

فصل اول : شناسنامه ساختمان



معرفی پروژه :

ساختمان مورد نظر یک ساختمان مسکونی می باشد که دارای 4 طبقه تیپ و یک پیلوت میباشد.

ارتفاع پیلوت 2.8 متر/مطابق نقشه , و ارتفاع کف تا کف سایر طبقات 3.20 /مطابق نقشه می باشد .

محل احداث ساختمان در شهر اردبیل و نوع زمین آن براساس تعریف مندرج در استاندارد ایران از نوع III با مقاومت مجاز 1.50 کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

و نوع پی ساختمان از نوع پی نواری می باشد.

فصل دوم : فرضیات , آیین نامه ها , مشخصات مصالح

و خاکه و نرم افزار های مورد استفاده :

مشخصات مصالح :

مقاومت ۲۸ روزه بتن	۲۱۰	کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
جرم واحد حجم بتن	۲۵۰	کیلوگرم بر متر مکعب
وزن واحد حجم بتن	۲۵۰۰	کیلوگرم بر متر مکعب
ضریب پواسون بتن آرمه	۰/۲	-
مدول الاستیسیته فولاد	۲/۰۴ E ۱۰	کیلوگرم بر متر مربع

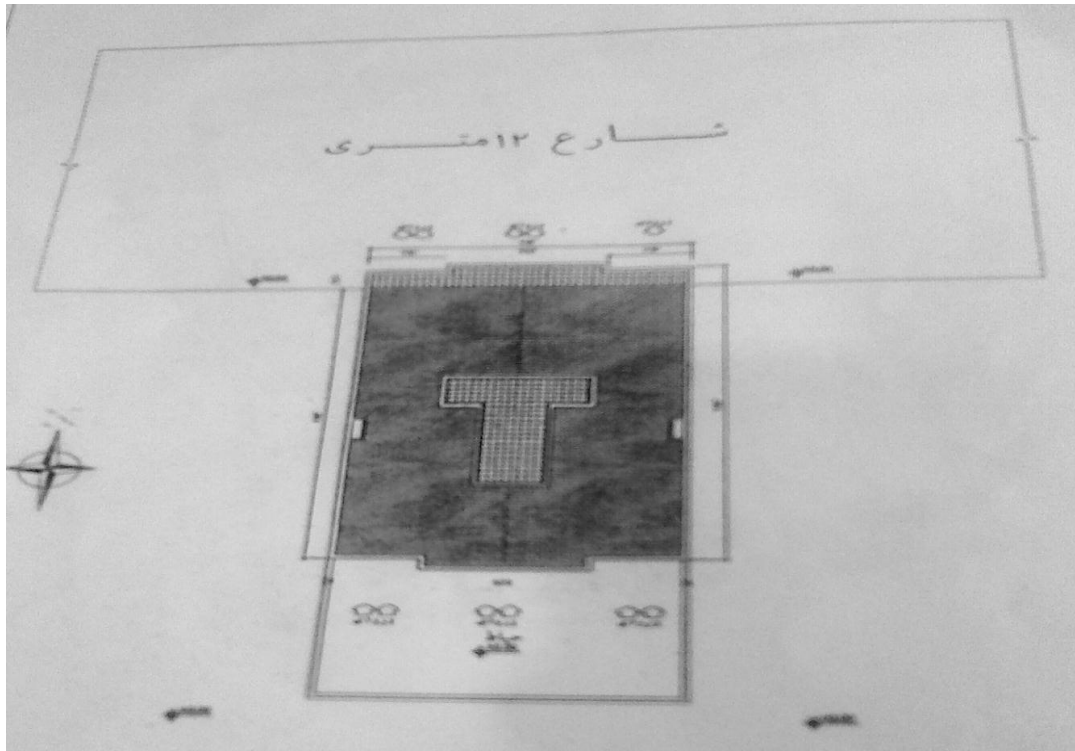
آیین نامه های مورد استفاده در طراحی سازه :

آیین نامه های مورد نیاز در این پروژه عبارت اند از: آیین نامه AISC
 آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله (۲۸۰۰)
 مبحث ششم مقررات ملی (بارهای وارد بر ساختمان)
 مبحث دهم مقررات ملی

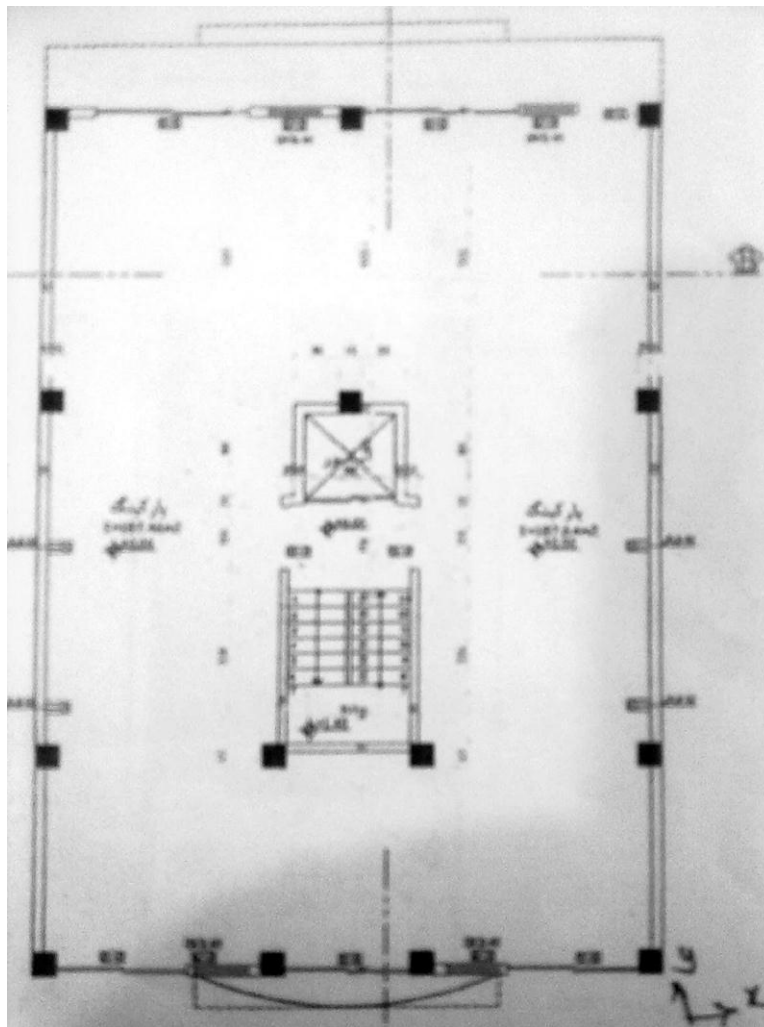
برنامه های مورد استفاده :

ETABS 2000 & SAFE

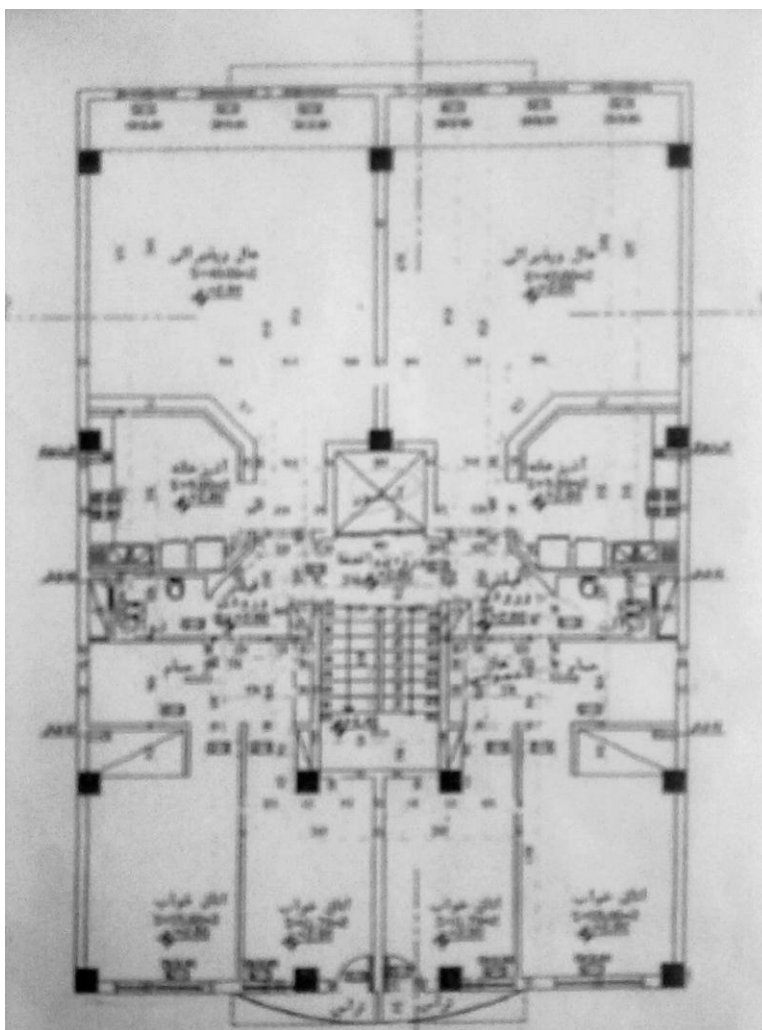
نقشه های معماری سازه :



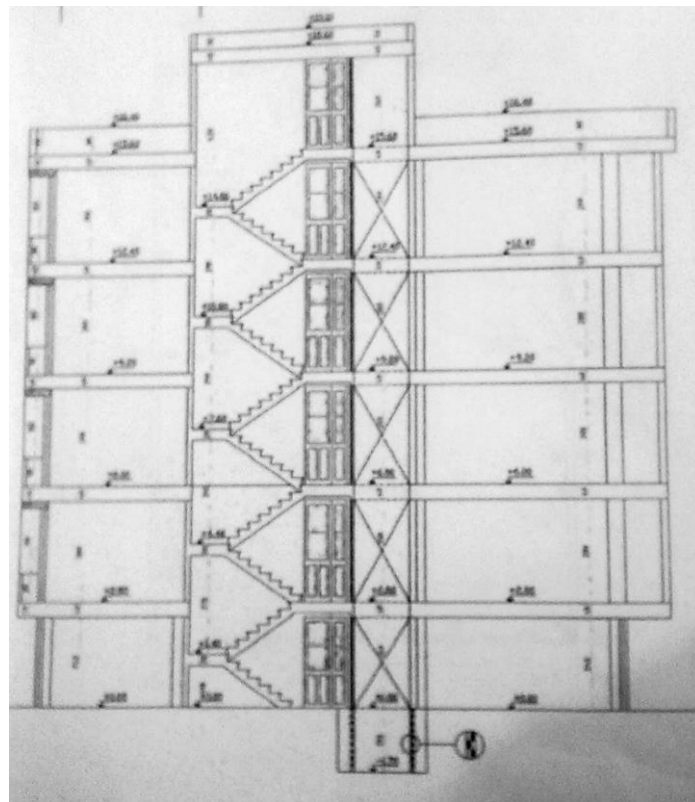
پلان موقعیت



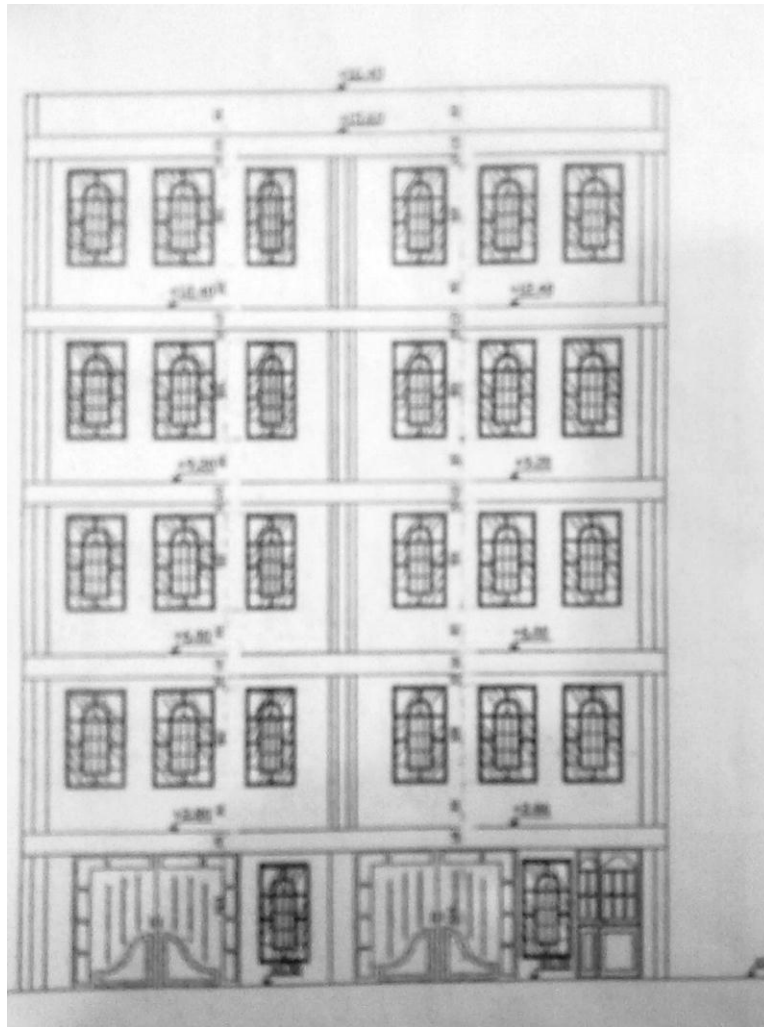
پلان طبقه همکف



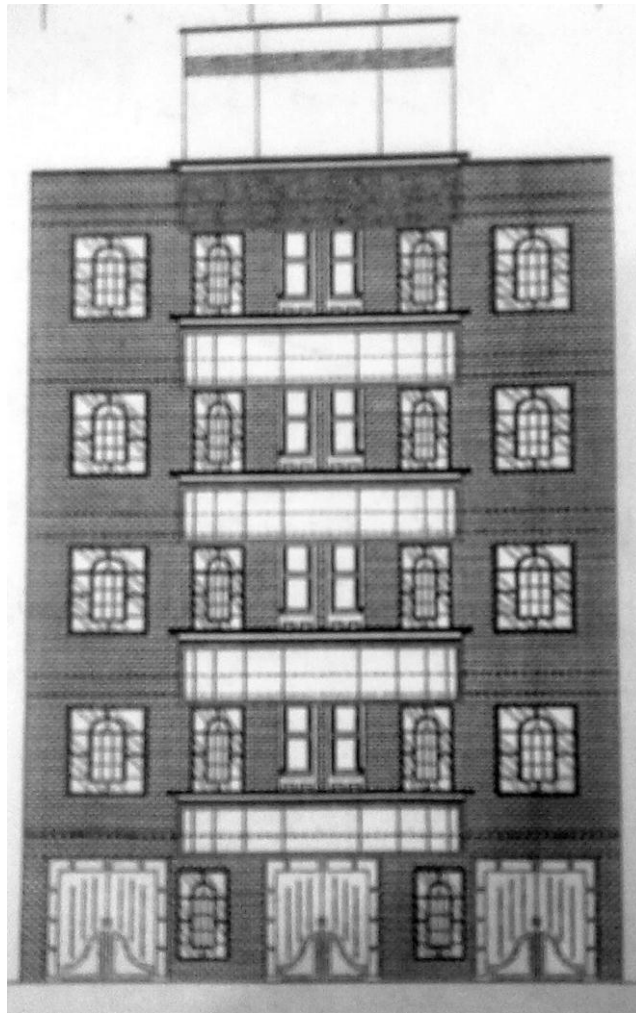
پلان طبقه اول دوم سوم چهارم



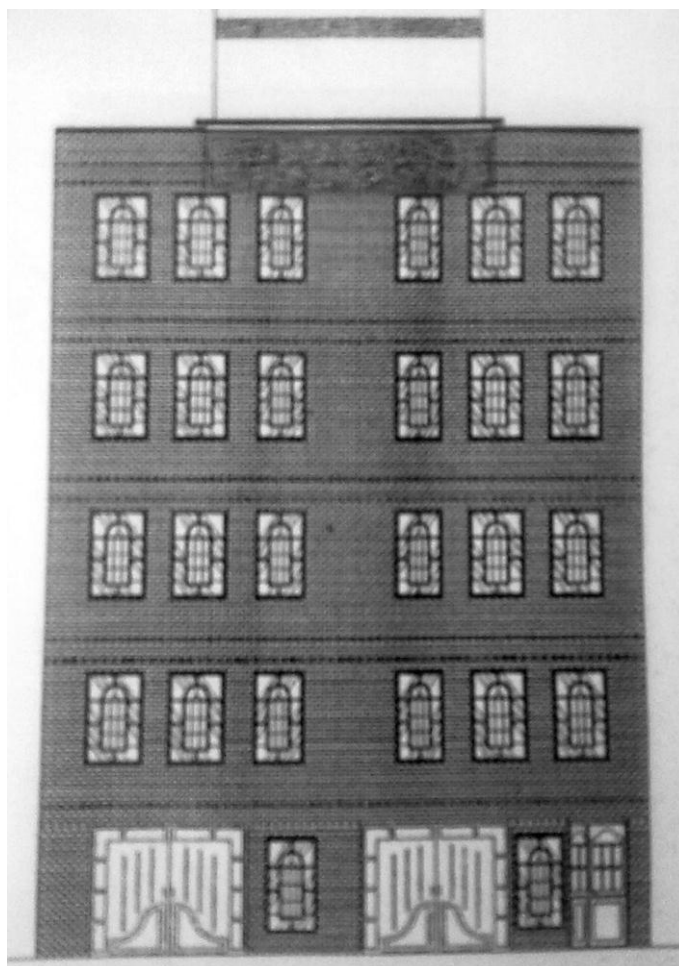
برش A-A



برش B-B



نمای جنوبی



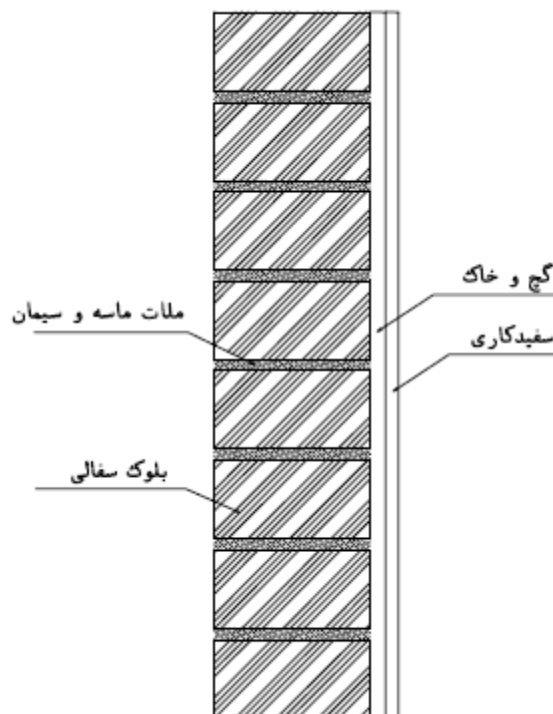
نمای شمالی

فصل سوم : جزییات اجرایی و بارهای مربوطه و خلاصه بارهای زنده مرده

*** بارگذاری ***

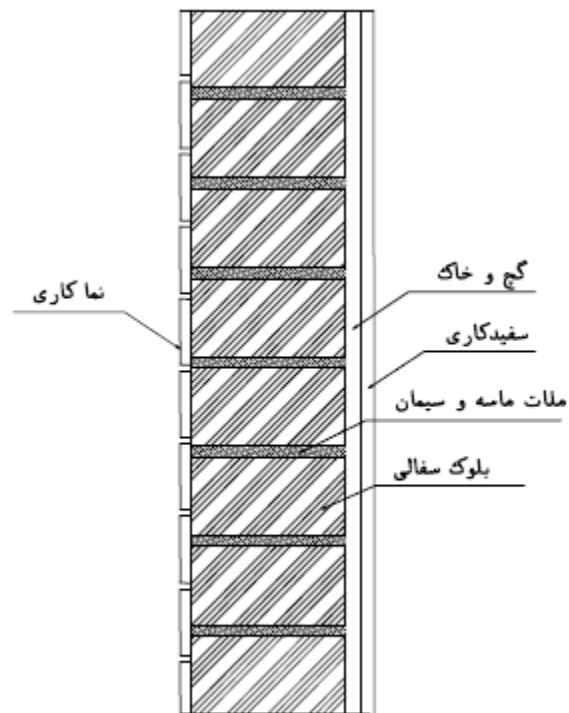
بارگذاری ثقلی :

الف) محاسبه وزن دیوار 20 سانتی
محیطی بدون نما



نوع مصالح	وزن مخصوص در ضخامت	وزن واحد سطح Kg/m^2
سفید کاری	0.005×1300	۶/۵
گچ و خاک	0.02×1600	۳۲
بلوک سفالی	0.2×850	۱۷۰
ملات ماسه سیمان	0.02×2100	۴۲
مجموع		$\cong 250$

ب (محاسبه وزن دیوار 20 سانتی
محیطی نمادار



وزن واحد سطح Kg/m^2	وزن مخصوص در ضخامت	نوع مصالح
۶/۵	$۰/۰۰۵ \times ۱۳۰۰$	سفید کاری
۳۲	$۰/۰۲ \times ۱۶۰۰$	گچ و خاک
۱۷۰	$۰/۲ \times ۸۵۰$	بلوک سفالی
۴۲	$۰/۰۲ \times ۲۱۰۰$	ملات ماسه سیمان
۱۰۵	$۰/۰۵ \times ۲۱۰۰$	آجر نما
$\cong ۳۵۶$		جمع

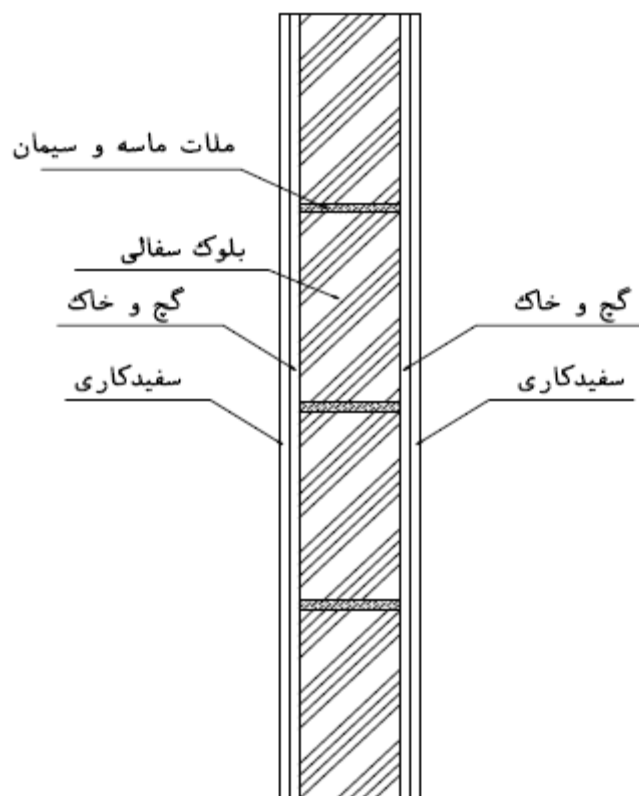
با توجه به اینکه دیوارهای پیرامونی نمادار دارای تعداد زیادی بازشو (در و پنجره) می باشد لذا بهتر است مقدار بار محاسبه شده برای این نوع دیوار را در یک ضریب کاهنده ضرب می کنیم. این ضریب را می توان با توجه به تعداد بازشوها تعیین کرد.

با توجه به نقشه های معماری این ضریب را 0.7 در نظر گرفته ایم .

$$0.7 \times 356 \approx 249 \text{ Kg/m}^2$$

چون وزن واحد سطح دیوار محیطی نمادار با دیوار محیطی بدون نما برابر است , لذا بار دیوار پیرامونی نمادار و بدون نما را برابر 250 کیلوگرم بر متر مربع در نظر میگیریم .

پ (محاسبه بار واحد سطح تیغه بندی



نوع مصالح	وزن مخصوص در ضخامت	وزن واحد سطح Kg/m^2
سفید کاری (دو طرفه)	$2 \times 0.05 \times 1300$	۱۳
گچ و خاک (دو طرفه)	$2 \times 0.01 \times 1600$	۳۲
آجر کاری (آجر سفال)	0.10×850	۸۵
مجموع		۱۳۰

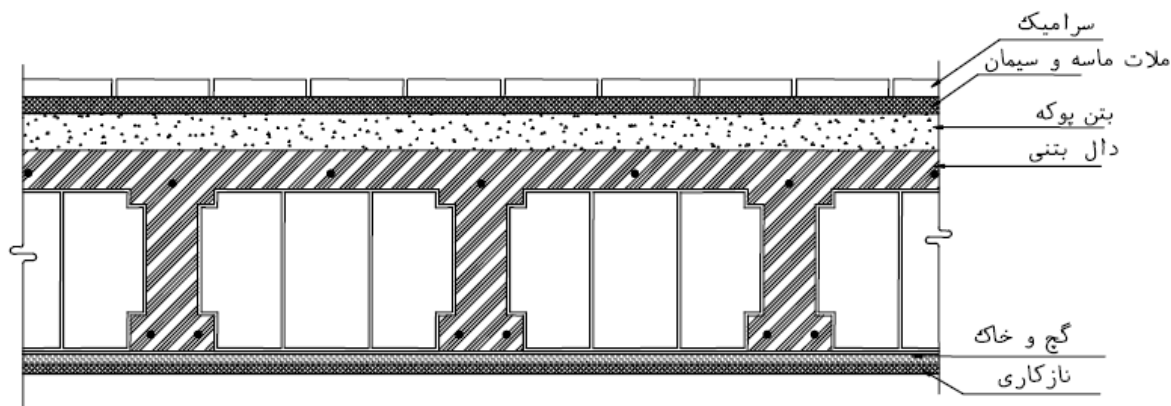
برای محاسبه بار معادل تیغه بندی ، بار واحد در سطح تیغه بندی را در ارتفاع و مجموع طول دیوارها ضرب کرده ، بر مساحت طبقه تقسیم کرد طبق مبحث ششم مقررات ملی بار معادل تیغه بندی نباید کمتر از 100 کیلوگرم بر متر مربع باشد . طول دیوارهای تیغه تقریباً 40متر بوده و ارتفاع مفید طبقات 2.8 متر است .

$$40 \times 2.8 \times 130 = 14560 \text{kg}$$

$$W = 14560 / (14.82 \times 19.1) = 51.62 \text{kg/m} < 100 \text{kg/m}^2$$

$$W = 100 \text{kg/m}^2$$

ت (محاسبه بار مرده کف طبقات
(تیرچه بلوک)



وزن واحد سطح Kg/m ²	وزن مخصوص در ضخامت	نوع مصالح
۲۱	۲۱۰۰ × ۰/۰۱	سرامیک
۴۲	۲۱۰۰ × ۰/۰۲	مالات ماسه سیمان
۶۵	۱۳۰۰ × ۰/۰۵	بتن پوک
۱۰۰	۱۰ × ۱۰	بلوک (تعداد ۱۰ بلوک در یک مترمربع)
۱۲۵	۲۵۰۰ × ۰/۰۵	بتن رویه
۱۲۵	۲۵۰۰ × ۰/۲۵ × ۰/۱ × ۲	تیرچه
۶/۵	۱۳۰۰ × ۰/۰۰۵	سفید کاری
۱۶	۱۶۰۰ × ۰/۰۱	گچ و خاک
۵۰۰/۵		جمع

■ نرم افزار ETABS قادر است وزن تیرچه و بتن رویه را محاسبه و به طور خودکار به سازه اعمال کند، پس باید وزن تیرچه و بتن رویه از بار مرده کف طبقات کسر کرد.

■ بار معادل تیغه بندی باید به بار مرده سقف طبقات اضافه گردد و به صورت یکنواخت بر سقف اعمال شود.

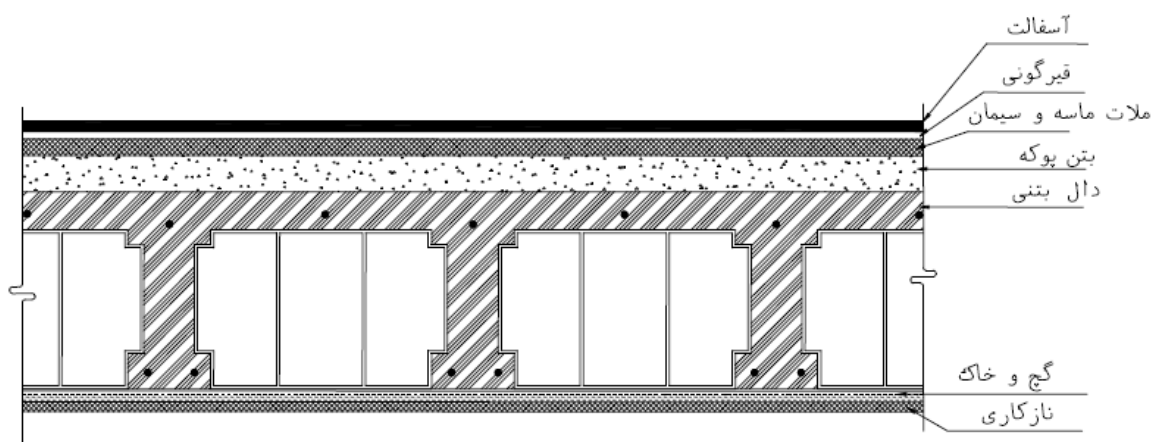
پس بار مرده طبقات برابر است با:

$$(۵۰۰/۵ - ۲۵۰) + ۱۰۰ = ۳۵۰/۵ \text{ Kg/m}^2$$

600.5 kg/m^2 = وزن کف طبقات برای محاسبات دستی

350.5 kg/m^2 = وزن کف طبقات برای محاسبات ایتبس

(ت) محاسبه بار مرده کف طبقه بام (تیرچه بلوک)



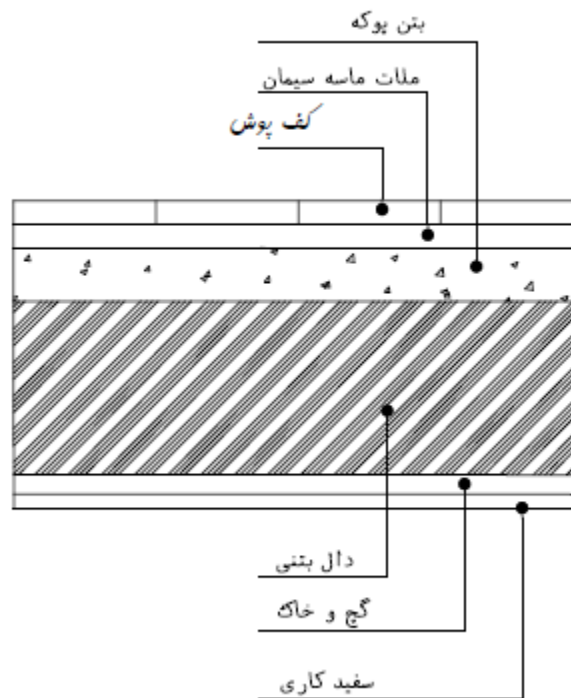
وزن واحد سطح Kg/m ²	وزن مخصوص در ضخامت	نوع مصالح
۴۴	۲۲۰۰ × ۰/۰۲	آسفالت
۱۵	۱۵	قیرگونی
۴۲	۲۱۰۰ × ۰/۰۲	مالات ماسه سیمان
۱۳۰	۱۳۰۰ × ۰/۱	بتن پوک
۱۰۰	۱۰ × ۱۰	بلوک (۱۰ عدد در یک مترمربع)
۱۲۵	۲۵۰۰ × ۰/۰۰۵	بتن رویه
۱۲۵	۲۵۰۰ × ۰/۲۵ × ۰/۱ × ۲	تیرچه
۶/۵	۱۳۰۰ × ۰/۰۰۵	سفید کاری
۱۶	۱۶۰۰ × ۰/۰۱	گچ و خاک
۶۰۳/۵		مجموع

$$(۶۰۳/۵ - ۲۵۰) = ۳۵۳/۵ \text{ Kg/m}^2$$

$$603.5 \text{ kg/m}^2 = \text{وزن کف بام برای محاسبات دستی}$$

$$353.5 \text{ kg/m}^2 = \text{وزن کف بام برای محاسبات ایتبس}$$

ث) محاسبه بار مرده طره طبقات :



نوع مصالح	ضخامت در وزن مخصوص	وزن واحد سطح Kg/m^2
سرامیک کف	2100×0.008	۱۶/۸
ملات ماسه سیمان	2100×0.02	۴۲
بتن پوکه	1300×0.05	۶۵
دال بتنی	2500×0.15	۳۷۵
گچ و خاک	1600×0.002	۳۲
سفید کاری	1300×0.005	۶/۵
مجموع		$\cong 538$

چون نرم افزار ایتبس قادر است وزن دال بتونی را به طور خودکار محاسبه کند پس وزن آن را کسر می کنیم .

$$538-375=163\text{kg/m}^2$$

$$538\text{kg/m}^2 = \text{وزن طره بالکن برای محاسبات دستی}$$

$$163\text{kg/m}^2 = \text{وزن طره بالکن برای محاسبات ایتبس}$$

ج) محاسبه بار مرده پله

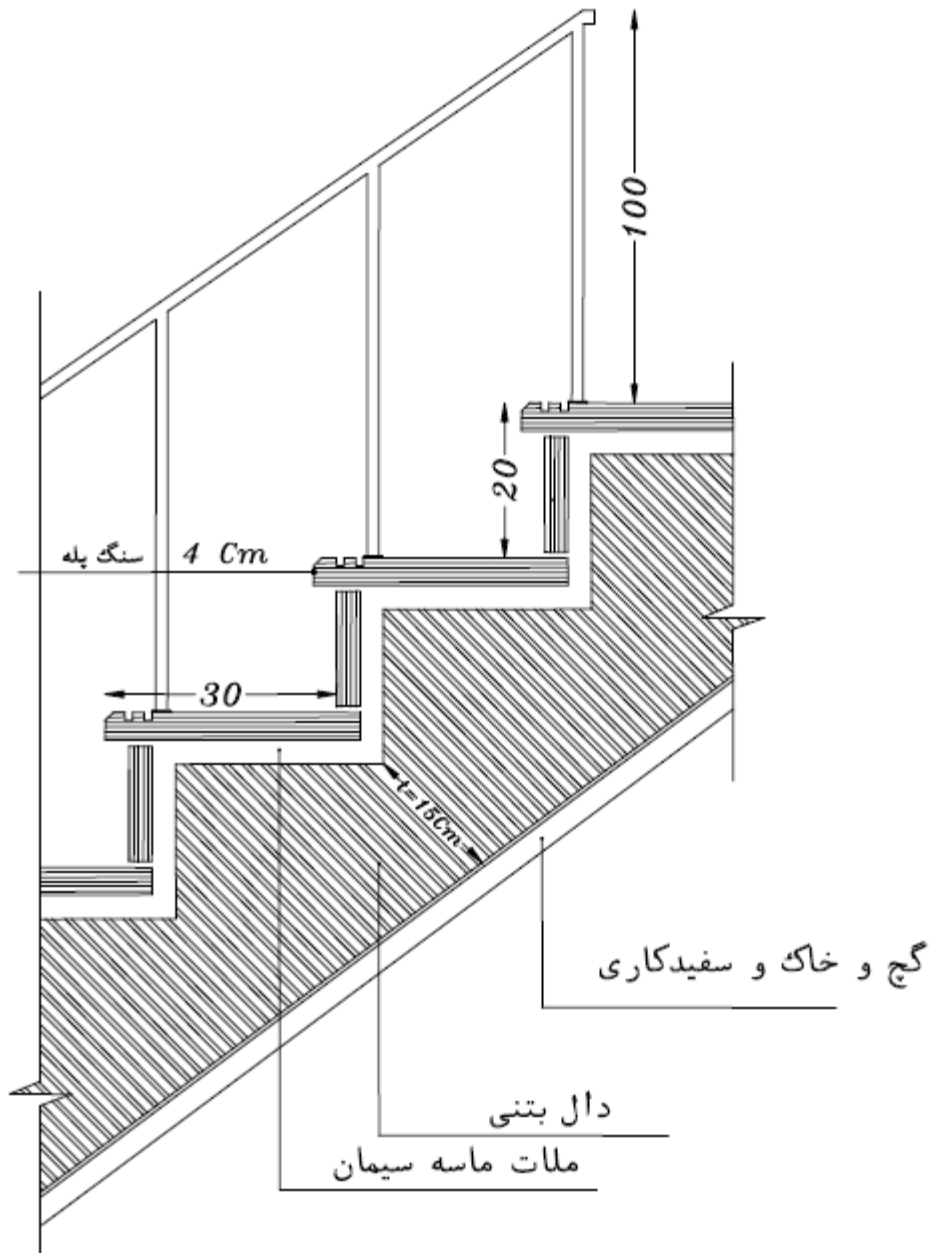
یک پله بتنی از اجزاء زیر تشکیل می شود.

۱. دال شمشیری پله

۲. پاخور (s)

۳. پیشانی (a)

در این پروژه ارتفاع پیشانی ۲۰ سانتیمتر و پاخور ۳۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.



برای محاسبه بار مرده پله به صورت زیر عمل می کنیم:

$$S = 0.30 \text{ m}$$

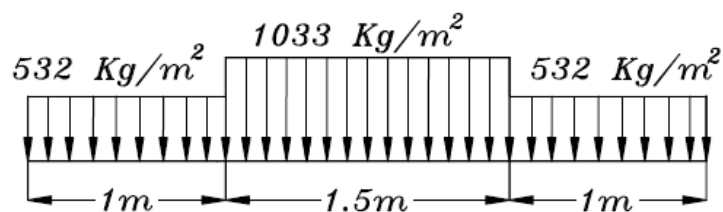
$$a = 0.2 \text{ m}$$

به منظور سهولت در محاسبات، ضخامت متوسط جان پله را می توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$t_{av} = \frac{0.5 \times a \times s + t \sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}} = \frac{0.5 \times 0.2 \times 0.3 + 0.15 \times \sqrt{0.2^2 + 0.3^2}}{\sqrt{0.2^2 + 0.3^2}} = 0.23 \text{ m}$$

با فرض اینکه زاویه شمشیری پله با افق برابر ۴۵ درجه باشد، محاسبات زیر را انجام می دهیم:

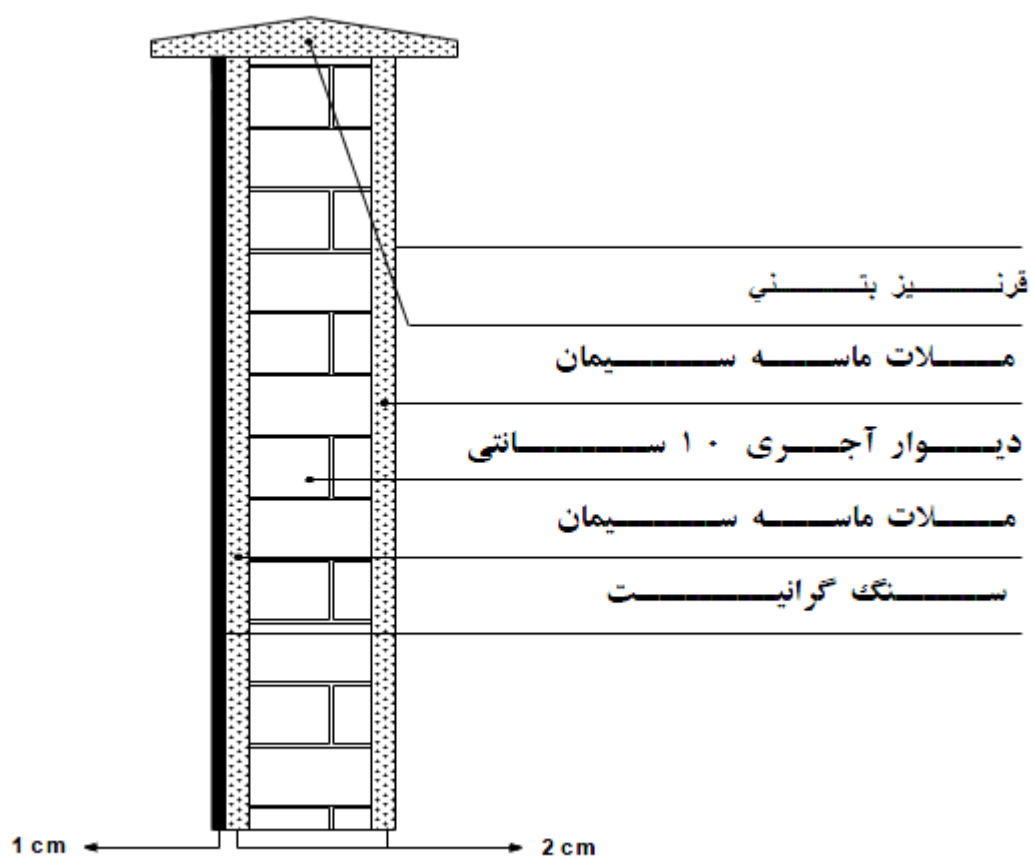
وزن شمشیری	: ۰/۲۳ × ۲۵۰۰	-	۵۷۵	Kg/m ²
وزن پاگرد	: ۰/۱۵ × ۲۵۰۰	-	۳۷۵	Kg/m ²
سفید کاری	: ۰/۰۰۵ × ۱۳۰۰	-	۶/۵	Kg/m ²
گچ و خاک	: ۰/۰۱۵ × ۱۶۰۰	-	۲۴	Kg/m ²
ملات ماسه سیمان	: ۰/۰۲ × ۲۱۰۰	-	۴۲	Kg/m ²
سنگ پله	: ۰/۰۴ × ۲۱۰۰	-	۸۴	Kg/m ²
بار مرده کل شمشیری در امتداد شیب	: ۵۷۵+۶/۵+۲۴+۴۲+۸۴	-	۷۳۱	Kg/m ²
بار مرده کل شمشیری در امتداد افق	: ۷۳۱ + Cos(۴۵)	-	۱۰۳۳	Kg/m ²
بار مرده کل پاگرد	: ۳۷۵+۶/۵+۲۴+۴۲+۸۴	-	۵۳۲	Kg/m ²



با معدل گیری وزنی از بارهای فوق می توان متوسط بار مرده پله را به دست آورد:

$$\frac{1033 \times 1.5 + 2(532 \times 1)}{(1 + 1.5 + 1)} \cong 742 \text{ Kg / m}^2$$

بار مرده جان پناه :



لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سنگ گرانیت	۱۰	kg/m^2	۲۸۰۰	$۰/۰۱ \times ۲۸۰۰ = ۲۸$
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^2	۲۱۰۰	$۲ \times ۰/۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۸۴$
آجرکاری مجوف	۱۰۰	kg/m^2	۸۵۰	$۰/۱ \times ۸۵۰ = ۸۵$
قرنیز بتنی	۲۰	kg/m^2	۲۱۰۰	$۰/۰۳ \times ۲۱۰۰ = ۶۳$
وزن کل جان پناه با نما (سنگ گرانیت)			$\sum W_i = ۲۶۰$	
وزن کل جان پناه بدون نما			$\sum W_i = ۲۳۲$	

۰.۰۸ = ارتفاع جان پناه

جان پناه بدون نما

$$Q = 232 \times 0.8 = 185.6 \text{ kg/m}$$

جان پناه با نما

$$Q = 260 \times 0.8 = 208 \text{ kg/m}$$

بارهای زنده :

طبق مبحث ششم مقررات ملی، بار زنده طبقات مسکونی برابر 200 Kg/m^2 و بار زنده طبقه بام برابر 150 Kg/m^2 است به ذکر است در صورتی که بار برف بیش از بار زنده ارائه شده در آیین نامه باشد، مقدار بار زنده (در طبقه بام) را برابر بار برف قرار می دهیم.

بار زنده	بار مرده	
200	355	کف طبقات مسکونی
150	355	کف طبقه بام
-	250	دیوار
300	165	طره بالکن طبقات
-	185.6	جان پناه بدون نما
-	208	جان پناه با نما
350	745	پله

فصل چهارم: محاسبه

وزن ساختمان و مرکز جرم و خرابی زلزله و نیروهای مربوطه

محاسبه وزن ساختمان :

W خرپشته: (بار زنده سقف*0.2 + بار مرده سقف) * مساحت خرپشته
+ طول دیوار جانپناه خرپشته * وزن دیوار جانپناه * ارتفاع دیوار جانپناه
+ طول دیوار خرپشته * ارتفاع دیوار خرپشته * وزن دیوار خارجی

$$W: (355 + 0.2 * 150) * 9 + 12.3 * 232 * 0.5 + 12.3 * 2.6 * 250 = 12866 \text{ Kg}$$

W بام: بار مرده سقف + درصدی از بار زنده بام) * مساحت بام (پلان) +
طول دیوار جانپناه بام * وزن دیوار جانپناه * ارتفاع دیوار جانپناه + نصف
ارتفاع دیوار طبقه پایینی * وزن دیوار * طول دیوار + وزن خرپشته

$$W: (355 + 0.2 * 150) * 265.2 + 26.64 * 260 * 0.8 + 35.8 * 232 * 0.8 + 0.5 * 3.2 * 250 * 65.44 + 12866 = 153379 \text{ Kg}$$

W طبقه چهارم: (بار مرده سقف + بار پارتیشن بندی + درصدی از بار زنده
بام) * مساحت بام (پلان) + نصف (ارتفاع دیوار طبقه پایینی + ارتفاع دیوار
طبقه بالایی) * وزن دیوار * طول دیوار

$$W: (355 + 100 + 0.2 * 200) * 265.2 + 0.5 * (3.2 + 3.2) * 250 * 65.44 = 183664.6 \text{ Kg}$$

W طبقه سوم: (بار مرده سقف + بار پارتیشن بندی + درصدی از بار زنده
بام) * مساحت بام (پلان) + نصف (ارتفاع دیوار طبقه پایینی + ارتفاع دیوار
طبقه بالایی) * وزن دیوار * طول دیوار

$$W: (355 + 100 + 0.2 * 200) * 265.2 + 0.5 * (3.2 + 3.2) * 250 * 65.44 = 183664.6 \text{ Kg}$$

W طبقه دوم : (بار مرده سقف + بار پارتیشن بندی + درصدی از بار زنده بام) * مساحت بام (پلان) + نصف (ارتفاع دیوار طبقه پایینی + ارتفاع دیوار طبقه بالایی) * وزن دیوار * طول دیوار

$$W: (355+100+0.2*200)*265.2+0.5*(3.2+3.2)*250*65.44= 183664.6\text{Kg}$$

W طبقه اول : (بار مرده سقف + بار پارتیشن بندی + درصدی از بار زنده بام) * مساحت بام (پلان) + نصف (ارتفاع دیوار طبقه پایینی + ارتفاع دیوار طبقه بالایی) * وزن دیوار * طول دیوار

$$W: (355+100+0.2*200)*265.2+0.5*(3.2+3.2)*250*65.44= 183664.6\text{Kg}$$

$$W=w1+w2+w3+w4+w5=$$

$$183664.6*4 + 153379 = 888037.4 \text{ kg}$$

محاسبه جرم سازه :

برای اینکه بتوانیم مرکز جرم ساز را پیدا کنیم روش های مختلفی وجود دارد . یکی از این روش ها که در مبحث ششم مقررات ملی نیز آمده است محاسبه جرم از روی بار های وارد به سازه است برای بدست آمدن مرکز جرم سازه از ترکیب بار زیر جهت محاسبه وزن سازه معرفی می گردد .

DEAL + WALL +0.2 LIVE

ضرایب زلزله و نیروهای مربوطه :

توجه :

با توجه به این که سازه منظم بوده و ارتفاع کمتر از 50 متر است تحلیل به صورت استاتیکی انجام خواهد شد .
برای این منظور ابتدا باید ضریب زلزله رو پیدا کنیم

طبق آیین نامه ۲۸۰۰ برش پایه V به صورت زیر تعریف می شود:

$$V = C W$$

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

$$V \geq 0.1AIW$$

W : وزن ساختمان

B : ضریب بازتاب زمین

C : ضریب زلزله

I : ضریب اهمیت

A : نسبت شتاب مبنای طرح

R : ضریب رفتار

نسبت شتاب مبنای طرح A :

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور بر اساس خطر لرزه خیزی منطقه طبق جدول زیر می باشد :

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	منطقه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	منطقه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	منطقه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

با توجه به اینکه شهر اردبیل جزو مناطق با خطر نسبی زیاد می باشد لذا شتاب مبنای طرح را 0.35 انتخاب می کنیم .

ضریب اهمیت ساختمان, I :

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

با توجه به این که ساختمان های مسکونی جزو گروه ۳ (با اهمیت متوسط) می باشد، لذا ضریب اهمیت آن برابر ۱/۰ می باشد.

ضریب بازتاب ساختمان, B :

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین بوده و تابعی از تناوب سازه و نوع زمین می باشد. این ضریب با استفاده از روابط زیر به دست می آید.

$$B=1+S(T/T_0) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B=S+1 \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

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

خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	T_s	T_0	میزان زمین لرزه
S	S			
۱/۵	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱/۵	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۷۵	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۷۵	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

طبق آیین نامه ۲۸۰۰، در صورتی که وزن خرپشه از ۲۵ درصد وزن طبقه بام کمتر باشد، ارتفاع سازه از تراز پایه تا طبقه بام محاسبه می شود. این ضابطه از آیین نامه را می توان به طور تقریبی با تقسیم مساحت طبقه خرپشته به مساحت طبقه بام کنترل کرد.

$$240*330/1482*1790=0.029<0.25 \text{ ok} \rightarrow H=15.6$$

$$T = 0.08H^{\frac{3}{4}}$$

$$T=0.08*15.6^{\frac{3}{4}}=0.62 \text{ sec}$$

چون زمین محل احداث سازه نوع 3 می باشد و تناوب سازه بین 0.15 و 0.7 قرار دارد ضریب بازتاب از فرمول زیر بدست میاید :

$$B=S+1= 1.75+1=2.75$$

ضریب رفتار ساختمان : $R=7$

$$C=ABI/R=0.35*2.75*1/7=0.1375$$

محاسبه برش پایه :

$$V=CW$$

$$V=0.1375*888.037=122.10 \text{ TON}$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان :

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

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه

W_i : وزن طبقه

H_i : ارتفاع تراز از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n ام که به وسیله رابطه زیر تعیین می شود:

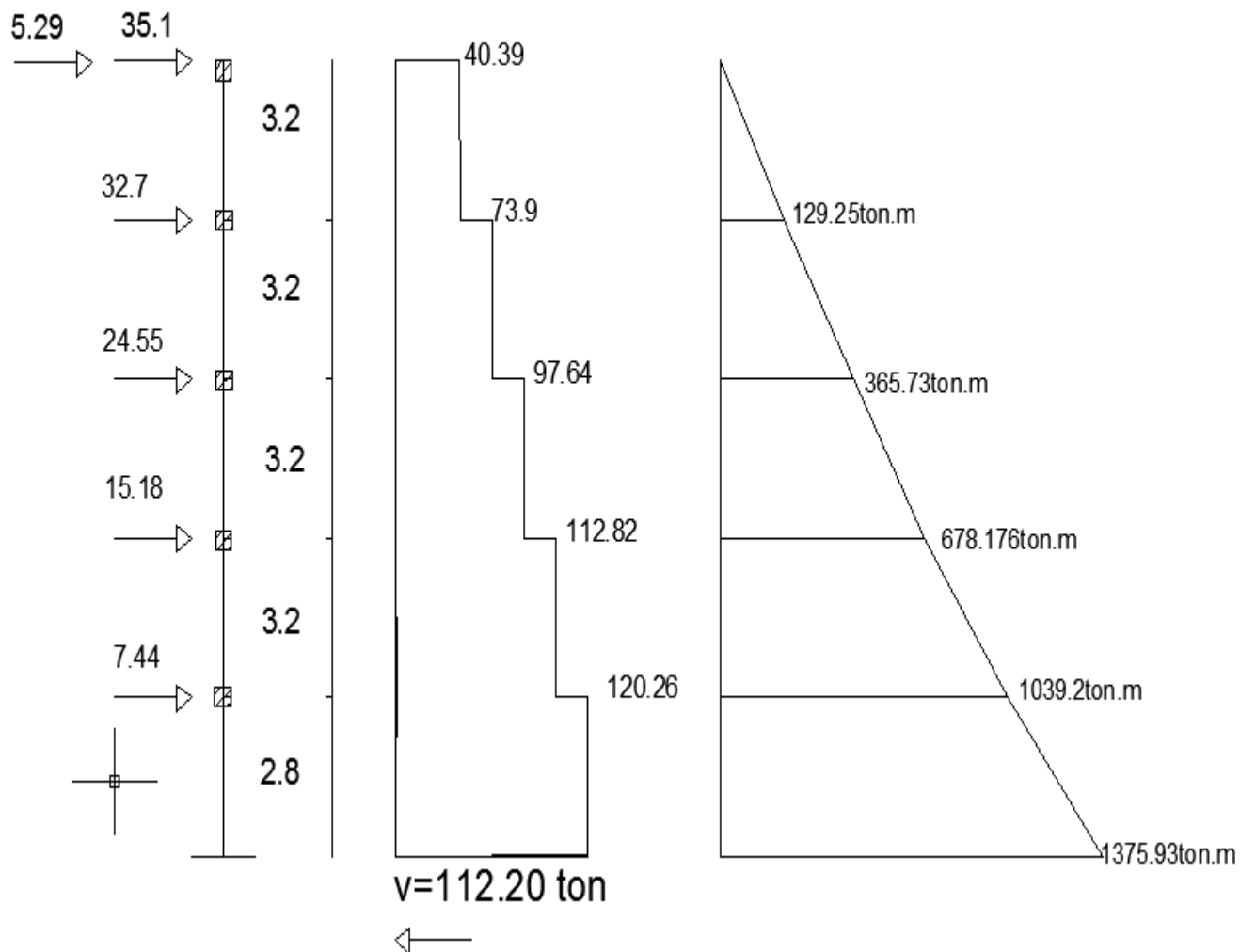
$$F_t = 0.07 T.V$$

$$F_t = 0.07 * 0.62 * 122.10 = 5.29 \text{ ton}$$

محاسبه F_i :

$(F_i)_x = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$	$\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$	$W * h$	w	h	تراز
--	--	---------	-----	-----	------

35.1	0.30	2402.4	154	15.6	5
32.7	0.28	2281.6	184	12.4	4
24.53	0.21	1692.8	184	9.2	3
15.18	0.13	1104	184	6	2
7.47	0.064	515.2	184	2.8	1
	1	7996			جمع



فصل پنجم: محاسبه بار باد و بار برف

نیروی برف : مطابق پروژه نقشه در اردبیل اجرا می شود که منطقه دارای برف زیاد است
 $P_s = 150 \text{ kg/m}^2$ بار برف مبنا

چون بام مسطح است پس
 $C_s = 1$ ضریب اثر شیب

بار برف بام $P_r = C_s / P_s = 150 \text{ kg/m}^2$

محاسبه نیروی باد :

باتوجه به اینکه موقعیت جغرافیای شهر مورد نظر اردبیل است پس :

$$V=130 \text{ KM/H}$$

$$Q=84.5$$

$$F=P/A$$

$$P=C_e * C_q * q$$

- ضریب اثر تغییر سرعت (C_e)

$$\text{if } 0 < h < 10 \quad C_e = 1/6$$

$$\text{if } 10 < h < 20 \quad C_e = 1/9$$

- ضریب شکل (C_q)

$$C_q = 1/4 \quad \text{دیوار رو به باد}$$

$$C_q = 0 \quad \text{دیوار پشت به باد}$$

$$C_q = 0/7 \quad \text{دیوار بام}$$

- A مساحت سطحی از ساختمان که فشار یا مکش P بر آن وارد می شود بنابراین داریم:

$$0 < h < 10 \quad \text{دیوار رو به باد}$$

$$P1 = 1.6 * 1.4 * 84.5 / 1000 = 0.189 \text{ t/m}^2$$

$$A1 = 14.82 * 10 = 148.2 \text{ m}^2$$

$$F1 = 0.189 * 148.2 = 28 \text{ ton}$$

$$q_1 = 0.189 * 14.82 = 2.8 \text{ t/m}$$

$$10 < h < 20$$

$$P_2 = 1.9 * 1.4 * 84.5 / 1000 = 0.224 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = 14.82 * 5.6 = 82.99$$

$$F_2 = 0.224 * 82.99 = 18.59 \text{ ton}$$

$$q_2 = 0.224 * 14.82 = 3.31 \text{ t/m}$$

بام:

$$P = 1.9 * .7 * 84.5 / 1000 = 0.122 \text{ t/m}^2$$

$$A_3 = 0.8 * 14.82 = 11.85 \text{ m}^2$$

$$F_3 = 0.122 * 11.58 = 1.41 \text{ ton}$$

$$q_3 = 0.122 * 14.82 = 1.80 \text{ t/m}$$

کنترل برش :

$$V_0 = f_1 + f_2$$

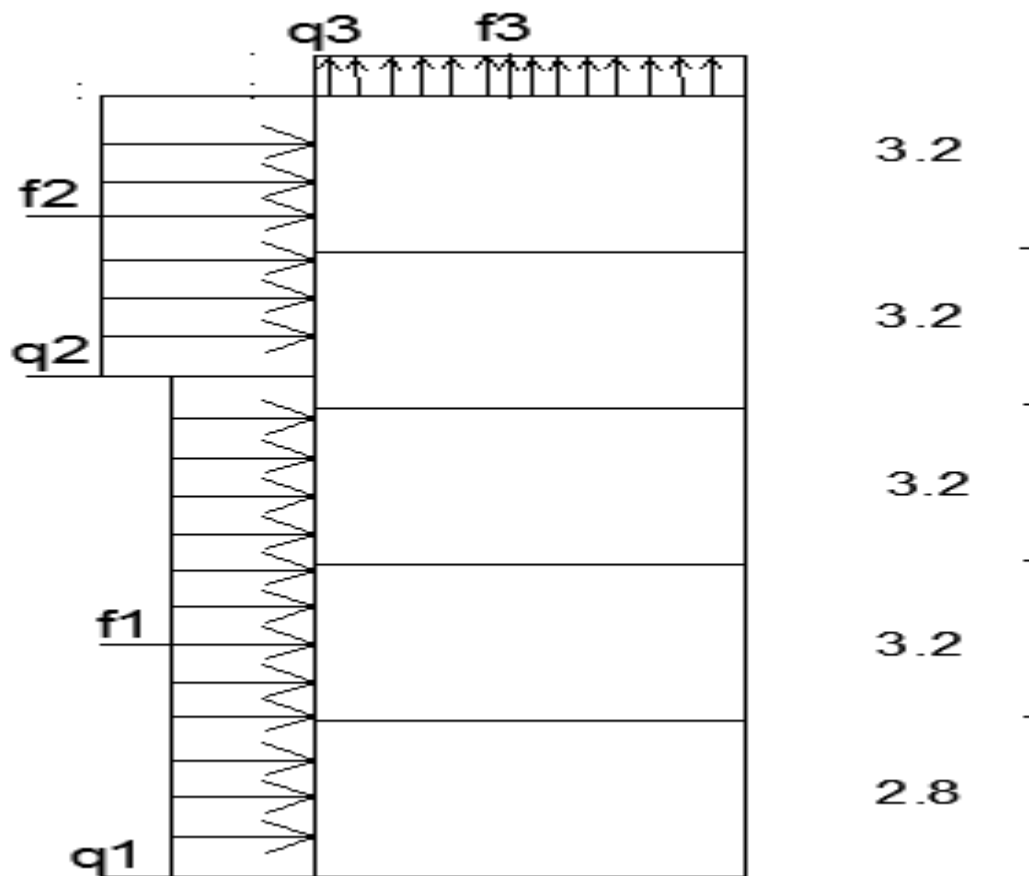
$$V_0 = 18.59 + 28 = 46.59 \text{ ton}$$

$$V_r = 0.5(w - f_3)$$

$$V_r = 0.5(888.027 - 1.47) = 443.29 \text{ ton}$$

$$V_r/V_0 = 443.29/46.59 = 9.51 > 1.75 \text{ ok}$$

با توجه به محاسبات فوق ملاحظه می شود که بار باد در مقابل بار زلزله ناچیز می باشد و از آن صرف نظر می کنیم . در صفحه ی بعد نیروهای باد وارد بر ساختمان نشان داده شده است.



فصل ششم : بارگذاری و تحلیل تقریبی یک قاب تحت بار قائم و جانبی

نمایش بارهای وارد بر ساختمان

قاب A:

دهانه 1-2 و 3-4

بار زنده :

سطح بارگیر = 0.2 متر

$$q = 0.2 * 0.15 = 0.03 \text{ t/m} \quad \text{بام}$$

$$q = 0.2 * 0.2 = 0.04 \text{ t/m} \quad \text{طبقات}$$

بار مرده :

$$q = 0.2 * 0.603 = 0.12 \quad \text{بام}$$

$$q = 0.8 * 0.260 = 0.208 \quad \text{جان پناه}$$

$$q = 0.328 \quad \text{کل بام}$$

$$q = 0.2 * 0.600 = 0.12 \quad \text{طبقات}$$

$$q = 2.8 * 0.250 = 0.7 \quad \text{دیوار خارجی}$$

کل طبقات $q=0.82 \text{ t/m}$

همکف $q=0.2*0.600=0.12$

دیوار خارجی $q=2.4*0.250=0.6$

کل همکف $q=0.72 \text{ t/m}$

دهانه 2-3

بار زنده :

سطح بارگیر $= 3 \text{ متر}$

بام $q=3*0.15=0.45 \text{ t/m}$

طبقات $q=3*0.2=0.6 \text{ t/m}$

بار مرده :

$$q = 3 \times 0.603 = 0.1.81 \quad \text{بام}$$

$$q = 0.8 \times 0.260 = 0.208 \quad \text{جان پناه}$$

$$q = 2.1 \quad \text{کل بام}$$

$$q = 3 \times 0.600 = 1.8 \quad \text{طبقات}$$

$$q = 2.8 \times 0.250 = 0.7 \quad \text{دیوار خارجی}$$

$$q = 2.5 \text{ t/m} \quad \text{کل طبقات}$$

$$q = 3 \times 0.600 = 1.8 \quad \text{همکف}$$

$$q = 2.4 \times 0.250 = 0.6 \quad \text{دیوار خارجی}$$

$$q = 2.4 \text{ t/m} \quad \text{کل همکف}$$

قاب 1

دهانه A-B ,C-D

بار زنده :

متر 2.75 سطح بارگیر =

$$q = 2.75 * 0.15 = 0.41 \text{ t/m} \quad \text{بام}$$

$$q = 2.75 * 0.2 = 0.55 \text{ t/m} \quad \text{طبقات}$$

بار مرده :

$$q = 2.75 * 0.603 = 1.65 \quad \text{بام}$$

$$q = 0.8 * 0.260 = 0.208 \quad \text{جان پناه}$$

$$q = 1.86 \quad \text{کل بام}$$

$$q = 2.75 * 0.600 = 1.65 \quad \text{طبقات}$$

$$q = 2.8 * 0.250 = 0.7 \quad \text{دیوار خارجی}$$

کل طبقات $q=2.35 \text{ t/m}$

همکف $q=2.75*0.600=1.65$

دیوار خارجی $q=2.4*0.250=0.6$

کل همکف $q=2.25 \text{ t/m}$

دهانه B-C

بار زنده :

سطح بارگیر $= 0.2 \text{ متر}$

بام $q=0.2*0.15=0.03 \text{ t/m}$

طبقات $q=0.2*0.2=0.04 \text{ t/m}$

بار مرده :

$$q = 0.2 * 0.603 = 0.12 \quad \text{بام}$$

$$q = 0.8 * 0.260 = 0.208 \quad \text{جان پناه}$$

$$q = 0.328 \quad \text{کل بام}$$

$$q = 0.2 * 0.600 = 0.12 \quad \text{طبقات}$$

$$q = 2.8 * 0.250 = 0.7 \quad \text{دیوار خارجی}$$

$$q = 0.82 \text{ t/m} \quad \text{کل طبقات}$$

$$q = 0.2 * 0.600 = 0.12 \quad \text{همکف}$$

$$q = 2.4 * 0.250 = 0.6 \quad \text{دیوار خارجی}$$

$$q = 0.72 \text{ t/m} \quad \text{کل همکف}$$

نمایش بارگذاری رو قاب ها :

قاب A:

DL=0.33	LL=0.45 DL=2.1	DL=0.33
DL=0.82	LL=0.6 DL=2.5	DL=0.82
DL=0.82	LL=0.6 DL=2.5	DL=0.82
DL=0.82	LL=0.6 DL=2.5	DL=0.82
DL=0.72	LL=0.6 DL=2.4	DL=0.72

قاب 1:

LL=0.41 DL=1.86	DL=0.33	LL=0.41 DL=1.86
LL=0.55 DL=2.35	DL=0.82	LL=0.55 DL=2.35
LL=0.55 DL=2.35	DL=0.82	LL=0.55 DL=2.35
LL=0.55 DL=2.35	DL=0.82	LL=0.55 DL=2.35
LL=0.55 DL=2.25	DL=0.72	LL=0.55 DL=2.25



تحلیل تقریبی قاب 1 تحت بار قائم به روش 1/10 دهانه:

فرمول های روش 1/10 دهانه به صورت زیر می باشد :

$$M=0.08wl^2$$

$$V=0.$$

$$4wl$$

$$P=0.5wl$$

که بعد از جاگذاری و محاسبه اعداد زیادی بدست میاید که به دلیل زیاد بودن ان را بر روی دو تا شکل مجزا جاگذاری می کنیم تا قاطی نشوند :

اعداد بدست امده برای تیر های قاب 1 به روش 1/10 دهانه به شکل زیر می باشد :



m=-2571.91	m-676.6	m=-2531.9
m+=4750.1 v=5254.5	m+=1202.8 v=1113.7	m+=4501 v=5115
m-=3375.8	m-=1681	m-=3198.9
m+=6001.4 v=6638.7	m+=2988 v=2767.5	m+=5687. v=6462
m-=3375.8	m-=1681	m-=3198.9
m+=6001.4 v=6638.7	m+=2988 v=2767.5	m+=5687 v=6462
m-=3375.8	m-=1681	m-=3198.9
m+=6001.4 v=6638.7	m+=2988 v=2767.5	m+=5687 v=6462
m-=3232	m-=1476	m-=3062.8
m+=5746 v=6356	m+=2624 v=2430	m+=5445 v=6187

اعداد بدست آمده برای ستون های قاب 1 به روش 1/10 دهانه نیز به شکل زیر می باشد :

p=5254.5 m=267191	p=6368.2 m=-1995.3	p=6228.7 m=1855.3	p=5115 m=-2531.9
p=11893.2 m=6047.7	p=15774.5 m=-3689.8	p=15458.7 m=3373.8	p=11577.5 m=-5730.8
p=18532 m=9423.5	p=25180.7 m=-5348.4	p=24688.7 m=4890.68	p=18040 m=-8929.8
p=25170.7 m=12799	p=34587 m=-7078.9	p=33918.7 m=6408.36	p=24502.5 m=-12128.7
p=31527 m=16031.5	p=43373 m=-8834.8	p=42536.2 m=7994.9	p=30690 m=-15191.5

تحلیل تقریبی قاب 1 تحت بار جانبی به روش پرتال:



اعداد بدست آمده برای تیر های قاب 1 به روش پرتال به شکل زیر می باشد :

	$m=8863.2$ $v=3137.4$	$m=10588.8$ $v=3137.4$	$m=8627.9$ $v=3137.4$
	$m=25983.7$ $v=9197.7$	$m=31042.4$ $v=9197.7$	$m=25293.85$ $v=9197.76$
	$m=40440.11$ $v=14315.1$	$m=48313.4$ $v=14315.1$	$m=39366.48$ $v=14315.08$
	$m=50472.5$ $v=17866.4$	$m=60298.9$ $v=17866.9$	$m=49132.51$ $v=17866.4$
	$m=52555.4$ $v=18603.6$	$m=62787.4$ $v=18603.7$	$m=51160.1$ $v=18603.68$

اعداد بدست آمده برای ستون های قاب 1 به روش پرتال به شکل زیر می باشد :

m=8863.2 v=5539.5	m=19452 v=12157.5	m=19216.7 v=12010.4	m=8627.9 v=5392.4
m=17120.4 v=16700	m=37571 v=23483	m=37199.5 v=23199	m=16605.9 v=10416.2
m=23319.6 v=14574	m=51179.4 v=31987.1	m=50560 v=31600	m=22700.5 v=14187.5
m=27152.8 v=16970.5	m=59592.04 v=37245	m=58871 v=36794	m=26431.9 v=16519
m=25402.6 v=18144.7	m=55750.8 v=39822.011	m=55076 v=36340	m=24728 v=17662.98

فصل هفتم : مدل سازی و بارگذاری کل سازه و تحلیل های لازم

سازه مدل سازی شده باگذاری آن انجام شده و کل تحلیل های لازم انجام شده که فایل آن در پیوست موجود می باشد .

فصل هشتم : طراحی دستی تیر ستون

طراحی تیر طبقه پنجم 1-2 محور A :

ترکیبات بار بحرانی با استفاده از رابطه زیر بدست آمده است :

$$M=0.75(MD+ML+ME)=7.23 \text{ ton.m}$$

$$M=7.23 \text{ ton.m}$$

$$F_b=0.66 F_y=1584$$

$$S=M/F_b=7.23E5/1584=456.5 \text{ cm}^3$$

با مراجعه با اشتال :

IPE30 با دارای $S=557$ است قابل قبول است :

$$F_b=7.23E5/557=1298.1 \text{ kg /cm}^2$$

$$R=f_b/F_b=1298.1/1584=0.819<1$$

پس قابل قبول است.

طراحی تیر طبقه پنجم 3-4 محور A :

ترکیبات بار بحرانی با استفاده از رابطه زیر بدست آمده است :

$$M=0.75(MD+ML+ME)=1.02 \text{ ton.m}$$

$$M=7.23 \text{ ton.m}$$

$$F_b=0.66 F_y=1584$$

$$S=M/F_b=1.02E5/1584=64.39 \text{ cm}^3$$

با مراجعه با اشتال :

IPE14 با دارای $S=77.3$ است قابل قبول است :

$$F_b=1.02E5/77.3=1319 \text{ kg /cm}^2$$

$$R=f_b/F_b=1319/1584=0.83<1$$

پس قابل قبول است.

طراحی ستون طبقه اول B – 2

برای طراحی از باکس 60*60 استفاده می کنیم :

$A=480 \text{ CM}^2$
 $S_x=S_y=9460$
 $I_x=I_y=302720$
 $R_x=R_y=25.13$
 $P=280212.2$
 $M=11007971.2$
 $M=90063.97$

ضرایب لاغری ستون :

$$(Kl/r) = 1.8 * 290 / 25.13 = 20.77$$

از جدول 2026

$$F_a = p/a = 280212.2 / 480 = 583.7$$

$$f_a / F_a = 584 / 2026 = 0.28 > 0.15$$

مقاومت فشاری حول محور خمشی

$$F_e = (12/32) * (\pi^2 E / kl/r) =$$

$$F_e = 0.375 (3.14^2 * 2.1e6 / 20.77) = 17105.9$$

تنش خمشی موجود

$$F_b = m/s = 11007971.2 / 9460 = 1163.62$$

معیار پایداری

$$f_a/F_A + (C_m F_b / (1 - f_a/f_e) F_b) =$$

$$(583.7/2026 + 0.85 \cdot 1163.62/1390.8) = 0.99 < 1$$

معیار مقاومت :

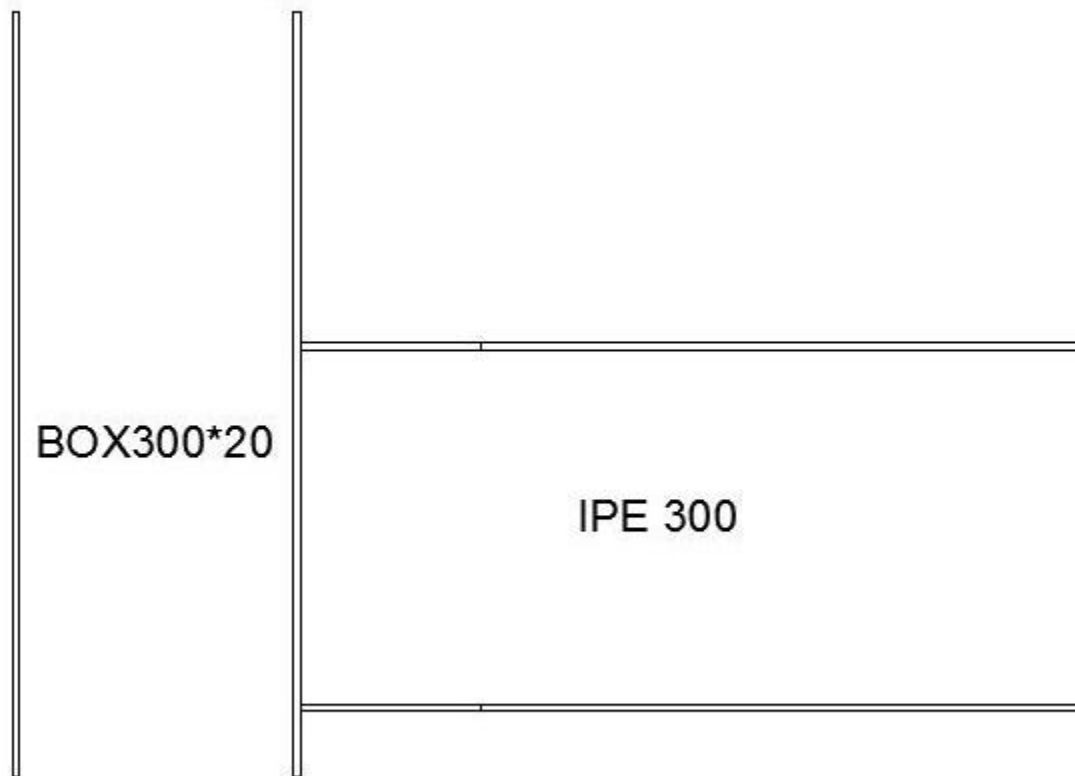
$$F_a/0.6f_y + f_b/F_b = 583.7/1440 + 1163.62/1440$$

ok

فصل نهم : طراحی دستی اتصال ساده گیردار

طراحی نمونه ای از اتصالات :

A-B از محور 2 :



	d	bf	tf	tw	z	k
IPE300	30	15	1.07	0.71	600	–
Bo30*20	30	30	2	2	–	1.8

تعیین لنگر طراحی: لنگرهای طراحی کوچکترین مقدار دو رابطه زیر خواهد بود:

1- مقاومت خمشی تیر

$$M1 = zfy = 600 * 2400 = 14.4 \text{ t.m}$$

$$M2 = H db vz / H - db$$

$$Vz = 0.55 fy dc Twc \{ 1 + 3 b fc / dc * db * twc \}$$

$$Vz = (0.55 * 2400 * 30 * 2) \{ 1 + (3 * 30 / 30 * 30 * 3 * 2) \} = 80.5 \text{ t}$$

$$M2 = (300 * 30 * 80.5 E3) / (300 - 30) = 26.83$$

$$Md = \min (m1 \& m2) = 14.4 \text{ t}$$

تعیین نیروی طراحی صفحات اتصال:

$$Pbf = md / db = 14.4 E5 / 30 = 48 \text{ T}$$

تعیین سطح مقطع لازم برای صفحات اتصال:

$$A_{pl} = p_{bf} / f_y = 20 \text{ cm}^2$$

طراحی ابعاد صفحه فوقانی

$$b_{pl} < b_{fb} - 4 \rightarrow b_{pl} < 15 - 4 = 11$$

عرض ورق را 12 سانت انتخاب می کنیم
تعیین عرض ورق در محل اتصال ستون :

$$b''_{pl} > b_{pl} \rightarrow b''_{pl} = 18 \text{ cm}$$

تعیین LP :

$$5 < L_p < 10 t_{pl}$$

$$5 < L_p < 10 (1) \quad L_p = 10 \text{ cm}$$

تعیین بعد جوش گوشه :

$$7 < t < 12 \quad D_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$t > 7 \text{ mm} \quad D_{\max} = 10 - 2 = 8 \text{ mm}$$

تعیین تنش مجاز جوش:

الکتروود مصرفی E60

$$F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_w = 0.32 @ f_u = 0.3 * 0.75 * 4200 = 945 \text{ kg / cm}^2$$

تعیین طول جوش گوشه :

$$A_w = 2L_w \left(\frac{D\sqrt{2}}{2} \right) \geq \frac{P_{bf}}{1.7F_w}$$

$$2l_w = \{ 0.8 * 1.41 / 2 \} > \{ (48000) / (1.7 * 945) \}$$

$$L_w = 26.5 \text{ cm}$$

طول 28 را انتخاب می کنیم.

طراح ورق تحتانی :

1-تعیین عرض ورق :

$$B_{pl} > b_f + 2d$$

$$B_{pl} > 15 + 1 = 16$$

$$B_{pl} \quad t_{pl} > 12 \text{ cm}^2 \quad t_{pl} > 12/16 = 0.75 \text{ cm}$$

ضخامت ورق یک سانت انتخاب میشود

تعیین بعد جوش گوشه :

$$7 < t < 12 \quad D_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$t > 7 \text{ mm} \quad D_{\max} = 10 - 2 = 8 \text{ mm}$$

تعیین طول جوش گوشه :

$$A_w = 2L_w \left(\frac{D\sqrt{2}}{2} \right) \geq \frac{P_{bf}}{1.7F_w}$$

$$2l_w = \{0.8 * 1.41 / 2\} > \{(48000) / (1.7 * 945)\}$$

$$L_w = 26.5 \text{ cm}$$

طول 28 را انتخاب می کنیم.

تعیین طول ورق :

$$l > l_w + 2 t_p \Rightarrow L = 28 + 2(1) = 30 \text{ cm}$$

فصل دهم و دوازدهم: کنترل تغییر مکان و

واژگونی

کنترل ظوابط لرزه ای

آیین نامه طراحی: AISC-ASD89

کنترل تغییر شکل قاب ها در راستای X:

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 12				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY6	0.049422	0.000624	0.002293	0.000033
STORY5	0.042543	0.000724	0.003136	0.000025
STORY4	0.032506	0.000644	0.003166	0.000073
STORY3	0.022376	0.000409	0.003198	0.000080
STORY2	0.012143	0.000153	0.002764	0.000041
STORY1	0.003299	0.000022	0.001178	0.000008

چنانچه مشاهده می شود جابه جایی نسبی (DRIFT) در جهت X در تمام طبقات از مقدار مجاز 0.005 (مطابق آیین نامه 2800) کمتر است.

در راستای Y نیز کنترل شد.

نمایش جرم و مرکز جرم طبقات :

Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
►	STORY6	D1	1.6797	1.6797	7.410	8.710	1.6797	1.6797	7.410
	STORY5	D1	26.4225	26.4225	7.410	9.505	28.1023	28.1023	7.410
	STORY4	D1	27.3734	27.3734	7.410	9.514	55.4757	55.4757	7.410
	STORY3	D1	28.1155	28.1155	7.410	9.463	83.5912	83.5912	7.410
	STORY2	D1	27.9764	27.9764	7.410	9.443	111.5675	111.5675	7.410
	STORY1	D1	26.6775	26.6775	7.410	9.458	138.2450	138.2450	7.410

وزن کل ساختمان 138.24 تن میباشد این وزن با محاسبات دستی ما یکمی فرق دارد.

برش و لنگر پیچشی و لنگر واژگونی حاصل از بار زلزله :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
►	STORY6	EX	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
	STORY6	EX	Bottom	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	-0.214
	STORY5	EX	Top	0.00	-60.59	0.00	575.885	0.000	-0.214
	STORY5	EX	Bottom	0.00	-60.59	0.00	575.885	0.000	-198.855
	STORY4	EX	Top	0.00	-110.48	0.00	1050.546	0.000	-198.855
	STORY4	EX	Bottom	0.00	-110.48	0.00	1050.546	0.000	-562.396
	STORY3	EX	Top	0.00	-148.49	0.00	1410.338	0.000	-562.396
	STORY3	EX	Bottom	0.00	-148.49	0.00	1410.338	0.000	-1052.960
	STORY2	EX	Top	0.00	-173.17	0.00	1643.309	0.000	-1052.960
	STORY2	EX	Bottom	0.00	-173.17	0.00	1643.309	0.000	-1624.388
	STORY1	EX	Top	0.00	-184.15	0.00	1747.148	0.000	-1624.388
	STORY1	EX	Bottom	0.00	-184.15	0.00	1747.148	0.000	-2147.876

برش پایه : $V_x = 184.15 \text{ ton}$

لنگر پیچشی : $T=1747.14 \text{ ton.m}$

لنگر واژگونی : $M=2147.87 \text{ ton.m}$

وزن سازه : 134.77 ton

مرکز جرم تجمعی طبقات : 7.41m

لنگر مقاوم واژگونی :- $M=(134.77)\min \{ 7.41 \& 14.85$
 $7.41)998.6 \text{ ton.m}$

طول ساختمان در جهت $x=14.85$

ضریب اطمینان در برابر واژگونی
 $998.6/2147.87=0.46>1.75 \text{ ok}$

نمایش وزن اسکلت سازه:

وزن تیر ستون به طور جداگانه :

	ElementType	Material	TotalWeight	NumPieces	NumStuds
►	Column	STEEL	56.397	73	
	Beam	STEEL	74.905	109	0

وزن مقاع بکار رفته در سازه به طور جداگانه به همراه طول آنها :

Material List By Section						
Section	ElementType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight	NumStuds	
E220C100FF1W	Beam	4	28.320	3.737	0	
2IPE240C120	Beam	2	12.000	0.708	0	
E240C120FF1W	Beam	10	60.420	8.966	0	
2IPE270C135	Beam	10	67.500	4.719	0	
E270C135FF1W	Beam	15	92.760	15.978	0	
IPE300	Beam	5	26.820	1.068	0	
2IPE300C150	Beam	22	133.610	10.783	0	
E300C150FF1W	Beam	13	80.550	15.993	0	
BOX400X20	Column	16	51.200	13.107		
BOX500X20	Column	14	43.200	13.824		
BOX300X20	Column	24	76.800	14.746		
BOX200X20	Column	9	28.200	3.610		
BOX600X20	Column	8	22.400	8.602		
BOX700X20	Column	2	5.600	2.509		
E330C165FF1W	Beam	6	36.820	9.412	0	
E360C180FF1W	Beam	2	5.640	1.421	0	
SLAB1	Floor			48.687		
DECK1	Floor			312.563		
DECK1	Metal Deck			11.640		

وزن اسکلت در هر طبقه و میزان فولاد مصرفی در واحد مساحت هر طبقه و در نهایت برای کل سازه :

Edit View

Material List By Story

	Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea	UnitWeight	NumPieces	NumStuds
	STORY4	Metal Deck	N.A.	2.765	272.210	0.0102		
	STORY3	Column	STEEL	10.650	272.210	0.0391	14	
	STORY3	Beam	STEEL	22.438	272.210	0.0824	21	0
	STORY3	Floor	CONC	71.298	272.210	0.2619		
	STORY3	Metal Deck	N.A.	2.765	272.210	0.0102		
	STORY2	Column	STEEL	13.107	272.210	0.0482	14	
	STORY2	Beam	STEEL	19.231	272.210	0.0706	21	0
	STORY2	Floor	CONC	71.298	272.210	0.2619		
	STORY2	Metal Deck	N.A.	2.765	272.210	0.0102		
	STORY1	Column	STEEL	14.694	272.210	0.0540	14	
	STORY1	Beam	STEEL	6.418	272.210	0.0236	21	0
	STORY1	Floor	CONC	71.298	272.210	0.2619		
	STORY1	Metal Deck	N.A.	2.765	272.210	0.0102		
	SUM	Column	STEEL	56.397	1380.083	0.0409	73	
	SUM	Beam	STEEL	74.905	1380.083	0.0543	109	0
	SUM	Floor	CONC	361.250	1380.083	0.2618		
	SUM	Metal Deck	N.A.	14.040	1380.083	0.0102		
	TOTAL	All	All	506.592	1380.083	0.3671	182	0

OK

فصل سیزدهم : مدل سازی کامل فونداسیون و کنترل و طراحی های مربوطه

طراحی پی :

نوع پی ما یک پی نواری خواهد بود که تمام محاسبات آن در پروژه پیوست شده است.

مشخصات تحلیل و طراحی به ترتیب زیر می باشد.

مقاومت ۲۸ روز بتن	۲۱۰	کیلوگرم بر سانتیمترمربع
تنش تسلیم میلگردهای طولی	۴۰۰۰	کیلوگرم بر سانتیمترمربع
جرم واحد حجم بتن	۲۵۰	کیلوگرم بر مترمکعب
وزن واحد حجم بتن	۲۵۰۰	کیلوگرم بر مترمکعب
ضریب پواسون بتن آرمه	۰/۲	
مدول الاستیسیته بتن آرمه	۲/۱۹E۹	کیلوگرم بر مترمربع

مقاومت مجاز خاک 1.5 کیلوگرم بر سانتی متر مربع

پیدا کردن مدول خاک :

$$q_s = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_s = 1.2 q_a$$

$$K_s = 1.2 * 1.5 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

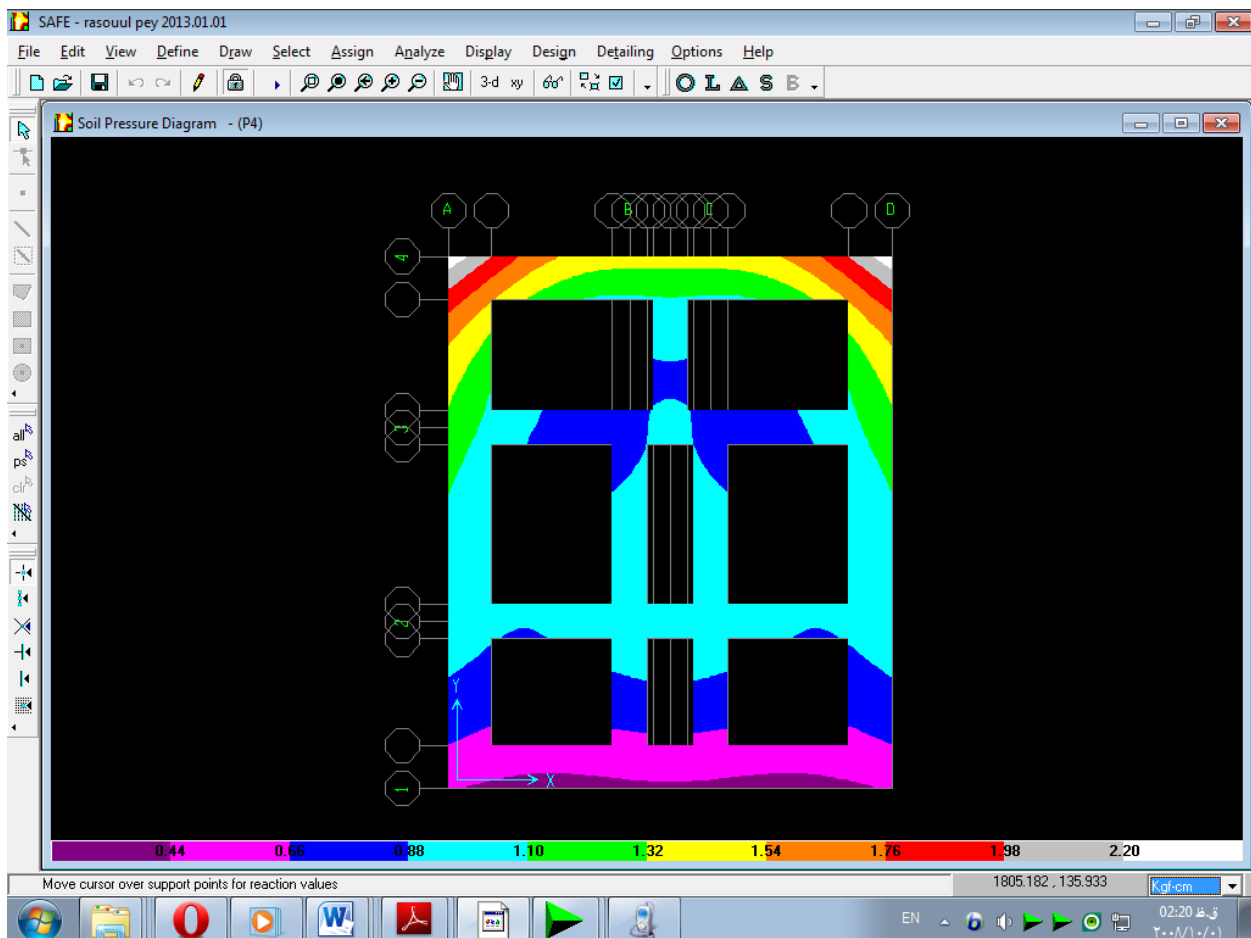
معرفی ترکیبات بار :

نرم افزار SAFE ترکیبات طراحی را از مستقیماً ایجاد می کند. لذا نیاز به وارد کردن این ترکیبات نیست. اما ترکیبات پنج گانه مربوط به کنترل تنش زیر پی را باید وارد کنیم. این ترکیبات به صورت زیر می باشند.

Press 1-	DL+LL	کنترل تنش برای بارهای دائمی
Press 2-	0.75(DL+LL+EX)	کنترل تنش برای بارهای گذرا
Press 3-	0.75(DL+LL-EX)	کنترل تنش برای بارهای گذرا
Press 4-	0.75(DL+LL+EY)	کنترل تنش برای بارهای گذرا
Press 5-	0.75(DL+LL-EY)	کنترل تنش برای بارهای گذرا

بعد از درست کردن مدل سیف آن را تحلیل می کنیم (در پیوست موجود می باشد)
کنترل تنش زیر پی :

بعد از تحلیل مدل کنترل می کنیم که تنش زیر پی از 1.5 کیلوگرم بر سانتی متر تجاوز نکند.



کنترل برش پانچ :

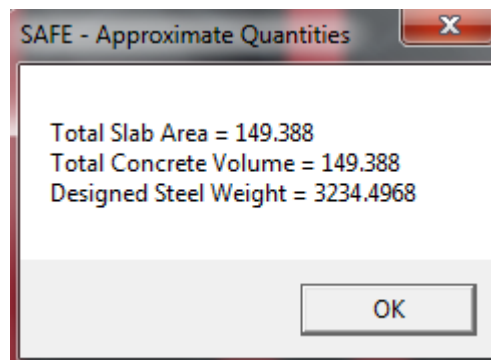
با اجرای دستور فوق نسبت برش پانچ موجود در محل اتصال ستون به پی به مقاومت برشی پی نشان داده می شود. این مقادیر نباید از مقدار $1/0$ تجاوز نماید. در واقع یکی از ملاک های انتخاب عمق پی، برش پانچ می باشد. در صورتی که برش پانچ در پی بیش از $1/0$ باشد، با افزایش عمق پی مقاومت برشی آن را افزایش داده تا نسبت تنش برشی فوق کاهش یابد.

	A			B		C			D
1	1.978			1.087		1.110			1.998
	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	+								+
2	1.151			0.539		0.545			1.162
	+								+
	+								+
	+								+
3	1.381			0.898		0.904			1.316
	+								+
	+								+
	+								+
4	1.966			1.841		1.854			1.991
	+	+	+	+	+	+	+	+	+

لازم به ذکر است که نرم افزار Safe مقدار محاسبه شده برای نسبت برش پانچ به مقاومت برشی پی را در گوشه های پی بیشتر از حد واقعی نشان داده و به صورت محافظه

کارانه عمل می نماید. دلیل آن عدم محاسبه صحیح محیط پانچ برای ستون های گوشه توسط نرم افزار می باشد. لذا در کنترل برش پانچ برای ستون های گوشه می توان مقداری بیش از ۱/۰ را پذیرفت. البته کمیت مشخصی را نمی توان برای آن تعیین کرد لذا تعیین ضخامت پی و قضاوت در این مورد با تکیه بر تجربیات مهندسی و یا کنترل دستی برش امکان پذیر خواهد بود.

خروجی کل از سیف :



بی شک پروژه ای که کار کردم خالی از ایراد نخواهد بود
امیدوارم تونسته باشم گوشه ای از خواسته های استاد گرامی
رو بر آورده کرده کنم .

با تشکر فراوان از استاد گرانقدر : مهندس فرزاد

