

دانشگاه کردستان  
دانشکده فنی مهندسی  
گروه مهندسی عمران - سازه

پروژه سازه‌های فولادی



تهیه کننده  
سوران زوراسنا



۱	..... مشخصات پروژه
۲	..... بخش اول - بارگذاری ساختمان
۳	..... بارگذاری مرده
۱۲	..... بارگذاری زنده
۱۲	..... بار معادل تیغه بندی
۱۴	..... بار برف
۱۷	..... بار باد
۲۱	..... وزن لرزه ای
۲۹	..... سختی سازه
۳۱	..... مرکز جرم
۳۴	..... مرکز سختی
۳۶	..... بار زلزله
۷۰	..... کنترل واژگونی
۷۹	..... بخش دوم - طراحی سقف
۸۳	..... بخش سوم - تحلیل تقریبی
۱۰۰	..... بخش چهارم - طراحی تیرها، ستونها و مهاربندها
۱۲۰	..... بخش پنجم - مدلسازی کامپیوتری سازه
۱۴۹	..... بخش ششم - طراحی تکیه گاهها و اتصالات
۱۵۸	..... بخش هفتم - طراحی وصله ستونها
۱۶۱	..... بخش هشتم - طراحی جوش اتصال مهاربندها به تیر و ستون







### مشخصات معماری و سازه ای

ساختمانی که در پروژه موردنظر طراحی می گردد در زمینی به مساحت  $486 m^2$  که دارای شش طبقه و در شهر تهران می باشد. کاربری طبقات تجاری می باشد. نوع سقف در تمامی طبقات تیرچه با بلوک پلی استایرن می باشد. ارتفاع طبقه اول 4.00 متر و ارتفاع سایر طبقات 3.20 متر و ارتفاع خرپشته 2.70 متر است. ساختمان از جهات شمالی و شرقی آزاد است. سیستم مقاوم سازه ای در هر دو جهت سیستم مهاربند برون محور فولادی میباشد. خاک بستر سازه از نوع III و تنش مجاز خاک  $2.25 kg/cm^2$  است.

### ضوابط و آیین نامه های طراحی

- مباحث بارگذاری طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان سال 1392
- مباحث نیروی جانبی زلزله طبق آیین نامه 2800 ویرایش چهارم
- مباحث طراحی المانهای سازه ای طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان سال 1392
- مباحث طراحی دال طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال 1392

### مشخصات مصالح

$$St37 \rightarrow F_y = 2400 kg/cm^2, \quad F_u = 3700 kg/cm^2$$

$$AII \rightarrow f_{yk} = 3400 kg/cm^2, \quad f_{su} = 5000 kg/cm^2$$

$$E_s = 2 \times 10^5 MPa = 2 \times 10^6 kg/cm^2$$

$$f_c = 21 MPa = 210 kg/cm^2, \quad \gamma_c = 25 kK/m^3 \rightarrow E_c = (3300\sqrt{21} + 6900) \left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 24956 MPa$$

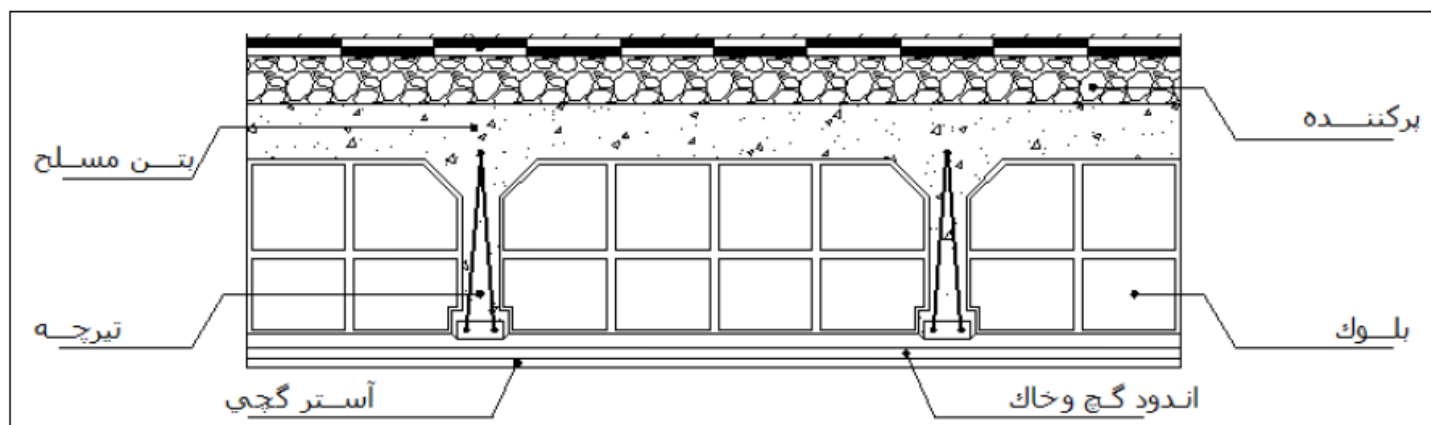
ترکیبات بارگذاری (مطابق بند 6-2-3-3 مبحث ششم)

- 1.40D
- 1.20D + 1.60L
- 0.90D + 1.00E

# بخش اول

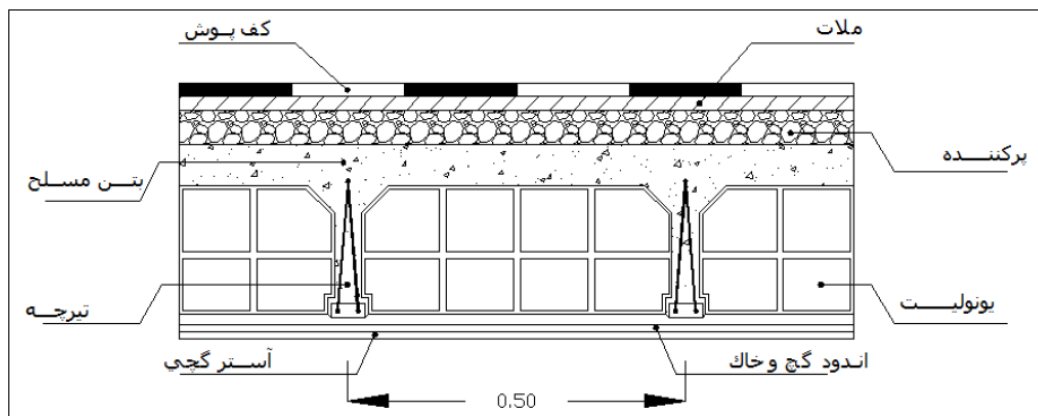
## بارگذاری ساختمان

## جزئیات سقف تیرچه با بلوک پلی استایرن بام

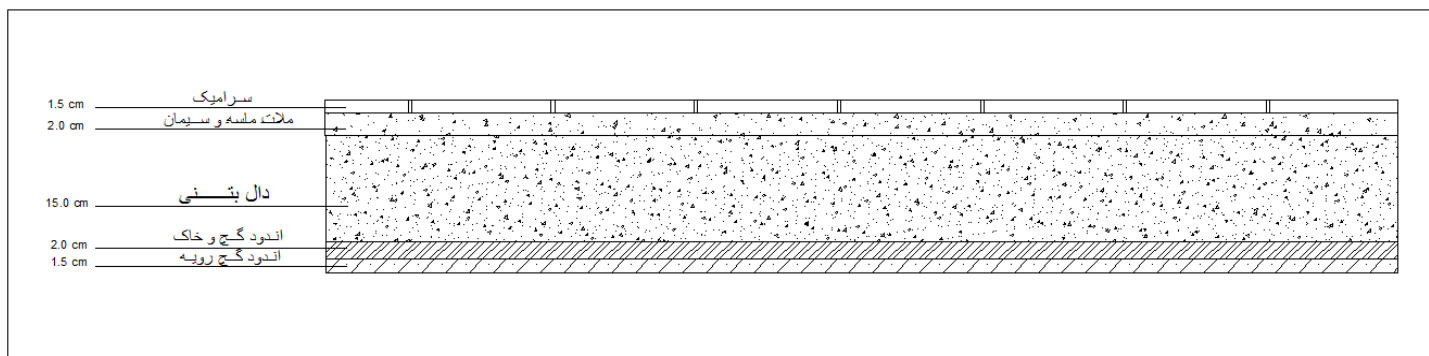


وزن واحد سطح ( $Kg/m^2$ )	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	ضخامت (m)	نوع لایه
15.00	-	-	قیر و گونی اندود دولا
42.00	2100	0.02	ملات ماسه و سیمان
130.00	1300	0.10	بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان
125.00	2500	0.05	بتن روی تیرچه ها
50.00	2500	$0.10 \times 0.20$	تیرچه بتنی
5.00	-	-	بلوک پلی استایرن
32.00	1600	0.02	اندود گچ و خاک
13.00	1300	0.01	اندود گچ رویه
$\Sigma = 412.00 \frac{Kg}{m^2}$			

جزئیات سقف تیرچه با بلوک پلی استایرن طبقات

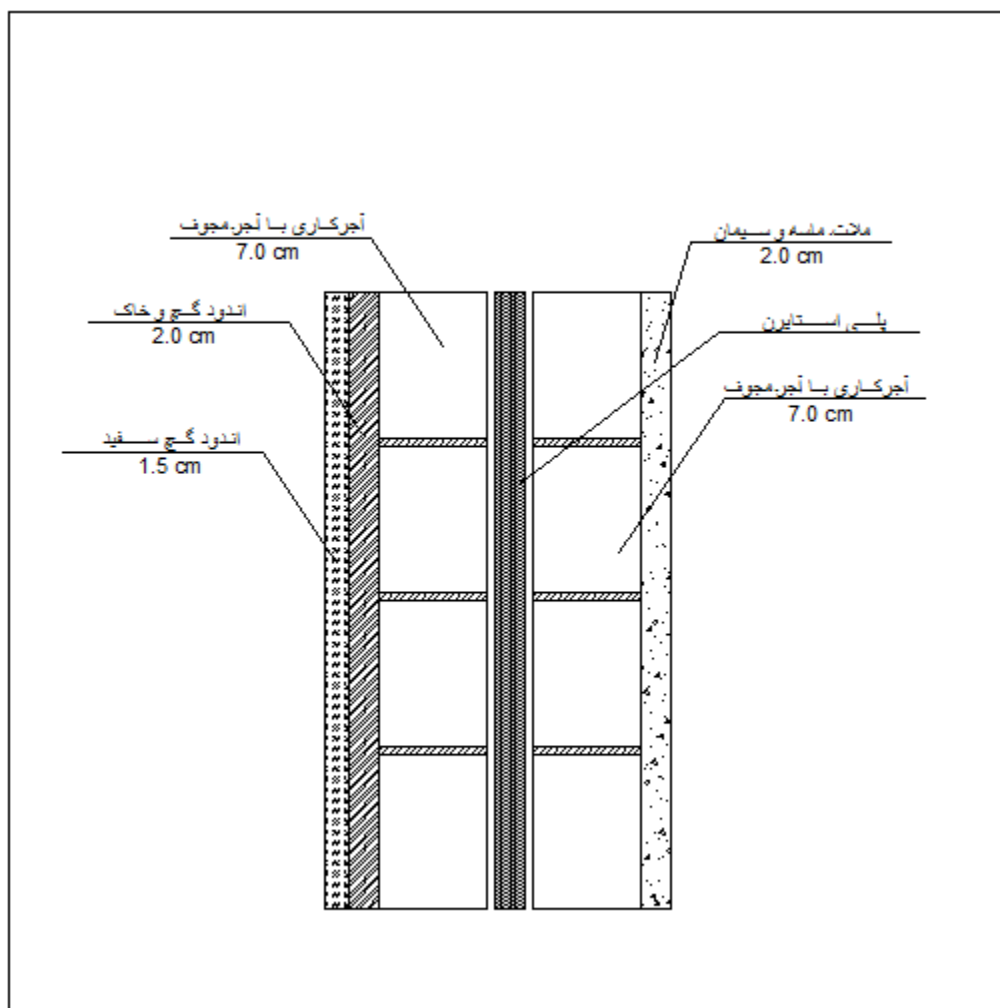


وزن واحد سطح ( $Kg/m^2$ )	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	ضخامت (m)	نوع لایه
21.00	2100	0.010	سرامیک
42.00	2100	0.02	ملات ماسه و سیمان
65.00	1300	0.05	بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان
125.00	2500	0.05	بتن روی تیرچه ها
50.00	2500	$0.10 \times 0.20$	تیرچه بتنی
5.00	-	-	بلوک پلی استایرن
32.00	1600	0.02	اندود گچ و خاک
13.00	1300	0.01	اندود گچ رویه
$\sum = 353.00 \frac{Kg}{m^2}$			



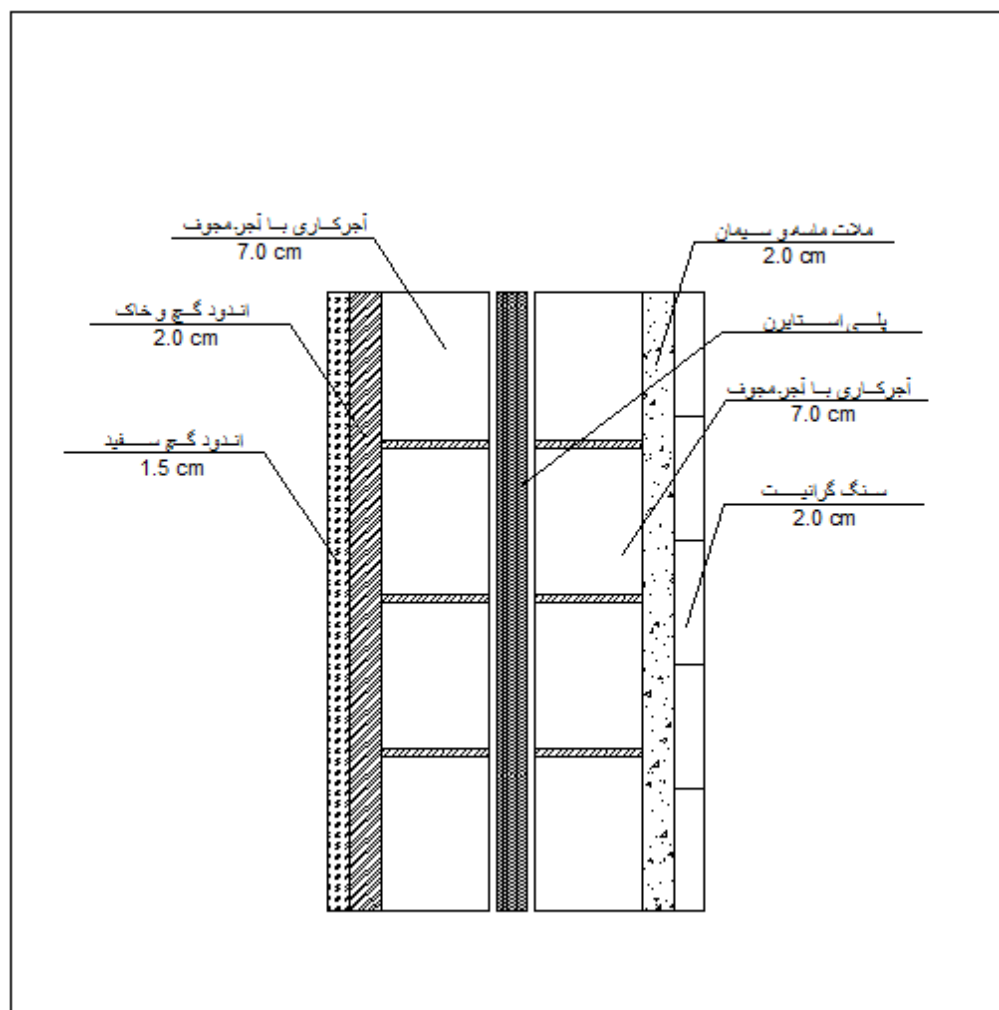
وزن واحد سطح ( $Kg/m^2$ )	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	ضخامت (m)	نوع لایه
31.50	2100	0.015	سرامیک
42.00	2100	0.02	ملات ماسه و سیمان
375.00	2500	0.15	دال بتن مسلح
32.00	1600	0.02	اندود گچ و خاک
19.50	1300	0.015	اندود گچ رویه
$\sum = 500.00 \frac{Kg}{m^2}$			

جزئیات دیوار خارجی یک طرف سیمان و یک طرف گچ (تپ 1)



نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	وزن واحد سطح ( $Kg/m^2$ )
مالت ماسه و سیمان	0.020	1	2100	42.00
آجرکاری با آجر مجوف و مالت ماسه و سیمان	0.07	2	850	119.00
پلی استاین	-	-	-	15.00
آندود گچ و خاک	0.02	1	1600	32.00
آندود گچ سفید	0.015	1	1300	19.50
$\sum = 227.50 \frac{Kg}{m^2}$				

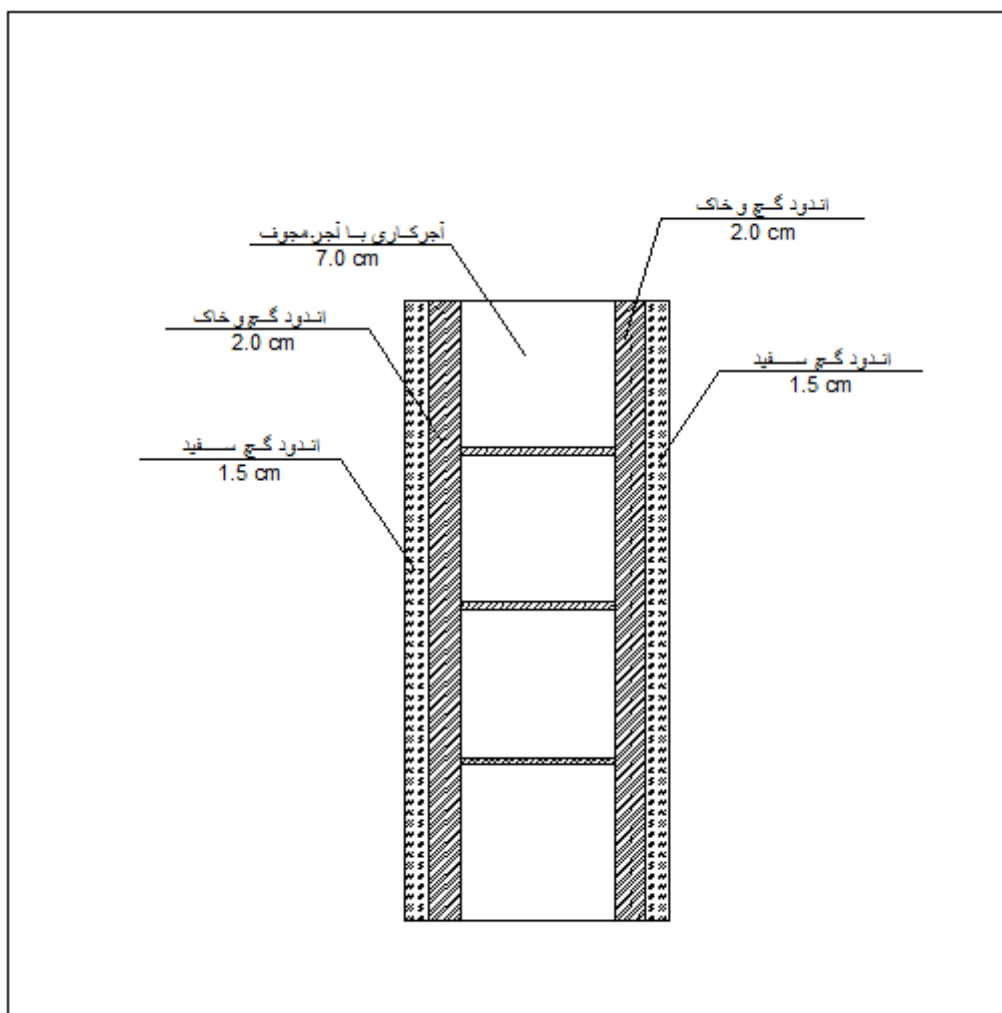
جزئیات دیوار خارجی یک طرف نما و یک طرف گچ (تیپ 2)



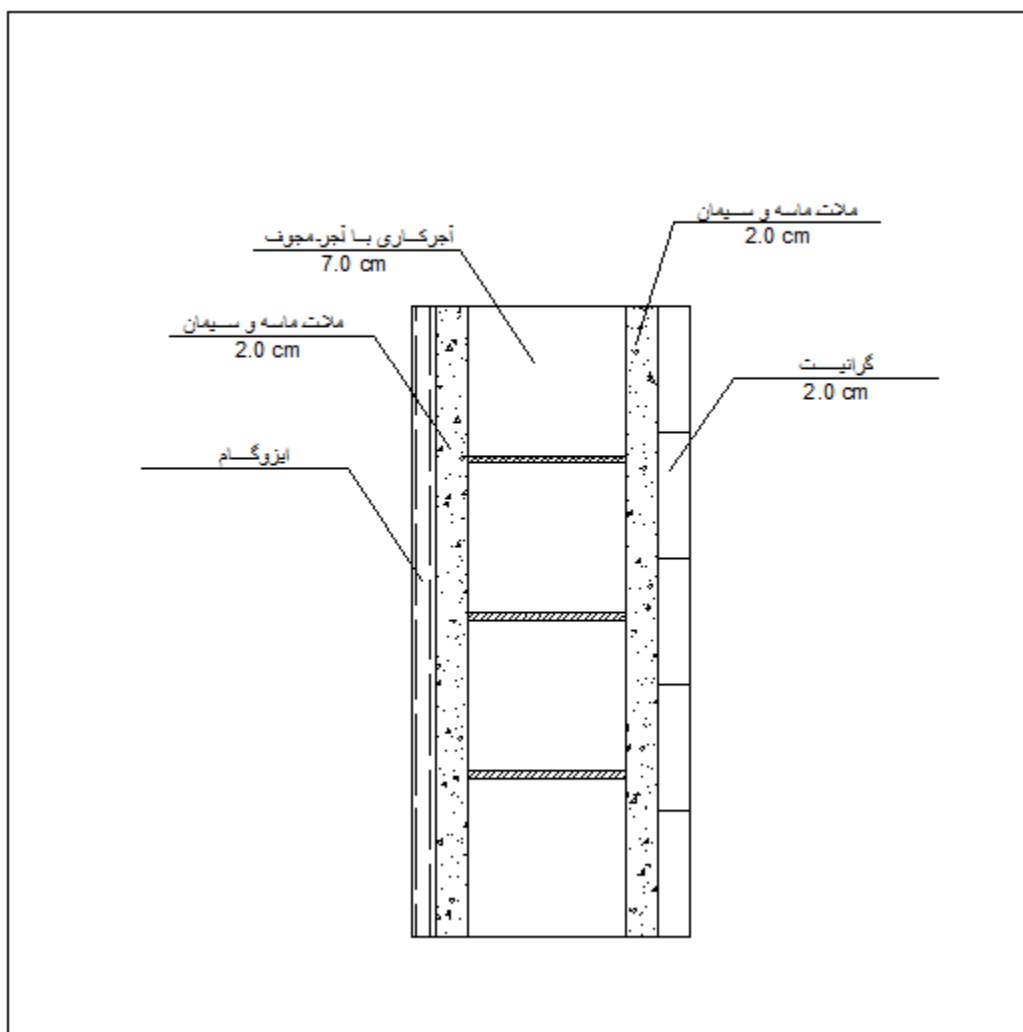
نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	وزن واحد سطح ( $Kg/m^2$ )
سنگ گرانیت	0.02	1	2800	56.00
مات ماسه و سیمان	0.020	1	2100	42.00
آجرکاری با آجر مجوف و مات ماسه و سیمان	0.07	2	850	119.00
پلی استایرن	-	-	-	15.00
اندود گچ و خاک	0.02	1	1600	32.00
اندود گچ سفید	0.015	1	1300	19.50
$\sum = 283.50 \frac{Kg}{m^2}$				



## جزئیات تیغه داخلی دو طرف گچ (تیب 3)

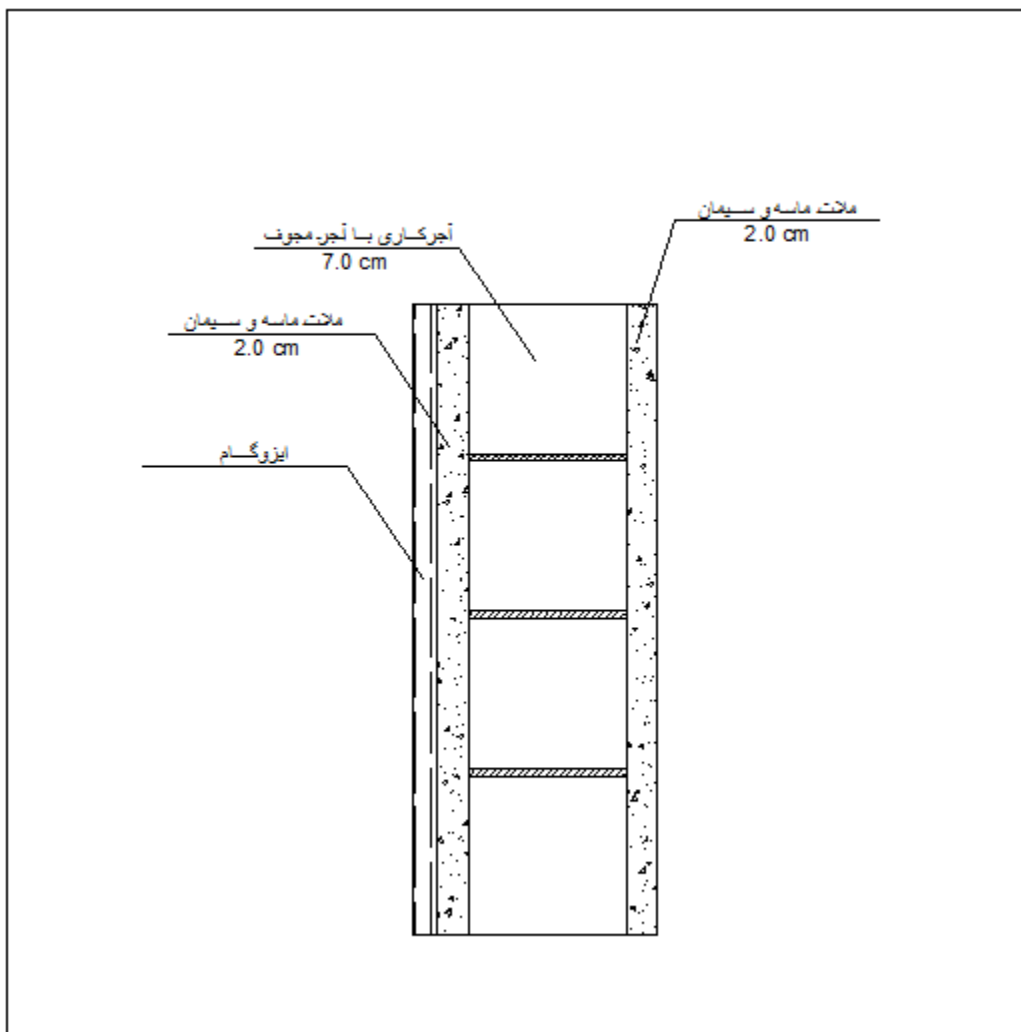


نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	وزن واحد سطح ( $Kg/m^2$ )
اندود گچ سفید	0.015	2	1300	39.00
اندود گچ و خاک	0.02	2	1600	64.00
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	1	850	59.50
$\sum = 162.50 \frac{Kg}{m^2}$				

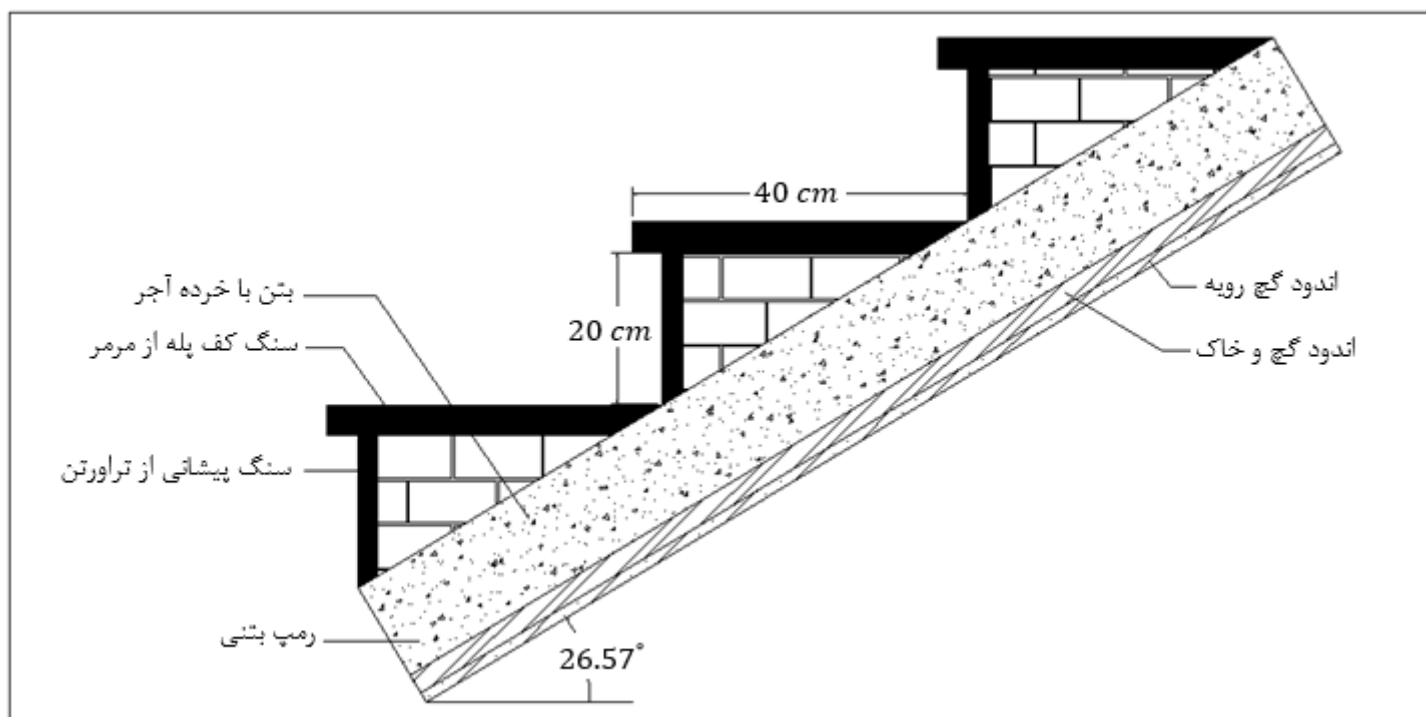


نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	ارتفاع (m)	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	وزن واحد طول ( $Kg/m$ )
سنگ گرانیت	0.02	1	0.80	2800	44.80
مالت ماسه و سیمان	0.02	2	0.80	2100	67.20
آجرکاری با آجر مجوف و مالت ماسه و سیمان	0.07	1	0.80	850	47.60
ایزوگام	-	-	-	-	12.00
$\sum = 171.60 \frac{Kg}{m}$					

## جزئیات دیوار جانپناه بدون نما (تپ 5)



نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	ارتفاع (m)	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	وزن واحد طول ( $Kg/m$ )
مالات ماسه و سیمان	0.02	2	0.80	2100	67.20
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	1	0.80	850	47.60
ایزوگام	-	-	-	-	12.00
$\Sigma = 126.80 \frac{Kg}{m}$					



نوع لایه	ضخامت (m)	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	تعداد	وزن واحد سطح ( $Kg/m^2$ )
سنگ مرمر کف پله	0.03	2700	1	81.00
سنگ تراورتن پیشانی	$0.20 \times 0.02 = 0.004$	2400	1/0.40	24.00
بتن با خرده آجر	0.035	1700	1/0.40	148.75
بتن ریمپ	0.10	2500	$1/\cos 26.57$	178.90
اندود گچ و خاک	0.02	1600	$1/\cos 26.57$	35.80
اندود گچ رویه	0.01	1300	$1/\cos 26.57$	14.60
$\Sigma \approx 485 \text{ kgf/m}^2$				

## بار زنده

بارهای زنده وارد بر سازه موضوع فصل پنجم مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش 1392 می باشد. طبق مبحث ششم، بارهای زنده به هشت دسته تقسیم بندی می شوند. مطابق بند 2-5-6 که مربوط به ضوابط دیوارهای تقسیم کننده است، در ساختمانهای اداری و یا سایر ساختمانهایی که در آنها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آنها وجود دارد، باید به عنوان سربار زنده به سازه اعمال شود.

## محاسبه بار معادل تیغه بندی (پارتیشنها)

از دیوارهای داخلی یا تیغه ها برای جداسازی فضاهای داخلی استفاده می شود. ضخامت این دیوارها در کل بطور معمول برابر 15 cm می باشد. با توجه به اینکه این تیغه بندی در زمان بهره برداری ممکن است ثابت نباشد و در زمانهای مختلف مکان آنها متغیر باشد لذا اعمال بار تیغه ها در مکان خود امری توجیه پذیر نیست و در محاسبات از بار معادل تیغه بندی به صورت گسترده در تمام سطح سازه استفاده می کنیم.

مطابق بند 2-5-6 مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش سال 1392 چنانچه وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از  $200 \text{ kgf/m}^2$  کمتر باشد می توانیم آنها را به عنوان بار زنده و بطور گسترده در کف طبقات پخش نماییم. اما چنانچه وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از مقدار فوق بیشتر باشد وزن آن باید به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال شود. در این پروژه وزن واحد سطح دیوار تیپ 3 از مقدار  $200 \text{ kgf/m}^2$  کمتر بوده لذا باید آن را جزو بارهای زنده وارد می کنیم. برای محاسبه بار معادل ابتدا باید طول و ارتفاع دیوارهای جداکننده را بدست آوریم. باید توجه کرد که طول و ارتفاع تیغه ها در طبقات با هم برابر نیستند لذا جدولی مانند جدول زیر تنظیم نموده و از روی پلان معماری طول کلیه دیوارهای داخلی و همچنین ارتفاع خالص را در تمام طبقات بدست می آوریم.

بار معادل ( $\text{kgf/m}^2$ )	مساحت ( $\text{m}^2$ )	وزن ( $\text{kgf}$ )	پارتیشن				طبقه
			ارتفاع (m)	طول (m)	شدت بار سطحی ( $\text{kgf/m}^2$ )	تیپ	
123.22	455.50	56126.6875	3.70	93.35	162.50	3	طبقه اول
96.58	455.50	43991.1875	2.90	93.35	162.50	3	سایر طبقات

مطابق بند 2-5-6 مبحث ششم (ویرایش 1392)، حداقل مقدار بار معادل تیغه ها برابر 100 کیلوگرم بر مترمربع می باشد. با توجه به مقدار بار معادل محاسبه شده برای طبقه اول و سایر طبقات، نتیجه می شود که مقدار بار معادل تیغه ها در سایر طبقات باید برابر 100 کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شود. همچنین در جهت اطمینان بار معادل تیغه ها در طبقه اول را  $120 \text{ kgf/m}^2$  در نظر می گیریم. همچنین مطابق استثنای عنوان شده در بند فوق اگر حداقل بار زنده وارده بر طبقات بیشتر از  $400 \text{ kgf/m}^2$  باشد نیازی به در نظر گرفتن بار معادل تیغه ها نمی باشد. رعایت این استثنا مستلزم بدست آوردن مقدار حداقل بار زنده طبقات براساس مبحث ششم و بطور خاص جدول 1-5-6 می باشد.

برای محاسبه بار زنده طبقات، با توجه به کاربریهای قسمتهای مختلف سازه از جدول 1-5-6 مبحث ششم به شرح زیر استفاده خواهیم کرد.

- طبقه بام. مطابق ردیف 1-1 مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر  $150 \text{ kgf/m}^2$  می باشد.
- فروشگاه کوچک و خرده فروشی – طبقه همکف (ورودی). مطابق ردیف 2-5 مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر  $500 \text{ kgf/m}^2$  می باشد.
- فروشگاه کوچک و خرده فروشی – کف سایر طبقات. مطابق ردیف 3-5 مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر  $350 \text{ kgf/m}^2$  می باشد.
- راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی). مطابق ردیف 1-3 مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر  $500 \text{ kgf/m}^2$  می باشد.
- راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات. مطابق ردیف 2-3 مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت مطابق بار زنده اتاق مجاور که برابر  $350 \text{ kgf/m}^2$  می باشد.

با توجه به استثنای بند 5-2-5-6 مبحث ششم با توجه به اینکه مقدار حداقل بار زنده گسترده وارده به طبقه اول از  $400 \text{ kgf/m}^2$  بیشتر است، لذا بار معادل تیغه ها را در این طبقه در نظر نخواهیم گرفت. توجه کنید که بار زنده معادل تیغه ها شامل حال راه پله ها نمی شود.

با توجه به اینکه در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار معادل دیوارهای جداکننده از نوع بار زنده محسوب می شود، باید توجه شود که این بار را باید با بارهای زنده طبقات جداگانه در نظر گرفت. به دلیل اینکه این بار معادل تیغه ها باری ثابت است لذا باید 100 درصد در هنگام وقوع زلزله مشارکت داشته باشد. لذا در محاسبه وزن طبقات این بار را جزو بار مرده به حساب آورده و همین بار را در هنگام بارگذاری بر روی قابها آن را از نوع بار زنده در نظر خواهیم گرفت.

## بار برف

بار برف بنا به تعریف وزن لایه برفی است که براساس آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز آن در سال کمتر از 2 درصد (دوره بازگشت 50 سال) باشد. بار برف موضوع فصل هفتم مبحث ششم (ویرایش 1392) می باشد. مبحث ششم براساس جامعه آماری از هر منطقه، کل کشور را به شش منطقه تقسیم بندی کرده است که باید با توجه به شهر محل پروژه میزان بار برف را برای هر پروژه بدست آوریم. از آنجا که محل احداث پروژه شهر تهران میباشد، با توجه به جدول 6-7-1 مبحث ششم ویرایش 1392 جزء شهرهای منطقه 4 به شمار می آید. حال با توجه به نوع منطقه بار برف مبنا را مطابق زیر محاسبه می کنیم.

منطقه 1 : مناطق با برف نادر	25 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 2 : مناطق با برف کم	50 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 3 : مناطق با برف متوسط	100 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 4 : مناطق با برف زیاد	150 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 5 : مناطق با برف سنگین	200 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 6 : مناطق با برف فوق سنگین	300 دکانیوتن بر مترمربع
$\rightarrow P_g = 150 \text{ kgf/m}^2$	

برای محاسبه بار برف باید از رابطه 6-7-1 مبحث ششم باید برداشت شود. این رابطه بدین شرح می باشد:

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g$$

حال به معرفی و محاسبه ضرایب رابطه اخیر خواهیم پرداخت:

$I_s$  : ضریب اهمیت ساختمان از نظر بار برف که مطابق جدول 2-1-6 مبحث ششم باید برداشت شود. برای برداشت این ضریب از جدول 2-1-6 ابتدا باید گروه خطرپذیری ساختمان را مطابق جدول 1-1-6 برداشت نماییم. با توجه به اینکه کاربری ساختمان تجاری تلقی می شود، لذا مطابق جدول 6-1-1 گروه خطرپذیری برای این پروژه گروه 3 می باشد. حال با مراجعه به جدول 2-1-6 ضریب اهمیت ساختمان از نظر بار برف برابر 1.0 میباشد.

$C_e$  : ضریب برفگیر که باید مطابق بخش 4-7-6 محاسبه شود. چنانچه فرض نماییم که ارتفاع این ساختمان از ساختمانهای اطراف بیشتر باشد، لازم است که برای تشخیص حالت برفگیر بودن این ساختمان محاسباتی را انجام دهیم. تنها مانعی که برای بام وجود دارد جانپناه است. ارتفاع جانپناه برابر 80 سانتیمتر میباشد. ارتفاع برف متوازن از رابطه زیر محاسبه میشود:

$$h_b = P_r / \gamma$$

## PROJECT OF Steel Structures

در رابطه فوق مقدار  $P_r$  را باید از رابطه 6-7-1 مبحث ششم محاسبه نماییم. برای این کار باید یک عملیات سعی و خطا صورت گیرد. مقدار  $\gamma$  وزن مخصوص برف میباشد و از رابطه زیر بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب محاسبه میشود:

$$\gamma = 0.43P_g + 2.20 = (0.43 \times 1.50) + 2.20 = 2.845 \text{ kN/m}^3$$

مقدار فوق از حداکثر مقدار مبحث ششم که برابر  $4.70 \text{ kN/m}^3$  میباشد کمتر است. در فرض اولیه مقدار  $P_r$  را به شرح زیر محاسبه می کنیم :

$$P_r = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.00 \times 150 = 105.00 \text{ kgf/m}^2 = 1.050 \text{ kN/m}^2$$

در نهایت مقدار ارتفاع برف متوازن برابر است با:

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.050}{2.845} = 0.369 \text{ m}$$

چنانچه عدد بدست آمده را با ارتفاع جانپناه مقایسه کنیم، خواهیم دید که از ارتفاع جانپناه کمتر است لذا این بام نمی تواند در گروه بامهای برف ریز قرار گیرد. همچنین با توجه به اینکه فرض شده است این ساختمان بلندتر از ساختمانهای اطراف است لذا این بام نمی تواند در دسته گروه برف گیر قرار گیرد. در نهایت می توانیم این بام را، بام نیمه برف گیر تلقی نماییم.

در روابط اخیر مقدار  $P_r$  با فرض اینکه کلیه ضرایب برابر واحد باشند محاسبه شده اند. در انتهای کار چنانچه یکی از ضرایب غیر از 1.0 باشند لازم است مجدداً این رابطه را اصلاح و مقدار ارتفاع برف متوازن را محاسبه و با ارتفاع موانع (جانپناه) مقایسه کنیم. در طی این عمل ممکن است تغییری در ضریب برف ایجاد شود.

مطابق بند 6-7-4-1 مبحث ششم ساختمانهای شهری جزء گروه ناهمواری زیاد تلقی می شوند. با مراجعه به جدول 6-7-2 و مطابق با مطالب گفته شده، ضریب برف گیر برای این پروژه با شرایط بام نیمه برف گیر و گروه ناهمواری محیطی زیاد برابر 1.0 می باشد ( $C_e = 1.0$ ).

$C_t$  : ضریب شرایط دمایی که باید مطابق بخش 6-7-5 محاسبه شود. این ضریب را می توانیم براساس جدول 6-7-3 مبحث ششم برداشت نماییم. گزینه اول این جدول موردنظر ما می باشد و لذا مطابق این جدول، ضریب شرایط دمایی برای این پروژه برابر 1.0 می باشد ( $C_t = 1.0$ ).

$C_s$  : ضریب شیب که باید مطابق بخش 6-7-6 محاسبه شود. با توجه به اینکه در این پروژه از بام مسطح استفاده می شود لذا مقدار ضریب شیب برابر 1.0 می باشد ( $C_s = 1.0$ ).

با توجه به ضرایب بدست آمده مقدار بار برف برابر است با:

$$P_r = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.00 \times 150 = 105.00 \text{ kgf/m}^2$$



مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان لازم است بار برف حداقل برای بامهای با شیب کم در نظر گرفته شود. این حداقل یک امکان بار برف یکنواخت جداگانه محسوب می شود. دو حالت در نظر گرفته شده است که عبارتند از:

1. اگر مقدار  $P_g \leq 100 \text{ kgf/m}^2$  باشد، مقدار حداقل بار برف از رابطه زیر تعیین می شود.

$$P_m = I_s P_g$$

2. اگر مقدار  $P_g > 100 \text{ kgf/m}^2$  باشد، مقدار حداقل بار برف از رابطه زیر تعیین می شود.

$$P_m = 100 \times I_s$$

با توجه به اینکه  $P_g = 150 > 100 \text{ kgf/m}^2$ ، لذا باید از حالت دوم مقدار حداقل بار برف را محاسبه کنیم :

$$P_m = 100 \times I_s = 100 \times 1.0 = 100 \text{ kgf/m}^2$$

مقدار فوق از مقدار محاسبه شده در مراحل قبلی کمتر بوده و همان بار برف محاسبه شده ( $P_r$ ) مبنای کار خواهد شد.

با توجه به اینکه بار برف هم یک نوع بار زنده برای طبقه بام محسوب می شود لذا باید بین بار زنده بام و بار برف مقدار حداکثر را به عنوان بار زنده به بام وارد کنیم. با توجه به اینکه در این پروژه مقدار بار برف کمتر از بار زنده بام شده است، لذا مقدار بار زنده در بام را برابر 150 کیلوگرم بر مترمربع در نظر می گیریم.

## بار جانبی باد

فصل دهم از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به ضوابط بارگذاری باد پرداخته است. در ویرایش 1392 مبحث ششم، تغییرات عمده ای نسبت به ویرایش قبلی خود در مبحث بارگذاری باد دیده می شود. شاید بتوان ضوابطی که در ویرایش 1392 مبحث ششم ارائه شده است را کاملترین ضوابط در مورد بارگذاری باد در ساختمانها دانست. این ضوابط در بر گیرنده عواملی زیادی از قبیل ابعاد و شکل ساختمانها، خصوصیات آب و هوایی، نسبت استهلاک و سختی ساختمان، خصوصیات آیرودینامیکی و ... می باشد. همچنین قابل ذکر است که ضوابط این فصل شباهت بسیار زیادی به آیین نامه بارگذاری کانادا خواهد داشت.

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان فشار خارجی وارده بر ساختمانهای ناشی از بار باد از رابطه زیر تعیین می شود:

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

که در این رابطه،  $P$  فشار خارجی است که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح و چه مکش به سمت خارج از سطح عمل می کند. پارامترهای دخیل در این رابطه را در ادامه همراه با نحوه تعیین آنها شرح خواهیم داد.

فشار مبنای باد ( $q$ )

فشار مبنای باد برحسب کیلونیوتن بر مترمربع از رابطه زیر تعیین می شود:

$$q = 0.0000613V^2$$

در رابطه اخیر،  $V$  سرعت مبنای باد برحسب کیلومتر بر ساعت بوده که در جدول 6-10-2 مبحث ششم برای هر منطقه در کشور ارائه شده است. در جدول فوق عملیات جاگذاری سرعت مبنا نیز صورت گرفته و می توانیم بطور مستقیم مقدار فشار مبنا را براساس منطقه محل احداث پروژه برداشت نماییم. با توجه به اینکه شهر محل احداث این پروژه، شهر تهران می باشد به ترتیب زیر عمل می کنیم :

$$q = 0.613 \text{ kN/m}^2$$

ضریب اهمیت بار باد ( $I_w$ )

ضریب اهمیت بار باد را باید مطابق جداول 6-1-1 و 6-1-2 مبحث ششم تعیین نمود. مطابق جدول 6-1-1 مبحث ششم، ساختمانهای تجاری جزء گروه سوم قرار میگیرند. سپس با مراجعه به جدول 6-1-2 مبحث ششم، مقدار ضریب اهمیت بار باد برابر خواهد بود با :

$$I_w = 1.00$$

ضریب بادگیری ( $C_e$ )

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان این ضریب برای دو حالت ارائه شده است. حالت اول زمانی است که ساختمان در مناطق غیرشهری و تراکم پراکنده درختان باشد و حالت دوم برای ساختمانهایی است که در مناطق داخل شهری قرار دارد. با توجه به اینکه پروژه مورد بررسی در مناطق داخل شهری می باشد لازم است که از بند 6-10-6-1-ب مبحث ششم استفاده کنیم. مطابق این بند رابطه تعیین ضریب بادگیری بدین شرح است :

$$C_e = 0.70 \left( \frac{h}{12} \right)^{0.3} \geq 0.70$$

## PROJECT OF Steel Structures

در رابطه اخیر،  $h$  برابر ارتفاع مبنا یا متوسط از روی سطح زمین می باشد. برای نحوه تعیین این ارتفاع در وجوه ساختمان ابتدا لازم است که تشخیص داد که ساختمان مورد بررسی در دسته ساختمانهای کوتاه تلقی می شود و یا ساختمانهای بلند. مطابق مبحث ششم، چنانچه نسبت ارتفاع به عرض ساختمان کمتر از 0.50 و یا ارتفاع مبنا ساختمان کمتر از 20 متر باشد ساختمان در دسته ساختمانهای کوتاه بوده و در غیر این صورت در دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. با توجه به ابعاد ساختمان موردنظر در این پروژه و با صرف نظر از قسمت خرپشته، خواهیم داشت:

$$\frac{H}{B} = \frac{20.80}{26.00} = 0.80 > 0.50$$

واضح است که ساختمان مورد بررسی در این پروژه از دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. لذا برای تعیین مقدار  $h$  باید به بند 6-10-5-ب مبحث ششم مراجعه کرد. مطابق این بند، مقدار  $h$  حداقل برابر 6.0 متر و برای وجوه مختلف ساختمان برابر است با :

$$h = 0.50H \quad 1. \text{ دیوارهای سمت باد (پشت به باد یا مکش):}$$

$$h = H \quad 2. \text{ بام و دیوارهای جانبی:}$$

$$h = z \quad 3. \text{ در ارتفاع } z \text{ بالای سطح زمین و دیوار رو به باد:}$$

در روابط بالا  $H$  برابر ارتفاع متوسط ساختمان می باشد. چنانچه شیب بام کمتر از 7 درجه باشد ارتفاع تا لبه بام (یا جانپناه در صورت وجود) به عنوان ارتفاع متوسط در نظر گرفته می شود. می توان نتیجه گرفت که برای بامهای تخت این ارتفاع برابر ارتفاع از سطح کوچه تا لبه جانپناه می باشد.

مطابق مطالب عنوان شده واضح است که مقدار ضریب بادگیری ( $C_e$ ) برای وجوه پشت به باد و بام و دیوارهای جانبی مقداری ثابت خواهد داشت اما برای وجوه رو به باد تا ارتفاع 12 متر مقدار آن ثابت است ولی از این ارتفاع به بعد مقدار آن به صورت تابعی نمایی تغییر خواهد کرد. برای راحتی کار می توانیم مقادیر ضریب بادگیری را برای هر تراز طبقه محاسبه و از متوسط گیری بین طبقات استفاده کرد که در ادامه نیز از این روش استفاده میکنیم.

$$C_e = 0.70 \left( \frac{12.00}{12} \right)^{0.3} = 0.70 \geq 0.70 \quad OK \quad \text{برای دیوارهای رو به باد :}$$

$$C_e = 0.70 \left( \frac{20.80}{12} \right)^{0.3} = 0.83 \geq 0.70 \quad OK$$

$$\text{پس برای وجوه رو به باد تا ارتفاع 12 متر، } C_e = 0.70 \text{ و از آن بالاتر برابر } C_e = \frac{0.70+0.83}{2} = 0.765 \text{ می باشد.}$$

$$C_e = 0.70 \left( \frac{20.80}{12} \right)^{0.3} = 0.83 \geq 0.70 \quad OK \quad \text{برای بام و دیوارهای جانبی :}$$

$$C_e = 0.70 \left( \frac{20.80/2}{12} \right)^{0.3} = 0.67 < 0.70 \quad NOT \text{ GOOD} \rightarrow C_e = 0.70 \quad \text{برای دیوارهای پشت به باد :}$$

ضریب اثر جهشی باد ( $C_g$ )

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ضریب اثر جهشی باد برای چهار حالت مختلف ارائه شده است. این ضریب را باید طبق بند 6-10-6-4 الف مبحث ششم تعیین کنیم. با توجه به حالت (الف) این بند، مقدار این ضریب برابر است با :

$$C_g = 2.0$$

ضریب فشار خارجی ( $C_p$ )

آخرین ضریبی که باید محاسبه شود ضریب فشار خارجی می باشد. این ضریب در بند 6-10-6-5 مبحث ششم مقررات ملی ساختمان عنوان شده است. با توجه به نتیجه گرفته شده در مرحله محاسبه ضریب بادگیری، ساختمان مذکور از دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. لذا برای این قسمت لازم است که از شکل 6-10-7 مبحث ششم برای برداشت ضرایب فشار خارجی استفاده کنیم. مطابق شکل 6-10-7 مبحث ششم خواهیم داشت :

موقعیت دیوار	$C_p$
برای وجوه رو به باد (فشاری)	0.80
برای وجوه پشت به باد (مکش)	-0.50
برای وجوه موازی با باد (مکش)	-0.70
برای بام (مکش)	-1.00

مقادیر ضرایب فشار خارجی

در نهایت مقدار فشار وارد بر دیوارها بدین شرح خواهد شد :

$$P_{1-1} = 1.00 \times 0.613 \times 0.70 \times 2.0 \times 0.8 = 0.687 \text{ kN/m}^2$$

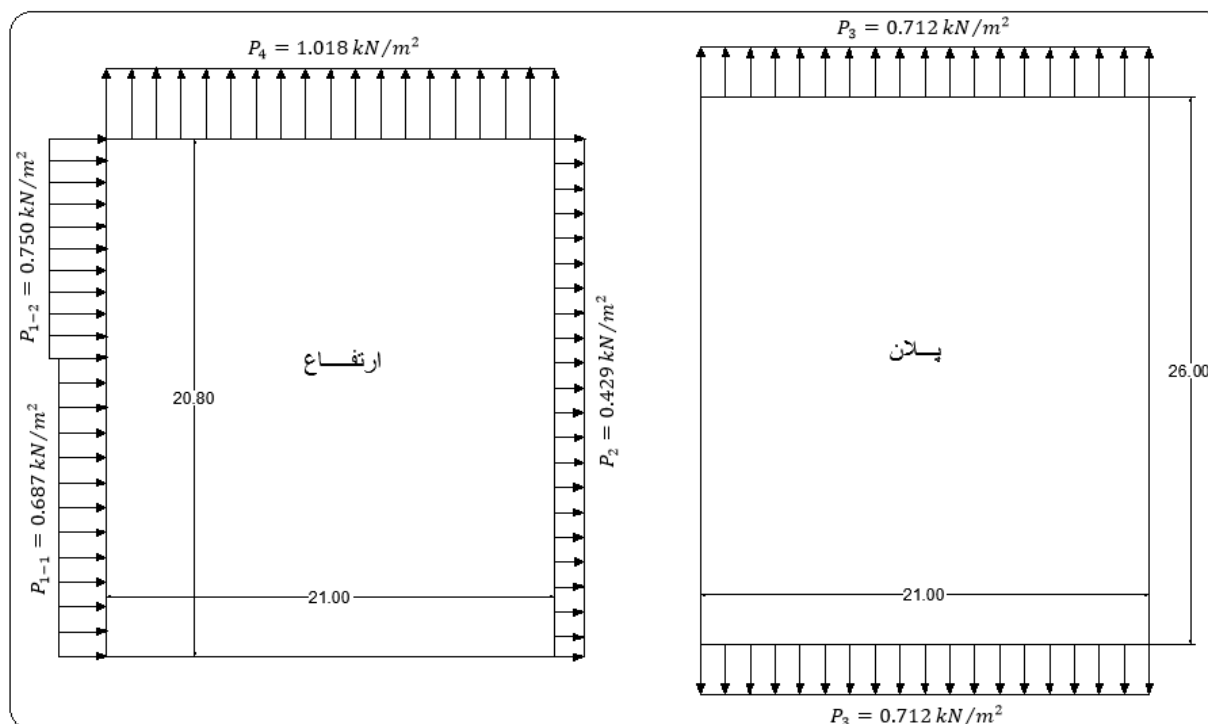
$$P_{1-2} = 1.00 \times 0.613 \times 0.765 \times 2.0 \times 0.8 = 0.750 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = 1.00 \times 0.613 \times 0.70 \times 2.0 \times (-0.5) = -0.429 \text{ kN/m}^2$$

$$P_3 = 1.00 \times 0.613 \times 0.83 \times 2.0 \times (-0.7) = -0.712 \text{ kN/m}^2$$

$$P_4 = 1.00 \times 0.613 \times 0.83 \times 2.0 \times (-1.0) = -1.018 \text{ kN/m}^2$$

## PROJECT OF Steel Structures



اگر بخواهیم کل نیروی باد وارده بر سازه را اعمال کنیم باید مقادیر فوق را در سطوح بادگیر ضرب و با هم جمع کنیم. نیروی باد وارد بر دیوارهای موازی با باد، برخلاف هم بوده و با فرض مساوی بودن سطوح بادگیر در دو جهت می توان برآیند آنها را صفر فرض کرد. نیروی باد وارد بر طبقه بام نیز رو به بالا بوده و به نوعی نسبت به بار مرده بام اثر کاهنده دارد. این اثر جز در مورد سقفهای سبک که خطر واژگونی و بلندشدگی سازه را دارد، عموماً نقش تعیین کننده ای در طراحی سازه نخواهد داشت. اما مقدار فشارهای وارده در وجوه رو به باد و پشت به باد باهم همجهت بوده و لازم است که آنها را با هم جمع نماییم. در نهایت مقدار برش پایه حاصل از نیروی باد برابر خواهد بود با:

$$V_{wind} = (0.687 \times 12.00 \times 26.00) + (0.750 \times 8.80 \times 26.00) + (0.429 \times 20.80 \times 26.00) = 617.9472 \text{ kN}$$

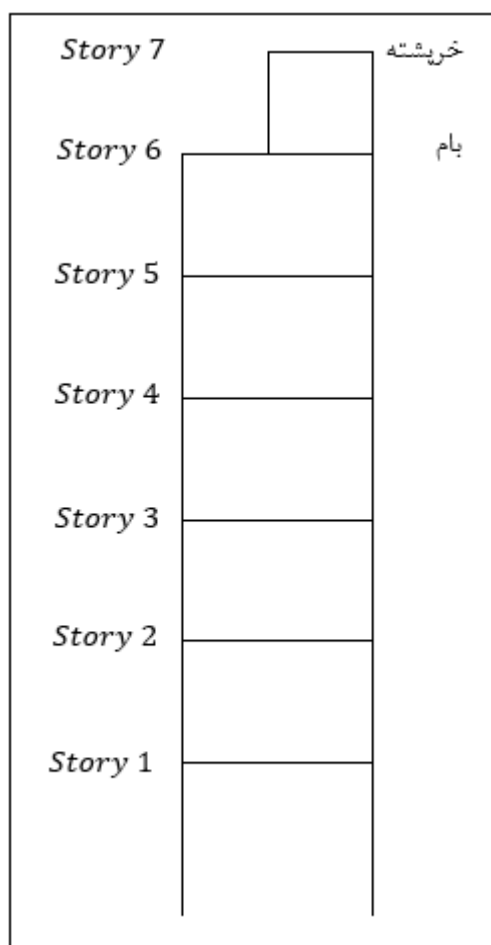
$$V_{wind} = 63017.25474 \text{ kgf} = 63.02 \text{ tonf}$$

## مقاطع فرضی

این مقاطع فقط در محاسبه سختی سازه و توزیع نیروی زلزله کاربرد دارند و در محاسبه وزن سازه در قسمت محاسبه وزن طبقات می توان وزن اسکلت را بطور تقریبی برابر مقدار  $50 \text{ kgf/m}^2$  قرار داد. همچنین چون در دو طرف از سیستم قاب مهاربندی واگرا استفاده شده پس فقط سختی مهاربندها مقاطع برای مهاربندها مؤثر است.

مهاربند	تیر	ستون میانی	ستون کناری	ستون گوشه	طبقه
2 UPN 200	IPE 270	2 IPE 270	2 IPE 240	2 IPE 220	1
2 UPN 200	IPE 270	2 IPE 270	2 IPE 240	2 IPE 220	2
2 UPN 180	IPE 270	2 IPE 240	2 IPE 220	2 IPE 200	3
2 UPN 180	IPE 270	2 IPE 240	2 IPE 220	2 IPE 200	4
2 UPN 160	IPE 270	2 IPE 220	2 IPE 200	2 IPE 180	5
2 UPN 160	IPE 270	2 IPE 220	2 IPE 200	2 IPE 180	6

## محاسبه وزن طبقات (وزن مؤثر لرزه ای)



در محاسبه وزن طبقات، آن را به دو قسمت وزن مرده و زنده تقسیم کرده ایم. بار مرده شامل وزن سطحی سقف (وزن دتایل سقف، بار سطحی معادل اسکلت سازه، بار معادل تیغه بندی)، بار راه پله و دیوارها می باشد. بار زنده نیز شامل بار اتاق پله و وزن سطحی سقف می باشد. در آخر برای محاسبه وزن مؤثر لرزه ای کافیست بار مرده را با درصدی از بار زنده جمع زنیم که این درصد برای ساختمانهای با کاربری تجاری مطابق استاندارد 2800 ویرایش چهارم برابر 20% و برای بامهای مسطح نیز 20% می باشد.

محاسبه وزن طبقه هفتم (خرپشته)

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$26.50 \times 462.00 = 12243.000 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$4977.672 \text{ kgf}$
وزن مرده خرپشته	$12243.000 + 4977.672 = 17220.672 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$26.50 \times 150.00 = 3975.000 \text{ kgf}$
وزن زنده خرپشته	$3975.000 \text{ kgf}$
وزن خرپشته	$17220.672 + (0.20 \times 3975.000) = 18015.672 \text{ kgf} \cong 18.016 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

8.80 متر دیوار تیپ 2 با بازشو ، 4.70 متر دیوار تیپ 2 بدون بازشو ، 4.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (2.70 - 0.30) \times ((0.70 \times 8.80 \times 283.50) + (4.70 \times 283.50) + (4.70 \times 227.50)) = 4977.672 \text{ kgf}$$

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$455.50 \times 462.00 = 210441.000 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$16456.192 + 26990.32175 = 43446.514 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (14.54 \times 485.00) = 9361.900 \text{ kgf}$
وزن مرده بام	$210441.000 + 43446.514 + 9361.900 = 263249.414 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$455.50 \times 150.00 = 68325.000 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (14.54 \times 500.00) = 9580.000 \text{ kgf}$
وزن زنده بام	$68325.000 + 9580.000 = 77905.000 \text{ kgf}$
وزن بام	$263249.414 + (0.20 \times 77905.000) = 278830.414 \text{ kgf} \cong 278.830 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

8.80 متر دیوار تیپ 2 با بازشو ، 4.70 متر دیوار تیپ 2 بدون بازشو ، 4.70 متر دیوار تیپ 1 ، 34.60 متر دیوار تیپ 4 ، 43.70 متر دیوار تیپ 5

$$\left( \frac{1}{2} \times (2.70 - 0.30) \times ((0.70 \times 8.80 \times 283.50) + (4.70 \times 283.50) + (4.70 \times 227.50)) \right) + (34.60 \times 171.60) + (43.70 \times 126.80) = 16456.192 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

براساس بند 3-3-3 ویرایش چهارم استاندارد 2800، در صورتیکه وزن خرپشته از 25٪ وزن بام بیشتر باشد، خرپشته به عنوان طبقه جداگانه محسوب می شود و در صورتیکه از 25٪ وزن بام کمتر باشد وزن آن را به وزن بام اضافه می کنیم.

$$0.25 \times 278.830 = 69.708 \text{ tonf} > 18.016 \text{ ton} \rightarrow \text{وزن بام} = 278.830 + 18.016 \cong 296.846 \text{ tonf}$$



نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$455.50 \times 503.00 = 229116.500 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$26990.32175 + 26990.32175 = 53980.6435 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 485.00) = 11602.600 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه پنجم	$229116.500 + 53980.6435 + 11602.600 = 294699.7435 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(455.50 \times 350.00) = 159425.000 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 500.00) = 11890.000 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه پنجم	$159425.000 + 11890.000 = 171315.000 \text{ kgf}$
وزن طبقه پنجم	$294699.7435 + (0.20 \times 171315.000) = 328962.7435 \text{ kgf} \cong 328.963 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$455.50 \times 503.00 = 229116.500 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$26990.32175 + 26990.32175 = 53980.6435 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 485.00) = 11602.600 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه چهارم	$229116.500 + 53980.6435 + 11602.600 = 294699.7435 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(455.50 \times 350.00) = 159425.000 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 500.00) = 11890.000 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه چهارم	$159425.000 + 11890.000 = 171315.000 \text{ kgf}$
وزن طبقه چهارم	$294699.7435 + (0.20 \times 171315.000) = 328962.7435 \text{ kgf} \cong 328.963 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$455.50 \times 503.00 = 229116.500 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$26990.32175 + 26990.32175 = 53980.6435 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 485.00) = 11602.600 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه سوم	$229116.500 + 53980.6435 + 11602.600 = 294699.7435 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(455.50 \times 350.00) = 159425.000 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 500.00) = 11890.000 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه سوم	$159425.000 + 11890.000 = 171315.000 \text{ kgf}$
وزن طبقه سوم	$294699.7435 + (0.20 \times 171315.000) = 328962.7435 \text{ kgf} \cong 328.963 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$455.50 \times 503.00 = 229116.500 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$26990.32175 + 26990.32175 = 53980.6435 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 485.00) = 11602.600 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه دوم	$229116.500 + 53980.6435 + 11602.600 = 294699.7435 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(455.50 \times 350.00) = 159425.000 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 500.00) = 11890.000 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه دوم	$159425.000 + 11890.000 = 171315.000 \text{ kgf}$
وزن طبقه دوم	$294699.7435 + (0.20 \times 171315.000) = 328962.7435 \text{ kgf} \cong 328.963 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$455.50 \times 503.00 = 229116.500 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$26990.32175 + 34435.92775 = 61426.2495 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 485.00) = 11602.600 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه اول	$229116.500 + 61426.2495 + 11602.600 = 302145.3495 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(455.50 \times 350.00) = 159425.000 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(4.62 \times 500.00) + (19.16 \times 500.00) = 11890.000 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه اول	$159425.000 + 11890.000 = 171315.000 \text{ kgf}$
وزن طبقه اول	$302145.3495 + (0.20 \times 171315.000) = 336408.3495 \text{ kgf} \cong 336.408 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (3.20 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 26990.32175 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

43.70 متر دیوار تیپ 2 با بازشو، 43.70 متر دیوار تیپ 1

$$\frac{1}{2} \times (4.00 - 0.30) \times ((43.70 \times 227.50) + (0.70 \times 43.70 \times 283.50)) = 34435.92775 \text{ kgf}$$

وزن (tonf)	طبقه
296.846	ششم (بام)
328.963	پنجم
328.963	چهارم
328.963	سوم
328.963	دوم
336.408	اول

## 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 زیادی دهد.

## سختی جانبی اعضای باربر جانبی

### سیستم مهاربند واگرا

برای محاسبه سختی نسبی مهاربند واگرای شورون از رابطه زیر استفاده می کنیم:

$$k = 2 \frac{E \cdot A}{L_{br}} \cos^2 \theta = \frac{2EA}{(H^2 + 0.25(L - L_b)^2)^{0.5}} \times \frac{(L - L_b)^2}{4H^2 + (L - L_b)^2}$$

$$E = 2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}$$

$E$  مدول الاستیسیته فولاد

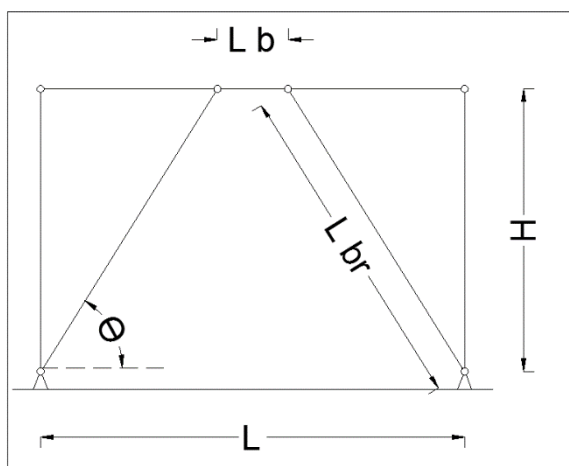
$A$  سطح مقطع هر عضو قطری است.

$L$  طول دهانه قاب

$L_b$  طول تیر پیوند است که در این پروژه 1 متر فرض شده است.

$L_{br}$  طول هر عضو قطری

$H$  ارتفاع قاب



	UPN 160	UPN 180	UPN 200
$A (cm^2)$	24.02	27.96	32.19

## PROJECT OF Steel Structures

Direction X

Story	Profile	H (cm)	L (AB1) (cm)	K (AB1) (kg/cm)	L (CD1) (cm)	K (CD1) (kg/cm)	L (EF1) (cm)	K (EF1) (kg/cm)	L (AB5) (cm)	K (AB5) (kg/cm)
6	2 UPN 160	320	500	<b>143040.16</b>	570	<b>169574.70</b>	500	<b>143040.16</b>	500	<b>143040.16</b>
5	2 UPN 160	320	500	<b>143040.16</b>	570	<b>169574.70</b>	500	<b>143040.16</b>	500	<b>143040.16</b>
4	2 UPN 180	320	500	<b>166503.04</b>	570	<b>197390.04</b>	500	<b>166503.04</b>	500	<b>166503.04</b>
3	2 UPN 180	320	500	<b>166503.04</b>	570	<b>197390.04</b>	500	<b>166503.04</b>	500	<b>166503.04</b>
2	2 UPN 200	320	500	<b>191692.88</b>	570	<b>227252.69</b>	500	<b>191692.88</b>	500	<b>191692.88</b>
1	2 UPN 200	400	500	<b>115166.45</b>	570	<b>142432.01</b>	500	<b>115166.45</b>	500	<b>115166.45</b>

Story	Profile	H (cm)	L (CD5) (cm)	K (CD5) (kg/cm)	L (EF4) (cm)	K (EF4) (kg/cm)
6	2 UPN 160	320	570	<b>169574.70</b>	500	143040.16
5	2 UPN 160	320	570	<b>169574.70</b>	500	143040.16
4	2 UPN 180	320	570	<b>197390.04</b>	500	166503.04
3	2 UPN 180	320	570	<b>197390.04</b>	500	166503.04
2	2 UPN 200	320	570	<b>227252.69</b>	500	191692.88
1	2 UPN 200	400	570	<b>142432.01</b>	500	115166.45

Direction Y

Story	Profile	H (cm)	L (A12) (cm)	K (A12) (kg/cm)	L (A34) (cm)	K (A34) (kg/cm)	L (F12) (cm)	K (F12) (kg/cm)	L (F34) (cm)	K (F34) (kg/cm)
6	2 UPN 160	320	500	<b>143040.16</b>	470	<b>130230.04</b>	500	<b>143040.16</b>	470	<b>130230.04</b>
5	2 UPN 160	320	500	<b>143040.16</b>	470	<b>130230.04</b>	500	<b>143040.16</b>	470	<b>130230.04</b>
4	2 UPN 180	320	500	<b>166503.04</b>	470	<b>151591.67</b>	500	<b>166503.04</b>	470	<b>151591.67</b>
3	2 UPN 180	320	500	<b>166503.04</b>	470	<b>151591.67</b>	500	<b>166503.04</b>	470	<b>151591.67</b>
2	2 UPN 200	320	500	<b>191692.88</b>	470	<b>174525.61</b>	500	<b>191692.88</b>	470	<b>174525.61</b>
1	2 UPN 200	400	500	<b>115166.45</b>	470	<b>102966.68</b>	500	<b>115166.45</b>	470	<b>102966.68</b>

خلاصه سختی طبقات

طبقه	$K_x (kg/cm)$	$K_y (kg/cm)$
6	911310.04	546540.40
5	911310.04	546540.40
4	1060792.24	636189.42
3	1060792.24	636189.42
2	1221276.90	732436.98
1	745529.82	436266.26

## مرکز جرم

مرکز جرم هر طبقه نقطه ای است که نیروهای جانبی طبقه در آن اثر می کند و این نقطه منطبق بر محل اثر برآیند بارهای قائم آن طبقه می باشد. اگر شدت بارهای وارد بر یک طبقه از ساختمان یکنواخت باشد، معمولاً مرکز جرم بر مرکز سطح منطبق می گردد، 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 می گیریم و مختصات مرکز جرم از روابط زیر حاصل می گردد:

$$X_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot X_{CMi})}{\sum W_i} \quad , \quad Y_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot Y_{CMi})}{\sum W_i}$$

که در روابط فوق:

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

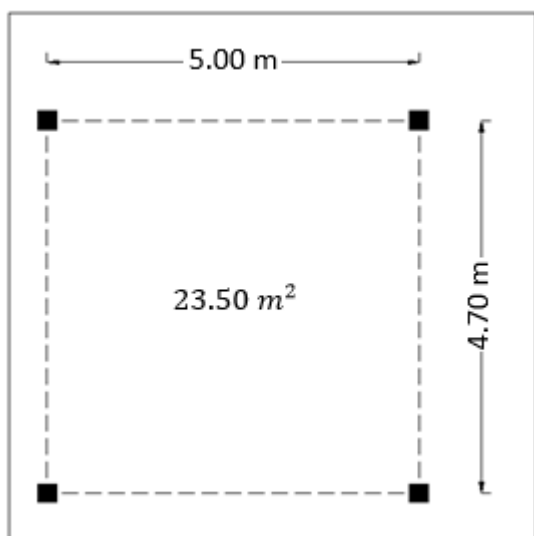
$W_i$ : وزن طبقه  $i$  می باشد.

$X_{CMi}$ : فاصله مرکز سطح موردنظر از محور  $Y$  می باشد.

$Y_{CMi}$ : فاصله مرکز سطح موردنظر از محور  $X$  می باشد.

لازم به ذکر است که در محاسبه مرکز جرم طبقه بار مرده و زنده وارد بر سطح، وزن دیوارها (به جز دیوارهای جداگر) و وزن اسکلت سازه باید اثر داده شوند، که برای سادگی محاسبات، وزن اسکلت سازه را به صورت بار گسترده یکنواخت به کف طبقه و بار دیوارهای خارجی را نیز به همین صورت اثر می دهند. توجه شود چون در تمامی طبقات بارهای گسترده بر روی تمامی پانلها با هم برابر است می توان مرکز سطح را که در این حالت برابر مرکز جرم است محاسبه کرد. ذکر این نکته ضروری است که برای استفاده از روش بالا، اثر اتاق پله در نظر گرفته نشده است.

## محاسبه مرکز جرم خرپشته



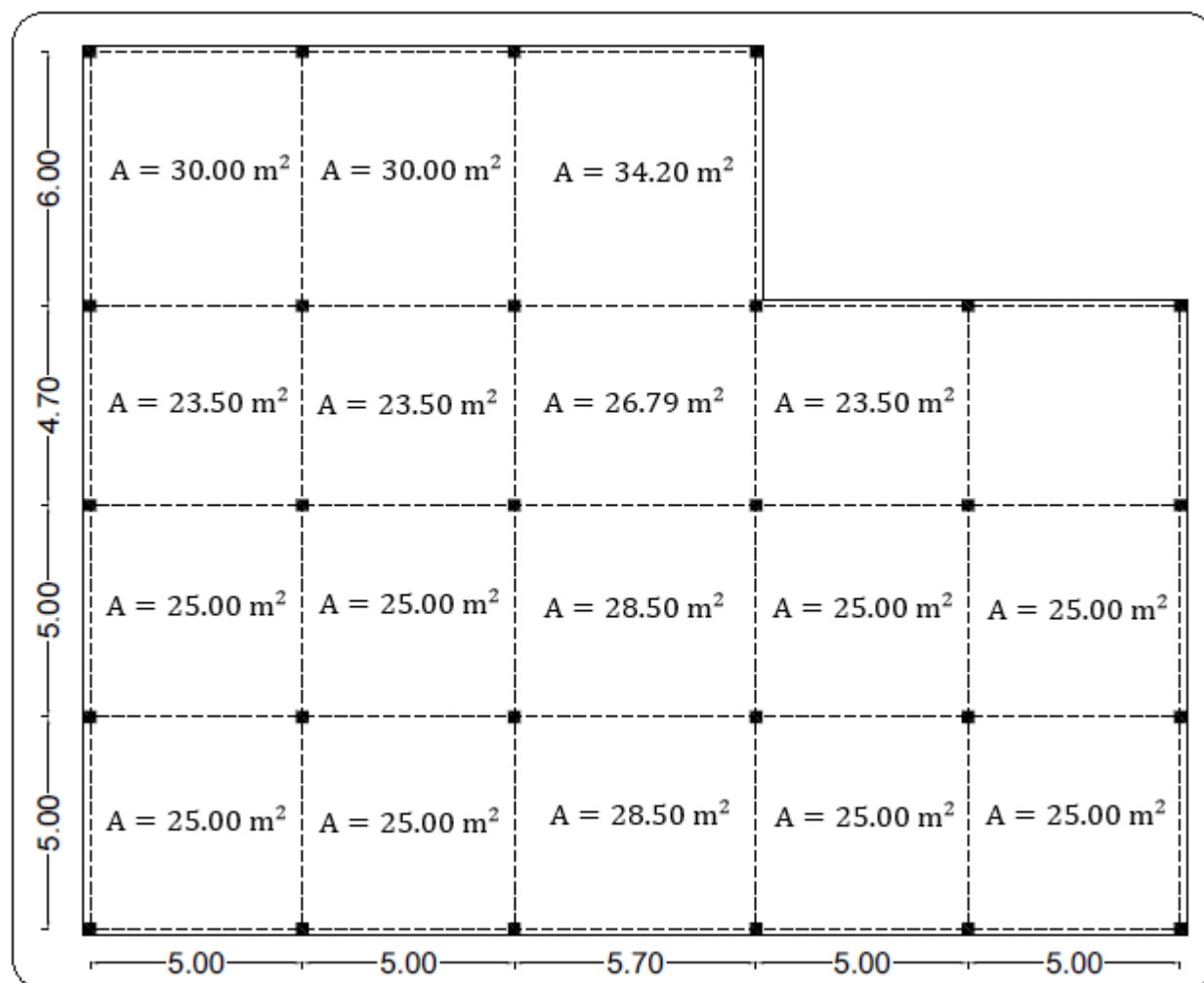
$$\sum (A_i \cdot X_{CMi}) = \left( 23.50 \times \left( \frac{5.00}{2} \right) \right) = 58.75 \text{ m}^3$$

$$\sum (A_i \cdot Y_{CMi}) = \left( 23.50 \times \left( \frac{4.70}{2} \right) \right) = 55.225 \text{ m}^3$$

$$\sum (A_i) = (23.50) = 23.50 \text{ m}^2$$

$$X_{CM} = \frac{\sum (A_i \cdot X_{CMi})}{\sum A_i} = \frac{58.75}{23.50} = 2.50 \text{ m} \quad , \quad Y_{CM} = \frac{\sum (A_i \cdot Y_{CMi})}{\sum A_i} = \frac{55.225}{23.50} = 2.35 \text{ m}$$





## PROJECT OF Steel Structures

$$\begin{aligned}\sum (A_i \cdot X_{CMi}) &= \left( (30.00 + 23.50 + 25.00 + 25.00) \times \left( \frac{5.00}{2} \right) \right) \\ &+ \left( (30.00 + 23.50 + 25.00 + 25.00) \times \left( 5.00 + \frac{5.00}{2} \right) \right) \\ &+ \left( (34.20 + 26.79 + 28.50 + 28.50) \times \left( 10.00 + \frac{5.70}{2} \right) \right) \\ &+ \left( (23.50 + 25.00 + 25.00) \times \left( 15.70 + \frac{5.00}{2} \right) \right) + \left( (25.00 + 25.00) \times \left( 20.70 + \frac{5.00}{2} \right) \right) \\ &= 5048.8715 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum (A_i \cdot Y_{CMi}) &= \left( (25.00 + 25.00 + 28.50 + 25.00 + 25.00) \times \left( \frac{5.00}{2} \right) \right) \\ &+ \left( (25.00 + 25.00 + 28.50 + 25.00 + 25.00) \times \left( 5.00 + \frac{5.00}{2} \right) \right) \\ &+ \left( (23.50 + 23.50 + 26.79 + 23.50) \times \left( 10.00 + \frac{4.70}{2} \right) \right) \\ &+ \left( (30.00 + 30.00 + 34.20) \times \left( 14.70 + \frac{6.00}{2} \right) \right) = 4153.8715 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\sum (A_i) = 448.49 \text{ m}^2$$

$$X_{CM} = \frac{\sum (A_i \cdot X_{CMi})}{\sum A_i} = \frac{5048.8715}{448.49} = 11.26 \text{ m} \quad , \quad Y_{CM} = \frac{\sum (A_i \cdot Y_{CMi})}{\sum A_i} = \frac{4153.8715}{448.49} = 9.26 \text{ m}$$

## مرکز سختی

مرکز سختی یک طبقه با فرض رفتار الاستیک خطی، نقطه ای در کف طبقه است که وقتی برآیند نیروهای جانبی زلزله در آن نقطه وارد می شوند، 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 می کنیم که سختی عنصر مقاوم را همانند یک نیرویی به موازات همان عنصر و در مرکز آن فرض کرده و نسبت به محورهای X و Y گشتاور استاتیک گرفته و از روابط زیر مرکز سختی طبقه محاسبه می شود:

$$X_{CR} = \frac{\sum(K_{yi} \cdot X_i)}{\sum K_{yi}} \quad , \quad Y_{CR} = \frac{\sum(K_{xi} \cdot Y_i)}{\sum K_{xi}}$$

$X_{CR}$  و  $Y_{CR}$  مختصات مرکز سختی طبقه می باشند.

$K_{xi}$  و  $K_{yi}$  سختی جانبی عنصر مقاوم i می باشند.

## محاسبه مرکز سختی طبقات ششم و پنجم

$$\sum(K_{xi} \cdot Y_i) = (14304.016 \times 20.70) + (16957.470 \times 20.70) + (14304.016 \times 14.70) = 857381.7954 \text{ tonf}$$

$$\sum(K_{yi} \cdot X_i) = (14304.016 \times 25.70) + (13023.004 \times 25.70) = 702304.414 \text{ tonf}$$

$$\sum K_{xi} = 91131.004 \text{ tonf/m}$$

$$\sum K_{yi} = 54654.040 \text{ tonf/m}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum(K_{yi} \cdot X_i)}{\sum K_{yi}} = \frac{702304.4147}{54654.040} = 12.85 \text{ m} \quad , \quad Y_{CR} = \frac{\sum(K_{xi} \cdot Y_i)}{\sum K_{xi}} = \frac{857381.7954}{91131.004} = 9.41 \text{ m}$$

## محاسبه مرکز سختی طبقات چهارم و سوم

$$\sum(K_{xi} \cdot Y_i) = (16650.304 \times 20.70) + (19739.004 \times 20.70) + (16650.304 \times 14.70) = 998018.1444 \text{ tonf}$$

$$\sum(K_{yi} \cdot X_i) = (16650.304 \times 25.70) + (15159.167 \times 25.70) = 817503.4047 \text{ tonf}$$

$$\sum K_{xi} = 106079.224 \text{ tonf/m}$$

$$\sum K_{yi} = 63618.942 \text{ tonf/m}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum(K_{yi} \cdot X_i)}{\sum K_{yi}} = \frac{817503.4047}{63618.942} = 12.85 \text{ m} \quad , \quad Y_{CR} = \frac{\sum(K_{xi} \cdot Y_i)}{\sum K_{xi}} = \frac{998018.1444}{106079.224} = 9.41 \text{ m}$$

$$\sum (K_{xi} \cdot Y_i) = (19169.288 \times 20.70) + (22725.269 \times 20.70) + (19169.288 \times 14.70) = 1149005.864 \text{ tonf}$$

$$\sum (K_{yi} \cdot X_i) = (19169.288 \times 25.70) + (17452.561 \times 25.70) = 941181.5193 \text{ tonf}$$

$$\sum K_{xi} = 122127.690 \text{ tonf/m}$$

$$\sum K_{yi} = 73243.698 \text{ tonf/m}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum (K_{yi} \cdot X_i)}{\sum K_{yi}} = \frac{941181.5193}{73243.698} = 12.85 \text{ m} \quad , \quad Y_{CR} = \frac{\sum (K_{xi} \cdot Y_i)}{\sum K_{xi}} = \frac{1149005.864}{122127.690} = 9.41 \text{ m}$$

$$\sum (K_{xi} \cdot Y_i) = (11516.645 \times 20.70) + (14243.201 \times 20.70) + (11516.645 \times 14.70) = 702523.4937 \text{ tonf}$$

$$\sum (K_{yi} \cdot X_i) = (11516.645 \times 25.70) + (10296.668 \times 25.70) = 560602.1441 \text{ tonf}$$

$$\sum K_{xi} = 74552.982 \text{ tonf/m}$$

$$\sum K_{yi} = 43626.626 \text{ tonf/m}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum (K_{yi} \cdot X_i)}{\sum K_{yi}} = \frac{560602.1441}{43626.626} = 12.85 \text{ m} \quad , \quad Y_{CR} = \frac{\sum (K_{xi} \cdot Y_i)}{\sum K_{xi}} = \frac{702523.4937}{74552.982} = 9.42 \text{ m}$$

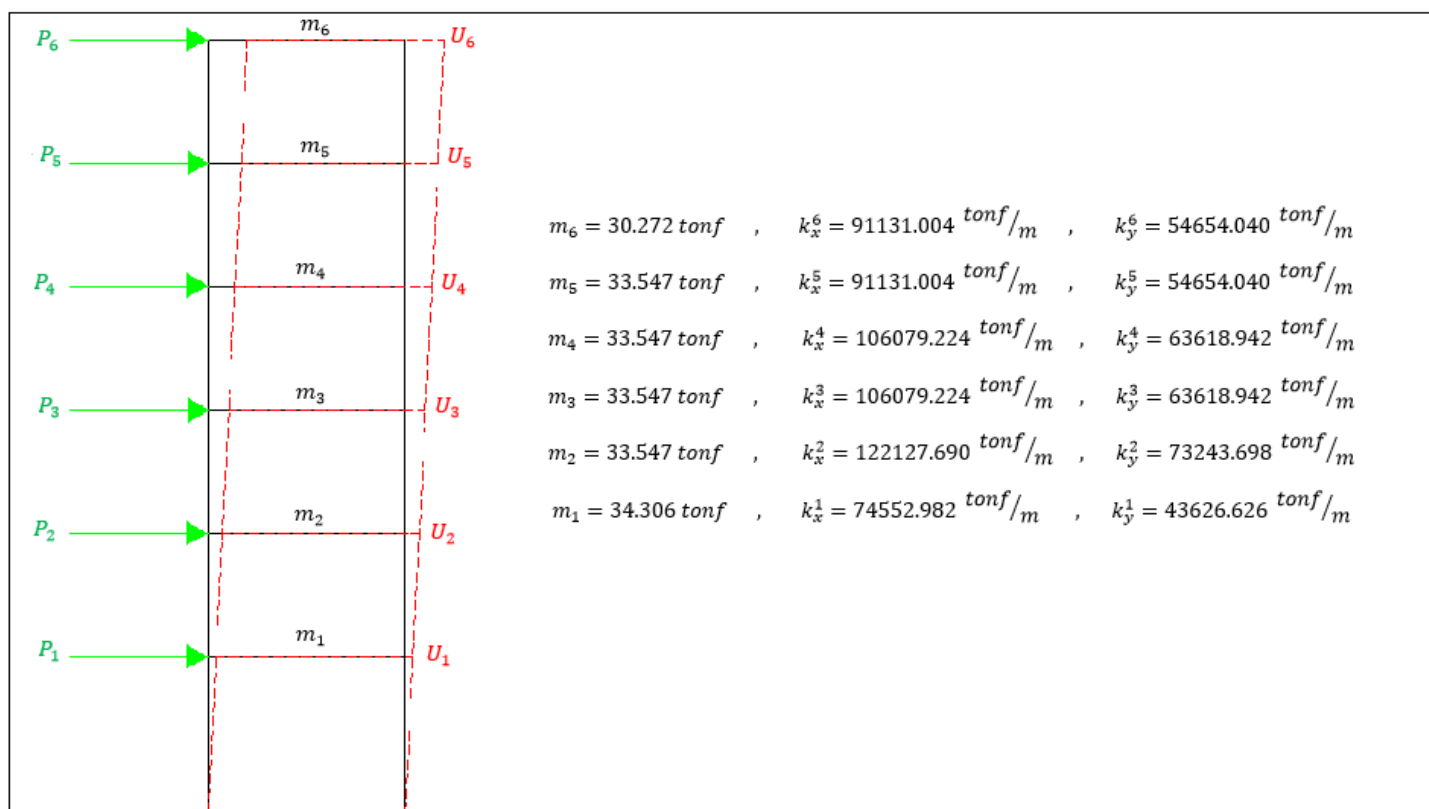
Story	Center of Mass		Center of Rigidity	
	$X_{CM} (m)$	$Y_{CM} (m)$	$X_{CR} (m)$	$Y_{CR} (m)$
-				
6	11.26	9.26	12.85	9.41
5	11.26	9.26	12.85	9.41
4	11.26	9.26	12.85	9.41
3	11.26	9.26	12.85	9.41
2	11.26	9.26	12.85	9.41
1	11.26	9.26	12.85	9.42

## بار زلزله (روش تحلیل دینامیکی طیفی)

همانطور که می دانیم، یکی از متداولترین روشهایی که می تواند برای افزایش دقت تحلیل خطی سازه تحت نیروی زلزله بکار رود، روش تحلیل طیفی می باشد. این روش که براساس اصول علم دینامیک سازه ها ایجاد شده است، برخی از کاستیهای روش تحلیل استاتیکی معادل را پوشش داده و میتواند برآورد واقعه بینانه تری از توزیع نیروی زلزله در سازه ایجاد کند. روش تحلیل طیفی در سه مرحله اساسی زیر انجام می گیرد:

1. تحلیل مودال سازه
2. محاسبه پاسخهای سازه در هر مود ارتعاشی
3. ترکیب آثار مودها

روش تحلیل طیفی که نام کامل آن روش تحلیل دینامیکی طیفی است، در ادبیات فنی به نام روش تحلیل مودها نیز شناخته می شود، زیرا اساس آن بر پایه تحلیل مودال سازه استوار است.



محاسبه زمان تناوب مودهای ارتعاش یک سازه

گام اول : تعیین ماتریس جرم

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 \end{bmatrix} \longrightarrow [m] = \begin{pmatrix} 34.306 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 33.547 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 33.547 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 33.547 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 33.547 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 30.272 \end{pmatrix}$$

گام دوم : تعیین ماتریس سختی

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 & -k_5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5 + k_6 & -k_6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_6 & k_6 \end{bmatrix}$$

جهت X

$$\begin{pmatrix} 196680.672 & -122127.69 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -122127.69 & 228206.914 & -106079.224 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -106079.224 & 212158.448 & -106079.224 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106079.224 & 197210.228 & -91131.004 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91131.004 & 182262.008 & -91131.004 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -91131.004 & 91131.004 \end{pmatrix}$$

جهت Y

$$\begin{pmatrix} 116870.324 & -73243.698 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -73243.698 & 136862.64 & -63618.942 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -63618.942 & 127237.884 & -63618.942 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -63618.942 & 118272.982 & -54654.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -54654.04 & 109308.08 & -54654.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54654.04 & 54654.04 \end{pmatrix}$$

گام سوم : محاسبه زمان تناوب مودهای سازه

پس از تعیین ماتریسهای جرم و سختی سازه، ثابت می شود که با محاسبه  $|k - m\omega^2| = 0$  و برابر صفر قرار دادن دترمینان آن، مقدار  $\omega$  برای مودهای مختلف سازه بدست می آید که از طریق آن زمان تناوب مودهای مختلف می تواند محاسبه شود.

جهت X

$$\begin{aligned}\omega_1 &= 13.060 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_1 = 0.481 \text{ Sec} & \omega_2 &= 37.222 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_2 = 0.169 \text{ Sec} \\ \omega_3 &= 60.509 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_3 = 0.104 \text{ Sec} & \omega_4 &= 81.931 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_4 = 0.077 \text{ Sec} \\ \omega_5 &= 96.882 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_5 = 0.065 \text{ Sec} & \omega_6 &= 108.929 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_6 = 0.058 \text{ Sec}\end{aligned}$$

جهت Y

$$\begin{aligned}\omega_1 &= 10.063 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_1 = 0.624 \text{ Sec} & \omega_2 &= 28.720 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_2 = 0.219 \text{ Sec} \\ \omega_3 &= 46.765 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_3 = 0.134 \text{ Sec} & \omega_4 &= 63.399 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_4 = 0.099 \text{ Sec} \\ \omega_5 &= 74.993 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_5 = 0.084 \text{ Sec} & \omega_6 &= 84.334 \frac{\text{Rad}}{\text{Sec}} \rightarrow T_6 = 0.075 \text{ Sec}\end{aligned}$$

## تعیین شکلهای مودی ارتعاش سازه

بعد از حل معادله  $|k - m\omega^2| = 0$  زمان تناوب موده‌های ارتعاش سازه را بدست آوردیم. حال می‌خواهیم برای هر مود ارتعاشی سازه، برداری به نام بردار شکل مودی را محاسبه کنیم که درایه‌های این بردار متناسب با جابجایی جرم  $i$ ام در آن مود باشند. توجه کنید در یک سازه  $n$  درجه آزادی،  $n$  بردار شکل متناظر با  $n$  مود ارتعاش وجود دارد که هر یک را می‌توان به صورت شکل زیر نشان داد.

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} \\ \phi_{2,1} \\ \phi_{3,1} \\ \phi_{4,1} \\ \phi_{5,1} \\ \phi_{6,1} \end{bmatrix}, \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} \phi_{1,2} \\ \phi_{2,2} \\ \phi_{3,2} \\ \phi_{4,2} \\ \phi_{5,2} \\ \phi_{6,2} \end{bmatrix}, \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} \phi_{1,3} \\ \phi_{2,3} \\ \phi_{3,3} \\ \phi_{4,3} \\ \phi_{5,3} \\ \phi_{6,3} \end{bmatrix}, \quad \phi_4 = \begin{bmatrix} \phi_{1,4} \\ \phi_{2,4} \\ \phi_{3,4} \\ \phi_{4,4} \\ \phi_{5,4} \\ \phi_{6,4} \end{bmatrix}, \quad \phi_5 = \begin{bmatrix} \phi_{1,5} \\ \phi_{2,5} \\ \phi_{3,5} \\ \phi_{4,5} \\ \phi_{5,5} \\ \phi_{6,5} \end{bmatrix}, \quad \phi_6 = \begin{bmatrix} \phi_{1,6} \\ \phi_{2,6} \\ \phi_{3,6} \\ \phi_{4,6} \\ \phi_{5,6} \\ \phi_{6,6} \end{bmatrix}$$

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{1,2} & \phi_{1,3} & \phi_{1,4} & \phi_{1,5} & \phi_{1,6} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & \phi_{2,3} & \phi_{2,4} & \phi_{2,5} & \phi_{2,6} \\ \phi_{3,1} & \phi_{3,2} & \phi_{3,3} & \phi_{3,4} & \phi_{3,5} & \phi_{3,6} \\ \phi_{4,1} & \phi_{4,2} & \phi_{4,3} & \phi_{4,4} & \phi_{4,5} & \phi_{4,6} \\ \phi_{5,1} & \phi_{5,2} & \phi_{5,3} & \phi_{5,4} & \phi_{5,5} & \phi_{5,6} \\ \phi_{6,1} & \phi_{6,2} & \phi_{6,3} & \phi_{6,4} & \phi_{6,5} & \phi_{6,6} \end{bmatrix}$$

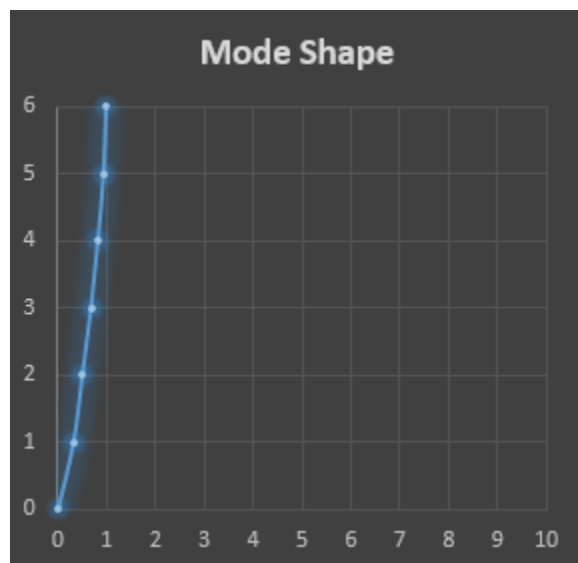


محاسبه  $\phi_1$  در جهت  $x$

$$[k - m\omega_1^2][\phi_1] = 0 \quad , \omega_1 = 13.060 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} 190828.9028 & -122127.69 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -122127.69 & 222484.6117 & -106079.224 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -106079.224 & 206436.1457 & -106079.224 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106079.224 & 191487.9257 & -91131.004 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91131.004 & 176539.7057 & -91131.004 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -91131.004 & 85967.33704 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,1} \\ \phi_{2,1} \\ \phi_{3,1} \\ \phi_{4,1} \\ \phi_{5,1} \\ \phi_{6,1} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,1} \\ \phi_{2,1} \\ \phi_{3,1} \\ \phi_{4,1} \\ \phi_{5,1} \\ \phi_{6,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.322 \\ 0.503 \\ 0.684 \\ 0.827 \\ 0.943 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

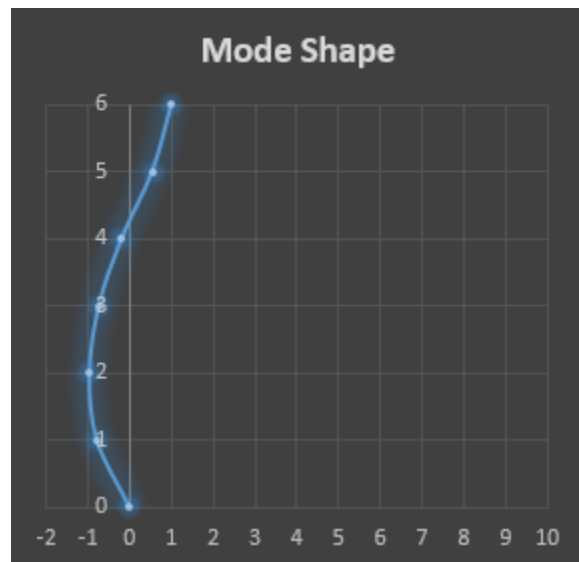


محاسبه  $\phi_2$  در جهت  $x$

$$[k - m\omega_2^2][\phi_2] = 0 \quad , \omega_2 = 37.222 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} 149150.1293 & -122127.69 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -122127.69 & 181727.9565 & -106079.224 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -106079.224 & 165679.4905 & -106079.224 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106079.224 & 150731.2705 & -91131.004 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91131.004 & 135783.0505 & -91131.004 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -91131.004 & 49189.51885 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,2} \\ \phi_{2,2} \\ \phi_{3,2} \\ \phi_{4,2} \\ \phi_{5,2} \\ \phi_{6,2} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,2} \\ \phi_{2,2} \\ \phi_{3,2} \\ \phi_{4,2} \\ \phi_{5,2} \\ \phi_{6,2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.789 \\ -0.963 \\ -0.742 \\ -0.196 \\ 0.540 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

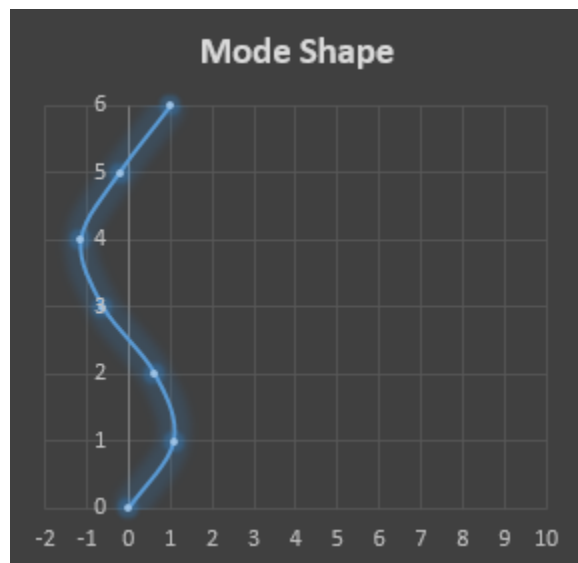


محاسبه  $\phi_3$  در جهت  $x$

$$[k - m\omega_3^2][\phi_3] = 0 \quad , \omega_3 = 60.509 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} 71073.1132 & -122127.69 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -122127.69 & 105378.3483 & -106079.224 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -106079.224 & 89329.88229 & -106079.224 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106079.224 & 74381.66229 & -91131.004 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91131.004 & 59433.44229 & -91131.004 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -91131.004 & -19706.51772 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,3} \\ \phi_{2,3} \\ \phi_{3,3} \\ \phi_{4,3} \\ \phi_{5,3} \\ \phi_{6,3} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,3} \\ \phi_{2,3} \\ \phi_{3,3} \\ \phi_{4,3} \\ \phi_{5,3} \\ \phi_{6,3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.071 \\ 0.624 \\ -0.615 \\ -1.141 \\ -0.216 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

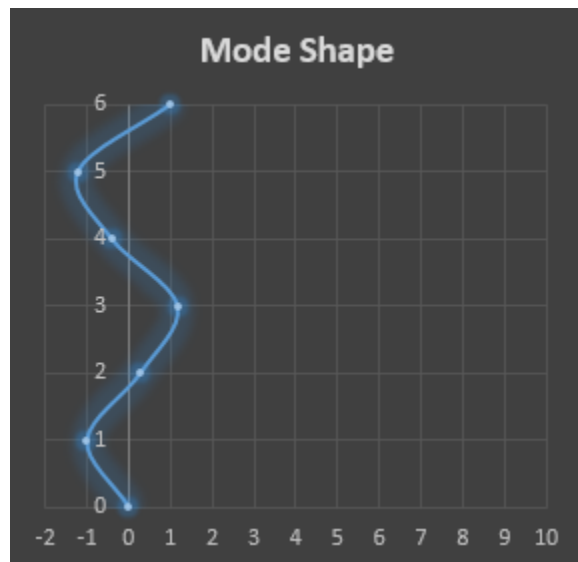


محاسبه  $\phi_4$  در جهت  $x$

$$[k - m\omega_4^2][\phi_4] = 0 \quad , \omega_4 = 81.931 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} -33607.16047 & -122127.69 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -122127.69 & 3014.063886 & -106079.224 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -106079.224 & -13034.40211 & -106079.224 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106079.224 & -27982.62211 & -91131.004 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91131.004 & -42930.84211 & -91131.004 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -91131.004 & -112077.5678 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,4} \\ \phi_{2,4} \\ \phi_{3,4} \\ \phi_{4,4} \\ \phi_{5,4} \\ \phi_{6,4} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,4} \\ \phi_{2,4} \\ \phi_{3,4} \\ \phi_{4,4} \\ \phi_{5,4} \\ \phi_{6,4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.009 \\ 0.278 \\ 1.168 \\ -0.421 \\ -1.230 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

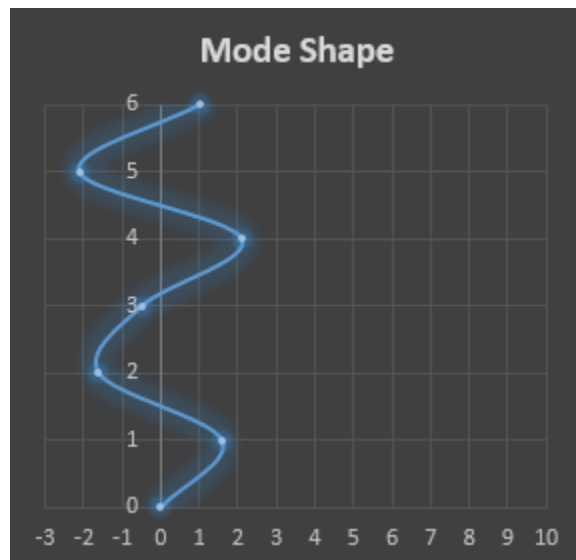


محاسبه  $\phi_5$  در جهت  $x$

$$[k - m\omega_5^2][\phi_5] = 0 \quad , \omega_5 = 96.882 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} -125322.9139 & -122127.69 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -122127.69 & -86672.53267 & -106079.224 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -106079.224 & -102720.9987 & -106079.224 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106079.224 & -117669.2187 & -91131.004 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91131.004 & -132617.4387 & -91131.004 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -91131.004 & -193008.5796 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,5} \\ \phi_{2,5} \\ \phi_{3,5} \\ \phi_{4,5} \\ \phi_{5,5} \\ \phi_{6,5} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,5} \\ \phi_{2,5} \\ \phi_{3,5} \\ \phi_{4,5} \\ \phi_{5,5} \\ \phi_{6,5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.567 \\ -1.608 \\ -0.490 \\ 2.082 \\ -2.118 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

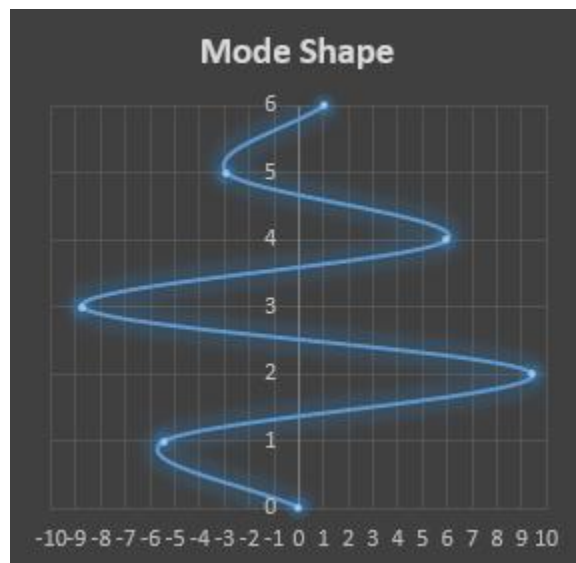


محاسبه  $\phi_6$  در جهت  $x$

$$[k - m\omega_6^2][\phi_6] = 0 \quad , \omega_6 = 108.929 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} -210380.0942 & -122127.69 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -122127.69 & -169847.873 & -106079.224 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -106079.224 & -185896.339 & -106079.224 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106079.224 & -200844.559 & -91131.004 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91131.004 & -215792.779 & -91131.004 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -91131.004 & -268063.9915 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,6} \\ \phi_{2,6} \\ \phi_{3,6} \\ \phi_{4,6} \\ \phi_{5,6} \\ \phi_{6,6} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,6} \\ \phi_{2,6} \\ \phi_{3,6} \\ \phi_{4,6} \\ \phi_{5,6} \\ \phi_{6,6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5.456 \\ 9.399 \\ -8.767 \\ 5.965 \\ -2.942 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

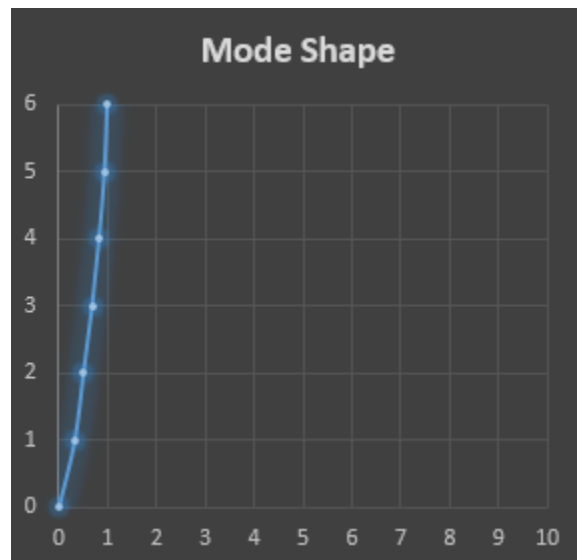


محاسبه  $\phi_1$  در جهت  $y$

$$[k - m\omega_1^2][\phi_1] = 0 \quad , \omega_1 = 10.063 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} 113396.1068 & -73243.698 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -73243.698 & 133465.2878 & -63618.942 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -63618.942 & 123840.5318 & -63618.942 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -63618.942 & 114875.6298 & -54654.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -54654.04 & 105910.7278 & -54654.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54654.04 & 51588.35168 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,1} \\ \phi_{2,1} \\ \phi_{3,1} \\ \phi_{4,1} \\ \phi_{5,1} \\ \phi_{6,1} \end{bmatrix} = 0$$

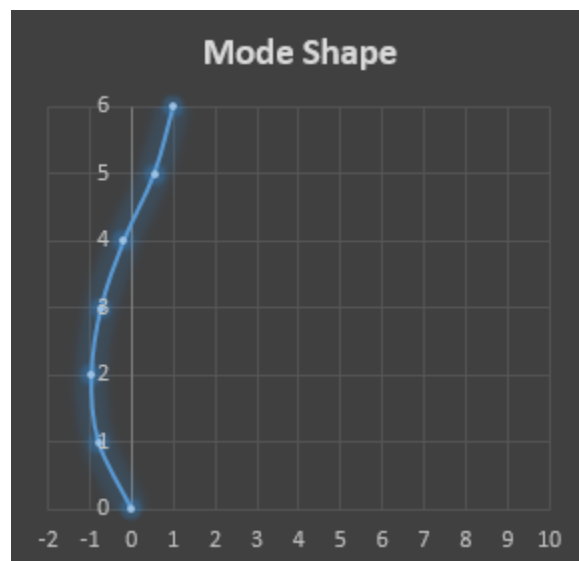
$$\begin{bmatrix} \phi_{1,1} \\ \phi_{2,1} \\ \phi_{3,1} \\ \phi_{4,1} \\ \phi_{5,1} \\ \phi_{6,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.327 \\ 0.507 \\ 0.686 \\ 0.829 \\ 0.944 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$



$$[k - m\omega_2^2][\phi_2] = 0 \quad , \omega_2 = 28.720 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} 88572.84596 & -73243.698 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -73243.698 & 109191.227 & -63618.942 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -63618.942 & 99566.47096 & -63618.942 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -63618.942 & 90601.56896 & -54654.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -54654.04 & 81636.66696 & -54654.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54654.04 & 29684.02731 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,2} \\ \phi_{2,2} \\ \phi_{3,2} \\ \phi_{4,2} \\ \phi_{5,2} \\ \phi_{6,2} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,2} \\ \phi_{2,2} \\ \phi_{3,2} \\ \phi_{4,2} \\ \phi_{5,2} \\ \phi_{6,2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.795 \\ -0.962 \\ -0.735 \\ -0.189 \\ 0.543 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

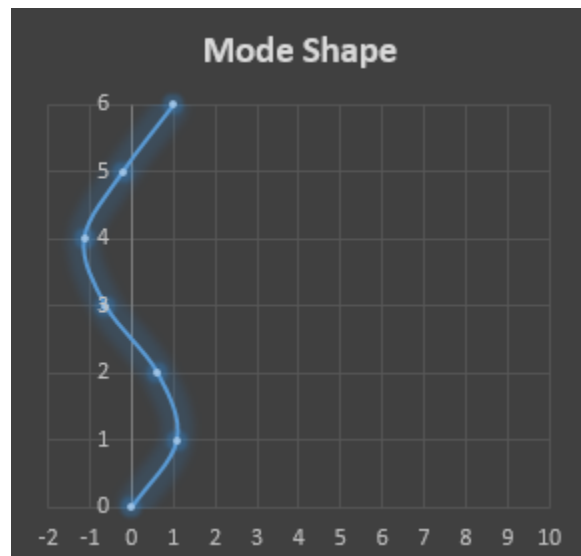




$$[k - m\omega_3^2][\phi_3] = 0 \quad , \omega_3 = 46.765 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} 41843.9732 & -73243.698 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -73243.698 & 63496.20292 & -63618.942 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -63618.942 & 53871.44692 & -63618.942 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -63618.942 & 44906.54492 & -54654.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -54654.04 & 35941.64292 & -54654.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54654.04 & -11550.05525 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,3} \\ \phi_{2,3} \\ \phi_{3,3} \\ \phi_{4,3} \\ \phi_{5,3} \\ \phi_{6,3} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,3} \\ \phi_{2,3} \\ \phi_{3,3} \\ \phi_{4,3} \\ \phi_{5,3} \\ \phi_{6,3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.071 \\ 0.612 \\ -0.623 \\ -1.139 \\ -0.211 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

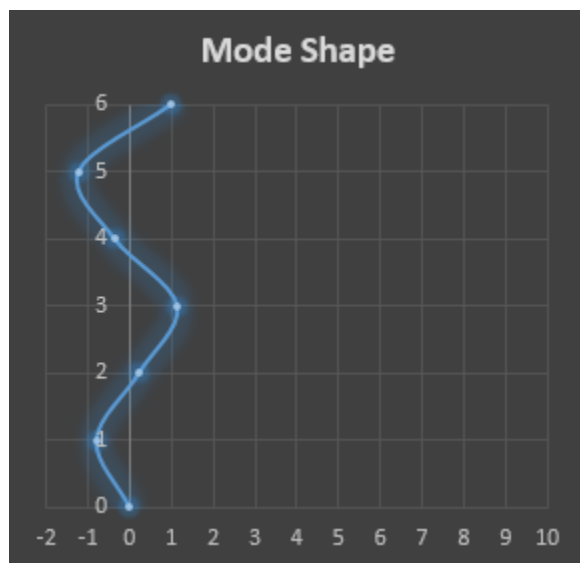


محاسبه  $\phi_4$  در جهت  $y$ 

$$[k - m\omega_4^2][\phi_4] = 0 \quad , \omega_4 = 63.399 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} -21018.76959 & -73243.698 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -73243.698 & 2024.261214 & -63618.942 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -63618.942 & -7600.494786 & -63618.942 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -63618.942 & -16565.39679 & -54654.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -54654.04 & -25530.29879 & -54654.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54654.04 & -67020.84606 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,4} \\ \phi_{2,4} \\ \phi_{3,4} \\ \phi_{4,4} \\ \phi_{5,4} \\ \phi_{6,4} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,4} \\ \phi_{2,4} \\ \phi_{3,4} \\ \phi_{4,4} \\ \phi_{5,4} \\ \phi_{6,4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.004 \\ 0.288 \\ 1.164 \\ -0.427 \\ -1.226 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

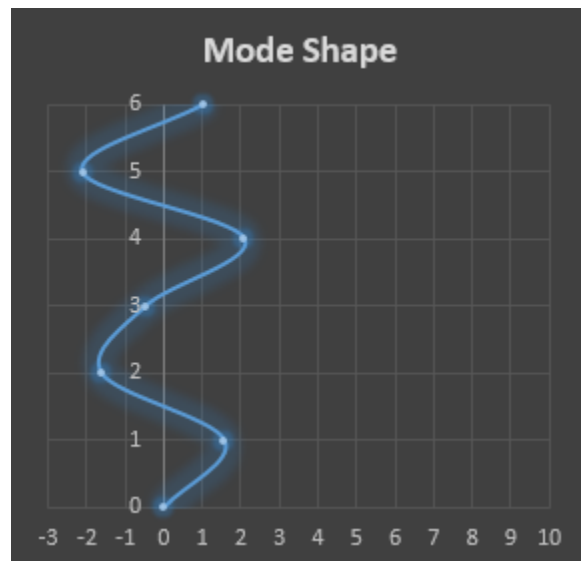


محاسبه  $\phi_5$  در جهت  $y$

$$[k - m\omega_5^2][\phi_5] = 0 \quad , \omega_5 = 74.993 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} -76065.16134 & -73243.698 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -73243.698 & -51804.26161 & -63618.942 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -63618.942 & -61429.01761 & -63618.942 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -63618.942 & -70393.91961 & -54654.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -54654.04 & -79358.82161 & -54654.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54654.04 & -115594.4009 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,5} \\ \phi_{2,5} \\ \phi_{3,5} \\ \phi_{4,5} \\ \phi_{5,5} \\ \phi_{6,5} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,5} \\ \phi_{2,5} \\ \phi_{3,5} \\ \phi_{4,5} \\ \phi_{5,5} \\ \phi_{6,5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.553 \\ -1.613 \\ -0.475 \\ 2.071 \\ -2.115 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$

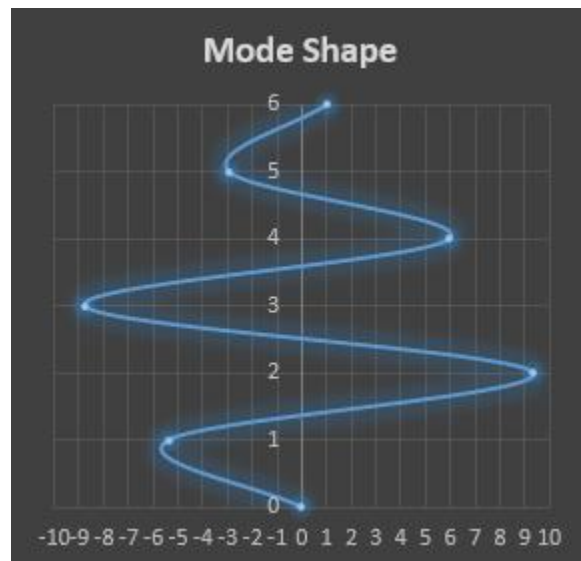


محاسبه  $\phi_6$  در جهت  $y$

$$[k - m\omega_6^2][\phi_6] = 0 \quad , \omega_6 = 84.334 \frac{rad}{Sec}$$

$$\begin{pmatrix} -127120.397 & -73243.698 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -73243.698 & -101729.9303 & -63618.942 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -63618.942 & -111354.6863 & -63618.942 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -63618.942 & -120319.5883 & -54654.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -54654.04 & -129284.4903 & -54654.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54654.04 & -160646.1147 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1,6} \\ \phi_{2,6} \\ \phi_{3,6} \\ \phi_{4,6} \\ \phi_{5,6} \\ \phi_{6,6} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} \phi_{1,6} \\ \phi_{2,6} \\ \phi_{3,6} \\ \phi_{4,6} \\ \phi_{5,6} \\ \phi_{6,6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5.378 \\ 9.334 \\ -8.734 \\ 5.953 \\ -2.939 \\ 1.000 \end{bmatrix}$$



$$\phi_x = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{1,2} & \phi_{1,3} & \phi_{1,4} & \phi_{1,5} & \phi_{1,6} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & \phi_{2,3} & \phi_{2,4} & \phi_{2,5} & \phi_{2,6} \\ \phi_{3,1} & \phi_{3,2} & \phi_{3,3} & \phi_{3,4} & \phi_{3,5} & \phi_{3,6} \\ \phi_{4,1} & \phi_{4,2} & \phi_{4,3} & \phi_{4,4} & \phi_{4,5} & \phi_{4,6} \\ \phi_{5,1} & \phi_{5,2} & \phi_{5,3} & \phi_{5,4} & \phi_{5,5} & \phi_{5,6} \\ \phi_{6,1} & \phi_{6,2} & \phi_{6,3} & \phi_{6,4} & \phi_{6,5} & \phi_{6,6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.322 & -0.789 & 1.071 & -1.009 & 1.567 & -5.456 \\ 0.503 & -0.963 & 0.624 & 0.278 & -1.608 & 9.399 \\ 0.684 & -0.742 & -0.615 & 1.168 & -0.490 & -8.767 \\ 0.827 & -0.196 & -1.141 & -0.421 & 2.082 & 5.965 \\ 0.943 & 0.540 & -0.216 & -1.230 & -2.118 & -2.942 \\ 1.000 & 1.000 & 1.000 & 1.000 & 1.000 & 1.000 \end{bmatrix}$$

$$\phi_y = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{1,2} & \phi_{1,3} & \phi_{1,4} & \phi_{1,5} & \phi_{1,6} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & \phi_{2,3} & \phi_{2,4} & \phi_{2,5} & \phi_{2,6} \\ \phi_{3,1} & \phi_{3,2} & \phi_{3,3} & \phi_{3,4} & \phi_{3,5} & \phi_{3,6} \\ \phi_{4,1} & \phi_{4,2} & \phi_{4,3} & \phi_{4,4} & \phi_{4,5} & \phi_{4,6} \\ \phi_{5,1} & \phi_{5,2} & \phi_{5,3} & \phi_{5,4} & \phi_{5,5} & \phi_{5,6} \\ \phi_{6,1} & \phi_{6,2} & \phi_{6,3} & \phi_{6,4} & \phi_{6,5} & \phi_{6,6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.327 & -0.795 & 1.071 & -1.004 & 1.553 & -5.378 \\ 0.507 & -0.962 & 0.612 & 0.288 & -1.613 & 9.334 \\ 0.686 & -0.735 & -0.623 & 1.164 & -0.475 & -8.734 \\ 0.829 & -0.189 & -1.139 & -0.427 & 2.071 & 5.953 \\ 0.944 & 0.543 & -0.211 & -1.226 & -2.115 & -2.939 \\ 1.000 & 1.000 & 1.000 & 1.000 & 1.000 & 1.000 \end{bmatrix}$$

## محاسبه وزنهای مؤثر مودی

ارتعاش واقعی یک سازه عملاً ترکیبی از شکل ارتعاش مودهای مختلف آن سازه است. اما سؤالی که حتماً به ذهن شما نیز رسیده آن است که سهم هر یک از مودها در ارتعاش کل سازه چقدر است؟ در جواب باید گفت که سهم هریک از مودها در ارتعاش سازه توسط پارامتری به نام وزن مؤثر مودی مشخص می شود، بطوریکه هرچه مقدار وزن مؤثر یک مود بیشتر باشد، اهمیت آن مود در ارتعاش سازه بیشتر بوده و سهم بیشتری از کل ارتعاش را به خود اختصاص می دهد. در علم دینامیک سازه ها ثابت می شود که مقدار وزن مؤثر  $W_i$  سازه از رابطه زیر بدست می آید:

$$W_i = \frac{[\sum_{j=1}^n (w_j \phi_{j,i})]^2}{\sum_{j=1}^n (w_j \phi_{j,i}^2)}$$

در این رابطه  $w_j$  نشان دهنده وزن مربوط به جرم متمرکز  $j$ ام سازه است و  $\phi_{j,i}$  درایه های مربوط به بردارهای شکل مودی می باشند.

ابتدا برای جهت X این پارامتر را بدست می آوریم :

$$W_1 = \frac{[(336 \times 0.322) + (329 \times 0.503) + (329 \times 0.684) + (329 \times 0.827) + (329 \times 0.943) + (297 \times 1.000)]^2}{(336 \times 0.322^2) + (329 \times 0.503^2) + (329 \times 0.684^2) + (329 \times 0.827^2) + (329 \times 0.943^2) + (297 \times 1.000^2)} = 1747.70 \text{ ton}$$

$$W_2 = 157.09 \text{ ton} \quad W_3 = 33.02 \text{ ton} \quad W_4 = 7.18 \text{ ton} \quad W_5 = 2.98 \text{ ton} \quad W_6 = 1.41 \text{ ton}$$

## محاسبه درصد مشارکت مودها

حال اگر بخواهیم میزان مشارکت مودها را در نوسان سازه مشخص کنیم کافی است نسبت وزن مودی به وزن کل سازه را بدست آوریم:

$$H_1 = \frac{W_1}{W_T} \times 100 = \frac{1747.70}{1949.38} \times 100 = 89.65 \%$$

$$H_2 = \frac{W_2}{W_T} \times 100 = \frac{157.09}{1949.38} \times 100 = 8.06 \%$$

$$H_3 = \frac{W_3}{W_T} \times 100 = \frac{33.02}{1949.38} \times 100 = 1.69 \%$$

$$H_4 = \frac{W_4}{W_T} \times 100 = \frac{7.18}{1949.38} \times 100 = 0.37 \%$$

$$H_5 = \frac{W_5}{W_T} \times 100 = \frac{2.98}{1949.38} \times 100 = 0.15 \%$$

$$H_6 = \frac{W_6}{W_T} \times 100 = \frac{1.41}{1949.38} \times 100 = 0.07 \%$$

### محاسبه نیروهای وارد بر طبقات سازه در هر مود ارتعاشی

در روش تحلیل طیفی چگونه با کمک اطلاعات بدست آمده برای مودهای ارتعاش می توانیم نیروی زلزله وارد بر طبقات سازه را در هر مود محاسبه کنیم؟ در جواب باید گفت که در روش تحلیل طیفی، هر مود ارتعاشی از سازه عملاً مانند یک سازه مستقل است، بطوریکه:

- ✓ برای هر مود ارتعاشی یک زمان تناوب مخصوص به آن مود حساب می شود.
- ✓ برای هر مود ارتعاشی که مانند یک سازه مستقل است، می توان از رابطه بنیادین  $V = \frac{ABI}{R_u} W$ ، برش پایه متناظر با آن مود را حساب کرد.
- ✓ برش پایه هر مود متناسب با شکل ارتعاش مود، بین طبقات توزیع می شود.
- ✓ بعد از تعیین نیروی وارد بر سازه در هر درجه آزادی، می توان سازه را تحت آن نیروها تحلیل کرده و مقدار نیروی داخلی اعضا و جابجایی ها را در آن مود بدست آورد.

در ادامه می خواهیم برای تعیین پاسخهای سازه در هر مود ارتعاشی، گامهای زیر را طی کنیم:

- ✓ گام اول: تعیین ضریب بازتاب برای هر مود
- ✓ گام دوم: محاسبه ضریب زلزله برای هر مود
- ✓ گام سوم: تعیین برش پایه هر مود
- ✓ گام چهارم: توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان در هر مود

جهت X

گام اول: تعیین ضریب بازتاب برای هر مود

این سازه در شهری با خطر نسبی خیلی زیاد و روی خاک تیپ سه ساخته شده است و برای آن داریم:

$$T_0 = 0.15 \text{ sec} \quad T_s = 0.70 \text{ sec} \quad S_0 = 1.10 \quad S = 1.75$$

مود اول :

$$T_0 = 0.15 \text{ sec} < T = 0.481 \leq T_s = 0.70 \text{ sec} \rightarrow B = 1.75 + 1 = 2.75$$

مود دوم :

$$T_0 = 0.15 \text{ sec} < T = 0.169 \leq T_s = 0.70 \text{ sec} \rightarrow B = 1.75 + 1 = 2.75$$

مود سوم :

$$0 \leq T = 0.104 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.104}{0.15}\right) = 2.244$$

مود چهارم :

$$0 \leq T = 0.077 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.077}{0.15}\right) = 1.947$$

مود پنجم :

$$0 \leq T = 0.065 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.065}{0.15}\right) = 1.815$$

مود ششم :

$$0 \leq T = 0.058 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.058}{0.15}\right) = 1.738$$



گام دوم: محاسبه ضریب زلزله برای هر مود

پارامترهای  $A$ ،  $I$  و  $R_u$  برای تمامی مودهای ارتعاش سازه یکسان بوده و داریم:

$$A = 0.35 \quad I = 1.00 \quad R_u = 7.00$$

$$C_1 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.750 \times 1.00}{7.00} = 0.1375$$

$$C_2 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.750 \times 1.00}{7.00} = 0.1375$$

$$C_3 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.244 \times 1.00}{7.00} = 0.1122$$

$$C_4 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.947 \times 1.00}{7.00} = 0.09735$$

$$C_5 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.815 \times 1.00}{7.00} = 0.09075$$

$$C_6 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.738 \times 1.00}{7.00} = 0.0869$$

گام سوم: تعیین برش پایه هر مود

$$V_1 = C_1 W_1 = 0.1375 \times 1747.70 \cong 240.31 \text{ ton}$$

$$V_2 = C_2 W_2 = 0.1375 \times 157.09 \cong 21.60 \text{ ton}$$

$$V_3 = C_3 W_3 = 0.1122 \times 33.02 \cong 3.70 \text{ ton}$$

$$V_4 = C_4 W_4 = 0.09375 \times 7.18 \cong 0.67 \text{ ton}$$

$$V_5 = C_5 W_5 = 0.09075 \times 2.98 \cong 0.27 \text{ ton}$$

$$V_6 = C_6 W_6 = 0.0869 \times 1.41 \cong 0.12 \text{ ton}$$

گام چهارم: توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان در هر مود

$$F_{i,1} = \frac{w_i \phi_{i,1}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,1}} \text{ رابطه عمومی مود اول}$$

$$F_{1,1} = \frac{w_1 \phi_{1,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1$$

$$= \frac{(336 \times 0.322)}{(336 \times 0.322) + (329 \times 0.503) + (329 \times 0.684) + (329 \times 0.827) + (329 \times 0.943) + (297 \times 1.000)} (240.31) = 18.87 \text{ ton}$$

$$F_{2,1} = \frac{w_2 \phi_{2,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1$$

$$= \frac{(329 \times 0.503)}{(336 \times 0.322) + (329 \times 0.503) + (329 \times 0.684) + (329 \times 0.827) + (329 \times 0.943) + (297 \times 1.000)} (240.31) = 28.86 \text{ ton}$$

$$F_{3,1} = \frac{w_3 \phi_{3,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1$$

$$= \frac{(329 \times 0.684)}{(336 \times 0.322) + (329 \times 0.503) + (329 \times 0.684) + (329 \times 0.827) + (329 \times 0.943) + (297 \times 1.000)} (240.31) = 39.24 \text{ ton}$$

$$F_{4,1} = \frac{w_4 \phi_{4,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1$$

$$= \frac{(329 \times 0.846)}{(336 \times 0.322) + (329 \times 0.503) + (329 \times 0.684) + (329 \times 0.827) + (329 \times 0.943) + (297 \times 1.000)} (240.31) = 47.45 \text{ ton}$$

$$F_{5,1} = \frac{w_5 \phi_{5,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1$$

$$= \frac{(329 \times 0.943)}{(336 \times 0.322) + (329 \times 0.503) + (329 \times 0.684) + (329 \times 0.827) + (329 \times 0.943) + (297 \times 1.000)} (240.31) = 54.10 \text{ ton}$$

$$F_{6,1} = \frac{w_6 \phi_{6,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1$$

$$= \frac{(297 \times 1.000)}{(336 \times 0.322) + (329 \times 0.503) + (329 \times 0.684) + (329 \times 0.827) + (329 \times 0.943) + (297 \times 1.000)} (240.31) = 51.79 \text{ ton}$$

## PROJECT OF Steel Structures

به منظور کاهش محاسبات، دیگر مودها به صورت زیر خلاصه می شوند:

$$\text{رابطه عمومی مود دوم} : F_{i,2} = \frac{w_i \phi_{i,2}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,2}}$$

$$F_{1,2} = 13.77 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,2} = 16.46 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,2} = 12.68 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,2} = 3.35 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,2} = -9.23 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,2} = -15.43 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود سوم} : F_{i,3} = \frac{w_i \phi_{i,3}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,3}}$$

$$F_{1,3} = 6.24 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,3} = 3.56 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,3} = -3.51 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,3} = -6.51 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,3} = -1.23 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,3} = 5.15 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود چهارم} : F_{i,4} = \frac{w_i \phi_{i,4}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,4}}$$

$$F_{1,4} = 2.07 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,4} = -0.56 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,4} = -2.35 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,4} = 0.85 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,4} = 2.48 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,4} = -1.82 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود پنجم} : F_{i,5} = \frac{w_i \phi_{i,5}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,5}}$$

$$F_{1,5} = 1.17 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,5} = -1.18 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,5} = -0.36 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,5} = 1.52 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,5} = -1.55 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,5} = 0.66 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود ششم} : F_{i,6} = \frac{w_i \phi_{i,6}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,6}}$$

$$F_{1,6} = 0.66 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,6} = -1.11 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,6} = 1.04 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,6} = -0.71 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,6} = 0.35 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,6} = -0.11 \text{ ton}$$

## توزیع نیروی برشی

مود - طبقه	1	2	3	4	5	6
6	51.79	-15.43	5.15	-1.82	0.66	-0.11
5	54.10	-9.23	-1.23	2.48	-1.55	0.35
4	47.45	3.35	-6.51	0.85	1.52	-0.71
3	39.24	12.68	-3.51	-2.35	-0.36	1.04
2	28.86	16.46	3.56	-0.56	-1.18	-1.11
1	18.87	13.77	6.24	2.07	1.17	0.66

## نیروی برشی تجمعی

مود - طبقه	1	2	3	4	5	6
6	51.79	-15.43	5.15	-1.82	0.66	-0.11
5	105.89	-24.66	3.92	0.66	-0.89	0.24
4	153.34	-21.31	-2.59	1.51	0.63	-0.47
3	192.58	-8.63	-6.10	-0.84	0.27	0.57
2	221.44	7.83	-2.54	-1.40	-0.91	-0.54
1	240.31	21.60	3.70	0.67	0.27	0.12

## محاسبه جابجایی طبقات برای هر مود

برای محاسبه جابجایی کافیت برش طبقه را بر سختی طبقه تقسیم کرده و آن را با جابجایی طبقه پایینتر جمع بزنیم. اعداد بر حسب سانتیمتر است.

مود - طبقه	1	2	3	4	5	6
6	1.003	-0.037	0.005	-0.001	0.000	0.000
5	0.946	-0.020	-0.001	0.001	-0.001	0.000
4	0.830	0.007	-0.005	0.000	0.000	0.000
3	0.685	0.027	-0.003	-0.001	0.000	0.000
2	0.504	0.035	0.003	0.000	0.000	0.000
1	0.322	0.029	0.005	0.001	0.000	0.000

$$W_1 = \frac{[(336 \times 0.327) + (329 \times 0.507) + (329 \times 0.686) + (329 \times 0.829) + (329 \times 0.944) + (297 \times 1.000)]^2}{(336 \times 0.327^2) + (329 \times 0.507^2) + (329 \times 0.686^2) + (329 \times 0.829^2) + (329 \times 0.944^2) + (297 \times 1.000^2)} = 1751.38 \text{ ton}$$

$$W_2 = 154.24 \text{ ton} \quad W_3 = 31.80 \text{ ton} \quad W_4 = 6.82 \text{ ton} \quad W_5 = 2.80 \text{ ton} \quad W_6 = 1.32 \text{ ton}$$

## محاسبه درصد مشارکت مودها

حال اگر بخواهیم میزان مشارکت مودها را در نوسان سازه مشخص کنیم کافی است نسبت وزن مودی به وزن کل سازه را بدست آوریم:

$$H_1 = \frac{W_1}{W_T} \times 100 = \frac{1751.38}{1948.36} \times 100 = 89.89 \%$$

$$H_2 = \frac{W_2}{W_T} \times 100 = \frac{154.24}{1948.36} \times 100 = 7.92 \%$$

$$H_3 = \frac{W_3}{W_T} \times 100 = \frac{31.80}{1948.36} \times 100 = 1.63 \%$$

$$H_4 = \frac{W_4}{W_T} \times 100 = \frac{6.82}{1948.36} \times 100 = 0.35 \%$$

$$H_5 = \frac{W_5}{W_T} \times 100 = \frac{2.80}{1948.36} \times 100 = 0.14 \%$$

$$H_6 = \frac{W_6}{W_T} \times 100 = \frac{1.32}{1948.36} \times 100 = 0.07 \%$$

### محاسبه نیروهای وارد بر طبقات سازه در هر مود ارتعاشی

در روش تحلیل طیفی چگونه با کمک اطلاعات بدست آمده برای مودهای ارتعاش می توانیم نیروی زلزله وارد بر طبقات سازه را در هر مود محاسبه کنیم؟ در جواب باید گفت که در روش تحلیل طیفی، هر مود ارتعاشی از سازه عملاً مانند یک سازه مستقل است، بطوریکه:

- ✓ برای هر مود ارتعاشی یک زمان تناوب مخصوص به آن مود حساب می شود.
- ✓ برای هر مود ارتعاشی که مانند یک سازه مستقل است، می توان از رابطه بنیادین  $V = \frac{ABI}{R_u} W$ ، برش پایه متناظر با آن مود را حساب کرد.
- ✓ برش پایه هر مود متناسب با شکل ارتعاش مود، بین طبقات توزیع می شود.
- ✓ بعد از تعیین نیروی وارد بر سازه در هر درجه آزادی، می توان سازه را تحت آن نیروها تحلیل کرده و مقدار نیروی داخلی اعضا و جابجایی ها را در آن مود بدست آورد.

در ادامه می خواهیم برای تعیین پاسخهای سازه در هر مود ارتعاشی، گامهای زیر را طی کنیم:

- ✓ گام اول: تعیین ضریب بازتاب برای هر مود
- ✓ گام دوم: محاسبه ضریب زلزله برای هر مود
- ✓ گام سوم: تعیین برش پایه هر مود
- ✓ گام چهارم: توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان در هر مود

جهت Y

گام اول: تعیین ضریب بازتاب برای هر مود

این سازه در شهری با خطر نسبی خیلی زیاد و روی خاک تیپ سه ساخته شده است و برای آن داریم:

$$T_0 = 0.15 \text{ sec} \quad T_s = 0.70 \text{ sec} \quad S_0 = 1.10 \quad S = 1.75$$

مود اول :

$$T_0 = 0.15 \text{ sec} < T = 0.624 \leq T_s = 0.70 \text{ sec} \rightarrow B = 1.75 + 1 = 2.75$$

مود دوم :

$$T_0 = 0.15 \text{ sec} < T = 0.219 \leq T_s = 0.70 \text{ sec} \rightarrow B = 1.75 + 1 = 2.75$$

مود سوم :

$$0 \leq T = 0.134 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.134}{0.15}\right) = 2.574$$

مود چهارم :

$$0 \leq T = 0.099 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.099}{0.15}\right) = 2.189$$

مود پنجم :

$$0 \leq T = 0.084 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.084}{0.15}\right) = 2.024$$

مود ششم :

$$0 \leq T = 0.075 \leq T_0 = 0.15 \text{ sec} \rightarrow B = 1.10 + (1.75 - 1.10 + 1)\left(\frac{0.075}{0.15}\right) = 1.925$$

گام دوم: محاسبه ضریب زلزله برای هر مود

پارامترهای  $A$ ،  $I$  و  $R_u$  برای تمامی مودهای ارتعاش سازه یکسان بوده و داریم:

$$A = 0.35 \quad I = 1.00 \quad R_u = 7.00$$

$$C_1 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.750 \times 1.00}{7.00} = 0.1375$$

$$C_2 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.750 \times 1.00}{7.00} = 0.1375$$

$$C_3 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.574 \times 1.00}{7.00} = 0.1287$$

$$C_4 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.189 \times 1.00}{7.00} = 0.10945$$

$$C_5 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.024 \times 1.00}{7.00} = 0.1012$$

$$C_6 = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.925 \times 1.00}{7.00} = 0.09625$$

گام سوم: تعیین برش پایه هر مود

$$V_1 = C_1 W_1 = 0.1375 \times 1751.38 \cong 240.81 \text{ ton}$$

$$V_2 = C_2 W_2 = 0.1375 \times 154.24 \cong 21.21 \text{ ton}$$

$$V_3 = C_3 W_3 = 0.1287 \times 31.80 \cong 4.09 \text{ ton}$$

$$V_4 = C_4 W_4 = 0.10945 \times 6.82 \cong 0.75 \text{ ton}$$

$$V_5 = C_5 W_5 = 0.1012 \times 2.80 \cong 0.28 \text{ ton}$$

$$V_6 = C_6 W_6 = 0.09625 \times 1.32 \cong 0.13 \text{ ton}$$



گام چهارم: توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان در هر مود

$$\text{رابطه عمومی مود اول: } F_{i,1} = \frac{w_i \phi_{i,1}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,1}}$$

$$\begin{aligned} F_{1,1} &= \frac{w_1 \phi_{1,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1 \\ &= \frac{(336 \times 0.327)}{(336 \times 0.327) + (329 \times 0.507) + (329 \times 0.686) + (329 \times 0.829) + (329 \times 0.944) + (297 \times 1.000)} (240.81) = 19.14 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{2,1} &= \frac{w_2 \phi_{2,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1 \\ &= \frac{(329 \times 0.507)}{(336 \times 0.327) + (329 \times 0.507) + (329 \times 0.686) + (329 \times 0.829) + (329 \times 0.944) + (297 \times 1.000)} (240.81) = 29.05 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{3,1} &= \frac{w_3 \phi_{3,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1 \\ &= \frac{(329 \times 0.686)}{(336 \times 0.327) + (329 \times 0.507) + (329 \times 0.686) + (329 \times 0.829) + (329 \times 0.944) + (297 \times 1.000)} (240.81) = 39.31 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{4,1} &= \frac{w_4 \phi_{4,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1 \\ &= \frac{(329 \times 0.829)}{(336 \times 0.327) + (329 \times 0.507) + (329 \times 0.686) + (329 \times 0.829) + (329 \times 0.944) + (297 \times 1.000)} (240.81) = 47.50 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{5,1} &= \frac{w_5 \phi_{5,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1 \\ &= \frac{(329 \times 0.944)}{(336 \times 0.327) + (329 \times 0.507) + (329 \times 0.686) + (329 \times 0.829) + (329 \times 0.944) + (297 \times 1.000)} (240.81) = 54.09 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{6,1} &= \frac{w_6 \phi_{6,1}}{w_1 \phi_{1,1} + w_2 \phi_{2,1} + w_3 \phi_{3,1} + w_4 \phi_{4,1} + w_5 \phi_{5,1} + w_6 \phi_{6,1}} V_1 \\ &= \frac{(297 \times 1.000)}{(336 \times 0.327) + (329 \times 0.507) + (329 \times 0.686) + (329 \times 0.829) + (329 \times 0.944) + (297 \times 1.000)} (240.81) = 51.73 \text{ ton} \end{aligned}$$

## PROJECT OF Steel Structures

به منظور کاهش محاسبات، دیگر مودها به صورت زیر خلاصه می شوند:

$$\text{رابطه عمومی مود دوم} : F_{i,2} = \frac{w_i \phi_{i,2}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,2}}$$

$$F_{1,2} = 13.75 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,2} = 16.29 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,2} = 12.45 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,2} = 3.20 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,2} = -9.20 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,2} = -15.29 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود سوم} : F_{i,3} = \frac{w_i \phi_{i,3}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,3}}$$

$$F_{1,3} = 7.04 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,3} = 3.94 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,3} = -4.01 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,3} = -7.33 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,3} = -1.36 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,3} = 5.81 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود چهارم} : F_{i,4} = \frac{w_i \phi_{i,4}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,4}}$$

$$F_{1,4} = 2.38 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,4} = -0.67 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,4} = -2.70 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,4} = 0.99 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,4} = 2.84 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,4} = -2.09 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود پنجم} : F_{i,5} = \frac{w_i \phi_{i,5}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,5}}$$

$$F_{1,5} = 1.24 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,5} = -1.27 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,5} = -0.37 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,5} = 1.63 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,5} = -1.66 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,5} = 0.71 \text{ ton}$$

$$\text{رابطه عمومی مود ششم} : F_{i,6} = \frac{w_i \phi_{i,6}}{\sum_{k=1}^6 w_k \phi_{k,6}}$$

$$F_{1,6} = 0.73 \text{ ton} \quad , \quad F_{2,6} = -1.24 \text{ ton} \quad , \quad F_{3,6} = 1.16 \text{ ton} \quad , \quad F_{4,6} = -0.79 \text{ ton} \quad , \quad F_{5,6} = 0.39 \text{ ton} \quad , \quad F_{6,6} = -0.12 \text{ ton}$$

## توزیع نیروی برشی

مود - طبقه	1	2	3	4	5	6
6	51.73	-15.29	5.81	-2.09	0.71	-0.12
5	54.09	-9.20	-1.36	2.84	-1.66	0.39
4	47.50	3.20	-7.33	0.99	1.63	-0.79
3	39.31	12.45	-4.01	-2.70	-0.37	1.16
2	29.05	16.29	3.94	-0.67	-1.27	-1.24
1	19.14	13.75	7.04	2.38	1.24	0.73

## نیروی برشی تجمعی

مود - طبقه	1	2	3	4	5	6
6	51.73	-15.29	5.81	-2.09	0.71	-0.12
5	105.82	-24.49	4.45	0.75	-0.95	0.27
4	153.32	-21.29	-2.88	1.74	0.68	-0.52
3	192.63	-8.84	-6.89	-0.96	0.31	0.64
2	221.68	7.45	-2.95	-1.63	-0.96	-0.60
1	240.81	21.21	4.09	0.75	0.28	0.13

## محاسبه جابجایی طبقات برای هر مود

برای محاسبه جابجایی کافیت برش طبقه را بر سختی طبقه تقسیم کرده و آن را با جابجایی طبقه پایینتر جمع بزنیم. اعداد بر حسب سانتیمتر است.

مود - طبقه	1	2	3	4	5	6
6	1.687	-0.061	0.009	-0.002	0.000	0.000
5	1.592	-0.033	-0.002	0.002	-0.001	0.000
4	1.398	0.011	-0.010	0.001	0.001	0.000
3	1.157	0.045	-0.005	-0.002	0.000	0.000
2	0.855	0.059	0.005	-0.001	-0.001	-0.001
1	0.552	0.049	0.009	0.002	0.001	0.000

## ترکیب آثار مودها

در روش تحلیل مودی، پاسخهای سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضاء، تغییرمکانها، برش طبقات و عکس العملهای تکیه گاهها برای هر مود به صورت جداگانه بدست می آید. با این حال باید توجه داشت که به دلیل اینکه زمان تناوب ارتعاش مودهای مختلف با یکدیگر متفاوت است، حداکثر پاسخهای سازه برای مودهای مختلف، بطور همزمان اتفاق نمی افتد و به همین دلیل نمی توان برای تعیین پاسخ کل سازه، پاسخ مودهای مختلف را با یکدیگر جمع جبری کرد. در تحلیل طیفی سازه ها، دو روش اصلی برای ترکیب آثار مودها وجود دارد که عبارتند از:

1. روش جذر مجموع مربعات، **SRSS**: در روش جذر مجموع مربعات، بازتاب کلی سازه برای هریک از پارامترهای موردنظر از رابطه زیر تعیین می شود:

$$U = \sqrt{\sum_{i=1}^n u_i^2}$$

$u_i$ : مقدار نیرو یا جابجایی برای محل موردنظر در مود  $i$ ام

$U$ : مقدار کل نیرو یا جابجایی برای محل موردنظر (ناشی از ترکیب اثر مودها)

$n$ : تعداد مودهای نوسان

2. روش ترکیب مربعی کامل، **CQC**: در روش ترکیب مربعی کامل، بازتاب کلی سازه برای هریک از پارامترهای موردنظر از رابطه زیر تعیین خواهد شد:

$$U = \sqrt{\sum_{i=1}^n u_i^2 + 2 \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \rho_{ij} u_i u_j}$$

$u_i$  و  $u_j$ : مقدار نیرو یا جابجایی برای محل موردنظر در مودهای  $i$ ام و  $j$ ام

$\rho_{ij}$ : ضریب تأثیر بین مودی که از رابطه زیر تعیین می شود:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2}$$

$\xi$ : ضریب میرایی که اغلب براساس آیین نامه ها برابر 0.05 فرض می شود.

$r$ : نسبت زمان تناوب مود  $j$ ام به مود  $i$ ام ( $r = \frac{T_j}{T_i}$ )

استفاده از روش SRSS در مواردی مناسب است که زمان تناوب مودهای مختلف فاصله کافی از هم داشته باشند تا تداخل اثر مودها با یکدیگر کم باشد (زیرا در غیر اینصورت دقت روش SRSS افت می کند)، اما در روش CQC به دلیل در نظر گرفتن اندرکنش اثر مودها بر یکدیگر دقت بالاتری وجود داشته و می توان همواره از این روش استفاده کرد. از اینرو برای تحلیل سازه ها در نرم افزارهایی نظیر ETABS، توصیه می شود تا همواره روش CQC استفاده گردد.

در این پروژه نیز چه در محاسبات دستی و چه در ETABS از روش CQC استفاده شده است.

ترکیب آثار مودها در جهت X

$$\frac{T_6}{T_5} = \frac{0.058}{0.065} = 0.892 \quad , \quad \frac{T_5}{T_4} = \frac{0.065}{0.077} = 0.844 \quad , \quad \frac{T_4}{T_3} = \frac{0.077}{0.104} = 0.740 \quad , \quad \frac{T_3}{T_2} = \frac{0.104}{0.169} = 0.615 \quad , \quad \frac{T_2}{T_1} = \frac{0.169}{0.481} = 0.351$$

$$\rho_{12} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.351)(0.351)^{1.5}}{(1-0.351^2)^2 + 4(0.05)^2(0.351)(1+0.351)^2} = 0.0073$$

$$\rho_{23} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.615)(0.615)^{1.5}}{(1-0.615^2)^2 + 4(0.05)^2(0.615)(1+0.615)^2} = 0.0388$$

$$\rho_{34} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.740)(0.740)^{1.5}}{(1-0.740^2)^2 + 4(0.05)^2(0.740)(1+0.740)^2} = 0.0979$$

$$\rho_{45} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.844)(0.844)^{1.5}}{(1-0.844^2)^2 + 4(0.05)^2(0.844)(1+0.844)^2} = 0.2570$$

$$\rho_{56} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.892)(0.892)^{1.5}}{(1-0.892^2)^2 + 4(0.05)^2(0.892)(1+0.892)^2} = 0.4341$$

نیروی برشی

$$F_1 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_3^2 + F_4^2 + F_5^2 + F_6^2 + 2\rho_{12}F_1F_2 + 2\rho_{23}F_2F_3 + 2\rho_{34}F_3F_4 + 2\rho_{45}F_4F_5 + 2\rho_{56}F_5F_6} = 24.61 \text{ ton}$$

$$F_2 = 33.64 \text{ ton} \quad , \quad F_3 = 41.53 \text{ ton} \quad , \quad F_4 = 48.04 \text{ ton} \quad , \quad F_5 = 54.89 \text{ ton} \quad , \quad F_6 = 54.13 \text{ ton}$$

نیروی برشی تجمعی

$$V_1 = 241.48 \text{ ton} \quad , \quad V_2 = 221.66 \text{ ton} \quad , \quad V_3 = 192.82 \text{ ton} \quad , \quad V_4 = 154.70 \text{ ton} \quad , \quad V_5 = 108.59 \text{ ton} \quad , \quad V_6 = 54.13 \text{ ton}$$

جابجایی طبقات

$$u_1 = 0.32 \text{ cm} \quad , \quad u_2 = 0.51 \text{ cm} \quad , \quad u_3 = 0.69 \text{ cm} \quad , \quad u_4 = 0.83 \text{ cm} \quad , \quad u_5 = 0.95 \text{ cm} \quad , \quad u_6 = 1.00 \text{ cm}$$

ترکیب آثار مودها در جهت Y

$$\frac{T_6}{T_5} = \frac{0.075}{0.084} = 0.893 \quad , \quad \frac{T_5}{T_4} = \frac{0.084}{0.099} = 0.848 \quad , \quad \frac{T_4}{T_3} = \frac{0.099}{0.134} = 0.739 \quad , \quad \frac{T_3}{T_2} = \frac{0.134}{0.219} = 0.612 \quad , \quad \frac{T_2}{T_1} = \frac{0.219}{0.624} = 0.351$$

$$\rho_{12} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.351)(0.351)^{1.5}}{(1-0.351^2)^2 + 4(0.05)^2(0.351)(1+0.351)^2} = 0.0072$$

$$\rho_{23} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.612)(0.612)^{1.5}}{(1-0.612^2)^2 + 4(0.05)^2(0.612)(1+0.612)^2} = 0.0379$$

$$\rho_{34} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.739)(0.739)^{1.5}}{(1-0.739^2)^2 + 4(0.05)^2(0.739)(1+0.739)^2} = 0.0966$$

$$\rho_{45} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.848)(0.848)^{1.5}}{(1-0.848^2)^2 + 4(0.05)^2(0.848)(1+0.848)^2} = 0.2690$$

$$\rho_{56} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} = \frac{8(0.05)^2(1+0.893)(0.893)^{1.5}}{(1-0.893^2)^2 + 4(0.05)^2(0.893)(1+0.893)^2} = 0.4368$$

نیروی برشی

$$F_1 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_3^2 + F_4^2 + F_5^2 + F_6^2 + 2\rho_{12}F_1F_2 + 2\rho_{23}F_2F_3 + 2\rho_{34}F_3F_4 + 2\rho_{45}F_4F_5 + 2\rho_{56}F_5F_6} = 25.09 \text{ ton}$$

$$F_2 = 33.79 \text{ ton} \quad , \quad F_3 = 41.60 \text{ ton} \quad , \quad F_4 = 48.20 \text{ ton} \quad , \quad F_5 = 54.89 \text{ ton} \quad , \quad F_6 = 54.10 \text{ ton}$$

نیروی برشی تجمعی

$$V_1 = 241.95 \text{ ton} \quad , \quad V_2 = 221.89 \text{ ton} \quad , \quad V_3 = 192.91 \text{ ton} \quad , \quad V_4 = 154.69 \text{ ton} \quad , \quad V_5 = 108.50 \text{ ton} \quad , \quad V_6 = 54.10 \text{ ton}$$

جابجایی طبقات

$$u_1 = 0.55 \text{ cm} \quad , \quad u_2 = 0.86 \text{ cm} \quad , \quad u_3 = 1.16 \text{ cm} \quad , \quad u_4 = 1.40 \text{ cm} \quad , \quad u_5 = 1.59 \text{ cm} \quad , \quad u_6 = 1.69 \text{ cm}$$

## کنترل واژگونی (بند 3-3-8)

همانطور که می دانید، وقوع زلزله باعث ایجاد نیروهای جانبی در ارتفاع ساختمان می شود که این نیروها ممکن است سبب واژگون شدن ساختمان شوند، به همین دلیل لازم است تا پایداری سازه در برابر واژگونی کنترل شود. مطابق ویرایش چهارم استاندارد 2800، کنترل واژگونی ساختمان، باید برای هر دو جهت اصلی سازه و براساس رابطه زیر انجام گیرد:

$$\text{ضریب اطمینان} \geq \frac{M_R}{M_O} : \frac{\text{لنگر مقاوم در برابر واژگونی}}{\text{لنگر واژگونی}}$$

- مقدار ضریب اطمینان در برابر واژگونی در ویرایش چهارم استاندارد 2800 (چاپ اول) به صورت صریح ذکر نشده است، اما با توجه به آیین نامه های بین المللی، به نظر می رسد که رویکرد ویرایش چهارم استاندارد 2800 بر مبنای ضریب اطمینان 1.0 در برابر واژگونی باشد. در ضمن یادآوری می شود که پیش از این براساس ضوابط ویرایش سوم استاندارد 2800، این ضریب برابر 1.75 پیشنهاد شده بود که البته در آن ویرایش از نیروهای کوچکتری برای تعیین  $M_O$  در کنترل واژگونی استفاده می شد.

- لنگر واژگونی، به صورت مجموع لنگرهای ناشی از نیروی جانبی طبقات است که نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان محاسبه می شود.

$$M_O = \sum_{i=1}^n F_i h_i$$

$F_i$ : نیروی جانبی زلزله در تراز  $i$  ام

$h_i$ : فاصله نیروی جانبی زلزله در طبقه  $i$  ام تا لبه بیرونی در زیر شالوده ساختمان

- عامل مقاوم در برابر لنگر واژگونی، لنگر ناشی از وزن مؤثر لرزه ای ساختمان است که تأثیر آن به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_R = \sum_{i=1}^n w_i d_i$$

$w_i$ : وزن مؤثر لرزه ای در طبقه  $i$  ام

$d_i$ : فاصله مرکز جرم طبقه  $i$  ام تا لبه بیرونی در زیر شالوده که در جهت اطمینان می توان از آن صرف نظر کرد.

- تأثیر وزن شالوده و خاک روی آن، علاوه بر وزن طبقات می تواند در محاسبات به عنوان لنگر مقاوم در برابر واژگونی در نظر گرفته شود که در جهت اطمینان از آن صرف نظر شده است.

- ارتفاع شالوده جهت محاسبه لنگر واژگونی 1.00 متر در نظر گرفته می شود.

در ادامه برای هر دو جهت این کنترل انجام می گیرد :

کنترل واژگونی در جهت X

$$M_O = \sum_{i=1}^n F_i h_i = (54.13 \times 21.00) + (54.89 \times 17.80) + (48.04 \times 14.60) + (41.53 \times 11.40) + (33.64 \times 8.20) + (24.61 \times 5.00) = 3687.496 \text{ ton.m}$$

$$M_R = \sum_{i=1}^n w_i d_i = (296.846 \times 11.26) + (328.963 \times 11.26) + (328.963 \times 11.26) + (328.963 \times 11.26) + (328.963 \times 11.26) + (336.408 \times 11.26) = 21946.93356 \text{ ton.m}$$

$$F.S = \frac{M_R}{M_O} = \frac{21946.93356}{3687.496} = 5.95 \geq 1.00 \quad \rightarrow \quad OK$$

کنترل واژگونی در جهت Y

$$M_O = \sum_{i=1}^n F_i h_i = (54.10 \times 21.00) + (54.89 \times 17.80) + (48.20 \times 14.60) + (41.60 \times 11.40) + (33.79 \times 8.20) + (25.09 \times 5.00) = 3693.63 \text{ ton.m}$$

$$M_R = \sum_{i=1}^n w_i d_i = (296.846 \times 9.26) + (328.963 \times 9.26) + (328.963 \times 9.26) + (328.963 \times 9.26) + (328.963 \times 9.26) + (336.408 \times 9.26) = 18048.72156 \text{ ton.m}$$

$$F.S = \frac{M_R}{M_O} = \frac{18048.72156}{3693.63} = 4.89 \geq 1.00 \quad \rightarrow \quad OK$$



## توزیع نیروی جانبی زلزله در پلان سازه

حال که نیروی جانبی ناشی از طبقات را در هنگام زلزله بدست آوردیم، کفایت آنها را به نسبت سختی عناصر مقاوم جانبی، بین عناصر مقاوم جانبی تقسیم کرد. توجه شود که در این مرحله از اثر لنگر پیچشی طبقات صرف نظر شده است. اصولاً لنگر پیچشی خود نیرویی به نیروهای زلزله اضافه نمیکند و فقط در توزیع نیروی زلزله در بین عناصر مقاوم جانبی نقش دارد که این باعث افزایش نیروی عناصر مقاوم جانبی ناشی از زلزله در یک طرف مرکز سختی و کاهش نیروی عناصر مقاوم جانبی ناشی از زلزله در طرف دیگر مرکز سختی می شود. یعنی صرف نظر کردن از لنگر پیچشی برای یک طرف در جهت اطمینان و برای طرف دیگر در خلاف جهت اطمینان می باشد.

## در جهت X

$$F_1 = 24.61 \text{ ton} \quad , \quad F_2 = 33.64 \text{ ton} \quad , \quad F_3 = 41.53 \text{ ton} \quad , \quad F_4 = 48.04 \text{ ton} \quad , \quad F_5 = 54.89 \text{ ton} \quad , \quad F_6 = 54.13 \text{ ton}$$

## طبقه اول

$$k_{AB-1} = 11516.645 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-1} = 14243.201 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-1} = 11516.645 \text{ tonf/m}$$

$$k_{AB-5} = 11516.645 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-5} = 14243.201 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-4} = 11516.645 \text{ tonf/m}$$

$$F_1^{AB-1} = \frac{k_{AB-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_1 = \frac{11516.645}{2(11516.645 + 14243.201 + 11516.645)} (24.61) = 3.80 \text{ tonf}$$

$$F_1^{CD-1} = \frac{k_{CD-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_1 = \frac{14243.201}{2(11516.645 + 14243.201 + 11516.645)} (24.61) = 4.70 \text{ tonf}$$

$$F_1^{EF-1} = \frac{k_{EF-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_1 = \frac{11516.645}{2(11516.645 + 14243.201 + 11516.645)} (24.61) = 3.80 \text{ tonf}$$

$$F_1^{AB-5} = \frac{k_{AB-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_1 = \frac{11516.645}{2(11516.645 + 14243.201 + 11516.645)} (24.61) = 3.80 \text{ tonf}$$

$$F_1^{CD-5} = \frac{k_{CD-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_1 = \frac{14243.201}{2(11516.645 + 14243.201 + 11516.645)} (24.61) = 4.70 \text{ tonf}$$

$$F_1^{EF-4} = \frac{k_{EF-4}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_1 = \frac{11516.645}{2(11516.645 + 14243.201 + 11516.645)} (24.61) = 3.80 \text{ tonf}$$

$$k_{AB-1} = 19169.288 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-1} = 22725.269 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-1} = 19169.288 \text{ tonf/m}$$

$$k_{AB-5} = 19169.288 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-5} = 22725.269 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-4} = 19169.288 \text{ tonf/m}$$

$$F_2^{AB-1} = \frac{k_{AB-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_2 = \frac{19169.288}{2(19169.288 + 22725.269 + 19169.288)} (33.64) = 5.28 \text{ tonf}$$

$$F_2^{CD-1} = \frac{k_{CD-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_2 = \frac{22725.269}{2(19169.288 + 22725.269 + 19169.288)} (33.64) = 6.26 \text{ tonf}$$

$$F_2^{EF-1} = \frac{k_{EF-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_2 = \frac{19169.288}{2(19169.288 + 22725.269 + 19169.288)} (33.64) = 5.28 \text{ tonf}$$

$$F_2^{AB-5} = \frac{k_{AB-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_2 = \frac{19169.288}{2(19169.288 + 22725.269 + 19169.288)} (33.64) = 5.28 \text{ tonf}$$

$$F_2^{CD-5} = \frac{k_{CD-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_2 = \frac{22725.269}{2(19169.288 + 22725.269 + 19169.288)} (33.64) = 6.26 \text{ tonf}$$

$$F_2^{EF-4} = \frac{k_{EF-4}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_2 = \frac{19169.288}{2(19169.288 + 22725.269 + 19169.288)} (33.64) = 5.28 \text{ tonf}$$

$$k_{AB-1} = 16650.304 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-1} = 19739.004 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-1} = 16605.304 \text{ tonf/m}$$

$$k_{AB-5} = 16650.304 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-5} = 19739.004 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-4} = 16605.304 \text{ tonf/m}$$

$$F_3^{AB-1} = \frac{k_{AB-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_3 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (41.53) = 6.52 \text{ tonf}$$

$$F_3^{CD-1} = \frac{k_{CD-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_3 = \frac{19739.004}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (41.53) = 7.73 \text{ tonf}$$

$$F_3^{EF-1} = \frac{k_{EF-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_3 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (41.53) = 6.52 \text{ tonf}$$

$$F_3^{AB-5} = \frac{k_{AB-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_3 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (41.53) = 6.52 \text{ tonf}$$

$$F_3^{CD-5} = \frac{k_{CD-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_3 = \frac{19739.004}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (41.53) = 7.73 \text{ tonf}$$

$$F_3^{EF-4} = \frac{k_{EF-4}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_3 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (41.53) = 6.52 \text{ tonf}$$

$$k_{AB-1} = 16650.304 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-1} = 19739.004 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-1} = 16605.304 \text{ tonf/m}$$

$$k_{AB-5} = 16650.304 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-5} = 19739.004 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-4} = 16605.304 \text{ tonf/m}$$

$$F_4^{AB-1} = \frac{k_{AB-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_4 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (48.04) = 7.54 \text{ tonf}$$

$$F_4^{CD-1} = \frac{k_{CD-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_4 = \frac{19739.004}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (48.04) = 8.94 \text{ tonf}$$

$$F_4^{EF-1} = \frac{k_{EF-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_4 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (48.04) = 7.54 \text{ tonf}$$

$$F_4^{AB-5} = \frac{k_{AB-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_4 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (48.04) = 7.54 \text{ tonf}$$

$$F_4^{CD-5} = \frac{k_{CD-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_4 = \frac{19739.004}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (48.04) = 8.94 \text{ tonf}$$

$$F_4^{EF-4} = \frac{k_{EF-4}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_4 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 19739.004 + 16650.304)} (48.04) = 7.54 \text{ tonf}$$

$$k_{AB-1} = 14304.016 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-1} = 16957.470 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-1} = 14304.016 \text{ tonf/m}$$

$$k_{AB-5} = 14304.016 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-5} = 16957.470 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-4} = 14304.016 \text{ tonf/m}$$

$$F_5^{AB-1} = \frac{k_{AB-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_5 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.89) = 8.62 \text{ tonf}$$

$$F_5^{CD-1} = \frac{k_{CD-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_5 = \frac{16957.470}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.89) = 10.21 \text{ tonf}$$

$$F_5^{EF-1} = \frac{k_{EF-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_5 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.89) = 8.62 \text{ tonf}$$

$$F_5^{AB-5} = \frac{k_{AB-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_5 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.89) = 8.62 \text{ tonf}$$

$$F_5^{CD-5} = \frac{k_{CD-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_5 = \frac{16957.470}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.89) = 10.21 \text{ tonf}$$

$$F_5^{EF-4} = \frac{k_{EF-4}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_5 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.89) = 8.62 \text{ tonf}$$

$$k_{AB-1} = 14304.016 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-1} = 16957.470 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-1} = 14304.016 \text{ tonf/m}$$

$$k_{AB-5} = 14304.016 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{CD-5} = 16957.470 \text{ tonf/m} \quad , \quad k_{EF-4} = 14304.016 \text{ tonf/m}$$

$$F_6^{AB-1} = \frac{k_{AB-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_6 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.13) = 8.50 \text{ tonf}$$

$$F_6^{CD-1} = \frac{k_{CD-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_6 = \frac{16957.470}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.13) = 10.07 \text{ tonf}$$

$$F_6^{EF-1} = \frac{k_{EF-1}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_6 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.13) = 8.50 \text{ tonf}$$

$$F_6^{AB-5} = \frac{k_{AB-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_6 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.13) = 8.50 \text{ tonf}$$

$$F_6^{CD-5} = \frac{k_{CD-5}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_6 = \frac{16957.470}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.13) = 10.07 \text{ tonf}$$

$$F_6^{EF-4} = \frac{k_{EF-4}}{2(k_{AB-1} + k_{CD-1} + k_{EF-1})} F_6 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 16957.470 + 14304.016)} (54.13) = 8.50 \text{ tonf}$$

$$F_1 = 25.09 \text{ ton} , \quad F_2 = 33.79 \text{ ton} , \quad F_3 = 41.60 \text{ ton} , \quad F_4 = 48.20 \text{ ton} , \quad F_5 = 54.89 \text{ ton} , \quad F_6 = 54.10 \text{ ton}$$

$$k_{A-12} = 11516.645 \text{ tonf/m} , \quad k_{A-34} = 10296.668 \text{ tonf/m}$$

$$k_{F-12} = 11516.645 \text{ tonf/m} , \quad k_{F-34} = 10296.668 \text{ tonf/m}$$

$$F_1^{A-12} = \frac{k_{A-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_1 = \frac{11516.645}{2(11516.645 + 10296.668)} (25.09) = 6.62 \text{ tonf}$$

$$F_1^{A-34} = \frac{k_{A-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_1 = \frac{10296.668}{2(11516.645 + 10296.668)} (25.09) = 5.92 \text{ tonf}$$

$$F_1^{F-12} = \frac{k_{F-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_1 = \frac{11516.645}{2(11516.645 + 10296.668)} (25.09) = 6.62 \text{ tonf}$$

$$F_1^{F-34} = \frac{k_{F-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_1 = \frac{10296.668}{2(11516.645 + 10296.668)} (25.09) = 5.92 \text{ tonf}$$

$$k_{A-12} = 19169.288 \text{ tonf/m} , \quad k_{A-34} = 17452.561 \text{ tonf/m}$$

$$k_{F-12} = 19169.288 \text{ tonf/m} , \quad k_{F-34} = 17452.561 \text{ tonf/m}$$

$$F_2^{A-12} = \frac{k_{A-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_2 = \frac{19169.288}{2(19169.288 + 17452.561)} (33.79) = 8.84 \text{ tonf}$$

$$F_2^{A-34} = \frac{k_{A-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_2 = \frac{17452.561}{2(19169.288 + 17452.561)} (33.79) = 8.05 \text{ tonf}$$

$$F_2^{F-12} = \frac{k_{F-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_2 = \frac{19169.288}{2(19169.288 + 17452.561)} (33.79) = 8.84 \text{ tonf}$$

$$F_2^{F-34} = \frac{k_{F-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_2 = \frac{17452.561}{2(19169.288 + 17452.561)} (33.79) = 8.05 \text{ tonf}$$

$$k_{A-12} = 16650.304 \text{ tonf/m} , \quad k_{A-34} = 15159.167 \text{ tonf/m}$$

$$k_{F-12} = 16650.304 \text{ tonf/m} , \quad k_{F-34} = 15159.167 \text{ tonf/m}$$

$$F_3^{A-12} = \frac{k_{A-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_3 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 15159.167)} (41.60) = 10.89 \text{ tonf}$$

$$F_3^{A-34} = \frac{k_{A-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_3 = \frac{15159.167}{2(16650.304 + 15159.167)} (41.60) = 9.91 \text{ tonf}$$

$$F_3^{F-12} = \frac{k_{F-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_3 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 15159.167)} (41.60) = 10.89 \text{ tonf}$$

$$F_3^{F-34} = \frac{k_{F-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_3 = \frac{15159.167}{2(16650.304 + 15159.167)} (41.60) = 9.91 \text{ tonf}$$

$$k_{A-12} = 16650.304 \text{ tonf/m} , \quad k_{A-34} = 15159.167 \text{ tonf/m}$$

$$k_{F-12} = 16650.304 \text{ tonf/m} , \quad k_{F-34} = 15159.167 \text{ tonf/m}$$

$$F_4^{A-12} = \frac{k_{A-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_4 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 15159.167)} (48.20) = 12.61 \text{ tonf}$$

$$F_4^{A-34} = \frac{k_{A-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_4 = \frac{15159.167}{2(16650.304 + 15159.167)} (48.20) = 11.49 \text{ tonf}$$

$$F_4^{F-12} = \frac{k_{F-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_4 = \frac{16650.304}{2(16650.304 + 15159.167)} (48.20) = 12.61 \text{ tonf}$$

$$F_4^{F-34} = \frac{k_{F-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_4 = \frac{15159.167}{2(16650.304 + 15159.167)} (48.20) = 11.49 \text{ tonf}$$

$$k_{A-12} = 14304.016 \text{ tonf/m} , \quad k_{A-34} = 13023.004 \text{ tonf/m}$$

$$k_{F-12} = 14304.016 \text{ tonf/m} , \quad k_{F-34} = 13023.004 \text{ tonf/m}$$

$$F_5^{A-12} = \frac{k_{A-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_5 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.89) = 14.37 \text{ tonf}$$

$$F_5^{A-34} = \frac{k_{A-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_5 = \frac{13023.004}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.89) = 13.08 \text{ tonf}$$

$$F_5^{F-12} = \frac{k_{F-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_5 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.89) = 14.37 \text{ tonf}$$

$$F_5^{F-34} = \frac{k_{F-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_5 = \frac{13023.004}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.89) = 13.08 \text{ tonf}$$

$$k_{A-12} = 14304.016 \text{ tonf/m} , \quad k_{A-34} = 13023.004 \text{ tonf/m}$$

$$k_{F-12} = 14304.016 \text{ tonf/m} , \quad k_{F-34} = 13023.004 \text{ tonf/m}$$

$$F_6^{A-12} = \frac{k_{A-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_6 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.10) = 14.16 \text{ tonf}$$

$$F_6^{A-34} = \frac{k_{A-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_6 = \frac{13023.004}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.10) = 12.89 \text{ tonf}$$

$$F_6^{F-12} = \frac{k_{F-12}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_6 = \frac{14304.016}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.10) = 14.16 \text{ tonf}$$

$$F_6^{F-34} = \frac{k_{F-34}}{2(k_{A-12} + k_{A-34})} F_6 = \frac{13023.004}{2(14304.016 + 13023.004)} (54.10) = 12.89 \text{ tonf}$$

## بخش دوم

### طراحی سقف



1- انتخاب اولیه سقف ( جدول 2-17-9 )

$$h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{6000}{28} \approx 214 \text{ mm}$$

$$\text{ضخامت دال} = 50 \text{ mm}$$

$$h_{\text{انتخابی}} = 250 + 50 = 300 \text{ mm}$$

2- کنترل ضخامت لایه بتن روی بلوکها

$$DL = 453 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}, \quad LL = 350 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_U = 1.25W_D + 1.50W_L = 1.25(453) + 1.50(350) = 1091.25 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} = 10.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_U = \frac{W_U L^2}{12} = \frac{10.70 \times 0.4^2}{12} = 0.143 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 50^2}{6} = 0.41\bar{6} \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$F_{ct} = \frac{M_U}{S} = \frac{0.143 \times 10^6}{0.41\bar{6} \times 10^6} = 0.342 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

فاصله خالص تیرچه ها L=

$$0.6\phi_c \sqrt{f_c} = 0.6 \times 0.65 \times \sqrt{21} = 1.79$$

$$F_{ct} < 0.6\phi_c \sqrt{f_c} \Rightarrow 0.342 < 1.79 \quad OK$$

$$\text{عرض بارگیر تیرچه} = \text{عرض بلوک سمت راست} + \frac{\text{عرض بلوک سمت چپ}}{2} + \frac{\text{عرض بلوک سمت راست}}{2} = 10 + 20 + 20 = 50 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$$

$$q_U = 0.50W_U = 0.50 \times 10.70 = 5.35 \frac{kN}{m}$$

$$M_U^- = \frac{1}{11} \times q_U \times L_n^2 = \frac{1}{11} \times 5.35 \times 5.80^2 = 16.36 \text{ kN.m}$$

$$d = 300 - 30 = 270 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ اولیه}} = \frac{M_u}{\phi_s f_y (0.85d)} = \frac{16.36 \times 10^6}{0.85 \times 340 \times (0.85 \times 270)} = 246.68 \text{ mm}^2$$

لنگر منفی

$$a = \frac{A_s \phi_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f_c b_w} = \frac{246.68 \times 0.85 \times 340}{0.8185 \times 0.65 \times 21 \times 100} = 63.81 \text{ mm}$$

$$A_s^- = \frac{M_u}{\phi_s f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{16.36 \times 10^6}{0.85 \times 340 \times (270 - \frac{63.81}{2})} = 237.76 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{use } 1\phi_{18} = 254.47 \text{ mm}^2$$

$$M_U^+ = \frac{1}{16} \times q_U \times L_n^2 = \frac{1}{16} \times 5.35 \times 5.80^2 = 11.25 \text{ kN.m}$$

لنگر مثبت

$$A_{s \text{ اولیه}} = \frac{M_u}{\phi_s f_y (0.85d)} = \frac{11.25 \times 10^6}{0.85 \times 340 \times (0.85 \times 270)} = 169.59 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \phi_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f_c b_w} = \frac{169.59 \times 0.85 \times 340}{0.8185 \times 0.65 \times 21 \times 100} = 43.87 \text{ mm}$$

$$A_s^+ = \frac{M_u}{\phi_s f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{11.25 \times 10^6}{0.85 \times 340 \times (270 - \frac{43.87}{2})} = 156.92 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{use } 2\phi_{10} = 157.08 \text{ mm}^2$$

#### 4- کنترل برش

مقدار نیروی برشی به فاصله  $d$  از بر تکیه گاه را بدست می آوریم:

$$\frac{15.515}{2.90} = \frac{V_u}{2.90 - 0.270} \Rightarrow V_u = 14.07 \text{ kN}$$

به دلیل وجود خرپای فولادی که اعضای قطری آنها کمی در مقابل برش مقاومت می کنند، نیروی برشی بتن را می توان 10 درصد بیشتر از معمول در نظر گرفت. ( 4-15-9 سال 1388) اما در ویرایش سال 1392 این مطلب را نیاورده است.

$$V_c = v_c b_w d = (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_w d = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{21} \times 100 \times 270 \times 10^{-3} = 16.08 \text{ kN}$$

$$V_c > V_u \Rightarrow 16.08 > 14.07 \quad Ok$$

#### 5- آرماتورهای حرارتی ( 4-18-9 )

$$\rho_{min} = \frac{0.16 \sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}} = \frac{0.16 \sqrt{0.65 \times 21}}{0.85 \times 340} = 0.0020$$

$$A_s = \rho b d = 0.0020 \times 1000 \times 50 = 102.27 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \Rightarrow \text{use } \phi_{10} @ 300 \text{ mm}$$

#### 6- کنترل روابط آیین نامه ( 6-14-9 )

- عرض تیرچه ها نباید کمتر از 100 میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

$$b_w = 100, h < 3.5 b_w \Rightarrow 300 < 350 \quad Ok$$

- فاصله آزاد بین تیرچه ها نباید از 750 میلیمتر بیشتر باشد.

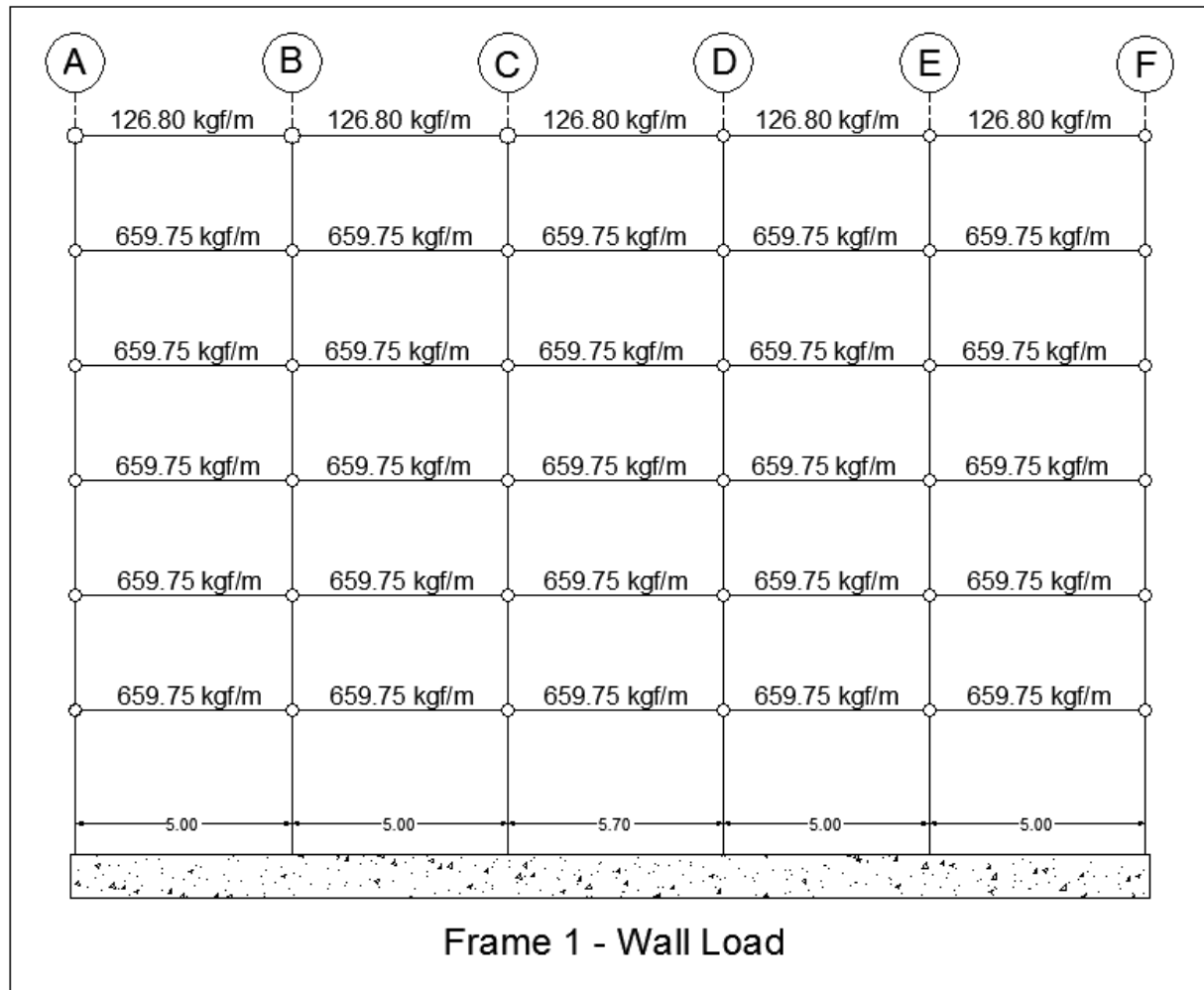
$$500 < 750 \quad Ok$$

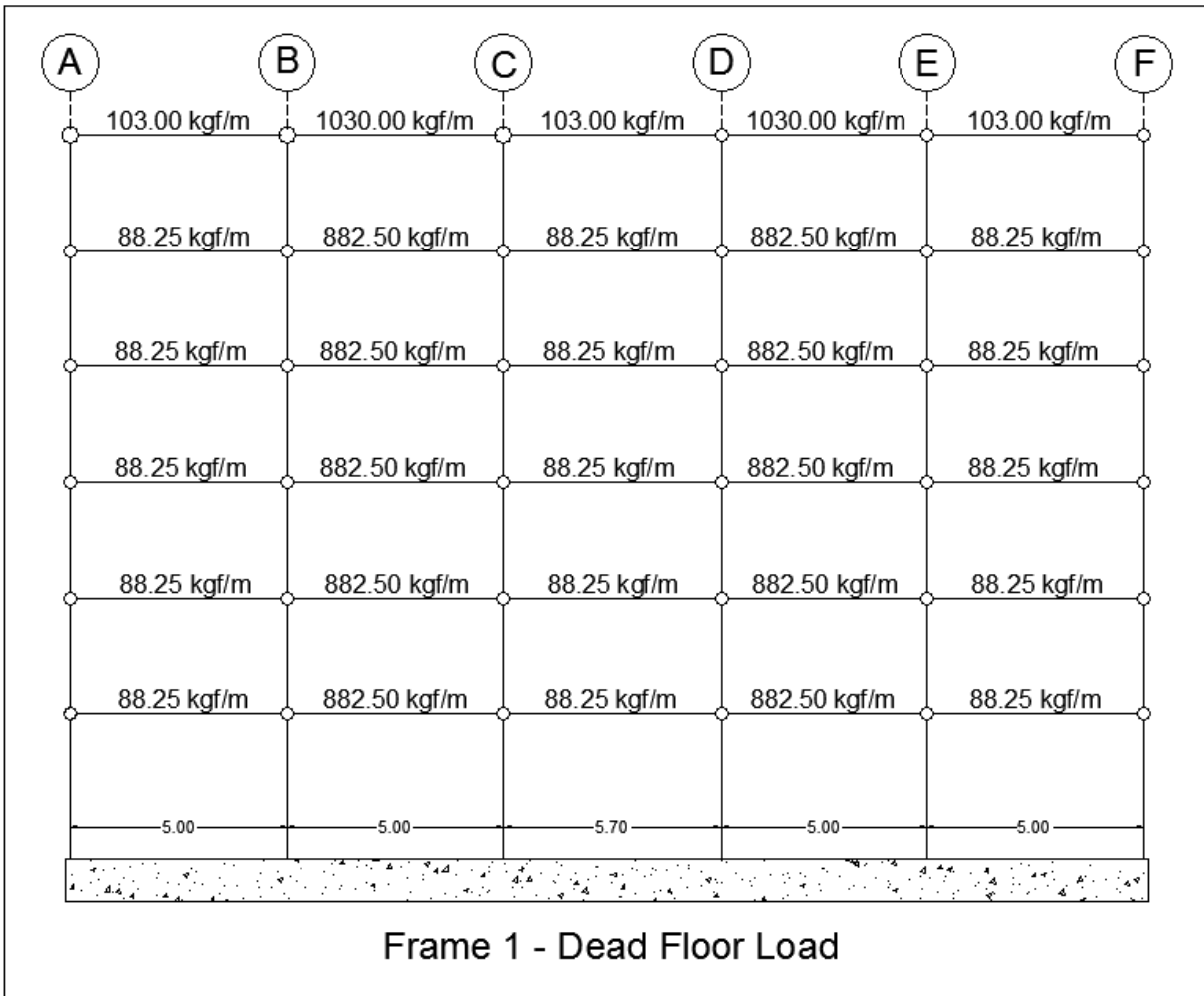
- ضخامت دال بتنی نباید از دو مقدار زیر کمتر باشد:

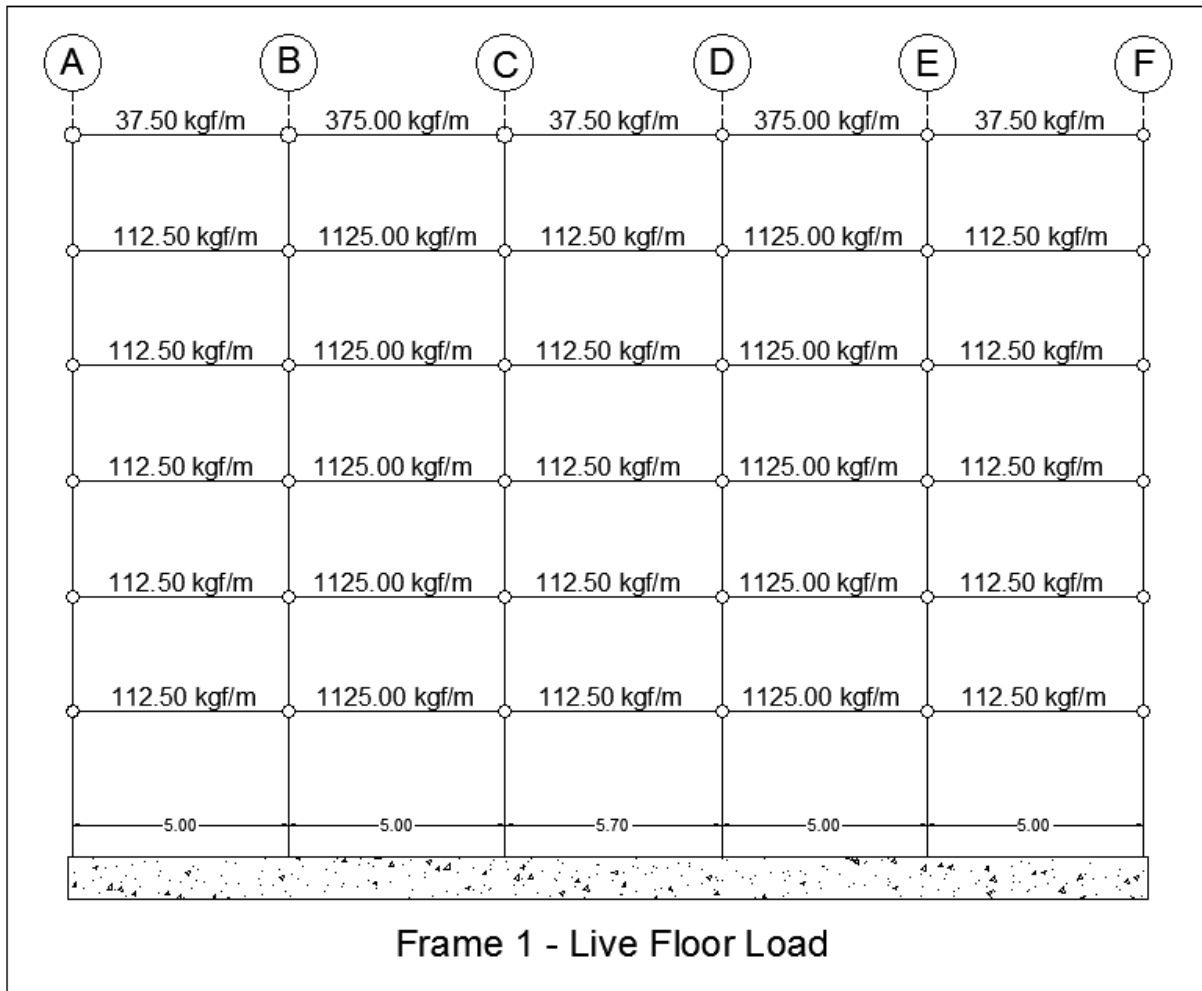
$$h_f > \max\left(50 \text{ mm}, \frac{s}{12}\right) \Rightarrow 50 > \max\left(50, \frac{500}{12}\right) \Rightarrow 50 > 50 \quad OK$$

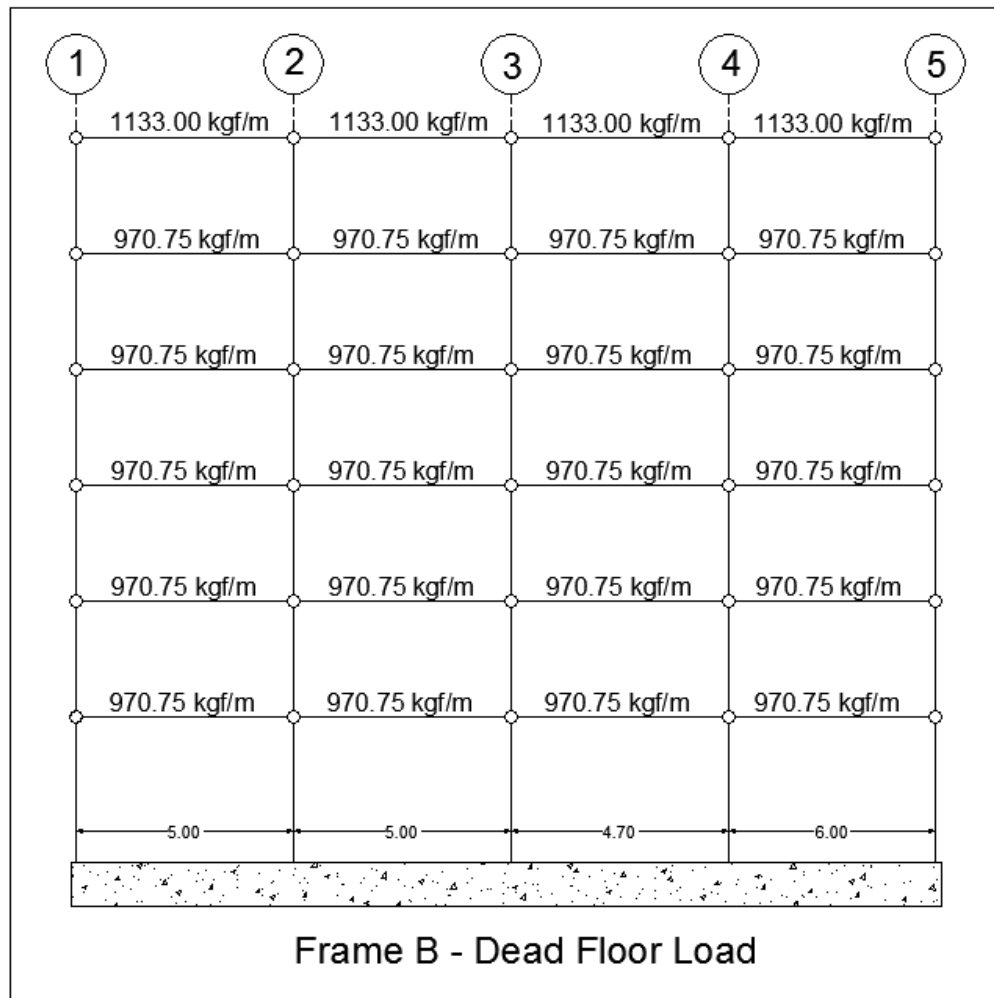
# بخش سوم

## تحلیل تقریبی

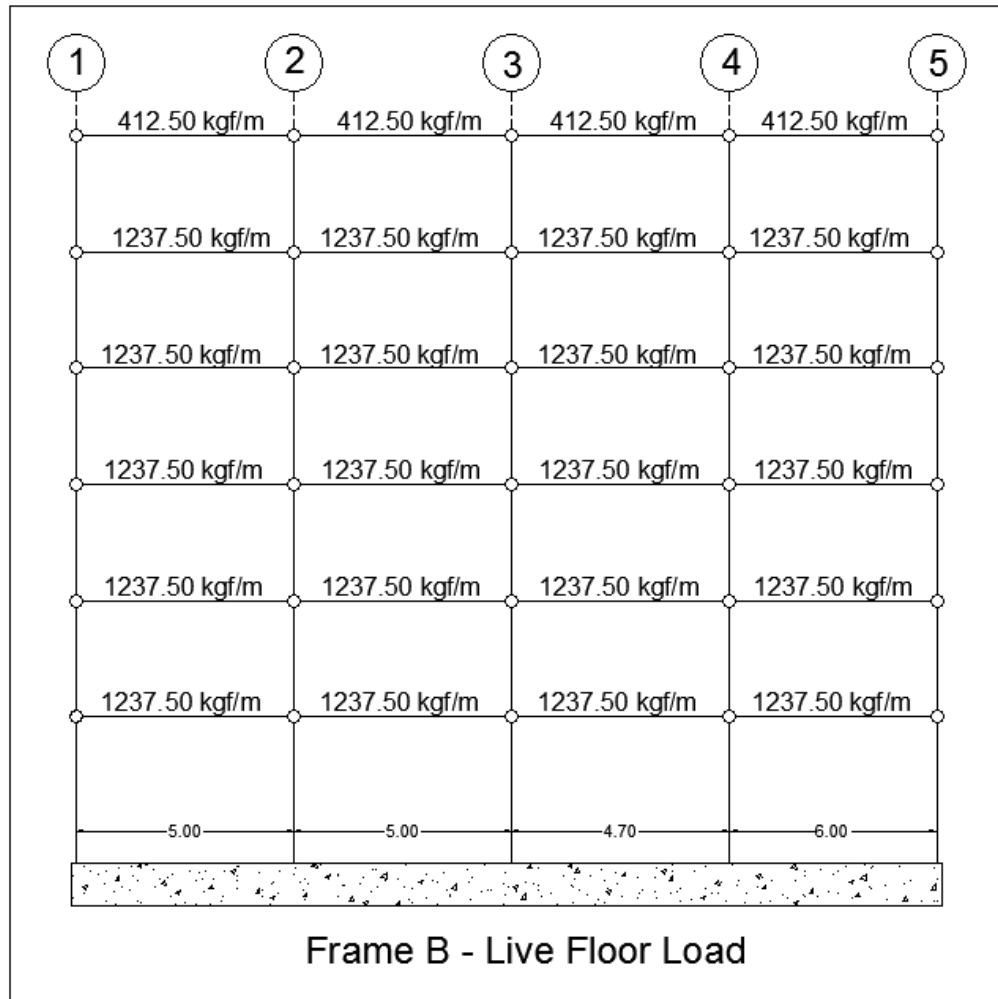










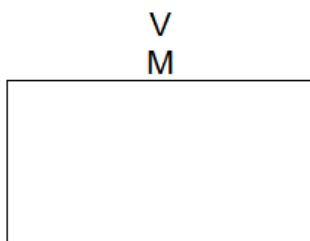


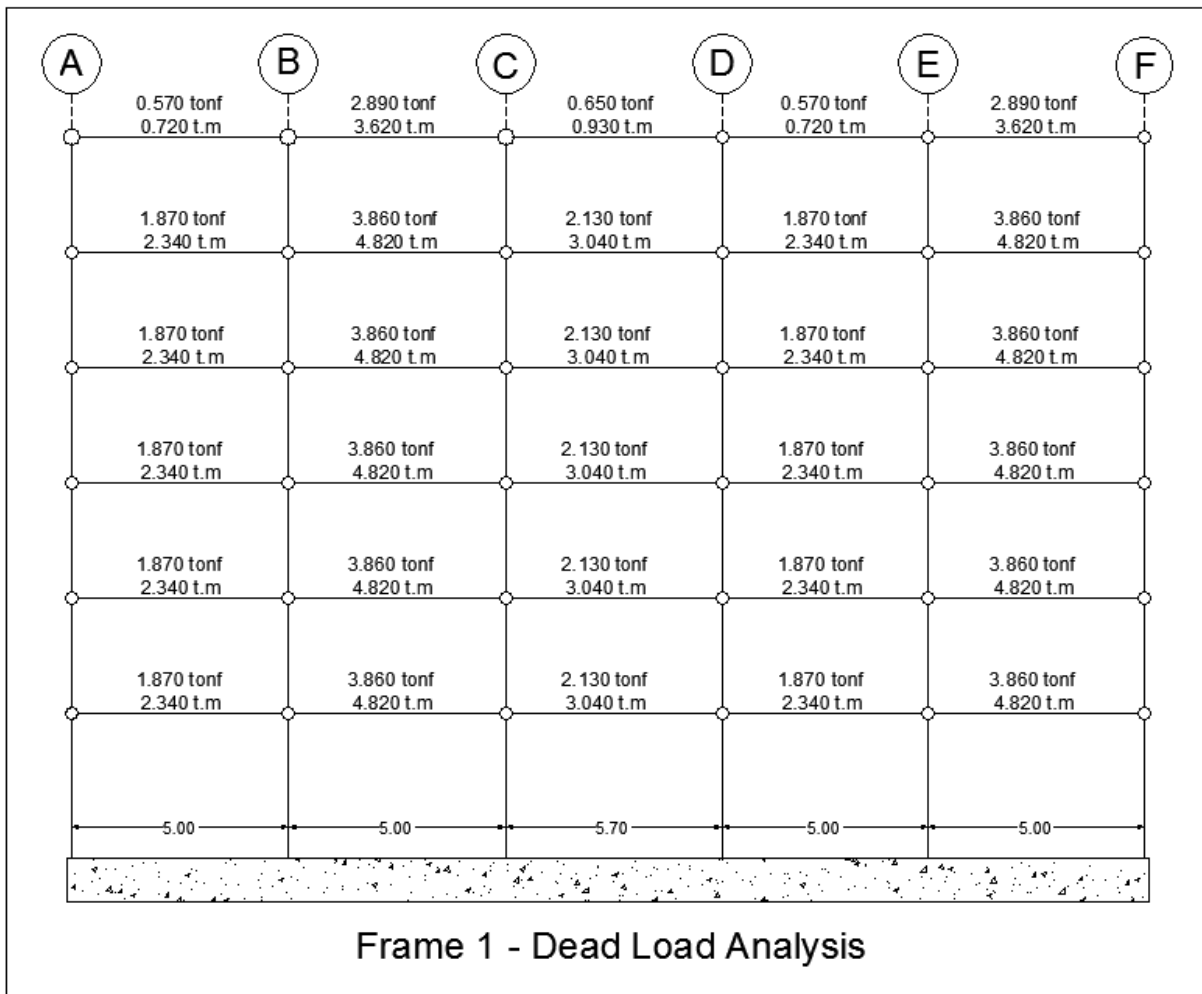
برای هر دو جهت که اتصالات از نوع مفصلی است لذا همه تیرها معین هستند و از روابط زیر  $V$  و  $M^+$  را بدست می آوریم. یادآوری می شود که در این جهت، به دلیل اتصال مفصلی امکان انتقال لنگر به ستون ( $M^-$ ) وجود ندارد.

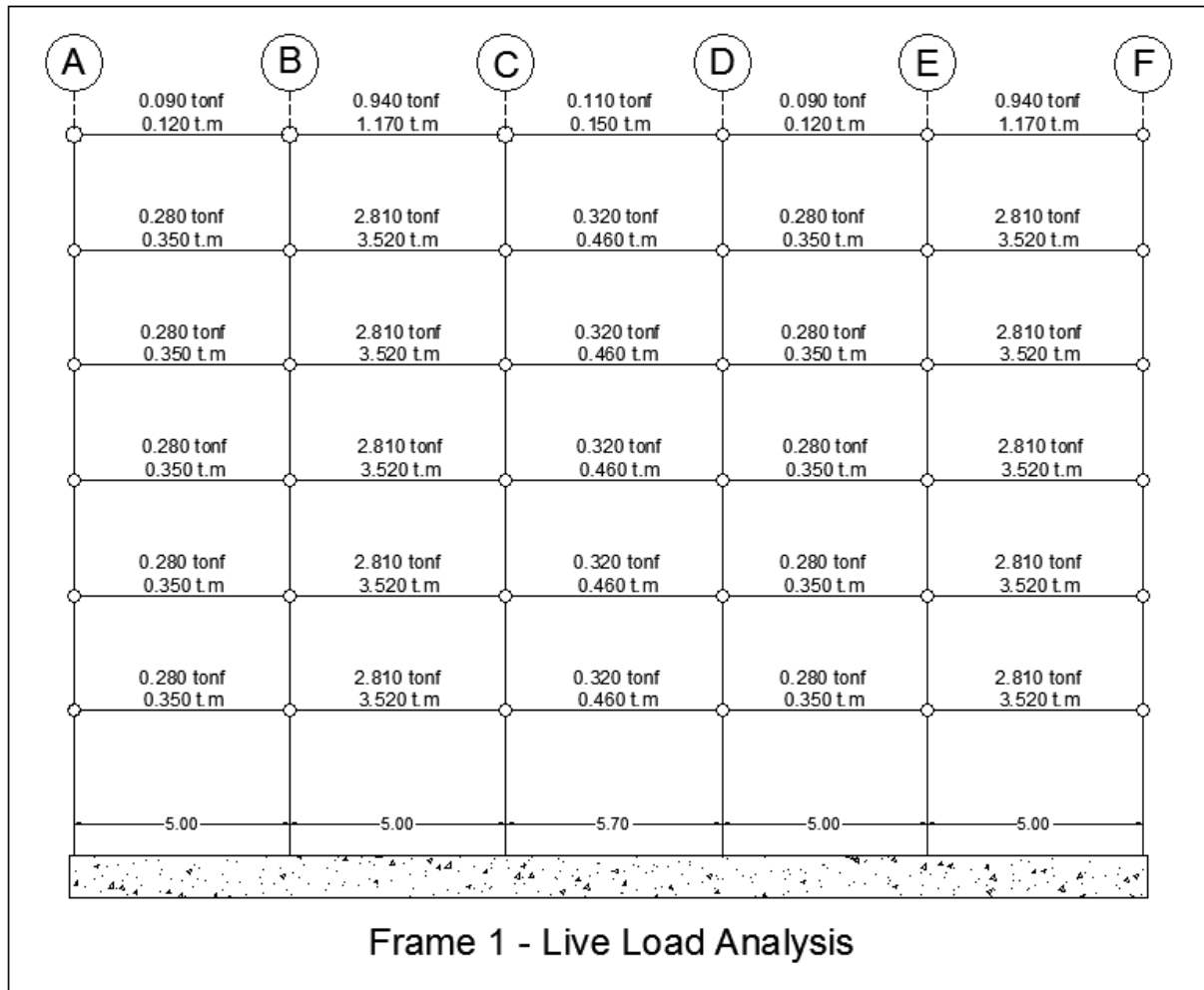
$$V = 0.50WL \quad , \quad M^+ = 0.125WL^2$$

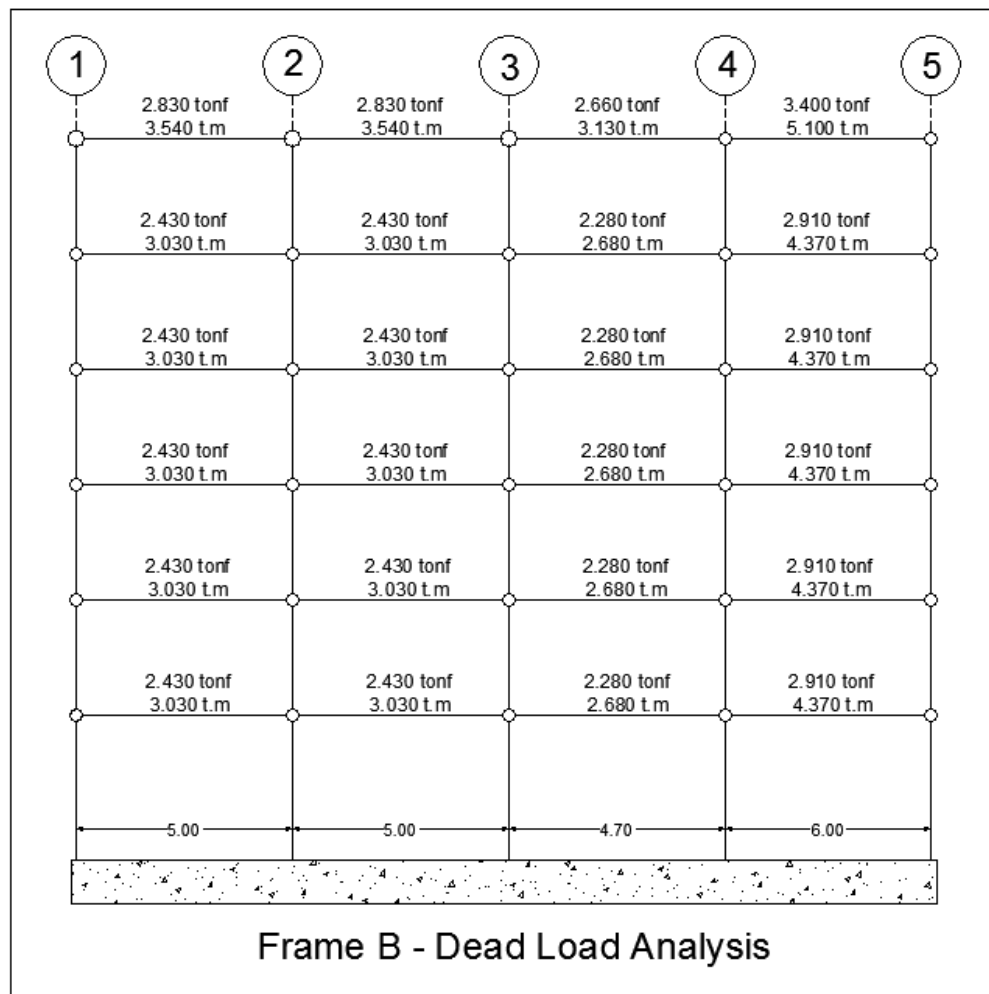
برای تحلیل بارهای ثقلی بار مرده با بار دیوار جمع می شود.

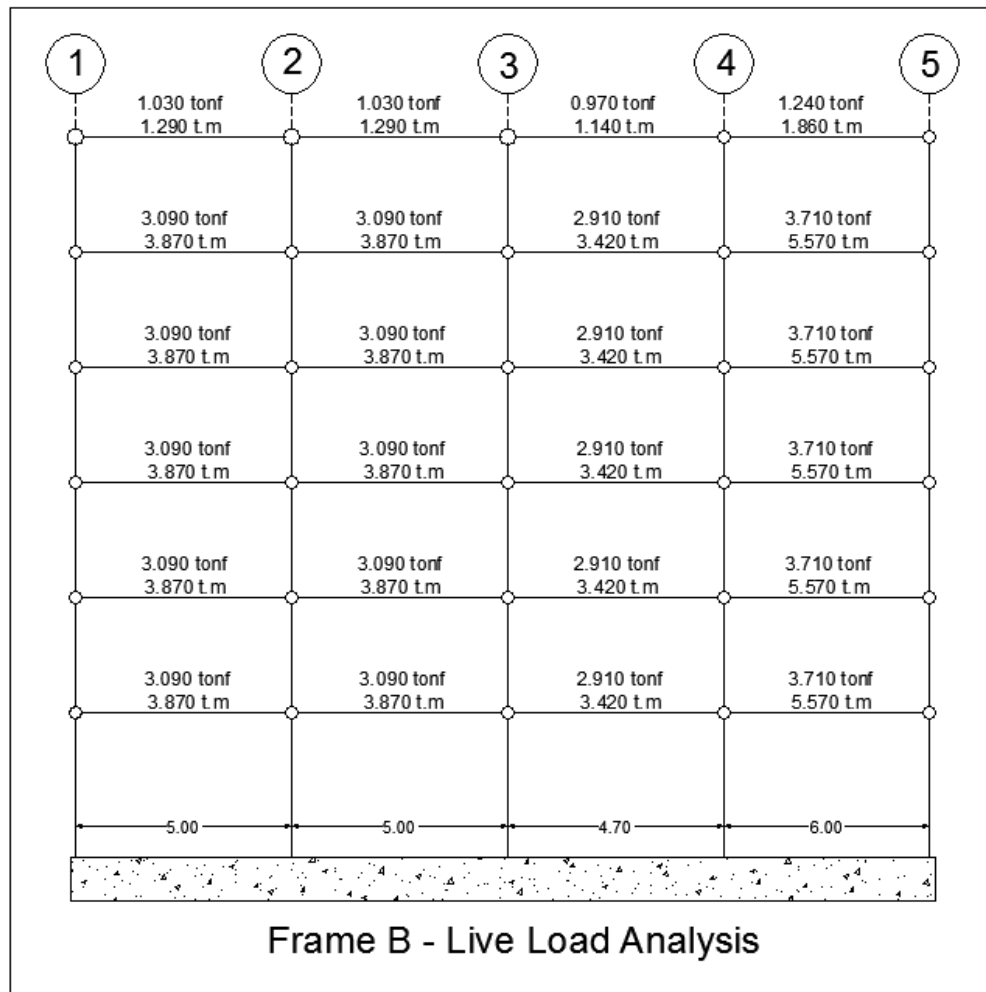
در تحلیل قاب مفصلی تحت اثر بارهای ثقلی داریم:







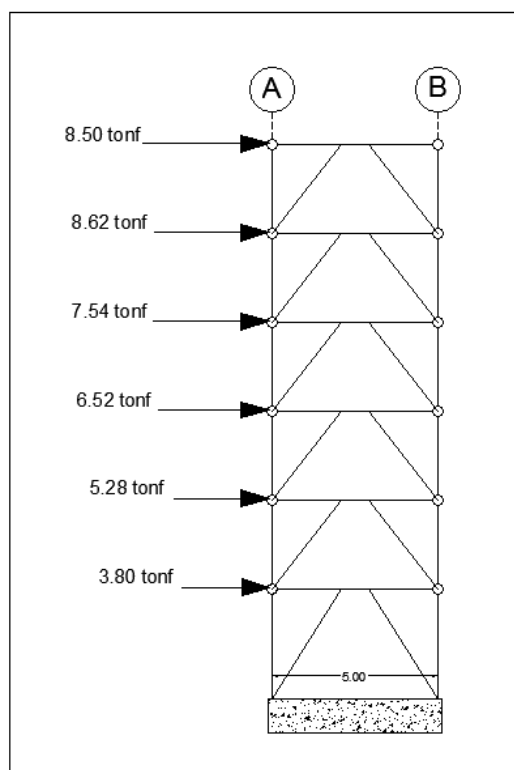




## روش گام به گام تحلیل مهاربندهای برون محور

تحلیل بدین صورت است که ابتدا براساس برش طبقه، نیروی افقی مهاربندها بدست می آیند. با توجه به اینکه مهاربندها دو سر مفصل هستند، از تشابه مثلثها نیروی محوری مهاربندها حاصل می گردند. همانطور که می دانیم، در ستونهای متصل به مهاربند، نیروی محوری ایجاد می گردد. برای تعیین نیروی محوری ستونها، گشتاور نیروهای جانبی در حول محل تقاطع مهاربندها، مساوی جفت نیروی (کوپل) ناشی از نیروهای ستونها قرار داده می شود.

## تحلیل مهاربندهای محور 1



طبقه ششم

$$\frac{8.50}{2} = 4.250 \text{ tonf} \quad \rightarrow \quad \frac{4.250}{2.00} = \frac{F_6}{\sqrt{3.20^2 + 2.00^2}} \rightarrow F_6 = 8.02 \text{ tonf}$$

- فرض می کنیم 50٪ برش طبقه به صورت مؤلفه افقی قطری فشاری و 50٪ به صورت مؤلفه افقی قطری کششی است.
- نیروی فشاری و کششی ستون مهاربند از تقسیم لنگر متوسط طبقه بر دهانه مهاربند بدست می آید.

$$M_{Ave 6} = \frac{00.00 + 27.20}{2} = 13.60 \text{ tonf.m} \quad \rightarrow \quad F_{t6} = -F_{c6} = \frac{13.60}{5.00} = 2.72 \text{ tonf}$$

طبقه پنجم

$$\frac{17.12}{2} = 8.56 \text{ tonf} \rightarrow \frac{8.56}{2.00} = \frac{F_5}{\sqrt{3.20^2 + 2.00^2}} \rightarrow F_5 = 16.15 \text{ tonf}$$

$$M_{Ave 5} = \frac{27.20 + 54.784}{2} = 40.992 \text{ tonf.m} \rightarrow F_{t5} = -F_{c5} = \frac{40.992}{5.00} = 8.20 \text{ tonf}$$

طبقه چهارم

$$\frac{24.66}{2} = 12.33 \text{ tonf} \rightarrow \frac{12.33}{2.00} = \frac{F_4}{\sqrt{3.20^2 + 2.00^2}} \rightarrow F_4 = 23.26 \text{ tonf}$$

$$M_{Ave 4} = \frac{54.784 + 78.912}{2} = 66.848 \text{ tonf.m} \rightarrow F_{t4} = -F_{c4} = \frac{66.848}{5.00} = 13.37 \text{ tonf}$$

طبقه سوم

$$\frac{31.18}{2} = 15.59 \text{ tonf} \rightarrow \frac{15.59}{2.00} = \frac{F_3}{\sqrt{3.20^2 + 2.00^2}} \rightarrow F_3 = 29.42 \text{ tonf}$$

$$M_{Ave 3} = \frac{78.912 + 99.776}{2} = 89.344 \text{ tonf.m} \rightarrow F_{t3} = -F_{c3} = \frac{89.344}{5.00} = 17.87 \text{ tonf}$$

طبقه دوم

$$\frac{36.46}{2} = 18.23 \text{ tonf} \rightarrow \frac{18.23}{2.00} = \frac{F_2}{\sqrt{3.20^2 + 2.00^2}} \rightarrow F_2 = 34.40 \text{ tonf}$$

$$M_{Ave 2} = \frac{99.776 + 116.672}{2} = 108.224 \text{ tonf.m} \rightarrow F_{t2} = -F_{c2} = \frac{108.224}{5.00} = 21.64 \text{ tonf}$$

طبقه اول

$$\frac{40.26}{2} = 20.13 \text{ tonf} \rightarrow \frac{20.13}{2.00} = \frac{F_1}{\sqrt{4.00^2 + 2.00^2}} \rightarrow F_1 = 45.01 \text{ tonf}$$

$$M_{Ave 1} = \frac{116.672 + 131.872}{2} = 124.272 \text{ tonf.m} \rightarrow F_{t1} = -F_{c1} = \frac{124.272}{5.00} = 24.85 \text{ tonf}$$



### محاسبه نیروی محوری مرده ستونها

برای محاسبه نیروی محوری مرده در ستونها کفیفست سطح بارگیر ستون موردنظر را در شدت بارها مربوط به آن ستون ضرب کنیم. سطح بارگیر یک ستون برای است با مجموع یک چهارم مساحت سقفهای متصل به آن. در محاسبه نیروی محوری ستونها نیروی طبقات بالا را نیز به آنها اضافه میکنیم.

شدت بار مرده طبقات به شرح زیر است:

$$W_{\text{roof or 6}} = 412.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}, \quad W_5 = W_4 = W_3 = W_2 = W_1 = 453.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

### محاسبه نیروی محوری ستون B1

$$A = \frac{5.00 \times 5.00}{4} + \frac{5.00 \times 5.00}{4} = 12.50 \text{ m}^2$$

$$P_6 = \frac{412.00 \times 12.50}{1000} = 5.15 \text{ tonf}$$

$$P_5 = 5.15 + \frac{453.00 \times 12.50}{1000} = 10.81 \text{ tonf}$$

$$P_4 = 10.81 + \frac{453.00 \times 12.50}{1000} = 16.48 \text{ tonf}$$

$$P_3 = 16.48 + \frac{453.00 \times 12.50}{1000} = 22.14 \text{ tonf}$$

$$P_2 = 22.14 + \frac{453.00 \times 12.50}{1000} = 27.80 \text{ tonf}$$

$$P_1 = 27.80 + \frac{453.00 \times 12.50}{1000} = 33.46 \text{ tonf}$$

$$A = \frac{5.00 \times 5.00}{4} + \frac{5.00 \times 4.70}{4} + \frac{5.70 \times 5.00}{4} + \frac{5.70 \times 4.70}{4} = 25.9475 \text{ m}^2$$

$$P_6 = \frac{412.00 \times 25.9475}{1000} = 10.69 \text{ tonf}$$

$$P_5 = 10.69 + \frac{453.00 \times 25.9475}{1000} = 22.44 \text{ tonf}$$

$$P_4 = 22.44 + \frac{453.00 \times 25.9475}{1000} = 34.20 \text{ tonf}$$

$$P_3 = 34.20 + \frac{453.00 \times 25.9475}{1000} = 45.95 \text{ tonf}$$

$$P_2 = 45.95 + \frac{453.00 \times 25.9475}{1000} = 57.71 \text{ tonf}$$

$$P_1 = 57.71 + \frac{453.00 \times 25.9475}{1000} = 69.46 \text{ tonf}$$

$$A = \frac{5.70 \times 6.00}{4} + \frac{5.70 \times 4.70}{4} + \frac{5.00 \times 4.70}{4} = 21.1225 \text{ m}^2$$

$$P_6 = \frac{412.00 \times 21.1225}{1000} = 8.70 \text{ tonf}$$

$$P_5 = 8.70 + \frac{453.00 \times 21.1225}{1000} = 18.27 \text{ tonf}$$

$$P_4 = 18.27 + \frac{453.00 \times 21.1225}{1000} = 27.83 \text{ tonf}$$

$$P_3 = 27.83 + \frac{453.00 \times 21.1225}{1000} = 49.41 \text{ tonf}$$

$$P_2 = 49.41 + \frac{453.00 \times 21.1225}{1000} = 58.98 \text{ tonf}$$

$$P_1 = 58.98 + \frac{453.00 \times 21.1225}{1000} = 68.55 \text{ tonf}$$

محاسبه نیروی محوری زنده ستونها

شدت بار زنده طبقات به شرح زیر است:

$$W_{\text{roof or 6}} = 150.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} , \quad W_5 = W_4 = W_3 = W_2 = W_1 = 350.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

محاسبه نیروی محوری ستون B1

$$A = \frac{5.00 \times 5.00}{4} + \frac{5.00 \times 5.00}{4} = 12.50 \text{ m}^2$$

$$P_6 = \frac{150.00 \times 12.50}{1000} = 1.88 \text{ tonf}$$

$$P_5 = 1.88 + \frac{350.00 \times 12.50}{1000} = 6.25 \text{ tonf}$$

$$P_4 = 6.25 + \frac{350.00 \times 12.50}{1000} = 10.63 \text{ tonf}$$

$$P_3 = 10.63 + \frac{350.00 \times 12.50}{1000} = 15.00 \text{ tonf}$$

$$P_2 = 15.00 + \frac{350.00 \times 12.50}{1000} = 19.38 \text{ tonf}$$

$$P_1 = 19.38 + \frac{350.00 \times 12.50}{1000} = 23.75 \text{ tonf}$$

$$A = \frac{5.00 \times 5.00}{4} + \frac{5.00 \times 4.70}{4} + \frac{5.70 \times 5.00}{4} + \frac{5.70 \times 4.70}{4} = 25.9475 \text{ m}^2$$

$$P_6 = \frac{150.00 \times 25.9475}{1000} = 3.89 \text{ tonf}$$

$$P_5 = 3.89 + \frac{350.00 \times 25.9475}{1000} = 12.97 \text{ tonf}$$

$$P_4 = 12.97 + \frac{350.00 \times 25.9475}{1000} = 22.06 \text{ tonf}$$

$$P_3 = 22.06 + \frac{350.00 \times 25.9475}{1000} = 31.14 \text{ tonf}$$

$$P_2 = 31.14 + \frac{350.00 \times 25.9475}{1000} = 40.22 \text{ tonf}$$

$$P_1 = 40.22 + \frac{350.00 \times 25.9475}{1000} = 49.30 \text{ tonf}$$

$$A = \frac{5.70 \times 6.00}{4} + \frac{5.70 \times 4.70}{4} + \frac{5.00 \times 4.70}{4} = 21.1225 \text{ m}^2$$

$$P_6 = \frac{150.00 \times 21.1225}{1000} = 3.17 \text{ tonf}$$

$$P_5 = 3.17 + \frac{350.00 \times 21.1225}{1000} = 10.56 \text{ tonf}$$

$$P_4 = 10.56 + \frac{350.00 \times 21.1225}{1000} = 17.95 \text{ tonf}$$

$$P_3 = 17.95 + \frac{350.00 \times 21.1225}{1000} = 25.35 \text{ tonf}$$

$$P_2 = 25.35 + \frac{350.00 \times 21.1225}{1000} = 32.74 \text{ tonf}$$

$$P_1 = 32.74 + \frac{350.00 \times 21.1225}{1000} = 40.13 \text{ tonf}$$

## بخش چهارم

طراحی تیرها، ستونها و مهاربندها

## طراحی تیرها

در طراحی تیرها نخست به بررسی کمانش موضعی می پردازیم، و به طرح تیر از نقطه نظر خمش می پردازیم و سپس کفایت برشی مقطع را بررسی میکنیم. در آخرین مرحله نیز به بررسی خیز و ارتعاش و مقایسه آن با مقدار مجاز آیین نامه خواهیم پرداخت.

## طراحی تیر B-45 در طبقه 6

	Dead Load	Live Load	Critical Load
$V \text{ (tonf)}$	3.40	1.24	6.06
$M \text{ (tonf.m)}$	5.10	1.86	9.10

بررسی از لحاظ خمش

$$M_n = M_p = Z_p F_y \rightarrow M_n = \frac{M_u}{\phi} \rightarrow \frac{9.10 \times 10^5}{0.90} = 2400 Z_p \rightarrow Z_p = 421.30 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{use IPE 270}$$

$$\text{IPE 270: } h = 27 \text{ cm}, b_f = 13.50 \text{ cm}, t_f = 1.02 \text{ cm}, t_w = 0.66 \text{ cm}, Z_p = 484 \text{ cm}^3, r_y = 3.02 \text{ cm}$$

بررسی کمانش موضعی بال

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{13.50}{1.02} = 6.62 \\ \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 10.99 \end{array} \right. \rightarrow \lambda_p > \lambda_f \rightarrow \text{کمانش موضعی بال نمی افتد}$$

بررسی کمانش موضعی جان

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_w = \frac{h - 2c}{t_w} = \frac{21.90}{0.66} = 33.18 \\ \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 108.54 \end{array} \right. \rightarrow \lambda_p > \lambda_w \rightarrow \text{کمانش موضعی جان نمی افتد}$$

- در مقاطع نورد شده با فولاد نرمه نیازی به کنترل کمانش موضعی نیست.

## PROJECT OF Steel Structures

$$\phi M_n = \phi Z_p F_y = 0.90 \times 484 \times 2400 \times 10^{-5} = 10.45 \text{ tonf.m} \geq M_u = 9.10 \text{ tonf.m} \quad \text{مقطع برای خمش جوابگو است}$$

بررسی از لحاظ برش

$$\frac{h - 2c}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{use } C_v = 1.00 \quad \rightarrow \quad \frac{21.90}{0.66} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} \rightarrow 33.18 \leq 64.66 \quad \rightarrow \quad C_v = 1.00$$

$$V_n = 0.60 F_y A_w C_v = 0.60 \times 2400 \times (21.90 \times 0.66) \times 1.00 \times 10^{-3} = 20.81 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n = 1.00 \times 20.81 = 20.81 \text{ tonf} \geq V_u = 6.06 \text{ tonf} \quad \rightarrow \quad \text{مقطع برای برش جوابگو است}$$

- در مقاطع مورد شده معمولاً برش یک عامل تعیین کننده در طراحی نمی باشد.

بررسی خیز و ارتعاش

$$q_D = 1133.00 \text{ kgf/m} \quad , \quad q_L = 412.50 \text{ kgf/m}$$

$$\Delta_{D \max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_D L^4}{EI} = \frac{5 \times 1133.00 \times 600^4}{384 \times 100 \times (2 \times 10^6) \times 5790} = 1.65 \text{ cm}$$

$$\Delta_{L \max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L L^4}{EI} = \frac{5 \times 412.50 \times 600^4}{384 \times 100 \times (2 \times 10^6) \times 5790} = 0.60 \text{ cm}$$

$$\Delta(DL + LL) \leq \frac{L}{240} \rightarrow 1.65 + 0.60 \leq \frac{600}{240} \rightarrow 2.25 \text{ cm} \leq 2.50 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

$$\Delta(LL) \leq \frac{L}{360} \rightarrow 0.60 \leq \frac{600}{360} \rightarrow 0.60 \text{ cm} \leq 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_{D \max}}} = 0.18 \sqrt{\frac{980.60}{1.65}} \geq 5 \text{ Hz} \rightarrow 4.39 \geq 5 \text{ Hz} \rightarrow \text{Not Good}$$

ملاحظه می شود که تیری که از لحاظ خمش و برش و خیز کفایت می کرد از لحاظ ارتعاش نامناسب است لذا باید مقاطع دیگری را انتخاب کرد. با تکرار این مراحل مقطعی که جوابگوی خیز و ارتعاش بود IPE 300 بود.

For Beam B – 45 Story 6 use **IPE 300**

	Dead Load	Live Load	Critical Load
$V \text{ (tonf)}$	2.91	3.71	9.43
$M \text{ (tonf.m)}$	4.37	5.57	14.16

بررسی از لحاظ خمش

$$M_n = M_p = Z_p F_y \rightarrow M_n = \frac{M_u}{\phi} \rightarrow \frac{14.16 \times 10^5}{0.90} = 2400 Z_p \rightarrow Z_p = 655.56 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{use IPE 330}$$

$$\text{IPE 330: } h = 33 \text{ cm}, b_f = 16.00 \text{ cm}, t_f = 1.15 \text{ cm}, t_w = 0.75 \text{ cm}, Z_p = 804 \text{ cm}^3, r_y = 3.55 \text{ cm}$$

بررسی کمانش موضعی بال

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{16.00}{1.15} = 6.96 \\ \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 10.99 \end{array} \right. \rightarrow \lambda_p > \lambda_f \rightarrow \text{کمانش موضعی بال نمی افتد}$$

بررسی کمانش موضعی جان

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_w = \frac{h - 2c}{t_w} = \frac{27.10}{0.75} = 36.13 \\ \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 108.54 \end{array} \right. \rightarrow \lambda_p > \lambda_w \rightarrow \text{کمانش موضعی جان نمی افتد}$$

- در مقاطع نورد شده با فولاد نرمه نیازی به کنترل کمانش موضعی نیست.

$$\phi M_n = \phi Z_p F_y = 0.90 \times 804 \times 2400 \times 10^{-5} = 17.37 \text{ tonf.m} \geq M_u = 14.16 \text{ tonf.m} \text{ است جوابگو است}$$



بررسی از لحاظ برش

$$\frac{h - 2c}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ use } C_v = 1.00 \rightarrow \frac{27.10}{0.75} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} \rightarrow 36.13 \leq 64.66 \rightarrow C_v = 1.00$$

$$V_n = 0.60 F_y A_w C_v = 0.60 \times 2400 \times (27.10 \times 0.75) \times 1.00 \times 10^{-3} = 29.27 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n = 1.00 \times 29.27 = 29.27 \text{ tonf} \geq V_u = 9.43 \text{ tonf} \rightarrow \text{مقطع برای برش جوابگو است}$$

• در مقاطع مورد شده معمولاً برش یک عامل تعیین کننده در طراحی نمی باشد.

بررسی خیز و ارتعاش

$$q_D = 970.75 \text{ kgf/m} , \quad q_L = 1237.50 \text{ kgf/m}$$

$$\Delta_{D \max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_D L^4}{EI} = \frac{5 \times 970.75 \times 600^4}{384 \times 100 \times (2 \times 10^6) \times 11770} = 0.70 \text{ cm}$$

$$\Delta_{L \max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L L^4}{EI} = \frac{5 \times 1237.50 \times 600^4}{384 \times 100 \times (2 \times 10^6) \times 11770} = 0.89 \text{ cm}$$

$$\Delta(DL + LL) \leq \frac{L}{240} \rightarrow 0.70 + 0.89 \leq \frac{600}{240} \rightarrow 1.59 \text{ cm} \leq 2.50 \text{ cm} \rightarrow OK$$

$$\Delta(LL) \leq \frac{L}{360} \rightarrow 0.89 \leq \frac{600}{360} \rightarrow 0.89 \text{ cm} \leq 1.67 \text{ cm} \rightarrow OK$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_{D \max}}} = 0.18 \sqrt{\frac{980.60}{0.70}} \geq 5 \text{ Hz} \rightarrow 6.74 \geq 5 \text{ Hz} \rightarrow OK$$

For Beam B – 45 Story 6 use **IPE 330**

ابتدا ظرفیت محوری را بررسی می کنیم. در این قسمت مساحت مورد نیاز برای تحمل نیروی محوری را بدست می آوریم. پس از این مرحله کفایت مقطع برای خمش را بررسی می کنیم. قابل ذکر است در این روش که روش مستقیم است، ضریب طول مؤثر در هر قابی 1 در نظر گرفته می شود.

طراحی ستون B1 در طبقه ششم

	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Critical Load
<b>P (tonf)</b>	5.15	1.88	2.72	9.19

$$P_u = 9.19 \text{ tonf} \quad , \quad L = 320 \text{ cm} \quad , \quad F_{cr} = 1700 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_u = \phi F_{cr} A_g \rightarrow 9.19 \times 10^3 = 0.90 \times 1700 \times A_g \rightarrow A_g = 6.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ IPE } 140$$

$$\text{IPE } 140 : b = 7.30 \text{ cm} , A = 16.40 \text{ cm}^2 , I_x = 541 \text{ cm}^4 , r_x = 5.74 \text{ cm} , I_y = 44.9 \text{ cm}^4 , r_y = 1.65 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \times 541 = 1082 \text{ cm}^4 \quad r_x = \sqrt{\frac{1082}{2 \times 16.40}} = 5.74 \text{ cm}$$

$$I_y = 2(44.90 + (16.40 \times 3.65^2)) = 526.78 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{526.78}{2 \times 16.40}} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.00 \times 320}{5.74} = 55.75 \quad , \quad \lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.00 \times 320}{4.01} = 79.80$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \max(55.75, 79.80) \leq 4.71 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 79.80 \leq 135.97 \rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{79.80^2} = 3099.69 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{3099.69}}\right) 2400 = 1735.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1735.68 \times 2 \times 16.40 \times 10^{-3} = 56.93 \text{ tonf}$$

$$P_c = \phi P_n = 0.90 \times 56.93 = 51.24 \text{ tonf} \geq P_u = 9.19 \text{ tonf} \rightarrow \text{OK}$$

Use 2 IPE 140 for B1 in Story 6

	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Critical Load
<b><i>P (tonf)</i></b>	10.81	6.25	8.20	22.97

$$P_u = 22.97 \text{ tonf} \quad , \quad L = 320 \text{ cm} \quad , \quad F_{cr} = 1700 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_u = \phi F_{cr} A_g \rightarrow 22.97 \times 10^3 = 0.90 \times 1700 \times A_g \rightarrow A_g = 15.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ IPE } 140$$

$$\text{IPE } 140 : b = 7.30 \text{ cm} , A = 16.40 \text{ cm}^2 , I_x = 541 \text{ cm}^4 , r_x = 5.74 \text{ cm} , I_y = 44.9 \text{ cm}^4 , r_y = 1.65 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \times 541 = 1082 \text{ cm}^4 \quad r_x = \sqrt{\frac{1082}{2 \times 16.40}} = 5.74 \text{ cm}$$

$$I_y = 2(44.90 + (16.40 \times 3.65^2)) = 526.78 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{526.78}{2 \times 16.40}} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.00 \times 320}{5.74} = 55.75 \quad , \quad \lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.00 \times 320}{4.01} = 79.80$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \max(55.75, 79.80) \leq 4.71 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 79.80 \leq 135.97 \rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{79.80^2} = 3099.69 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{3099.69}}\right) 2400 = 1735.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1735.68 \times 2 \times 16.40 \times 10^{-3} = 56.93 \text{ tonf}$$

$$P_c = \phi P_n = 0.90 \times 56.93 = 51.24 \text{ tonf} \geq P_u = 15.01 \text{ tonf} \rightarrow OK$$

Use **2 IPE 140** for **B1** in Story 5

	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Critical Load
$P \text{ (tonf)}$	16.48	10.63	13.37	22.97

$$P_u = 36.78 \text{ tonf} \quad , \quad L = 320 \text{ cm} \quad , \quad F_{cr} = 1700 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_u = \phi F_{cr} A_g \rightarrow 36.78 \times 10^3 = 0.90 \times 1700 \times A_g \rightarrow A_g = 24.04 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ IPE } 140$$

$$\text{IPE } 140 : b = 7.30 \text{ cm} , A = 16.40 \text{ cm}^2 , I_x = 541 \text{ cm}^4 , r_x = 5.74 \text{ cm} , I_y = 44.9 \text{ cm}^4 , r_y = 1.65 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \times 541 = 1082 \text{ cm}^4 \quad r_x = \sqrt{\frac{1082}{2 \times 16.40}} = 5.74 \text{ cm}$$

$$I_y = 2(44.90 + (16.40 \times 3.65^2)) = 526.78 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{526.78}{2 \times 16.40}} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.00 \times 320}{5.74} = 55.75 \quad , \quad \lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.00 \times 320}{4.01} = 79.80$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \max(55.75, 79.80) \leq 4.71 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 79.80 \leq 135.97 \rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{79.80^2} = 3099.69 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{3099.69}}\right) 2400 = 1735.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1735.68 \times 2 \times 16.40 \times 10^{-3} = 56.93 \text{ tonf}$$

$$P_c = \phi P_n = 0.90 \times 56.93 = 51.24 \text{ tonf} \geq P_u = 36.78 \text{ tonf} \rightarrow OK$$

Use 2 IPE 140 for B1 in Story 4

	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Critical Load
$P \text{ (tonf)}$	22.14	15.00	17.87	50.57

$$P_u = 50.57 \text{ tonf} \quad , \quad L = 320 \text{ cm} \quad , \quad F_{cr} = 1700 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_u = \phi F_{cr} A_g \rightarrow 50.57 \times 10^3 = 0.90 \times 1700 \times A_g \rightarrow A_g = 32.61 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ IPE } 140$$

$$\text{IPE } 140 : b = 7.30 \text{ cm} , A = 16.40 \text{ cm}^2 , I_x = 541 \text{ cm}^4 , r_x = 5.74 \text{ cm} , I_y = 44.9 \text{ cm}^4 , r_y = 1.65 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \times 541 = 1082 \text{ cm}^4 \quad r_x = \sqrt{\frac{1082}{2 \times 16.40}} = 5.74 \text{ cm}$$

$$I_y = 2(44.90 + (16.40 \times 3.65^2)) = 526.78 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{526.78}{2 \times 16.40}} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.00 \times 320}{5.74} = 55.75 \quad , \quad \lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.00 \times 320}{4.01} = 79.80$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \max(55.75, 79.80) \leq 4.71 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 79.80 \leq 135.97 \rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{79.80^2} = 3099.69 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{3099.69}}\right) 2400 = 1735.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1735.68 \times 2 \times 16.40 \times 10^{-3} = 56.93 \text{ tonf}$$

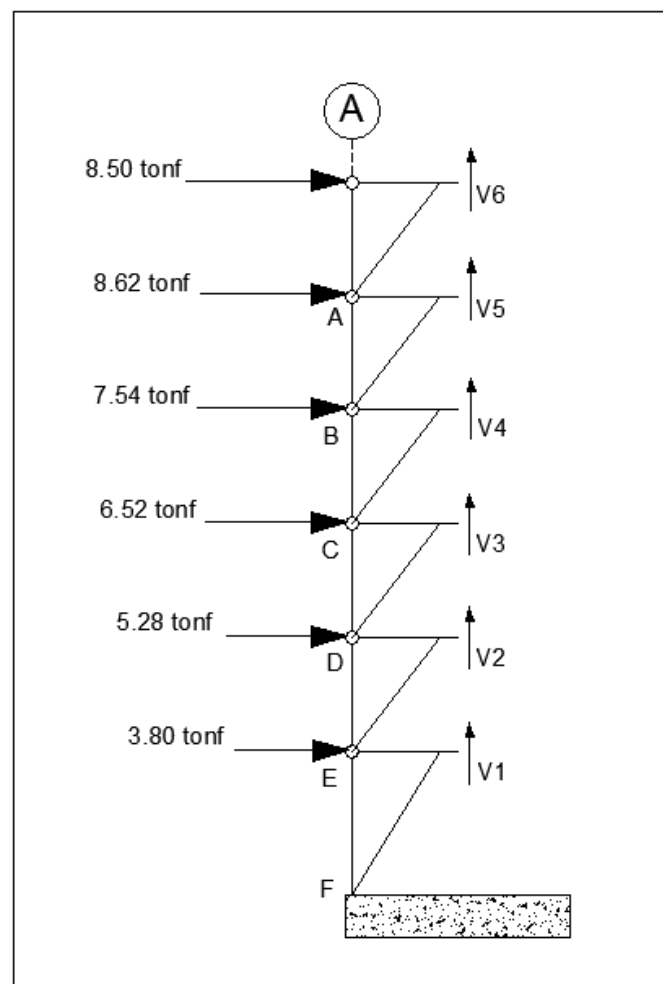
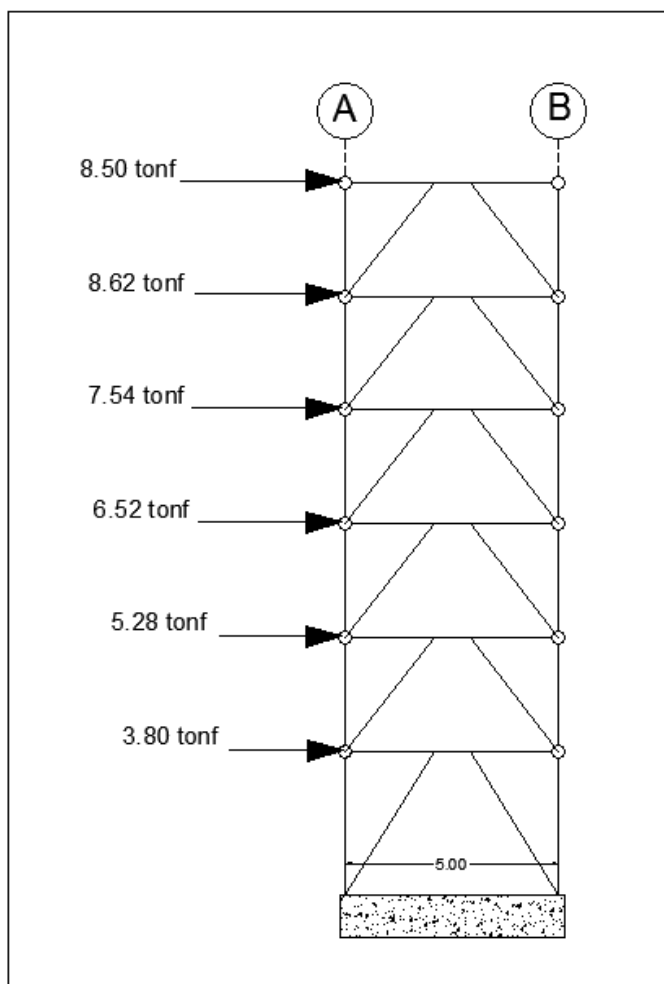
$$P_c = \phi P_n = 0.90 \times 56.93 = 51.24 \text{ tonf} \geq P_u = 50.57 \text{ tonf} \rightarrow OK$$

Use **2 IPE 140** for **B1** in Story **3**

طراحی قابهای مهاربندی شده واگرا

### طراحی قاب AB محور 1

به منظور دستیابی به قاب واگرا با صلبیت و شکل پذیری مناسبتر، تیر پیوند را با رفتار برشی و طول  $e = 100 \text{ cm}$  اختیار و کنترل‌های لازم را در خصوص تضمین رفتار برشی آن انجام خواهد شد.



## طراحی تیر پیوند

نیروهای تیر پیوند به عنوان عضو شکل پذیر (فیوز) براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می شود. تیر پیوند در واقع نقش تأمین کننده ضریب رفتار R را بر عهده دارد. از بین ترکیبات بارگذاری، ترکیب بار  $D \pm E$  برای تیر پیوند از سایر ترکیبات بار بحرانی تر است. شایان ذکر است مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران ترکیب  $0.75(D + L + E)$  را برای اعضای شکل پذیر پیشنهاد می کند.

در صورتی که محل اتصال مهاربندها به ستونها مفصلی و فاقد لنگر خمشی در نظر گرفته شود، آنگاه با لنگرگیری حول نقاط A، B، ... به ترتیب نیروهای برشی  $V_5, V_6$ ، ... در وسط دهانه تیر پیوند بدست می آید:

$$\sum M_A = 0 \rightarrow (8.50 \times 3.20) - (2.50V_6) = 0 \rightarrow V_6 = 10.88 \text{ ton}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow (8.50 \times 6.40) + (8.62 \times 3.20) - (2.50V_5) = 0 \rightarrow V_5 = 32.79 \text{ ton}$$

$$\sum M_C = 0 \rightarrow (8.50 \times 9.60) + (8.62 \times 6.40) + (7.54 \times 3.20) - (2.50V_4) = 0 \rightarrow V_4 = 64.36 \text{ ton}$$

$$\sum M_D = 0 \rightarrow (8.50 \times 12.80) + (8.62 \times 9.60) + (7.54 \times 6.40) + (6.52 \times 3.20) - (2.50V_3) = 0 \rightarrow V_3 = 104.27 \text{ ton}$$

$$\sum M_E = 0 \rightarrow (8.50 \times 16.00) + (8.62 \times 12.80) + (7.54 \times 9.60) + (6.52 \times 6.40) + (5.28 \times 3.20) - (2.50V_2) = 0 \rightarrow V_2 = 150.94 \text{ ton}$$

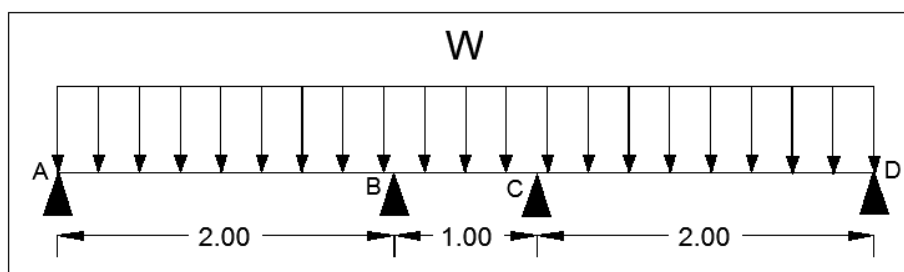
$$\sum M_F = 0 \rightarrow (8.50 \times 20.00) + (8.62 \times 16.80) + (7.54 \times 13.60) + (6.52 \times 10.40) + (5.28 \times 7.20) + (3.80 \times 4.00) - (2.50V_1) = 0 \rightarrow V_1 = 215.35 \text{ ton}$$

حال مراحل طراحی تیر پیوند طبقه اول ارائه می شود.

$V_E$  نیروی برشی تیر پیوند طبقه اول 215.35 ton و  $M_E$  لنگر خمشی آن برابر است با:

$$M_E = V_E \times \frac{e}{2} = 215.35 \times \frac{1.00}{2} = 107.68 \text{ ton.m}$$

چنانچه اتصال تیرها به ستونها و مهاربندها به تیرها مفصلی در نظر گرفته شود و از تغییر طول محوری مهاربندها صرفه نظر شود آنگاه تیرها مانند شکل زیر برای تحلیل بارهای قائم مدل می شوند.



برای تحلیل تیر بالا می توان از روش شیب افت به شرح زیر استفاده کرد.

$$M_{BA} = \frac{3EI}{2.00} \theta_B + \frac{W(2.00)^2}{8}$$

$$M_{BC} = \frac{2EI}{1.00} \theta_B - \frac{W(1.00)^2}{8}$$

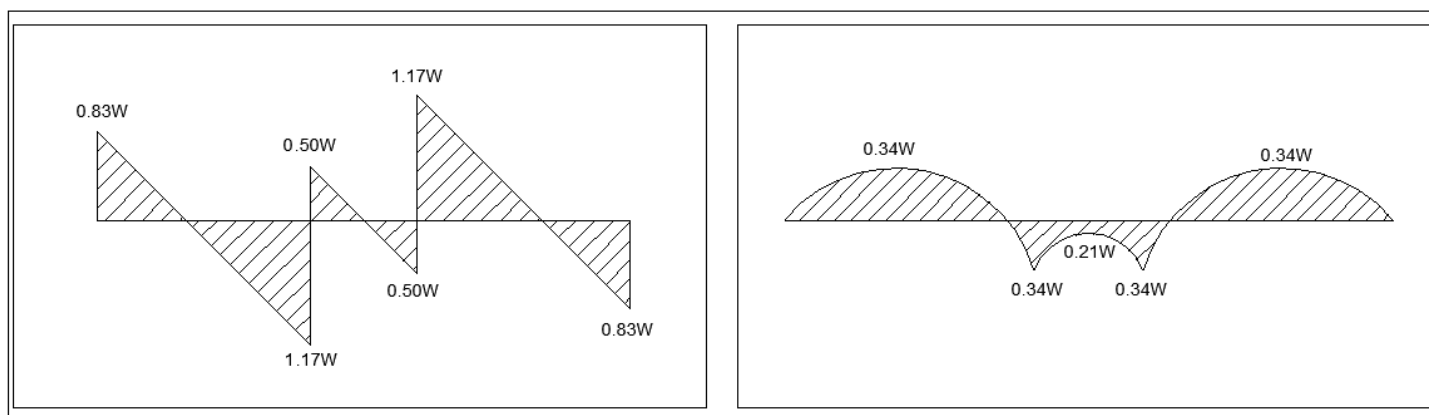
$$M_{BA} + M_{BC} = 0 \rightarrow \theta_B = -\frac{0.107W}{EI}$$

در نتیجه لنگر  $M_{BA}$  و  $R_A$  عکس العمل تکیه گاه  $A$  چنین خواهند بود.

$$M_{BA} = -\frac{3 \times 0.107W}{2.00} + \frac{W(2.00)^2}{8} = 0.34W$$

$$2.00R_A - W(2.00) \left(\frac{2.00}{2}\right) + 0.34W = 0 \rightarrow R_A = 0.83W$$

نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی تیر تحت اثر بار گسترده  $W$  در شکل زیر رسم شده است.



$$W_D = (0.25 \times 353) + (2.90 \times 227.50) = 748 \text{ kgf/m}$$

$$W_L = (0.25 \times 100) + (0.250 \times 350) = 112.5 \text{ kgf/m}$$

$$V_1 = 215.35 + (0.50 \times 0.748) = 215.72 \text{ ton}$$

$$M_1 = 107.68 + (0.34 \times 0.748) = 107.93 \text{ ton.m}$$

تیر پیوند با مقطع I شکل از ورقهای St37 با تنش تسلیم  $F_Y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  طراحی می شود. با فرض  $F_Y = 0.4F_Y = 960 \text{ kg/cm}^2$  خواهیم داشت:



## PROJECT OF Steel Structures

$$f_v = \frac{V_1}{A_w} = \frac{215720}{ht_w} \leq 960 \rightarrow ht_w \leq 224.71 \text{ cm}^2$$

چنانچه  $t_w = 1.90 \text{ cm}$  و  $h = 120 \text{ cm}$  اختیار شود، شرط فوق ارضا خواهد گردید.

در صورتی که مقطع شرایط فشردگی را دارا باشد آنگاه می توان نوشت:

$$f_b = \frac{M_1}{S} = \frac{107.93 \times 10^5}{S} \leq 0.66F_y \rightarrow S > 6813.76 \text{ cm}^3$$

$$S \cong b_f t_f h + t_w \frac{h^2}{6} \rightarrow 6813.76 = b_f t_f (120) + \left( 1.90 \times \frac{120^2}{6} \right) \rightarrow b_f t_f = 18.78 \text{ cm}^2$$

شایان ذکر است در تیر خارج ناحیه پیوند نیروی محوری نیز وجود دارد. لذا  $b_f = 15 \text{ cm}$  و  $t_f = 1.30 \text{ cm}$  اختیار می شود. کنترل‌های لازم را برای مقطع I شکل با مشخصات  $b_f = 15 \text{ cm}$  و  $t_f = 1.30 \text{ cm}$  و  $h = 120 \text{ cm}$  و  $t_w = 1.90 \text{ cm}$  انجام می دهیم.

کنترل برش تیر پیوند

چون  $f_a = 0$  است در این صورت  $F_v$  به صورت زیر بدست می آید. محاسبه  $M_p$  لنگر خمشی پلاستیکی تیر پیوند چنین است:

$$Z_b = (1.30 \times 15 \times 121.30) + \left( 1.90 \times \frac{120^2}{4} \right) = 9205.35 \text{ cm}^3$$

$$M_p = Z_b F_y = 9205.30 \times 2400 \times 10^{-5} = 220.93 \text{ ton.m}$$

$$F_v = \min \left( 0.4F_y, \frac{2M_p}{1.67e} \right) = \min \left( 0.4 \times 2400, \frac{2 \times 220.93 \times 10^5}{1.67 \times 100} \right) = \min(960, 264584.9102) = 960 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{215720}{120 \times 1.90} = 946.14 \text{ kg/cm}^2 < 960 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب است

### کنترل طول تیر پیوند

چون نیروی محوری تیر پیوند صفر است، لذا  $f_a = 0$  و  $\eta = \frac{A_w f_a}{A_g f_v} = 0$  می باشد. بنابراین می توان نوشت:

$$V_p = 0.6 F_y A_w = 0.60 \times 2400 \times 120 \times 1.90 \times 10^{-3} = 328.32 \text{ ton}$$

$$e = 1.00 \text{ m} < \frac{1.6 M_p}{V_p} = \frac{1.60 \times 220.93}{328.32} = 1.08 \text{ m} \quad \text{مناسب است}$$

### کنترل فشردگی لرزه ای تیر پیوند

$$\frac{b_f}{2 t_f} = \frac{15}{2 \times 1.30} = 5.77 < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 8.87 \quad \text{مناسب است}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{120}{1.90} = 63.16 < 3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.14 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 92.90 \quad \text{مناسب است}$$

### کنترل خمش تیر پیوند

$S_b$  اساس مقطع الاستیک تیر پیوند برابر است با:

$$S_b = \frac{1}{12 \times 61.30} ((15 \times 122.6^3) - (13.10 \times 120^3)) \cong 6803.65 \text{ cm}^3$$

تیر پیوند در فاصله 50 سانتیمتری دارای مهار جانبی است، در این صورت می توان نوشت:

$$L_b = 50 \text{ cm} < \min \left( \frac{635 \times 15}{\sqrt{2400}}, \frac{14 \times 10^5 \times 15 \times 1.3}{122.6 \times 2400} \right) = 92.78 \text{ cm}$$

بنابراین تیر پیوند شرایط فشردگی را دارا می باشد و برای کنترل خمش خواهیم داشت:

$$f_b = \frac{M}{S_b} = \frac{107.93 \times 10^5}{6803.65} \cong 1582.35 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 0.66 F_y = 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{مناسب است}$$

طراحی تیر در خارج ناحیه پیوند

تیرهای خارج از ناحیه پیوند براساس ترکیبات بارگذاری حداکثر زلزله طراحی می شوند. از بین این روابط ترکیب  $D + 0.75L + E_{es}$  از سایر ترکیبات بحرانی تر است.  $W_G$  براساس ترکیب  $D + 0.75L$  برابر است با:

$$W_G = (0.748) + (0.75 \times 0.1125) = 0.832 \text{ ton/m}$$

چون در تیر پیوند  $f_a = 0$  است، لذا  $V_{exp}$  و  $M_{exp}$  به ترتیب برش و لنگر در دو انتهای تیر در ناحیه پیوند از روابط زیر بدست می آیند. بنابراین با توجه  $C_p = \frac{1.1}{R_y}$  می توان نوشت:

$$\begin{aligned} V_{exp} &= \min \left( \frac{2M_p}{e} \pm V_g \left( \frac{F.S.}{R_y C_p} \right), 0.6F_y A_w \right) \\ &= \min \left( \left( \frac{2 \times 220.93 \times 10^5}{100} + (0.50 \times 0.832) \left( \frac{1.50}{1.10} \right) \right), (0.6 \times 2400 \times 1.90 \times 120) \right) \\ &= 328.32 \text{ ton} \end{aligned}$$

چون  $V_{exp}$  برابر با  $0.6F_y A_w$  بدست آمد، لذا تیر پیوند دارای رفتار برشی است و  $M_{exp}$  برابر است با:

$$M_{exp} = V_{exp} \frac{e}{2} \pm \frac{w_g e^2}{4} \left( \frac{F.S.}{R_y C_p} \right) = \left( 328.32 \times \frac{1.00}{2} \right) + \left( \frac{0.832 \times 1.00^2}{4} \left( \frac{1.67}{1.10} \right) \right) = 164.48 \text{ ton.m}$$

نیروهای نظیر  $(M_{es}, V_{es})E_{es}$  برابرند با:

$$\begin{aligned} V_{es} &= \frac{R_y C_p}{F.S.} V_{exp} = \frac{1.10}{1.50} \times 328.32 = 240.77 \text{ ton} \\ M_{es} &= \frac{R_y C_p}{F.S.} M_{exp} = \frac{1.10}{1.67} \times 164.48 = 108.34 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

بنابراین نیروی برشی و لنگر خمشی طراحی تیر پیوند با فرض اتصال مفصلی مهاربند به تیر و عدم انتقال لنگر خمشی به مهاربند و نیز با توجه به ترکیب بارگذاری  $D + 0.75L + E_{es}$  برابر است با:

$$V = (1.17 \times 0.832) + 240.77 = 241.74 \text{ ton}$$

## PROJECT OF Steel Structures

$$M = (0.34 \times 0.832) + 108.34 = 108.62 \text{ ton.m}$$

$$P = 20.13 \text{ ton}$$

بنابراین تیر خارج از ناحیه پیوند باید برای  $V = 241.74 \text{ ton}$  و  $M = 108.62 \text{ ton.m}$  و  $P = 20.13 \text{ ton}$  طراحی شود.

تیر خارج از ناحیه پیوند با مشخصات زیر انتخاب می شود:

$$b_f = 20 \text{ cm} , \quad t_f = 1.3 \text{ cm} , \quad h = 120 \text{ cm} , \quad t_w = 1.90 \text{ cm}$$

مشخصات هندسی تیر به قرار زیر است:

$$A = 276 \text{ cm}^2 , \quad S = \frac{1}{12 \times 61.30} ((20 \times 122.6^3) - (18.70 \times 120^3)) \cong 6174.31 \text{ cm}^3$$

$$I_y \cong 2 \times 1.30 \times \frac{20^3}{12} = 1733.33 \text{ cm}^4 , \quad r_y = 2.54 \text{ cm}$$

چون  $M_{exp}$  و  $V_{exp}$  براساس  $0.6F_y A_w$  تعیین گردیدند لذا محاسبات فوق دستخوش تغییر نمی شود. از طرف دیگر با افزایش  $Z_b$  اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند،  $M_p$  نیز افزایش یافته و رابطه  $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$  همچنان برقرار خواهد بود.

برای کنترل تنشهای تیر در خارج از ناحیه پیوند براساس روابط تیر - ستون می توان نوشت:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{20.13 \times 10^3}{276} = 72.93 \text{ kg/cm}^2 , \quad f_b = \frac{M}{S} = \frac{108.62 \times 10^5}{6174.31} = 1759.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$(KL)_y = 200 \text{ cm} \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_y = 78.74 \rightarrow F_a = 1035 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{72.93}{1035} = 0.07 \leq 0.15 \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \rightarrow 0.07 + \frac{1759.22}{1440} = 1.29 < 1 \rightarrow \text{مناسب نیست}$$

تیر خارج از ناحیه پیوند با مشخصات زیر انتخاب می شود:

$$b_f = 25 \text{ cm} , \quad t_f = 1.5 \text{ cm} , \quad h = 120 \text{ cm} , \quad t_w = 1.90 \text{ cm}$$

مشخصات هندسی تیر به قرار زیر است:

## PROJECT OF Steel Structures

$$A = 303 \text{ cm}^2, \quad S = \frac{1}{12 \times 61.50} ((25 \times 123^3) - (23.50 \times 120^3)) \cong 8013.11 \text{ cm}^3$$

$$I_y \cong 2 \times 1.50 \times \frac{25^3}{12} = 3906.25 \text{ cm}^4, \quad r_y = 3.59 \text{ cm}$$

چون  $M_{exp}$  و  $V_{exp}$  براساس  $0.6F_y A_w$  تعیین گردیدند لذا محاسبات فوق دستخوش تغییر نمی شود. از طرف دیگر با افزایش  $Z_b$  اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند،  $M_p$  نیز افزایش یافته و رابطه  $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$  همچنان برقرار خواهد بود.

برای کنترل تنشهای تیر در خارج از ناحیه پیوند براساس روابط تیر - ستون می توان نوشت:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{20.13 \times 10^3}{303} = 66.44 \text{ kg/cm}^2, \quad f_b = \frac{M}{S} = \frac{108.62 \times 10^5}{8013.11} = 1355.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$(KL)_y = 200 \text{ cm} \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_y = 55.710 \rightarrow F_a = 1195 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{66.44}{1195} = 0.056 \leq 0.15 \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \rightarrow 0.056 + \frac{1355.53}{1440} = 0.997 < 1 \rightarrow \text{مناسب نیست}$$

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{241.74 \times 10^3}{123 \times 1.90} = 1034.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_v}{F_v} = \frac{1034.40}{960} = 1.08 \rightarrow$$

می توان گفت مناسب است

بنابراین از تیر با مشخصات  $b_f = 25 \text{ cm}$  و  $t_f = 1.50 \text{ cm}$  و  $h = 120 \text{ cm}$  و  $t_w = 1.90 \text{ cm}$  از ورق St37 برای تیر ناحیه پیوند و خارج از ناحیه پیوند استفاده می شود.

### طراحی مهاربندها

مهاربندها براساس نیروها و تلاشهای بدست آمده از ترکیبات بارگذاری حداکثر زلزله مورد انتظار طراحی می گردند. در این ترکیبات در محاسبه  $E_{exp}$  ضریب  $C_p$  برابر 1.25 در نظر گرفته می شود.

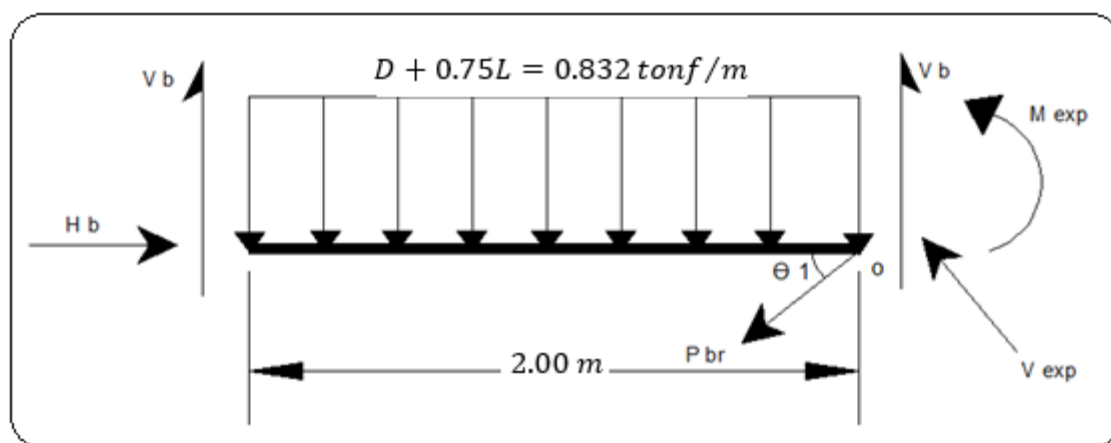
در این صورت برای  $V_{exp}$  می توان نوشت:

$$V_{exp} = \frac{C_p R_y V_p}{F.S.} = \frac{1.25 \times 1.10 \times 0.60 \times 2400 \times 120 \times 1.90 \times 10^{-3}}{1.50} = 300.96 \text{ ton}$$

$M_{exp}$  لنگر خمشی انتهای تیر پیوند برابر است با:

$$M_{exp} = V_{exp} \frac{e}{2} = 300.96 \times \frac{1.00}{2} = 150.48 \text{ ton.m}$$

نمودار آزاد تیر خارج از ناحیه پیوند و مهاربند متصل به آن در طبقه اول با فرض اتصال آن به ستون به صورت مفصلی مطابق شکل زیر است:



با توجه به شکل بالا می توان نوشت:

$$\tan \theta_1 = \frac{4.00}{2.00} = 2.00 \quad \sin \theta_1 = 0.894$$

$$\sum M_o = 0 \rightarrow 2.00V_b = \left(0.832 \times \frac{2.00^2}{2}\right) + 150.48 \rightarrow V_b = 76.072 \text{ tonf}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow V_b + V_{exp} - (0.832 \times 2.00) - (P_{br} \sin \theta_1) = 0 \rightarrow P_{br} = 419.87 \text{ tonf}$$

در صورتی که از پروفیل قوطی با مشخصات  $Box 450 \times 450 \times 20$  و فولاد  $St37$  با مشخصات زیر استفاده شود، خواهیم داشت:

## PROJECT OF Steel Structures

$$A_{br} = 344 \text{ cm}^2 \quad r_{br} = 17.57 \text{ cm} \quad L_{br} = \sqrt{200^2 + 400^2} = 447.21 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{br}}{r_{br}} = 25.45 \rightarrow F_a = 1352 \text{ kg/cm}^2$$

برای کنترل تنش در مهاربند می توان نوشت:

$$f_a = \frac{P_{br}}{A_{br}} = \frac{419.87 \times 10^3}{344} = 1220.55 \text{ kg/cm}^2 < 1352 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{مناسب است}$$

### طراحی تقویت کننده های عرضی تیر ناحیه پیوند

در دو انتهای محل اتصال مهاربند به تیر یک جفت تقویت کننده عرضی در تمام عمق جان و در دو طرف آن بایستی تعبیه گردد. عرض و ضخامت تقویت کننده ها چنین است:

$$b_s = \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{25}{2} - 1.90 = 10.60 \text{ cm}$$

$$t_s \geq \max(1 \text{ cm}, (0.75 \times 1.90)) = 1.45 \text{ cm}$$

در تیرهای پیوند، در حد فاصل دو تقویت کننده انتهایی باید تقویت کننده های میانی به صورت زیر بکار برده شوند:

$$\gamma_p < 0.08 \rightarrow a \leq \left(30t_w - \frac{d_b}{5}\right) \rightarrow a \leq \left((30 \times 1.90) - \frac{122.60}{5}\right) = 32.48 \text{ cm}$$

بنابراین در فاصله  $\frac{e}{2} = 50 \text{ cm}$  از تقویت کننده میانی استفاده می شود. چون عمق تیر  $d_b = 122.60 \text{ cm} > 32.48 \text{ cm}$  است، باید تقویت کننده های عرضی به صورت جفت و در هر دو طرف جان تعبیه گردد.

در این صورت از سه جفت ورق به ابعاد  $106.0 \times 14.50 \text{ mm}$  در طرفین جان تیر پیوند استفاده می شود.

### طراحی جوش تقویت کننده ها به جان و بالهای تیر پیوند

اتصال تقویت کننده های عرضی به جان و هر یک از بالهای تیر پیوند باید توسط جوش گوشه و به ترتیب برای نیروی  $\frac{A_{st}F_y}{1.67}$  و  $\frac{A_{st}F_y}{4(1.67)}$  که در آن  $A_{st}$  سطح مقطع هر یک از تقویت کننده های عرضی می باشد، طراحی گردد.

$$A_{st}F_y = 1.45 \times 10.60 \times 2400 = 36888 \text{ kg}, \quad \frac{A_{st}F_y}{4} = 9222 \text{ kg}$$

در صورتی که از الکتروود E60 و با  $\phi = 0.75$  برای جوش اتصال استفاده شود، آنگاه  $a_{w1}$  و  $a_{w2}$  به ترتیب ضخامت گلوی جوش ورق تقویت به جان و بال با دو خط جوش چنین محاسبه می شود:

## PROJECT OF Steel Structures

$$2 \times 0.707 a_{w1} \times 120 \times 0.75 \times 0.30 \times 4200 = 36888 \rightarrow a_{w1} = 0.23 \text{ cm}$$

$$2 \times 0.707 a_{w2} \times 10.60 \times 0.75 \times 0.30 \times 4200 = 9222 \rightarrow a_{w2} = 0.65 \text{ cm}$$

بنابراین از جوش گوشه با ضخامت گلوی 10 میلیمتر برای اتصال ورقهای تقویت عرضی به بال و جان تیر استفاده می شود.



## بخش پنجم

### مدلسازی کامپیوتری سازه

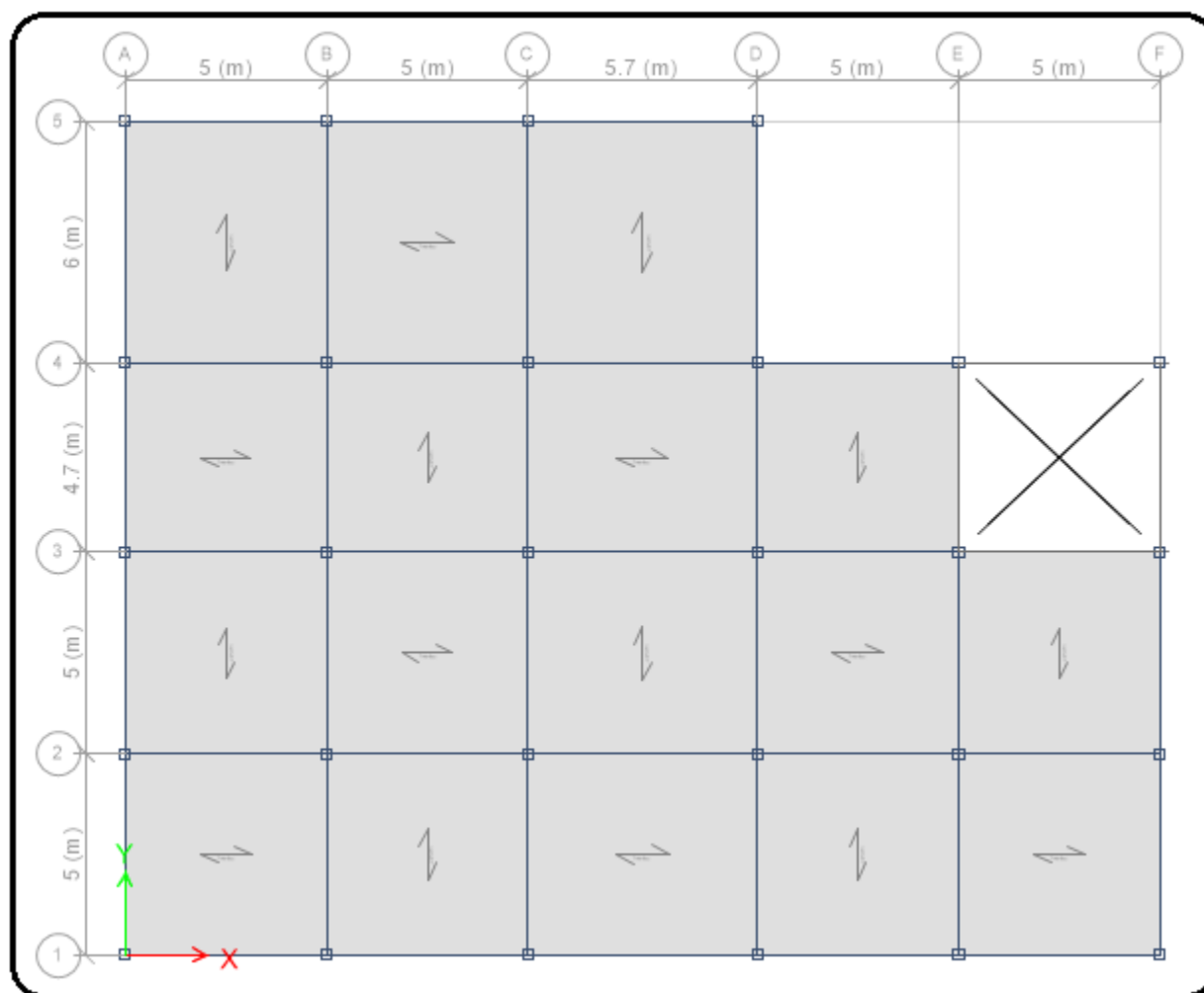


**ETABS 2015 Ultimate 64-bit**

Version 15.0.0 Build 1221

Integrated Building Design Software

Copyright © 1984-2015 Computers and Structures, Inc.



پلان سازه

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: ST37 (Rolled)

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 7850 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000012 1/C

Shear Modulus, G: 769230.77 kgf/cm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name: ST37 (Rolled)

Material Type: Steel, Isotropic

**Design Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 2400 kgf/cm<sup>2</sup>

Minimum Tensile Strength, Fu: 3700 kgf/cm<sup>2</sup>

Effective Yield Stress, Fye: 2880 kgf/cm<sup>2</sup>

Effective Tensile Strength, Fue: 4440 kgf/cm<sup>2</sup>

OK Cancel

تعریف مصالح فولادی جهت استفاده برای ساخت مقاطع مورد شده


**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: C0

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0 kgf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 249565.7 kgf/cm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 108506.83 kgf/cm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name: C0

Material Type: Concrete, Isotropic

**Design Properties for Concrete Materials**

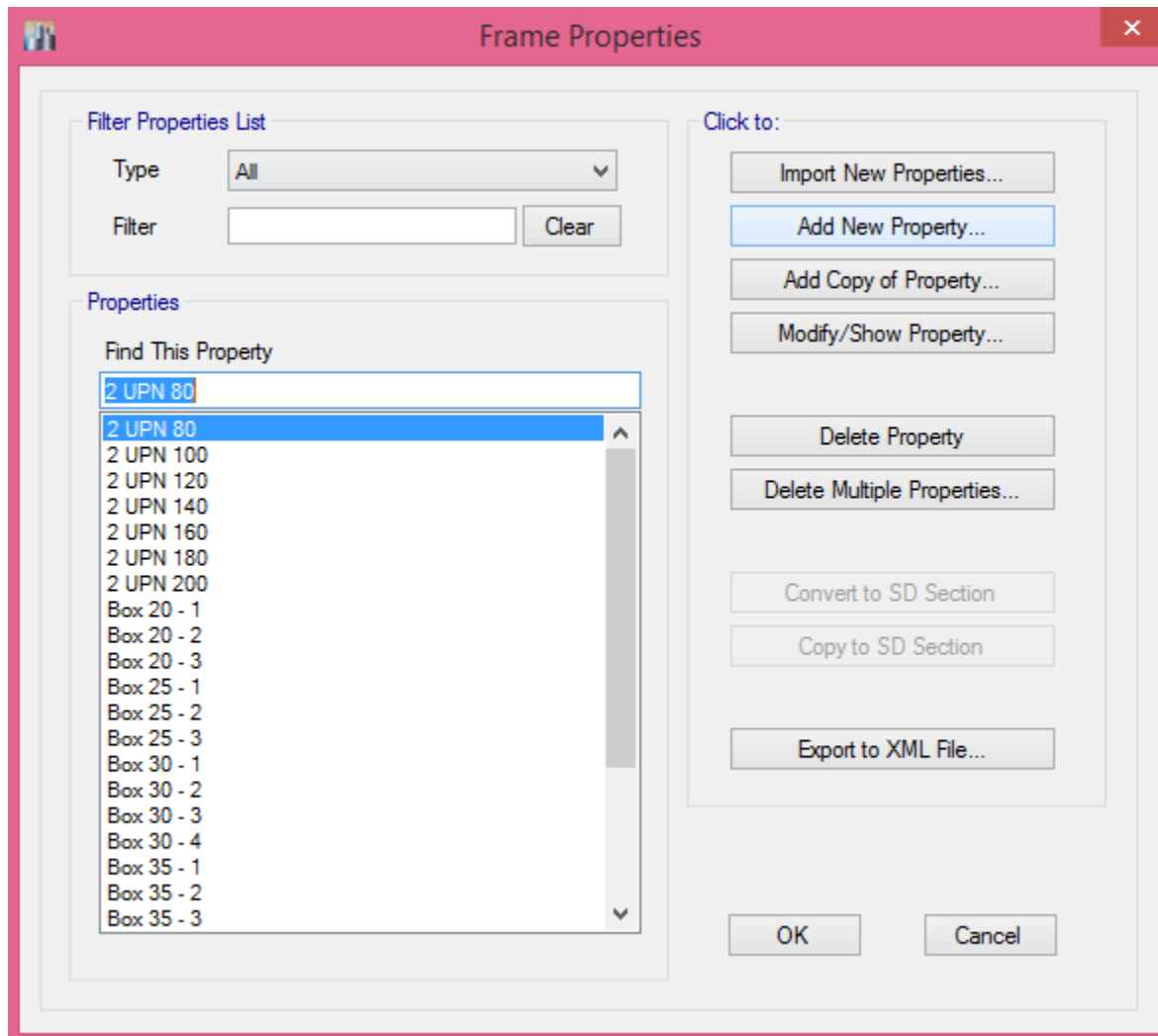
Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 210 kgf/cm<sup>2</sup>

☐ Lightweight Concrete


Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

تعريف مصالح بتنی



تعریف مقاطع اولیه



Deck Property Data

×

General Data

Property Name

Tirchek Blook

Type

Filled

▼

?

Slab Material

C0

▼

...

Deck Material

ST37 (Rolled)

▼

...

Modeling Type

Membrane

▼

Modifiers (Currently Default)

Modify/Show...

Display Color

Change...

Property Notes

Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc

8.75

cm

Rib Depth, hr

7.5

cm

Rib Width Top, wrt

17.5

cm

Rib Width Bottom, wrb

12.5

cm

Rib Spacing, sr

30

cm

Deck Shear Thickness

0.1

cm

Deck Unit Weight

0

kgf/m<sup>2</sup>

Shear Stud Diameter

1.9

cm

Shear Stud Height, hs

15

cm

Shear Stud Tensile Strength, Fu

40788.65

kgf/cm<sup>2</sup>

OK

Cancel

تعریف سقف تیرچه بلوک

### معرفی الگوهای بارهای وارد بر ساختمان و معرفی آنها به نرم افزار

در این قسمت به معرفی بارهایی که بر سازه اعمال می شوند خواهیم پرداخت. این بارها شامل بار ثقلی نظیر بار مرده و زنده و همچنین بار زنده قابل کاهش و بار اصلاح جرم و بارهای جانبی نظیر بارهای استاتیکی و بارهای زلزله دینامیکی و همچنین بارهای خیالی هستند.

با توجه به اینکه در بخش اول سازه برای بارهای زلزله دینامیکی مورد بحث قرار گرفت و همچنین اینکه در مدل کامپیوتری نیز قصد خواهیم داشت تا سازه را برای بارهای دینامیکی آنالیز و طراحی کنیم، به این معنی نیست که دیگر نیازی به بارهای زلزله استاتیکی نمی باشد، بلکه در این حالت نیز باید بارهای زلزله استاتیکی را به نرم افزار معرفی نماییم. به این دلیل که مطابق استاندارد 2800 باید پیرش پایه حاصل از آنالیز دینامیکی را با برش حاصل از آنالیز استاتیکی همپایه کنیم و با توجه به این مورد، نیاز است که علاوه بر معرفی حالات بار زلزله دینامیکی، حالت‌های بار زلزله استاتیکی را به نرم افزار معرفی نماییم. بارهایی که باید به نرم افزار معرفی شوند در جدول زیر ارائه شده است.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
D	Dead	1	Auto
Leq	Live	0	User Coefficient
Lr	Roof Live	0	User Coefficient
L	Live	0	Auto
Mass	Other	0	Auto
EX	Seismic	0	
EY	Seismic	0	
NDX	Notional	0	
NDY	Notional	0	

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
NDY	Notional	0	Auto
NLX	Notional	0	Auto
NLY	Notional	0	Auto
NLeqX	Notional	0	Auto
NLeqY	Notional	0	Auto
NLrX	Notional	0	Auto
NLrY	Notional	0	Auto
EX Drift	Seismic (Drift)	0	User Coefficient
EY Drift	Seismic (Drift)	0	User Coefficient

## PROJECT OF Steel Structures

$$A = 0.35 \quad , \quad I = 1.00 \quad , \quad R_x = 7.00 \quad , \quad R_y = 7.00 \quad , \quad H = 20 \text{ m}$$

$$S_{III}, A = 0.35 \rightarrow T_0 = 0.15 \text{ s} \quad , \quad T_s = 0.70 \text{ s} \quad , \quad S_0 = 1.10 \quad , \quad S = 1.75$$

$$T_x = 0.08 \times 20^{0.75} = 0.7566 \text{ s} \quad \rightarrow \quad T_s \leq T_x < 4 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.08 \times 20^{0.75} = 0.7566 \text{ s} \quad \rightarrow \quad T_s \leq T_y < 4 \text{ sec}$$

$$B_x = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T_y} \right) \left( \frac{0.70}{4 - T_s} (T_y - T_s) + 1 \right) = (1.75 + 1) \left( \frac{0.70}{0.7566} \right) \left( \frac{0.70}{4 - 0.70} (0.7566 - 0.70) + 1 \right) = 2.668$$

$$B_y = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T_y} \right) \left( \frac{0.70}{4 - T_s} (T_y - T_s) + 1 \right) = (1.75 + 1) \left( \frac{0.70}{0.7566} \right) \left( \frac{0.70}{4 - 0.70} (0.7566 - 0.70) + 1 \right) = 2.668$$

$$C_x = \frac{AB_x I}{R_x} = \frac{0.35 \times 2.668 \times 1.00}{7.00} = 0.1334 > C_{min} = 0.14AI = 0.14 \times 0.35 \times 1.00 = 0.0490 \rightarrow OK$$

$$C_y = \frac{AB_y I}{R_y} = \frac{0.35 \times 2.668 \times 1.00}{7.00} = 0.1334 > C_{min} = 0.14AI = 0.14 \times 0.35 \times 1.00 = 0.0490 \rightarrow OK$$

$$T_x = 0.7566 \text{ s} \quad \rightarrow \quad 0.5 \text{ sec} < T_x \leq 2.5 \text{ sec} \quad \rightarrow \quad k_x = 0.5T_x + 0.75 = 0.5(0.7566) + 0.75 = 1.1283$$

$$T_y = 0.7566 \text{ s} \quad \rightarrow \quad 0.5 \text{ sec} < T_y \leq 2.5 \text{ sec} \quad \rightarrow \quad k_y = 0.5T_y + 0.75 = 0.5(0.7566) + 0.75 = 1.1283$$

**Seismic Load Pattern - User Defined**

**Direction and Eccentricity**

☒ X Dir ☐ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

**Factors**

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

**Story Range**

Top Story

Bottom Story

**Seismic Load Pattern - User Defined**

**Direction and Eccentricity**

☐ X Dir ☒ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

**Factors**

Base Shear Coefficient, C

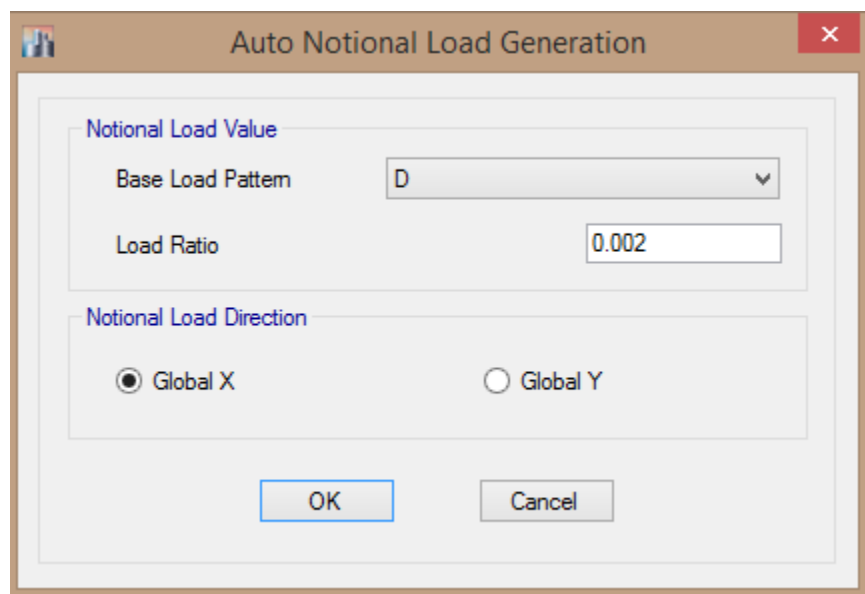
Building Height Exp., K

**Story Range**

Top Story

Bottom Story





Auto Notional Load Generation

Notional Load Value

Base Load Pattern: D

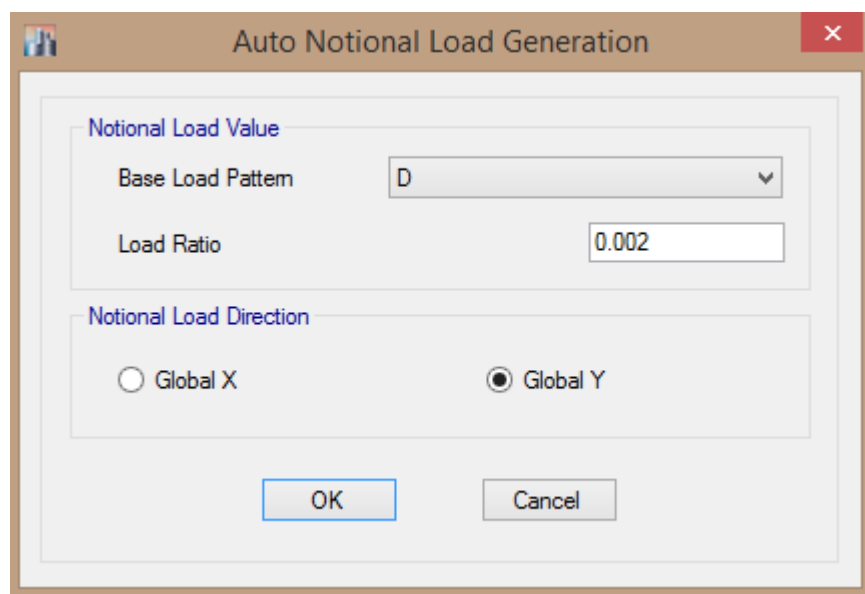
Load Ratio: 0.002

Notional Load Direction

☒ Global X ☐ Global Y

OK Cancel

پنجره مربوط به تنظیمات الگوی بار NDX



Auto Notional Load Generation

Notional Load Value

Base Load Pattern: D

Load Ratio: 0.002

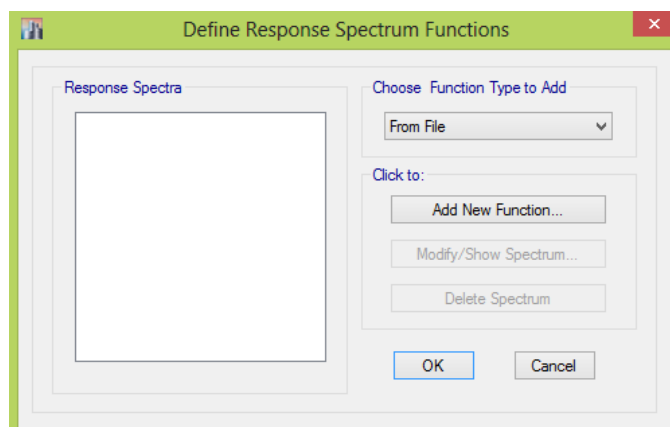
Notional Load Direction

☐ Global X ☒ Global Y

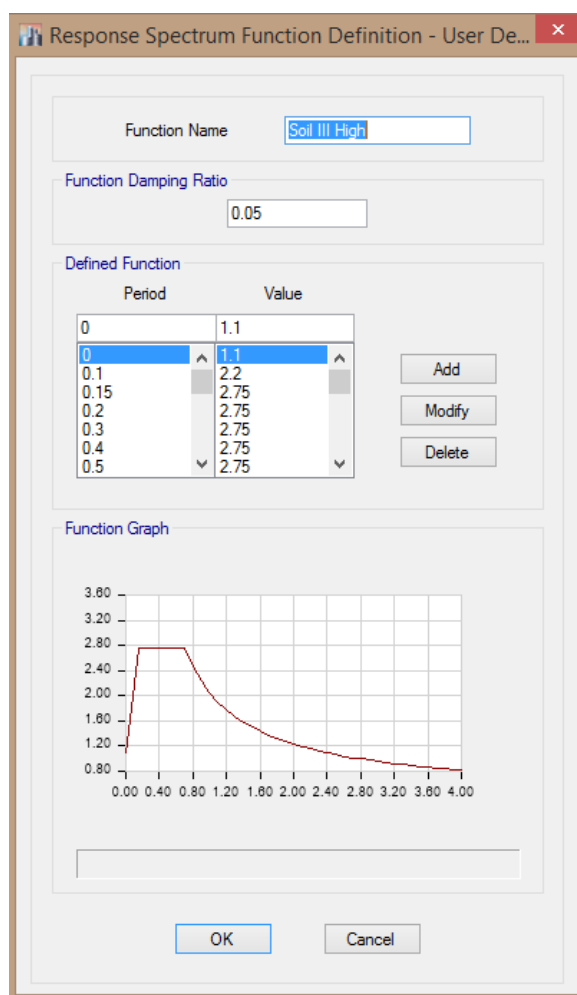
OK Cancel

پنجره مربوط به تنظیمات الگوی بار NDY

برای دیگر الگوهای باری خیالی نیز به ترتیب فوق عمل می کنیم.



پنجره مربوط به معرفی منحنی ضریب بازتاب با استفاده از فایل txt



نمودار مربوط به ضریب بازتاب براساس فایل متنی txt با فرض میرایی 5%

Load Case Data

General

Load Case Name

SX - Base Shear

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Soil III High	0.4903

Add
Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

معرفی حالت بار دینامیکی بدون خروج از مرکزیت با میرایی 5% برای جهت X

$$Scale\ Factor = \frac{A.I}{R_u} g = \frac{0.35 \times 1.00}{7.00} \times 9.806 = 0.4903$$

## PROJECT OF Steel Structures

Load Case Data

General

Load Case Name

SXPN

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type

Load Name

Function

Scale Factor

Acceleration

U1

Soil III High

0.4903

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0.05 for All Diaphragms


Modify/Show...

OK

Cancel

معرفی حالت بار دینامیکی با خروج از مرکزیت منفی و مثبت برای جهت X

$$Scale\ Factor = \frac{A.I}{R_y} g = \frac{0.35 \times 1.00}{7.00} \times 9.806 = 0.4903$$


Load Case Data
✕

General

Load Case Name

0.3SX

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Soil III High	0.14709

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response
 

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0 for All Diaphragms

Modify/Show...

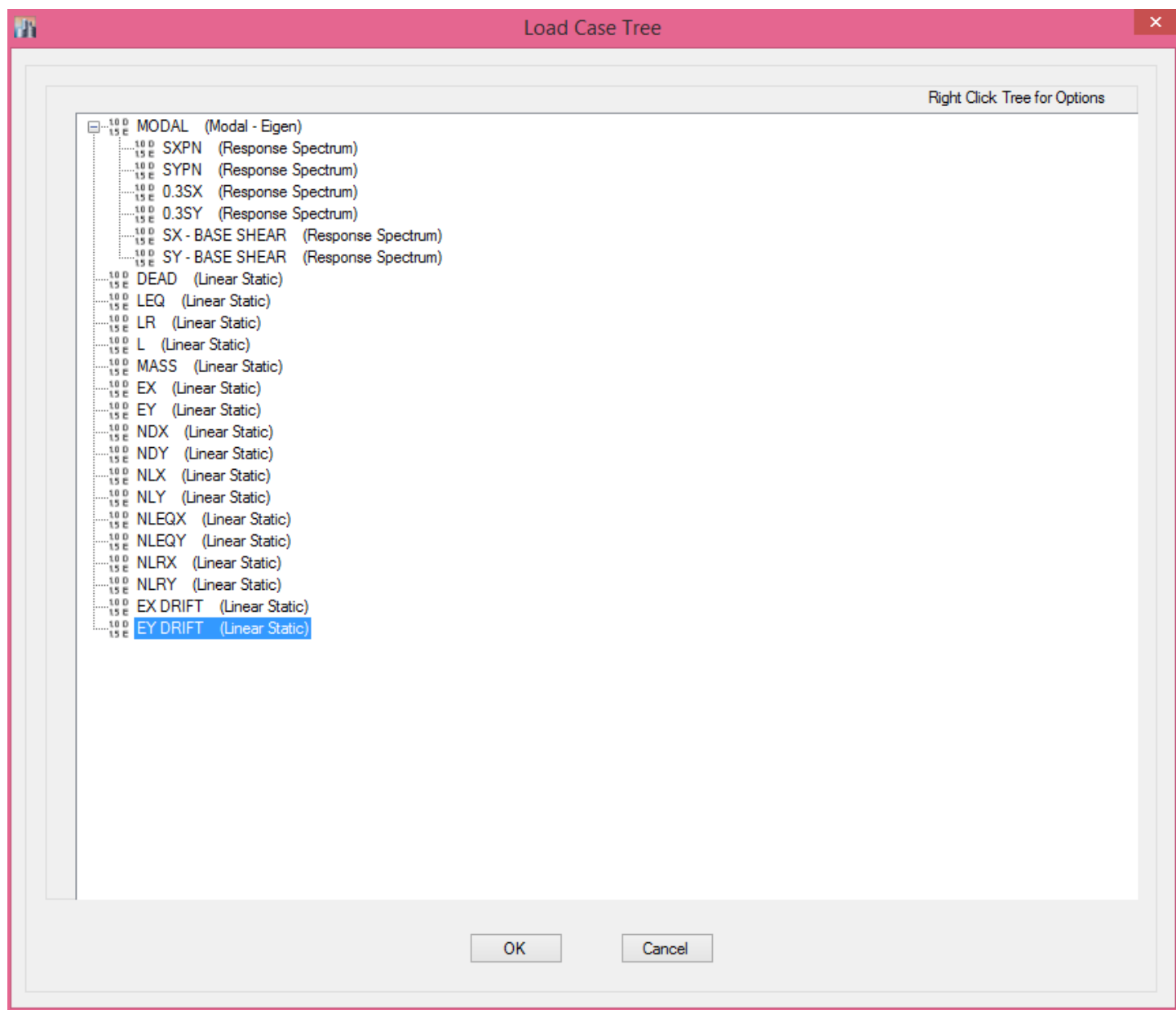
OK

Cancel

معرفی حالت بار دینامیکی بدون خروج از مرکزیت و برای در نظر گرفتن اثر قاعده 30% - 100%

$$Scale\ Factor = 0.3 \frac{A.I}{R_y} g = 0.30 \times \frac{0.35 \times 1.00}{7.00} \times 9.806 = 0.14709$$

## PROJECT OF Steel Structures



نمودار درختی حالات بار در نظر گرفته شده

نام ترکیب بار	شرح ترکیب بار
(1-1)	$1.4(Dead+NDX)$
(1-2)	$1.4(Dead-NDX)$
(1-3)	$1.4(Dead+NDY)$
(1-4)	$1.4(Dead-NDY)$
(2-1)	$1.2(Dead+NDX)+1.6(Leq+L+NLeqX+NLX)+0.5(Lr+NLeqX)$
(2-2)	$1.2(Dead+NDX)+1.6(Leq+L-NLeqX-NLX)+0.5(Lr-NLeqX)$
(2-3)	$1.2(Dead+NDY)+1.6(Leq+L+NLeqY+NLY)+0.5(Lr+NLeqY)$
(2-4)	$1.2(Dead+NDY)+1.6(Leq+L-NLeqY-NLY)+0.5(Lr-NLeqY)$
(3-1)	$1.2(Dead+NDX)+0.5(L+NLX)+1.0(Leq+NLeqX)+1.6(Lr+NLeqX)$
(3-2)	$1.2(Dead-NDX)+0.5(L-NLX)+1.0(Leq-NLeqX)+1.6(Lr-NLeqX)$
(3-3)	$1.2(Dead+NDY)+0.5(L+NLY)+1.0(Leq+NLeqY)+1.6(Lr+NLeqY)$
(3-4)	$1.2(Dead-NDY)+0.5(L-NLY)+1.0(Leq-NLeqY)+1.6(Lr-NLeqY)$
(4-1)	$1.2(Dead)+1.0(Leq+SXP+0.3SY)+0.5(L)$
(4-2)	$1.2(Dead)+1.0(Leq+SYN+0.3SX)+0.5(L)$
(5-1)	$0.9(Dead)+1.0(SXP+0.3SY)$
(5-2)	$0.9(Dead)+1.0(SYN+0.3SX)$
(D-1)	$1.0(Dead)$
(D-2)	$1.0(Dead+Leq+L)$
(D-3)	$1.0(Dead+Lr)$

$$Dead + 0.2(L + Lr) + Leq + MASS$$

Define → MASS Source

**Mass Source Data**

Mass Source Name:

**Mass Source**

☐ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid

Move Direction (counterclockwise from +X):  deg

Move (ratio to diaphragm dimension in move direction):

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
D	1
Leq	1
Lr	0.2
L	0.2
Mass	1

**Mass Options**

☒ Include Lateral Mass

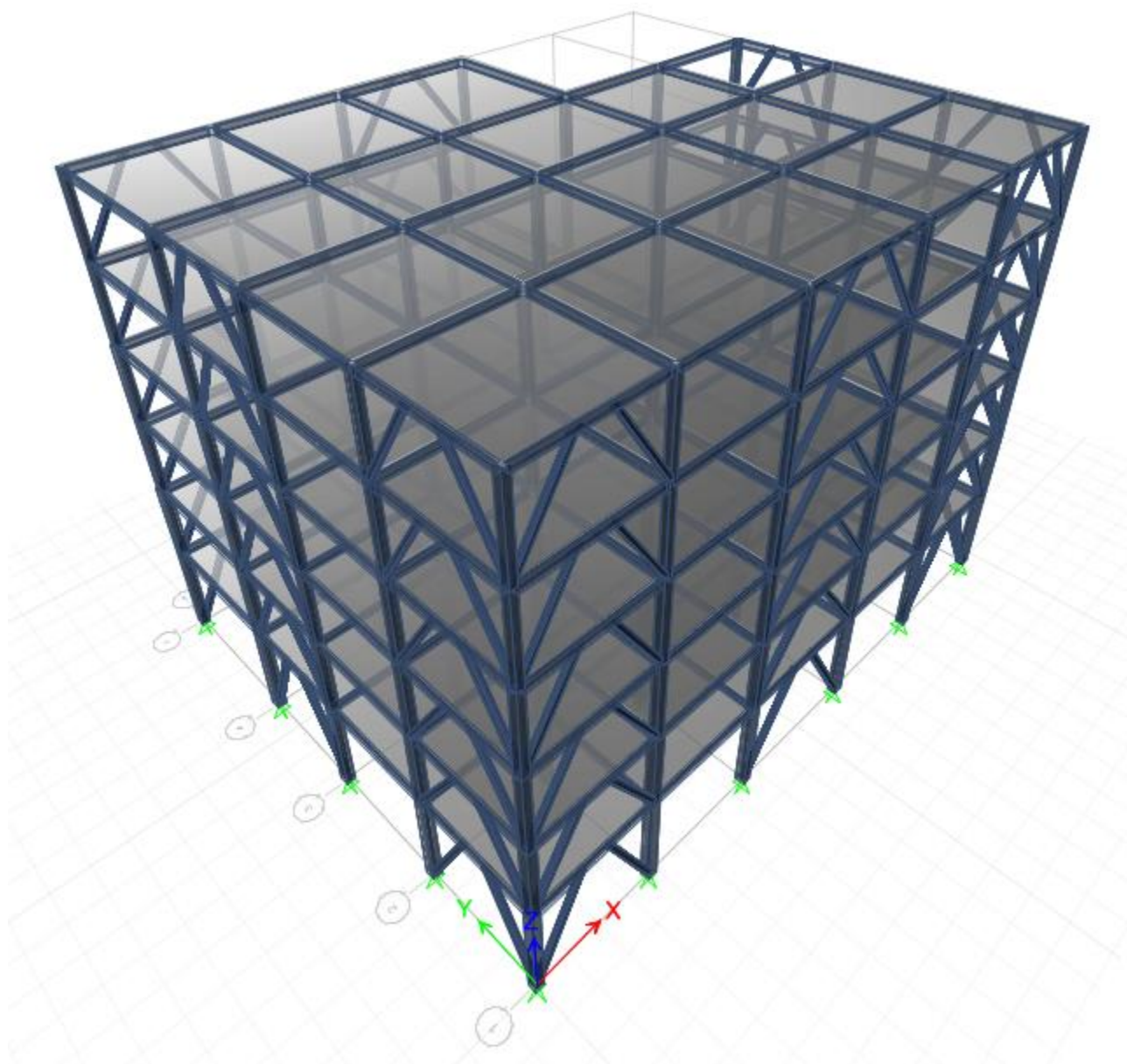
☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

ترکیب بار محاسبه جرم مؤثر سازه





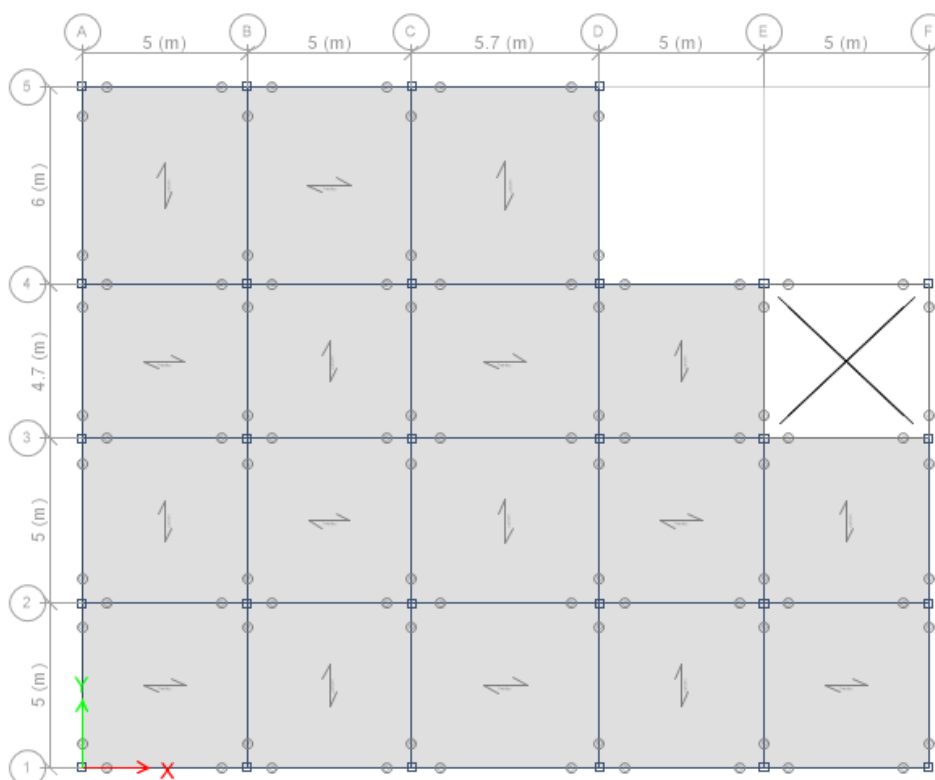
مدلسازی پایانی سازه

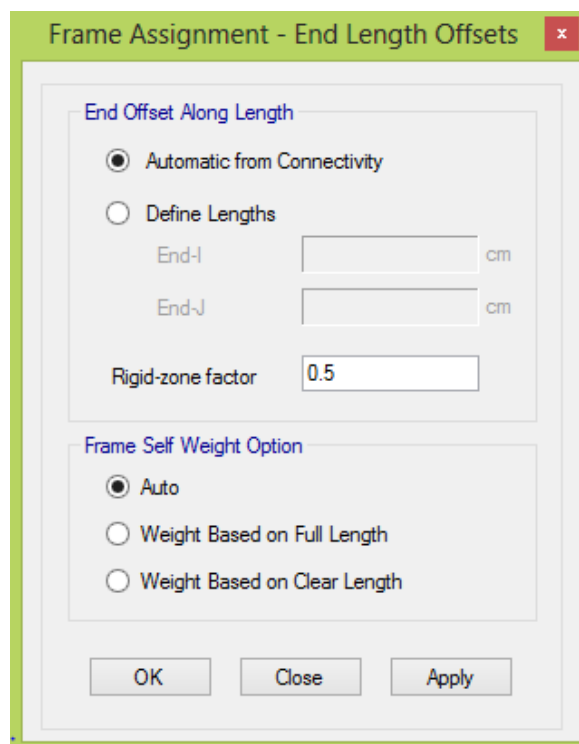
**Frame Assignment - Releases/Partial Fixity**

**Frame Releases**

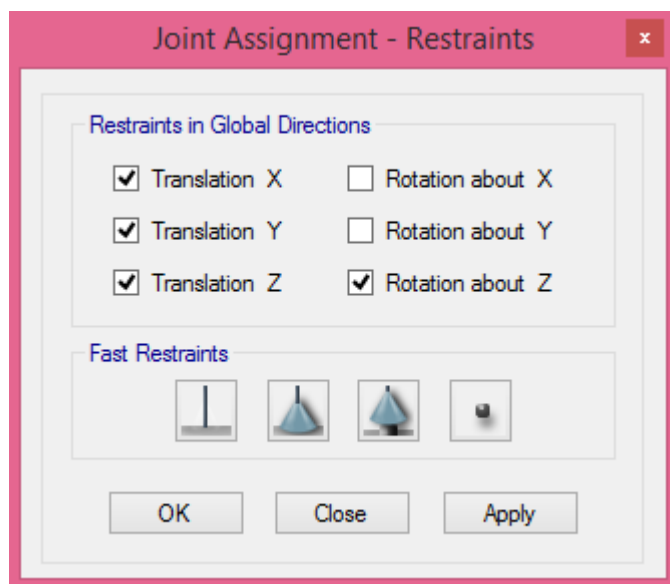
	Release		Frame Partial Fixity Springs		
	Start	End	Start	End	
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			kgf/cm
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			kgf/cm
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			kgf/cm
Torsion	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0		kgf-cm/rad
Moment 22 (Minor)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0	kgf-cm/rad
Moment 33 (Major)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0	kgf-cm/rad

☐ No Releases





اعمال تنظیمات مربوط به نواحی انتهایی



اختصاص شرایط تکیه گاهی (در هر دو جهت مفصلی)

**Frame Load Assignment - Distributed**

Load Pattern Name: D

---

**Load Type and Direction**

☒ Forces    ☐ Moments

Direction of Load Application: Gravity

**Options**

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

---

**Trapezoidal Loads**

	1.	2.	3.	4.	
Distance	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0.25</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0.75</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</span>	
Load	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</span>	kgf/m

☒ Relative Distance from End-I    
 ☐ Absolute Distance from End-I

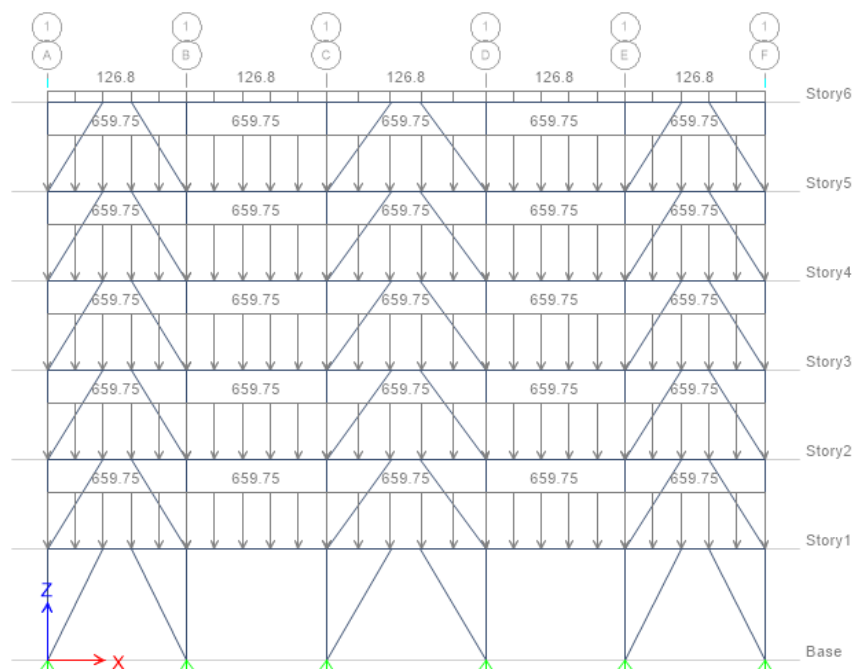
---

**Uniform Load**

Load: 659.75 kgf/m

OK   
 Close   
 Apply

بارگذاری خطی قابها



بارگذاری دیوارها

## PROJECT OF Steel Structures

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name
Commercial

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m <sup>2</sup> )
D	353
L	350
Leq	100

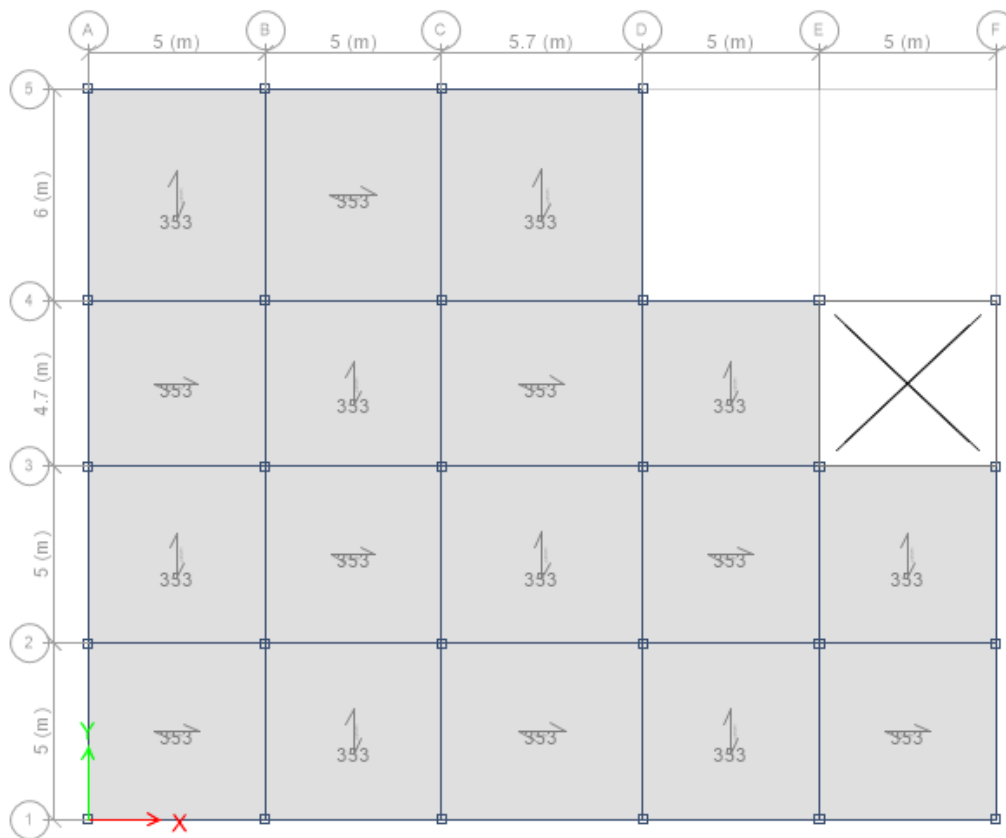
Add
Delete

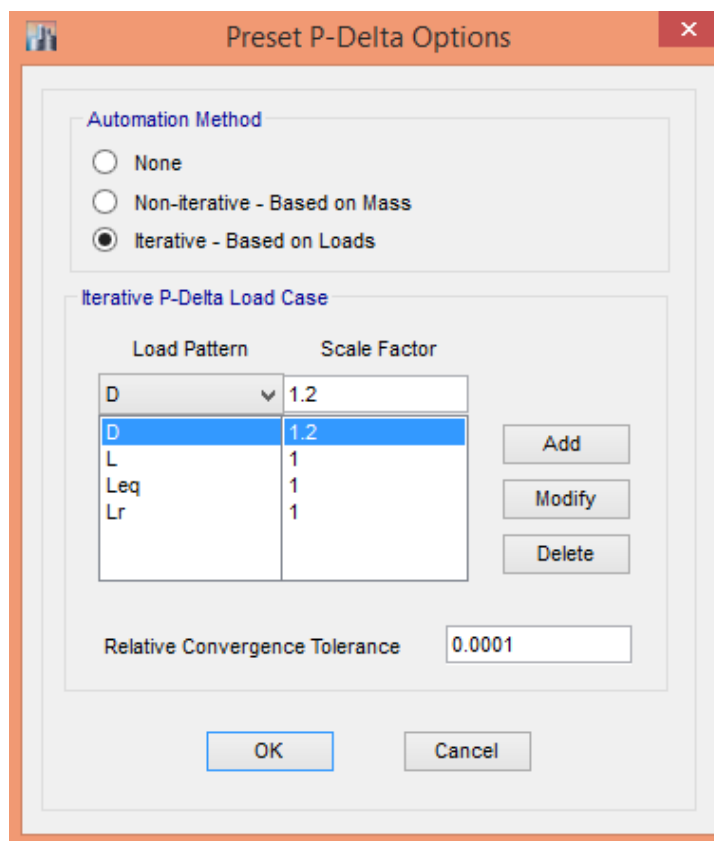
Note: Loads are in the gravity direction.

OK

Cancel

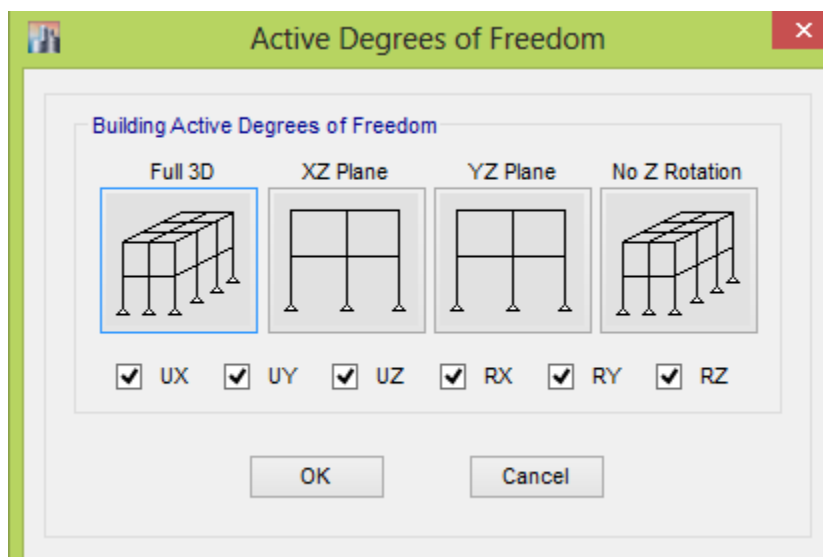
بارگذاری سطحی طبقات تجاری



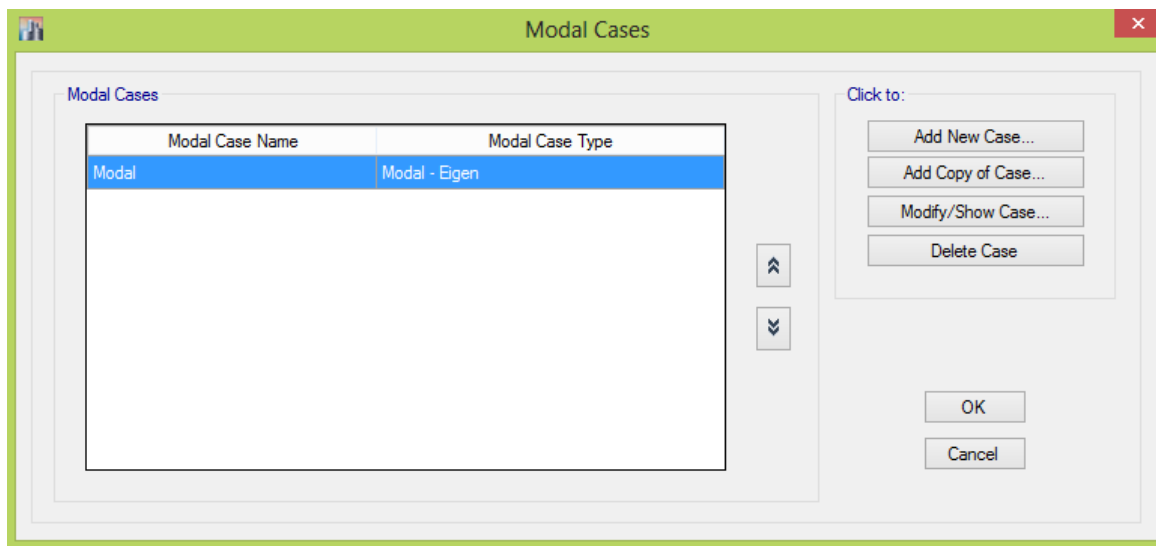


تنظیمات مربوط به فعال کردن اثر P-Delta

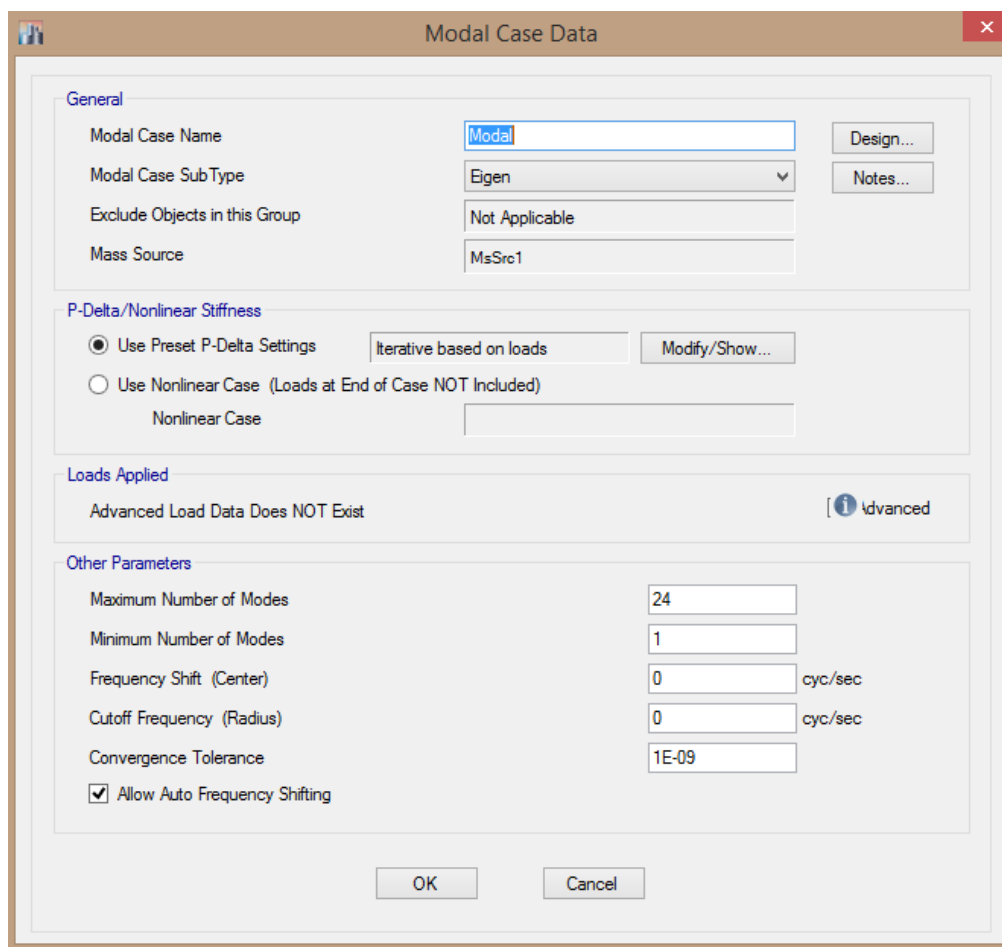
در طراحی دستی این اثر در نظر گرفته نشد.



تنظیمات مربوط به درجات آزادی سازه



پنجره مربوط به فعال کردن آنالیز دینامیکی



تنظیمات مربوط به آنالیز دینامیکی



پنجره مربوط به تنظیمات کنترل روی سازه





## PROJECT OF Steel Structures

Set Load Cases to Run

Case	Type	Status	Action
Modal	Modal - Eigen	Not Run	Run
Dead	Linear Static	Not Run	Run
Leq	Linear Static	Not Run	Run
Lr	Linear Static	Not Run	Run
L	Linear Static	Not Run	Run
Mass	Linear Static	Not Run	Run
EX	Linear Static	Not Run	Run

Click to:

Run/Do Not Run Case  
Delete Results for Case  
Run/Do Not Run All  
Delete All Results  
Show Load Case Tree...

Analysis Monitor Options

☐ Always Show  
☒ Never Show  
☐ Show After  seconds

Diaphragm Centers of Rigidity

☒ Calculate Diaphragm Centers of Rigidity

Tabular Output

☐ Automatically save tables to Microsoft Access or XML after run completes

Filename: C:\Users\Zorasna\Desktop\Azad\ETABS 2015\Azad ETABS.mdb

Table Set: None Add New...

Run Now  
OK Cancel

تنظیمات قبل از آنالیز سازه

Analysis Complete

File Name: C:\Users\Zorasna\Desktop\Folder 1\Naderi Project\ETABS 2015\Naderi ETABS.EDB Less

Start Time: 3/7/2016 9:36:59 PM Elapsed Time: 00:00:00

Finish Time: 3/7/2016 9:37:00 PM Run Status: Done - Analysis Complete

NUMBER OF OUTPUT STEPS SAVED = 3

RESPONSE - SPECTRUM ANALYSIS 21:36:59

CASE: SXPN

TYPE OF EXCITATION = STANDARD GROUND ACCELERATION

USING MODES FROM CASE: MODAL

NUMBER OF DYNAMIC MODES TO BE USED = 24

RESPONSE - SPECTRUM ANALYSIS 21:36:59

CASE: SYPN

TYPE OF EXCITATION = STANDARD GROUND ACCELERATION

USING MODES FROM CASE: MODAL

NUMBER OF DYNAMIC MODES TO BE USED = 24

ANALYSIS COMPLETE 2016/03/07 21:36:59

پنجره نشان دهنده پایان موفقیت آمیز تحلیل

## PROJECT OF Steel Structures

همپایه سازی برش پایه ناشی از تحلیل دینامیکی با برش پایه ناشی از تحلیل استاتیکی

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	EX	Top	0	-247.4265	0	2311.2511	0.4542	-2655.5404
Story1	EY	Top	0	0	-247.4265	-2880.8769	2679.4681	-0.3505
Story1	SX - Base Shear ...	Top	0	166.1846	4.6759	1767.1618	48.9094	1662.8737
Story1	SY - Base Shear ...	Top	0	4.6759	146.6731	1614.4321	1475.4689	46.68

مقدار برش وارده به تراز پایه (Story 1)

با فرض نامنظم بودن

$$Scale_x = \frac{V_{X,EX}}{\sqrt{V_{X,SPX}^2 + V_{Y,SPX}^2}} = \frac{1.00 \times 247.4265}{\sqrt{166.1846^2 + 4.6759^2}} = 1.448$$

$$Scale_y = \frac{V_{X,EY}}{\sqrt{V_{X,SPY}^2 + V_{Y,SPY}^2}} = \frac{1.00 \times 247.4265}{\sqrt{4.6759^2 + 146.6731^2}} = 1.686$$

Load Case Data

General

Load Case Name

0.3SX

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type

Load Name

Function

Scale Factor

Acceleration

U1

Soil III High

0.3\*0.4903\*1.448

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity


0 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

اعمال ضریب اصلاح جهت همپایه کردن حالت بار دینامیکی 0.3SX



Load Case Data

×

General

Load Case Name

SXPN

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Soil III High	0.4903*1.448

?

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response
 

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0.05 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

اعمال ضریب اصلاح جهت همپایه کردن حالت بار دینامیکی SXPN

برای جهت ۷ نیز همین کار را تکرار می‌کنیم.

## PROJECT OF Steel Structures

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX
Modal	1	1.183	0.0004	0.8654	0	0.0004	0.8654	0	0.1398	0.0001	0.0019	0.1398
Modal	2	0.993	0.8568	0.0006	0	0.8572	0.866	0	0.0001	0.1406	0.0091	0.1399
Modal	3	0.665	0.0108	0.0013	0	0.868	0.8672	0	0.0025	0.0003	0.8622	0.1424
Modal	4	0.405	0.0001	0.099	0	0.8681	0.9662	0	0.7135	0.0004	2.338E-06	0.8559
Modal	5	0.344	0.0988	0.0001	0	0.9669	0.9663	0	0.0006	0.7121	0.0028	0.8565
Modal	6	0.235	0.0012	0.0001	0	0.9681	0.9665	0	0.0002	0.0117	0.0923	0.8567
Modal	7	0.219	0.0001	0.0205	0	0.9682	0.9869	0	0.0765	0.0006	0.0021	0.9332
Modal	8	0.19	0.0197	1.672E-05	0	0.9879	0.9869	0	0.0001	0.0714	0.0005	0.9332
Modal	9	0.145	0	0.008	0	0.9879	0.995	0	0.0427	0	0.0005	0.9759
Modal	10	0.134	0.0003	0.0003	0	0.9882	0.9953	0	0.0015	0.0013	0.0182	0.9773
Modal	11	0.128	0.0074	1.08E-05	0	0.9957	0.9953	0	0.0001	0.0404	0.0003	0.9774
Modal	12	0.106	4.271E-06	0	0	0.9957	0.9953	0	5.333E-07	3.14E-05	7.92E-07	0.9774
Modal	13	0.106	0	0	0	0.9957	0.9953	0	2.149E-06	1.365E-06	0	0.9774
Modal	14	0.104	6.307E-07	0.0032	0	0.9957	0.9985	0	0.0152	2.986E-06	0.0001	0.9926
Modal	15	0.097	0.0001	0	0	0.9958	0.9985	0	6.652E-07	0.0004	2.509E-06	0.9926
Modal	16	0.095	0.0004	0.0001	0	0.9961	0.9985	0	0.0002	0.002	0.0059	0.9928
Modal	17	0.094	0.0021	9.975E-06	0	0.9982	0.9985	0	4.877E-05	0.0098	0.0005	0.9929
Modal	18	0.092	1.536E-05	0	0	0.9982	0.9985	0	0	0.0001	1.16E-05	0.9929
Modal	19	0.092	0.0004	5.549E-07	0	0.9986	0.9985	0	2.712E-06	0.002	3.092E-05	0.9929
Modal	20	0.087	1.41E-05	0	0	0.9987	0.9985	0	0	0.0001	1.831E-06	0.9929
Modal	21	0.076	0	0.0014	0	0.9987	1	0	0.0069	2.266E-06	2.559E-05	0.9998
Modal	22	0.072	2.056E-05	2.623E-05	0	0.9987	1	0	0.0001	0.0001	0.0024	0.9999
Modal	23	0.07	0.0013	1.368E-06	0	1	1	0	6.618E-06	0.0065	1.261E-06	0.9999

مطابق استاندارد 2800 تعداد مودهای نوسان باید طوری در نظر گرفته شود که هر یک از دو امتداد ساختمان، تمام مودهای نوسان مجموع جرمهای مؤثر آنها بیشتر از 90 درصد جرم کلی سازه باشد.

در پنجره جدید ظاهر شده مطابق شکل فوق به ستونهای Sum UX و Sum UY مراجعه می کنیم. همانطور که از شکل واضح است، درصد جمع مشارکت مودها در مود پنجم برای هر دو جهت از 0.90 بیشتر است لذا می توان تنها اثر پنج مود اول را در نظر گرفت اما به دلیل دقیقتن شدن تحلیل از تمامی مودها استفاده خواهیم کرد.

## بخش ششم

### طراحی تکیه گاه ها و اتصالات

### انواع اتصالات برحسب میزان صلبیت آنان

اتصالات در سازه های فولادی را برحسب میزان صلبیت آن می توان به سه دسته اتصال صلب، اتصال ساده و اتصال نیمه صلب تقسیم کرد که در زیر خلاصه درباره نوع عملکرد آنان آمده است:

#### 1. اتصال صلب

در این نوع اتصال که به طور متداول برای اتصالات خمشی بین اعضاء تعریف می شود، تمام ظرفیت خمشی عضو متصل شونده توسط وسیله اتصال به عضو یا اعضای دیگر منتقل شده و زاویه چرخش بین اعضای اتصال در محل آن ثابت است.

#### 2. اتصال ساده

در این نوع اتصال که به طور متداول برای اتصال خمشی بین اعضاء تعریف می شود، اصولاً هیچگونه لنگر خمشی در محل اتصال انتقال نمی یابد و زوایای چرخش در اعضای سازه در محل اتصال از یکدیگر مستقل و متفاوت می باشند و یا به عبارت دیگر اتصال هیچگونه قید دورانی برای اعضای متصل به آن ایجاد نمی نماید. در موارد عملی معمولاً لنگر خمشی ناچیزی در محل اتصال در اثر خروج از مرکزیت بار توسعه می یابد ولی در هر حال می توان خروج از مرکزیت کم را در نظر نگرفت.

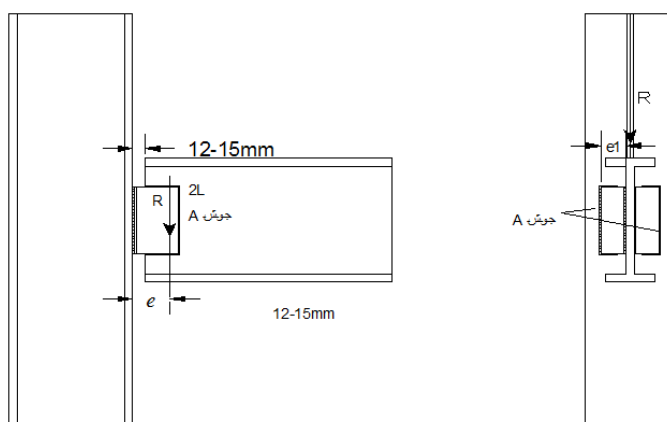
#### 3. اتصال نیمه صلب

در اتصالات نیمه صلب که در آنها قید دورانی بین اعضای متصل شده توسط اتصال به صورت محدود می باشد، میزان لنگر خمشی انتقال یافته از یک عضو به عضو دیگر کمتر از ظرفیت خمشی عضو است (بین 20 تا 80 درصد). به عبارت دیگر لنگر خمشی انتقالی در اینگونه اتصالات نه به اندازه لنگر خمشی در اتصالات صلب و نه به میزان لنگر انتقالی بسیار کوچک (در حد صفر) در اتصالات ساده است.

## نحوه طراحی اتصالات

## 1. طراحی اتصال ساده تیر به ستون به کمک جوش

در مراحل طراحی اتصال به کمک نبشی جان و توسط جوش علاوه بر تأمین انعطاف پذیری لازم برای نبشی ها باید ابعاد نبشی ها و ابعاد جوشهای A (آن قسمت از نبشی اتصال که به جان تیر متصل است) و B (آن قسمت از نبشی اتصال که به بال ستون متصل است) تعیین شوند.



مراحل به صورت زیر است:

## 1. تعیین ابعاد نبشی های اتصال

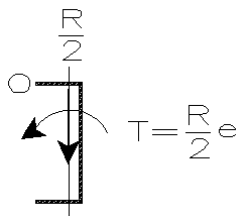
طول نبشی های اتصال براساس مقاومت موردنیاز جوشهای A و B تعیین می شود. علاوه بر آن برش در نبشی های اتصال بایستی محاسبه و کنترل شود. چنانچه طول نبشی L و ضخامت آن t باشد. با فرض استفاده از دو عدد نبشی در طرفین جان تیر، کنترل برش در مقطعی در حد فاصل بین تیر و ستون در ساقهای نبشی با نگرش حالت حدی به شرح زیر است:

$$R_u \leq \phi R_n, \quad R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

در روابط بالا  $R_u$  نیروی موردنیاز،  $R_n$  مقاومت اسمی ساق نبشی،  $A_{gv}$  سطح مقطع کل ساقهای نبشی برابر  $2tL$

## 2. تعیین ابعاد جوش A

برای تعیین اندازه جوش ساقهای نبشی به جان تیر نیروی عکس العملی R را در محل جوش B (بال ستون) قرار داده و با انتقال آن به مرکز هندسی جوش A، این جوش را براساس نیروی برشی و لنگر پیچشی طراحی نمود. چون جوش A در طرفین جان تیر اجرا می شود می توان آن را براساس نیروی برشی  $\frac{R}{2}$  و لنگر پیچشی  $T = \frac{R}{2}e$  طراحی نمود.





## 3. تعیین ابعاد جوش B

بلاچت در کتاب طراحی سازه های جوش شده و گیلورد در کتاب طراحی سازه های فولادی معتقدند جوش B بایستی براساس نیروی  $\frac{R}{2}$  و لنگر پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت  $e_1$  طراحی شود.

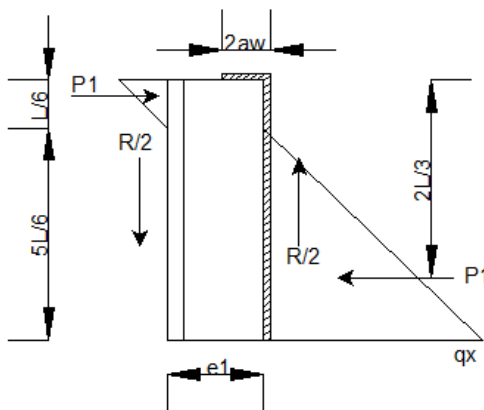
چنانچه اندازه جوش برگشت B بر روی ساق نبشی تنها به اندازه  $2a_w$  باشد، در این صورت خروج از مرکزیت  $e_1$  برابر اندازه ساق نبشی متصل به بال ستون خواهد بود. با فرض اینکه نبشی ها در ارتفاع  $\frac{1}{6}$  خود تحت تنش تماسی فشاری هستند، تنش کششی در  $\frac{5}{6}$  یاقیمانده جوش نبشی با لنگر پیچشی  $\frac{R}{2}e_1$  مقابله خواهد کرد.

با صرف نظر کردن از مقاومت جوش برگشت با طول  $2a_w$  و نیز تنشهای فشاری تماسی می توان نوشت،

$$\frac{R}{2}e_1 = \frac{1}{2}q_x\left(\frac{5}{6}L\right)\frac{2}{3}L$$

بنابراین  $q_x$  نیروی وارد بر واحد طول جوش از رابطه زیر تعیین میشود،

$$q_x = \frac{9Re_1}{5L^2}$$



$q_y$  مولفه برش مستقیم در واحد طول جوش ناشی از عکس العمل  $\frac{R}{2}$  برابر است با،

$$q_y = \frac{R}{2L}$$

بنابراین مولفه برآیند تنش در واحد طول  $q_r$  برابر خواهد بود با،

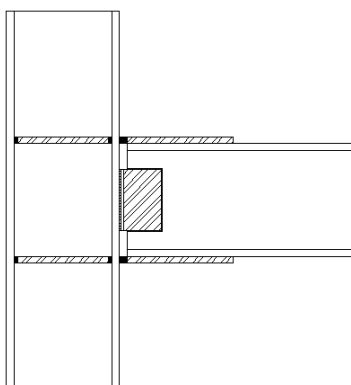
$$q_r = \sqrt{\left(\frac{R}{2L}\right)^2 + \left(\frac{9Re_1}{5L^2}\right)^2}$$

با مقایسه جریان برش  $q_r$  با جریان طراحی جوش (ارزش جوش) بعد جوش گوشه موردنیاز تعیین می شود.

## 2. طراحی اتصال صلب (اتصال صلب توسط ورقهای فوقانی و تحتانی)

در شکل زیر نمونه ای از اتصال تیر به ستون بوسیله ورقهای فوقانی و تحتانی که در آن جانهای تیر و ستون در یک صفحه قرار دارند، نشان داده شده است. لنگر خمشی منفی موجود ناشی از بار ثقلی در اتصال توسط یک زوج نیرو به صورت کشش در ورق فوقانی و فشار در ورق تحتانی به بال ستون منتقل می شود. انتقال نیروی برشی تیر به ستون توسط ورق یا نبشی که به جان تیر و بال ستون متصل می شود، انجام می گردد.

ورقهای فوقانی و تحتانی توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به بال ستون و به کمک جوش گوشه یا پیچ به بالهای تیر متصل می شوند. ورقهای فوقانی و تحتانی و نبشی جان به ترتیب براساس نیروهای کششی، فشاری و برشی موجود در آنها طراحی می شود.



چنانچه لنگر خمشی منفی حاصل از بارهای ثقلی در انتهای تیر را با  $M_{uc}$  نشان دهیم، در این صورت نیروهای کششی  $T_u$  و فشاری  $C_u$  به ترتیب در ورقهای فوقانی و تحتانی برابر خواهند بود با،

$$T_u = C_u = \frac{M_{uc}}{d} \quad , \quad M_{uc} = 1.1R_y M_p = 1.1R_y Z F_y$$

$R_y$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر است که برای مقاطع لوله ای و قوطی نورد شده برابر 1.25 ، سایر مقاطع نورد شده مانند مقاطع I ، H ، ناودانی ، سپری و نبشی برابر 1.20 و مقاطع ساخته شده از ورق برابر 1.15 در نظر گرفته می شود.

$M_p$  لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون و برابر  $Z F_y$  است که  $Z$  اساس مقطع پلاستیک تیر است.

## طراحی اتصال ساده

اتصال تیر AB در محور 4 با مقطع 2 IPE 270 به ستون A4 با مقطع 2IPE160 در بام به کمک نبشی جان و بوسیله اتصال جوش

الکتروود مصرفی از نوع E60 ،  $\beta=0.85$  ،  $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$  می باشد.

$$R_D = 4.00 \text{ tonf} , \quad R_L = 0.86 \text{ tonf}$$

$$R_U = 1.20R_D + 1.60R_L = (1.20 \times 4.00) + (1.60 \times 0.86) = 6.18 \text{ tonf}$$

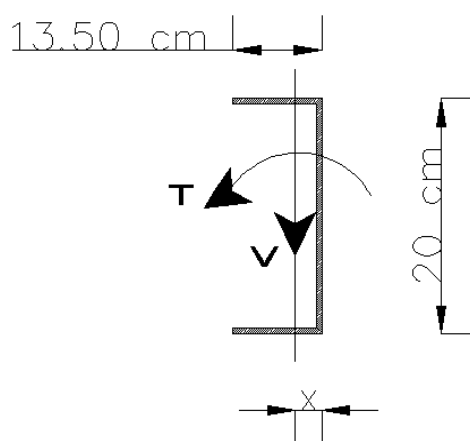
$$R_a = R_D + R_L = 4.00 + 0.86 = 4.86 \text{ tonf}$$

چنانچه طول نبشی را 20 سانتیمتر و ضخامت آن را 1.50 سانتیمتر در نظر بگیریم، داریم:

$$R_n = 0.60 \times 2400 \times 2 \times 20 \times 1.50 = 86400 \text{ kgf} = 86.400 \text{ tonf}$$

$$R_U \leq \phi R_n \rightarrow 6.18 \leq 1 \times 86.40 = 86.40 \text{ tonf}$$

چنانچه از دو عدد نبشی  $2 L 150 \times 150 \times 15$  استفاده کنیم با فرض فاصله آزاد تیر و ستون برابر 15 میلیمتر، جوش A تحت اثر نیروی برشی و لنگر پیچشی مطابق شکل زیر قرار دارد.



$\bar{x}$  فاصله مرکز سطح جوش برابر است با،

$$\bar{x} = \frac{(2 \times 13.50 \times 6.75)}{(2 \times 13.50) + 20} = 3.88 \text{ cm}$$

بنابراین V و T برابر خواهند بود با،

$$V_u = \frac{R_u}{2} = \frac{6180}{2} = 3090 \text{ kgf} \quad , \quad T_u = 3090(15.00 - 3.88) = 34360.80 \text{ kgf.cm}$$

$$V_a = \frac{R_a}{2} = \frac{4860}{2} = 2430 \text{ kgf} \quad , \quad T_a = 2430(15.00 - 3.88) = 27021.60 \text{ kgf.cm}$$

خصوصیات هندسی جوش A با فرض ضخامت مؤثر گلولی جوش برابر یک سانتیمتر به شرح زیر است،

$$A_w = (2 \times 13.50) + 20 = 47 \text{ cm}^2$$

$$J_w = I_x + I_y = (2 \times 13.50 \times 10^2) + \frac{20^3}{12} + \frac{2}{3}(9.62^3 + 3.88^3) + (20 \times 3.88^2) = 4300.21 \text{ cm}^4$$

تنش برشی مستقیم ناشی از نیروی V در جوش برابر است با،

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_w} = \frac{3090}{47} \cong 65.74 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{av} = \frac{V_a}{A_w} = \frac{2430}{47} \cong 51.70 \text{ kgf/cm}^2$$

تنشهای برشی ناشی از لنگر پیچشی T در جوش برابر خواهند بود با،

$$f_{uvx} = \frac{T_u y}{J_w} = \frac{34360.80 \times 10}{4300.21} \cong 79.90 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{uvy} = \frac{T_u y}{J_w} = \frac{34360.80 \times (13.50 - 3.88)}{4300.21} \cong 81.34 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{avx} = \frac{T_a y}{J_w} = \frac{27021.60 \times 10}{4300.21} \cong 62.84 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{avy} = \frac{T_a y}{J_w} = \frac{27021.60 \times (13.50 - 3.88)}{4300.21} \cong 60.45 \text{ kgf/cm}^2$$

$f_r$  برآیند تنش بحرانی در جوش گوشه A برابر است با،

$$f_{ur} = \sqrt{(65.74 + 81.34)^2 + 79.90^2} = 167.38 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ar} = \sqrt{(51.70 + 60.45)^2 + 62.84^2} = 128.56 \text{ kgf/cm}^2$$

$F_w$  تنش اسمی طراحی جوش گوشه برای الکتروود E60 و  $\beta=0.85$  برابر خواهد بود با،

$$F_w = \beta F_{nw} = 0.85 \times 0.60 \times 4200 = 1224 \text{ kgf/cm}^2$$

برای تعیین  $a_{we}$  بعد مؤثر گلوئی جوش و  $a_w$  اندازه ساق جوش می توان نوشت،

$$a_{we} = \frac{f_{ur}}{\phi F_w} = \frac{167.38}{0.75 \times 1224} = 0.18 \text{ cm} \rightarrow a_w \geq 0.25 \text{ cm}$$

حداقل بعد جوش گوشه بر مبنای جداول مبحث دهم برابر 5 میلیمتر و حداکثر بعد جوش گوشه برابر 8 میلیمتر می باشد. در این صورت بعد جوش گوشه  $a_w = 6 \text{ mm}$  ضابطه حداقل و حداکثر را کنترل می کند.

### تعیین اندازه جوش B

برای تعیین اندازه جوش B و با صرف نظر کردن از جوش برگشتی و با فرض  $L=20 \text{ cm}$  و  $e_1 = 15 \text{ cm}$  می توان نوشت،

$$q_x = \frac{9Re_1}{5L^2} = \frac{9 \times R \times 15}{5 \times 20^2} = 0.0675R \text{ kgf/cm}$$

$q_y$  مولف برش در واحد طول جوش ناشی از عکس العمل R برابر خواهد بود با،

$$q_y = \frac{R}{2L} = \frac{R}{2 \times 20} = 0.025R \text{ kgf/cm}$$

برای تعیین مؤلفه برآیند تنش در واحد طول  $q_r$  می توان نوشت،

$$q_r = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{(0.0675R)^2 + (0.025R)^2} = 0.072R \text{ kgf/cm}$$

$$q_{ur} = 0.072R_u = 0.044 \times 6180 = 271.92 \text{ kgf/cm}$$

$$q_{ar} = 0.072R_a = 0.044 \times 4860 = 213.84 \text{ kgf/cm}$$

برای تعیین  $a_{we}$  بعد مؤثر گلوئی جوش و  $a_w$  بعد جوش می توان نوشت،

$$a_{we} = \frac{q_{ur}}{\phi F_w} = \frac{271.92}{0.75 \times 1224} = 0.30 \text{ cm} \rightarrow a_w \geq 0.42 \text{ cm}$$

بعد جوش 6 میلیمتر در این حالت برای جوش B کافیست و ضابطه حداقل و حداکثر بعد جوش نیز کنترل می شود.

## بررسی انعطاف پذیری نبشی های اتصال

برای بررسی انعطاف پذیری نبشی های اتصال از بارگذاری متناظر با مقاومت مجاز استفاده می کنیم.

با فرض  $g = 2g_e$  و در نظر گرفتن  $g_e$  از لبه آزاد ساق نبشی تا محل آغاز گردی بین ساقهای افقی و قائم خواهیم داشت،

$$\Delta = \frac{12R_a e g_e^3}{L^2 E t^3}$$

که در آن  $L = 20 \text{ cm}$  و  $g_e = 15 - 1 - 1 = 13 \text{ cm}$  و  $R_a = 4860 \text{ kgf}$  و  $e = 15 - 3.88 = 11.12 \text{ cm}$

$$t = 1.00 \text{ cm} , E = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta = \frac{12R_a e g_e^3}{L^2 E t^3} = \frac{12 \times 4860 \times 11.12 \times 13^3}{20^2 \times (2 \times 10^6) \times 1.00^3} = 1.781 \text{ cm}$$

بنابراین تغییرمکان بالهای نبشی برابر 17.81 mm خواهد بود.

چنانچه شدت بار گسترده یکنواخت وارد بر تیر  $w$  و طول دهانه تیر  $L$  باشد، برای تعیین شدت بار اعمالی به تیر با توجه به اساس مقطع پلاستیک  $Z = 1095.80 \text{ cm}^3$  برای نیمرخ 2 IPE 270 می توان نوشت،

$$R_a = \frac{wL}{2} \rightarrow wL = 9.72 \text{ tonf}$$

$$M_a \leq \frac{M_n}{\Omega} = \frac{ZF_y}{\Omega} = \frac{1095.80 \times 2400}{1.67} \times 10^{-5} = 15.78 \text{ tonf.m}$$

$$M_a = \frac{wL^2}{8} \rightarrow 15.78 = \frac{9.72L}{8} \rightarrow L = 14.03 \text{ m}$$

$$w = 1367.93 \text{ kgf/m}$$

$\Theta$  چرخش انتهای تیر دو سر ساده به طول  $L$  تحت بار گسترده یکنواخت  $w$  برابر  $\Theta = \frac{wL^3}{24EI}$  می باشد. با توجه به اینکه ممان اینرسی 2 IPE 270 برابر  $I = 10712.10 \text{ cm}^4$  می باشد، خواهیم داشت:

$$\theta = \frac{wL^3}{24EI} = \frac{(13.6793 \times 1403^3)}{24 \times (2 \times 10^6) \times 10712.10} = 73.47 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

با فرض چرخش حول پایین تیر بایستی  $\Delta$  تغییرشکل بالای نبشی با  $d_b$  (ارتفاع تیر) مقایسه شود. چنانچه  $\Delta \geq d_b \theta$  باشد، نبشی انعطاف پذیری کافی دارد و تیر می تواند کاملاً به صورت دو سر مفصل عمل نماید. بنابراین می توان نوشت،

$$\Delta = 1.781 \text{ cm} > 0.50 \times 27 \times 0.07347 = 0.992 \text{ cm}$$

با توجه به محاسبات تقریبی فوق به نظر می رسد نبشی از انعطاف پذیری کافی برای تطبیق با چرخش آزاد تیر برخوردار است و احتمال رسیدن به شیب تیر دو سر مفصل فراهم باشد. در هر حال لنگر ناچیزی در محل اتصال توسعه می یابد که قادر نخواهد بود لنگر خمشی قابل توجهی از لنگر وسط دهانه بکاهد. برای دستیابی به انعطاف پذیری بیشتر در نبشی ها می توان ضخامت نبشی جان را کاهش داد و از اجرای جوشهای برگشتی اجتناب کرد.

## بخش هفتم

### طراحی وصله ستونها

## اتصال ستون A1 بین طبقات پنجم و ششم

$$P = 8.86 \text{ tonf} \quad , \quad \text{Sec6: 2 IPE 160} \quad , \quad \text{Sec5: 2 IPE 180 + 2 PL } 140 \times 10$$

وصله ستونها را معمولاً برای 50٪ مقاومت لازم ستون طرح و محاسبه می کنند.

$$P_u = 0.50 \times 8.86 = 4.43 \text{ tonf} = 4430 \text{ kgf}$$

## ورق اتصال بال

برای تراز نمودن سطوح ستونها، ورقی به ضخامت 2 cm روی هر دو بال ستون کوچکتر جوش می شود. عرض ورق پر کننده باید از هر طرف به مقدار حداقل 1 cm کوچکتر از بال ستون انتخاب شود تا حداقل فضای لازم برای جوشکاری وجود داشته باشد.

$$b_f = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$$

عرض ورق اتصال نیز لازم است از هر طرف حداقل 1 cm کوچکتر از عرض ورق پر کننده در نظر گرفته شود.

$$b_p = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$t_p = \frac{P_u}{2\phi F_y b_p} = \frac{4430}{2 \times 0.90 \times 2400 \times 12} = 0.085 \text{ cm}$$

با توجه به ضخامت ورق اتصال بال و مقایسه آن با ضخامت بال ستون، عرض ورق کاهش داده می شود تا ضخامت بیشتر گردد.

$$b_p = 10 \text{ cm}$$

$$t_p = \frac{P_u}{2\phi F_y b_p} = \frac{4430}{2 \times 0.90 \times 2400 \times 10} = 0.10 \text{ cm} \rightarrow t_p = 0.50 \text{ cm}$$

با فرض جوش 6 میلیمتری، طول موردنیاز ورق به شرح زیر بدست می آید:

$$l_w = \frac{P_u}{2\phi \times 0.707 \times D \times 0.60 \times F_u} = \frac{4430}{2 \times 0.75 \times 0.707 \times 0.60 \times 0.60 \times 3200} = 3.63 \text{ cm}$$

→ Use 2 PL 100 mm × 100 mm × 5 mm



## ورق اتصال جان

ورق اتصال جان ستون معمولاً برای نیروی برشی برابر 2٪ مقاومت فشاری لازم عضو طراحی می گردد.

$$V_u = 0.02 \times 4.43 = 0.0886 \text{ tonf} = 88.60 \text{ kgf}$$

ابعاد ورق جان، حداقل  $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$  فرض می شود و ضخامت جوش بدست می آید:

$$t_e = \frac{P_u}{0.75 \phi b_e F_u} = \frac{88.60}{0.75 \times 0.60 \times 10 \times 3200} = 0.01 \text{ cm}$$

$$w = \frac{0.01}{0.707} = 0.087$$

حداقل ضخامت جوش یعنی 5 میلیمتر در نظر گرفته می شود.

ضخامت ورق جان با توجه به ضخامت جان ستون 4 میلیمتر انتخاب می شود و مقاومت برشی آن مورد بررسی قرار می گیرد.

$$V_n = 0.60 F_y A_w = 0.60 \times 2400 \times 10 \times 0.40 = 5.76 \text{ tonf}$$

$$\phi_v V_n = 0.90 \times 5.76 = 5.184 \text{ tonf} > V_u = 0.0886 \text{ tonf}$$

## بخش هشتم

### طراحی جوش اتصال مهاربندها به تیر و ستون

## PROJECT OF Steel Structures

بعد از طراحی مهاربندها برای اتصال آنها در محل خود نیاز به ورق اتصال در گوشه ها و همچنین ورق اتصال میانی در وسط مهاربند داریم. می دانیم که در هر اتصال هر انتهای عضو مهاربندی باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروی ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری باشد و در عین حال باید حداقل بتواند 75% ظرفیت مؤثر کششی مقطع عضو را تأمین نماید. بنابراین با مقایسه نیروی حاصل از تحلیل سازه و ظرفیت مهاربند، نیروی لازم برای طراحی ورقهای اتصال و جوشهای اتصالات مهاربندها بدست می آید. طول جوش و ورق اتصالی حاصل از محاسبه را برای سهولت اجرا به اولین عدد رند، گرد می نماییم تا در حین اجرا مشکلی پیش نیاید. ورق اتصال میانی را نیز طوری طرح می نماییم که بتواند نیروی کششی حاصل را تحمل نماید. در ضمن نوع جوش بنا به انتخاب مهندس و با در نظر گرفتن حداقل و حداکثر بعد جوش انتخاب گردیده و مقاومت جوش با در نظر گرفتن خطاهای کارگاهی و بازرسی چشمی در نظر گرفته شده است.

### مهاربند BC-1 در طبقه اول

مقطعی که در بخش چهارم برای این مهاربند طراحی شد  $2 UNP 320 + 6(PL 35 \times 5 \times 1) @ 100 \text{ cm}$  باشد.

$$UNP 320 : A = 75.80 \text{ cm}^2, t_w = 1.40 \text{ cm}, r_x = 12.10 \text{ cm}, I_x = 10870 \text{ cm}^4, r_y = 2.81 \text{ cm}, I_y = 597 \text{ cm}^4$$

- اتصال هر انتهای عضو مهاربندی باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروی ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری باشد، و در عین حال باید بتواند 75% ظرفیت مؤثر کششی مقطع عضو را تأمین نماید.

$$P_{u \text{ تحلیل}} = 207270 \text{ kgf}$$

- در اتصالات تسلیم کششی تعیین کننده می باشد، پس از محاسبه تسلیم گسیختگی صرف نظر می کنیم.

$$P_{u \text{ تسلیم}} = \phi F_y A_g \rightarrow P_u = 0.90 \times 2400 \times 2 \times 75.80 = 327456 \text{ kgf} \rightarrow P'_u = 0.75 \times 327456 = 245592 \text{ kgf}$$

همانطور که مشاهده می کنید نیروی بحرانی ضریبدار ناشی از تحلیل از مقدار 75% ظرفیت کششی مجاز مقطع مهاربند کمتر است بنابراین از نیروی حاصله، یعنی 75% ظرفیت کششی مجاز مقطع استفاده می کنیم.

$$\alpha = \text{Arctan} \left( \frac{4.00}{5.85} \right) = 34.36$$

$$F_h = P \cdot \cos \alpha = 245592 \times \cos(34.36) = 202738.09 \text{ kgf}$$

$$F_v = P \cdot \sin \alpha = 245592 \times \sin(34.36) = 138609.87 \text{ kgf}$$

از جوش دو طرفه به اندازه  $D = 10 \text{ mm}$  استفاده می کنیم. همچنین الکتروود مصرفی E60، جوش کارگاهی و بازرسی چشمی می باشد.

$$R_w = \phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times \beta \times F_{ue} \times A_w = 0.75 \times 0.60 \times 0.75 \times 4200 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D \times l_w = 1002.20 D l_w$$

$$\rightarrow R_w = \frac{\phi R_n}{l_w} = 1002.20 D = 1002.20 \text{ kgf/cm}$$

- مقاومت برشی ورق اتصال مطابق بند 10-2-10-4-3

$$R_w = \frac{\phi R_n}{l_w} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1 \times 0.60 \times F_y \times A_g}{l_w} = 1.00 \times 0.60 \times 2400 \times t = 1.00 \times 0.60 \times 2400 \times 1 = 1440 \text{ kgf/cm} \\ \frac{0.75 \times 0.60 \times F_u \times A_{nv}}{l_w} = 0.75 \times 0.60 \times 3700 \times t = 0.75 \times 0.60 \times 3700 \times 1 = 1665 \text{ kgf/cm} \end{array} \right. \rightarrow OK$$

طول جوش افقی و جوش قائم

$$l_{wh} = \frac{F_h}{R_w} = \frac{202738.09}{1002.20} = 202.29 \text{ cm} \quad , \quad l_{wv} = \frac{F_v}{R_w} = \frac{138609.87}{1002.20} = 138.31 \text{ cm}$$

- محاسبات فوق طول دو خط جوش را میدهد که برای یک خط جوش، نصف این مقدار در نظر گرفته می شود و مقدار طول جوش پس از رند کردن به قرار زیر می شود.

$$l_{wh} = 105 \text{ cm} \quad , \quad l_{wv} = 140 \text{ cm}$$

با توجه به مقطع مهاربند در این طبقه طول و عرض ورق اتصال به شرح زیر می باشد:

$$b = l_{wh} + 32 = 162 \text{ cm} \rightarrow b = 170 \text{ cm}$$

$$a = l_{wv} + 32 = 207 \text{ cm} \rightarrow a = 210 \text{ cm}$$

طراحی وصله میانی

- ورق اتصال میانی باید بتواند نیروی اتصال مهاربند را منتقل کند، بنابراین باید مقاومت کششی آن کنترل شود. مقدار نیروی ورق میانی ملاک طرح خواهد بود. عرض این ورق را با  $b$  و ضخامت آن را با  $t$  نشان می دهیم.

$$P_{u \text{ تسلیم}} = \phi F_y A_g = 0.90 \times 2400 \times (b \times t) = 245592 \text{ kgf} \rightarrow bt = 113.70 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 1.50 \text{ cm} , b = 75 \text{ cm}$$

از جوش دو طرفه به اندازه  $D=10 \text{ mm}$  استفاده می کنیم.

- محاسبات زیر نیز طول چهار خط جوش را نشان می دهد که برای یک خط جوش، یک چهارم آن را در نظر می گیریم. در نتیجه داریم :

$$l_w = \frac{F}{R_w} = \frac{245592}{1002.20} = 245.05 \text{ cm} \rightarrow l_w = 61.26 \text{ cm} \rightarrow l_w = 65.00 \text{ cm}$$

- طول ورق با توجه به طول جوش  $l_w = 65.00 \text{ cm}$  برای هر خط جوش مهاربند به ورق، بعد ناودانی و فاصله آزاد بین ناودانیهای عمود بر هم برابر  $a = 65 + 32 + 10 = 107 \text{ cm}$  یا  $a = 110 \text{ cm}$  در نظر گرفته می شود که بعد ناودانی  $32 \text{ cm}$  و فاصله آزاد بین ناودانیها  $10 \text{ cm}$  فرض شده است.

## مهاربند BC-1 در طبقه دوم

مقطعی که در بخش چهارم برای این مهاربند طراحی شد  $2 UNP 260 + 6(PL 29 \times 5 \times 1)@100 \text{ cm}$  باشد.

$$UNP 260 : A = 48.30 \text{ cm}^2, t_w = 1.00 \text{ cm}, r_x = 9.99 \text{ cm}, I_x = 4820 \text{ cm}^4, r_y = 2.56 \text{ cm}, I_y = 317 \text{ cm}^4$$

- اتصال هر انتهای عضو مهاربندی باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروی ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری باشد، و در عین حال باید بتواند 75% ظرفیت مؤثر کششی مقطع عضو را تأمین نماید.

$$P_{u \text{ تحلیل}} = 148775 \text{ kgf}$$

- در اتصالات تسلیم کششی تعیین کننده می باشد، پس از محاسبه تسلیم گسیختگی صرف نظر می کنیم.

$$P_{u \text{ تسلیم}} = \phi F_y A_g \rightarrow P_u = 0.90 \times 2400 \times 2 \times 48.30 = 208656 \text{ kgf} \rightarrow P'_u = 0.75 \times 208656 = 156492 \text{ kgf}$$

همانطور که مشاهده می کنید نیروی بحرانی ضریبدار ناشی از تحلیل از مقدار 75% ظرفیت کششی مجاز مقطع مهاربند کمتر است بنابراین از نیروی حاصله، یعنی 75% ظرفیت کششی مجاز مقطع استفاده می کنیم.

$$\alpha = \text{Arctan}\left(\frac{3.20}{5.85}\right) = 28.68$$

$$F_h = P \cdot \cos \alpha = 156492 \times \cos(28.68) = 137292.58 \text{ kgf}$$

$$F_v = P \cdot \sin \alpha = 156492 \times \sin(28.68) = 75103.22 \text{ kgf}$$

از جوش دو طرفه به اندازه  $D = 10 \text{ mm}$  استفاده می کنیم. همچنین الکترود مصرفی E60، جوش کارگاهی و بازرسی چشمی می باشد.

$$R_w = \phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times \beta \times F_{ue} \times A_w = 0.75 \times 0.60 \times 0.75 \times 4200 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D \times l_w = 1002.20 D l_w$$

$$\rightarrow R_w = \frac{\phi R_n}{l_w} = 1002.20 D = 1002.20 \text{ kgf/cm}$$

- مقاومت برشی ورق اتصال مطابق بند 10-2-10-4-3

$$R_w = \frac{\phi R_n}{l_w} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1 \times 0.60 \times F_y \times A_g}{l_w} = 1.00 \times 0.60 \times 2400 \times t = 1.00 \times 0.60 \times 2400 \times 1 = 1440 \text{ kgf/cm} \\ \frac{0.75 \times 0.60 \times F_u \times A_{nv}}{l_w} = 0.75 \times 0.60 \times 3700 \times t = 0.75 \times 0.60 \times 3700 \times 1 = 1665 \text{ kgf/cm} \end{array} \right. \rightarrow OK$$

## طول جوش افقی و جوش قائم

$$l_{wh} = \frac{F_h}{R_w} = \frac{137292.58}{1002.20} = 136.99 \text{ cm} , \quad l_{wv} = \frac{F_v}{R_w} = \frac{75103.22}{1002.20} = 74.94 \text{ cm}$$

- محاسبات فوق طول دو خط جوش را میدهد که برای یک خط جوش، نصف این مقدار در نظر گرفته می شود و مقدار طول جوش پس از رند کردن به قرار زیر می شود.

$$l_{wh} = 70 \text{ cm} , \quad l_{wv} = 75 \text{ cm}$$

با توجه به مقطع مهاربند در این طبقه طول و عرض ورق اتصال به شرح زیر می باشد:

$$b = l_{wh} + 26 = 96 \text{ cm} \rightarrow b = 100 \text{ cm}$$

$$a = l_{wv} + 26 = 101 \text{ cm} \rightarrow a = 105 \text{ cm}$$

## طراحی وصله میانی

- ورق اتصال میانی باید بتواند نیروی اتصال مهاربند را منتقل کند، بنابراین باید مقاومت کششی آن کنترل شود. مقدار نیروی ورق میانی ملاک طرح خواهد بود. عرض این ورق را با  $b$  و ضخامت آن را با  $t$  نشان می دهیم.

$$P_{u \text{ تسلیم}} = \phi F_y A_g = 0.90 \times 2400 \times (b \times t) = 156492 \text{ kgf} \rightarrow bt = 72.45 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 1.50 \text{ cm} , b = 50 \text{ cm}$$

از جوش دو طرفه به اندازه  $D=10 \text{ mm}$  استفاده می کنیم.

- محاسبات زیر نیز طول چهار خط جوش را نشان می دهد که برای یک خط جوش، یک چهارم آن را در نظر می گیریم. در نتیجه داریم :

$$l_w = \frac{F}{R_w} = \frac{156492}{1002.20} = 156.15 \text{ cm} \rightarrow l_w = 39.04 \text{ cm} \rightarrow l_w = 40.00 \text{ cm}$$

- طول ورق با توجه به طول جوش  $l_w = 40.00 \text{ cm}$  برای هر خط جوش مهاربند به ورق، بعد ناودانی و فاصله آزاد بین ناودانیهای عمود بر هم برابر  $a = 40 + 26 + 10 = 76 \text{ cm}$  یا  $a = 80 \text{ cm}$  در نظر گرفته می شود که بعد ناودانی  $26 \text{ cm}$  و فاصله آزاد بین ناودانیها  $10 \text{ cm}$  فرض شده است.

### مهاربند BC-1 در طبقه سوم

مقطعی که در بخش چهارم برای این مهاربند طراحی شد  $2 UNP 200 + 6(PL 23 \times 5 \times 1)@100 \text{ cm}$  باشد.

$$UNP 200 : A = 32.20 \text{ cm}^2, t_w = 0.85 \text{ cm}, r_x = 7.70 \text{ cm}, I_x = 1910 \text{ cm}^4, r_y = 2.14 \text{ cm}, I_y = 148 \text{ cm}^4$$

- اتصال هر انتهای عضو مهاربندی باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروی ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری باشد، و در عین حال باید بتواند 75% ظرفیت مؤثر کششی مقطع عضو را تأمین نماید.

$$P_{u \text{ تحلیل}} = 104980 \text{ kgf}$$

- در اتصالات تسلیم کششی تعیین کننده می باشد، پس از محاسبه تسلیم گسیختگی صرف نظر می کنیم.

$$P_{u \text{ تسلیم}} = \phi F_y A_g \rightarrow P_u = 0.90 \times 2400 \times 2 \times 32.20 = 139104 \text{ kgf} \rightarrow P'_u = 0.75 \times 139104 = 104328 \text{ kgf}$$

همانطور که مشاهده می کنید نیروی بحرانی ضریبدار ناشی از تحلیل از مقدار 75% ظرفیت کششی مجاز مقطع مهاربند بیشتر است بنابراین از نیروی حاصله از تحلیل استفاده می کنیم.

$$\alpha = \text{Arctan}\left(\frac{3.20}{5.85}\right) = 28.68$$

$$F_h = P \cdot \cos \alpha = 104980 \times \cos(28.68) = 92100.40 \text{ kgf}$$

$$F_v = P \cdot \sin \alpha = 104980 \times \sin(28.68) = 50381.72 \text{ kgf}$$

از جوش دو طرفه به اندازه  $D = 10 \text{ mm}$  استفاده می کنیم. همچنین الکترود مصرفی E60، جوش کارگاهی و بازرسی چشمی می باشد.

$$R_w = \phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times \beta \times F_{ue} \times A_w = 0.75 \times 0.60 \times 0.75 \times 4200 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D \times l_w = 1002.20 D l_w$$

$$\rightarrow R_w = \frac{\phi R_n}{l_w} = 1002.20 D = 1002.20 \text{ kgf/cm}$$

- مقاومت برشی ورق اتصال مطابق بند 10-2-10-4-3

$$R_w = \frac{\phi R_n}{l_w} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1 \times 0.60 \times F_y \times A_g}{l_w} = 1.00 \times 0.60 \times 2400 \times t = 1.00 \times 0.60 \times 2400 \times 1 = 1440 \text{ kgf/cm} \\ \frac{0.75 \times 0.60 \times F_u \times A_{nv}}{l_w} = 0.75 \times 0.60 \times 3700 \times t = 0.75 \times 0.60 \times 3700 \times 1 = 1665 \text{ kgf/cm} \end{array} \right. \rightarrow OK$$

## طول جوش افقی و جوش قائم

$$l_{wh} = \frac{F_h}{R_w} = \frac{92100.40}{1002.20} = 91.90 \text{ cm} \quad , \quad l_{wv} = \frac{F_v}{R_w} = \frac{50381.72}{1002.20} = 50.27 \text{ cm}$$

- محاسبات فوق طول دو خط جوش را میدهد که برای یک خط جوش، نصف این مقدار در نظر گرفته می شود و مقدار طول جوش پس از رند کردن به قرار زیر می شود.

$$l_{wh} = 50 \text{ cm} \quad , \quad l_{wv} = 50 \text{ cm}$$

با توجه به مقطع مهاربند در این طبقه طول و عرض ورق اتصال به شرح زیر می باشد:

$$b = l_{wh} + 20 = 70 \text{ cm}$$

$$a = l_{wv} + 20 = 70 \text{ cm}$$

## طراحی وصله میانی

- ورق اتصال میانی باید بتواند نیروی اتصال مهاربند را منتقل کند، بنابراین باید مقاومت کششی آن کنترل شود. مقدار نیروی ورق میانی ملاک طرح خواهد بود. عرض این ورق را با  $b$  و ضخامت آن را با  $t$  نشان می دهیم.

$$P_{u \text{ تسلیم}} = \phi F_y A_g = 0.90 \times 2400 \times (b \times t) = 104980 \text{ kgf} \rightarrow bt = 48.60 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 1.50 \text{ cm} , b = 35 \text{ cm}$$

از جوش دو طرفه به اندازه  $D=10 \text{ mm}$  استفاده می کنیم.

- محاسبات زیر نیز طول چهار خط جوش را نشان می دهد که برای یک خط جوش، یک چهارم آن را در نظر می گیریم. در نتیجه داریم :

$$l_w = \frac{F}{R_w} = \frac{104980}{1002.20} = 104.75 \text{ cm} \rightarrow l_w = 26.19 \text{ cm} \rightarrow l_w = 30.00 \text{ cm}$$

- طول ورق با توجه به طول جوش  $l_w = 30.00 \text{ cm}$  برای هر خط جوش مهاربند به ورق، بعد ناودانی و فاصله آزاد بین ناودانیهای عمود بر هم برابر  $a = 30 + 20 + 10 = 60 \text{ cm}$  در نظر گرفته می شود که بعد ناودانی  $20 \text{ cm}$  و فاصله آزاد بین ناودانیها  $10 \text{ cm}$  فرض شده است.