصال به جان نیز تامین نماید. چنانچه عرض ورق جان را برابر ۱۸ سانتیمتر و فاصله آزاد جان تیر را تا بال ستون را ۱.۲ سانتیمتر در نظر گرفته شود، جوش گوشه اتصال ورق به جان تیر مطابق شکل زیر تحت نیروی برشی  $R_1$  و لنگر پیچشی  $R_{1e}$  قرار دارد.



با توجه به آیین نامه با فرض ضخامت گلولی مؤثر جوش برابر ۱ سانتیمتر، خصوصیات هندسی مقطع جوش به شرح زیر می‌باشد:

$$A_w = 2 \times 16.8 + 16 = 49.6 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{2 \times 16.8 \times \frac{16.8}{2}}{49.6} = 5.7 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \times 16.8 \times 8^2 + \frac{16^3}{12} = 2491 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 16 \times 5.7^2 + \frac{2}{3} (5.7^3 + 11.1^3) = 1555 \text{ cm}^4$$

$$J = I_x + I_y = 2491 + 1555 = 4046$$

برای تعیین لنگر پیچشی  $R_1 e$  می‌توان نوشت:

$$R_1 e = 4965 \times (18 - 5.7) = 61070$$

تنش های برشی ناشی از نیروی برشی  $R_1$  و لنگر پیچشی  $R_1 e$  در نقطه بحرانی جوش برابر است با:

$$f_{VS} = \frac{R}{A_w} = \frac{4965}{49.6} = 100.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{VX} = \frac{R_1 e \cdot y}{J} = \frac{61070 \times 8}{4046} = 120.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{VY} = \frac{R_1 e \cdot x}{J} = \frac{61070 \times 11.1}{4046} = 167.54 \text{ kg/cm}^2$$

$f_r$  تنش برآیند برابر خواهد بود با:

$$f_r = \sqrt{(f_{VS} + f_{VY})^2 + f_{VX}^2} = \sqrt{(100.1 + 167.54)^2 + 120.75^2} = 293.61 \text{ kg/cm}^2$$

جدول ۱۰-۱-۱۰ مبحث دهم: حداقل ضخامت مؤثر جوش شیار با نفوذ نسبی

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه
تا ۶ میلیمتر	۳ میلیمتر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلیمتر	۴ میلیمتر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلیمتر	۶ میلیمتر
بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلیمتر	۸ میلیمتر

صفحه ۱۰۶ مبحث دهم (محدودیت): حداکثر بعد جوش گوشه در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۷ میلی‌متر، از ضخامت قطعه بیشتر نباشد. در قطعات با ضخامت بیشتر از ۷ میلی‌متر، حداکثر بعد مساوی ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر می‌باشد.

ضخامت قطعه نازکتر:  $6.2 \text{ mm}$

جدول ۱۰-۱-۱۰-۲ مبحث دهم:

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه
تا ۷ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۷ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر

طول مؤثر جوش گوشه که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده باشد، نباید از ۴ برابر بعد آن کمتر باشد.

جدول ۱۰-۱-۱۰-۴ مبحث نهم: برای جوش گوشه:  $F_u = 0.3 F_{ue}$

$$0.707 a_w \times 0.3 F_{ue} \times \phi \geq f_r$$

$$0.707 \times a_w \times 0.3 \times 4200 \times 0.75 \geq 293.61 \Rightarrow a_w \geq 0.429 \text{ cm}$$

بنابراین ضخامت گلوی جوش گوشه ورق جان را ۵ میلی‌متر در نظر می‌گیریم که ضوابط حداقل و حداکثر ضخامت گلوی جوش را ارضاء می‌کند.

برای اتصال ورق به بال ستون از جوش شیاری با بعد ۵ میلی‌متر استفاده می‌کنیم.

**گام پنجم:** کنترل جان ستون در اثر نیروی فشاری

کنترل تسلیم موضعی جان ستون

بند ۱۰-۱۱-۱-۳ رابطه ۱۰-۱۱-۲ مبحث دهم:

$$\frac{R}{t_w(N + \Delta K)} \leq 0.66 F_y \Rightarrow \frac{9930}{2 \times 0.62 \times (2.5 + 5 \times 2.5)} = 533 \leq 1584 \Rightarrow ok$$

کنترل چرودگی جان ستون در اثر نیروی فشاری

بند ۱۰-۱۱-۱-۴ رابطه ۱۰-۱۱-۴ مبحث دهم:

$$C \leq 566 t_w^2 \left[ 1 + 3 \frac{N}{d} \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

$$566 \times (2 \times 0.62)^2 \left[ 1 + 3 \times \frac{2.5}{26.4} \left( \frac{2 \times 0.62}{0.98 + 1.2} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2400 \times (1 + 0.98)}{2 \times 0.62}} = 60541 > 48461 \quad ok$$

کنترل کمانش فشاری جان ستون در مقابل نیروی فشاری:

بند ۱۰-۱۱-۱-۶ رابطه ۱۰-۱۱-۱-۸ مبحث دهم:

$$\frac{d}{t_w} > \frac{35 \times 10^3 t_w^2 \sqrt{F_y}}{P_{bf}}$$

صفحه ۱۲۴ مبحث دهم:  $P_{bf}$  هنگامی که نیرو حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل اثر بار یا زلزله است، مقدار آن مساوی حاصل ضرب مساحت بال کششی در تنش تسلیم فولاد بال می‌باشد.

$$P_{bf} = 2400 \times [(1.2 \times 30) + (2 \times 0.98 \times 12)] = 142848 \text{ kg}$$

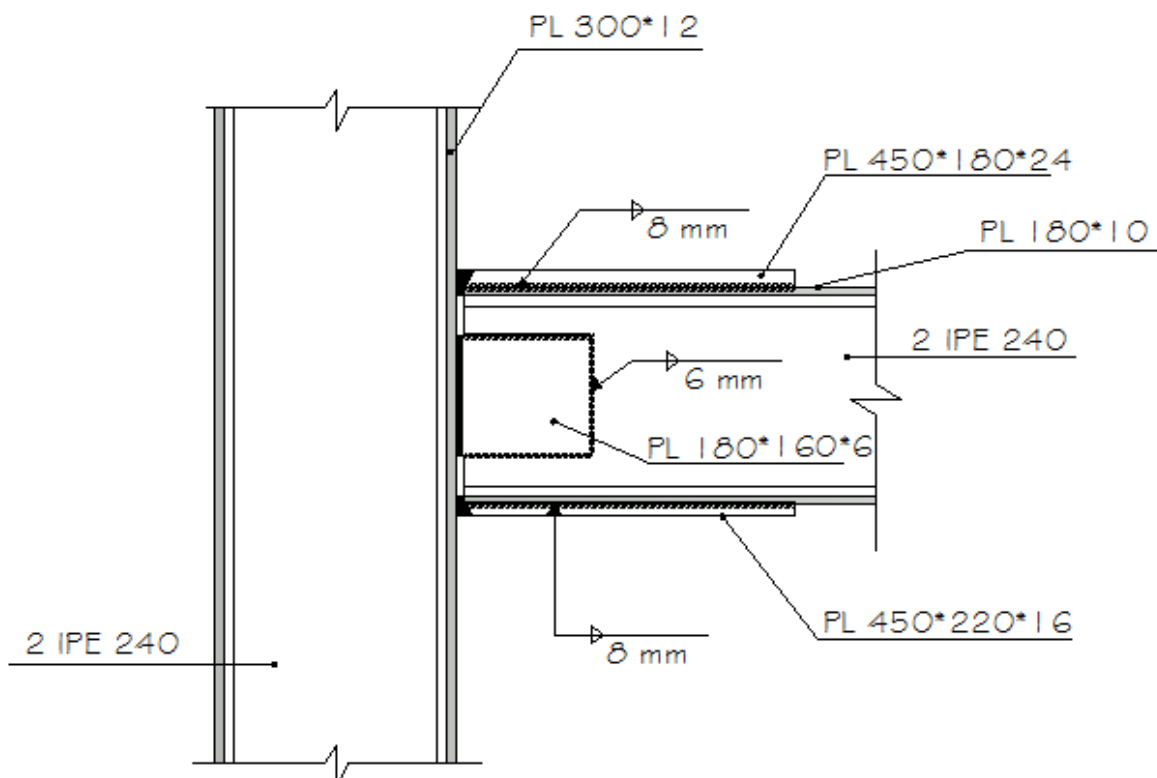
$$\frac{26.4}{2 \times 0.62} = 21.3 > \frac{35 \times 10^3 \times (2 \times 0.62)^2 \times \sqrt{2400}}{142848} = 18.45 \Rightarrow ok$$

گام ششم: کنترل بال ستون در اثر نیروی کششی

بند ۱۰-۱۱-۱-۲ رابطه ۱۰-۱۱-۱-۱ مبحث دهم:

$$t_f \leq 0.4 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_y}} \Rightarrow 1.2 + 0.98 = 2.18 < 0.4 \times \sqrt{\frac{142848}{2400}} = 3.08 \Rightarrow ok$$

و در نهایت:



# فصل هشتم

## نتایج و خروجی‌های

# Etabs & Safe

## طراحی سازه با استفاده از برنامه ETABS

اثر  $P - \Delta$  :

بند ۲-۶ آیین نامه ۲۸۰۰: در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری موجود در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر  $P - \Delta$  معروف است. این اثر، در مواردی که شاخص پایداری کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر شاخص پایداری بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[ \frac{P\Delta_w}{Vh} \right]_i$$

که در این رابطه:

$P_i$ : مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه  $i$  تا  $n$ ، طبقه آخر

$\Delta_{wi}$ : تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$

$V_i$ : مجموع نیروی برشی وارد در طبقه  $i$

$h_i$ : ارتفاع طبقه  $i$

**کنترل شاخص پایداری:** شاخص پایداری  $\theta_i$  در سازه‌ها نباید از  $\theta_{max}$  در رابطه زیر بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{1.25}{R} \leq 0.25$$

محاسبه تغییر مکان نسبی طبقات:

با داشتن سختی طبقات، تغییر مکان نسبی طبقه به علت نیروی برشی طبقه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\Delta_{wi} = \frac{V_i}{k_i} = \text{تغییر مکان نسبی طبقه } i \text{ ام}$$

در این پروژه فقط قاب ۲ مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

❖ برای سادگی محاسبات مربوط به هرکدام در جدول آمده است.

❖ محاسبات مربوط به نیروی برشی در طبقات و همچنین سختی هریک از طبقات در قسمت‌های مربوط به خود همان موضوع‌ها حساب شده است.



محاسبه  $\Delta_{wi}$  هر طبقه در قاب ۲

طبقه	$V_i$ (ton)	$k_i$ (ton)	$\Delta_w$ (cm)
چهارم (بام)	۱۰.۶۵۳	۳.۴۳	۳.۱
سوم	۸.۸۳۱	۳.۷۳۶	۲.۳۶
دوم	۶.۵۲۷	۳.۷۳۶	۱.۷۴
اول	۴.۵۸۴	۳.۹۷۶	۱.۱۵
پارکینگ	۲.۰۷۵	۱۳.۲۶۶	۰.۱۵

محاسبه شاخص پایداری طبقه چهارم (بام):

$$P = 152 \text{ ton} \quad h = 324 \text{ cm} \quad V = 10.653 \quad \Delta_w = 3.1 \text{ cm}$$

$$\theta_{\text{بام}} = \frac{152 \times 3.1}{10.653 \times 324} = 0.13$$

کنترل شاخص پایداری طبقه چهارم (بام):

$$\theta_{\max} = \frac{1.25}{R_x} = \frac{1.25}{\gamma} = 0.17 > 0.13 \Rightarrow \text{ok}$$

.....

محاسبه شاخص پایداری طبقه سوم:

$$P = 338 \text{ ton} \quad h = 648 \text{ cm} \quad V = 8.831 \quad \Delta_w = 2.36 \text{ cm}$$

$$\theta_{\text{بام}} = \frac{338 \times 2.36}{8.831 \times 648} = 0.14$$

کنترل شاخص پایداری طبقه سوم:

$$\theta_{\max} = \frac{1.25}{R_x} = \frac{1.25}{\gamma} = 0.17 > 0.14 \Rightarrow \text{ok}$$

.....

محاسبه شاخص پایداری طبقه دوم:

$$P = 524 \text{ ton} \quad h = 972 \text{ cm} \quad V = 6.527 \quad \Delta_w = 1.74 \text{ cm}$$

$$\theta_{\text{بام}} = \frac{524 \times 1.74}{6.527 \times 972} = 0.14$$

کنترل شاخص پایداری طبقه دوم:

$$\theta_{\max} = \frac{1.25}{R_x} = \frac{1.25}{\gamma} = 0.17 > 0.14 \Rightarrow \text{ok}$$

محاسبه شاخص پایداری طبقه اول:

$$P = 722 \text{ ton} \quad h = 1296 \text{ cm} \quad V = 4.584 \quad \Delta_w = 1.15 \text{ cm}$$

$$\theta_{\text{م}} = \frac{722 \times 1.15}{4.584 \times 1296} = 0.14$$

کنترل شاخص پایداری طبقه اول:

$$\theta_{\text{max}} = \frac{1.25}{R_x} = \frac{1.25}{\gamma} = 0.17 > 0.14 \Rightarrow \text{ok}$$

.....

محاسبه شاخص پایداری پارکینگ:

$$P = 912 \text{ ton} \quad h = 1566 \text{ cm} \quad V = 2.075 \quad \Delta_w = 0.15 \text{ cm}$$

$$\theta_{\text{م}} = \frac{912 \times 0.15}{2.075 \times 1566} = 0.04$$

کنترل شاخص پایداری پارکینگ:

$$\theta_{\text{max}} = \frac{1.25}{R_x} = \frac{1.25}{\gamma} = 0.17 > 0.04 \Rightarrow \text{ok}$$

بنابراین ملاحظه می‌شود که شاخص پایداری در تمام طبقات به جزء پارکینگ از ۱۰٪ بیشتر بوده و لذا باید اثر  $P - \Delta$  در برنامه Etabs لحاظ شود.

همچنین همانطور که ملاحظه می‌شود کنترل شاخص پایداری جواب می‌دهد.

## کنترل Drift

بند ۲-۵-۳ آیین نامه ۲۸۰۰: تغییر مکان نسبی واقعی 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 به دست می آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w$$

در این رابطه:

$\Delta_M$ : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

$\Delta_w$ : تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه

$R$ : ضریب رفتار سازه

بند ۲-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰: تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود.

$$T < 0.7s \Rightarrow \Delta_M < 0.025H$$

$$T \geq 0.7s \Rightarrow \Delta_M \leq 0.02H$$

از آنجایی که Drift هر طبقه نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طرح به ارتفاع طبقه می باشد، بنابراین:

$$Drift = \frac{\Delta_w}{H}$$

$$Drift_x \xrightarrow{T < 0.7s, R_x = 7} 0.7R\Delta_w = 0.025H \Rightarrow Drift_x = \frac{\Delta_w}{H} = \frac{0.025}{0.7 \times 7} = 0.0051$$

$$Drift_y \xrightarrow{T < 0.7s, R_y = 6} 0.7R\Delta_w = 0.025H \Rightarrow Drift_y = \frac{\Delta_w}{H} = \frac{0.025}{0.7 \times 6} = 0.0059$$

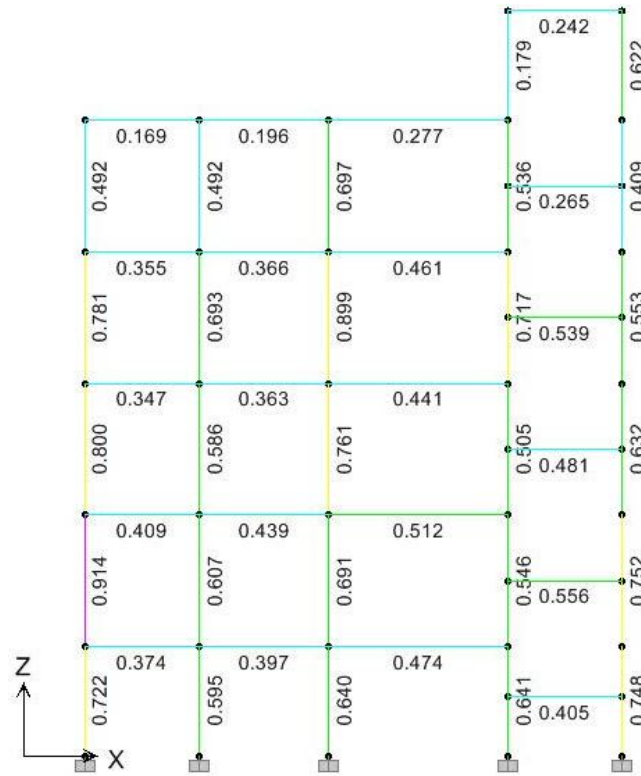
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5-1	Max Drift X	EX	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰	۰.۰۰۱۴۶۳	
STORY5-1	Max Drift Y	EX	۱۳	۱۴۷۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۱۵
STORY5-1	Max Drift X	EY	۳	۱۱۹۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰	۰.۰۰۰۷۱۹	
STORY5-1	Max Drift Y	EY	۱۳	۱۴۷۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰		۰.۰۰۲۲۰۲
STORY5-1	Max Drift X	EXN	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰	۰.۰۰۱۴۲۷	
STORY5-1	Max Drift Y	EXN	۹	۱۱۹۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۶۱
STORY5-1	Max Drift X	EXP	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰	۰.۰۰۱۴۹۸	
STORY5-1	Max Drift Y	EXP	۱۳	۱۴۷۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰		۰.۰۰۰۲۰۳
STORY5-1	Max Drift X	EYN	۳	۱۱۹۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰	۰.۰۰۰۷۸۰	
STORY5-1	Max Drift Y	EYN	۱۳	۱۴۷۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰		۰.۰۰۲۳۴۰
STORY5-1	Max Drift X	EYP	۳	۱۱۹۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰	۰.۰۰۰۶۵۷	
STORY5-1	Max Drift Y	EYP	۱۳	۱۴۷۲.۰۰۰	۵۷۰.۰۰۰	۱۸۳۶.۰۰۰		۰.۰۰۲۰۶۵
STORY5	Max Drift X	EX	۹-۱	۱۱۹۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۰۴.۰۰۰	۰.۰۰۴۰۲۶	
STORY5	Max Drift Y	EX	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۵۶۶.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۵۱
STORY5	Max Drift X	EY	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۱۵۶۶.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۰۷	
STORY5	Max Drift Y	EY	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۵۶۶.۰۰۰		۰.۰۰۱۹۸۸
STORY5	Max Drift X	EXN	۹-۱	۱۱۹۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۰۴.۰۰۰	۰.۰۰۳۹۵۶	
STORY5	Max Drift Y	EXN	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۵۶۶.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۴۴
STORY5	Max Drift X	EXP	۹-۱	۱۱۹۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۰۴.۰۰۰	۰.۰۰۴۰۹۷	
STORY5	Max Drift Y	EXP	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۵۶۶.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۳۷
STORY5	Max Drift X	EYN	۹-۱	۱۱۹۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۰۴.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۳۴	
STORY5	Max Drift Y	EYN	۹-۱	۱۱۹۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۰۴.۰۰۰		۰.۰۰۲۰۴۹
STORY5	Max Drift X	EYP	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۱۵۶۶.۰۰۰	۰.۰۰۰۲۱۷	
STORY5	Max Drift Y	EYP	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۵۶۶.۰۰۰		۰.۰۰۲۱۳۳
STORY۴	Max Drift X	EX	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰	۰.۰۰۴۹۵۴	
STORY۴	Max Drift Y	EX	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۵۳
STORY۴	Max Drift X	EY	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۱۶	
STORY۴	Max Drift Y	EY	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰		۰.۰۰۲۱۳۸
STORY۴	Max Drift X	EXN	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰	۰.۰۰۵۰۳۵	
STORY۴	Max Drift Y	EXN	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۵۷
STORY۴	Max Drift X	EXP	۲۳	۱۵۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰	۰.۰۰۵۰۲۴	
STORY۴	Max Drift Y	EXP	۱۶-۱	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۰۸۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۵۲
STORY۴	Max Drift X	EYN	۲۳	۱۵۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۵۰	
STORY۴	Max Drift Y	EYN	۱۶-۱	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۰۸۰.۰۰۰		۰.۰۰۲۲۵۲
STORY۴	Max Drift X	EYP	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰	۰.۰۰۰۲۴۲	
STORY۴	Max Drift Y	EYP	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۱۲۴۲.۰۰۰		۰.۰۰۲۳۰۱
STORY۳	Max Drift X	EX	۱۶-۱	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۷۵۶.۰۰۰	۰.۰۰۴۶۹۱	
STORY۳	Max Drift Y	EX	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۹۱۸.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۴۹
STORY۳	Max Drift X	EY	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۹۱۸.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۹۵	
STORY۳	Max Drift Y	EY	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۹۱۸.۰۰۰		۰.۰۰۲۱۳۶
STORY۳	Max Drift X	EXN	۱۶-۱	۱۴۷۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۷۵۶.۰۰۰	۰.۰۰۴۶۲۳	

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY۳	Max Drift Y	EXN	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۹۱۸.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۵۲
STORY۳	Max Drift X	EXP	۱۶-۱	۱۴۷۲.۰۰۰۰.۰۰۰		۷۵۶.۰۰۰	۰.۰۰۴۷۵۹	
STORY۳	Max Drift Y	EXP	۱۳	۱۴۷۲.۰۰۰۵۷۰.۰۰۰		۹۱۸.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۵۰
STORY۳	Max Drift X	EYN	۲۳	۱۵۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۹۱۸.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۳۵	
STORY۳	Max Drift Y	EYN	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰۰.۰۰۰		۹۱۸.۰۰۰		۰.۰۰۲۱۹۹
STORY۳	Max Drift X	EYP	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۹۱۸.۰۰۰	۰.۰۰۰۲۱۹	
STORY۳	Max Drift Y	EYP	۲۱	۰.۰۰۰	-۸۰.۰۰۰	۹۱۸.۰۰۰		۰.۰۰۲۲۹۷
STORY۲	Max Drift X	EX	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۵۹۴.۰۰۰	۰.۰۰۴۷۸۲	
STORY۲	Max Drift Y	EX	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۵۹۴.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۴۲
STORY۲	Max Drift X	EY	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۵۹۴.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۶۸	
STORY۲	Max Drift Y	EY	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۵۹۴.۰۰۰		۰.۰۰۱۷۳۴
STORY۲	Max Drift X	EXN	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۵۹۴.۰۰۰	۰.۰۰۴۸۵۰	
STORY۲	Max Drift Y	EXN	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۵۹۴.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۲۹
STORY۲	Max Drift X	EXP	۱۱	۴۳۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۵۹۴.۰۰۰	۰.۰۰۴۸۲۷	
STORY۲	Max Drift Y	EXP	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰۰.۰۰۰		۵۹۴.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۱۱
STORY۲	Max Drift X	EYN	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰۰.۰۰۰		۵۹۴.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۱۹	
STORY۲	Max Drift Y	EYN	۲۵	۱۴۷۲.۰۰۰۷۶۰.۰۰۰		۵۹۴.۰۰۰		۰.۰۰۱۸۰۷
STORY۲	Max Drift X	EYP	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۵۹۴.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۷۵	
STORY۲	Max Drift Y	EYP	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۵۹۴.۰۰۰		۰.۰۰۱۸۶۹
STORY۱	Max Drift X	EX	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰۰.۰۰۰		۲۷۰.۰۰۰	۰.۰۰۲۸۴۷	
STORY۱	Max Drift Y	EX	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۳۹
STORY۱	Max Drift X	EY	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۲۷۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۳۵	
STORY۱	Max Drift Y	EY	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۱۹۵
STORY۱	Max Drift X	EXN	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۲۷۰.۰۰۰	۰.۰۰۲۸۲۷	
STORY۱	Max Drift Y	EXN	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۰۱
STORY۱	Max Drift X	EXP	۱۶	۱۴۷۲.۰۰۰۰.۰۰۰		۲۷۰.۰۰۰	۰.۰۰۲۸۸۹	
STORY۱	Max Drift Y	EXP	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۷۷
STORY۱	Max Drift X	EYN	۱۱	۴۳۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۷۸	
STORY۱	Max Drift Y	EYN	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۲۵۸
STORY۱	Max Drift X	EYP	۱۵	۱۴۷۲.۰۰۰۱۰۹۶.۰۰۰		۲۷۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۱۳	
STORY۱	Max Drift Y	EYP	۱۴	۰.۰۰۰	۱۰۹۶.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۲۹۱

همانطور که ملاحظه می‌شود *Drift* در تمام طبقات کمتر از مقدار مجاز می باشد.

## کنترل نسبت تنش خمشی

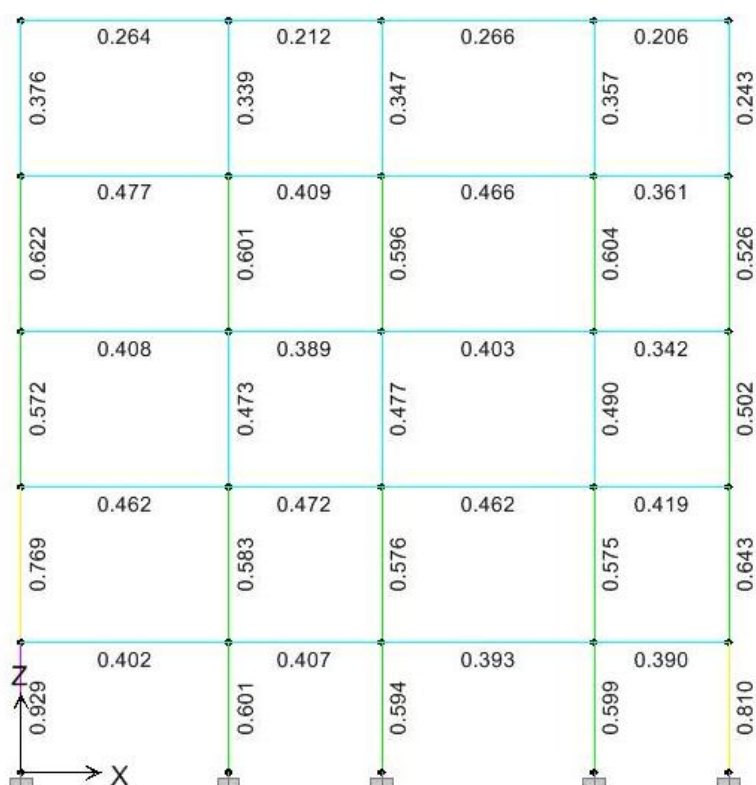
قاب ۱:



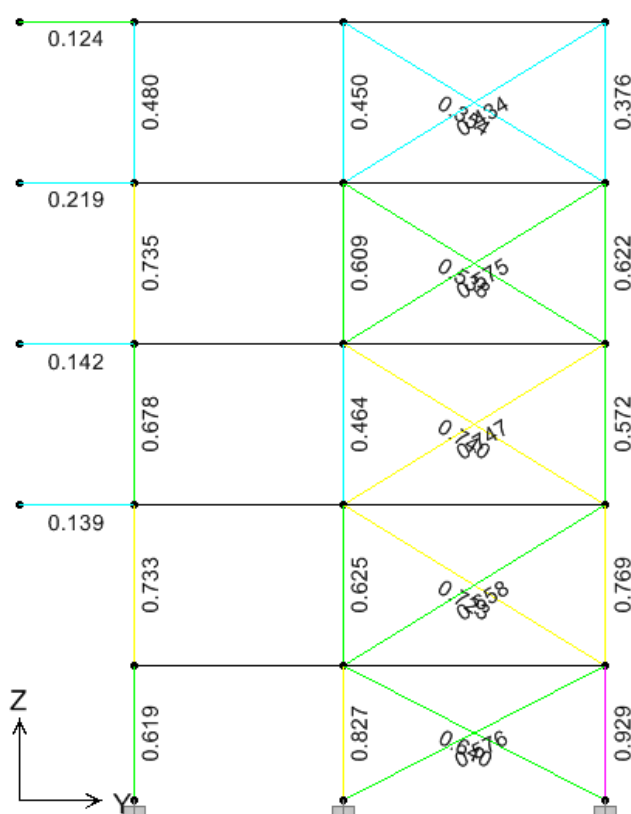
قاب ۲:



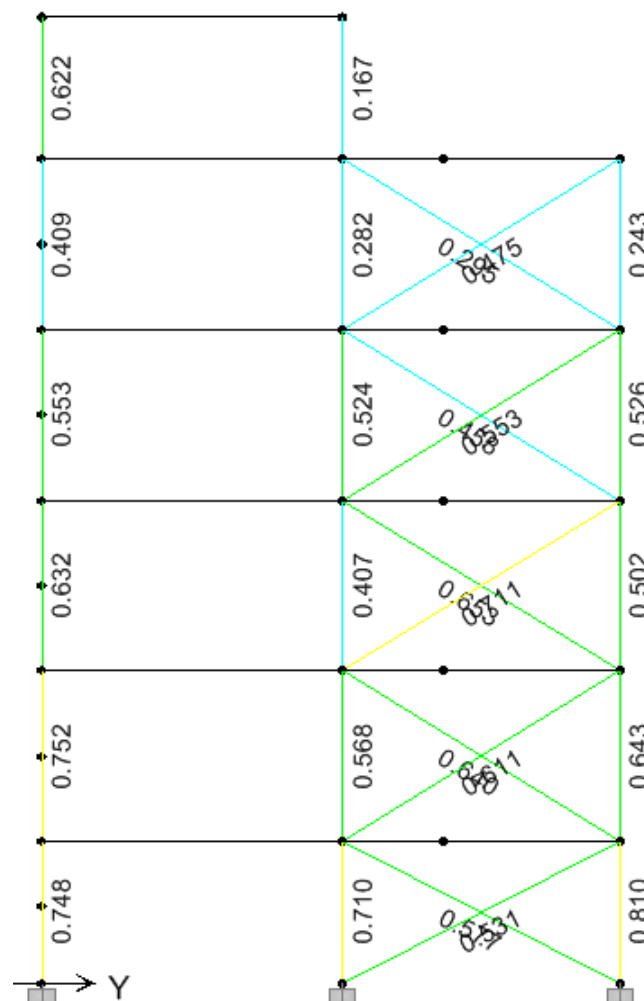
قاب ۳:



قاب A:



قاب E:

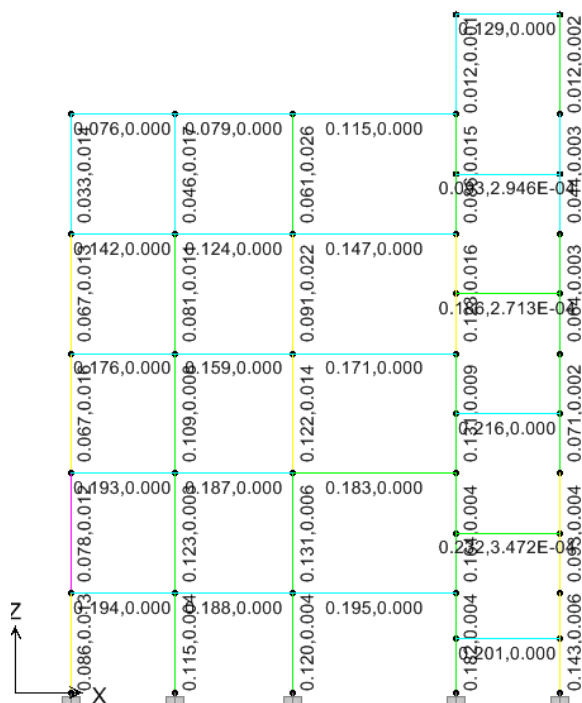


- به دلیل اینکه در راستای Y از تیر ساده استفاده شده است، لذا فقط دو قابی که دارای بادبند می باشند به نمایش درآمده‌اند.

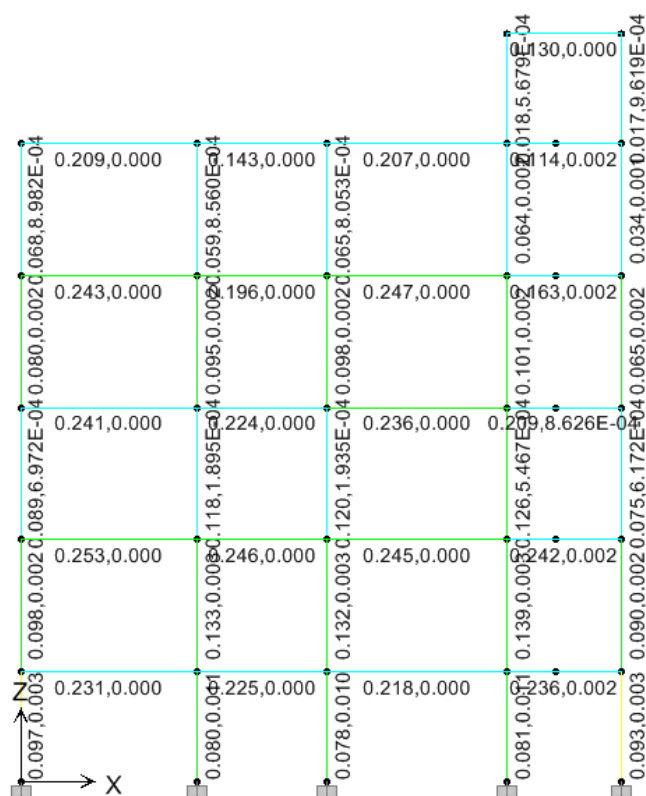


## کنترل برش

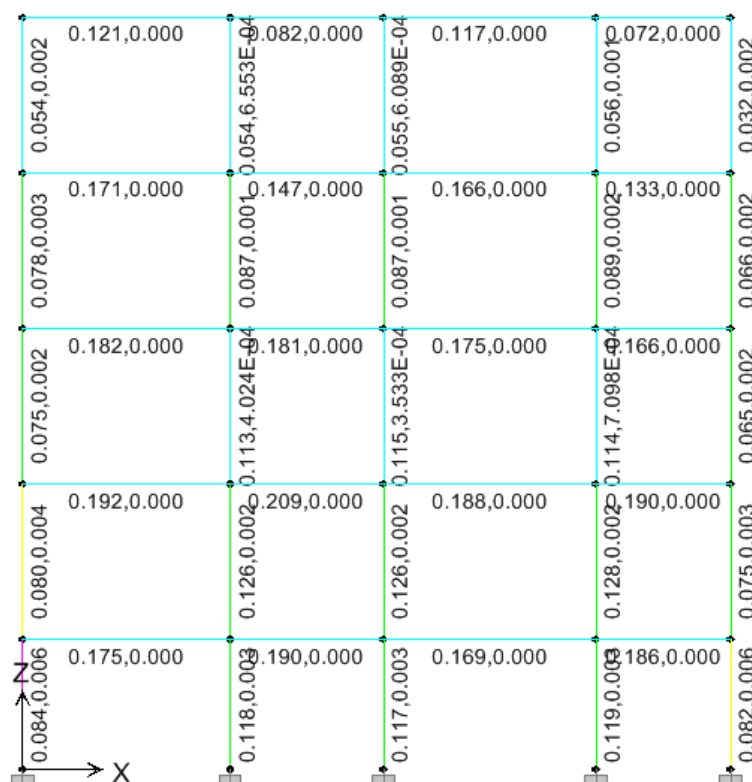
قاب ۱:



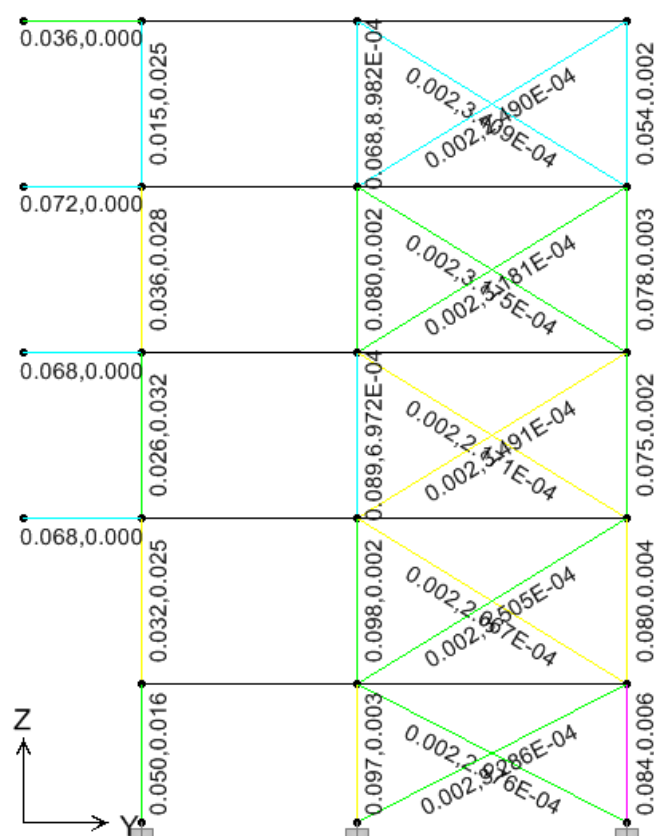
قاب ۲:



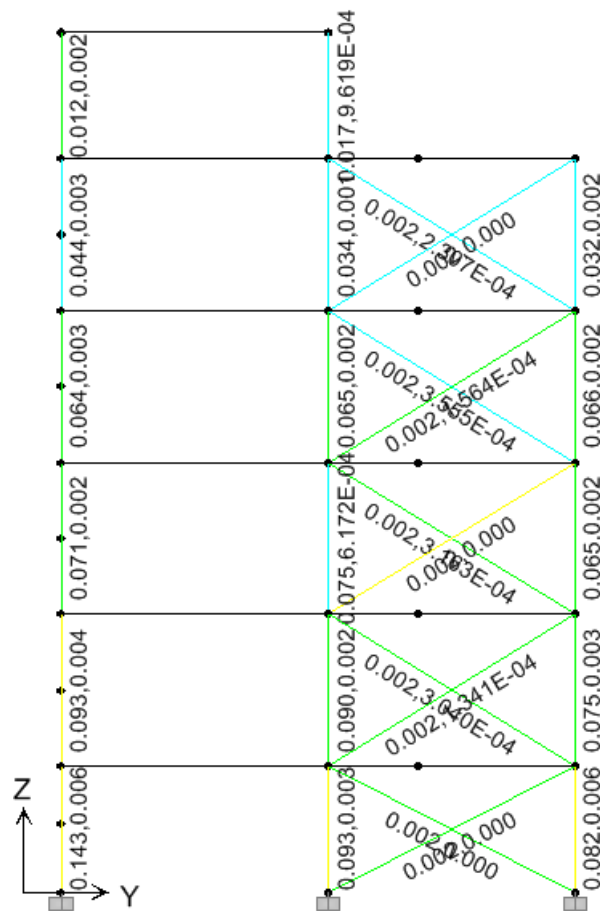
قالب ۳:



قالب A:



قاب E:



- به دلیل اینکه در راستای Y از تیر ساده استفاده شده است، لذا فقط دو قابی که دارای بادبند می باشند به نمایش درآمده‌اند.

## طراحی پی با استفاده از نرم افزار Safe

پی در نظر گرفته شده برای این سازه از نوع نواری انتخاب شده است.

در طراحی با استفاده از برنامه Safe فرضیات زیر را وارد می‌کنیم:

تنش فشاری خاک:  $2.1 \text{ kg/cm}^2$

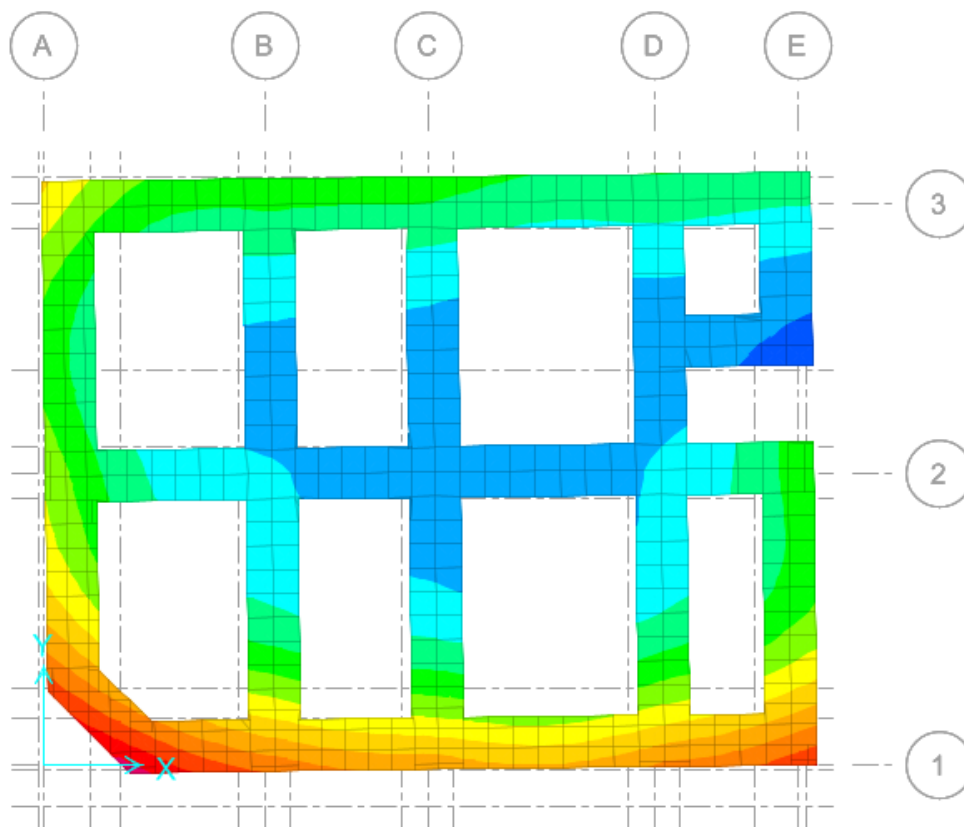
طراحی هندسی نوارهای پی به گونه‌ای انتخاب شد که در هر دو ردیف X و Y عرض نوار به اندازه یک متر انتخاب گردید و با همین نوار طراحی مورد قبول واقع شد.

برای مسلح کردن پی از دو شبکه آرماتور فوقانی و تحتانی استفاده شده است که هر شبکه از میلگردهای نمره ۱۶ و با فاصله ۲۰ سانتیمتر انتخاب گردید.

همچنین مقدار تنش فشاری بتن مورد استفاده در پی  $30.0 \text{ kg/cm}^2$  انتخاب گردید.

میلگرد مورد استفاده در پی نیز از نوع S۴۰۰ می‌باشد.

در شکل زیر مقدار تنش پی تحت بار مرده به نمایش درآمده است:



## منابع

- مبحث شش مقررات ملی ساختمان - بارهای وارد بر ساختمان
- آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ( استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم)
- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان - طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی
- مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان - آسانسورها و پله‌های برقی
- کتاب بارگذاری و سیستم‌های باربر سازه‌ای      تالیف: شاپور طاحونی ، مجید احتیاط
- کتاب بارگذاری      تالیف: پور بابا
- طراحی سازه‌های فولادی (جلد اول)      تالیف: ازهری، میرقادری
- طراحی سازه‌های فولادی (جلد دوم)      تالیف: ازهری، میرقادری
- طراحی سازه‌های فولادی (جلد سوم)      تالیف: ازهری، میرقادری
- طراحی سازه‌های فولادی      تالیف: شاپور طاحونی
- جزوه سازه‌های فولادی دکتر بزرگ نسب