



تمرین ۶ پروژه بتن

طراحی با استفاده از رایانه

استاد:

جناب آقای دکتر ماهینی

اعضای گروه:

سعید زارعی (۹۵۰۲۱۲۴۲۶)

محمدبرزگر (۹۵۰۲۱۲۴۰۲)

نگار سنگری (۹۵۰۲۱۲۴۴۳)

تاریخ تحویل تکلیف: ۱۴۰۰/۱۲/۱۶

شماره گروه: A6

دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران

مشخصات پروژه

شهر: کرمانشاه

ارتفاع طبقات: ۳/۵ متر

سیستم سقف: دال دوطرفه

سیستم باربری جانبی در راستای X و Y: قاب خمشی بتنی متوسط

مقاومت فشاری بتن مصرفی پروژه: 32 MPa

تنش تسلیم فولاد مصرفی پروژه: 420 MPa

مقاومت فشاری مجاز خاک q_{all} : 0.8 Kg/Cm²

ضریب عکس العمل بستر خاک k_s : 0.45 Kg/Cm³

نوع زمین: I

کف سازی: موزائیک

پله و راه پله: سنگ گرانیت

دیوارها: هبلکس

نما: سنگ تراورتن



- قسمت اول: جزئیات نازک کاری و محاسبه بار مرده _____ ۱
- محاسبه ضخامت دال _____ ۸
- جزئیات نازک کاری و محاسبه بار مرده _____ ۱۱
- بار مرده _____ ۱۱
- کف سازی طبقات _____ ۱۱
- دیتایل کفسازی و بار مرده فضاهاى خشک: _____ ۱۲
- دیتایل کفسازی و بار مرده فضاهاى تر: _____ ۱۳
- دیتایل کفسازی و بار مرده بام: _____ ۱۴
- دیتایل کفسازی و بار مرده پارکینگ: _____ ۱۵
- دیتیل و بار مرده پله _____ ۱۶
- دیتایل و بار مرده دیوار ها _____ ۱۸
- دیوار پیرامونی یک طرف نما یک طرف ملات گچ _____ ۱۸
- دیوار پیرامونی یک طرف سیمان سفید و یک طرف ملات گچ _____ ۱۹
- دیوار پیرامونی نما دار و کاشی _____ ۲۰
- دیوار پیرامونی یک طرف سیمان سفید و یک طرف کاشی _____ ۲۱
- دیوارهای داخلی هر دو طرف گچ کاری _____ ۲۲
- دیوارهای داخلی یک طرف گچ کاری و یک طرف کاشی کاری _____ ۲۳
- دیوارهای یک طرف سیمان سفید و یک طرف نما _____ ۲۴
- دیوار پیرامونی دو طرف سیمان سفید _____ ۲۵
- بار زنده _____ ۲۶
- بار برف _____ ۲۷
- بار برف یکنواخت _____ ۲۷

- ۲۸ بار انباشتگی برف _____
- ۳۱ بار برف لغزنده _____
- ۳۱ سربار باران بر برف _____
- ۳۲ بار آسانسور _____
- ۳۲ بار مرده _____
- ۳۲ بار زنده: _____
- ۳۴ محاسبه بار معادل _____
- ۳۴ محاسبه بار زنده معادل _____
- ۳۵ محاسبه بار مرده معادل _____
- ۳۶ محاسبه بار گسترده معادل _____
- ۳۶ بار گسترده معادل تیپ طبقات: _____
- ۳۶ بار گسترده معادل طبقه بام: _____
- ۳۷ بار گسترده معادل طبقه خرپشته: _____
- ۳۷ بار خرپشته _____
- ۳۸ بارگذاری بار زلزله بر ساختمان _____
- ۴۱ طراحی و کنترل در نرم افزار ایتبس _____
- ۴۱ کنترل شاخص پایداری _____
- ۴۱ مقایسه تناوب تجربی و تحلیلی _____
- ۴۲ وزن ساختمان و برش پایه _____
- ۴۳ کنترل نظم پیچشی سازه _____
- ۴۴ محاسبه و کنترل دررفت _____
- ۴۴ مقدار دررفت در راستای x: _____

- ۴۵ مقدار دریافت در راستای ۷: _____
- ۴۶ کنترل واژگونی _____
- ۴۷ تیپ بندی اعضای سازه _____
- ۴۷ تیپ بندی ستون ها _____
- ۴۷ محاسبه طول گیرداری میلگرد قلابدار در کشش برای میلگرد ۲۰: _____
- ۴۸ محاسبه طول مستقیم بعد از خم میلگرد ۲۰: _____
- ۴۸ محاسبه حداقل طول میلگرد های ریشه فونداسیون: _____
- ۴۹ طراحی آرماتور های عرضی ستون ها _____
- ۴۹ طول ناحیه بحرانی _____
- ۴۹ فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی _____
- ۴۹ حداقل آرماتور های عرضی در مقاطع بحرانی و غیر بحرانی: _____
- ۵۰ تیپ بندی تیر ها _____
- ۵۰ طول مهاری میلگرد های طولی _____
- ۵۲ طراحی آرماتور های عرضی تیر ها: _____
- ۵۳ فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی _____
- ۵۳ فاصله خاموت ها در ناحیه غیر بحرانی _____
- ۵۴ طراحی دال طبقات _____
- ۵۵ آرماتور های تقویتی _____
- ۵۶ آرماتور های تقویتی _____
- ۵۷ کنترل برش یک طرفه دال _____
- ۵۸ طراحی راه پله _____
- ۵۹ طراحی فونداسیون _____

- ۵۹ _____ مشخصات کلی:
- ۶۰ _____ ترکیب بار های طراحی
- ۶۱ _____ تنظیمات طراحی :
- ۶۲ _____ کنترل تنش مجاز خاک:
- ۶۲ _____ کنترل Uplift:
- ۶۴ _____ کنترل برش پانچ :
- ۶۵ _____ طراحی میلگرد های پی:

قسمت اول: جزییات نازک کاری و محاسبه بار مرده

محاسبه ضخامت دال

در این پروژه از سیستم دال بتنی دوطرفه برای سقف سازه استفاده می کنیم که ابتدا باید ضخامت آن را تعیین کنیم بر اساس جدول ۸-۳-۱-۱ آیین نامه ACI 318-19 ضخامت دال را تعیین می کنیم.

ابعاد تیرها به طور منطقی $45\text{cm} \times 45\text{cm}$ فرض می کنیم.

با توجه به تیپ بودن ارتفاع دال های کف طبقات ما دو فرض زیر را برای راحتتر کردن مسئله به کار میگیریم:

الف- با توجه به این که برای پانل های داخلی اعداد کمتری بدست می آید، ضخامت دال بیرونی بحرانی تر بدست می آید و آن را به عنوان ضخامت حداقل در نظر می گیریم.

ب- با توجه به فرمول های جدول ۸-۳-۱-۲ می دانیم دالی که L_n (طول دال) بیشتر و B (عرض/طول) کمتری داشته باشد ضخامت حداقل بیشتری دارد.

در نتیجه می توان پانل 5×6 بیرونی به علت L_n بیشتر و B کمتر، ضخامت حداقل بیشتری دارد.

FOR Slab $5 \times 6\text{m}$:

با توجه به $f_y = 420\text{ MPa}$ و جدول ۸-۳-۱-۱ ارتفاع تقریبی دال را بدست می آوریم:

Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm)^[1]

f_y , MPa ^[2]	Without drop panels ^[3]			With drop panels ^[3]		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams ^[4]		Without edge beams	With edge beams ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
550	$\ell_n/27$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$

Exterior panels:

(6000-450=5550)

For $f_y=420\text{MPa} \rightarrow H_{\min} = L_n/30 = 5550/30 = 185\text{mm}$

α_{fm} را بدست می آوریم:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}Lh_f^3} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{5.55 \times 0.185^3} = 1.1669$$

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}Lh_f^3} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{5.55 \times 0.185^3} = 1.1669$$

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}Lh_f^3} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{4.55 \times 0.185^3} = 1.4233$$

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}Lh_f^3} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{4.55 \times 0.185^3} = 1.4233$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1.4233 + 1.4233 + 1.1669 + 1.1669}{4} = 1.2951$$

با توجه به جدول ۸-۳-۱-۲ حداقل ارتفاع دال را بدست می آوریم:

Table 8.3.1.2—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Minimum h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

$$H_{\min} = \max \left(\frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}, 125 \right) = \max \left(\frac{5550 \left(0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 5 \times 1.22 \times (1.2951 - 0.2)}, 125 \right)$$

$$B = \frac{6 - 0.45}{5 - 0.45} = 1.22$$

$$\implies H_{\min} = \max(143, 125) \implies H_{\min} \approx 0.15 \text{ m}$$

جزئیات نازک کاری و محاسبه بار مرده

این بخش شامل تصاویری از جزییات کف، دیوار، راه پله و بار مرده آن ها می باشد.

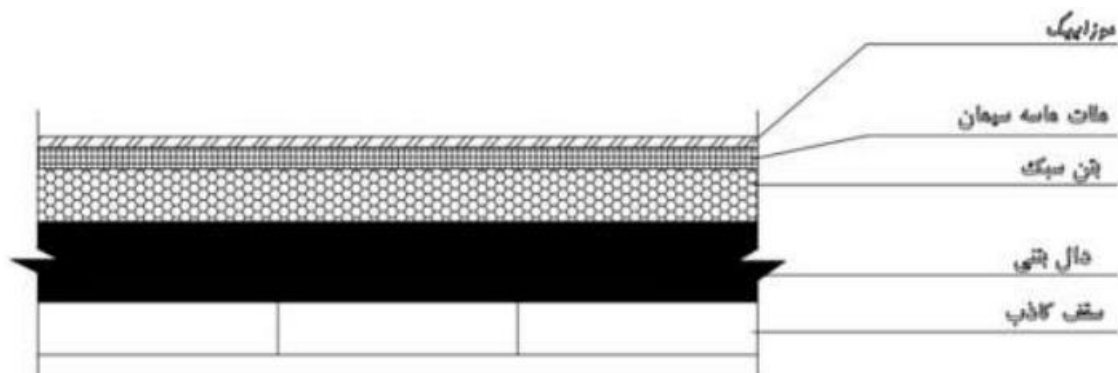
بار مرده

براساس بند ۶-۳-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان مانند تیرها و ستون ها، دیوارها، کف ها، بام، سقف، راه پله، ناز کاری، پوشش ها و دیگر بخش های سهی م در اجزای سازه ای و معماری. همچنین وزن تاسیسات و تجهیزات ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می شود.

کف سازی طبقات

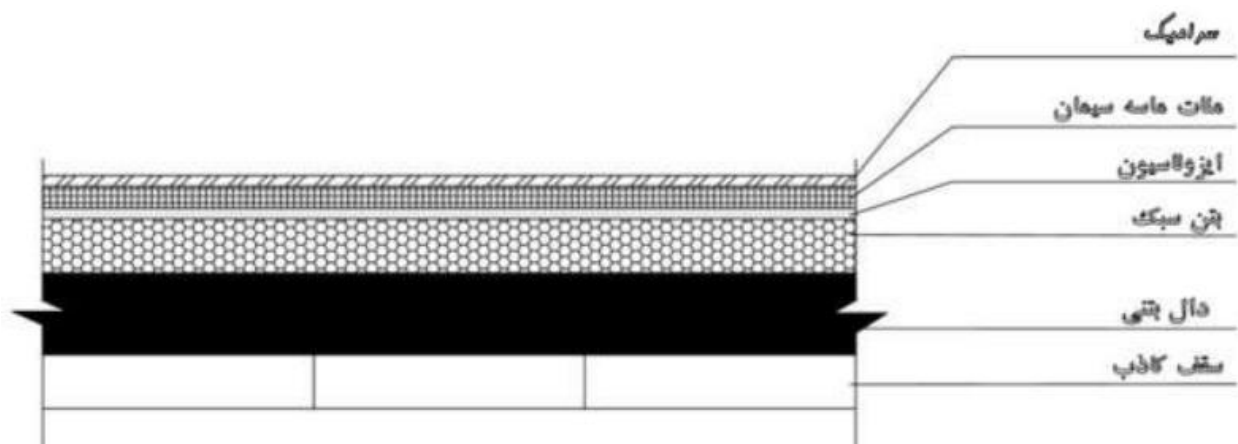
در زیر برای فضاهای خشک، تر، بام و کف پارکینگ جزییات و بار مرده را محاسبه می کنیم.

دیتایل کفسازی و بار مرده فضاهاى خشک:



نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
موزاییک	0.03	2400	72
مالات ماسه سیمان	0.04	2100	84
بن سبک با پوکه معدنی	0.1	1300	130
دال بتنی	0.15	2500	375
سقف کاذب	-	-	50
مجموع			711

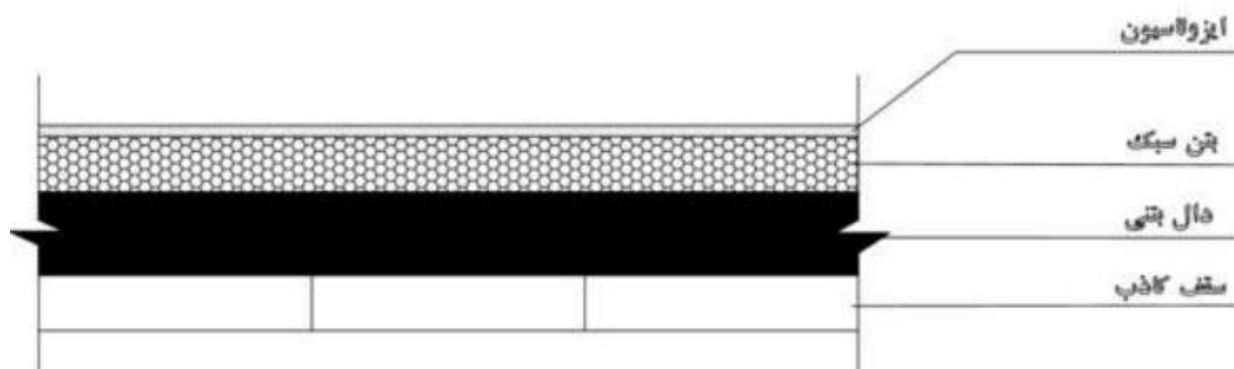
دیتایل کفسازی و بار مرده فضاهای تر:



نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
سرامیک	0.01	2100	21
ملات ماسه سیمان	0.04	2100	84
ایزولاسیون	-	-	15
بتن سبک	0.1	1300	130
دال بتنی	0.15	2500	375
سقف کاذب	-	-	50
مجموع			675

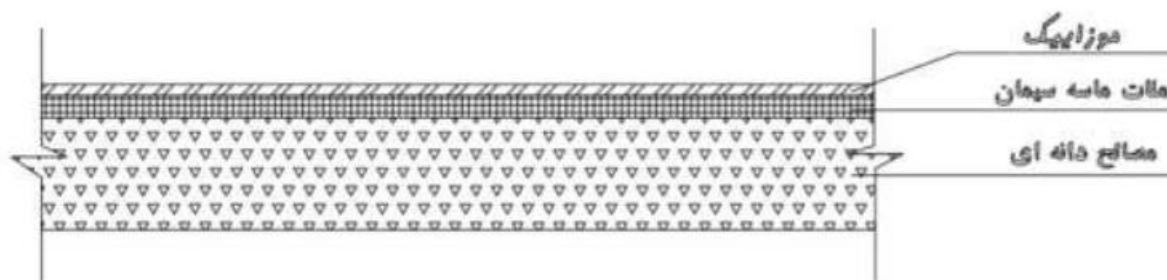
دیتایل کفسازی و بار مرده بام:

با توجه به فاصله مرکز ساختمان تا ناودانی که ۱۰ متر می باشد و شیب ۲ درصد در نتیجه اختلاف ارتفاع مرکز تا ناودانی 20cm می باشد که متوسط آن را در نظر بگیریم میشود 10cm متوسط ضخامت بتن سبک که در نظر میگیریم.



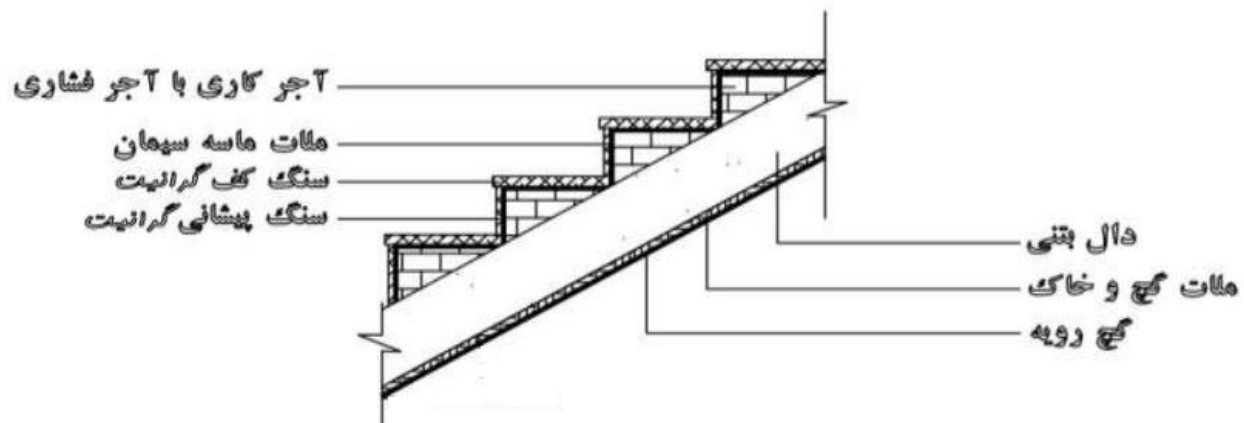
نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
ایزولاسیون	-	-	15
بتن سبک	0.1	1300	130
دال بتنی	0.15	2500	375
سقف کاذب	-	-	50
مجموع			570

دیتایل کفسازی و بار مرده پارکینگ:



نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
موزاییک	0.03	2400	72
مالت ماسه سیمان	0.04	2100	84
مصلح دانه ای	0.3	1550	465
مجموع			621

دیتیل و بار مرده پله



محاسبه بار مرده رمپ پله در جدول زیر آمده است.

نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	وزن واحد سطح (kg/m ²)
دال بتنی	0.2	2500	500
ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
گچ رویه	0.01	1300	13
مجموع			545

وزن واحد در راستای افق:

$$\frac{545}{\cos 30} = 629.3 \text{ kg/m}^2$$

محاسبه بار مرده پاخور در جدول زیر آمده است.

ابتدا باید وزن یک پاخور را بدست آورد و در تعداد پاخور در یک متر ضرب کرد که وزن واحد پله بدست آید.

جلو آمدگی کف پله 3cm است.

مساحت ها با استفاده از اتوکد محاسبه شده است.

نوع مصالح	ضخامت (m)	مساحت (m ²)	وزن واحد حجم (kg/m ³)	وزن واحد سطح (kg/m ²)
آجرکاری با آجر فشاری	-	0.0263	1700	44.71
ملات ماسه سیمان	0.02	0.0096	2100	20.16
سنگ کف پله گرانیت	0.3	0.0108	2800	30.24
سنگ پیشانی پله گرانیت	0.02	0.0028	2800	7.84
مجموع				102.95

$$\frac{1}{0.3448} \times 102.95 = 298.58 \text{ kg/m}^2$$

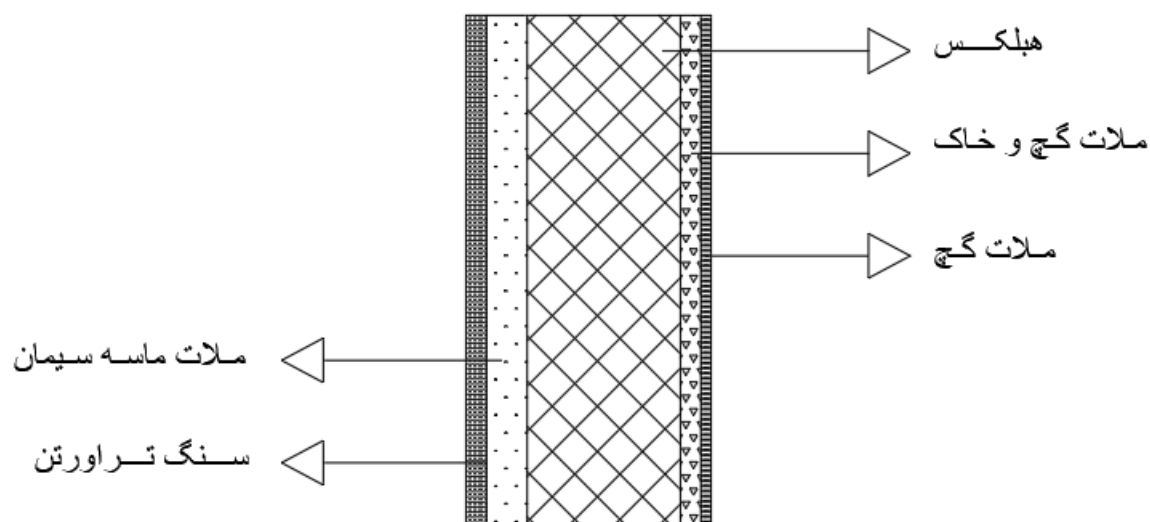
وزن واحد سطح پله در راستای افقی:

$$\frac{545 + 102.95}{\cos 30} = 748.2 \text{ kg/m}^2$$

دیتایل و بار مرده دیوار ها

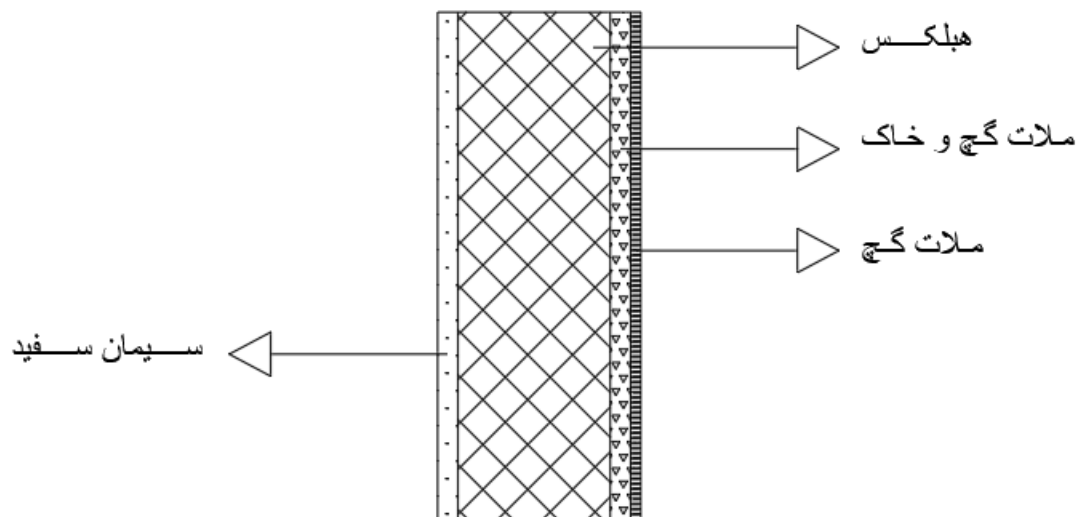
در زیر برای دیوارها جزییات و بار مرده را محاسبه می کنیم.

دیوار پیرامونی یک طرف نما یک طرف ملات گچ



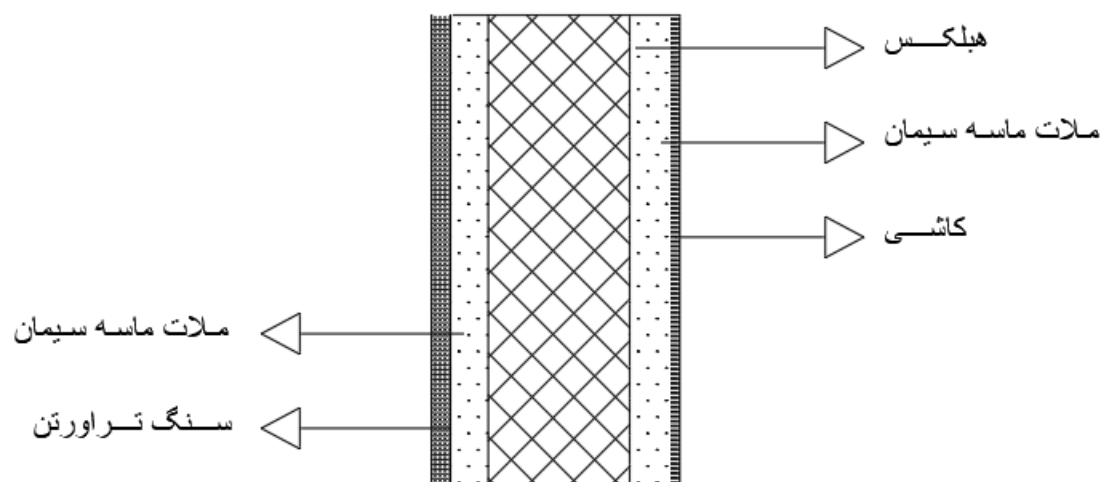
نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
هبلکس	0.15	600	90
ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
ملات گچ	0.01	1300	13
ملات ماسه سیمان	0.04	2100	84
سنگ تراورتن	0.02	2500	50
مجموع			269

دیوار پیرامونی یک طرف سیمان سفید و یک طرف ملات گچ



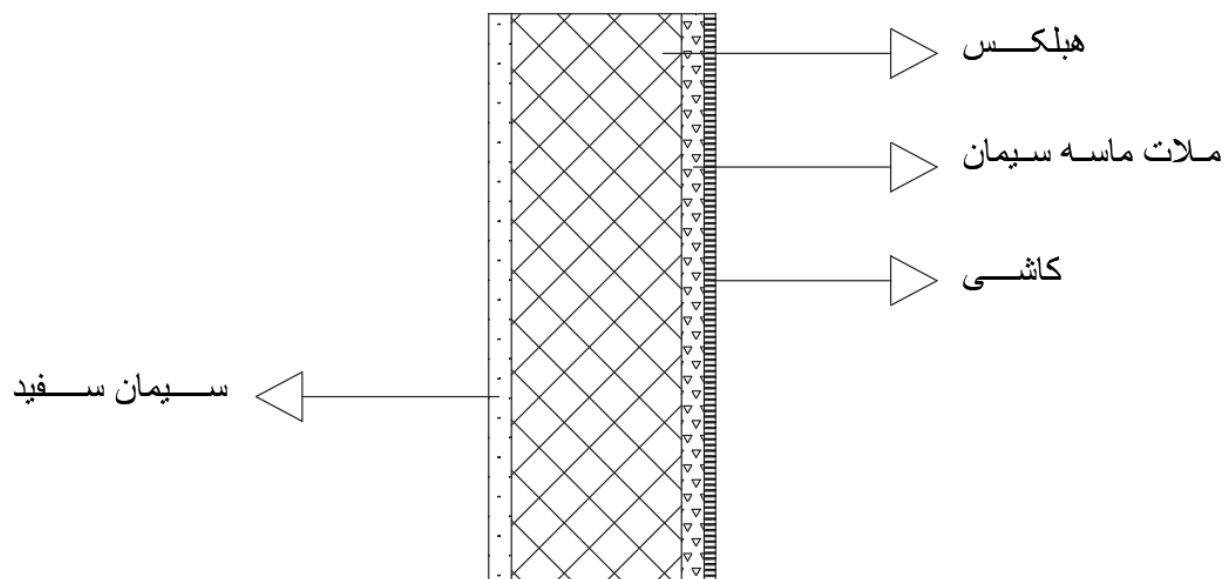
نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
هبلکس	0.15	600	90
ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
ملات گچ	0.01	1300	13
سیمان سفید	0.02	2100	42
مجموع			177

دیوار پیرامونی نما دار و کاشی



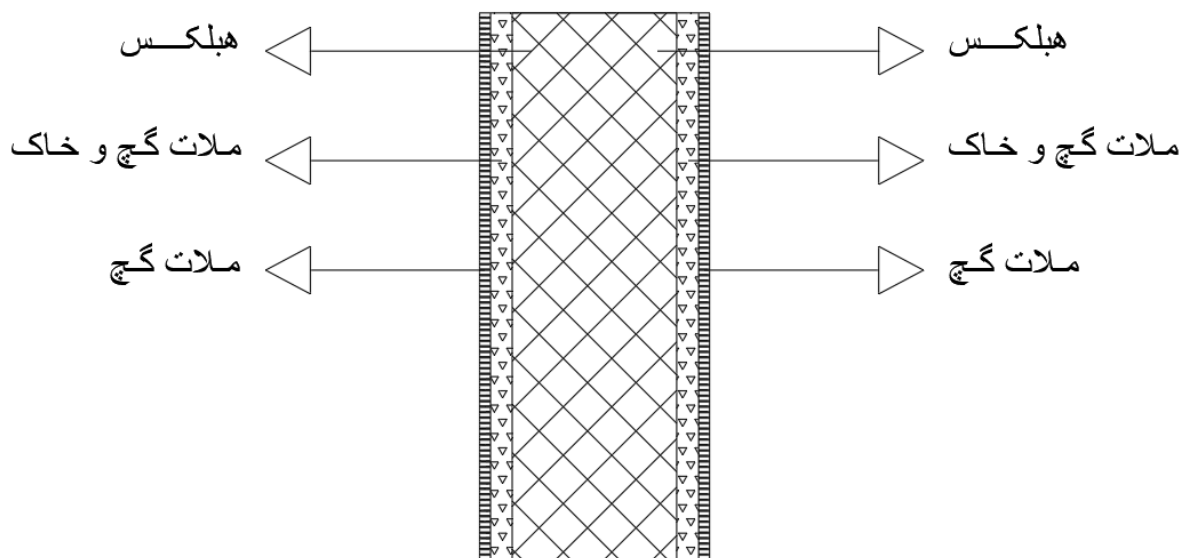
نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
هیلکس	0.15	600	90
ملات ماسه سیمان	0.04	2100	84
کاشی	0.01	1700	17
ملات ماسه سیمان	0.04	2100	84
سنگ تراورتن	0.02	2500	50
مجموع			325

دیوار پیرامونی یک طرف سیمان سفید و یک طرف کاشی



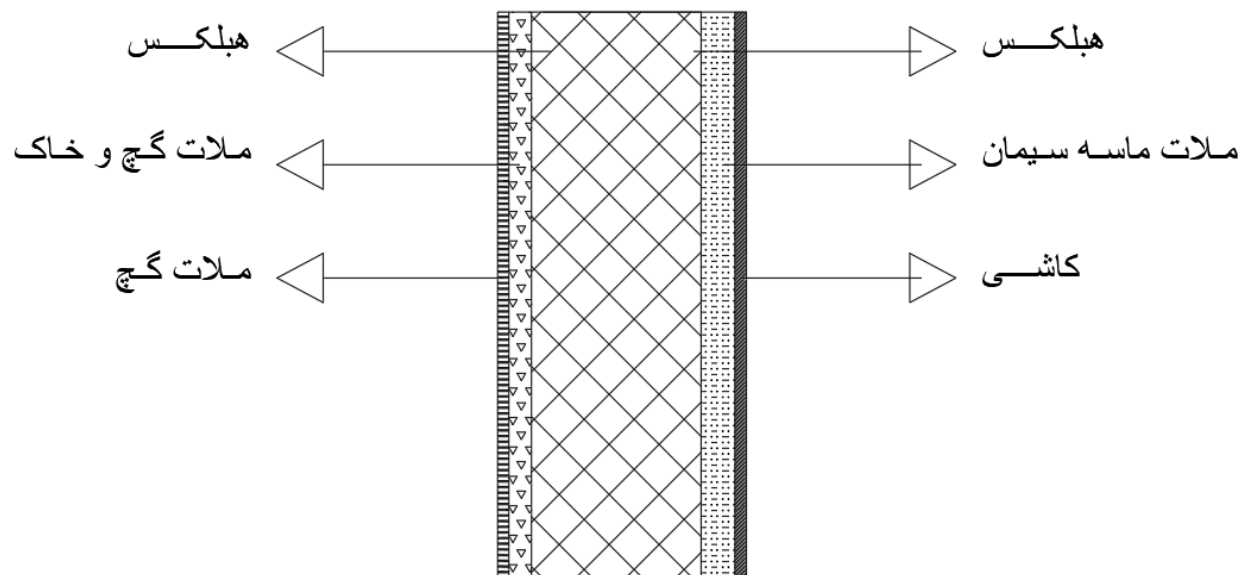
نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
هبلکس	0.15	600	90
ملات ماسه سیمان	0.04	2100	84
کاشی	0.01	1700	17
سیمان سفید	0.02	2100	42
مجموع			233

دیوارهای داخلی هر دو طرف گچ کاری



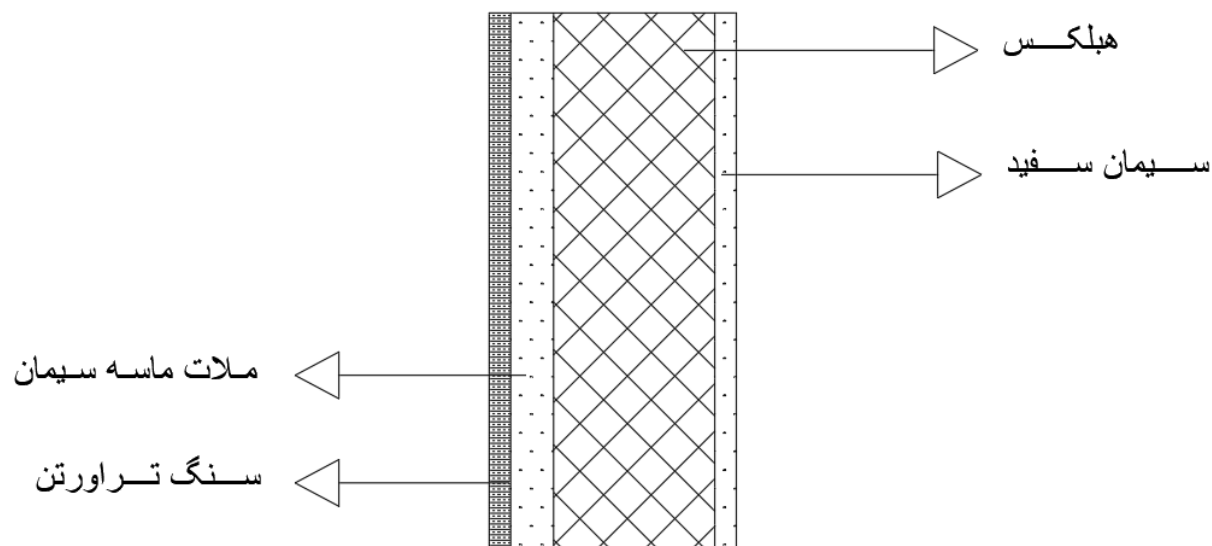
نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
هبلکس	0.15	600	90
ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
ملات گچ	0.01	1300	13
ملات گچ و خاک	0.02	1600	32
ملات گچ	0.01	1300	13
مجموع			180

دیوارهای داخلی یک طرف گچ کاری و یک طرف کاشی کاری



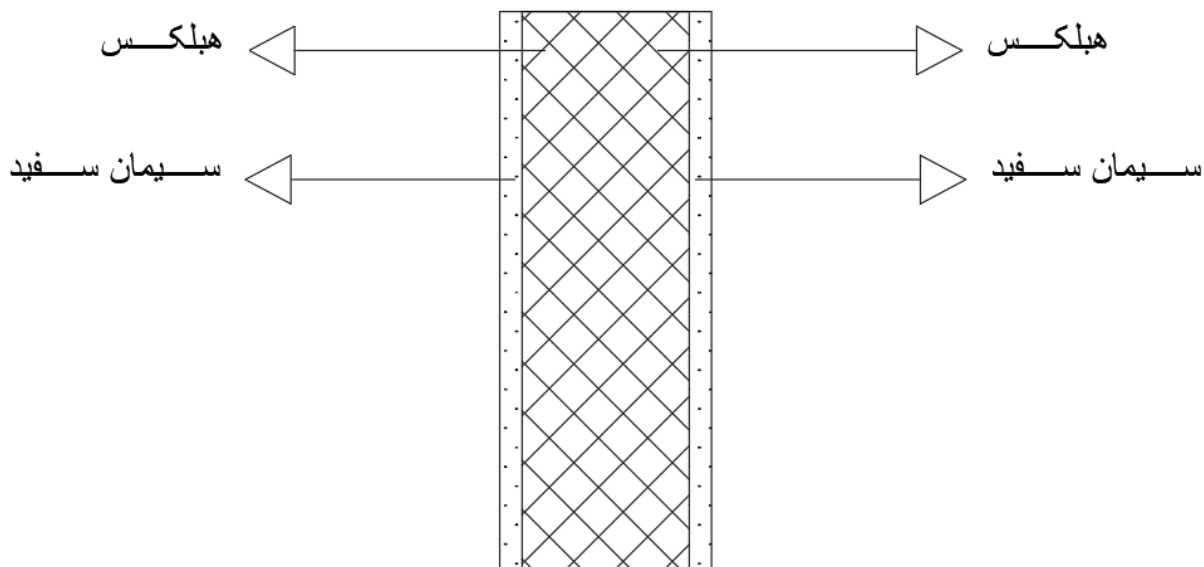
نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
هبلکس	0.15	600	90
مالت گچ و خاک	0.02	1600	32
مالت گچ	0.01	1300	13
مالت ماسه سیمان	0.04	2100	84
کاشی	0.01	1700	17
مجموع			236

دیوارهای یک طرف سیمان سفید و یک طرف نما



نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
سیمان سفید	0.02	2100	42
هبلکس	0.15	600	90
ملات ماسه سیمان	0.04	2100	84
سنگ تراورتن	0.02	2500	50
مجموع			266

دیوار پیرامونی دو طرف سیمان سفید



نوع مصالح	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
سیمان سفید	0.02	2100	42
هبلکس	0.15	600	90
سیمان سفید	0.02	2100	42
مجموع			174

بار زنده

بند ۶-۳-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان:

بارهای زنده عبارتند از بارهای غیر دائمی که در حین بهره برداری و استفاده از ساختمان به آن وارد می شود. این بارها شامل بار ناشی از برف، باد یا زلزله نمی شوند، بارهای زنده با توجه به نوع کاربری ساختمان و یا هر بخش از آن، و مقداری که احتمال دارد در طول مدت عمر ساختمان به آن وارد گردد، تعریف می شوند. بارهای زنده نباید کمتر از مقادیر ذکر شده در جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم در نظر گرفته شوند. مقادیر بار زنده حداقل در جدول زیر آورده شده است.

موقعیت	بار های زنده حداقل (kg/m ²)
پارکینگ	300
طبقات تیپ	200
بالکن	$200 \times 1.5 = 300$
بام	150
خر پشته	150
راه پله	500

بار برف

بار برف یکنواخت

بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش چهارم سال ۹۸، مقدار بار برف گسترده وارد بر بام با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s$$

✓ نظر به اینکه ساختمان مورد نظر در شهر کرمانشاه واقع شده و با توجه به جدول

۶-۷-۱ مبحث ششم، شهر کرمانشاه در منطقه ۴ قرار گرفته است، با توجه به بند

۶-۷-۱ مبحث ششم، مقدار بار برف مبنا:

$$P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

✓ با توجه به اینکه کاربری ساختمان مسکونی می باشد و بر اساس جدول ۶-۱-۱ مبحث

ششم در گروه خطرپذیری ۳ قرار می گیرد. بنابر این با توجه به جدول

۶-۱-۲، ضریب اهمیت بار برف برای این ساختمان:

$$I_s = 1$$

✓ با توجه به بند ۶-۷-۴-۱ مبحث ششم و با توجه به اینکه ساختمان مورد نظر در محیط

شهری واقع شده است در گروه ناهمواری زیاد قرار می گیرد. همچنین به صورت محافظه

کارانه ساختمان را برف گیر در نظر می گیریم. بر اساس جدول

۶-۷-۲ مبحث ششم ضریب برف گیری:

$$C_n = 1.1$$

✓ بر اساس جدول ۶-۷-۳ و اینکه ساختمان مسکونی می باشد ضریب شرایط دمایی:

$$C_h = 1$$

✓ با استناد به بند ۶-۷-۶ مبحث ششم، ضریب شیب برای بام های مسطح:

$$C_s = 1$$

✓ در نهایت بار برف برابر است با:

$$P_r = 1 \times 1.1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.65 \text{ kN/m}^2 = 165 \text{ kgf/m}^2$$

بار انباشتگی برف

با توجه به ویرایش ۹۸ مقررات ملی ساختمان با توجه به بند ۶-۷-۹ بار برف انباشتگی برابر است با:

$$\gamma = 0.43 \times P_s + 2.2 = 0.43 \times 1.5 + 2.2 = 2.845 \text{ kN/m}^3$$

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.65}{2.845} = 0.58 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{h_d} > 0.2 \rightarrow \frac{1.1 - 0.58}{0.58} = 0.8965 \rightarrow \text{در نتیجه بار انباشته برای جانپناه را باید محاسبه کنیم}$$

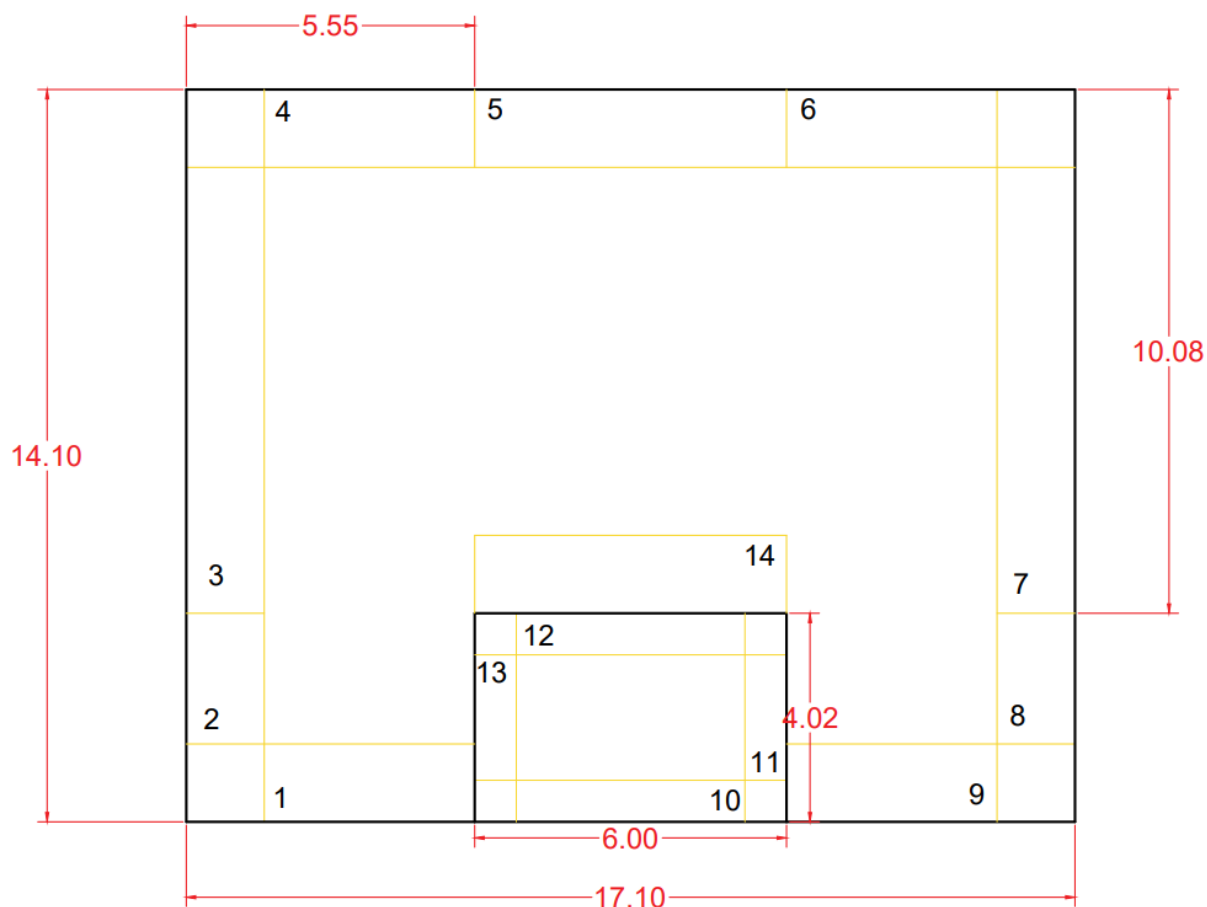
$$\frac{3.5 - 0.58}{0.58} = 5.03 \rightarrow \text{در نتیجه بار انباشته برای جانپناه را باید محاسبه کنیم}$$

با توجه به رابطه ۶-۷-۴ رابطه رو به باد مقدار h_d می باشد :

$$h_d = \frac{3}{4} 0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100 P_s + 50} - 0.5$$

$$P_d = \gamma h_d$$

$$h_d < h_c \rightarrow w = 4h_d < 8h_c$$



محاسبه برای ناحیه 9, 6, 4, 1: سطح رو به باد می باشد.

$$L_u = 14.1 \text{ m} \xrightarrow{P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2} h_d = \frac{3}{4} 0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100 P_s + 50} - 0.5 = 0.443 \text{ m}$$

$$P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.443 = 1.26 \text{ kN/m}^2$$

$$h_d < h_c \rightarrow 0.443 < 1.1 - 0.58 = 0.52 \rightarrow w = 4h_d < 8h_c \rightarrow w = 1.772 \text{ m} < 4.16 \text{ m}$$

محاسبه برای ناحیه 3, 7: سطح رو به باد می باشد.

$$L_u = 17.1 \text{ m} \xrightarrow{P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2} h_d = \frac{3}{4} 0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100 P_s + 50} - 0.5 = 0.5 \text{ m}$$

$$P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.5 = 1.4225 \text{ kN/m}^2$$

$$h_d < h_c \rightarrow 0.5 < 1.1 - 0.58 = 0.52 \rightarrow w = 4h_d < 8h_c \rightarrow w = 2\text{m} < 4.16\text{m}$$

محاسبه برای ناحیه 2, 8 : سطح رو به باد می باشد.

$$L_u = 5.55 \text{ m} \xrightarrow{P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2} h_d = \frac{3}{4} 0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5 = 0.224\text{m}$$

$$P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.224 = 0.63728 \text{ kN/m}^2$$

$$h_d < h_c \rightarrow 0.224 < 1.1 - 0.58 = 0.52 \rightarrow w = 4h_d < 8h_c \rightarrow w = 0.896\text{m} < 4.16\text{m}$$

محاسبه برای ناحیه 5, 14 : سطح رو به باد می باشد.

$$L_u = 10.08 \text{ m} \xrightarrow{P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2} h_d = \frac{3}{4} 0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5 = 0.356\text{m}$$

$$P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.356 = 1.013 \text{ kN/m}^2$$

$$h_d < h_c \rightarrow 0.356 < 1.1 - 0.58 = 0.52 \rightarrow w = 4h_d < 8h_c \rightarrow w = 1.46\text{m} < 4.16\text{m}$$

محاسبه برای ناحیه 11, 13 : سطح رو به باد می باشد.

$$L_u = 6 \text{ m} \xrightarrow{P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2} h_d = \frac{3}{4} 0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5 = 0.24\text{m}$$

$$P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.24 = 0.6828 \text{ kN/m}^2$$

$$h_d < h_c \rightarrow 0.24 < 1.1 - 0.58 = 0.52 \rightarrow w = 4h_d < 8h_c \rightarrow w = 0.96\text{m} < 4.16\text{m}$$

محاسبه برای ناحیه 10 , 12 : سطح رو به باد می باشد.

$$L_u = 4.02 \text{ m} \xrightarrow{P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2} h_d = \frac{3}{4} 0.12 \sqrt[3]{L_u} \times \sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5 = 0.163\text{m}$$

$$P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.163 = 0.463735 \text{ kN/m}^2$$

$$h_d < h_c \rightarrow 0.163 < 1.1 - 0.58 = 0.52 \rightarrow w = 4h_d < 8h_c \rightarrow w = 0.652\text{m} < 4.16\text{m}$$

با توجه به بند ۶-۷-۱۰ چون عرض خرپشته در وجه کوچکتر برابر ۴.۲۵ می باشد و کمتر از ۴.۵ متر است پس بار انباشتگی را در آن وجه ها حساب نمی شود.

بار برف لغزنده

با توجه به ویرایش ۹۸ مقررات ملی ساختمان با توجه به بند ۶-۷-۱۱ چون سقف شیبدار نیست بار برف لغزنده محاسبه نمی شود.

سربار باران بر برف

با توجه به ویرایش ۹۸ مقررات ملی ساختمان با توجه به بند ۶-۷-۱۳ چون کرمانشاه در منطقه ۴ قرار دارد سربار باران بر برف محاسبه نمی شود.

بار آسانسور

با توجه به بند ۳-۸-۵-۶ تمام بارهای وزن اتاقک، ماشین آلات، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از مسافران در آسانسور باید در ۲ ضرب شوند.

بار مرده: ناشی از وزن تجهیزات و دال فوقانی آسانسور است، و به صورت زیر محاسبه می شود.

بار مرده آسانسور توسط مشخصات فنی شرکت سازنده مشخص می شود. با توجه به مشخصات شرکت های مختلف بار مرده کابین آسانسور ۵۵۰ کیلوگرم فرض شده است.

$$1.6 \times 1.8 \times 0.15 \times 2500 = 1.080 \text{ Kg}$$

بار مرده سکوی بتنی

$$550 \times 2 = 1100 \text{ Kg}$$

بار مرده کابین آسانسور

$$\text{بار مرده هر تکیه گاه} = \frac{1440 + 1100}{4} = 635 \text{ Kg}$$

بار زنده: بار زنده ناشی از ظرفیت آسانسور ۴۵۰ کیلوگرم و بار زنده ناشی از تردد افراد در موتورخانه ۲۰۰ کیلوگرم می باشد.

$$450 \times 2 = 900 \text{ Kg}$$

بار زنده ناشی از ظرفیت آسانسور

$$200 \times 1.6 \times 1.8 = 576 \text{ Kg}$$

بار زنده ناشی از تردد افراد در موتورخانه

بر اساس جدول ۶-۵-۱ حداقل بار زنده ی گسترده یکنواخت اتاق آسانسور 360kg/m^2 می باشد . در نتیجه بار زنده حداقل آسانسور برابر است با:

$$360 \times 1.6 \times 1.8 = 1037\text{Kg} \leq (900 + 576) = 1476\text{ Kg}$$

که نشان دهنده این است که مقدار بار زنده ما از مقدار حداقل بیشتر است و همین مقدار را در نظر می گیریم.

$$\text{بار زنده هر تکیه گاه} = \frac{900 + 576}{4} = 369\text{ Kg}$$

محاسبه بار معادل

در محاسبات بار معادل:

- ارتفاع دیوار ها برابر با ۳.۱ متر در نظر گرفته شده است.
- ارتفاع دیوار های جان پناه بام و بالکن برابر با ۱.۲ متر می باشد.

محاسبه بار زنده معادل

موقعیت	مجموع بار زنده (kg/m^2)	مساحت (m^2)	بار زنده معادل (Kg)
طبقات تیپ	۲۰۰ (فضای خصوصی و سالن)	۲۱۱.۵۶	۴۲۳۱۲
	۳۰۰ (بالکن)	۱۴.۵۷	۴۳۷۱
راه پله	۵۰۰	۲۰.۱۲	۱۰۰۶۰
بام	۱۵۰	۲۳۸.۹۶	۳۵۸۴۴
خرپشته	۱۵۰	۲۷.۴	۴۱۱۰

محاسبه بار زنده معادل کل به شرح زیر است.

موقعیت	بار زنده معادل (Kg)
طبقات تیپ (طبقات و راه پله)	56743
بام (بام و نصف راه پله)	40874
خرپشته	4110

محاسبه بار مرده معادل

موقعیت	مجموع بار مرده (kg/m^2)	ارتفاع (m)	طول (m)	مساحت (m^2)	بار مرده معادل (Kg)
طبقات تیپ	کف (سالن و اتاق) = 711	-	-	163.42	116191.62
	کف (سرویس و آشپزخانه) = 675	-	-	36.28	24489
	دیوار داخلی دو طرف گچ = 180	3.5	۱۵.۴	53.9	9702
	دیوار پیرامونی یک طرف نما یک طرف ملات گچ = ۲۶۹	3.5	۲۰	70	18830
	دیوار پیرامونی یک طرف سیمان سفید و یک طرف ملات گچ = ۱۷۷	3.5	۲۹.۲۵	102.38	18121.26
	دیوار پیرامونی نمادار و کاشی = ۳۲۵	3.5	۹	31.5	10237.5
	دیوار پیرامونی یک طرف سیمان سفید و یک طرف کاشی = ۲۳۳	3.5	۵.۷۵	20.13	4690
	دیوارهای داخلی یک طرف گچ کاری و یک طرف کاشی کاری = ۲۳۶	3.5	۱۳	45.5	10738
بام	کف = ۵۷۰	-	-	۲۳۸.۹۶	136230
	دیوارهای جانبی یک طرف سیمان سفید و یک طرف نما = ۲۶۶	1.۱	۲۸.۲	31.02	8251.3
	دیوار پیرامونی دو طرف سیمان سفید = ۱۷۴	1.۱	۳۵	38.5	6699
	دیوار خرپشته: دیوار پیرامونی یک طرف ملات گچ = ۲۶۹	۳.۵	۲۵.۴	88.9	23914.1
خرپشته	سقف = ۵۷۰	-	-	۲۷.۴۵	15646.5
	جانبی خرپشته: دیوارهای یک طرف سیمان سفید و یک طرف نما = ۲۶۶	۱.۱	۲۵.۴	27.94	7432
راه پله	پله = ۷۴۸.۲	-	-	۹.۸۳	7355
	هر دو پاگرد طبقه = ۷۱۱	-	-	۵.۴۴	3868

محاسبه بار مرده معادل کل به شرح زیر است.

موقعیت	بار مرده معادل (Kg)
طبقات تیپ (طبقات و راه پلهوتیر)	224222.38
بام (بام و نصف راه پله و تیر)	180706
خرپشته	23078.5

محاسبه بار گسترده معادل

بار گسترده معادل تیپ طبقات:

$$q_d = \frac{224222.38}{245.5} = 913.33 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_L = \frac{56743}{245.5} = 231.13 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = 1.2q_d + 1.6q_L = 1465.8 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

بار گسترده معادل طبقه بام:

$$q_d = \frac{180706}{238.96} = 756.22 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_L = \frac{40874}{238.96} = 171.05 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = 1.2q_d + 1.6q_L = 1181.14 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

بار گسترده معادل طبقه خرپشته:

$$q_d = \frac{23078.5}{27.4} = 842.28 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_L = \frac{4110}{27.4} = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = 1.2q_d + 1.6q_L = 1250.74 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

بار خرپشته

$$\text{نسبت وزن خرپشته به وزن بام} = \frac{\text{مساحت خرپشته}}{\text{مساحت بام بدون خرپشته}} = \frac{27.4}{226.3} = 12\%$$

از آنجا که مساحت خرپشته تنها 12 درصد سطح بام می باشد و جزئیات اجرایی هر دو نیز یکسان است، می توان نتیجه گرفت که وزن خرپشته قطعاً کمتر از ۲۵ درصد وزن بام بوده و در محاسبات زلزله می توان از ارتفاع آن صرف نظر کرد.
در تعریف الگوهای بار زلزله بالاترین تراز سازه را تراز طبقه بام در نظر خواهیم گرفت.

بارگذاری بار زلزله بر ساختمان

بر اساس فصل ۳ آیین نامه استاندارد ۲۸۰۰، نیروی برش پایه ساختمان برابر است با:

$$V_u = CW$$

که در این رابطه W وزن موثر لرزه ای است و C ضریب زلزله است که از رابطه زیر به دست می آید:

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

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند ۲-۲

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق با بند ۳-۲

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند ۴-۳-۳

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند ۵-۳-۳

همچنین مقدار برش پایه در هیچ حالت نباید کمتر از این مقدار در نظر گرفته شود:

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

برای محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان (T) برای ساختمان های بتنی دارای قاب خمشی مانند سازه ی ما، طبق بند ۱-۳-۳-۳ خواهیم داشت:

$$T = 0.05H^{0.9}$$

$$T = 0.05 * 14^{0.9} = 0.537 \text{ S}$$

برای معین کردن نسبت شتاب مبنای طرح، با توجه به جدول پیوست ۱ آیین نامه استاندارد ۲۸۰۰ شهر کرمانشاه که سازه ما در آنجا قرار دارد، در ناحیه با خطر زیاد لرزه ای واقع شده است. در نتیجه خواهیم داشت:

$$A = 0.30$$

برای تعیین ضریب شکل طیف، ابتدا مقادیر T_0 و T_s را معین میکنیم. با توجه به جدول ۲-۲ برای زمین نوع I خواهیم داشت:

$$T_0 = 0.1 \quad ; \quad T_s = 0.4 \quad ; \quad S = 1.5 \quad ; \quad S_0 = 1$$

با توجه به اینکه $T=0.672 > T_s=0.4$ آنگاه:

$$B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) = 2.5 * \frac{0.4}{0.537} = 1.862$$

سپس طبق بند ۲-۳-۲ برای ضریب اصلاح طیف خواهیم داشت:

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.4} (0.537 - 0.4) + 1 = 1.026$$

سپس:

$$B = B_1 N = 1.862 * 1.026 = 1.91$$

برای تعیین ضریب رفتار ساختمان، با توجه به جدول ۳-۴ و اینکه سازه ی ما در هر دو جهت دارای قاب خمشی بتن مسلح متوسط است:

$$R_u = 5$$

همچنین با توجه به جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان برابر است با:

$$I = 1$$

در نهایت خواهیم داشت:

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.30 * 1.91 * 1}{5} = 0.1146$$

$$K = 0.5T + 0.75 = 0.5 * 0.537 + 0.75 = 1.0185$$

طراحی و کنترل در نرم افزار ایتبس

کنترل شاخص پایداری

Story	Output Case	Direction	Drift	P	V	Theta
				kgf	kgf	
Story4	env	X	0.002701	401,827.50	49,231.24	0.022045678
Story4	env	Y	0.00233	401,827.50	49,231.24	0.01901756
Story3	env	X	0.004486	867,079.47	99,988.60	0.03890162
Story3	env	Y	0.003987	867,079.47	99,988.60	0.0345744
Story2	env	X	0.004645	1,373,832.83	133,799.64	0.047694101
Story2	env	Y	0.004141	1,373,832.83	133,799.64	0.042519111
Story1	env	X	0.003245	1,889,762.45	150,993.29	0.040612925
Story1	env	Y	0.003033	1,889,762.45	150,993.29	0.037959631

مقادیر ضریب ترک خوردگی برای تیر ها را 0.5 و ستون ها رو 1 فرض می کنیم. با توجه به اینکه مقدار تنا در تمام طبقات کمتر از 0.144 است، تمام طبقات مهار شده هستند.

$$\theta = \frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} ; \theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} = \frac{0.65}{4.5} = 0.144$$

Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.93	0.7542	0.0028
Modal	2	0.859	0.0067	0.7545
Modal	3	0.752	0.022	0.0286
Modal	4	0.33	0.0779	0.0008
Modal	5	0.308	0.002	0.0825
Modal	6	0.259	0.0223	0.0032
Modal	7	0.224	0.016	0.0153
Modal	8	0.217	0.0096	0.0198
Modal	9	0.194	0.0005	0.0091
Modal	10	0.16	0.0417	0.0003
Modal	11	0.152	0.0007	0.0372
Modal	12	0.139	0.0014	0.0032

مقایسه تناوب تجربی و تحلیلی

همانگونه که مشخص است، مقدار تناوب تحلیلی از تناوب تجربی (۰.۵۳۷) بیشتر است، پس نیازی به اصلاح تناوب نمی باشد و از همان مقدار قبل استفاده خواهیم کرد.

وزن ساختمان و برش پایه

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
Pent	4246.79	4246.79	7.8232	2	4246.79	4246.79	7.8232	2	8.4178	2.7967
Story4	24442.16	24442.16	8.2822	6.5521	28688.95	28688.95	8.2142	5.8782	8.7388	6.8629
Story3	34299.66	34299.66	8.2517	7.0511	62988.61	62988.61	8.2346	6.5169	8.7312	6.8483
Story2	34539.3	34539.3	8.2527	7.0488	97527.91	97527.91	8.241	6.7053	8.697	6.832
Story1	35622.43	35622.43	8.2605	7.04	133150.33	133150.33	8.2462	6.7948	8.6458	6.7873

وزن موثر لرزه ای برابر است با:

$$W = 133150.33 * 9.81 * 10^{-3} = 1306.2 \text{ Ton}$$

Story	Output Case	Step Number	VX	VY
			kgf	kgf
Story1	Ex		-150359.78	0
Story1	Ex		-150993.29	0
Story1	ExAll	1	-150359.78	0
Story1	ExAll	1	-150993.29	0
Story1	ExAll	2	-150359.78	0
Story1	ExAll	2	-150993.29	0
Story1	ExAll	3	-150359.78	0
Story1	ExAll	3	-150993.29	0
Story1	Ey		0	-150359.78
Story1	Ey		0	-150993.29
Story1	EyAll	1	0	-150359.78
Story1	EyAll	1	0	-150993.29
Story1	EyAll	2	0	-150359.78
Story1	EyAll	2	0	-150993.29
Story1	EyAll	3	0	-150359.78
Story1	EyAll	3	0	-150993.29

کنترل نظم پیچشی سازه

Story	Output Case	Step	X/Y	Maximum (mm)	Average (mm)	Ratio
Pent	Ex		X	51.163122	50.786888	1.007
Story4	Ex		X	48.643229	47.639486	1.021
Story3	Ex		X	39.944579	39.246057	1.018
Story2	Ex		X	25.532071	25.142128	1.016
Story1	Ex		X	10.544622	10.412171	1.013
Pent	ExAll	1	X	51.163122	50.786888	1.007
Story4	ExAll	1	X	48.643229	47.639486	1.021
Story3	ExAll	1	X	39.944579	39.246057	1.018
Story2	ExAll	1	X	25.532071	25.142128	1.016
Story1	ExAll	1	X	10.544622	10.412171	1.013
Pent	ExAll	2	X	49.133917	48.619892	1.011
Story4	ExAll	2	X	49.658373	47.698962	1.041
Story3	ExAll	2	X	41.030517	39.29734	1.044
Story2	ExAll	2	X	26.343976	25.176554	1.046
Story1	ExAll	2	X	10.951439	10.428945	1.05
Pent	ExAll	3	X	54.220378	52.953885	1.024
Story4	ExAll	3	X	51.546907	47.580009	1.083
Story3	ExAll	3	X	42.324995	39.194773	1.08
Story2	ExAll	3	X	27.055009	25.107701	1.078
Story1	ExAll	3	X	11.182794	10.395397	1.076
Pent	Ey		Y	43.305032	42.664565	1.015
Story4	Ey		Y	42.246724	40.376539	1.046
Story3	Ey		Y	34.917347	33.415857	1.045
Story2	Ey		Y	22.468695	21.569427	1.042
Story1	Ey		Y	9.521813	9.180194	1.037
Pent	EyAll	1	Y	43.305032	42.664565	1.015
Story4	EyAll	1	Y	42.246724	40.376539	1.046
Story3	EyAll	1	Y	34.917347	33.415857	1.045
Story2	EyAll	1	Y	22.468695	21.569427	1.042
Story1	EyAll	1	Y	9.521813	9.180194	1.037
Pent	EyAll	2	Y	43.600448	42.534699	1.025
Story4	EyAll	2	Y	42.984809	40.248987	1.068
Story3	EyAll	2	Y	35.619728	33.312198	1.069
Story2	EyAll	2	Y	23.060899	21.508467	1.072
Story1	EyAll	2	Y	9.850011	9.157993	1.076
Pent	EyAll	3	Y	45.141113	42.794431	1.055
Story4	EyAll	3	Y	46.980283	40.504092	1.16
Story3	EyAll	3	Y	38.830025	33.519517	1.158
Story2	EyAll	3	Y	24.981356	21.630387	1.155
Story1	EyAll	3	Y	10.577651	9.202394	1.149

مشاهده می شود که تمامی نسبت ها کمتر از ۱/۲ هستند.

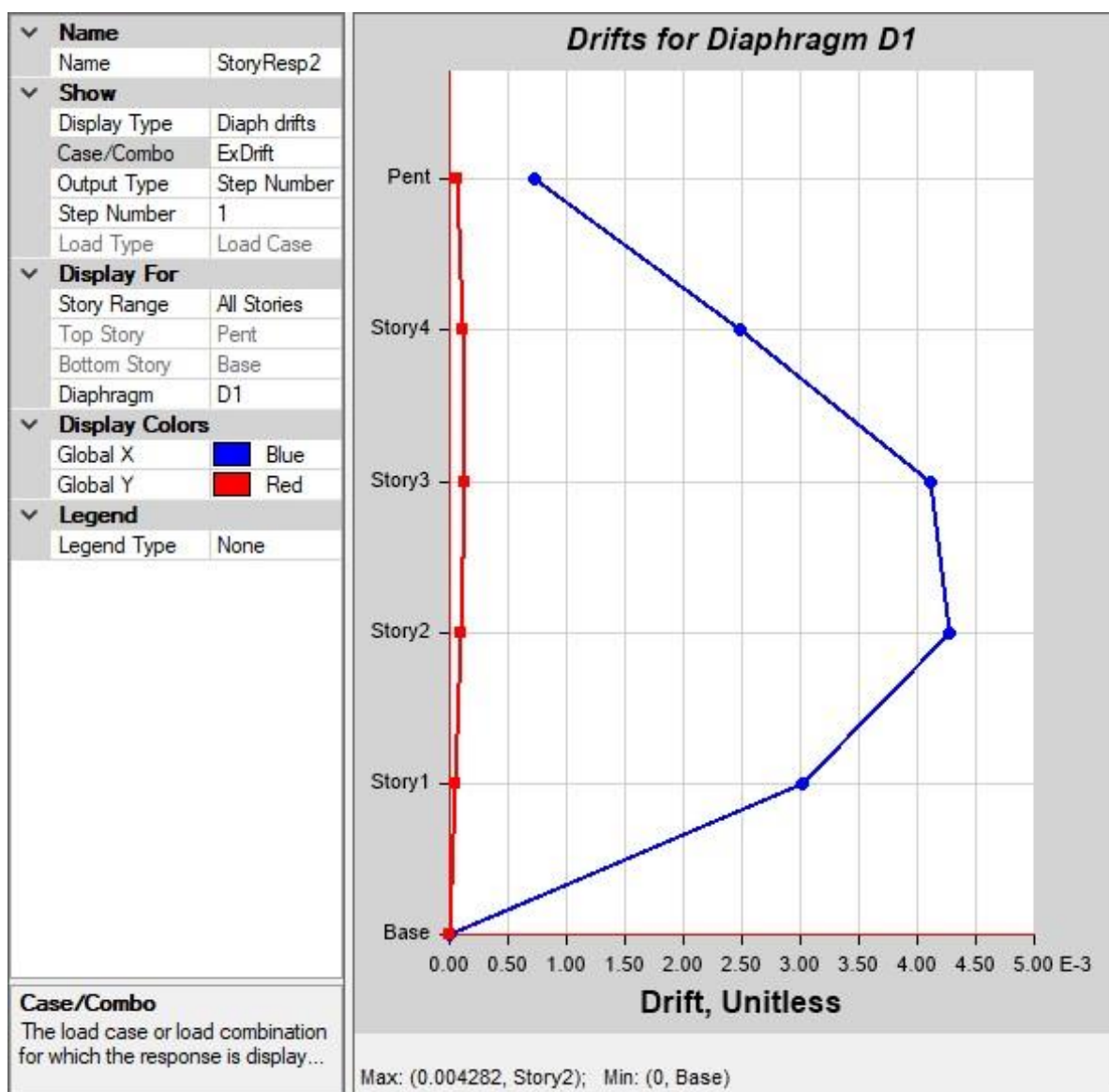
پس سازه از نظر پیچشی منظم است.

محاسبه و کنترل دریف

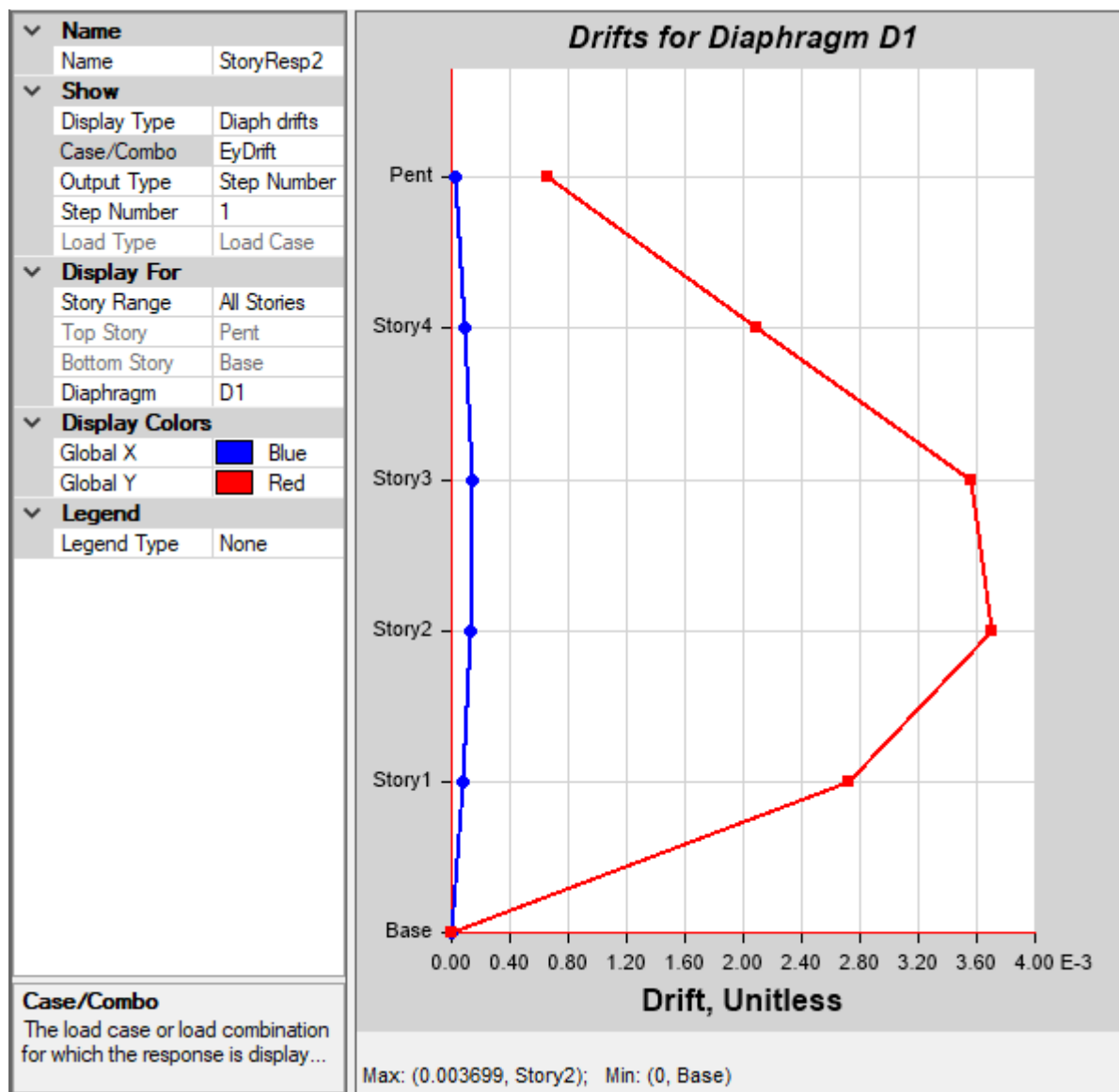
مقادیر دریف مجاز:

$$Drift_x = Drift_y = \frac{0.025}{4.5} = 0.0055$$

مقدار دریف در راستای X:



مقدار دریفت در راستای Y:



مشاهده می شود که مقدار دریفت در هر دو راستا قابل قبول است.

کنترل واژگونی

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
Pent	4246.79	4246.79	7.8232	2	4246.79	4246.79	7.8232	2	8.4178	2.7967
Story4	24442.16	24442.16	8.2822	6.5521	28688.95	28688.95	8.2142	5.8782	8.7388	6.8629
Story3	34299.66	34299.66	8.2517	7.0511	62988.61	62988.61	8.2346	6.5169	8.7312	6.8483
Story2	34539.3	34539.3	8.2527	7.0488	97527.91	97527.91	8.241	6.7053	8.697	6.832
Story1	35622.43	35622.43	8.2605	7.04	133150.33	133150.33	8.2462	6.7948	8.6458	6.7873

لنگر مقاوم:

$$M_{Rx} = W * XCCM = 1306.2 * 8.24 = 10763 \text{ Ton.m}$$

$$M_{Ry} = W * YCCM = 1306.2 * 6.79 = 8869 \text{ Ton.m}$$

Story	Output Case	Step Number	Location	VX	VY	MX	MY
				kgf	kgf	kgf-m	kgf-m
Story1	Ex		Bottom	-150993.29	0	-99.3	-1558295.07
Story1	ExAll	1	Bottom	-150993.29	0	-99.3	-1558295.07
Story1	ExAll	2	Bottom	-150993.29	0	65.73	-1558139.05
Story1	ExAll	3	Bottom	-150993.29	0	-264.33	-1558451.1
Story1	Ey		Bottom	0	-150993.29	1550933.2	130.44
Story1	EyAll	1	Bottom	0	-150993.29	1550933.2	130.44
Story1	EyAll	2	Bottom	0	-150993.29	1550720.88	-68.86
Story1	EyAll	3	Bottom	0	-150993.29	1551145.53	329.74

لنگر واژگونی با فرض ضخامت پی ۱ متر:

$$M_{ox} = M_x + (V_y * h_{foundation}) = 1551.14 + (1509.93 * 1) = 3061.1 \text{ Ton.m}$$

$$M_{oy} = M_y + (V_x * h_{foundation}) = 1558.83 + (1509.93 * 1) = 3086.76 \text{ Ton.m}$$

$$\frac{M_{Rx}}{M_{ox}} = \frac{10763}{3061.1} = 3.51 \quad ; \quad \frac{M_{Ry}}{M_{oy}} = \frac{8869}{3086.76} = 2.87$$

با توجه به محاسبات انجام شده، سازه در برابر واژگونی پاسخگو می باشد.

تیپ بندی اعضای سازه

تیپ بندی ستون ها

مقاطع موجود در این پروژه:

C 35*35 - 4φ20

C 40*40 - 8φ20

C 45*45 - 12φ20

محاسبه طول گیرداری میلگرد قلابدار در کشش برای میلگرد ۲۰:

$$L_{dh} = \text{Max} \left[\left(\frac{f_y \Psi_r \Psi_c \Psi_e \Psi_o d_b^{1.5}}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right), 150 \text{ mm}, 8d_b \right]$$

$$\Psi_c = \frac{f'_c}{105} + 0.6 = \frac{32}{105} + 0.6 = 0.904$$

$$L_{dh} = \text{Max} \left[\left(\frac{420 * 1 * 1 * 1 * 0.904 * 20^{1.5}}{23 * 1 * \sqrt{32}} \right), 150 \text{ mm}, 8 * 20 \right]$$

$$L_{dh} = \text{Max}[261 \text{ mm}, 150 \text{ mm}, 8 * 20] = 261 \text{ mm} \rightarrow l_{dh} = 270 \text{ mm}$$

$$l_{ext} = 12d_b = 240 \text{ mm}$$

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy Ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Confining reinforcement Ψ_r	For No. 36 and smaller bars with $A_{sh} \geq 0.4A_{gc}$ or $s^{(1)} \geq 6d_b^{(2)}$	1.0
	Other	1.6
Location Ψ_o	For No. 36 and smaller diameter hooked bars: (1) Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook ≥ 65 mm, or (2) With side cover normal to plane of hook $\geq 6d_b$	1.0
	Other	1.25
Concrete strength Ψ_c	For $f'_c < 42$ MPa	$f'_c/105 + 0.6$
	For $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

محاسبه طول مستقیم بعد از خم میلگرد ۲۰:

$$12d_b = 12 * 20 = 240 \text{ mm}$$

طول مهاري وصله ها برای میلگرد ۲۰:

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = \frac{420 * 1 * 1 * 1 * 20}{1.7 * 1 * \sqrt{32}} = 873.5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow l_d = 900 \text{ mm}$$

Table 25.4.2.3—Development length for deformed bars and deformed wires in tension

Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than d_b , clear cover at least d_b , and stirrups or ties throughout ℓ_d not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least d_b	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Other cases	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Table 25.4.2.5—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Reinforcement grade Ψ_g	Grade 280 or Grade 420	1.0
	Grade 550	1.15
	Grade 690	1.3
Epoxy ^[1] Ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.5
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size Ψ_s	No. 22 and larger bars	1.0
	No. 19 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position ^[1] Ψ_t	More than 300 mm of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

^[1]The product $\Psi_t \Psi_e$ need not exceed 1.7.

محاسبه حداقل طول میلگرد های ریشه فونداسیون:

$$l = l_d + 12d_b + l_{dh} = 900 + 240 + 270 = 1410 \text{ mm}$$

طراحی آرماتورهای عرضی ستون ها

طول ناحیه بحرانی

طول ناحیه بحرانی را برای همه ستون ها، برابر با ستون بزرگتر (۴۵ در ۴۵) که بحرانی ترین است، در نظر میگیریم:

$$l_0 = \max\left(h, \frac{l_n}{6}, 450mm\right) = \max\left(450, \frac{3350}{6}, 450\right) = 558.33 \cong 600 \text{ mm}$$

فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی

$$S_0 = \min\left(\frac{h_{min}}{2}, 8\phi_L, 200mm\right) = \min\left(\frac{350}{2}, 160, 200\right) = 160 \text{ mm}$$

$$\rightarrow S_0 = 150 \text{ mm}$$

برای همه ستون ها فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی را ۱۵ سانتیمتر در نظر می گیریم.

فاصله خاموت ها در ناحیه غیر بحرانی

$$A_{v,min} = \max\left(0.062\sqrt{f'_c} * \frac{b_w S}{f_{yt}}, \frac{0.35b_w S}{f_{yt}}\right)$$

$$A_{v,min} = \max\left(0.062\sqrt{32} * \frac{450 * 300}{420}, \frac{0.35 * 450 * 300}{420}\right) = \max(112.7, 112.5) = 113mm^2$$

$$S_{max} = \min\left(\frac{d}{2}, 600\right) = \min\left(\frac{350}{2}, 600\right) = 175 \rightarrow \text{use } 170 \text{ mm spacing}$$

در همه ستون ها فاصله ۱۷۰ میلیمتر و در ستون خرپشته فاصله ۱۵۰ میلیمتر استفاده خواهد شد.

حداقل آرماتورهای عرضی در مقاطع بحرانی و غیر بحرانی:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{157}{0.17} = 923.5 \frac{mm^2}{m} \text{ (noncritical sections) ; USE } \phi 10 @ 17 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{157}{0.15} = 1046.66 \frac{mm^2}{m} \text{ (critical sections); USE } \phi 10 @ 15 \text{ cm}$$

تیپ بندی تیر ها

مقاطع استفاده شده در این پروژه:

Beam 50*45

Beam 50*40

Beam 40*40

Beam 40*30

طول مهاری میلگرد های طولی

برای میلگرد های قلاب دار با میلگرد ۲۵:

$$L_{dh} = \text{Max} \left[\left(\frac{f_y \Psi_r \Psi_c \Psi_e \Psi_o d_b^{1.5}}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right), 150 \text{ mm}, 8 d_b \right]$$

$$L_{dh} = \text{Max} \left[\left(\left(\frac{420 * 1 * 1 * 1 * 0.904 * 25^{1.5}}{23 * 1 * \sqrt{32}} \right) \right), 150 \text{ mm}, 8 * 20 \right] = 365 \text{ mm}$$

$$l_{ext} = 12 d_b = 300 \text{ mm} ; \quad d_{inside \text{ bend}} = 6 d_b = 150 \text{ mm}$$

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{420 * 1.3 * 1 * 1 * 20}{1.7 * 1 * \sqrt{32}} = 1419.4 \rightarrow 1500 \text{ mm}$$

برای میلگرد های قلاب دار با میلگرد ۲۰:

$$L_{dh} = \text{Max} \left[\left(\left(\frac{420 * 1 * 1 * 1 * 0.904 * 20^{1.5}}{23 * 1 * \sqrt{32}} \right) \right), 150 \text{ mm}, 8 * 20 \right] = 261$$

→ 270 mm

$$l_{ext} = 12d_b = 240 \text{ mm} ; d_{inside \text{ bend}} = 6d_b = 120 \text{ mm}$$

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{420 * 1.3 * 1 * 1 * 20}{1.7 * 1 * \sqrt{32}} = 1135.5 \text{ mm} \rightarrow 1200 \text{ mm}$$

برای میلگرد های قلاب دار با میلگرد ۱۸:

$$L_{dh} = \text{Max} \left[\left(\left(\frac{420 * 1 * 1 * 1 * 0.904 * 18^{1.5}}{23 * 1 * \sqrt{32}} \right) \right), 150 \text{ mm}, 8 * 20 \right] = 222.9$$

→ 230 mm

$$l_{ext} = 12d_b = 216 \text{ mm} ; d_{inside \text{ bend}} = 6d_b = 108 \text{ mm}$$

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{2.1 * \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{420 * 1.3 * 1 * 1 * 18}{2.1 * 1 * \sqrt{32}} = 827.3 \text{ mm} \rightarrow 830 \text{ mm}$$

برای میلگرد های قلاب دار با میلگرد ۱۴:

$$L_{dh} = \text{Max} \left[\left(\frac{420 * 1 * 1 * 1 * 0.904 * 14^{1.5}}{23 * 1 * \sqrt{32}} \right), 150 \text{ mm}, 8 * 20 \right] = 160$$

→ 160 mm

$$l_{ext} = 6d_b = 84 \text{ mm} ; d_{inside \ bend} = 4d_b = 56 \text{ mm}$$

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{2.1 * \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{420 * 1.3 * 1 * 1 * 14}{2.1 * 1 * \sqrt{32}} = 643 \text{ mm} \rightarrow 650 \text{ mm}$$

حداقل آرماتور طولی:

$$A_{s,min} = \max \left(\frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, \frac{1.4 b_w d}{f_y} \right) = \max \left(\frac{0.25 \sqrt{32}}{420} 500 * 450, \frac{1.4 * 500 * 450}{420} \right)$$

$$A_{s,min} = 760 \text{ mm}^2$$

طراحی آرماتور های عرضی تیر ها:

در هر دو طرف تیر به مقدار حداقل 2h از تکیه گاه ها ناحیه بحرانی تیر است. H همان عمق تیر می باشد. برای بزرگترین تیر که بحرانی ترین است داریم:

$$l_0 = 2h = 2 * 50 = 100 \text{ cm}$$

فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی

این مقدار را برای بحرانی ترین حالت (کوچک ترین d و کوچک ترین آرماتور) محاسبه کرده و برای تمامی تیر ها استفاده خواهیم کرد.

$$S_0 = \min\left(\frac{d_{min}}{2}, 8\phi_L, 24\phi_T, 300mm\right) = \min\left(\frac{400-60}{2}, 160, 240, 300\right) \\ = 160 mm \rightarrow 150 mm$$

اولین تنگ نباید در فاصله بیش از ۵۰ میلیمتر از وجه تکیه گاه ستون قرار گیرد.

فاصله خاموت ها در ناحیه غیر بحرانی

حداقل آرماتور عرضی (برشی و پیچشی)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max\left(0.062\sqrt{f'_c} * \frac{b_w}{f_{yt}}, \frac{0.35b_w}{f_{yt}}\right) = \max(0.417, 0.416) = 417 \frac{mm^2}{m}$$

$$S_0 = \min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right) = \left(\frac{400-60}{2}, 600\right) = 170 mm$$

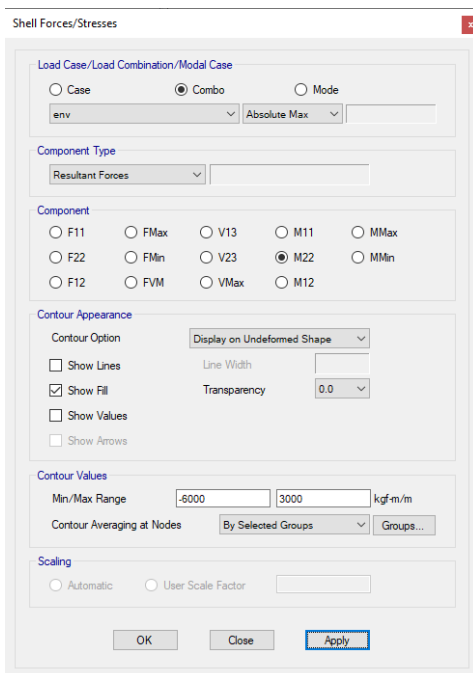
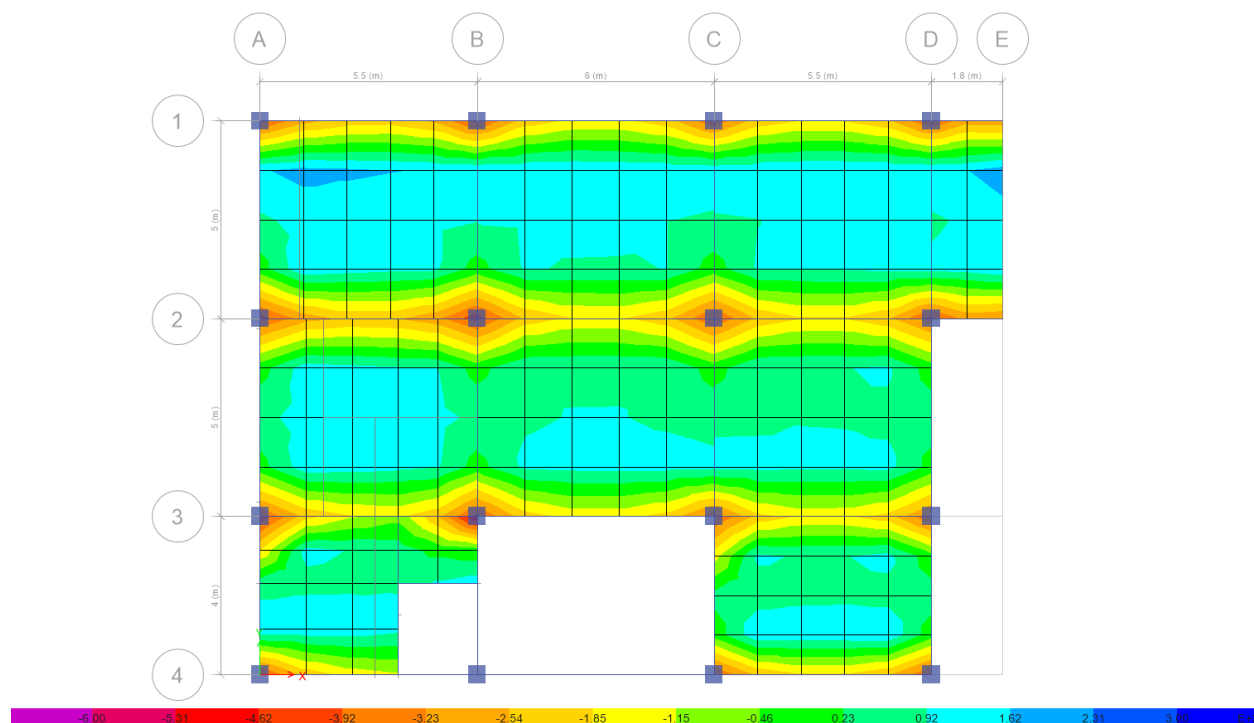
$$\text{use } \phi 10 \rightarrow A_v = 2 * \frac{3.14 * 10^2}{4} = 157 mm^2 ;$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{157}{0.15} = 1046.66 \frac{mm^2}{m} \text{ (critical section); USE } \phi 10 @ 15 cm$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{157}{0.17} = 923.52 \frac{mm^2}{m} \text{ (noncritical sections); USE } \phi 10 @ 17 cm$$

طراحی دال طبقات

با استفاده از تنش های موجود در دال در ترکیب بار envelope چینش آرماتور در راستای محور ۱ با لنگر M11 و در راستای ۲ با لنگر M22 طراحی خواهیم کرد.



با استفاده از لنگر M22 در راستای 2 بیشترین لنگر منفی در طبقات ۵۷۰۰ و بیشتر لنگر مثبت در طبقات ۲۵۰۰ kg-m/m می باشد.

با استفاده از آرماتور سراسری **φ14@20cm** ظرفیت قابل تحمل آن را حساب کرده و هر جا که نیاز باشد آرماتور تقویتی اضافه خواهیم کرد.

$$A_s = 5 * \frac{3.14 * 14^2}{4} = 769.7 \text{ mm}^2 ; \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{769.7}{1000 * (150 - 20 - 14)} = 0.00663$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 * 32} = 15.44 ; \quad M_n = bd^2 \rho f_y (1 - 0.5m\rho)$$

$$M_n = 1000 * 116^2 * 0.0067 * 420 * (1 - 0.5 * 15.44 * 0.0067) = 3.66 \frac{\text{Ton.m}}{\text{m}}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 3.66 = 3.29 \frac{\text{Ton.m}}{\text{m}}$$

بیشترین لنگر موجود :

$$M_u = 5750 \text{ kg.m}$$

آرماتور های تقویتی

$$M_d = 5750 - 3290 = 2460 \text{ kg.m}$$

$$R_n = \frac{24.6 * 10^6}{0.9 * 1000 * 116^2} = 2.03 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{15.44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.44 * 2.03}{420}} \right) = 0.005$$

$$A_s = \rho b d = 0.005 * 1000 * 116 = 580 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{USE } 4\phi14 @ 25\text{cm}$$

با استفاده از لنگر M11 در راستای 1 بیشترین لنگر منفی در طبقات 5825 و بیشتر لنگر مثبت در طبقات 2150 kg-m/m می باشد. با استفاده از آرماتور سراسری $\phi 14@20cm$ ظرفیت قابل تحمل آن را حساب کرده و هر جا که نیاز باشد آرماتور تقویتی اضافه خواهیم کرد.

$$A_s = 5 * \frac{3.14 * 14^2}{4} = 769.7 \text{ mm}^2 ; \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{769.7}{1000 * (150 - 20 - 14)} = 0.00663$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 32} = 15.44 ; \quad M_n = bd^2 \rho f_y (1 - 0.5 m \rho)$$

$$M_n = 1000 * 116^2 * 0.0067 * 420 * (1 - 0.5 * 15.44 * 0.0067) = 3.66 \frac{\text{Ton.m}}{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 3.66 = 3.29 \frac{\text{Ton.m}}{m}$$

$$M_u = 5825 \text{ kg.m}$$

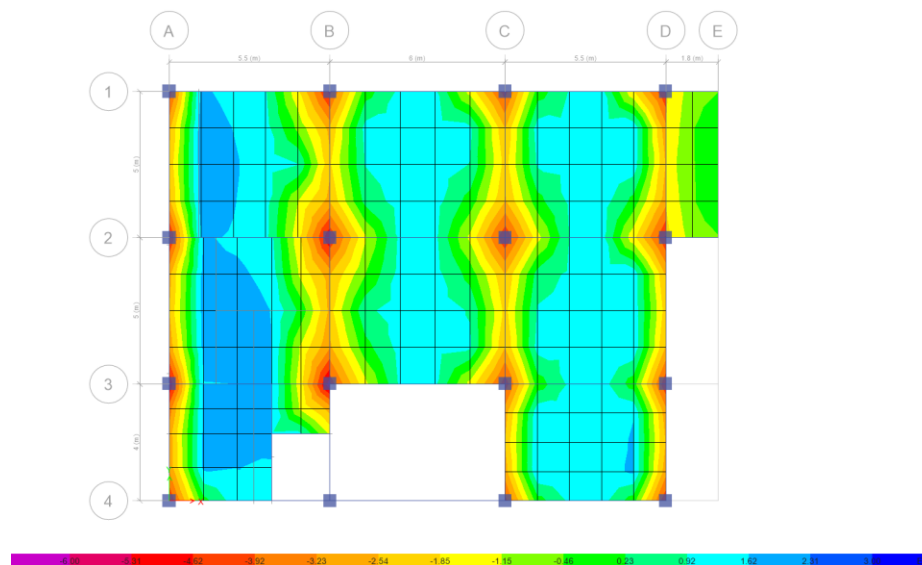
بیشترین لنگر موجود :

آرماتور های تقویتی

$$M_d = 5825 - 3290 = 2535 \text{ kg.m} ; \quad R_n = \frac{25.35 * 10^6}{0.9 * 1000 * 116^2} = 2.09 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{15.44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.44 * 2.09}{420}} \right) = 0.0052$$

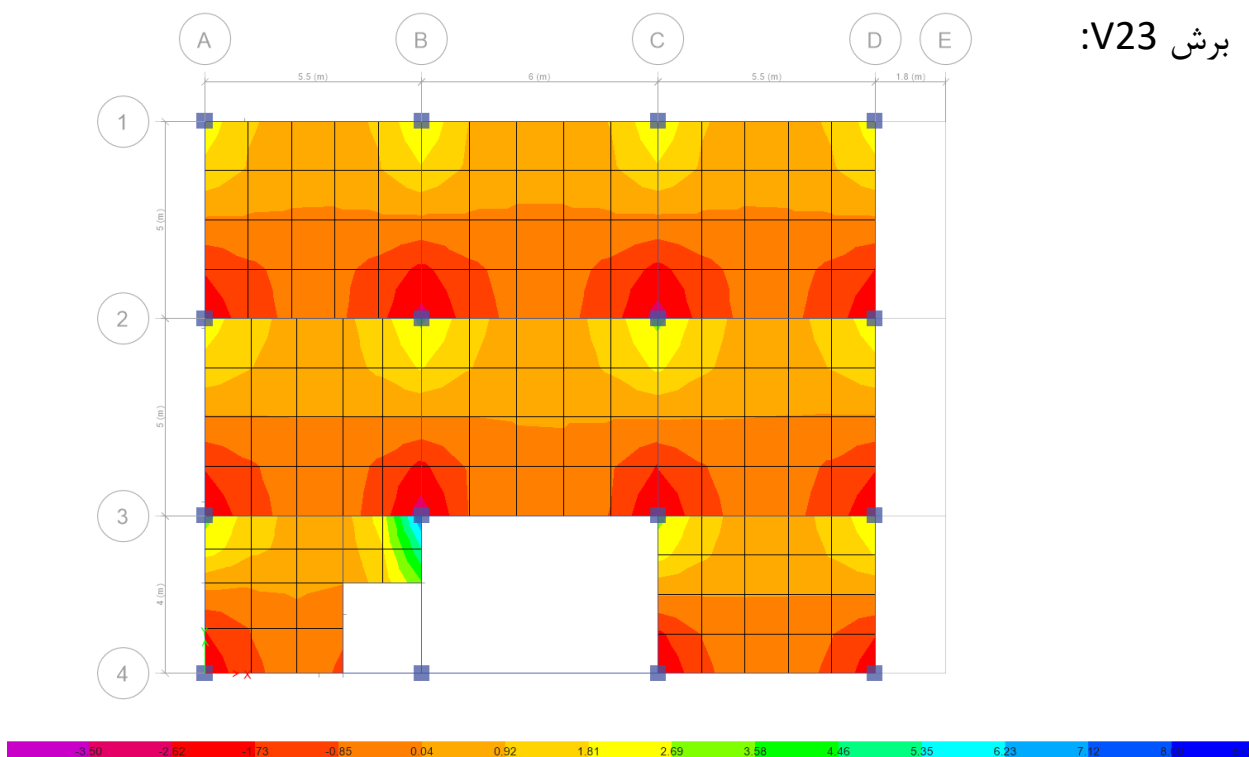
$$A_s = \rho b d = 0.0052 * 1000 * 116 = 603.2 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{USE } 4\phi 14 @ 25cm$$



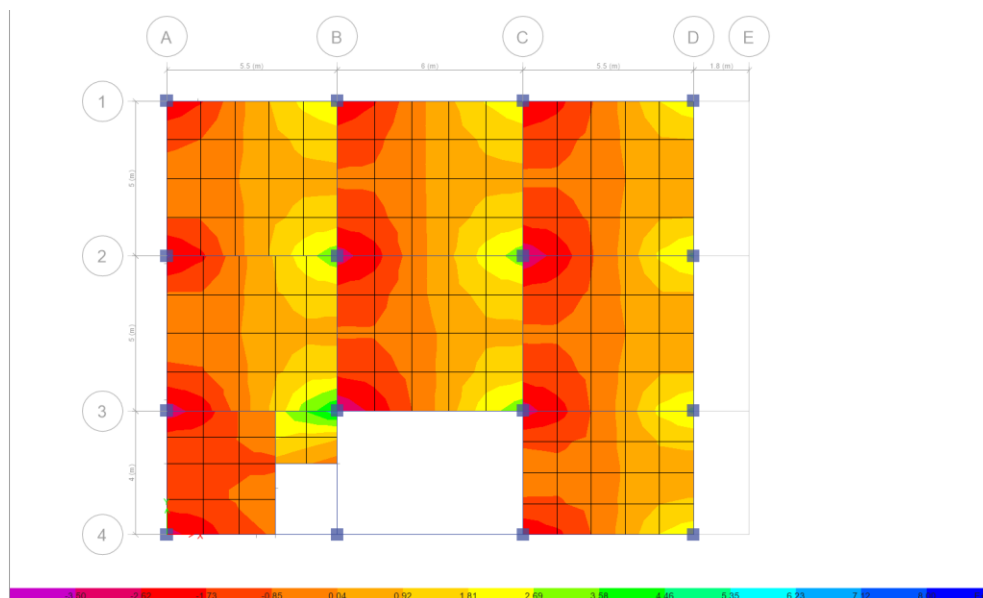
کنترل برش یک طرفه دال

مقادیر V23 و V13 تحت ترکیب بار envelope را مشاهده کرده و حداکثر برش را با بارش قابل تحمل بتن دال محاسبه میکنیم.

برش V23:



برش V13:



$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bd = 0.17 * \sqrt{32} * 1000 * 116 = 111.55 \text{ KN} = 11371.37 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 11371.37 = 8,528.52 \text{ Kg}$$

بیشترین مقدار برش در تمام طبقات ۷۱۰۰ کیلوگرم است پس دال جوابگو است.

طراحی راه پله

$$1.2 * 750 + 1.6 * 500 = 1700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$R = \frac{1700 * 6}{2} = 5100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} ; \quad \omega = 1700 * \frac{4}{2} = 3400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{1}{12} \omega l^2 = \frac{3400 * 6^2}{12} = 100.06 \text{ KN.m}$$

$$b = 2000 \text{ mm} ; \quad h = 200 \text{ mm} ; \quad \text{cover} = 20 \text{ mm} ; \quad d = 200 - 20 = 180 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = 15.44 ; \quad R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{100.06}{0.9 * 2000 * 180^2} = 1.71 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{15.44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.44 * 1.71}{420}} \right) = 0.0042$$

$$\rho_{min} = \max \left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0033 ; \quad \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \right)$$

$$A_s = \rho b d = 0.0042 * 2000 * 130 = 1092 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{USE } \phi 16 @ 200 \text{ mm}$$

طراحی برای برش:

$$V_u = 5100 \text{ kg} = 51 \text{ KN} ; \quad V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bd = 0.17\sqrt{32} * 2000 * 180 = 346.2 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{min} = \max \left(\frac{0.062\sqrt{f'_c}b}{f_{yt}} = 1.67 ; \quad \frac{0.35b}{f_{yt}} = 1.66 \right) = 1.67 = 1670 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\rightarrow \text{USE } \phi 14 @ 15 \text{ mm}$$

طراحی فونداسیون

مشخصات کلی:

در این پروژه از پی گسترده استفاده می کنیم.

جهت طراحی پی از برنامه **Etabs** داده ها را **Export** می کنیم، در برنامه **safe 2016**، **import** کرده و طراحی را انجام می دهیم.

➤ پوشش میلگرد های بالا و پایین با توجه به بند ۹-۶-۸-۳ مبحث ۹ مقررات ملی که در زیر اشاره شده بدست می آید در نظر گرفته شده است.

۹-۶-۸-۳ ضخامت پوشش بتنی میلگردها متناسب با شرایط محیطی و نوع قطعه مورد نظر نباید از

مقادیر داده شده در جدول ۹-۶-۶ و موارد (الف) و (ب) کمتر باشد:

الف- قطر میلگردها (درمورد قطر مؤثر گروه های میلگردها به بند ۹-۱۴-۱۱ رجوع شود).

ب- چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه ها

جدول ۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع شرایط محیطی				نوع قطعه
متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق العاده شدید	
۴۵	۵۰	۷۵	۷۵	تیرها و ستون ها
۳۰	۳۰	۶۰	۶۰	دال ها و تیرچه ها
۲۵	۳۰	۵۵	۵۵	دیوار ها و پوسته ها
۵۰	۶۰	۹۰	۹۰	شالوده ها

در منطقه ما خوردگی وجود ندارد پس کاور از بالا و پایین برابر قطر مؤثر میلگرد در نظر گرفته میشود که در جهت رند شدن **3cm** در نظر می گیریم.

ترکیب بارهای طراحی

ترکیبات بار طراحی همان ترکیبات بار ضریب دار نهایی است که در مبحث ششم آمده است .

۲-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

- ۱) $1/4D$
- ۲) $1/2D + 1/6L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$
- ۴) $1/2D + 1/6W + L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2D + E + L + 0/2S$
- ۶) $0/9D + 1/6W$
- ۷) $0/9D + E$

برای ترکیب بار کنترل تنش زیر خاک پی از ترکیب بارهای بند ۲-۳-۲-۴ مبحث ششم استفاده شده است

۳-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز

در طراحی به روش‌های تنش مجاز یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضاء سازه‌ای تولید می‌کنند، باید مدنظر قرار گیرد.

- ۱) D
- ۲) $D + L$
- ۳) $D + (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۴) $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $D + W$
- ۶) $D + 0.75L + 0.75W + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۷) $D + 0.7E$
- ۸) $D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S$
- ۹) $0.6D + W$
- ۱۰) $0.6D + 0.7E$

ترکیبات بار به دو دسته ترکیبات بار کنترل تنش خاک و طراحی پی تقسیم میشوند.

تنظیمات طراحی :

- آیین نامه را بر روی **ACI318-14** قرار می دهیم.
- ضرایب طراحی نیز مناسب می باشند.
- استفاده از پی گسترده به دلیل خاک نسبتاً نرم و نیروهای متمرکز زیاد می باشد.
- ارتفاع دال را برابر **70 cm** در نظر گرفتیم.

USE h=70 cm

کنترل تنش مجاز خاک:

کنترل تنش خاک زیر پی بایستی به صورت متوسط با مقاومت فشاری مجاز خاک که برابر با 0.8 کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد مقایسه شود. جهت انجام این کار وزن لرزه ای سازه را که توسط ایتبس بدست آوردیم را به مجموع مساحت نوارهای پی تقسیم نموده که این مقدار بایستی کمتر از 0.8 کیلوگرم بر سانتی متر مربع گردد بنابر این داریم:

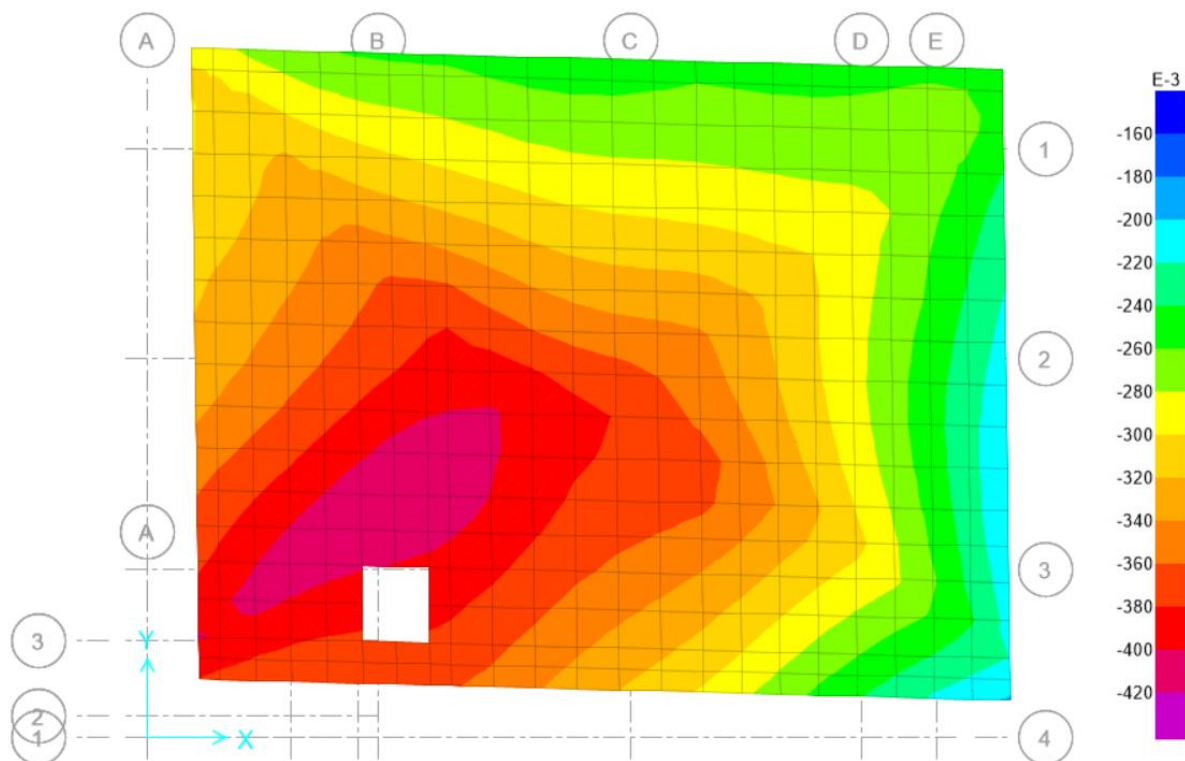
$$\text{مساحت کل پی: } 14.6 \times 18.8 = 274.48 \text{ m}^2$$

$$\text{وزن کل سازه: } 1306200 + (525 \times 274.48) = 1450302 \text{ Kg}$$

$$\left(\frac{1450302}{274.48} \right) = 5284 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.5284 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ تنش متوسط زیر پی:}$$

کنترل Uplift:

در صورت استفاده از تحلیل خطی طبق بند ۷-۴-۵-۱-۸ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران (پی و پی سازی) در کنترل تنش های زیر پی باید توجه داشت که هیچ نقطه ای از پی نباید دچار کشش شود (حداقل تنش = ۰) مگر آنکه آن بخش از کشش توسط المان هایی مثل شمع، ریز شمع یا مهارها تحمل شود.



Max = -0.198 kgf/cm² at [1880 cm, -50 cm]; Min = -0.416 kgf/cm² at [500 cm, 500 cm]

با توجه به این که بیشترین تنش موجود در خاک منفی است (-0.198 Kgf/cm^2)، پس کل خاک زیر پی در فشار است.

کنترل برش پانچ :

مشاهده می شود که چون عدد های گزارش شده برای هر ستون زیر 1 می باشد در نتیجه این کنترل نیز جوابگو می باشد.



طراحی میلگرد های پی:

فونداسیون را با توجه به قابلیت نرم افزار **safe** ، طراحی کردیم و برای این کار از منوی **Display>show slab design** استفاده می کنیم و بعد از طراحی نتایج زیر به دست آمد:

با توجه به طراحی بدست آمده از نرم افزار با توجه به تصاویر زیر از آرماتورهای Ø۲۲ در فواصل 20cm استفاده شده است.

در دو ناحیه قرمز باید یک آرماتور تقویتی Ø۲۲ اضافه کنیم.

محاسبه طول آرماتور های ریشه:

با توجه به جدول ۲۵.۴.۲.۵ آیین نامه ACI:

$$\Psi_c = 1 \text{ و } \Psi_o = 1.25 \text{ و } \Psi_r = 1 \text{ و } \Psi_e = 1 \text{ و } \Psi_g = 1 \text{ و } \Psi_t = 1$$

با توجه به جدول ۲۵.۴.۲.۳ آیین نامه ACI:

$$L_d = \frac{f_y \times \Psi_t \times \Psi_e \times \Psi_g}{1.7\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{420 \times 1 \times 1 \times 1}{1.7\sqrt{32}} 2.2 = 96 \text{ cm}$$

$$\rightarrow L_d = \max(96 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \rightarrow L_d = 96 \text{ cm} \text{ همپوشانی آرماتور پی}$$

$$L_{dh} = \max \left[\left(\frac{420 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.904 \times 20^{1.5}}{23 \times 1 \times \sqrt{32}} \right), 150 \text{ mm}, 8 \times 20 \right]$$

$$L_{dh} = \max[261 \text{ mm}, 150 \text{ mm}, 8 \times 20] = 261 \text{ mm} \rightarrow l_{dh} = 270 \text{ mm}$$

چون $70 > 27$ پس مشکلی برای آرماتور ریشه به وجود نمی آید.

Slab Design

?

×

Choose Display Type

Design Basis Strip Based

Display Type Enveloping Flexural Reinforcement

☐ Impose Minimum Reinforcing

Choose Strip Direction

☒ Layer A

☒ Layer B

☐ Layer Other

Rebar Location Shown

☒ Show Top Rebar

☒ Show Bottom Rebar

Display Options

☒ Fill Diagram

☐ Show Values at Controlling Stations on Diagram

Reinforcing Display Type

☐ Show Rebar Intensity (Area/Unit Width)

☐ Show Total Rebar Area for Strip

☒ Show Number of Bars of Size:

Bar Size

Top 22

Bottom 22

Show Rebar Above Specified Value

☐ None

☒ Typical Uniform Reinforcing Specified Below

☐ Reinforcing Specified in Slab Rebar Objects

Reinforcing Diagram

☒ Show Reinforcing Envelope Diagram

Scale Factor 1

☒ Show Reinforcing Extent

Typical Uniform Reinforcing

☒ Define by Bar Size and Bar Spacing

☐ Define by Bar Area and Bar Spacing

Bar Size

Spacing (cm)

Top 22 20

Bottom 22 20

Apply

Close

