

Cp9403

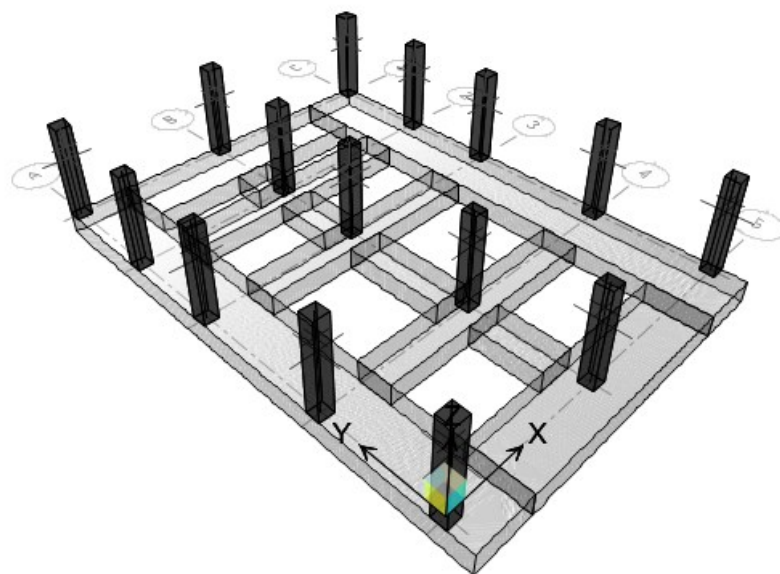
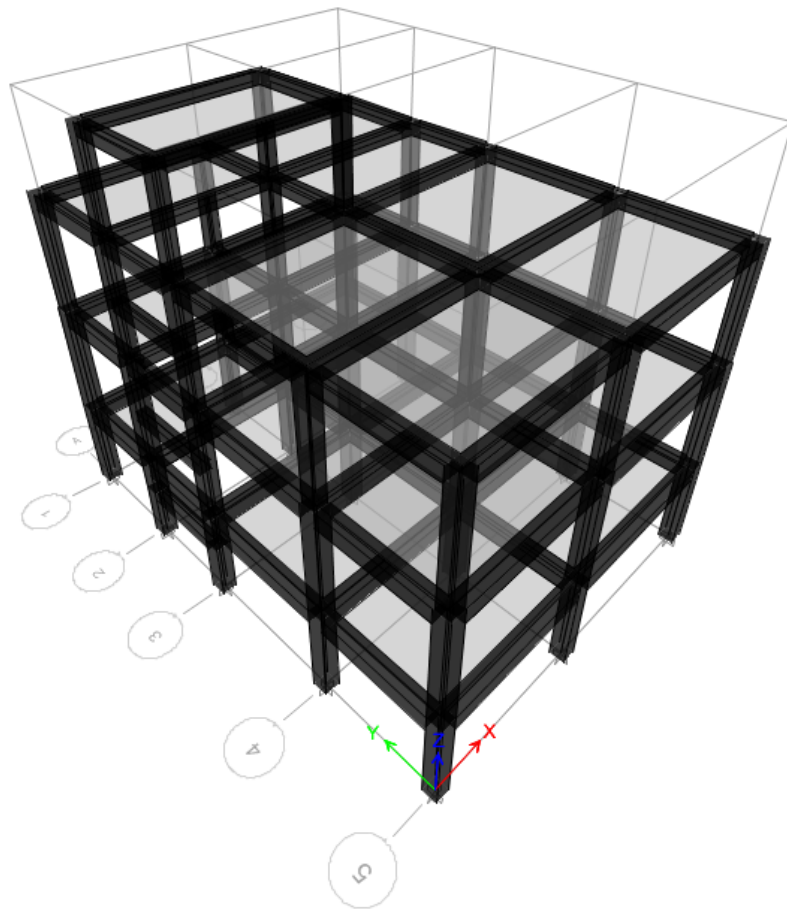
دفترچه محاسبات سازه

کارفرما:

مهندس محاسب:

تاریخ:

ساختمان ۳ طبقه مسکونی



فهرست مطالب

فصل اول: ویژگی های طرح	۱
۱-۱- شناسایی	۱
۲-۱- مشخصات مصالح مصرفی	۱
۳-۱- معیار های طراحی (مراجع و آیین نامه ها)	۲
۱-۳-۱- آیین نامه های بارگذاری	۲
۲-۳-۱- آیین نامه های طراحی	۲
۴-۱- فهرست منابع و مراجع مورد استفاده	۲
۵-۱- نرم افزار های مورد استفاده در طراحی	۲
فصل دوم: بارگذاری	۳
۱-۲- بار مرده	۳
۱-۱-۲- بار محاسباتی سقف طبقات	۳
۲-۱-۲- بار محاسباتی سقف بام	۴
۳-۱-۲- بار محاسباتی دیوارهای پیرامونی (فاقد نماکاری)	۵
۴-۱-۲- بار محاسباتی دیوارهای پیرامونی (دارای نما)	۶
۵-۱-۲- بار محاسباتی جان پناه	۷
۶-۱-۲- بار محاسباتی پله	۸
۲-۲- بار زنده	۹
۱-۲-۲- بار محاسباتی جدا گرهای داخلی (تیغه بندی ها)	۱۰
۳-۲- بارگذاری زلزله	۱۱
۱-۳-۲- محاسبه نیروی برش پایه به روش استاتیکی معادل	۱۱
۱-۱-۳-۲- ملاحظات کلی	۱۱
۲-۱-۳-۲- محاسبه ضریب اهمیت ساختمان (I)	۱۱
۳-۱-۳-۲- محاسبه نسبت شتاب مبنای طرح (A)	۱۱
۴-۱-۳-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان (T)	۱۲
۵-۱-۳-۲- محاسبه زمان تناوب تجربی سازه در راستای محور X	۱۲
۶-۱-۳-۲- محاسبه زمان تناوب تجربی سازه در راستای محور Y	۱۲
۷-۱-۳-۲- محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (B)	۱۳
۸-۱-۳-۲- طبقه بندی نوع زمین	۱۳
۹-۱-۳-۲- پارامترهای ضریب طیف شکل	۱۳
۱۰-۱-۳-۲- محاسبه ضریب اصلاح طیف طرح (N)	۱۳

۱۴ محاسبه ضریب شکل طیف (B1)
۱۵ محاسبه ضریب رفتار ساختمان (Ru)
۱۷ محاسبه ضریب زلزله (C)
۱۷ محاسبه ضریب (K)
۱۷ محاسبه وزن طبقات
۱۸ محاسبه مقدار نیروی برش پایه
۱۸ توزیع نیروی برش پایه در طبقات ساختمان
۴-۲ بارگذاری خرپشته
۵-۲ محاسبه اختلاف بار و جرم
۱۹ ۱-۵-۲ اختلاف جرم و بار دیوارهای کناری
۱۹ ۶-۲ اصلاح مشخصات هندسی و ترک خوردگی
۱۹ ۱-۶-۲ ضرایب ترک خوردگی ستون ها و تیرها
۱۹ ۲-۶-۲ کاهش وزن تیرها
۲۰ ۷-۲ بار برف
۲۰ ۱-۷-۲ بار برف زمین (Pg)
۲۱ ۲-۷-۲ ضریب اهمیت (Is)
۲۱ ۳-۷-۲ ضریب شیب (Cs)
۲۱ ۴-۷-۲ ضریب برف گیری (Ce)
۲۲ ۵-۷-۲ بار برف بام (pr)
۲۲ ۸-۲ ترکیبات بارگذاری
۲۳ ۱-۸-۲ ترکیب بارهای عمومی طراحی سازه های بتن آرمه
۲۴ ۲-۸-۲ ترکیب بارهای کنترل تنش خاک
۲۵ ۲-۸-۲ خلاصه بارهای وارد بر سازه
۲۵ ۹-۲ اختصاص بارهای محاسبه شده به سازه
۲۵ ۱-۹-۲ بار مرده سقف طبقات
۲۶ ۲-۹-۲ بار مرده بام
۲۶ ۳-۹-۲ بار زنده سقف طبقات
۲۷ ۴-۹-۲ بار زنده بام
۲۷ ۵-۹-۲ بار برف
۲۸ ۶-۹-۲ بارهای مرده قاب محور ۱
۲۸ ۷-۹-۲ بارهای مرده قاب محور ۲
۲۹ ۸-۹-۲ بارهای مرده قاب محور ۳
۲۹ ۹-۹-۲ بارهای مرده قاب محور ۴
۳۰ ۱۰-۹-۲ بارهای مرده قاب محور ۵

۳۰	۱۱-۹-۲ - بارهای مرده قاب محور A
۳۱	۱۲-۹-۲ - بارهای مرده قاب محور B
۳۱	۱۳-۹-۲ - بارهای مرده قاب محور C
۳۲	فصل سوم: تحلیل و طراحی سازه
۳۲	۱-۳ - تحلیل سازه
۳۲	۱-۱-۳ - تغییر مکان نسبی طبقات
۳۲	۲-۱-۳ - محاسبه عرض درز/انقطاع
۳۳	۳-۱-۳ - کنترل واژگونی سازه
۳۳	۱-۳-۱-۳ - مختصات مرکز جرم و مرکز سختی طبقات
۳۴	۲-۳-۱-۳ - محاسبه ضریب اطمینان در برابر واژگونی
۳۵	۲-۳ - طراحی سازه
۳۵	۱-۲-۳ - مقاطع/اعضاء
۳۵	۱-۱-۲-۳ - مقاطع قاب های محوره های ۱ و ۲
۳۶	۲-۱-۲-۳ - مقاطع قاب های محوره های ۳ و ۴
۳۷	۳-۱-۲-۳ - مقاطع قاب محور ۵
۳۸	۴-۱-۲-۳ - مقاطع قاب محور A
۳۸	۵-۱-۲-۳ - مقاطع قاب محور B
۳۹	۶-۱-۲-۳ - مقاطع قاب محور C
۴۰	۲-۲-۳ - طراحی ستون ها
۴۰	۱-۲-۲-۳ - تیپ بندی ستون ها
۴۰	۲-۲-۲-۳ - محاسبه میلگردهای طولی در طبقه اول
۴۰	۳-۲-۲-۳ - کنترل فاصله آزاد و محور تا محور میلگردهای طولی
۴۱	۴-۲-۲-۳ - نسبت تنش ها در ستون های قاب های محوره های ۱ و ۲
۴۲	۵-۲-۲-۳ - نسبت تنش ها در ستون های قاب های محوره های ۳ و ۴
۴۳	۶-۲-۲-۳ - نسبت تنش ها در ستون های قاب محور ۵
۴۴	۷-۲-۲-۳ - کنترل درصد فولاد ستون ها
۴۴	۸-۲-۲-۳ - طراحی میلگردهای عرضی ستون ها
۴۴	۱-۸-۲-۲-۳ - محاسبه طول ناحیه ویژه و فاصله بین خاموت ها در این ناحیه
۴۵	۲-۸-۲-۲-۳ - محاسبه فاصله بین خاموت ها در ناحیه عادی
۴۵	۳-۸-۲-۲-۳ - کنترل کفایت $\frac{A_v}{S}$
۴۷	۴-۸-۲-۲-۳ - میلگردهای عرضی در محل اتصال تیر به ستون
۴۷	۵-۸-۲-۲-۳ - میلگردهای عرضی در محل اتصال ستون به شالوده

۴۷ محاسبه طول مهاری آرماتورهای ستون
۴۸ محاسبه طول وصله آرماتورهای انتظار
۴۱ طراحی تیرها
۴۸ کنترل درصد فولاد تیرها
۴۹ محاسبه آرماتور های سراسری
۵۰ کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای سراسری
۵۰ محاسبه میلگردهای طولی تقویتی
۵۱ محاسبه میلگردهای طولی تقویتی در تکیه گاه سمت چپ
۵۱ کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای طولی
۵۱ محاسبه طول میلگرد تقویتی
۵۱ محاسبه طول مهاری
۵۲ محاسبه میلگردهای طولی تقویتی در تکیه گاه میانی
۵۲ کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای طولی
۵۲ محاسبه طول میلگرد تقویتی
۵۲ کنترل طول مهاری
۵۳ محاسبه میلگردهای طولی تقویتی در تکیه گاه سمت راست
۵۳ کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای طولی
۵۳ محاسبه طول میلگرد تقویتی
۵۳ محاسبه طول مهاری
۵۴ محاسبه طول وصله های پوششی
۵۴ طراحی آرماتورهای عرضی تیرها
۵۴ محاسبه طول ناحیه ویژه و فاصله بین خاموت ها در این ناحیه
۵۵ محاسبه فاصله بین خاموت ها در ناحیه عادی
۵۵ کنترل کفایت $(\frac{A_v}{S})$
۵۶ محاسبه طول مهاری میلگردهای عرضی
۵۶ طراحی تیرچه های بتنی
۵۸ طراحی پله
۶۰ طراحی شالوده
۶۰ بار کف سازی و بار زنده روی پی
۶۰ کنترل نشست پی
۶۱ کنترل نشست غیر یکنواخت (چرخش زاویه ای)
۶۲ کنترل تنش زیر پی
۶۳ کنترل برش پانچ

- ۶۳..... ۳-۲-۱-۶- کنترل برش یکطرفه
- ۶۴..... ۳-۲-۱-۷- محاسبه میلگردهای طولی
- ۶۴..... ۳-۲-۸-۱- محاسبه حداقل آرماتورهای طولی
- ۶۴..... ۳-۲-۸-۲- محاسبه فاصله میلگردهای طولی
- ۶۴..... ۳-۲-۸-۳- محاسبه آرماتورهای تقویتی
- ۶۴..... ۳-۲-۱-۸- محاسبه آرماتورهای عرضی
- ۶۶..... پوست ۱ : خلاصه ای از داده های ورودی به نرم افزار

فصل اول: ویژگی های طرح

۱-۱- شناسایی

- اسکلت سازه از نوع بتن آرمه می باشد.
- سیستم مقاوم سازه در مقابل بارهای جانبی در هر دو امتداد اصلی، سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشد.
- دیافراگم صلب طبقات، دال یکطرفه از نوع تیرچه و بلوک و راه پله از نوع تاوه بتن آرمه می باشد.
- فونداسیون سازه از نوع نواری می باشد.
- با احتساب ۱۰ سانتی متر کفسازی برای طبقات و ۴۰ سانتی متر کفسازی برای همکف، کد روی فونداسیون برابر با ۰،۴۰- و کد کف سازه ای طبقات به ترتیب برابر با ۲،۷۰+، ۵،۹۰+، ۹،۱۸ و کد سقف خرپشته برابر ۱۱،۶۸+ می باشد.

۲-۱- مشخصات مصالح مصرفی

- مقاومت مشخصه بتن مصرفی :
 $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- مقاومت مشخصه بتن مصرفی فنداسیون :
 $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$
- مقاومت نظیر حد تسلیم میلگردهای مصرفی در اسکلت و فنداسیون :
 $F_y = 4000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (AIII)}$
- مقاومت نظیر حد تسلیم میلگردهای مصرفی در تیرچه ها و خامونهای سازه :
 $F_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (AII)}$
- مدول الاستیسیتة بتن مصرفی :
 $E_c = 2.546 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- مدول الاستیسیتة فولاد مصرفی :
 $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- تنش مجاز خاک زیر فونداسیون :
 $q_a = 1 \text{ kgf/cm}^2$
- ضریب بستر خاک زیر فونداسیون :
 $K_s = 1.2 \text{ kgf/Cm}^3$

۳-۱- معیارهای طراحی (مراجع و آیین نامه ها)

۱-۳-۱- آیین نامه های بارگذاری

- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان (ویرایش ۹۲)
- آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

۱-۳-۲- آیین نامه های طراحی

- آیین نامه سازه های بتنی (*ACI-318-14*)
- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه (ویرایش ۹۲)
- مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان پی و پی سازی (ویرایش ۹۲)

۴-۱- فهرست منابع و مراجع مورد استفاده

- بارگذاری سازه ها (تالیف دکتر داود مستوفی نژاد)
- طراحی ساختمان های بتن مسلح (تالیف دکتر شاپور طاحونی)
- محاسبات پروژه های ساختمانی با استفاده از *ETABS* و *SAFE* (تالیف دکتر حسن باجی)
- راهنمای اتصالات در ساختمان های فولادی (دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان خرداد ۷۶)
- دستور العمل طراحی پی های سطحی در ساختمان های متعارف (معاونت معماری و شهرسازی شهرداری شیراز)

۵-۱- نرم افزار های مورد استفاده در طراحی

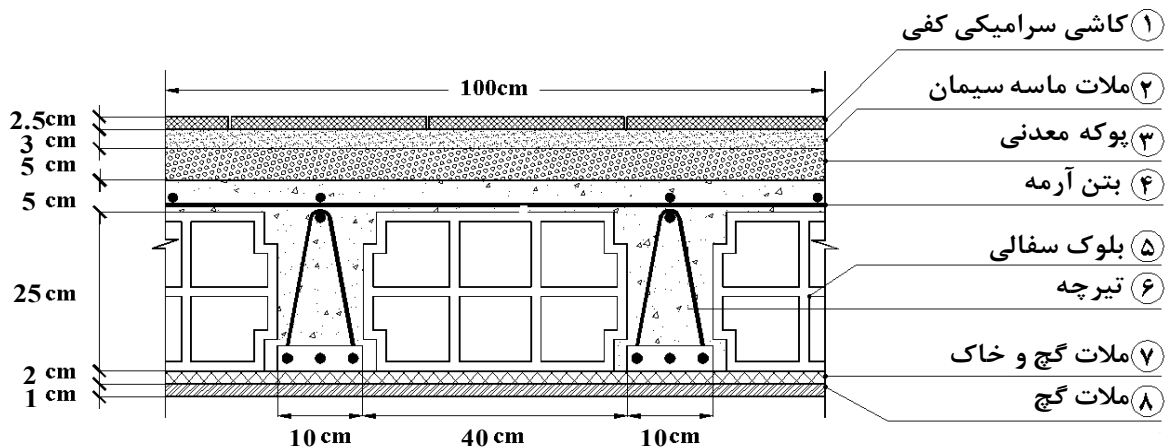
- نرم افزار *ETABS 2015*
- نرم افزار *SAFE 2014*
- نرم افزار *EXCEL 2013*

فصل دوم: بارگذاری

۱-۲- بار مرده

۱-۱-۲- بار محاسباتی سقف طبقات

محاسبات مربوط به بار مرده سقف طبقات به شرح زیر می باشد :



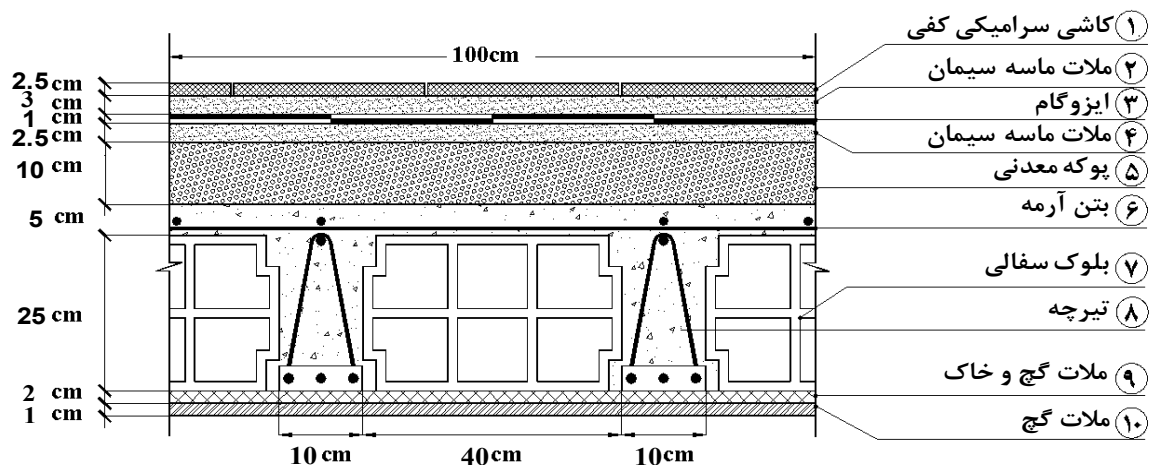
نام بار	وزن واحد حجم (kg/m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
کاشی سرامیکی کفی	۲۱۰۰	۲.۵	۵۳
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
پوکه معدنی	۶۰۰	۵	۳۰
بتن آرمه	۲۵۰۰	۵	۱۲۵
چاله بتنی	۲۵۰۰	-----	۱۲۵
بلوک سفالی	-----	۲۵	۸۰ **
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
ملات گچ	۱۳۰۰	۱	۱۳
مجموع		۴۴	۵۲۱

مشخصات تیرچه (سانتی متر)	فاصله تیرچه ها	عرض تیرچه	ارتفاع بلوک
	۵۰	۱۰	۲۵

** وزن بلوک سفالی ۸۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است

۲-۱-۲ بار محاسباتی سقف بام

محاسبات مربوط بار مرده سقف بام به شرح زیر می باشد :



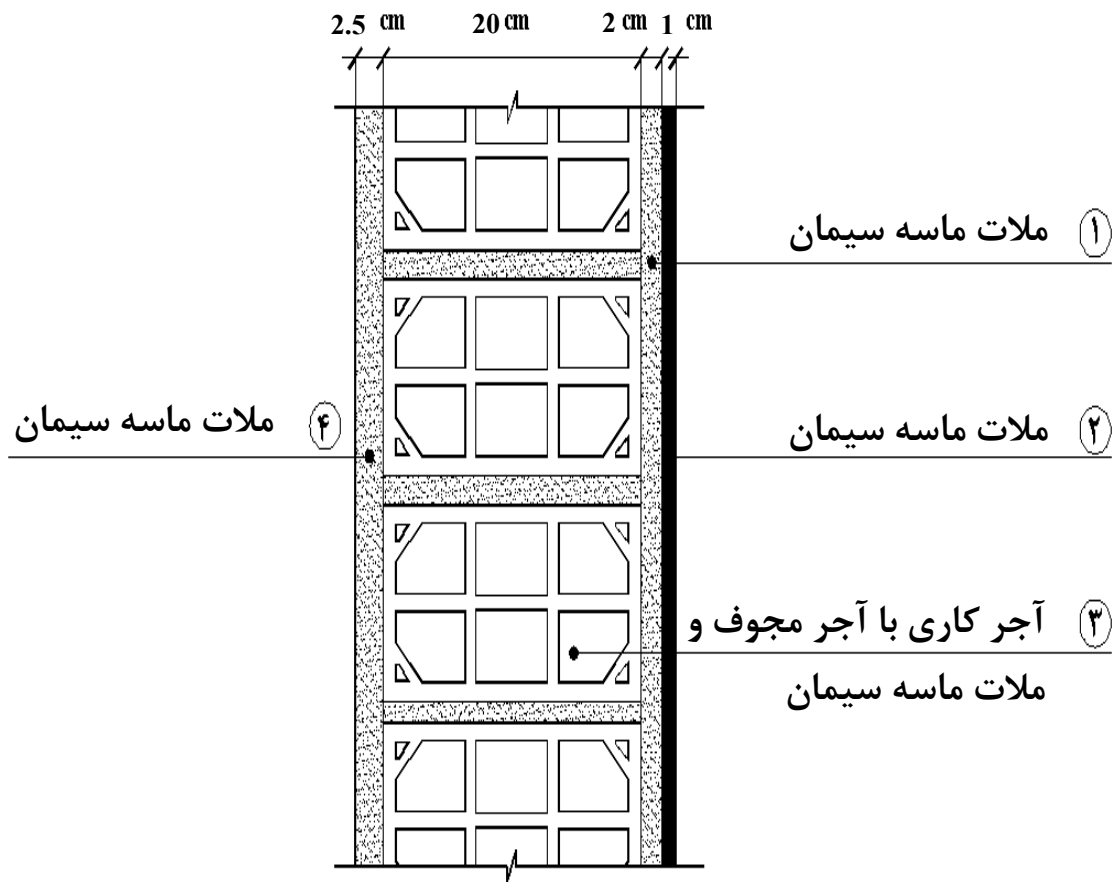
نام بار	وزن واحد حجم (kg/m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
کاشی سرامیکی کفی	۲۱۰۰	۲.۵	۵۳
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
ایزوگام	-----	۱	۱۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۳
پوکه معدنی	۶۰۰	۱۰	۶۰
بتن آرمه	۲۵۰۰	۵	۱۲۵
چاله بتنی	۲۵۰۰	-----	۱۲۵
بلوک سفالی	-----	۲۵	۸۰ **
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
ملات گچ	۱۳۰۰	۱	۱۳
مجموع		۵۰	۶۱۸

مشخصات تیرچه (سانتی متر)	فاصله تیرچه ها	عرض تیرچه	ارتفاع بلوک
	۵۰	۱۰	۲۵

** وزن بلوک سفالی ۸۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است.

۲-۱-۳- بار محاسباتی دیوارهای پیرامونی (فاقد نماکاری)

محاسبات مربوط به بار مرده تیغه های دیوارهای کناری به شرح زیر می باشد :

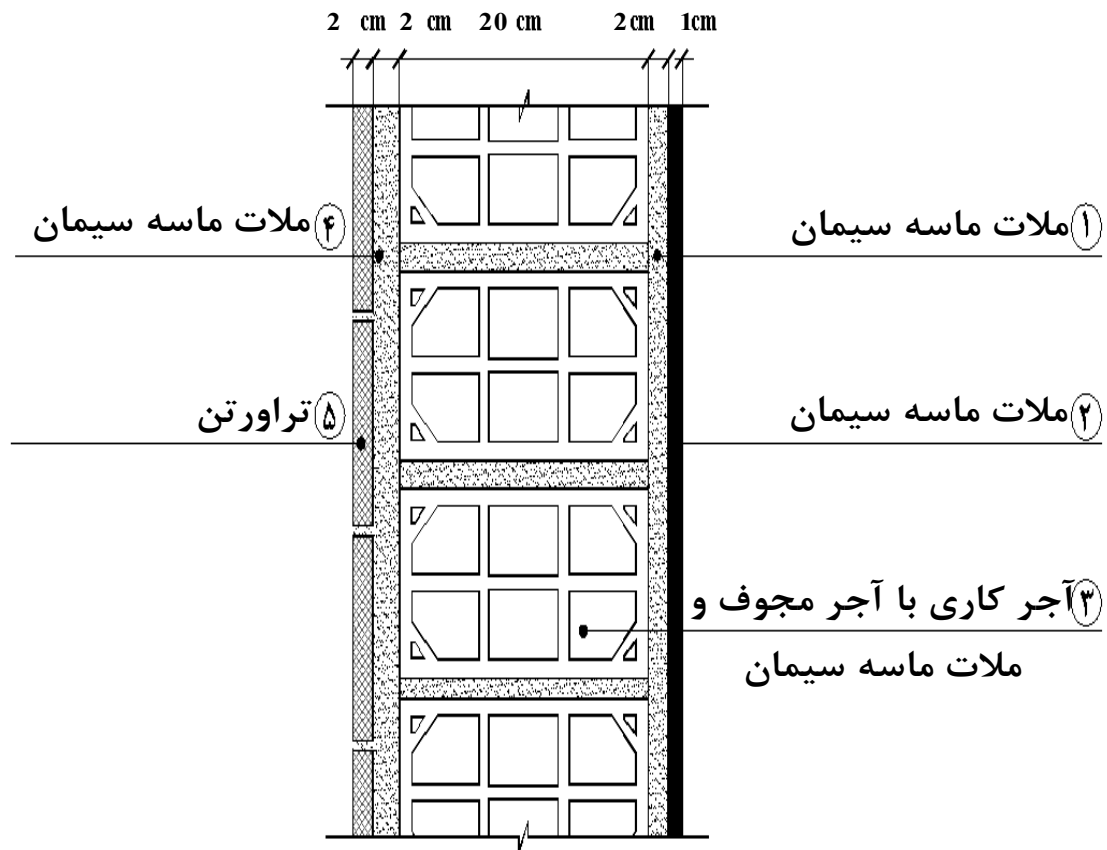


ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m^2)
۱	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱	۲۱
۲	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۳	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۲۰	۱۷۰
۴	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
مجموع			۲۵.۵	۲۸۶

طبقه	ارتفاع طبقه (m)	ارتفاع تیر (cm)	ارتفاع خالص دیوار (m)	وزن واحد سطح دیوار (kg / m^2)	وزن واحد طول دیوار (kg / m)
اول	۳.۲۴	۴۰	۲.۸۴	۲۸۶	۸۱۱

۲-۱-۴- بار محاسباتی دیوارهای پیرامونی (دارای نما)

محاسبات مربوط به بار دیوارهای دارای نماکاری به شرح زیر می باشد :



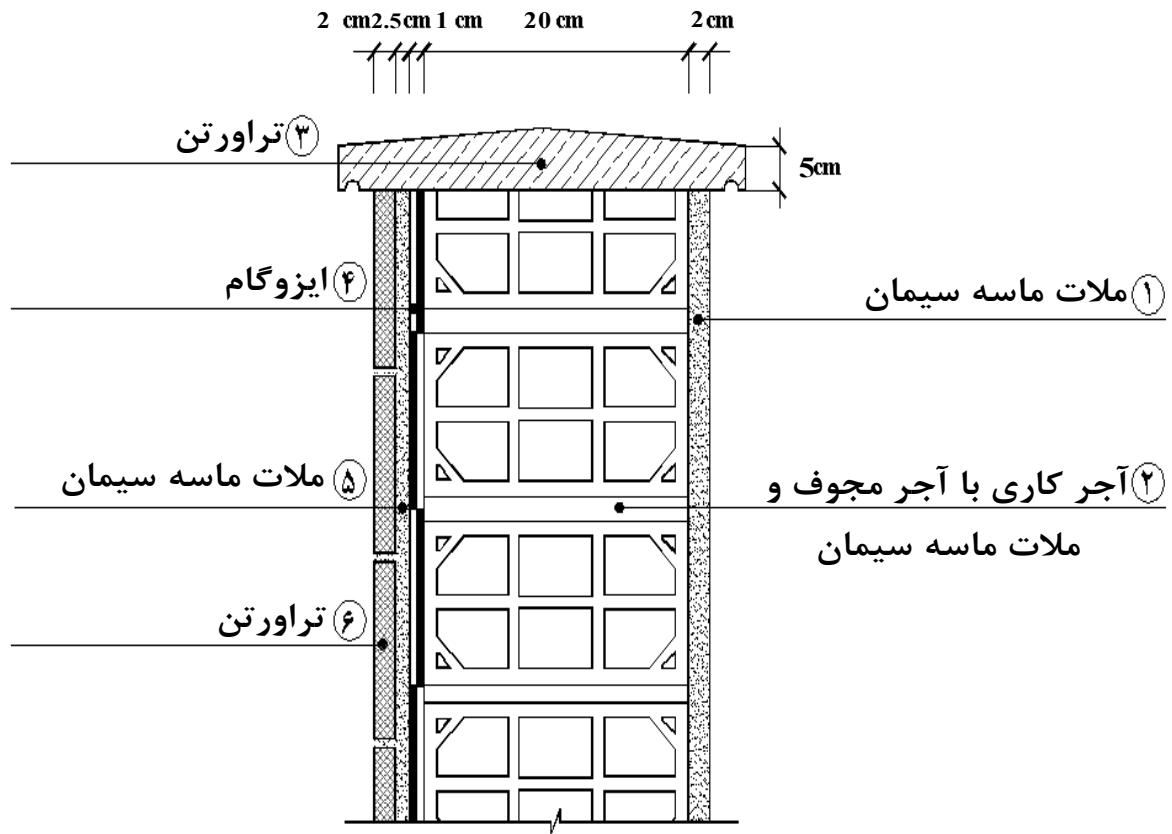
ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m^2)
۱	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱	۲۱
۲	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۳	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۲۰	۱۷۰
۴	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
۵	تراورتن	۲۵۰۰	۲	۵۰
مجموع			۲۷.۵	۳۳۵.۵

طبقه	ارتفاع طبقه (m)	ارتفاع تیر (cm)	ارتفاع خالص دیوار (m)	وزن واحد سطح دیوار (kg / m^2)	وزن واحد طول دیوار (kg / m)
اول	۳.۲۴	۴۰	۲.۸۴	۲۳۴.۸۵ *	۶۶۷

* ضریب کاهش ۰.۷ برای باز شوها در نظر گرفته شده است .

۵-۱-۲ بار محاسباتی جان پناه

محاسبات مربوط به بار جانپناه به شرح زیر می باشد :



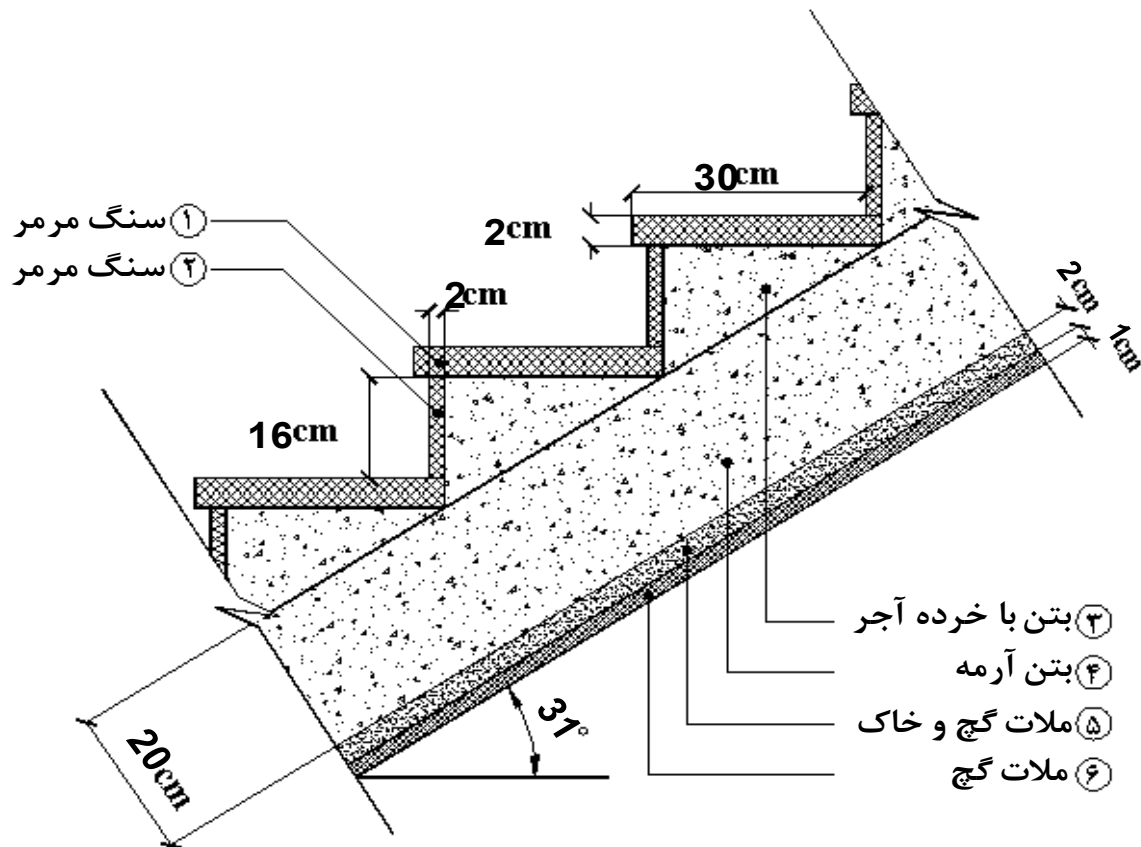
ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m^2)
۱	مالات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۲	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۲۰	۱۷۰
۳	تراورتن	۲۵۰۰	۵	۳۷.۵ *
۴	ایزوگام	-----	۱	۱۵
۵	مالات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
۶	تراورتن	۲۵۰۰	۲	۵۰
مجموع			۳۲.۵	۳۶۷

ارتفاع جان پناه (متر)	۰.۸
وزن واحد طول (کیلوگرم بر متر)	۲۹۴

* عرض سنگ قرنیز ۳۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است.

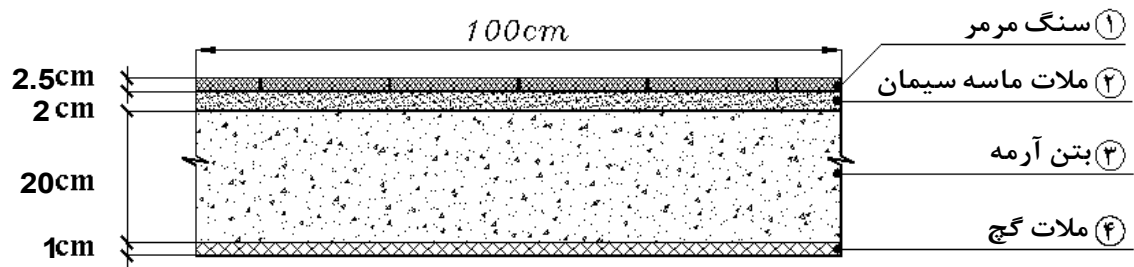
۲-۱-۶- بار محاسباتی پله

محاسبات مربوط به بار پله و پاگرد پله به شرح زیر می باشد :



۲.۱۰	طول پله (m)	۳۰	عرض کف پله (cm)	۳.۲۴	ارتفاع طبقه (m)
۱.۱۰	عرض پاگرد (m)	۱۸	ارتفاع تک پله ها (cm)	۱۸	تعداد پله ها
۲.۳	طول پاگرد (m)	۱.۱۰	عرض پله (m)	۳۱	شیب راه پله (a)

ردیف	نام بار	ضخامت (cm)	وزن واحد حجم (kg / m ³)	تعداد	وزن واحد سطح پله (kg / m ²)
۱	سنگ مرمر	۲	۲۷۰۰	۱	۵۴
۲	سنگ مرمر	۳۲	۲۷۰۰	۳.۳	۲۹
۳	بتن با خرده آجر	۲۴۰	۱۷۰۰	۳.۳	۱۳۵
۴	بتن آرمه	۲۰	۲۵۰۰	1/cos(a)	۵۸۳
۵	ملات گچ و خاک	۲	۱۶۰۰	1/cos(a)	۳۷
۶	ملات گچ	۱	۱۳۰۰	1/cos(a)	۱۵
مجموع					۸۵۳



ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m^2)
۱	سنگ مرمر	۲۷۰۰	۲.۵	۶۷.۵
۲	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۳	بتن آرمه	۲۵۰۰	۲۰	۵۰۰
۴	ملات گچ	۱۳۰۰	۱	۱۳
مجموع			۲۵.۵	۶۲۳

$$\begin{aligned} \text{وزن واحد طول پله} &= \text{وزن واحد سطح} \times \text{عرض پله} &= 938 \text{ kg/m} \\ \text{وزن پاگرد} &= \text{وزن واحد سطح پاگرد} \times \text{مساحت پاگرد} &= 1575 \text{ kg} \end{aligned}$$

بار پله را به طور مساوی بین تیر پاگرد طبقه و ستون های محوره های ۲- A و ۳- A توزیع می کنیم (نیمی از بار به ستون های مورد اشاره و نیمی دیگر به تیر تراز طبقه وارد می شود).

$$\begin{aligned} \text{کل بار مرده اتاق پله} &= (\text{وزن واحد طول پله} \times \text{طول پله}) \times 2 + \text{وزن پاگرد} &= 5515 \text{ kg} \\ \text{کل بار زنده اتاق پله} &= \text{مساحت پاگرد} \times 500 &= 1265 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{بار مرده متمرکز ستون ها} &= \text{کل بار مرده اتاق پله} \div 4 &= 1379 \text{ kg} \\ \text{بار زنده متمرکز ستون ها} &= \text{کل بار زنده اتاق پله} \div 4 &= 316 \text{ kg} \end{aligned}$$

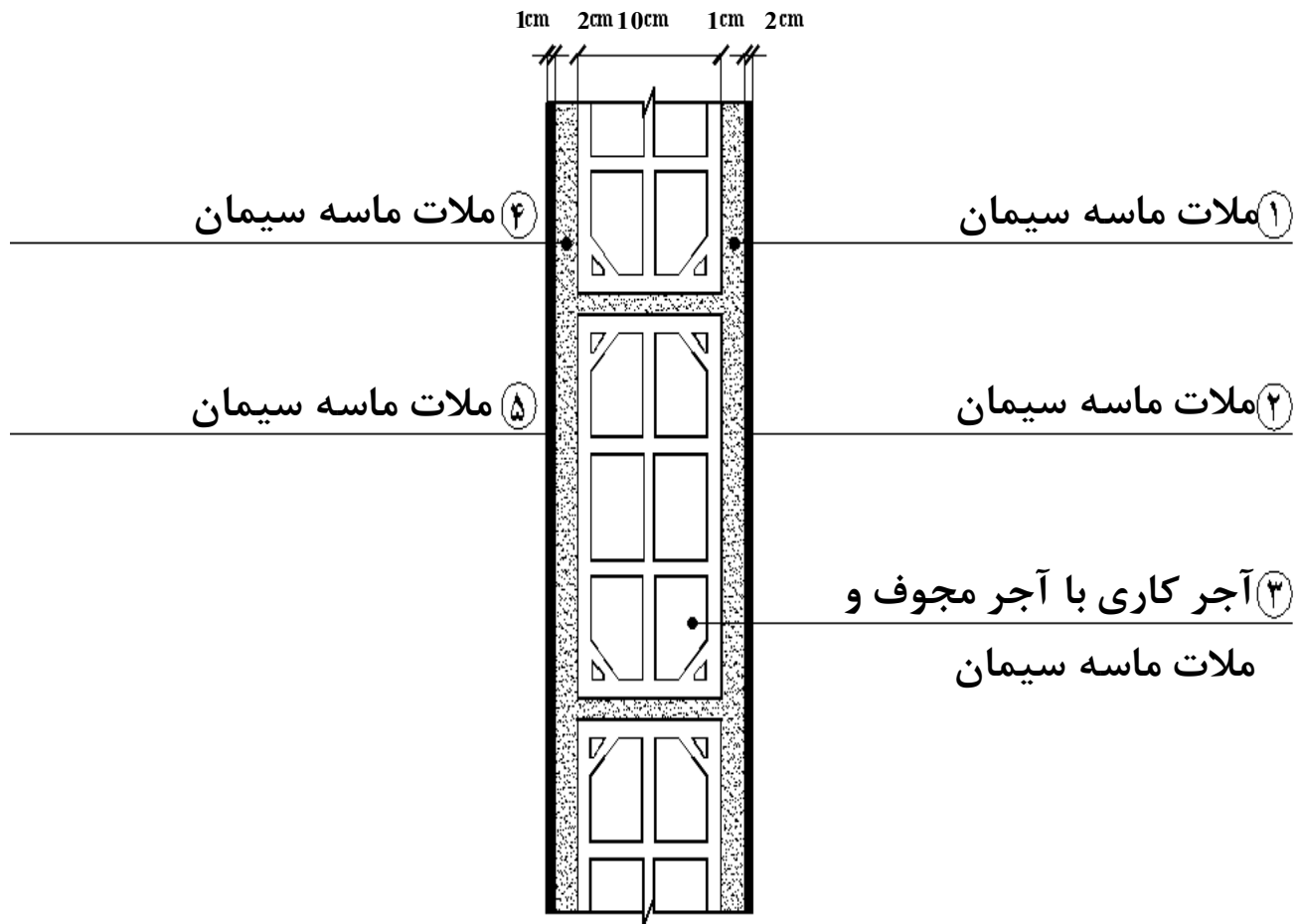
$$\begin{aligned} \text{بار گسترده مرده تیر پاگرد طبقه} &= (\text{کل بار مرده اتاق پله}) \div (\text{طول تیر} \times 2) &= 1199 \text{ kg/m} \\ \text{بار گسترده زنده تیر پاگرد طبقه} &= (\text{کل بار زنده اتاق پله}) \div (\text{طول تیر} \times 2) &= 275 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

۲-۲- بار زنده

- بار زنده اتاق ها ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد.
- بار زنده راه پله ها ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد.
- بار زنده پشت بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع می باشد.
- بار زنده بالکن ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد.

۱-۲-۲- بار محاسباتی جدا گره‌های داخلی (تیغه بندی ها)

محاسبات مربوط به بار تیغه های داخلی به شرح زیر می باشد :



ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m ³)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m ²)
۱	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱	۲۱
۲	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۳	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۱۰	۸۵
۴	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
۵	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱	۲۱
مجموع			۱۶	۲۱۱

۲-۳- بارگذاری زلزله

۲-۳-۱- محاسبه نیروی برش پایه به روش استاتیکی معادل

۲-۳-۱-۱- ملاحظات کلی

- شهر محل احداث ساختمان
 - کاربری ساختمان
 - تعداد سقف ها از تراز پایه
 - ارتفاع ساختمان از تراز پایه (متر)
 - منظم بودن ساختمان در پلان
 - منظم بودن ساختمان در ارتفاع
 - آیا در این پروژه الزاما باید تحلیل دینامیکی انجام شود ؟
 - آیا در این پروژه ترکیب بار ۱۰۰٪ و ۳۰٪ لازم است ؟
- بندرانزلی
مسکونی
۳
۹,۱۸
منظم
منظم
خیر
بلی

۲-۳-۱-۲- محاسبه ضریب اهمیت ساختمان (I)

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آن ها، مطابق جدول زیر تعیین می گردد

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

چون ساختمان مسکونی است در گروه ۳ قرار می گیرد، بنابراین: $I = 1$

۲-۳-۱-۳- محاسبه نسبت شتاب مبنای طرح (A)

با در نظر گرفتن محل احداث ساختمان، نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی به شرح جدول زیر تعیین می گردد :

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰.۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰.۳
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰.۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰.۲

با توجه به اینکه شهر بندرانزلی در منطقه ۲ قرار دارد به عنوان پهنه با خطر زیاد شناخته شده بنابراین : $A=0.3$

۲-۳-۱-۴- محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان (T)

زمان تناوب اصلی اصلی نوسان با استفاده از روابط تجربی زیر بدست می آید :

الف - برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد ننمایند :
در قاب های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

در قاب های بتن آرمه

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

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب های ایجاد نمایند :
مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب های فولادی، از رابطه ۳-۳

پ- برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی :

$$T = 0.05H^{0.75}$$

۲-۳-۱-۵- محاسبه زمان تناوب تجربی سازه در راستای محور X

با توجه به اینکه سیستم سازه ای در راستای محور X قاب بتن آرمه است و ساختمان دارای میانقاب نمی باشد مقدار زمان تناوب تجربی ساختمان در راستای محور X ها برابر است با :

$$T_x = 0.46 S$$

۲-۳-۱-۶- محاسبه زمان تناوب تجربی سازه در راستای محور Y

با توجه به اینکه سیستم سازه ای در راستای محور Y قاب بتن آرمه است و ساختمان دارای میانقاب نمی باشد مقدار زمان تناوب تجربی ساختمان در راستای محور Y ها برابر است با :

$$T_y = 0.46 S$$

زمان تناوب تحلیلی نرم افزار بصورت زیر بدست می آید :

(برای محاسبه زمان تناوب تحلیلی نرم افزار در یک فایل جداگانه سختی خمشی تیر ها $0.5I_g$ و ستون ها I_g در نظر گرفته شده و سپس عملیات تحلیل و طراحی روی فایل مورد نظر انجام شده است).

$$T_x(ETABS) = 0.671 S$$

$$T_Y(ETABS) = 0.544 S$$

بنابراین زمان تناوب سازه بصورت زیر بدست می آید :

$$T_X = \min \left\{ 1.25 T_X \left(\text{تجربی} \right), T_X (ETABS) \right\} = 0.57 S$$

$$T_Y = \min \left\{ 1.25 T_Y \left(\text{تجربی} \right), T_Y (ETABS) \right\} = 0.57 S$$

۲-۳-۱-۷- محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (B)

محاسبات مربوط به ضریب بازتاب ساختمان با در نظر گرفتن پارامترهای ضریب طیف و نوع زمین بصورت زیر می باشد :

جدول پارامترهای مربوط به ضریب بازتاب						
نوع زمین	T0	Ts	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S0	S	S0
۱	۰.۱	۰.۴	۱.۵	۱	۱.۵	۱
۲	۰.۱	۰.۵	۱.۵	۱	۱.۵	۱
۳	۰.۱۵	۰.۷	۱.۷۵	۱.۱	۱.۷۵	۱.۱
۴	۰.۱۵	۱	۲.۲۵	۱.۳	۱.۷۵	۱.۱

۲-۳-۱-۸- طبقه بندی نوع زمین

با توجه به مطالعات مکانیک خاک زمین در گروه ۴ قرار می گیرد.

۲-۳-۱-۹- پارامترهای ضریب طیف شکل

با توجه به جدول ضریب طیف شکل و با در نظر گرفتن نوع زمین پارامترهای ضریب طیف شکل به صورت زیر بدست می آید :

مقدار ضریب (S) ۱,۷۵

مقدار ضریب (S0) ۱,۱

مقدار ضریب (T0) ۰,۱۵

مقدار ضریب (Ts) ۱

۲-۳-۱-۱۰- محاسبه ضریب اصلاح طیف طرح (N)

ضریب اصلاح طیف به شرح زیر تعیین می شود :
الف- برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد :

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) \quad T_s < T < 4\text{sec}$$

$$N = 1.7 \quad T > 4s$$

ب- برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم :

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4\text{sec}$$

$$N = 1.7 \quad T > 4s$$

$$N_x = 1 \quad \text{مقدار ضریب اصلاح طیف در راستای محور } X$$

$$N_Y = 1 \quad \text{مقدار ضریب اصلاح طیف در راستای محور } Y$$

۲-۳-۱-۱- محاسبه ضریب شکل طیف (B1)

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s$$

$$B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \quad T > T_s$$

$$B_{1x} = S + 1 = 2.75 \quad \text{مقدار ضریب شکل طیف در راستای محور } X$$

$$B_{1Y} = S + 1 = 2.75 \quad \text{مقدار ضریب شکل طیف در راستای محور } Y$$

$$B_x = B_{1x} \times N_x = 2.75 \quad \text{مقدار ضریب بازتاب ساختمان در راستای محور } X$$

$$B_Y = B_{1Y} \times N_Y = 2.75 \quad \text{مقدار ضریب بازتاب ساختمان در راستای محور } Y$$

۲-۳-۱-۱۲ - محاسبه ضریب رفتار ساختمان (R_u)

با در نظر گیری نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی مقدار ضریب رفتار در جهت های اصلی ساختمان بصورت زیر بدست می آید :

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R_u	Ω	cd	Hm
الف - سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲.۵	۵	۵۰
	۲- دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲.۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۳.۵	۲.۵	۳.۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲.۵	۳	۱۵
	۵- دیوار های متشکل از قاب های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه ای فولادی	۴	۲	۳.۵	۱۵
	۶- دیوار های متشکل از قاب های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵.۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	۳	۲	۳	۱۰

۵۰	۵	۲.۵	۶	۱- دیوار برشی بتن آرمه ویژه	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲.۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲.۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	
۱۵	۲.۵	۲.۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۵۰	۵	۲.۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۱۵	۳.۵	۲	۳.۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵.۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵.۵	۳	۷.۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴.۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط	
-	۲.۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی	
۲۰۰	۵.۵	۳	۷.۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳	۶- قاب خمشی فولادی معمولی	
۲۰۰	۵.۵	۲.۵	۷.۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه	ت- سیستم دو گانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲.۵	۶.۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴.۵	۲.۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴.۵	۲.۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۲۰۰	۴	۲.۵	۷.۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲.۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵.۵	۲.۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲.۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۱۰	۲	۱.۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتن آرمه ویژه	ث- سیستم کنسولی

با توجه به اینکه نوع قاب ساختمان در جهت (X) قاب خمشی بتن آرمه متوسط است، مقدار ضریب رفتار سازه در جهت محور X برابر است با :

$$Ru_x = 5$$

با توجه به اینکه نوع قاب ساختمان در جهت (Y) قاب خمشی بتن آرمه متوسط است، مقدار ضریب رفتار سازه در جهت محور Y برابر است با :

$$Ru_Y = 5$$

۲-۳-۱-۱۳ - محاسبه ضریب زلزله (C)

ضریب زلزله در راستای محور X بصورت زیر محاسبه می گردد :

$$C_X = \frac{AB_X I}{R_{ux}} = 0.165$$

$$C_{min} = 0.12AI = 0.036 \quad ok$$

ضریب زلزله در راستای محور Y بصورت زیر محاسبه می گردد :

$$C_Y = \frac{AB_Y I}{R_{uy}} = 0.165$$

$$C_{min} = 0.12AI = 0.036 \quad ok$$

۲-۳-۱-۱۴ - محاسبه ضریب (K)

ضریب K جهت معرفی به نرم افزار بصورت زیر محاسبه می شود :

$$kx = 0.5T + 0.75 = 0.98$$

$$ky = 0.5T + 0.75 = 0.98$$

همچنین ضرایب زلزله و K در راستای محوره های X و Y جهت محاسبه تغییر مکان نسبی سازه بصورت زیر بدست می آید :

$$C_{XDRIFT} = 0.165$$

$$K_{XDRIFT} = 1.086$$

$$C_{YDRIFT} = 0.165$$

$$K_{YDRIFT} = 1.022$$

۲-۳-۱-۱۵ - محاسبه وزن طبقات

پس از بارگذاری ثقلی و معرفی بارهای وارده به نرم افزار ETABS 2015، تحلیل سازه تحت بارهای مورد اشاره انجام می گیرد. مقادیر وزن طبقات از قسمت ۲-۱-۳ (مختصات مرکز جرم و سختی طبقات) استخراج گردیده است. و در بارگذاری جانبی ساختمان مورد استفاده قرار می گیرد، این روش دارای دقت زیادی بوده و در جهت اطمینان می باشد. بدین ترتیب داریم :

$$\sum_{i=1}^3 Wi = 60148.35 \times 9.806 = 589815 \text{ kgf}$$

۲-۳-۱-۱۶- محاسبه مقدار نیروی برش پایه

$$V = \frac{ABI}{R_{ux}} \times W = 97320 \text{ kgf}$$

۲-۳-۱-۱۷- توزیع نیروی برش پایه در طبقات ساختمان

محاسبه برش پایه و توزیع آن در طبقات توسط نرم افزار ETABS با معرفی نیروی زلزله، استفاده از گزینه *usser coefficient* و با وارد نمودن ضریب زلزله (C)، مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴ بصورت خودکار انجام می شود. این روش با توجه به قابلیت های زیاد نرم افزار از دقت خوبی برخوردار می باشد.

۲-۴- بارگذاری خرپشته

بار خرپشته شامل وزن سقف، دیوارهای جانبی، باز زنده و اسکلت آن می شود. با توجه به اینکه وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام می باشد، نیازی به در نظر گرفتن ارتفاع آن در نرم افزار نیست. بنابراین بر اساس محاسبات زیر یک بار از نوع *wall* به بزرگی *kg* ۳۵۴۵ باید در تراز خرپشته وارد شود.

مساحت سطح مقطع تیرهای خرپشته 900 cm^2

مساحت سطح مقطع ستون های خرپشته 900 cm^2

طول تیرهای خرپشته 14 m^2

ارتفاع خرپشته 2.5 m

مساحت خرپشته 15 m^2

تعداد ستون های خرپشته 4

وزن اسکلت (kg)	وزن بار زنده (kg)	وزن بار مرده (kg)	بار دیوارهای جانبی (kg/m)	بار زنده (kg/m^2)	بار مرده (kg/m^2)	طبقه
۵۴۰۰	۲۲۵۰	۹۲۷۰	۲۹۰	۱۵۰	۶۱۸	خرپشته

بار متمرکز ستون ها	بار مرده (kg)	بار زنده (kg)
	۳۶۶۸	۵۶۳

بار دیوارهای جانبی خرپشته	۶۳۸ kg/m
---------------------------	-------------------

۲-۵- محاسبه اختلاف بار و جرم

اختلاف بار و جرم با نام بار $WALL$ در نرم افزار اختصاص می یابد و محاسبات مربوط به آن به شرح زیر می باشد:

۲-۵-۱- اختلاف جرم و بار دیوارهای کناری

بار دیوار جانبی بر مبنای حاصلضرب ارتفاع خالص طبقه در وزن واحد سطح دیوار، و جرم خطی بر اساس حاصلضرب وزن واحد سطح دیوار در نصف ارتفاع دیوار از پایین و نصف از بالا محاسبه می گردد.
بار دیوار جانبی برابر ۲۹۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. در جهت سادگی بار کلیه دیوارهای جانبی یکسان در نظر گرفته شده اند.

طبقه	ارتفاع خالص طبقه (m)	بار دیوار جانبی (kg/m)	جرم خطی (kg/m)	اختلاف جرم و بار (kg/m)
بام	۰.۸۰	۲۳۲	۵۲۷.۸	۲۹۶
دوم	۲.۸۴	۸۲۳.۶	۸۲۳.۶	۰
اول	۲.۸۴	۸۲۳.۶	۷۴۵.۳	-۷۸
پارکینگ	۲.۳۰	۶۶۷	-	-

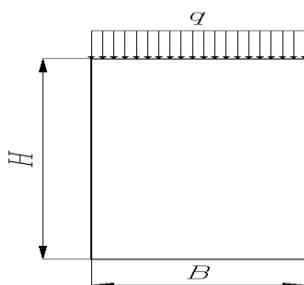
۲-۶- اصلاح مشخصات هندسی و ترک خوردگی

۲-۶-۱- ضرایب ترک خوردگی ستون ها و تیرها

ضریب ترک خوردگی برای ستون ها عدد ۰.۷ و برای تیرها عدد ۰.۳۵ به نرم افزار معرفی می گردد.

۲-۶-۲- کاهش وزن تیرها

با توجه به اینکه در برنامه $ETABS$ فرض می شود سقف ها تا مرکز تیرها ادامه دارند، قسمت همپوشانی تیر و سقف در محاسبه وزن، دو بار محاسبه می گردد. برای لحاظ کردن این اضافه وزن، ضریبی به عنوان ضریب کاهش وزن تیر به شرح زیر محاسبه می گردد:



وزن واحد طول تیر $BH\gamma_c$

وزن واحد طول سقف qB

$$\frac{BH\gamma_c - qB}{BH\gamma_c} = 1 - \frac{q}{H\gamma_c}$$

ضریب کاهش

با توجه به رابطه فوق، در پروژه حاضر وزن واحد حجم دال (q) ۲۱۰ کیلوگرم بر مترمربع و وزن واحد حجم بتن ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است. بنابراین ضریب کاهش تیر با ارتفاع های ۴۰،۳۵،۳۰ و ۴۵ سانتی متر به صورت زیر محاسبه می شود:

$$R(30) = 0.72$$

$$R(35) = 0.76$$

$$R(40) = 0.79$$

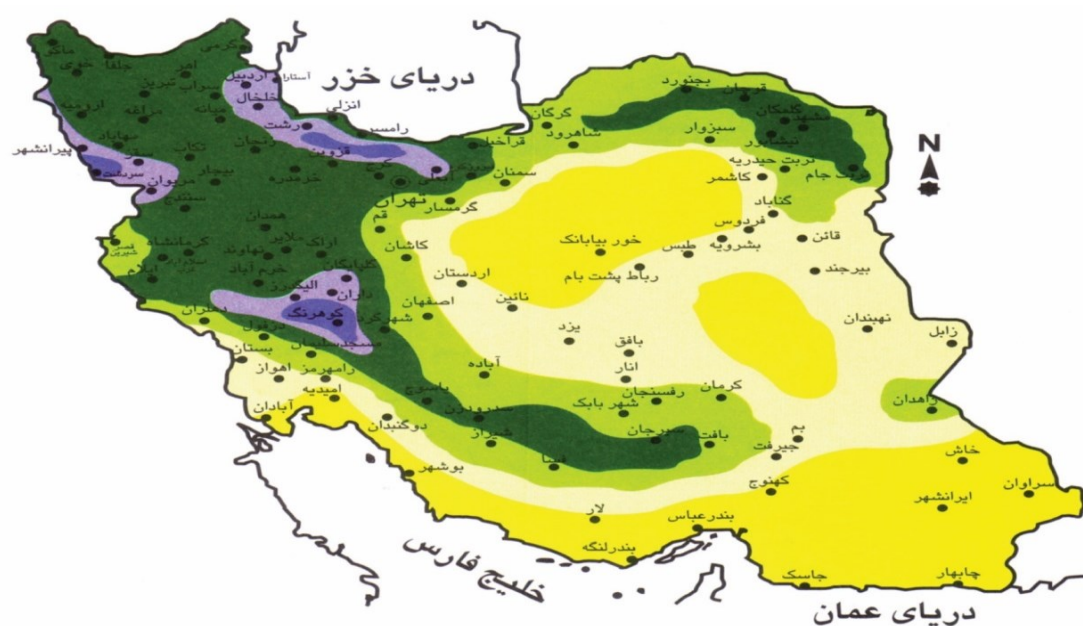
$$R(45) = 0.81$$

لازم به ذکر است که برای تیرهای کناری که از یک طرف به سقف متصل هستند مقدار کاهش وزن کمتر خواهد بود که به جهت سادگی کاهش وزن این دسته از تیرها مشابه بقیه تیرها در نظر گرفته می شود.

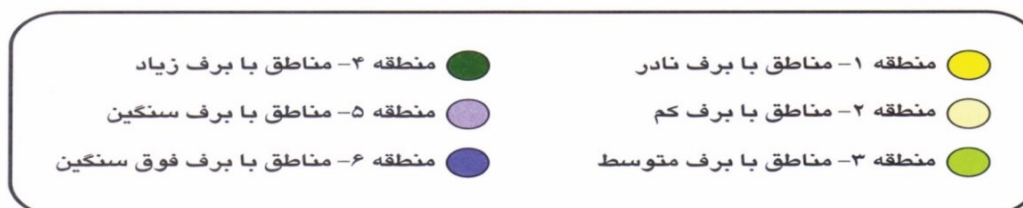
۷-۲- بار برف

۱-۷-۲- بار برف زمین (Pg)

بار برف زمین با توجه به تقسیم بندی مشخص شده در شکل و جدول زیر بدست می آید:



شکل ۶-۴-۱ تقسیم بندی مناطق کشور برای بار برف



منطقه ۱ - برف بسیار کم (نادر)	۰.۲۵ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۲ - برف کم	۰.۵ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۳ - برف متوسط	۱ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۴ - برف زیاد	۱.۵ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۵ - برف سنگین	۲ کیلو نیوتن بر متر مربع
منطقه ۶ - برف فوق سنگین	۳ کیلو نیوتن بر متر مربع

شهر بندرانزلی در منطقه ۴ قرار دارد بنابراین :

$$P_g = 150 \text{ kg / m}^2$$

۲-۷-۲ - ضریب اهمیت (I_s)

با استفاده از بخش ۲-۱-۳-۲ ضریب اهمیت برابر ۱ می باشد.

۲-۷-۳ - ضریب شیب (C_s)

بدلیل مسطح بودن سطح بام ضریب شیب برابر ۱ می باشد.

۲-۷-۴ - ضریب برف گیری (C_e)

ضریب برف گیری با در نظر گیری گروه ناهمواری محیط و نوع برف گیر بودن بام به شرح زیر تعیین می گردد :

گروه ناهمواری محیط :

گروه ناهمواری زیاد - محیط شهری و حومه شهری، محیط باغ، جنگل و سایر محیط های شامل ناهمواری و موانع متعدد و مترکم با ارتفاع ۹ متر یا بیشتر.

گروه ناهمواری کم - محیط مستوی بدون موانع از قبیل دریا و دریاچه، باتلاق و نمکزار، در نظر گرفتن چهار جهت باد متفاوت منطبق بر دو امتداد متعامد کافی می باشد.

گروه ناهمواری محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰.۹	۱	۱.۲
متوسط	۰.۹	۱	۱.۱
کم	۰.۸	۰.۹	۱

ساختمان در داخل شهر قرار دارد و با توجه به موقعیت سازه نیمه برفگیر محسوب می شود بنابراین ضریب برفگیری برابر ۱ می باشد.

۲-۵- بار برف بام (p_r)

بار برف بام با توجه به شیب و دمای بام، برفگیری و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن به صورت زیر تعیین می گردد:

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g = 105 \text{ kg / m}^2$$

۲-۸- ترکیبات بارگذاری

بر اساس آیین نامه *ACI 318-14* بارهای وارد بر سازه به شرح زیر می باشد :

نام حالت بار	علامت مشخصه
بار مرده	DEAD
بار زنده غیر قابل کاهش	LIVE
بار زنده قابل کاهش	LRED
بار زنده غیر قابل کاهش که در برخی از ترکیب بارها با ضریب ۰.۵ منطو می شود.	LRED0.5
بار زنده تیغه بندی	LPARTITION
بار بام	LROOF
بار برف	SNOW
بار دیوار برای منظور نمودن اثر تیغه بندی در جرم لرزه ای	WALL
بار زلزله استاتیکی در جهت X بدون پیچش	EX
بار زلزله استاتیکی در جهت Y بدون پیچش	EY
بار سه زلزله EX , EXP , EXN	EXALL
بار سه زلزله EY , EYP , EYN	EYALL
بار زلزله قائم	EV
بار زلزله تغییر مکان جانبی در جهت محور X ها	EXDRIFT
بار زلزله تغییر مکان جانبی در جهت محور Y ها	EYDRIFT

۱-۸-۲ ترکیب بار های عمومی طراحی سازه های بتن آرمه

ترکیبات بارهای زیر در طراحی تیرها و ستون های سازه بتنی شرکت می کنند :

نام ترکیب بار در برنامه	ترکیب بار
UDCON1	1.4 DEAD
UDCON2	1.2 DEAD + 1.6 (LIVE + LRED + LRED0.5 + LPARTITION) + 0.5SNOW
UDCON3	1.2 DEAD + 1.6 (LIVE + LRED + LRED0.5 + LPARTITION) + 0.5LROOF
UDCON4	1.2 DEAD + (LIVE + LRED + LPARTITION) + 0.5LRED0.5 + 1.6 SNOW
UDCON5	1.2 DEAD + (LIVE + LRED + LPARTITION) + 0.5LRED0.5 + 1.6 LROOF
UDCON6	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW + (EXALL + 0.3EY) + EV
UDCON7	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW - (EXALL + 0.3EY) + EV
UDCON8	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW + (EXALL - 0.3EY) + EV
UDCON9	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW - (EXALL - 0.3EY) + EV
UDCON10	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW + (EYALL + 0.3EX) + EV
UDCON11	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW- (EYALL + 0.3EX) + EV
UDCON12	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW+ (EYALL - 0.3EX) + EV
UDCON13	1.2 DEAD + LIVE + LRED + 0.5 LRED0.5 + LPARTITION+ 0.2 SNOW- (EYALL - 0.3EX) + EV
UDCON14	0.9 D + (EXALL + 0.3EY) - EV
UDCON15	0.9 D - (EXALL + 0.3EY) - EV
UDCON16	0.9 D + (EXALL - 0.3EY) - EV
UDCON17	0.9 D - (EXALL - 0.3EY) - EV
UDCON18	0.9 D + (EYALL+ 0.3EX) - EV
UDCON19	0.9 D - (EYALL+ 0.3EX) - EV
UDCON20	0.9 D + (EYALL - 0.3EX) - EV
UDCON21	0.9 D - (EYALL - 0.3EX) - EV

۲-۸-۲- ترکیب بارهای کنترل تنش خاک

ترکیبات بارهای زیر در کنترل تنش خاک زیر پی بکار می روند :

نام ترکیب بار در برنامه	ترکیب بار
SOIL	DEAD + LIVE + LRED + LRED0.5 + LPARTITION
SOIL-1	DEAD + LROOF
SOIL-2	DEAD + SNOW
SOIL-3	DEAD + 0.75 (LIVE + LRED + LRED0.5 + LPARTITION + LROOF)
SOIL-4	DEAD + 0.75 (LIVE + LRED + LRED0.5 + LPARTITION + SNOW)
SOIL-5	DEAD + 0.7 (EXALL + 0.3EY) + 0.7 EV
SOIL-6	DEAD - 0.7 (EXALL + 0.3EY) + 0.7 EV
SOIL-7	DEAD + 0.7 (EXALL - 0.3EY) + 0.7 EV
SOIL-8	DEAD - 0.7 (EXALL - 0.3EY) + 0.7 EV
SOIL-9	DEAD + 0.7 (EYALL + 0.3EX) + 0.7 EV
SOIL-10	DEAD - 0.7 (EYALL + 0.3EX) + 0.7 EV
SOIL-12	DEAD + 0.7 (EYALL - 0.3EX) + 0.7 EV
SOIL-13	DEAD - 0.7 (EYALL - 0.3EX) + 0.7 EV
SOIL-14	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)+0.525(EXALL+0.3EY)+0.525EV
SOIL-15	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)-0.525(EXALL+0.3EY)+0.525EV
SOIL-16	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)+0.525(EXALL-0.3EY)+0.525EV
SOIL-17	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)-0.525(EXALL-0.3EY)+0.525EV
SOIL-18	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)+0.525(EYALL+0.3EX)+0.525EV
SOIL-19	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)-0.525(EYALL+0.3EX)+0.525EV
SOIL-20	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)+0.525(EYALL-0.3EX)+0.525EV
SOIL-21	DEAD+0.75(LIVE + LRED+LRED0.5+LPARTITION+SNOW)-0.525(EYALL-0.3EX)+0.525EV
SOIL-22	0.6 DEAD + 0.7 (EXALL + 0.3 EY)
SOIL-23	0.6 DEAD - 0.7 (EXALL + 0.3 EY)
SOIL-24	0.6 DEAD + 0.7 (EXALL - 0.3 EY)
SOIL-25	0.6 DEAD - 0.7 (EXALL - 0.3 EY)
SOIL-26	0.6 DEAD + 0.7 (EYALL + 0.3 EX)
SOIL-27	0.6 DEAD - 0.7 (EYALL + 0.3 EX)
SOIL-28	0.6 DEAD + 0.7 (EYALL - 0.3 EX)
SOIL-29	0.6 DEAD - 0.7 (EYALL - 0.3 EX)

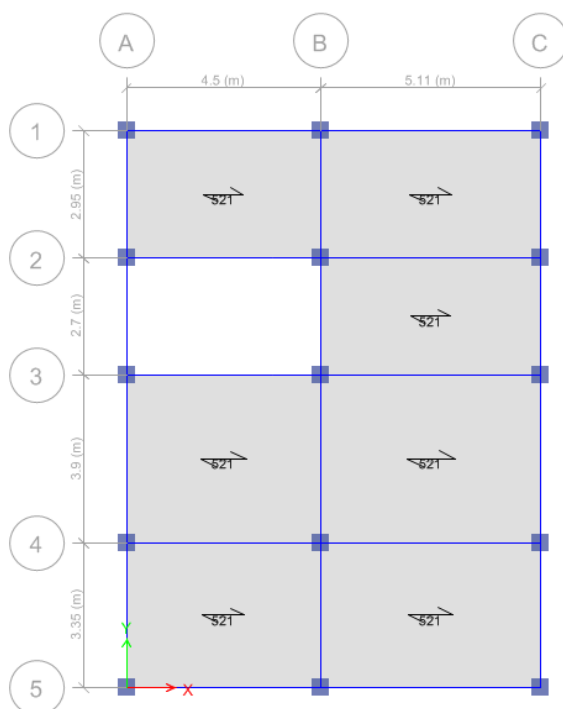
۲-۸-۲- خلاصه بارهای وارد بر سازه

بار پله (kg /m ²)	بار تیغه بندی (kg /m ²)	بار زنده سقف ها (kg /m ²)	بار مرده سقف طبقات (kg /m ²)	طبقه
۸۵۳	۲۱۱	۱۵۰	۶۱۸	۲
۸۵۳	۲۱۱	۲۰۰	۵۲۱	۱
۸۵۳	۲۱۱	۲۰۰	۵۲۱	پارکینگ

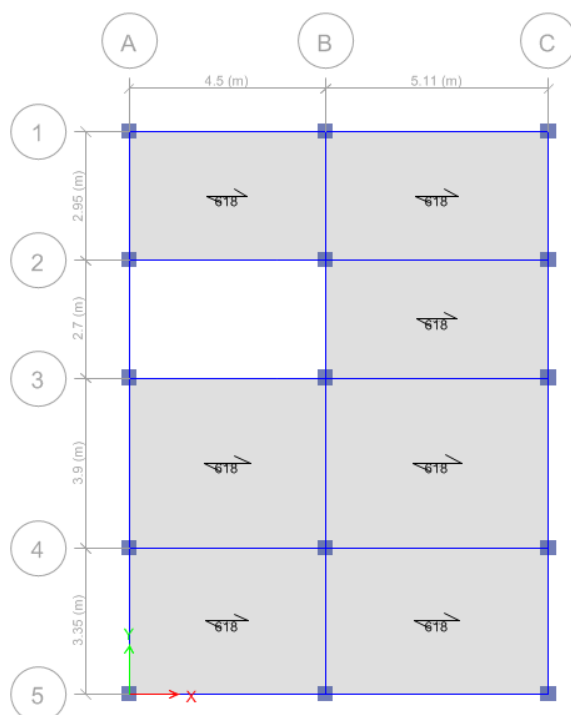
بار دیوار جانبی (فاقد نما) (kg /m)	بار دیوار جانبی (دارای نما) (kg /m)	اختلاف جرم و بار (Wall) (kg /m)	بار جان پناه (kg /m)	طبقه
-	-	۲۹۶	۲۹۴	بام
۸۱۱	۶۶۷	۰	-	۲
۸۱۱	۶۶۷	-۷۸	-	۱

۲-۹- اختصاص بارهای محاسبه شده به سازه

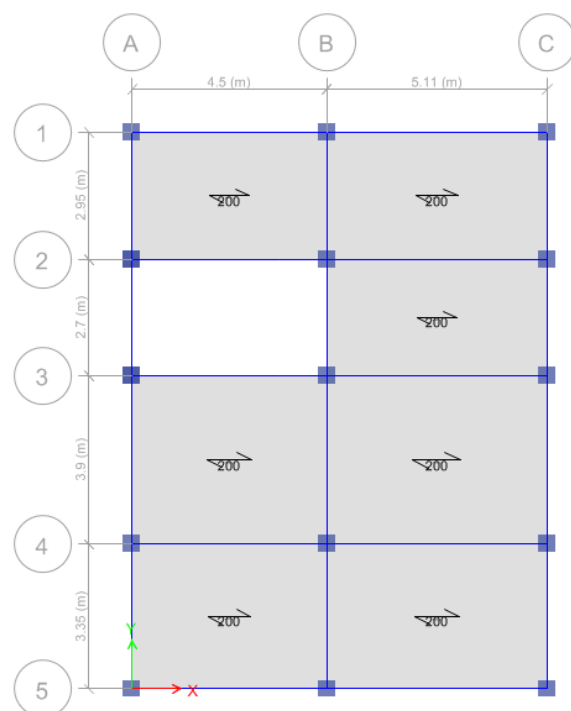
۲-۹-۱- بار مرده سقف طبقات



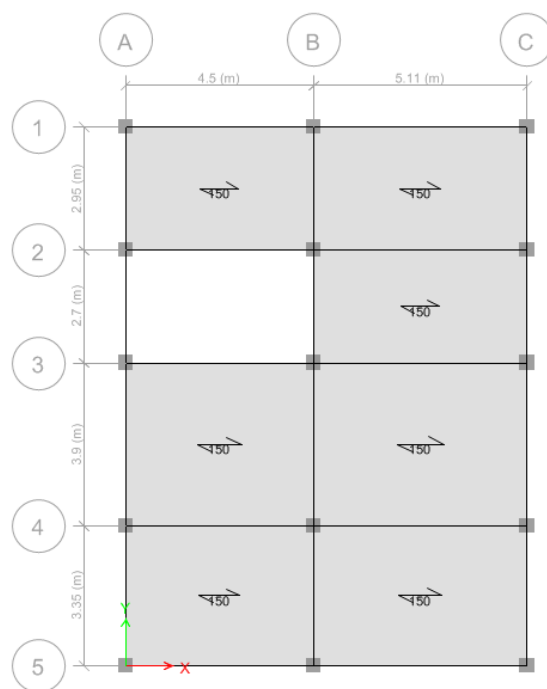
۲-۹-۲ بار مرده بام



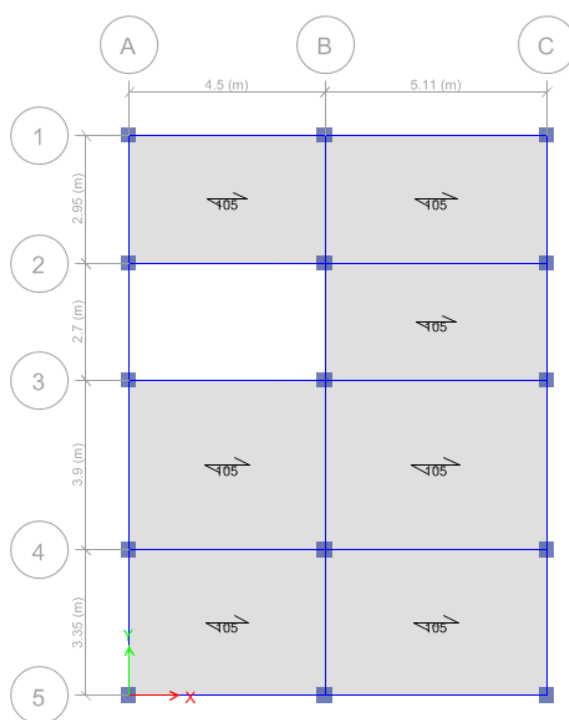
۳-۹-۲ بار زنده سقف طبقات



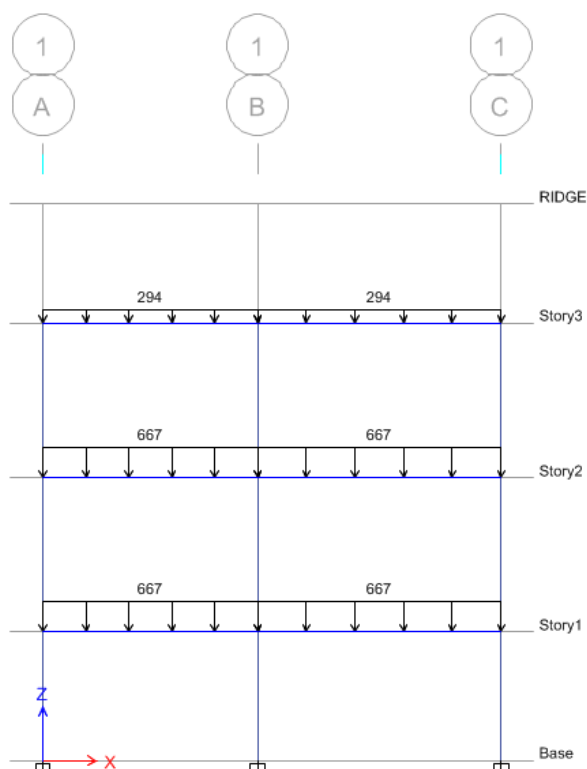
۲-۹-۴- بار زنده بام



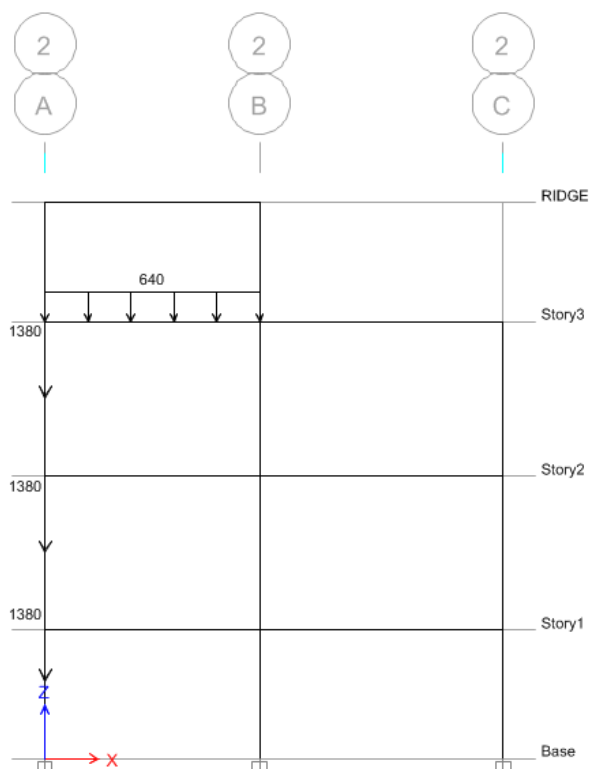
۲-۹-۵- بار برف



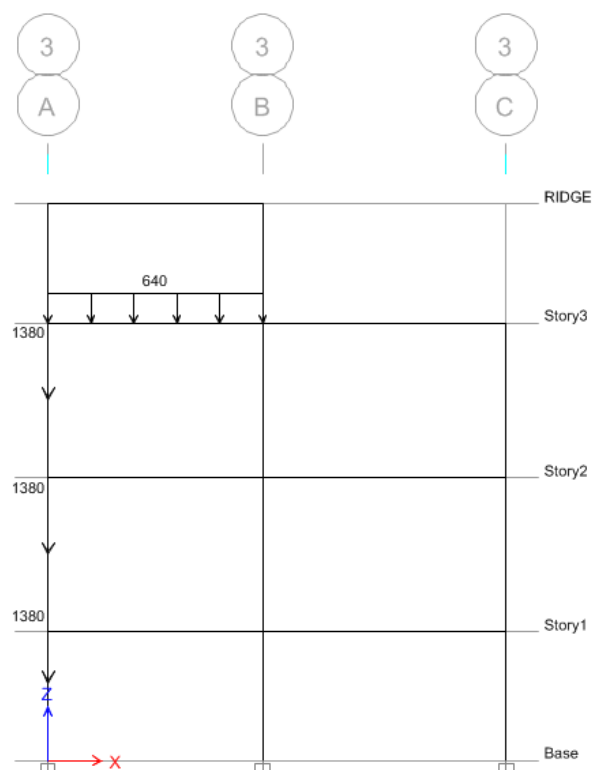
۶-۹-۲- بارهای مرده قاب محور ۱



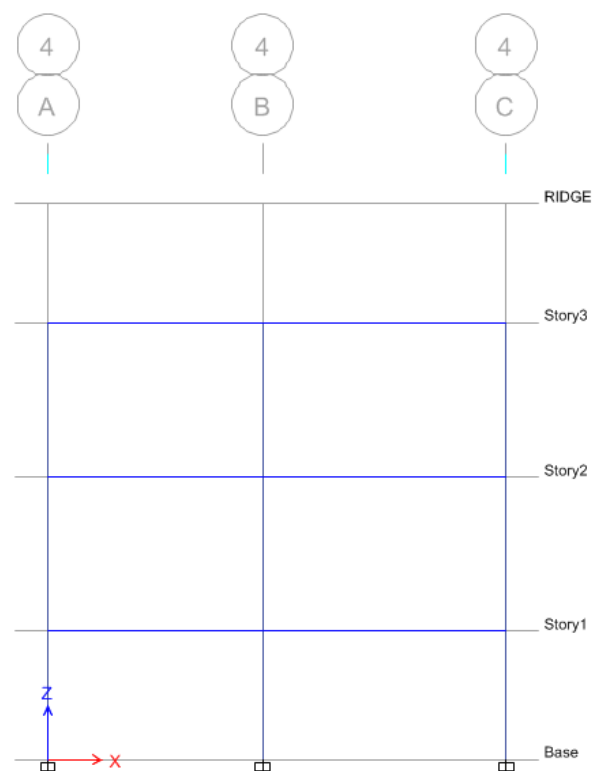
۷-۹-۲- بارهای مرده قاب محور ۲



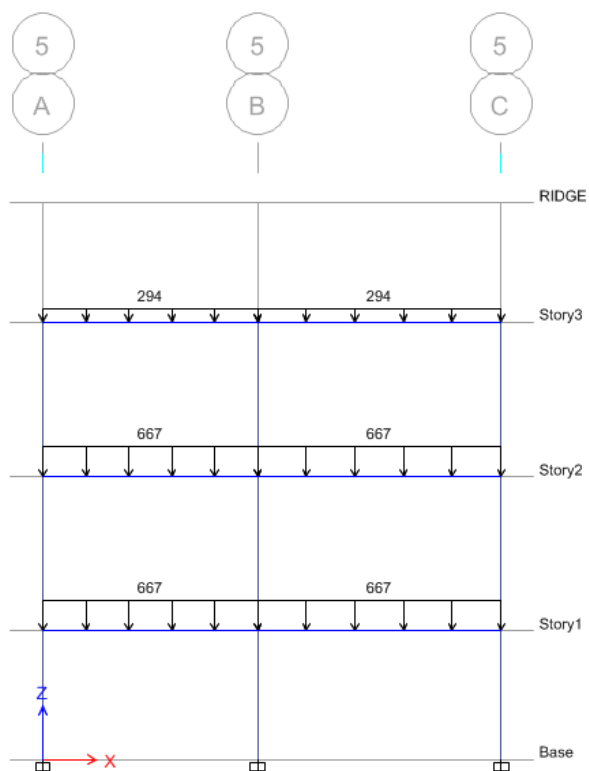
۲-۹-۸- بارهای مرده قاب محور ۳



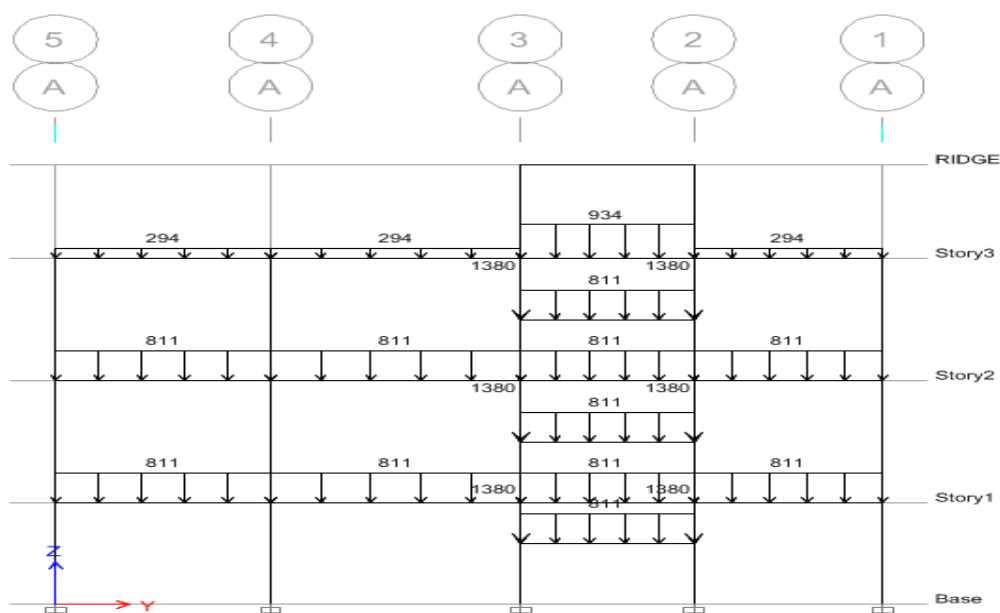
۲-۹-۹- بارهای مرده قاب محور ۴



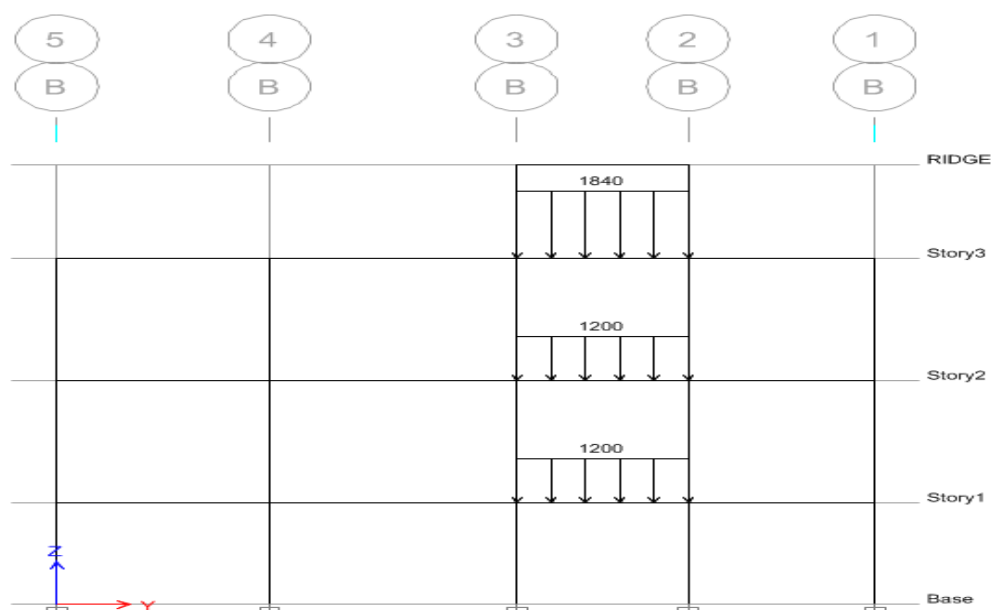
۲-۹-۱۰- بارهای مرده قاب محور ۵



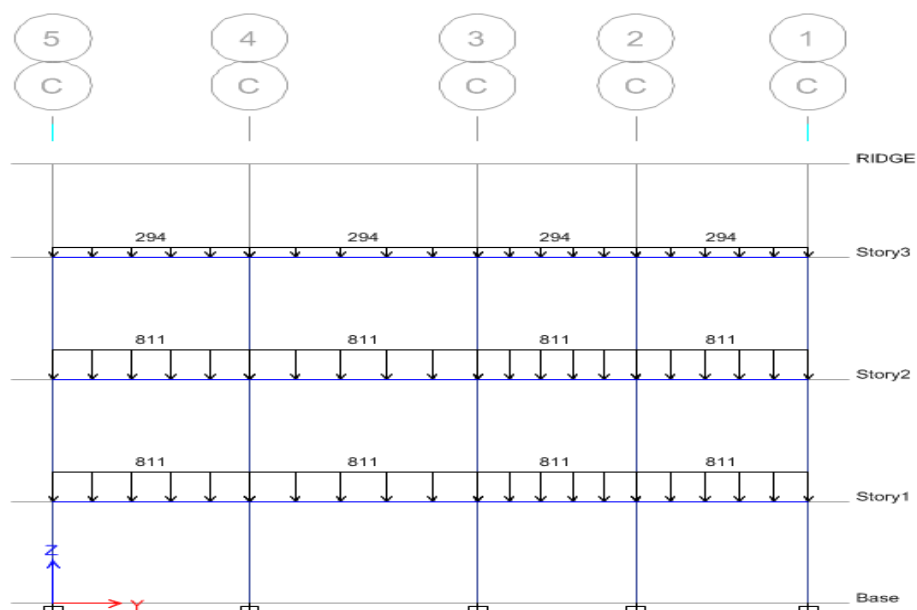
۲-۹-۱۱- بارهای مرده قاب محور A



۱۲-۹-۲ - بارهای مرده قاب محور B



۱۳-۹-۲ - بارهای مرده قاب محور C



فصل سوم: تحلیل و طراحی سازه

۳-۱- تحلیل سازه

با محاسبه و تعیین بارهای ثقلی و جانبی وارد بر سازه، سازه مورد نظر تحت بارهای مورد اشاره آنالیز می شود. برای تحلیل سازه از نرم افزار ETABS نگارش ۲۰۱۵ و جهت تحلیل پی از نرم افزار SAFE نگارش ۲۰۱۴ استفاده شده است.

۳-۱-۱- تغییر مکان نسبی طبقات

پس از تعیین دوره تناوب تحلیلی نرم افزار، ضرایب C و k (تغییر مکان نسبی) برای نیروهای $Exdrift$ و $EYdrift$ به نرم افزار معرفی می شود. پس از تحلیل سازه تغییر مکان های نسبی هر طبقه به صورت زیر محاسبه می گردد:

زلزله EYdrift		زلزله Exdrift		طبقه	
(CM) DriftY	(CM) UY	(CM) DriftX	(CM) UX	ارتفاع طبقه (CM)	نام طبقه
۰.۰۰۲۶۵	۲.۱۲۲	۰.۰۰۴۳۱	۳.۳۳	۹۱۸	بام
۰.۰۰۲۶۵	۱.۲۶۴	۰.۰۰۴۱۴	۱.۹۳۵	۵۹۴	۲
۰.۰۰۱۵۰	۰.۴۰۶	۰.۰۰۲۲۰	۰.۵۹۴	۲۷۰	۱

۰.۰۰۴۱۴ حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه دوم می باشد. بنابراین محاسبات مربوط به تغییر مکان جانبی نسبی به شرح زیر می باشد:

$$C_d = 4.5 \quad \Delta_m = C_d \cdot \Delta_{eu} = 0.019$$

$$h = 9.18 \quad \Delta_a = 0.025h = 0.23 > 0.019 \quad ok$$

۳-۱-۲- محاسبه عرض درز انقطاع

چون ارتفاع ساختمان از هشت طبقه کمتر است بر اساس ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ حداقل درز انقطاع برابر است با پنج هزارم ارتفاع هر طبقه از روی تراز پایه:

$$D = 0.005 \times 918 = 4.6 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

۳-۱-۳- کنترل واژگونی سازه

برای کنترل پایداری سازه از نظر واژگونی ابتدا مختصات مرکز جرم و لنگر واژگونی سازه را از نرم افزار استخراج می کنیم. همچنین مقدار لنگر مقاوم در برابر واژگونی (M_R) نیز باید محاسبه گردد.

جهت محاسبه لنگر مقاوم، وزن موثر سازه ($\sum W_i$) و همچنین فاصله مرکز جرم طبقات از لبه شالوده (L_i) در بحرانی ترین حالت باید محاسبه گردد (منظور از حالت بحرانی کوتاه ترین بعد ساختمان است).

ضریب اطمینان در برابر واژگونی حداقل ۱٫۷۵ می باشد. ($\frac{M_R}{M_0} \geq 1.75$)

۳-۱-۳-۱- مختصات مرکز جرم و مرکز سختی طبقات

TABLE: Centers of Mass and Rigidity						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m
RIDGE	D1	1558.1	1558.1	2.25	8.6	1558.1
Story3	D1	18301.64	18301.64	4.7412	6.5257	19859.74
Story2	D1	20263.66	20263.66	4.8128	6.4472	40123.4
Story1	D1	20024.95	20024.95	4.8001	6.4536	60148.35

Story	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	kgf-s ² /m	m	m	m	m
RIDGE	1558.1	2.25	8.6	2.6851	8.2344
Story3	19859.74	4.5458	6.6885	4.503	6.6733
Story2	40123.4	4.6807	6.5666	4.5539	6.6671
Story1	60148.35	4.7204	6.529	4.5717	6.6783

کوتاه ترین بعد ساختمان ۱۰ متر است که در جهت محور X قرار دارد. کمترین فاصله مرکز جرم سازه از لبه ساختمان، وزن سازه و لنگر مقاوم را محاسبه می کنیم:

$$L_i = \min\{(4.72), (10 - 4.72 = 5.28)\} = 4.72 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^2 W_i = 60148.35 \times 9.806 = 589815 \text{ kgf}$$

$$M_R = \sum W_i L_i = 2783910 \text{ kgf} - \text{m}$$

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
RIDGE	EX	Top	0	-4856.61	0	41766.81	0	0
RIDGE	EX	Bottom	0	-4856.61	0	41766.81	0.21	-12295.05
Story3	EX	Top	0	-49909.14	0	335767.4	0.21	-12295.05
Story3	EX	Bottom	0	-49909.14	0	335767.36	0.08	-177523.94
Story2	EX	Top	0	-82468.2	0	545682.66	0.08	-177523.94
Story2	EX	Bottom	0	-82468.2	0	545682.61	0.33	-452681.44
Story1	EX	Top	0	-97325.89	0	641568.13	0.33	-452681.44
Story1	EX	Bottom	0	-97325.89	0	641568.09	1.39	-721332.48

با توجه به جدول بالا مقدار لنگر واژگونی $721332 \text{ kgf} - m$ نسبت به تراز روی پی ت. لنگر واژگونی نسبت به تراز زیر شالوده به صورت زیر بدست می آید (ارتفاع فنداسیون ۶۰ سانتی متر است):

$$(97326 \times 0.6) + 721332 = 779728 \text{ kgf}$$

۳-۱-۲- محاسبه ضریب اطمینان در برابر واژگونی

ضریب اطمینان در برابر واژگونی بصورت زیر محاسبه می شود:

$$\sum \frac{M_R}{M_O} = \frac{2783910}{779728} = 3.5 > 1.75 \text{ ok}$$

۲-۳- طراحی سازه

طراحی تیرها و ستون های سازه با معرفی مقاطع به نرم افزار Etabs 2015 و کنترل کفایت آن ها پس از چند مرحله تحلیل و طراحی انجام می پذیرد. طراحی اسکلت سازه براساس آیین نامه ACI 2014 و کنترل ضوابط شکل پذیری با استفاده از محث نهم مقررات ملی انجام شده است.

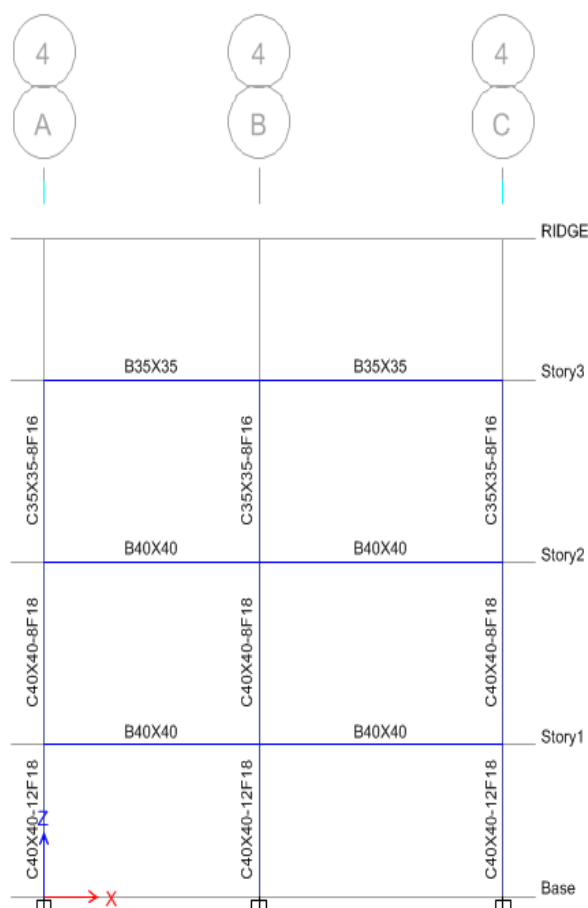
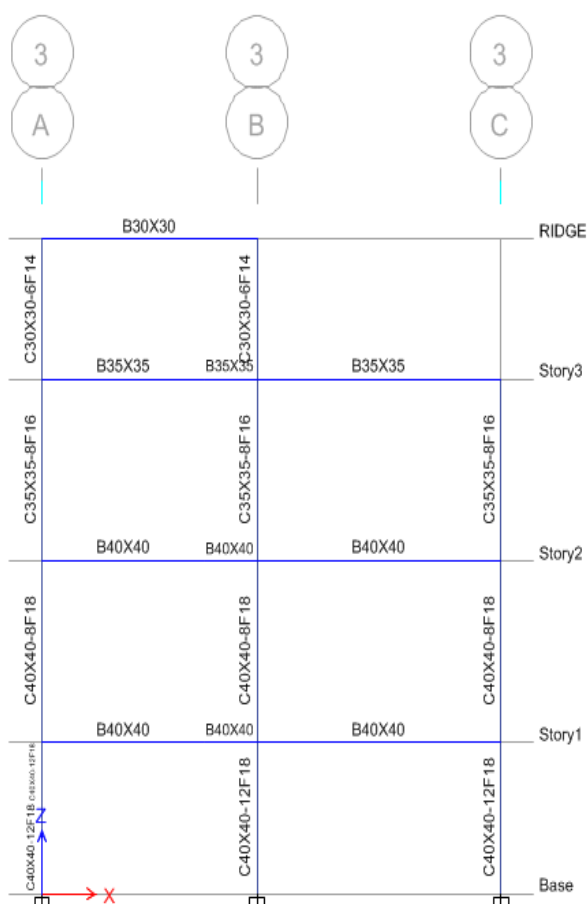
۱-۲-۳- مقاطع اعضا

پس طی چند مرحله تحلیل و طراحی سازه مقاطع نهایی بصورت زیر بدست می آید :

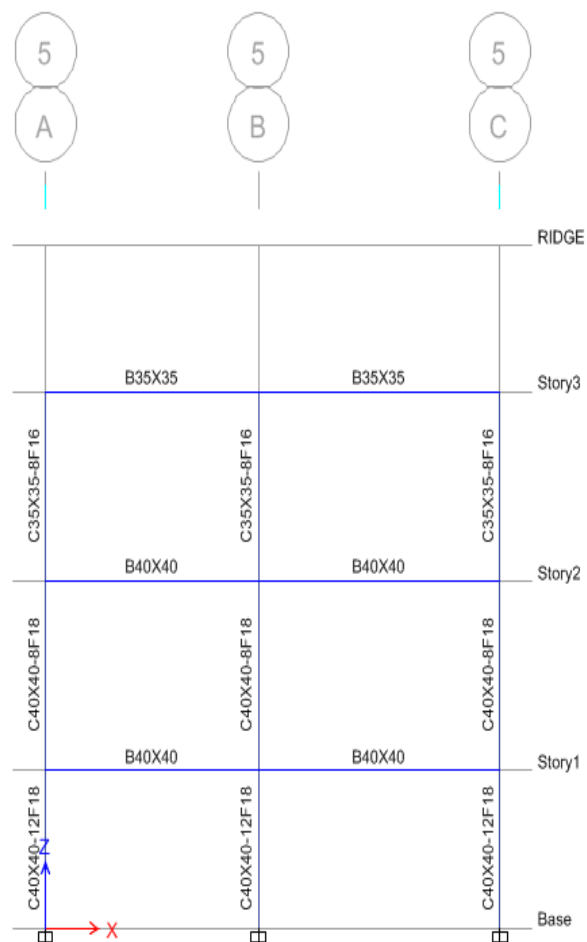
۲-۳-۱-۱- مقاطع قاب های محورها ۱ و ۲



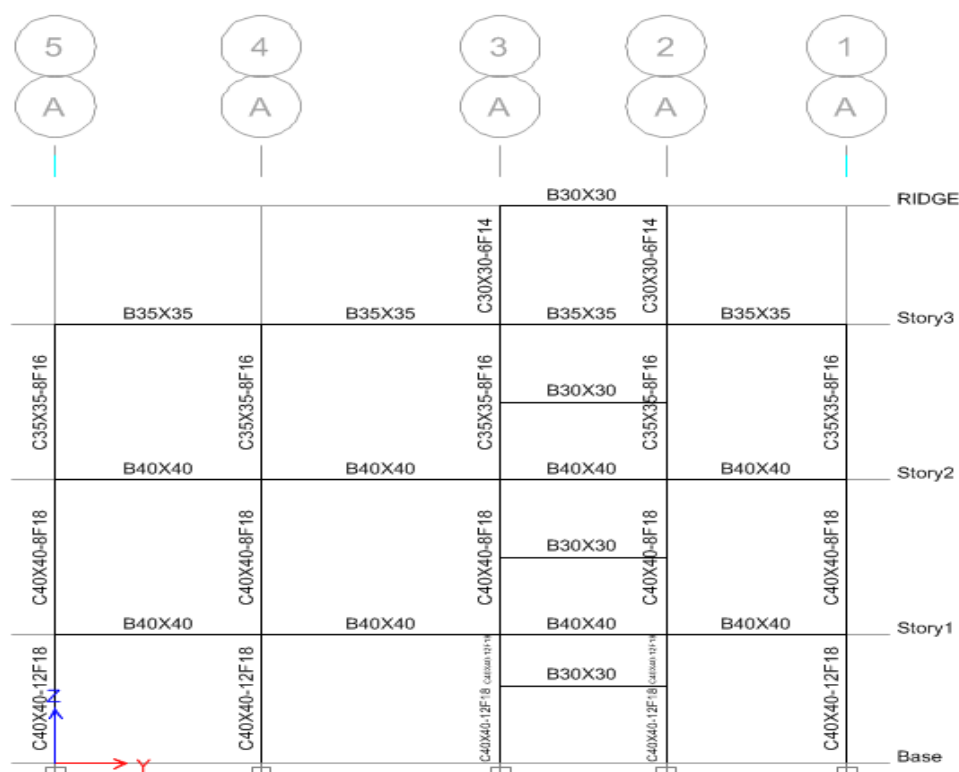
۲-۱-۲-۳ - مقاطع قاب های محورها ۳ و ۴



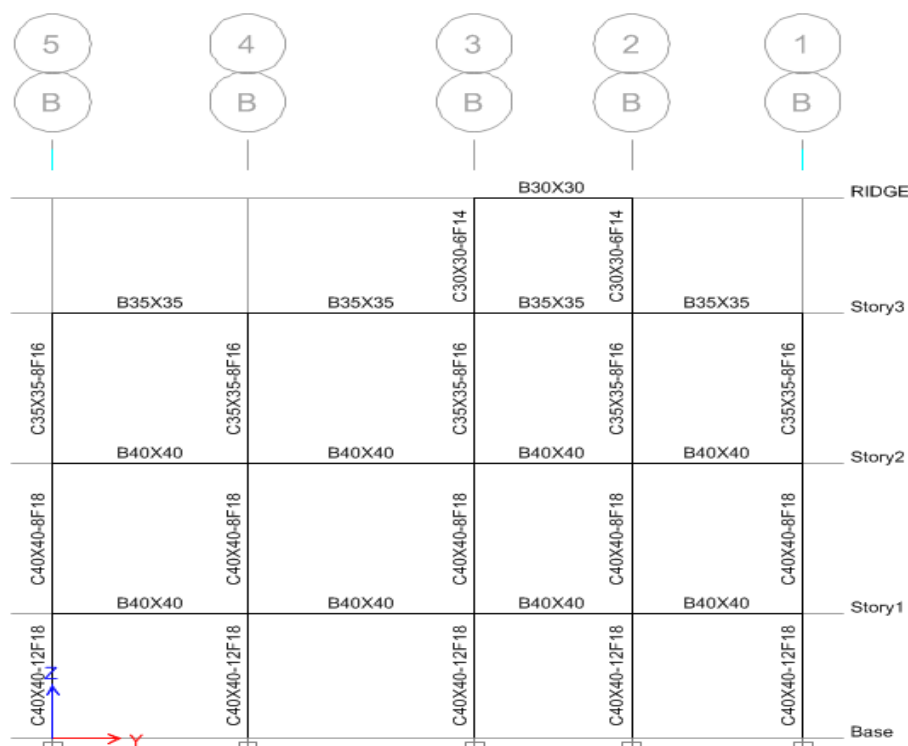
۳-۱-۲-۳ - مقاطع قاب محور ۵



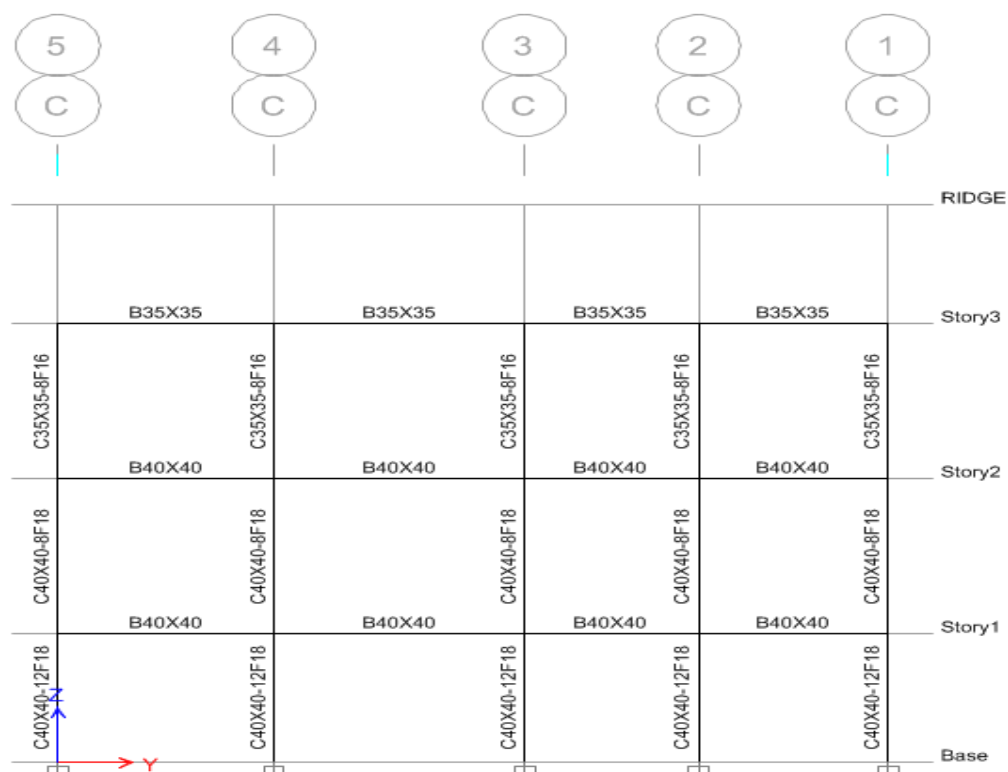
۳-۲-۱-۴- مقاطع قاب محور A



۳-۲-۱-۵- مقاطع قاب محور B



۳-۲-۱-۶- مقاطع قاب محور C



۲-۲-۳- طراحی ستون ها

۱-۲-۲-۳- تیپ بندی ستون ها

با مشخص شدن مقاطع نهایی ۲ تیپ ستون به شرح زیر معرفی می گردد :

• ستون های تیپ C-1 : ستون های محور های A1 ، A4 ، A5 ، B1 ، B4 ، B5 ، C1 ، C4 ، C5

• ستون های تیپ C-2 : ستون های محور های A2 ، A3 ، B2 ، B3

به منظور کنترل صحت نتایج طراحی، ستون تیپ B-1 در طبقه اول را بررسی می کنیم. مقطع نهایی این ستون 40X40 می باشد :

۲-۲-۲-۳- محاسبه میلگردهای طولی در طبقه اول

$$A_s = \frac{n\pi d^2}{4} = 33.97 \text{ cm}^2 \quad \text{if: } d = 18 \text{ mm} \rightarrow n = 12 \quad \text{use } 12\Phi 18$$

۳-۲-۲-۳- کنترل فاصله آزاد و محور تا محور میلگردهای طولی

بر اساس بند ۹-۱۴-۱۱-۱-۲ حداکثر فاصله میلگردهای طولی ۲۰۰ میلی متر است.

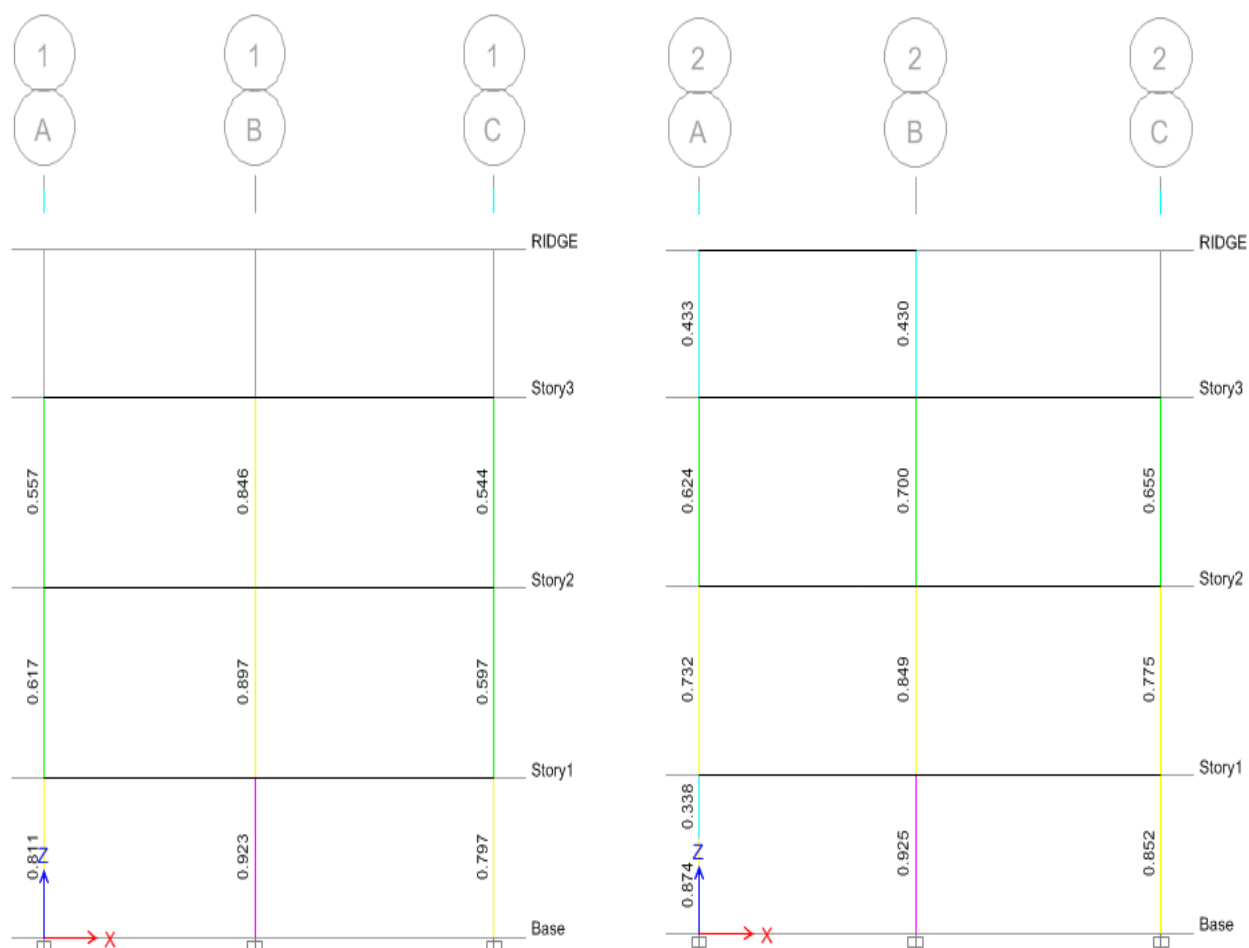
بر اساس بند ۹-۱۴-۱۱-۱-۴ فاصله آزاد هر دو میلگرد طولی در اعضای فشاری برابر است با: $\max \{40\text{mm}, 1.5d_b\}$

با فرض خاموت شماره ۱۰ و ۴۵ میلی متر پوشش بتن برای شرایط محیطی متوسط داریم :

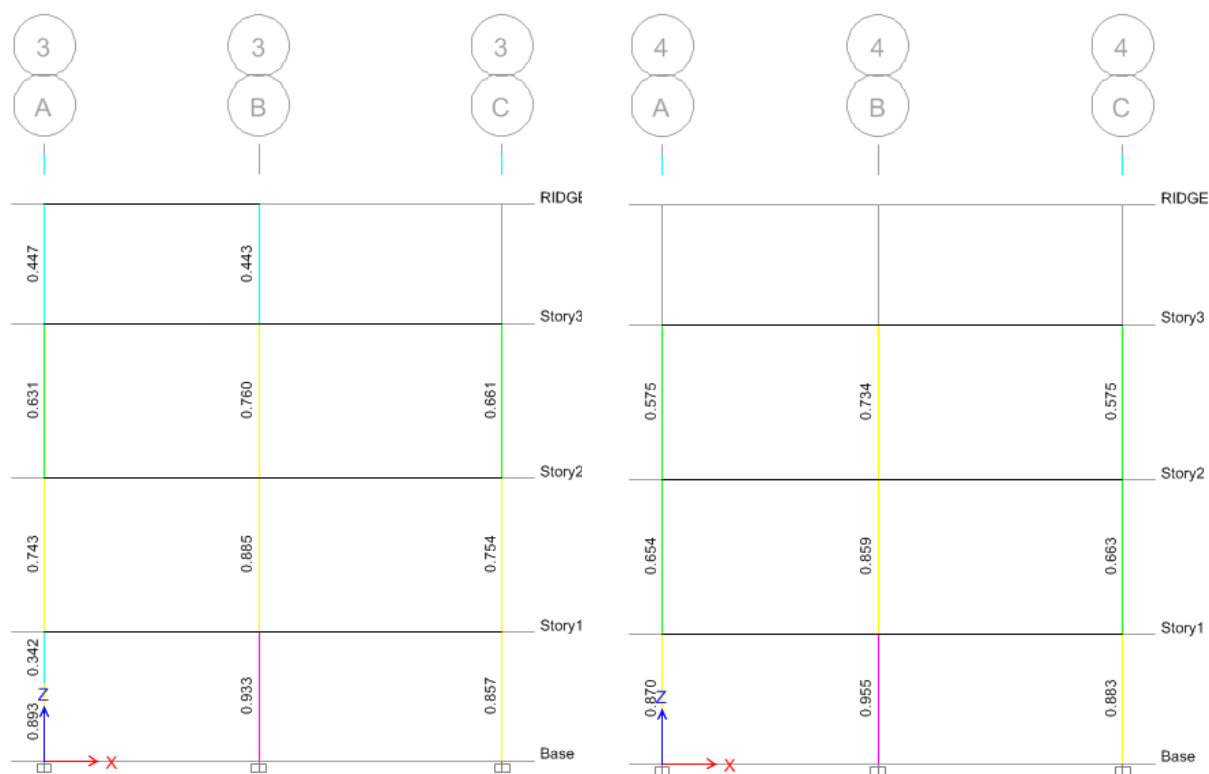
$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = \frac{400 - 2 \times (45 + 10 + 9)}{3} = 90.6 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = (90.6 - 18) = 72.6 > \max \{40\text{mm}, 1.5d_b = 27\text{mm}\} \quad \text{ok}$$

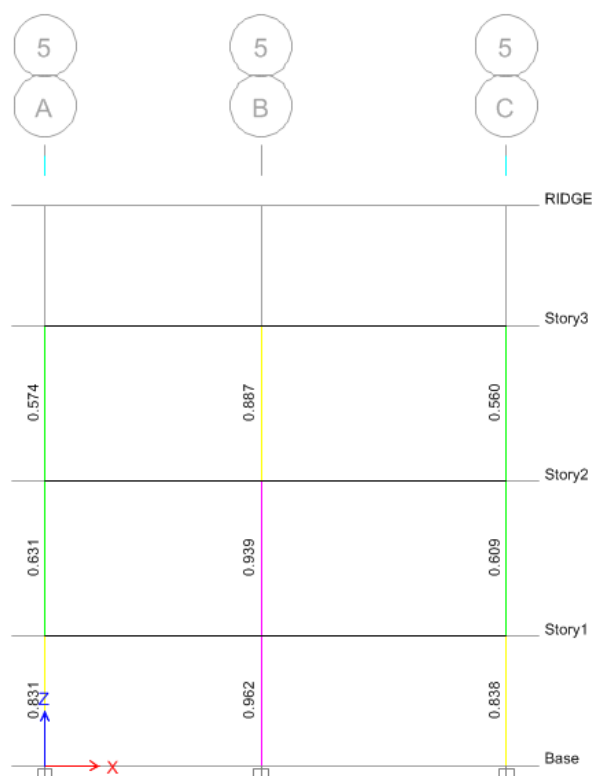
۳-۲-۲-۴- نسبت تنش ها در ستون های قاب های محورها ۱ و ۲



۳-۲-۵- نسبت تنش ها در ستون های قاب های ۳ و ۴

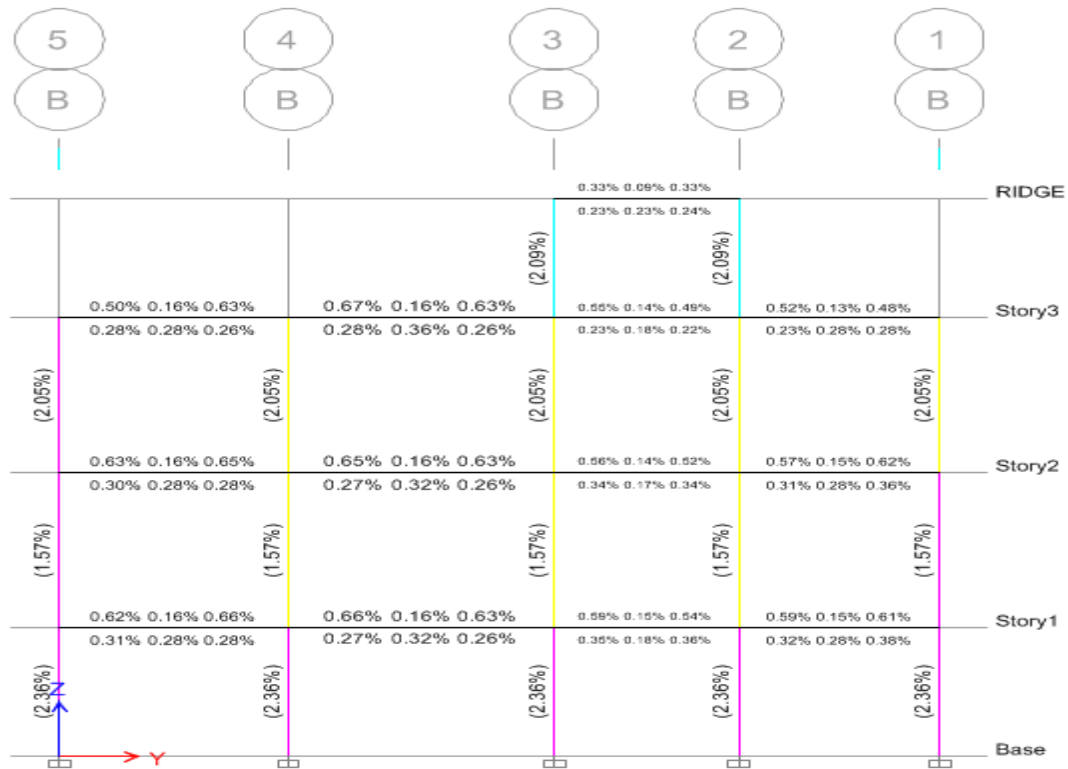


۳-۲-۲-۶- نسبت تنش ها در ستون های قاب محور ۵



۷-۲-۲-۳- کنترل درصد فولاد ستون ها

براساس بند ۹-۲۳-۳-۲-۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مقدار درصد فولاد در ستون ها باید به حداکثر ۳ درصد محدود شود. مطابق خروجی نرم افزار حداکثر درصد فولاد در ستون ها از مقدار ۲,۴ درصد بیشتر گزارش نشده است.



۸-۲-۲-۳- طراحی میلگردهای عرضی ستون ها

۱-۸-۲-۲-۳- محاسبه طول ناحیه ویژه و فاصله بین خاموت ها در این ناحیه

بر اساس بند ۹-۲۳-۳-۲-۴ مبحث نهم مقدار طول ناحیه ویژه در ستون ها (l_0) بصورت زیر بدست می آید :

$$l_0(\text{ستون ها ی طبقه اول}) = \max \begin{cases} \max (c_1, c_2) = 400 \text{ mm} \\ \frac{1}{6} \text{ طول خالص ستون} = \frac{1}{6} \times 2700 = 450 \text{ mm} \rightarrow l_0 = 450 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_0(\text{ستون ها ی طبقات}) = \max \begin{cases} \max (c_1, c_2) = 400 \text{ mm} \\ \frac{1}{6} \text{ طول خالص ستون} = \frac{1}{6} \times 3240 = 540 \text{ mm} \rightarrow l_0 = 540 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

مقدار فاصله های آرماتورهای عرضی (S_0) در ناحیه ویژه بر اساس بند ۹-۲۳-۳-۲-۴ بصورت زیر محاسبه می گردد :

$$\min \begin{cases} \text{قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون} \times 8 = 8 \times 14 = 112 \text{ mm} \\ 24 \times \text{قطر خاموت ها} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \\ 0.5 \times (c_1, c_2) = 0.5 \times 300 = 150 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

۳-۲-۲-۸-۲- محاسبه فاصله بین خاموت ها در ناحیه عادی

مقدار فاصله آرماتورهای عرضی در نواحی عادی (S) بر اساس بند ۹-۱۵-۲ به ترتیب زیر محاسبه می گردد :

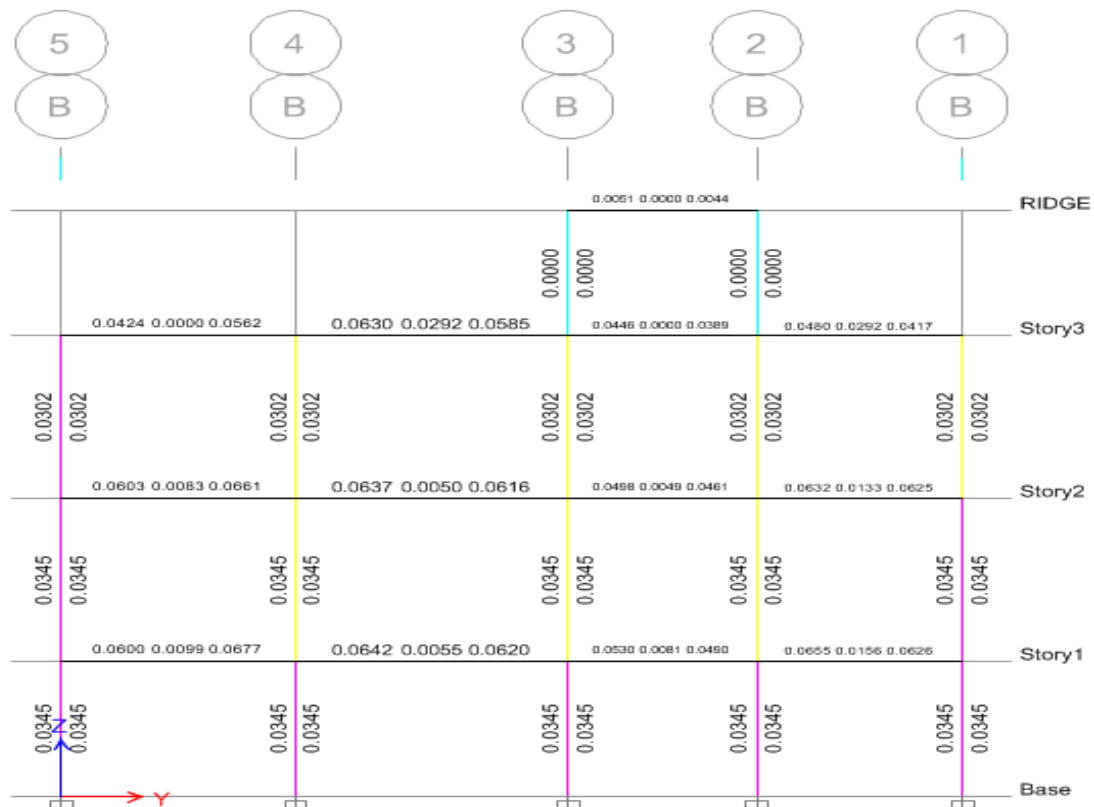
$$\min \begin{cases} 12 \times \text{قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون} = 12 \times 14 = 168 \text{ mm} \\ 36 \times \text{قطر خاموت ها} = 36 \times 10 = 360 \text{ mm} \\ \min (c_1, c_2) = 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

در جهت اطمینان برای تمامی ستون ها از کوچکترین قطر میلگرد طولی و عرضی (۱۴ و ۱۰ میلی متر) و همچنین کوچکترین بعد ستون (۳۰ سانتی متر)، استفاده شده است.

با توجه به محاسبات بالا فاصله میلگردهای عرضی در ناحیه ویژه ۱۰ و در ناحیه عادی ۱۵ سانتی متر در نظر گرفته می شود.

۳-۲-۲-۸-۳- کنترل کفایت $\frac{A_v}{S}$

با توجه به خروجی نرم افزار Etabs حداکثر مقدار $\frac{A_v}{S}$ برای ستون ها مقدار $0.035 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$ است. که در شکل زیر برای ستون های محور A نشان داده شده است.



ستون هایی که دارای ۱۲ عدد میلگرد می باشند باید بوسیله دو خاموت مهار شوند بنابراین مقدار $\frac{A_v}{S}$ در ناحیه عادی و ویژه به ترتیب زیر کنترل می شود :

$$\text{ناحیه ویژه} = \frac{A_v}{S} = \frac{4 \times \pi \times 1^2}{4 \times 10} = 0.314 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} > 0.035 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{ok}$$

$$\text{ناحیه عادی} = \frac{A_v}{S} = \frac{4 \times \pi \times 1^2}{4 \times 15} = 0.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} > 0.035 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{ok}$$

ستون هایی که دارای ۸ عدد میلگرد هستند و با یک خاموت مهار می شوند بصورت زیر کنترل می شوند :

$$\text{ناحیه ویژه} = \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 1^2}{4 \times 10} = 0.157 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} > 0.035 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{ok}$$

$$\text{ناحیه عادی} = \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 1^2}{4 \times 15} = 0.105 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} > 0.035 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{ok}$$

۳-۲-۲-۴ میلگردهای عرضی در محل اتصال تیر به ستون

بر اساس مندرجات بند ۹-۲۳-۳-۴ در محل اتصال تیر به ستون، طول ناحیه ای که میلگرد عرضی باید قرار گیرد (l) و همچنین فواصل بین آن ها (s_1) بصورت زیر بدست می آید :

$$l = \max \begin{cases} \text{ارتفاع تیر} \\ \text{ارتفاع دال} \end{cases} \quad S_1 < 1.5S_0$$

در جهت اطمینان از همان میلگردهای عرضی ناحیه ویژه در محل اتصال نیز استفاده می شود.

use $\Phi 10 @ 10cm$

۳-۲-۲-۵ میلگردهای عرضی در محل اتصال ستون به شالوده

بر اساس بند ۹-۲۳-۳-۲-۷ در محل اتصال ستون به فنداسیون آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل ۳۰۰ میلی متر با آرماتورهای عرضی تقویت گردد.

use $\Phi 10 @ 10cm$ $L = 30cm$

۳-۲-۲-۹ محاسبه طول مهاري آرماتورهای ستون

مقدار طول مهاري آرماتورهای انتظار در داخل پی برابر است با بیشترین مقدار بین طول مهاري کششی و فشاری. قطر آرماتورهای شالوده ۱۸ میلی متر است.

بر اساس بند ۹-۲۱-۲-۷-۱ مبحث نهم طول گیرایی مستقیم قبل از شروع خم برابر است با :

$$l_{dh} = [0.24k_1k_2\beta\lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}]d_b \geq \max\{150mm, 8d_b\} = [0.24 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 21}}] \times 18 \rightarrow l_{dh} = 397.5mm$$

$$l_{dc} = \max \left\{ [0.24 \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} d_b, [0.05f_{yd}] d_b \right\} > 200mm$$

$$= \max \left\{ [0.24 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 21}} \times 18, [0.05 \times 0.85 \times 400] \times 18 \right\} = 397.5mm > 200mm$$

۱۰-۲-۲-۳- محاسبه طول وصله آرماتورهای انتظار

جهت محاسبه طول وصله میلگردهای انتظار ستون از رابطه وصله میلگردهای کششی (بند ۹-۲۱-۴-۲-۱) استفاده می شود.

$$l_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \times \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \times d_b = \left(\frac{0.86 \times 0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 21}} \times \frac{0.8}{1.5} \right) \times 18 \rightarrow l_d = 759.7 \text{ mm}$$

$$1.3 l_d = 987.7 \text{ mm} \sim n$$

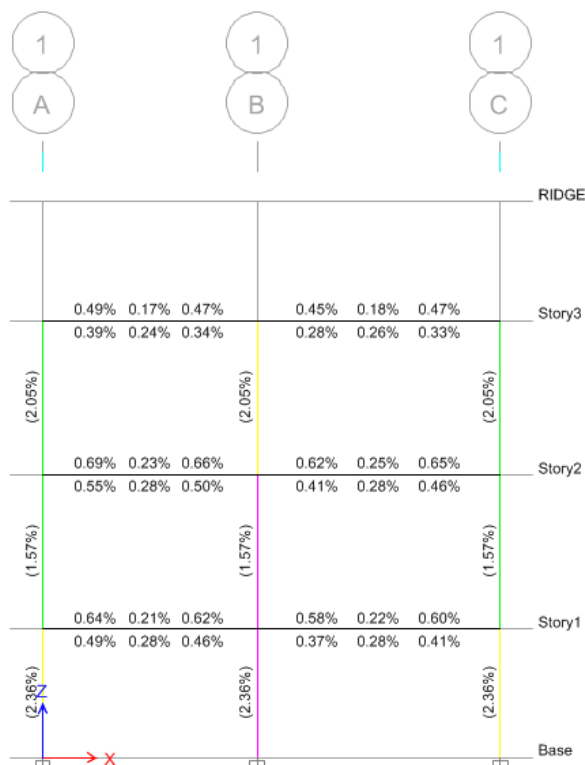
۳-۲-۳- طراحی تیرها

مقدار درصد فولاد تیرها در ۳ ناحیه توسط نرم افزار Etabs گزارش می شود. برای میلگردهای سراسری یک درصد فولاد حداقل بصورت سرتاسری در طول تیر در نظر گرفته و در نواحی که به آرماتور بیشتر نیاز است از آرماتورهای تقویتی استفاده می شود.

ابتدا درصد فولاد کلیه تیرهای را کنترل کرده و سپس به عنوان نمونه میلگردهای تیر قاب شماره ۱ در طبقه اول را طراحی می کنیم.

۱-۳-۲-۳- کنترل درصد فولاد تیرها

براساس بند ۹-۱۴-۵-۱ درصد فولاد تیرها باید به حداکثر ۲٫۵ درصد محدود شود. در این پروژه حداکثر درصد فولاد ۰٫۷ درصد است که از مقدار مجاز کمتر می باشد.



۲-۳-۲-۳ محاسبه آرماتورهای سراسری

سطح مقطع فولاد حداقل بر اساس بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ بصورت زیر محاسبه می گردد :

$$A_{smin} = \max\left(\frac{1.4bd}{f_y}, \frac{0.25bd\sqrt{f_c}}{f_y}\right)$$

مقطع نهایی تیر 40×40 است بنابراین سطح مقطع حداقل بصورت بدست می آید :

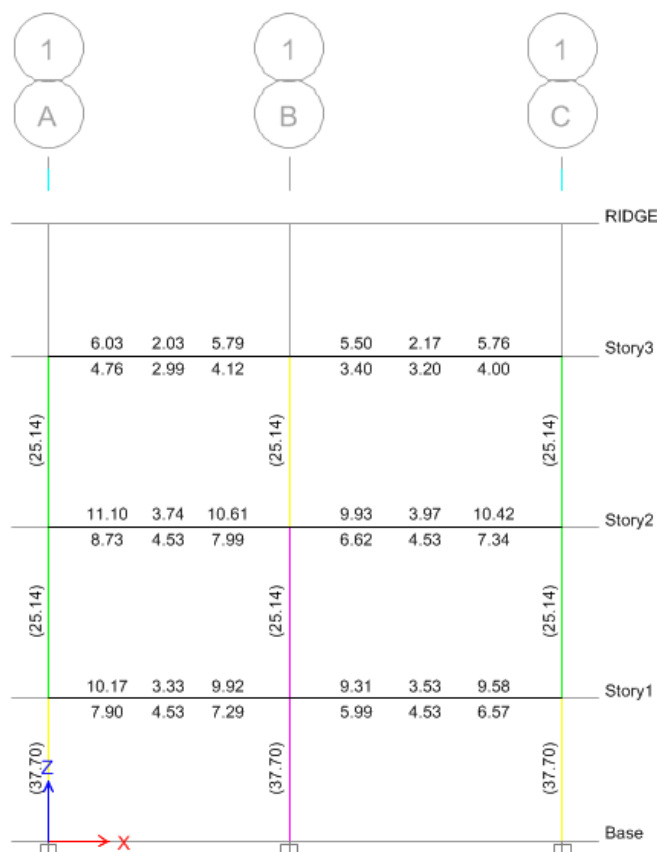
$$A_{smin} = \max\left(\frac{1.4 \times 400 \times 337}{400}, \frac{0.25 \times 337 \times 400 \sqrt{21}}{400}\right) \rightarrow A_{smin} = 4.71 \text{ cm}^2$$

بنابراین $A_s = 4.71 \text{ cm}^2$ حداقل سطح مقطع میلگرد های سراسری می باشد. بدلیل اینکه ایستگاه های میانی بعضی از تیرها مقداری بیش از سطح مقطع حداقل را نشان می دهند، جهت ملاحظات تیپ بندی $A_s = 5.20 \text{ cm}^2$ را برای سطح مقطع میلگردهای سراسری انتخاب می کنیم.

$$5.20 = \frac{n\pi d^2}{4}$$

$$\text{if: } d = 16 \text{ mm} \rightarrow n = 3$$

$$\text{use } \begin{cases} 3\Phi 16 \text{ Top} \\ 3\Phi 16 \text{ Bot} \end{cases}$$



۱-۲-۳-۲-۳ - کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای سراسری

بر اساس بند ۹-۱۴-۱۱-۱-۲ حداکثر فاصله میلگردهای طولی ۲۰۰ میلی متر است.

بر اساس بند ۹-۱۴-۱۱-۱-۲ فاصله آزاد هر دو میلگرد طولی در اعضای فشاری برابر است با: $\max \{25mm, d_b\}$

با فرض استفاده از خاموت شماره ۱۰ و ۴۵ میلی متر پوشش بتن برای شرایط محیطی متوسط داریم:

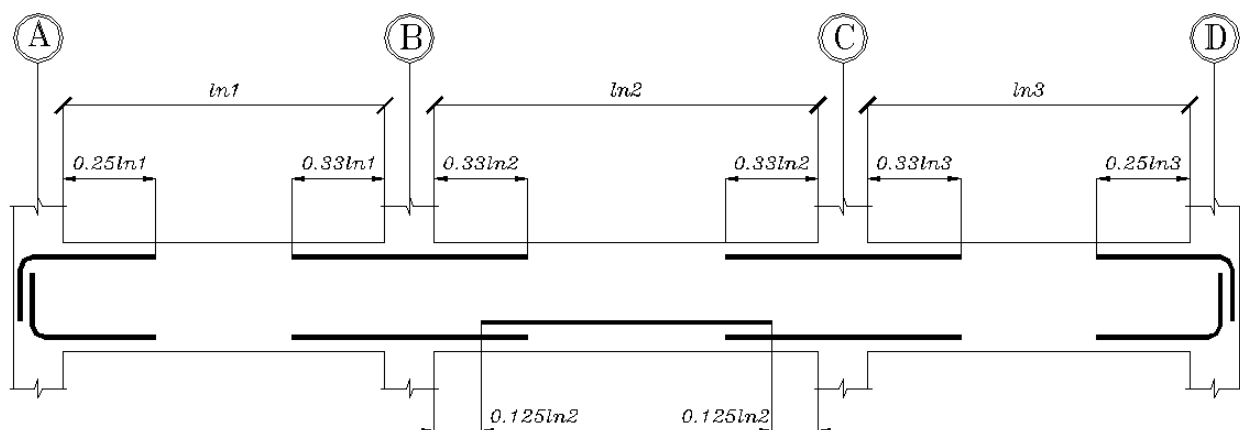
$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = \frac{400 - 2 \times (45 + 10 + 8)}{2} = 137mm < 200mm$$

$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = (137 - 16) = 121 > \max \{25mm, d_b = 16mm\} \text{ ok}$$

۴-۳-۲-۳ - محاسبه میلگردهای طولی تقویتی

برای بدست آوردن سطح مقطع آرماتورهای تقویتی، مقدار سطح مقطع آرماتورهای سراسری را از مقدار گزارش شده در ایستگاه های روی تیرها کم می کنیم. بر اساس بند ۹-۲۱-۳-۱-۳ آرماتورهای تقویتی از نقطه قطعشان باید به اندازه $\max \{12d_b, d\}$ ادامه پیدا کنند.

برای تعیین محل قطع آرماتورهای تقویتی از الگوی ساده شده زیر استفاده می کنیم:



۳-۲-۳-۱- محاسبه میلگردهای طولی تقویتی در تکیه گاه سمت چپ

برای میلگردهای تقویتی از میلگرد شماره ۱۸ استفاده می کنیم :

$$A_s = 10.17 - \frac{3 \times \pi \times 1.6^2}{4} = 4.13 \quad 4.13 = \frac{n \times \pi \times 1.8^2}{4} \rightarrow n = 2 \quad \text{use } 2\Phi 18 \text{ Top}$$

$$A_s = 7.90 - \frac{3 \times \pi \times 1.6^2}{4} = 1.86 \quad 1.86 = \frac{n \times \pi \times 1.8^2}{4} \rightarrow n = 1 \quad \text{use } 1\Phi 18 \text{ Bot}$$

۳-۲-۳-۲- کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای طولی

$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = \frac{400 - 2 \times (45 + 10 + 9)}{4} = 68 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = (68 - 18) = 50 \text{ mm} > \max \{25 \text{ mm}, d_b = 16 \text{ mm}\} \quad \text{ok}$$

۳-۲-۳-۳- محاسبه طول میلگرد تقویتی

$$L = 0.25L_n = 0.25 \times 410 \text{ cm} = 102.5 \text{ cm}$$

$$\max \{12d_b, d\} = \max \{21.6, 33.6\} \rightarrow L = 102.5 + 33.6 = 136 \text{ cm} \sim 150 \text{ cm}$$

۳-۲-۳-۴- محاسبه طول مهار

طول مستقیم قبل از شروع خم

$$l_{dh} = \left[0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \geq \max \{150 \text{ mm}, 8d_b\} = \left[0.24 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 21}} \right] \times 18 \rightarrow l_{dh} = 400 \text{ mm}$$

حداقل قطر خم

$$D = 6d_b = 6 \times 18 = 108 \text{ mm}$$

طول مستقیم بعد از خم

$$L = 12d_b = 12 \times 18 = 216 \text{ mm}$$

۳-۲-۳-۴-۵- محاسبه میلگردهای طولی تقویتی در تکیه گاه میانی

برای میلگردهای تقویتی از میلگرد شماره ۱۸ استفاده می کنیم :

$$A_s = 9.92 - \frac{3 \times \pi \times 1.6^2}{4} = 3.88 \quad 3.88 = \frac{n \times \pi \times 1.8^2}{4} \rightarrow n = 2 \quad \text{use } 2\Phi 18 \text{ Top}$$

$$A_s = 7.29 - \frac{3 \times \pi \times 1.6^2}{4} = 1.25 \quad 1.25 = \frac{n \times \pi \times 1.8^2}{4} \rightarrow n = 1 \quad \text{use } 1\Phi 18 \text{ Bot}$$

۳-۲-۳-۴-۶- کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای طولی

$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = \frac{400 - 2 \times (45 + 10 + 9)}{4} = 68 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = (68 - 18) = 50 \text{ mm} > \max \{25 \text{ mm}, d_b = 16 \text{ mm}\} \text{ ok}$$

۳-۲-۳-۴-۷- محاسبه طول میلگرد تقویتی

$$L_1 = 0.33L_{n1} = 0.33 \times 410 \text{ cm} = 135.3 \text{ cm}$$

$$\max \{12d_b, d\} = \max \{21.6, 33.6\} \rightarrow L_1 = 135.3 + 33.6 = 170 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0.33L_{n2} = 0.33 \times 511 \text{ cm} = 170.3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow L_2 = 170.3 + 33.6 = 204 \text{ cm} \sim 200 \text{ cm}$$

$$L = L_1 + L_2 + (\text{عرض ستون}) = 170 + 200 + 40 = 410 \text{ cm} \sim 400 \text{ cm}$$

۳-۲-۳-۴-۸- کنترل طول مهاري

$$l_d = \left[\frac{0.86f_{yd}}{\sqrt{fcd}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)} \right] \times d_b = \left(\frac{0.86 \times 0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 21}} \times \frac{1.3 \times 0.8}{1.5} \right) \times 18 \rightarrow l_d = 987.7 \text{ mm ok}$$

۳-۲-۳-۹- محاسبه میلگردهای طولی تقویتی در تکیه گاه سمت راست

$$A_s = 9.58 - \frac{3 \times \pi \times 1.6^2}{4} = 3.54 \quad 3.54 = \frac{n \times \pi \times 1.8^2}{4} \rightarrow n = 2 \quad \text{use } 2\Phi 18 \text{ Top}$$

$$A_s = 6.57 - \frac{3 \times \pi \times 1.6^2}{4} = 0.53 \quad 0.53 = \frac{n \times \pi \times 1.8^2}{4} \rightarrow n = 1 \quad \text{use } 1\Phi 18 \text{ Bot}$$

۳-۲-۳-۱۰- کنترل فاصله آزاد و محور به محور میلگردهای طولی

$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = \frac{400 - 2 \times (45 + 10 + 9)}{4} = 68 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

$$\text{فاصله آزاد میلگردها} = (68 - 18) = 50 \text{ mm} > \max \{25 \text{ mm}, d_b = 16 \text{ mm}\} \quad \text{ok}$$

۳-۲-۳-۱۱- محاسبه طول میلگرد تقویتی

$$L = 0.25 L_n = 0.25 \times 471 \text{ cm} = 118 \text{ cm}$$

$$\max \{12d_b, d\} = \max \{21.6, 33.6\} \rightarrow L = 118 + 33.6 = 150 \text{ cm}$$

۳-۲-۳-۱۲- محاسبه طول مهاري

طول مستقیم قبل از شروع خم

$$l_{dh} = \left[0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \geq \max \{150 \text{ mm}, 8d_b\} = \left[0.24 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 21}} \right] \times 18 \rightarrow l_{dh} = 400 \text{ mm}$$

حداقل قطر خم

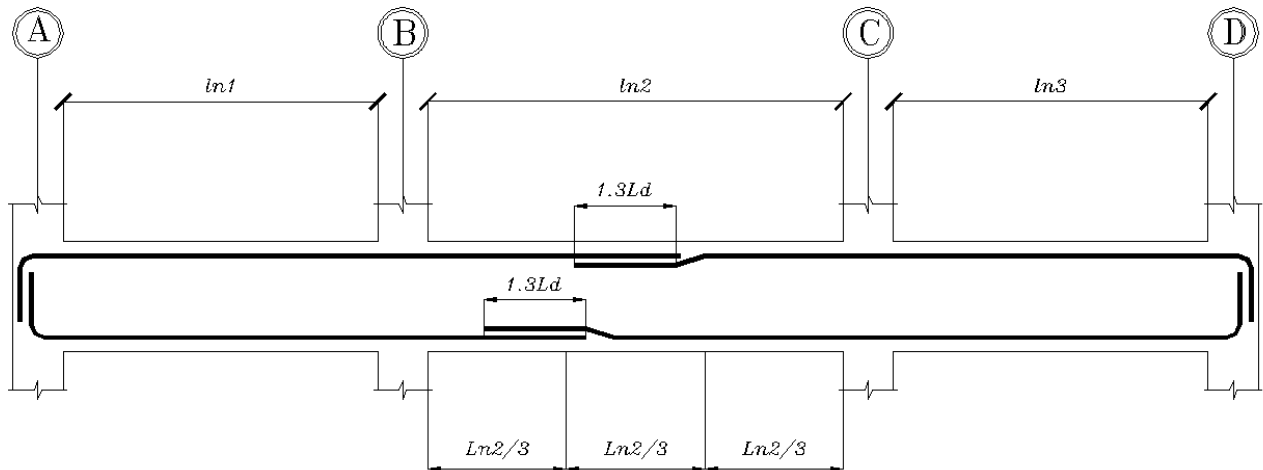
$$D = 6d_b = 6 \times 18 = 108 \text{ mm}$$

طول مستقیم بعد از خم

$$L = 12d_b = 12 \times 18 = 216 \text{ mm}$$

۳-۲-۳-۴-۱۳ - محاسبه طول وصله های پوششی

طول وصله های پوششی براساس مندرجات بند ۹-۲۱-۴-۲-۱ حداقل برابر با $1.3l_d$ است. محل وصله آرماتورهای سراسری تیرها برای میلگردهای فوقانی در موقعیت یک سوم میانی و برای میلگردهای تحتانی در موقعیت یک سوم انتهایی تیر انجام می پذیرد:



$$l_d = \left[\frac{0.86f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)} \right] \times d_b = \left(\frac{0.86 \times 0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 21}} \times \frac{1.3 \times 0.8}{1.5} \right) \times 16 \rightarrow l_d = 878 \text{ mm}$$

$$1.3l_d = 1.3 \times 878 = 1500 \text{ mm}$$

۳-۲-۳-۵ - طراحی آرماتورهای عرضی تیرها

۳-۲-۳-۵-۱ - محاسبه طول ناحیه ویژه و فاصله بین خاموت ها در این ناحیه

بر اساس بند ۹-۲۳-۳-۱-۴ و ۹-۲۳-۳-۱-۵ طول ناحیه ویژه و فاصله بین آرماتورهای عرضی در این ناحیه بصورت زیر محاسبه می شود:

$$\text{طول ناحیه ویژه} = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{فاصله خاموت ها در ناحیه ویژه} = \min \begin{cases} \frac{1}{4} \times \text{ارتفاع موثر} = \frac{1}{4} \times 336 = 84 \text{ mm} \\ 8 \times \text{قطر آرماتور طولی} = 8 \times 16 = 128 \text{ mm} \\ 24 \times \text{قطر خاموت} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

فاصله خاموت ها را در ناحیه ویژه ۱۰ سانتی متر در نظر می گیریم.

۲-۳-۲-۳- محاسبه فاصله بین خاموت ها در ناحیه عادی

بر اساس بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۶ بصورت زیر بدست می آید :

$$S = \frac{d}{2} = \frac{336}{2} = 168 \text{ mm}$$

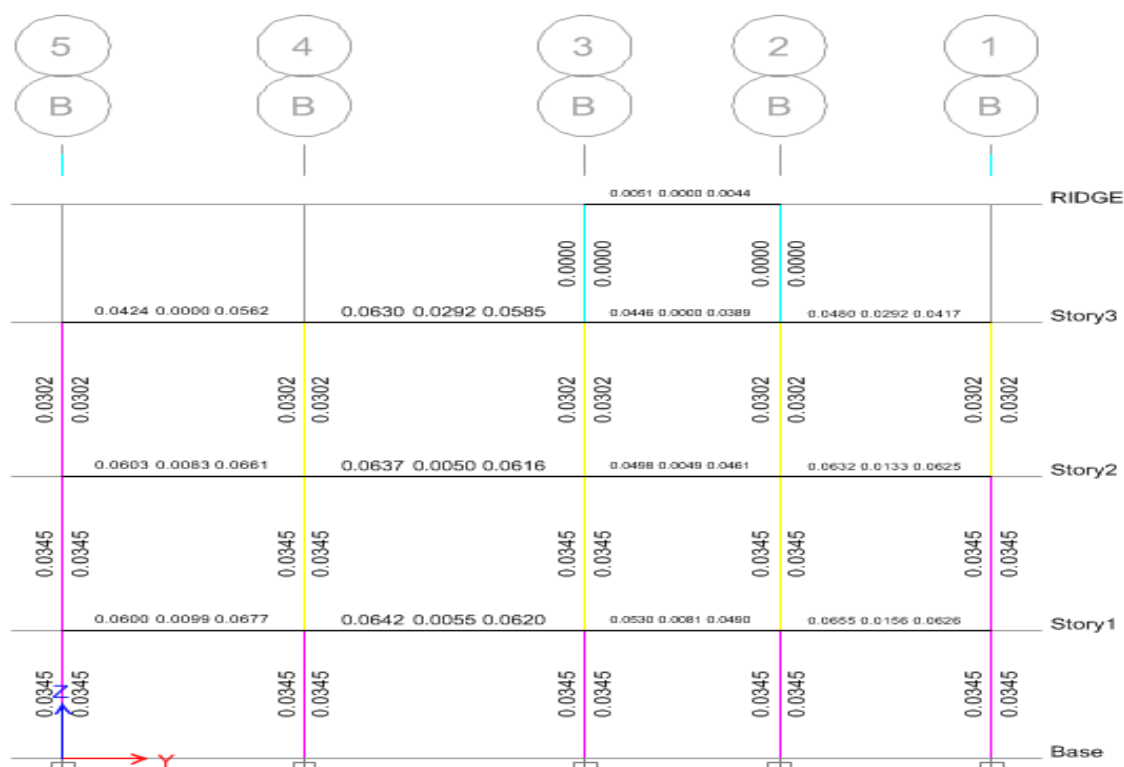
فاصله تنگ ها در ناحیه عادی را ۱۵ سانتی متر در نظر می گیریم.

۳-۲-۳-۳- کنترل کفایت $(\frac{A_v}{S})$

بر اساس بند ۹-۱۵-۳-۶ مقدار آرماتور برشی حداقل بصورت زیر بدست می آید :

$$\frac{A_{svmin}}{S_n} = 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yv}} = 0.06 \sqrt{210} \times \frac{400}{300} \rightarrow \frac{A_{svmin}}{S_n} = 0.012 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

با توجه به خروجی نرم افزار Etabs حداکثر مقدار $\frac{A_v}{S}$ برای تیرها $0.065 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$ است که در شکل زیر برای تیرهای محور A نشان داده شده است. این مقدار از حداقل مقدار آرماتور برشی بیشتر است.



با استفاده از خاموت شماره ۱۰ داریم :

$$\text{ناحیه ویژه} = \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 1^2}{4 \times 10} = 0.157 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} > 0.047 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{ok}$$

$$\text{ناحیه عادی} = \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 1^2}{4 \times 15} = 0.105 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} > 0.047 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{ok}$$

۳-۲-۳- محاسبه طول مهارى ميلگردهاى عرضى

حداقل قطر خم بر اساس بند ۹-۲۱-۳-۲ بصورت زیر محاسبه می شود :

$$D = 4d_b = 4 \times 10 = 40\text{mm}$$

طول مستقیم بعد از خم بر اساس مندرجات بند ۹-۲۱-۲-۲ بصورت زیر محاسبه می شود :

$$L = 6d_b = 60\text{ mm} > 60\text{mm} \quad \text{ok}$$

۳-۲-۶- طراحی تیرچه هاى بتنى

طراحی تیرچه هاى بتنى با استفاده از کتاب راهنمای اتصالات در سازه هاى فولادى (فصل سوم جداول و منحنى هاى طرح سقف تیرچه بلوک) انجام می شود. برای استفاده از نمودارهاى کتاب مورد اشاره باید بار ضریبدار واحد سطح و طول دهانه محاسباتى تیرچه ها به ترتیب روى محورهای قائم و افقى دیاگرام مشخص شود. بدین ترتیب آرماتور هاى طولی تیرچه ها تعیین می گردد. محاسبات مربوطه به شرح زیر می باشد :

$$618 \text{ kg / m}^2 \quad \text{بار مرده سقف ها}$$

$$200 \text{ kg / m}^2 \quad \text{بار زنده سقف ها}$$

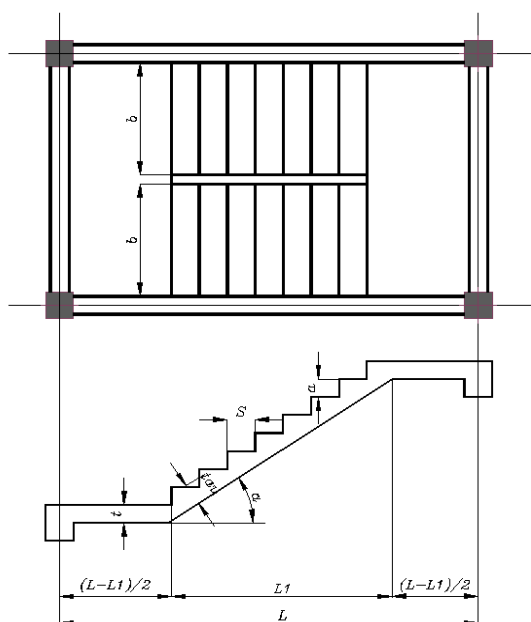
$$q_u = 1.4DL + 1.7LL = 1250 \text{ kg/m}^2$$

جدول زیر نتایج حاصل از طراحی تیرچه ها می باشد. ارتفاع کل تیرچه ها ۳۰ سانتی متر، مقاومت فولاد مصرفی ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی مربع و بتن مصرفی ۲۴۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

تیب تیرچه	طول تیرچه	میلگردهای تحتانی	میلگرد های فوقانی	میلگردهای برشی
J1	$< 3.00m$	$2\phi 8$	$1\Phi 10$	$1\phi 6$
J2	$3.00 - 3.5m$	$2\phi 8 + 1\phi 6$	$1\Phi 10$	$1\phi 8$
J3	$3.60 - 4.00m$	$2\Phi 10 + 1\phi 6$	$1\Phi 10$	$1\phi 8$
J4	$4.10 - 5.40m$	$2\Phi 12 + 1\Phi 10$	$1\Phi 12$	$2\phi 8$
J5	$5.50 - 6.00m$	$2\Phi 14 + 1\Phi 10$	$1\Phi 12$	$2\phi 8$

۲-۲-۳- طراحی پله

۲-۲-۳-۱- داده های ورودی و مشخصات مصالح :



$f_c =$	21	N/mm^2	مقاومت مشخصه بتن
$f_y =$	400	N/mm^2	تنش تسلیم فولاد
$d =$	140	mm	ارتفاع موثر
$h =$	150	mm	ارتفاع پله ها
$s =$	300	mm	عرض پله ها
$t =$	200	mm	ضخامت پاگرد
$b =$	1100	mm	عرض راه پله
$LL =$	5.00	N/mm^2	بار زنده
$p =$	40	mm	نازک کاری
$L =$	4900	mm	طول پله
$L1 =$	2400	mm	طول شمشیری

۲-۲-۳-۲- محاسبه زاویه شیب راه پله :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{s}{a}\right) = 0.46$$

$$\cos \alpha = 0.89$$

۲-۲-۳-۳- محاسبه ضخامت متوسط جان پله :

$$t_{av} = \frac{0.5as + t\sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}} = 267.08 \text{ mm}$$

۲-۲-۳-۴- محاسبه بارهای وارد بر پله :

$t_{av} * L * 25$	=	7.34 KN/m	وزن شمشیری
$t * L * 25$	=	5.50 KN/m	وزن پاگرد
$p * L * 22$	=	0.97 KN/m	وزن نازک کاری

وزن شمشیری + وزن نازک کاری	=	8.31 KN/m	بار مرده کل شمشیری در امتداد شیب
$\cos \alpha$ / بار مرده کل شمشیری	=	9.29 KN/m	بار مرده کل شمشیری در امتداد افق

وزن پاگرد + وزن نازک کاری	=	6.47 KN/m	بار مرده پاگرد
$L \times LL$	=	5.50 KN/m	بار زنده

$q_{u1} =$	1.4 (بار مرده شمشیری) + 1.7 (بار زنده)	=	22.36 KN/m	بار ضریب دار شمشیری
$q_{u2} =$	1.4 (بار مرده پاگرد) + 1.7 (بار زنده)	=	18.41 KN/m	بار ضریب دار پاگرد

۳-۲-۷-۵- محاسبات نیروی برشی و لنگر خمشی ماکزیمم:

$$V_{max} = \frac{1}{2} [L \times q_{u2} + (q_{u1} - q_{u2}) \times L_1] = 49.84 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 91.74 \text{ KN} \quad \text{ok}$$

$$M_{max} = \frac{q_{u2} l^2}{8} + \frac{(q_{u2} - q_{u1}) l_1}{8} (2L - L_1) = 64.02 \text{ KN.m}$$

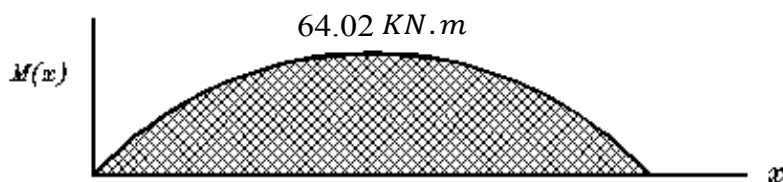
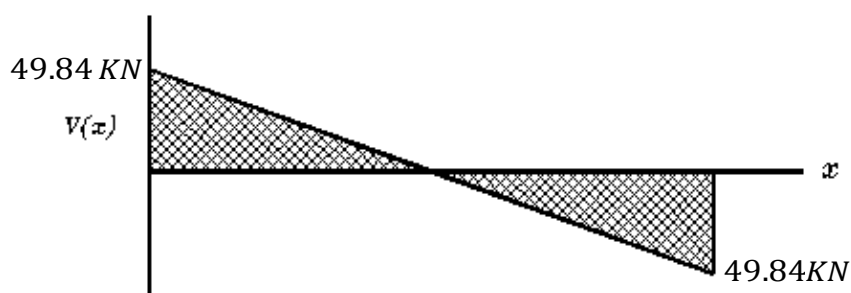
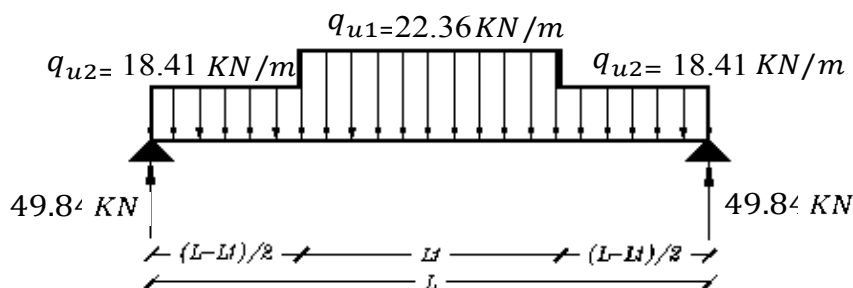
$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s f_y (0.85d)} = 1582 \text{ mm}^2$$

با استفاده از میلگرد ۱۶ داریم:

$$\text{use } 8\Phi 16 \quad A_s = 1608 \text{ mm}^2$$

فاصله بین میلگرها بصورت زیر بدست می آید:

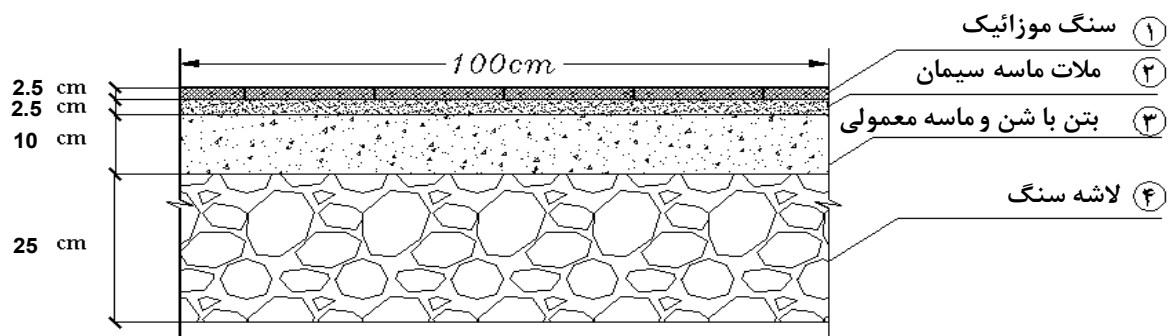
$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگرها} = \frac{1100 - 2 \times (45 + 16)}{7} = 140 \text{ mm} \quad \text{use } \Phi 16 @ 15 \text{ cm}$$



۳-۲-۸- طراحی شالوده

برای طراحی شالوده از نرم افزار *SAFE* نگارش ۲۰۱۴ استفاده شده است. فنداسیون سازه از نوع نواری و مقاومت فشاری بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع است. عرض نوارهای کناری ۱۷۰ و نوارهای میانی ۱۰۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع شالوده ۶۰ و مقاومت مجاز خاک ۱ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

۳-۲-۸-۱- بار کف سازی و بار زنده روی پی



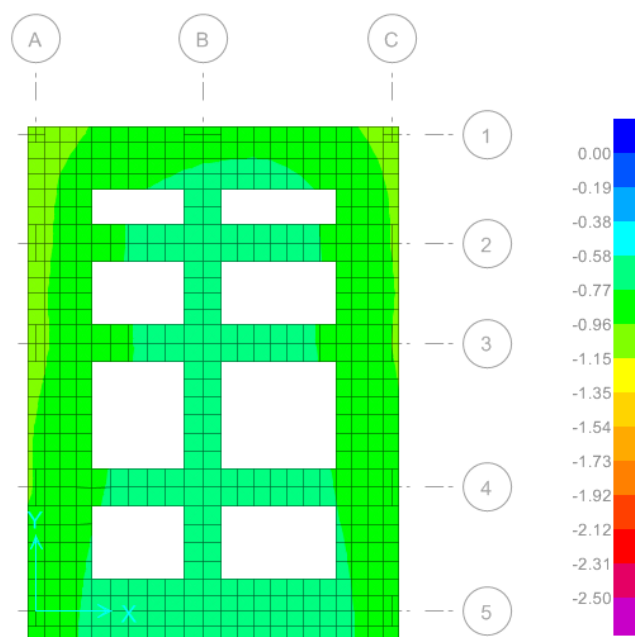
ردیف	نام بار	وزن واحد حجم (kg / m^3)	ضخامت (cm)	وزن واحد سطح (kg / m^2)
۱	سنگ موزائیک	۲۴۰۰	۲.۵	۶۰
۲	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
۳	بتن با شن و ماسه معمولی	۲۴۰۰	۱۰	۲۴۰
۴	لاشه سنگ	۱۴۰۰	۲۵	۳۵۰
مجموع			۴۰	۷۰۳

مطابق جزئیات و محاسبات ارائه شده در بالا، بار ۴۰ سانتی متر کف سازی معادل ۷۰۳ کیلوگرم بر مترمربع است که به همراه ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع بار زنده به عناصر سطحی پی وارد می شود.

۳-۲-۸-۲- کنترل نشست پی

برای کنترل نشست یکنواخت پی یک ترکیب بار پوش از ترکیب بارهای کنترل تنش خاک، به نام *push_cheak* در نرم افزار معرفی می شود. کنترل نشست پی تحت اثر این ترکیب بار مورد بررسی قرار می گیرد.

مقدار نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی مطابق بند ۴-۴-۷ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ۲,۵ سانتیمتر است. مقدار حداکثر نشست با توجه به خروجی نرم افزار ۱,۱۵ سانتی متر است که این مقدار در محدوده مجاز قرار دارد.



۳-۸-۲-۳- کنترل نشست غیر یکنواخت (چرخش زاویه ای)

برای کنترل چرخش زاویه ای نسبی $(\beta = \Delta_{(ij)ST}/L_{ij})$ مقدار نشست تفاضلی در زیر هر دو ستون متوالی و چهارگوشه ساختمان محاسبه و این مقدار با حداکثر مقدار چرخش آستانه ترک خوردگی مقایسه می شود. برای کنترل چرخش زاویه ای از ترکیب بارهای اشاره شده در بند ۳-۸-۲-۳ استفاده شده است.

حداکثر مقدار مجاز چرخش در آستانه ترک خوردگی مطابق بند ۷-۴-۴ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان $0.002 < \beta < 0.0033$ می باشد.

برای نمونه محاسبات مربوط به چهار طرف سازه بصورت زیر است :

مقدار چرخش نسبی در ضلع شمالی ساختمان :

$$\Delta_{(ij)ST} = 11.5 - 10.8 = 0.7 \text{ mm} \quad L_{ij} = 10000 \text{ mm} \quad \beta = \frac{\Delta_{(ij)ST}}{L_{ij}} = 0.00007 < 0.0033 \text{ ok}$$

مقدار چرخش نسبی در ضلع جنوبی :

$$\Delta_{(ij)ST} = 8.9 - 8.8 = 0.1 \text{ mm} \quad L_{ij} = 13300 \text{ mm} \quad \beta = \frac{\Delta_{(ij)ST}}{L_{ij}} = 0.000075 < 0.0033 \text{ ok}$$

مقدار چرخش نسبی در ضلع شرقی :

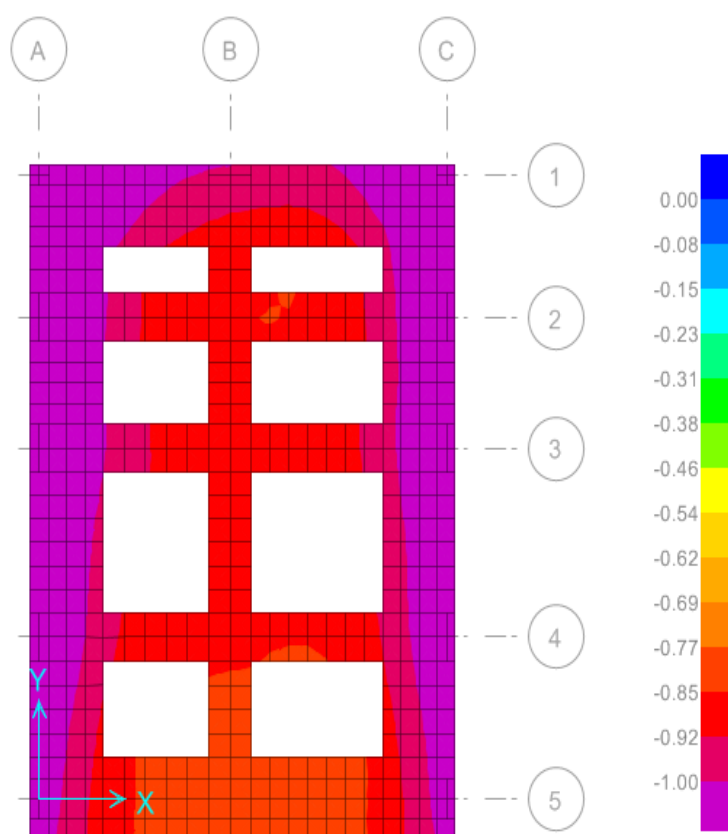
$$\Delta_{(ij)ST} = 11.5 - 8.9 = 2.6 \text{ mm} \quad L_{ij} = 13300 \text{ mm} \quad \beta = \frac{\Delta_{(ij)ST}}{L_{ij}} = 0.0002 < 0.0033 \text{ ok}$$

مقدار چرخش نسبی در ضلع غربی :

$$\Delta_{(ij)ST} = 10.8 - 8.8 = 2 \text{ mm} \quad L_{ij} = 13300 \text{ mm} \quad \beta = \frac{\Delta_{(ij)ST}}{L_{ij}} = 0.00015 < 0.0033 \text{ ok}$$

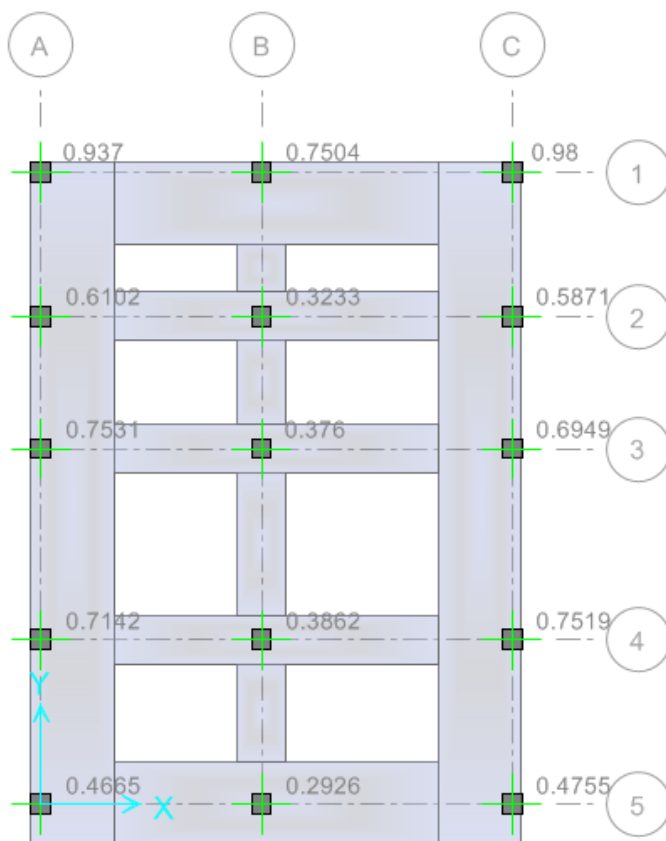
۳-۲-۸-۴- کنترل تنش زیر پی

کنترل تنش زیر پی تحت اثر ترکیب بار *push-cheak* انجام می گیرد. مقدار تنش مجاز خاک ۱ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. همانطوری که در شکل روبرو مشخص است در بعضی از ترکیبات بارگذاری مقدار تنش در نوارهای کناری اندکی از تنش مجاز بیشتر است، بدلیل ناچیز بودن این افزایش تنش ها را نادیده می گیریم.



۳-۲-۸-۵- کنترل برش پانچ

کنترل برش پانچ با معرفی ستون های میانی، کناری و گوشه و همچنین عمق موثر در نرم افزار انجام می گیرد. همانطوری که در شکل زیر مشخص است نسبت تنش برشی به ظرفیت برشی مقطع در تمامی ستون ها کمتر از ۱ می باشد.



۳-۲-۸-۶- کنترل برش یکطرفه

برای کنترل مقدار برش یکطرفه یک ترکیب بار پوش به نام *push_shear* در نرم افزار *safe* معرفی می شود. برش یکطرفه تحت اثر این ترکیب بار در کلیه نوارهای طراحی بررسی شده و با مقدار ظرفیت برشی مقطع مقایسه می گردد.

ظرفیت برشی مقطع بتنی بر اساس آیین نامه *ACI* برای نوارهای میانی و کناری بصورت زیر محاسبه می شود :

$$0.53\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \times \sqrt{250} \times 170 \times 52 = 74079 \text{ kgf}$$

$$0.53\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \times \sqrt{250} \times 100 \times 52 = 43576 \text{ kgf}$$

با توجه به خروجی های نرم افزار مشاهده می شود که مقادیر برش یکطرفه در تمامی نواحی از اعداد محاسبه شده کمتر است، بنابراین فنداسیون جوابگوی برش یکطرفه می باشد.

۷-۸-۲-۳- محاسبه میلگردهای طولی

۱-۷-۸-۲-۳- محاسبه حداقل آرماتورهای طولی

بر اساس بند ۹-۲۰-۵-۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مقدار حداقل آرماتورهای طولی بصورت زیر بدست می آید :

$$\begin{cases} B = 100cm \\ d = 52cm \end{cases} \rightarrow A_{smin} = 0.0025 \times B \times d \rightarrow A_{smin} = 13 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} use 6\Phi 18 TOP \\ use 6\Phi 18 BOT \end{cases}$$

$$\begin{cases} B = 170cm \\ d = 52cm \end{cases} \rightarrow A_{smin} = 0.0025 \times B \times d \rightarrow A_{smin} = 22 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} use 9\Phi 18 TOP \\ use 9\Phi 18 BOT \end{cases}$$

۲-۷-۸-۲-۳- محاسبه فاصله میلگردهای طولی

$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = \frac{100 - 2 \times (6 + 1 + 0.9)}{5} = 16.84 \quad \begin{cases} use \Phi 18 @ 15cm TOP \\ use \Phi 18 @ 15cm BOT \end{cases}$$

$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = \frac{170 - 2 \times (6 + 1 + 0.9)}{8} = 19.27 \quad \begin{cases} use \Phi 18 @ 20cm TOP \\ use \Phi 18 @ 20cm BOT \end{cases}$$

۳-۷-۸-۲-۳- محاسبه آرماتورهای تقویتی

با توجه به سازه و فاصله میلگردهای طولی نیازی به میلگردهای تقویتی نمی باشد.

۸-۸-۲-۳- محاسبه آرماتورهای عرضی

$$\frac{0.16\sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}} = \frac{0.16 \times \sqrt{0.65 \times 25}}{0.85 \times 400} = 0.0018$$

$$A_{smin} = (0.0018 \times 100 \times H) / 2 \rightarrow A_{smin} = 5.4 \text{ cm}^2$$

با فرض استفاده از میلگرد ۱۰ داریم :

$$A_{smin} = \frac{n\pi d^2}{4} \rightarrow n = 7 \quad S = \frac{100}{7} = 14.2 \quad use \Phi 10 @ 15cm$$

با توجه به خروجی های نرم افزار نیاز به آرما تور برشی نمی باشد و از حداقل آرما تور افت و حرارت که در بالا بدست آمده است استفاده می شود.

یوست ۱: خلاصه ای از داده های ورودی به نرم افزار

TABLE: Frame Assignments - Summary						
Story	Label	Unique Name	Design Type	Length	Analysis Section	Design Section
				cm		
RIDGE	C7	10	Column	250	C30X30-6F14	C30X30-6F14
RIDGE	C10	30	Column	250	C30X30-6F14	C30X30-6F14
RIDGE	C12	14	Column	250	C30X30-6F14	C30X30-6F14
RIDGE	C15	34	Column	250	C30X30-6F14	C30X30-6F14
Story3	C1	3	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C2	23	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C3	43	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C4	7	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C5	27	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C6	47	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C7	11	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C10	31	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C11	51	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C12	15	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C15	35	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C16	55	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C17	19	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C18	39	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story3	C19	59	Column	324	C35X35-8F16	C35X35-8F16
Story2	C1	4	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C2	24	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C3	44	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C4	8	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C5	28	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C6	48	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C7	12	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C10	32	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C11	52	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C12	16	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C15	36	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C16	56	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C17	20	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C18	40	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story2	C19	60	Column	324	C40X40-8F18	C40X40-8F18
Story1	C1	1	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C2	21	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C3	41	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C4	5	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C5	25	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C6	45	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C8	241	Column	108	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C9	240	Column	162	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C10	29	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18

Story1	C11	49	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C13	243	Column	108	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C14	242	Column	162	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C15	33	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C16	53	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C17	17	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C18	37	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
Story1	C19	57	Column	270	C40X40-12F18	C40X40-12F18
RIDGE	B11	214	Beam	450	B30X30	B30X30
RIDGE	B13	158	Beam	270	B30X30	B30X30
RIDGE	B16	174	Beam	270	B30X30	B30X30
RIDGE	B18	222	Beam	450	B30X30	B30X30
Story3	B1	199	Beam	450	B35X35	B35X35
Story3	B2	203	Beam	511	B35X35	B35X35
Story3	B3	151	Beam	335	B35X35	B35X35
Story3	B4	167	Beam	335	B35X35	B35X35
Story3	B5	183	Beam	335	B35X35	B35X35
Story3	B6	207	Beam	450	B35X35	B35X35
Story3	B7	211	Beam	511	B35X35	B35X35
Story3	B8	155	Beam	390	B35X35	B35X35
Story3	B9	171	Beam	390	B35X35	B35X35
Story3	B10	187	Beam	390	B35X35	B35X35
Story3	B11	18	Beam	450	B35X35	B35X35
Story3	B12	219	Beam	511	B35X35	B35X35
Story3	B13	9	Beam	270	B35X35	B35X35
Story3	B15	159	Beam	270	B30X30	B30X30
Story3	B16	175	Beam	270	B35X35	B35X35
Story3	B17	191	Beam	270	B35X35	B35X35
Story3	B18	13	Beam	450	B35X35	B35X35
Story3	B19	227	Beam	511	B35X35	B35X35
Story3	B20	163	Beam	295	B35X35	B35X35
Story3	B21	179	Beam	295	B35X35	B35X35
Story3	B22	195	Beam	295	B35X35	B35X35
Story3	B23	231	Beam	450	B35X35	B35X35
Story3	B24	235	Beam	511	B35X35	B35X35
Story2	B1	200	Beam	450	B40X40	B40X40
Story2	B2	204	Beam	511	B40X40	B40X40
Story2	B3	152	Beam	335	B40X40	B40X40
Story2	B4	168	Beam	335	B40X40	B40X40
Story2	B5	184	Beam	335	B40X40	B40X40
Story2	B6	208	Beam	450	B40X40	B40X40
Story2	B7	212	Beam	511	B40X40	B40X40
Story2	B8	156	Beam	390	B40X40	B40X40
Story2	B9	172	Beam	390	B40X40	B40X40
Story2	B10	188	Beam	390	B40X40	B40X40
Story2	B11	26	Beam	450	B40X40	B40X40
Story2	B12	220	Beam	511	B40X40	B40X40

Story2	B13	6	Beam	270	B40X40	B40X40
Story2	B15	160	Beam	270	B30X30	B30X30
Story2	B16	176	Beam	270	B40X40	B40X40
Story2	B17	192	Beam	270	B40X40	B40X40
Story2	B18	22	Beam	450	B40X40	B40X40
Story2	B19	228	Beam	511	B40X40	B40X40
Story2	B20	164	Beam	295	B40X40	B40X40
Story2	B21	180	Beam	295	B40X40	B40X40
Story2	B22	196	Beam	295	B40X40	B40X40
Story2	B23	232	Beam	450	B40X40	B40X40
Story2	B24	236	Beam	511	B40X40	B40X40
Story1	B1	197	Beam	450	B40X40	B40X40
Story1	B2	201	Beam	511	B40X40	B40X40
Story1	B3	149	Beam	335	B40X40	B40X40
Story1	B4	165	Beam	335	B40X40	B40X40
Story1	B5	181	Beam	335	B40X40	B40X40
Story1	B6	205	Beam	450	B40X40	B40X40
Story1	B7	209	Beam	511	B40X40	B40X40
Story1	B8	153	Beam	390	B40X40	B40X40
Story1	B9	169	Beam	390	B40X40	B40X40
Story1	B10	185	Beam	390	B40X40	B40X40
Story1	B11	42	Beam	450	B40X40	B40X40
Story1	B12	217	Beam	511	B40X40	B40X40
Story1	B13	2	Beam	270	B40X40	B40X40
Story1	B14	157	Beam	270	B30X30	B30X30
Story1	B16	173	Beam	270	B40X40	B40X40
Story1	B17	189	Beam	270	B40X40	B40X40
Story1	B18	38	Beam	450	B40X40	B40X40
Story1	B19	225	Beam	511	B40X40	B40X40
Story1	B20	161	Beam	295	B40X40	B40X40
Story1	B21	177	Beam	295	B40X40	B40X40
Story1	B22	193	Beam	295	B40X40	B40X40
Story1	B23	229	Beam	450	B40X40	B40X40
Story1	B24	233	Beam	511	B40X40	B40X40

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients								
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K
			%					
EXALL	Seismic	X			RIDGE	Base	0.165	0.98
EXALL	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	RIDGE	Base	0.165	0.98
EXALL	Seismic	X - Ecc. Y	5	No	RIDGE	Base	0.165	0.98
EYALL	Seismic	Y			RIDGE	Base	0.165	0.98
EYALL	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	RIDGE	Base	0.165	0.98
EYALL	Seismic	Y - Ecc. X	5	No	RIDGE	Base	0.165	0.98
EX	Seismic	X			RIDGE	Base	0.165	0.98
EY	Seismic	Y			Story3	Base	0.165	0.98
EXDRIFT	Seismic Drift	X			RIDGE	Story1	0.165	1.086
EYDRIFT	Seismic Drift	Y			RIDGE	Story1	0.165	1.022

TABLE: Story Data					
Name	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Story
	cm	cm			
RIDGE	250	1168	No	None	No
Story3	324	918	No	None	No
Story2	324	594	No	None	No
Story1	270	270	No	None	No
Base	0	0	No	None	No

TABLE: Material Properties - Summary					
Name	Type	E	v	Unit Weight	Design Strengths
		kgf/cm ²		kgf/cm ³	
AII	Rebar	2038901.92	0	0.00785	Fy=3059.15 kgf/cm ² , Fu=5098.58 kgf/cm ²
AIII	Rebar	2038901.92	0.3	0.00785	Fy=4078.86 kgf/cm ² , Fu=6118.3 kgf/cm ²
C21	Concrete	234789.65	0.15	0.0025	Fc=210 kgf/cm ²
S240	Steel	2038901.92	0.3	0.00785	Fy=2447.32 kgf/cm ² , Fu=3772.95 kgf/cm ²

TABLE: Material List by Section					
Section	Element Type	# Pieces	Total Length	Total Weight	# Studs
			cm	kgf	
B30X30	Beam	7	2250	4702.5	0
B35X35	Beam	22	8675	24209.06	0
B40X40	Beam	44	17350	62360	0
C30X30-6F14	Column	4	1000	2250	
C35X35-8F16	Column	15	4860	14883.75	
C40X40-8F18	Column	15	4860	19440	
C40X40-12F18	Column	17	4050	16200	
TIRCHE	Floor			86901.75	