

بسم الله الرحمن الرحيم

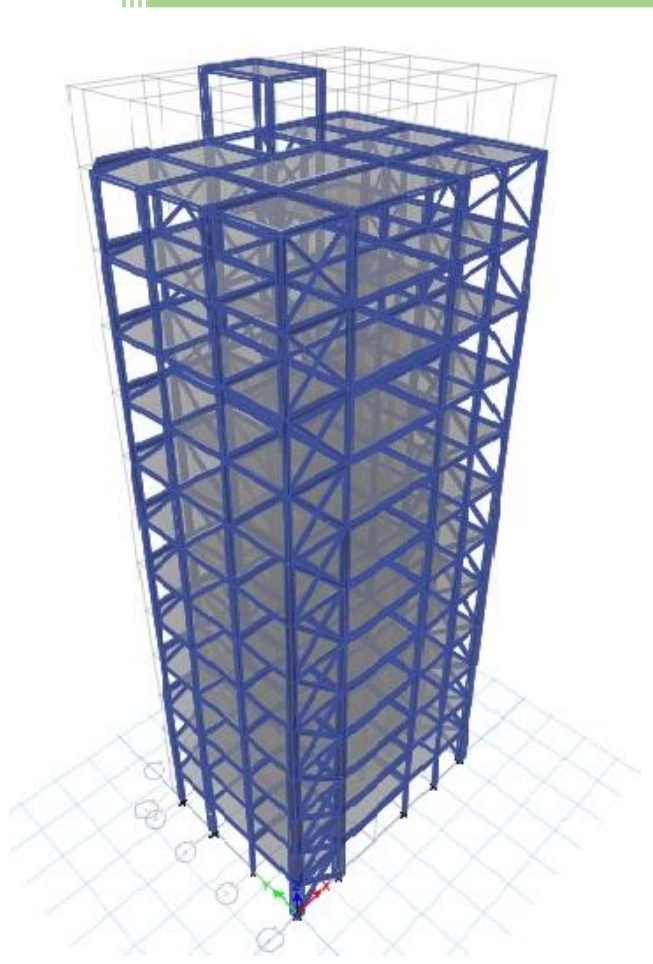
پروژه سازه فولادی (LRFD)



نام استاد مربوطه: دکتر کاظم شاکری

نام دانشجو: سعید مرتضوی (۹۲۴۴۴۲۵۲۱۰)

کارشناسی ناپیوسته عمران



5.....	فصل اول
5.....	بارگذاری:
5.....	جزئیات سقف طبقات:
5.....	جزئیات سقف پشت بام:
7.....	جزئیات دیوار پیرامون 30 سانتی (زیر زمین):
8.....	جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (بدون نما):
9.....	جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (نمادار):
10.....	جزئیات دیوار جان پناه:
10.....	جزئیات دیوار 10 سانتی (پارتیشن):
11.....	محاسبه بار معادل تیغه بندی:
12.....	جزئیات پله:
13.....	خلاصه بارگذاری:
13.....	بار برف:
14.....	بار باد:
15.....	محاسبه ضریب زلزله:
17.....	فرمول توزیع برش پایه در ارتفاع:
17.....	ضریب درجه نامعینی:
18.....	محاسبه سختی بادبند ها:
19.....	محاسبه مرکز سختی:
19.....	تعیین وزن سازه و مرکز جرم:
24.....	توزیع نیروی برشی در طبقات:
24.....	توزیع نیروی زلزله در جهت X:
24.....	توزیع نیروی زلزله در جهت Y:

29.....	بارگذاری ثقلی قاب ها:
36.....	کنترل لنگر وازگونی به صورت دستی:
38.....	فصل دوم:
38.....	کنترل های نهایی سازه:
38.....	کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی:
39.....	کنترل لزوم یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی: (بر مبنای بند 1-7-1) آئین نامه 2800
40.....	کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی:
41.....	کنترل تغییر مکان جانبی سازه:
42.....	محاسبه لنگر مقاوم:
42.....	محاسبه لنگر وازگونی:
43.....	فصل سوم
43.....	طراحی دستی تیر: (خروجی از نرم افزار ETABS2015)
43.....	طراحی تیر برای خمش:
44.....	طراحی تیر برای برش:
45.....	کنترل خیز تیر:
45.....	کنترل ارتعاش تیر:
45.....	طراحی دستی ستون:
46.....	ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوره:
47.....	طراحی دستی بادبند:
48.....	طراحی بادبند بر اساس مشخصات دقیق:
49.....	طراحی لقمه ها:
50.....	تعیین ظرفیت کششی مقطع:
51.....	طراحی اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی بدون وجود سخت کننده:
52.....	تعیین طول نبشی بر اساس معیار برش:

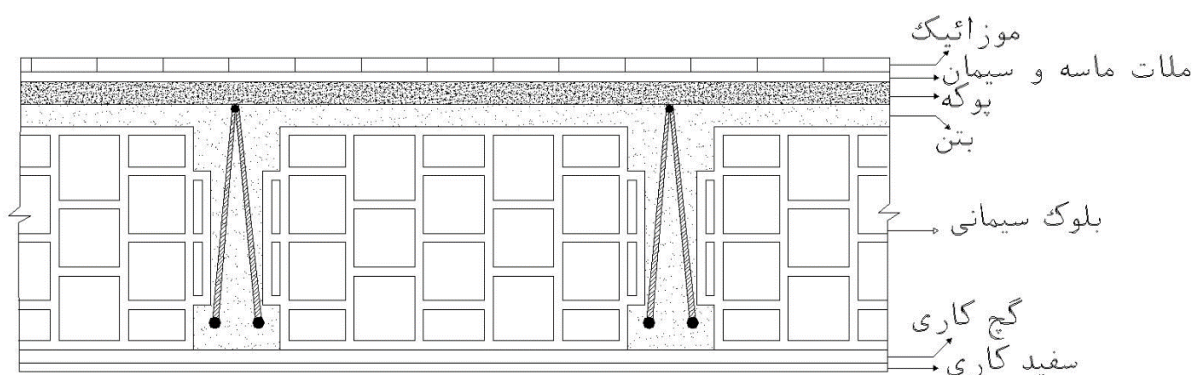
53.....	طراحی جوش اتصال نبشی به ستون:
53.....	طراحی اتصالات بادبند:
53.....	طراحی اتصالات بادبند در وسط:
54.....	کنترل برش قالبی در اتصال میانی:
54.....	محاسبه عرض ورق اتصال وسطی در بادبند:
54.....	کنترل تنش در عرض ویتمور ورق:
55.....	محاسبه طول ورق وسطی در بادبند:
55.....	
55.....	کنترل کمانش موضعی ورق وسطی در بادبند:
55.....	طراحی اتصال بادبند به تیر وستون:
56.....	طراحی ورق های وصله در ستون های غیر هم سائز:
56.....	تعیین ضخامت قطعات سخت کننده و ورق واسط:
56.....	تعیین ابعاد ورق واسط:
57.....	طراحی کف ستون ها:
60.....	طراحی میل مهار ها:
61.....	محاسبه طول میل مهار:
61.....	جزئیات لقمه ها در بادبند:
62.....	جزئیات اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی بدون وجود سخت کننده:
63.....	جزئیات اتصالات بادبند در وسط:
64.....	جزئیات اتصالات بادبند به تیر وستون:
64.....	محل مناسب وصله ها:
65.....	جزئیات وصله ستون ها ی غیر هم سائز :
65.....	جزئیات راه پله:
66.....	تنظیمات تحلیل سازه و انجام عملیات تحلیل سازه:

- 67..... الزامات مربوط به روش های تحلیل سازه فولادی:
- 67..... روش تحلیل مستقیم:
- 68..... مقایسه بین روش های تحلیل سازه:
- 69..... تنظیمات طراحی اسکلت فولادی (تیرها ، ستون ها و مهاربند ها):
- 71..... ترکیب بار های طراحی:
- 72..... طراحی پی:
- 74..... ترکیب بار های کنترل تنش زیر پی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان:
- 75..... محاسبه بار های گسترده وارده به پی:
- 75..... مشاهده تنش های زیر پی و مقایسه با مقدار مجاز:
- 75..... کنترل برش پانچ در پی:

فصل اول

بارگذاری:

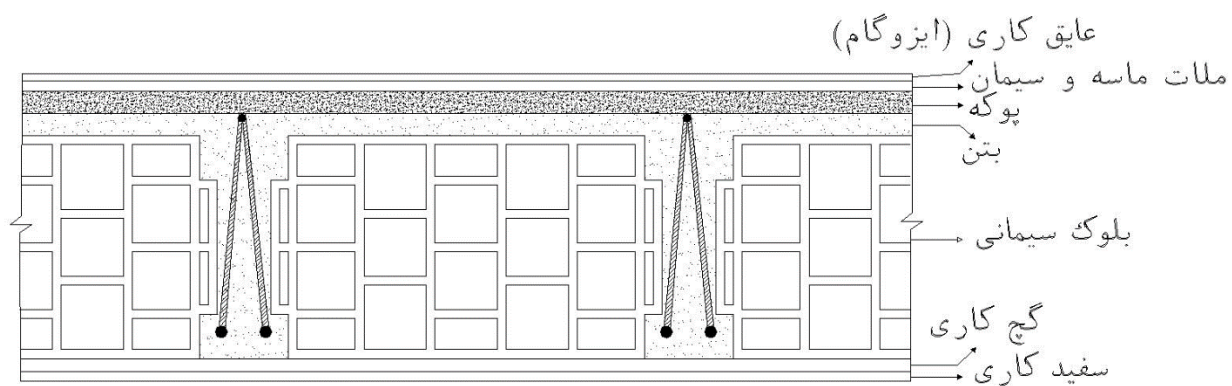
جزئیات سقف طبقات:



جزئیات سقف طبقات

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار (kg/m^2)
موزائیک	0.03	2250	67.5
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
پوکه ریزی	0.05	600	30
بتن	0.05	2500	250
بلوک سیمانی	-----	-----	$11 \times 10 = 110$
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.005	1300	6.5
جمع کل:			530 kg/m^2

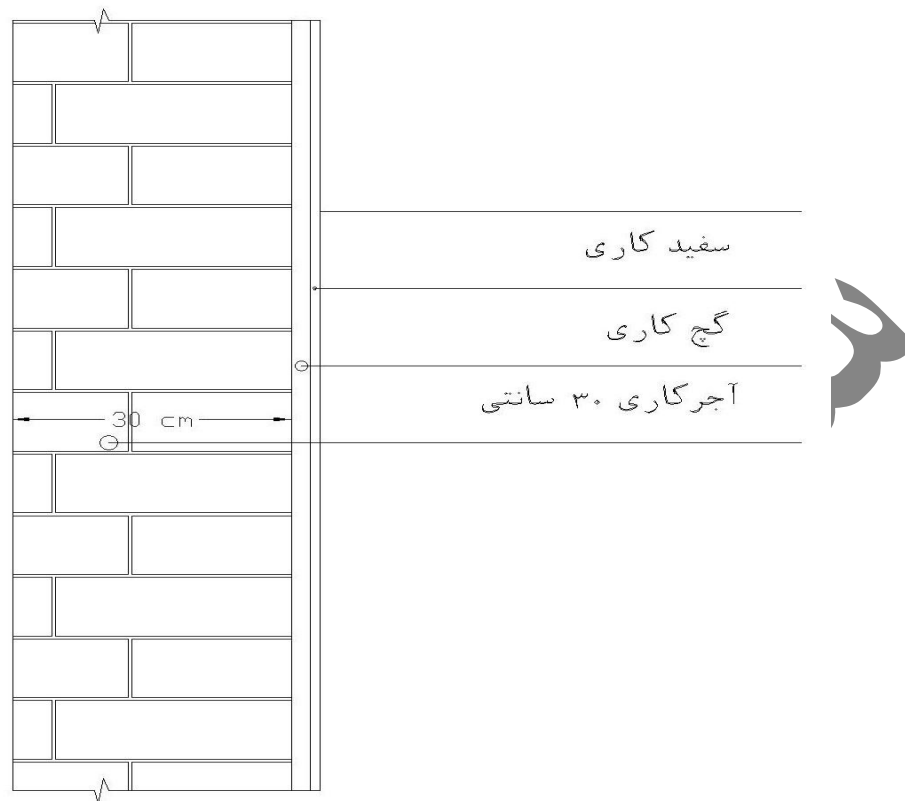
جزئیات سقف پشت بام:



جزئیات سقف پشت بام

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار (kg/m^2)
ایزوگام	-----	-----	15
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
پوکه ریزی	0.1	600	60
بتن	0.05	2500	250
بلوک سیمانی	-----	-----	$11 \times 10 = 110$
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.005	1300	6.5
جمع کل:			508 kg/m^2

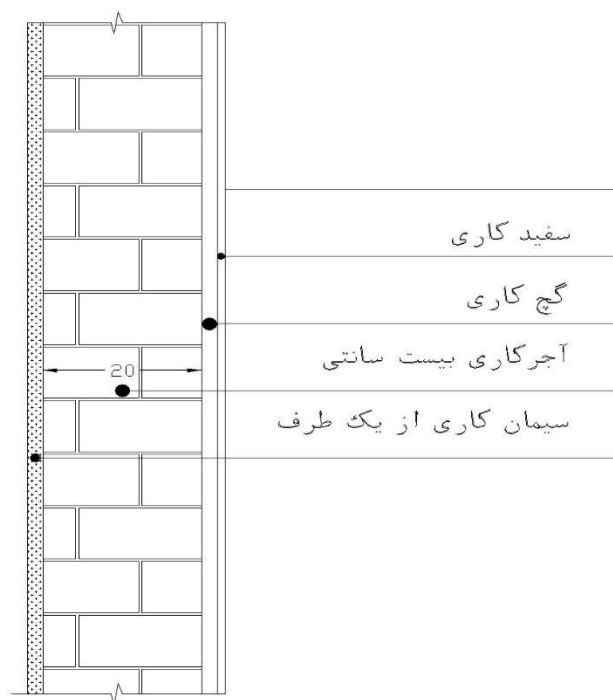
جزئیات دیوار پیرامون 30 سانتی (زیر زمین):



جزئیات دیوار پیرامون 30 سانتی

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار (kg/m^2)
آجر کاری (آجر فشاری)	0.3	1850	555
گچ کاری	0.02	1600	32
سفید کاری	0.01	1300	13
جمع کل:			600 kg/m^2

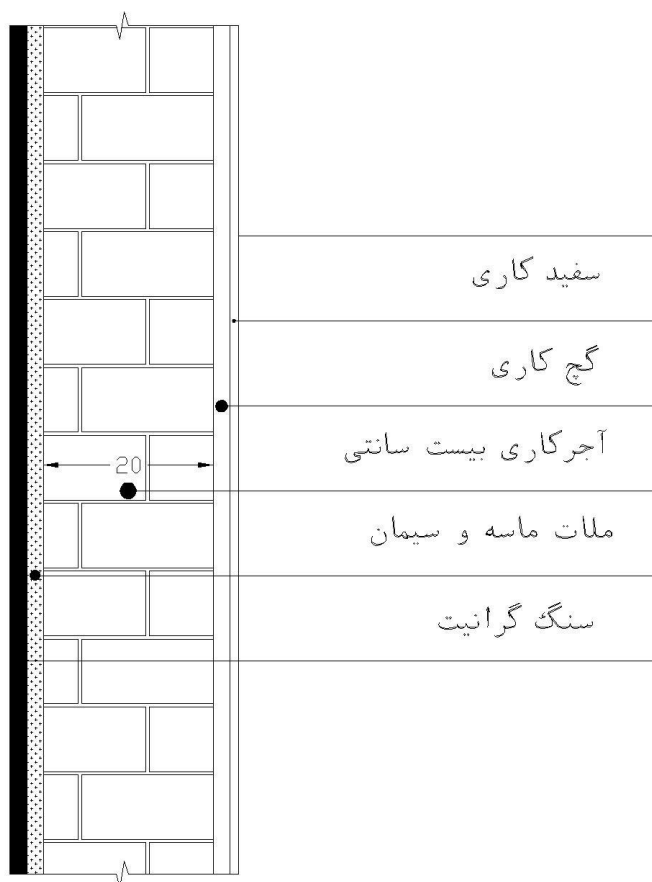
جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (بدون نا):



جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (بدون نا)

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار (kg/m^2)
آجرکاری	0.2	850	170
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.01	1300	13
سیمان کاری در یک طرف	0.01	2100	21
جمع کل:			228 kg/m^2

جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (فاوار):

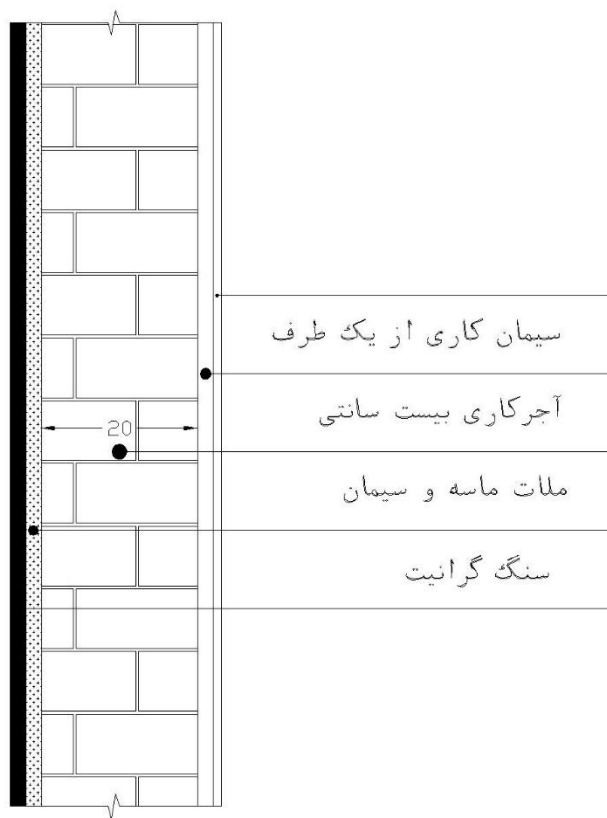


جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (فاوار)

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار (kg/m^2)
آجرکاری	0.2	850	170
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.01	1300	13
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
سنگ گرانیت	0.02	2800	56
جمع کل:			305 kg/m^2

نکته: با اعمال ضریب بازشو داریم:

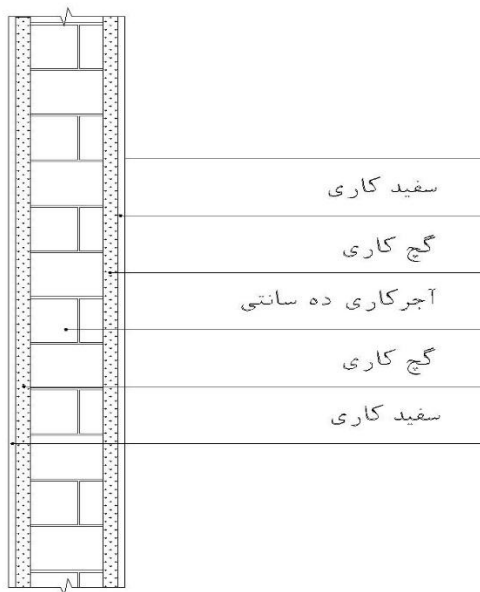
$$305 \times 0.7 = 214 \text{ kg/m}^2$$



جزئیات دیوار جان پناه

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت باد (kg/m^2)
آجرکاری	0.2	850	170
سیمان کاری	0.01	1600	21
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
سنگ گرانیت	0.02	2800	56
جمع کل:			290 kg/m^2

جزئیات دیوار 10 سانتی (پارشین):



جزئیات دیوار 10 سانتی (پارشین بندی)

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار (kg/m^2)
آجرکاری	0.1	850	85
گچ کاری از دو طرف	0.015	1600	48
سفید کاری از دو طرف	0.01	1300	26
جمع کل:			160 kg/m^2

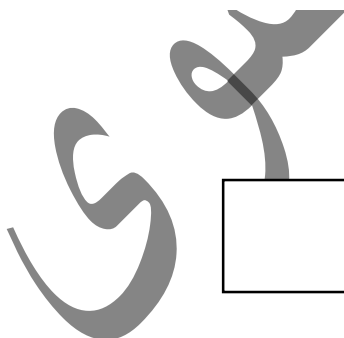
بند 6-5-2 (مبحث ششم ویرایش 92): چنانچه وزن هر متر مربع سطح دیوار های جدا کننده از 200 kg/m^2 کمتر باشد می توانیم آن را به عنوان بار زنده به صورت گسترده در کف طبقات پخش کنیم در غیر این صورت آن را به عنوان بار مرده در محل واقعی آن در نظر می گیریم.

مخاطب بار معادل تین بندی:

مساحت	ارتفاع	طول پارشین	طبقه
186 m^2	2.5 m	10 m	پارکینگ
186 m^2	2.9 m	26.7 m	طبقات

5-2-5-6

5-2-5-6



جزئیات

12

37.33	1/cos31	1600	0.02	اندود گچ و خاک
15.16	1/cos31	1300	0.01	اندود گچ رویه
20	-----	-----	-----	تیر آهن
جمع کل:				590 kg/m ²

خلاصه بارگذاری:

موقعیت	بار مرده سطحی (kg/m ²)	بار مرده خطی (kg/m)	بار مرده (kg/m ²)	بار معادل تیجه بندی
بام	508	-----	150	-----
طبقه مسکونی	530	-----	200	100
پله	590	-----	500	-----
دیوار سی سانتی (زیر زمین)	600	600 × 2.5 = 1500	-----	-----
دیوار جانبی بدون نما	-----	228 × 2.9 = 662	-----	-----
دیوار جانبی با نما	-----	214 × 2.9 = 621	-----	-----
دیوار جان پناه	-----	228 × 0.6 = 174	-----	-----
پارکینگ	-----	-----	300	100

بار برف:

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

P_g = بار برف مبنا (شهر اردبیل) = منطقه برف سنگین

$$P_g = 200 \text{ kg/m}$$

I_s = ضریب اهمیت ($I_s = 1$)

$$h_p = P_r / \gamma \quad \gamma = 0.43 p_r + 2.2 = 0.43 \times 2 + 2.2 \rightarrow \gamma = 3.06 \text{ kg/m}^2$$

مقدار فوق از حداکثر مبحث ششم که برابر با 4.7 در فرض اولیه مقدار p_r به شرح زیر می باشد.

$$p_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 200 = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

در نهایت مقدار ارتفاع برف متوازن برابر است با:

$$h_p = \frac{1.4}{3.06} = 0.457 \text{ m}$$

عدد بدست آمده چون از ارتفاع جان پناه کم تر است پس می تواند در گروه برف ریز باشد هم چنین فرض شده ساختمان باند تر از ساختمان های اطراف است لذا بام می تواند در گروه برف گیر قرار بگیرد در نهایت بام را نیمه برف گیر تلقی می شود.

مطابق بند 1-4-7-6 ساختمان های شهری جزوه گروه ناهمواری زیاد می باشند پس داریم :

طبق جدول 2-7-6 $C_e = 1$ طبق جدول 3-7-6 $C_t = 1$ طبق جدول 6-7-6 $C_s = 1$

$$p_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 200 = 140 \text{ kg/m}^2$$

در این جا بار زنده بام از بار برف بیش تر می باشد پس بار زنده بام را در محاسبات در نظر می گیریم.

باراد:

$$p = q \times C_q \times C_e$$

$$q = 0.005V^2 \rightarrow q = 84.5 \quad q \text{ (فشار مبنای باد):}$$

C_e (ضریب اثر تغییر سرعت):

$$C_e = 1.6 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.24}$$

داخل شهر

$$C_e = 2 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.16}$$

بیرون شهر

C_q (ضریب تغییر شکل):

$$C_q = 1.3$$

الف) در ساختمان های کوتاه تر از 12 متر

$$C_q = 1.4$$

ب) در ساختمان هایی با ارتفاع بین 12 متر و 60 متر

موقعیت	ارتفاع	C_e	C_q
ناحیه 1	0-10	1.6	1.3
ناحیه 2	10-12	1.9	1.3
ناحیه 3	12-20	1.9	1.4
ناحیه 4	20-30	2.1	1.4
ناحیه 5	30-37.2	2.2	1.4

$$M_1 = 84.5 \times 1.3 \times 1.6 \times 15.5 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 136.214 \text{ ton.m}$$

$$M_2 = 84.5 \times 1.3 \times 1.9 \times 15.5 \times 2 \times 11 \times 10^{-3} = 71.17 \text{ ton.m}$$

$$M_3 = 84.5 \times 1.4 \times 1.9 \times 15.5 \times 8 \times 16 \times 10^{-3} = 445.94 \text{ ton.m}$$

$$M_4 = 84.5 \times 1.4 \times 2.1 \times 15.5 \times 10 \times 25 \times 10^{-3} = 962.7 \text{ ton.m}$$

$$M_5 = 84.5 \times 1.4 \times 2.2 \times 15.5 \times 7.2 \times 33.6 \times 10^{-3} = 975.91 \text{ ton.m}$$

$$\text{لنگر واژگونی} = 2591.93 \text{ ton.m}$$

$$\text{لنگر مقاوم} = 2114.342 \times 6 = 12686 \text{ ton.m}$$

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{12686}{2591.93} = 4.89 \geq 1.75 \text{ ok}$$

مخبره ضریب زلزله:

به خطر اینکه سازه در دو جهت متعامد دارای یک نوع سیستم بار جانبی (قاب خمشی متوسط + دیوار برشی) می باشد

$$C_x = C_y \quad \text{پس داریم}$$

A	B	I	R_u	T
نسبت شتاب مبنای طرح	ضریب بازتاب	اهمیت ساختمان	ضریب رفتار ساختمان	زمان تناوب

طبق بند (1-3-3-3) آئین نامه 2800 ویرایش چهارم داریم:

$$T = 0.05 H^{0.75} = 0.05 \times 37.2^{0.75} \rightarrow T = 0.75$$

$$T = 1.25 \times 0.75 = 0.93$$

بر مبنای تبصره بند (1-3-3-3) می توان زمان تناوب تجربی را 25 درصد افزایش داد به شرطی که زمان تناوب تحلیلی از این مقدار بیشتر باشد

$$I=1$$

$$A=0.3$$

$$T=0.93$$

$$T_s=0.7$$

$$T_0=0.15$$

$$S_0=1.1$$

$$S=1.75$$

$$B = B_1 \times N$$

نوع خاک از گروه III می باشد.

$$B_1 = \begin{cases} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T / T_0) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T \leq T_s \\ B_1 = (S + 1)(T_s / T) \rightarrow (1.75 + 1)(0.7 / 0.93) = 2.06 & T > T_s \end{cases}$$

مطابق بند (1-3-2) آئین 2800

$$N = \begin{cases} N = 1 & T < T_s \\ N = \left(\frac{0.7}{4 - T_s} \right) \times (T - T_s) + 1 \Rightarrow N = 1.05 & T_s < T \leq 4s \\ N = 1.75 & T > 4s \end{cases}$$

مطابق بند (2-3-3) آئین 2800

$$B = B_1 \times N = 2.06 \times 1.05 \Rightarrow B = 2.163$$

Ω	C_d	A	B	I	R_u	T
2	5	0.3	2.163	1	5.5	0.93

$$C = \frac{A \times B \times I}{R_u} = 0.1179$$

فرضول توزیع برش باید در ارتفاع:

$$F_i = \frac{w_i \times h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i \times h_i^k} \times V_u$$

$$k = \begin{cases} 1 & T < 0.5s \\ 0.5T+0.75 & 0.5s \leq T \leq 2.5s \\ 2 & T > 2.5s \end{cases}$$

مطابق بند (2-3-3) آیین 2800

$$K=1.22$$

ضریب درجه نامعینی: (ρ)

بر مبنای بند (2-3-3) آیین نامه 2800:

$$\rho = 1.2$$

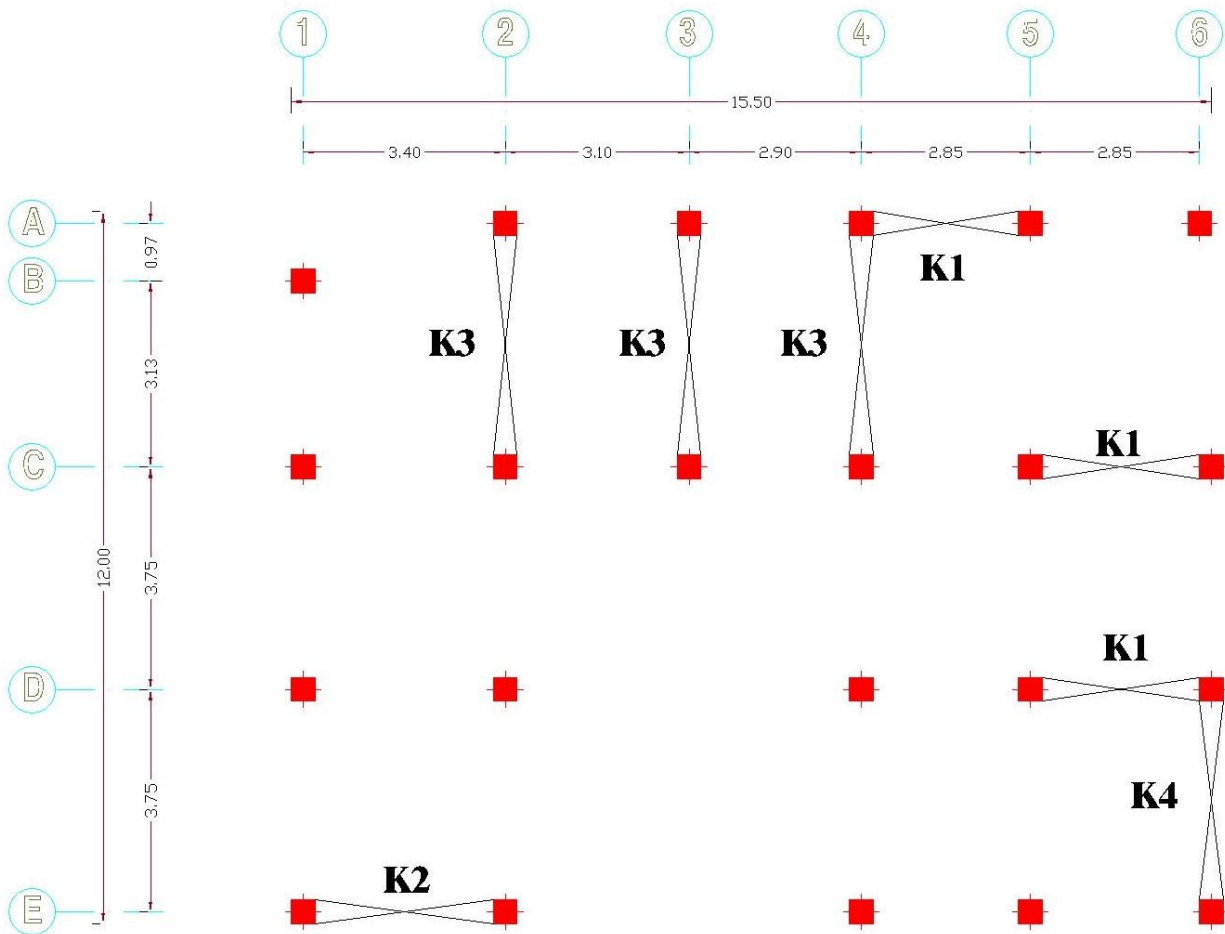
اثر زلزله قائم بر بالکن بر مبنای بند (1-9-3-3) و (2-9-3-3) آیین نامه 2800 ویرایش چهارم:

$$F_V = 0.6AIW_p$$

$$W_p = 372 + 300 = 672 \text{ kg/m}^2 \quad W_p = \text{بار مرده} + \text{بار زنده}$$

$$F_V = 0.6 \times 0.3 \times 1 \times 672 = 121 \text{ kg/m}^2$$

$$F_V = 0.6 \times 0.3 \times 1 \times 621 = 112 \text{ kg/m}^2$$



مخارجة سختی بادبند:

$$K = \frac{2EA L^2}{(L^2 + H^2)^{1.5}}$$

سطح مقطع E
 طول دهانه L
 ارتفاع بادبند H

$$K = \frac{2 \times 20000000 \times 13.5 \times 285^2}{(285^2 + 280^2)^{1.5}} = 68775.2$$

نام سختی بادبند	پیلوت + زیر زمین 1 + زیر زمین 2	طبقه اول تا یازدهم
K_1	68775.2	79333
K_2	73054.8	61329.1
K_3	74171.3	64522.4

63384	74082.5	K_4
-------	---------	-------

محاسبه مرکز سختی:

$$X_R = \frac{\sum k_{y_i} \times x_i}{\sum k_{y_i}}$$

$$Y_R = \frac{\sum k_{x_i} \times y_i}{\sum k_{x_i}}$$

$$X_R = \frac{(340 \times 74171.3) + (650 \times 74171.3) + (940 \times 74171.3) + (1550 \times 74082.5)}{(3 \times 74171.3) + 74082.5} = 8.69 \text{ m}$$

$$Y_R = \frac{(0 \times 73054.8) + (375 \times 68775.2) + (750 \times 68775.2) + (1200 \times 68775.2)}{(3 \times 68775.2) + 73054.8} = 5.72 \text{ m}$$

$X_R = 8.66 \text{ m}$ $Y_R = 6.16 \text{ m}$	مرکز سختی طبقه 1 تا 11	$X_R = 8.69 \text{ m}$ $Y_R = 5.72 \text{ m}$	مرکز سختی زیر زمین + بیلوت
--	------------------------	--	----------------------------

تعیین وزن سازه و مرکز جرم:

بدگداری زلزله (طبقه اول)	
وزن سطحی طبقات	$530+60+0.4 \times 600=830 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$590+0.2 \times 500 = 690 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$600 \times \left(\frac{2.5}{2} + \frac{2.5}{2} \right) = 1500 \text{ kg/m}$

بدگداری زلزله (طبقه دوم)	
وزن سطحی طبقات	$530+60+(\frac{100}{2} + \frac{100}{2})+0.2 \times 300=750 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$590+0.2 \times 500 = 690 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times \left(\frac{2.5}{2} \right) + 600 \times \left(\frac{2.9}{2} \right) = 1035 \text{ kg/m}$
وزن دیوار طولی با نما	$214 \times \left(\frac{2.5}{2} \right) + 600 \times \left(\frac{2.9}{2} \right) = 1017.5 \text{ kg/m}$

بدگداری زلزله (طبقه سوم)	
وزن سطحی طبقات	$530+60+(\frac{100}{2} + \frac{100}{2})+0.2 \times 200=730 \text{ kg/m}^2$

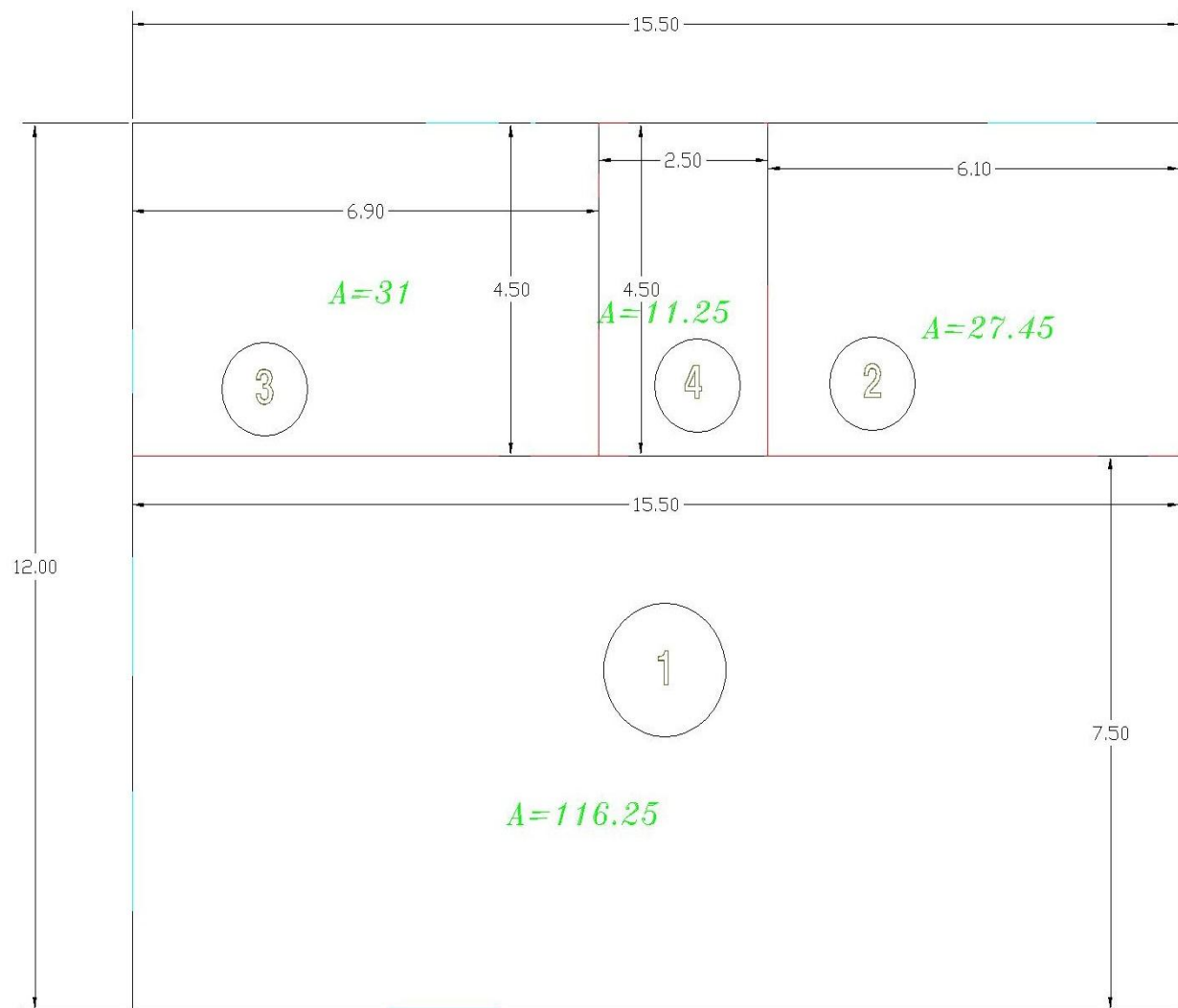
وزن سطحی راه پله	$590 + 0.2 \times 500 = 690 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times \left(\frac{2.5}{2}\right) + 228 \times \left(\frac{2.9}{2}\right) = 615 \text{ kg/m}$
وزن دیوار طولی با نما	$214 \times \left(\frac{2.5}{2}\right) + 214 \times \left(\frac{2.9}{2}\right) = 578 \text{ kg/m}$

بارگذاری زلزله (طبقه چهارم، پنجم، ششم، هفتم، هشتم، نهم، دهم، یازدهم)	
وزن سطحی طبقات	$530 + 60 + \left(\frac{100}{2} + \frac{100}{2}\right) + 0.2 \times 200 = 730 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$590 + 0.2 \times 500 = 690 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times \left(\frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2}\right) = 661.2 \text{ kg/m}$
وزن دیوار طولی با نما	$214 \times \left(\frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2}\right) = 620.6 \text{ kg/m}$

بارگذاری زلزله (طبقه هفتم)	
وزن سطحی طبقات	$508 + 60 + \left(\frac{100}{2}\right) + 0.2 \times 150 = 648 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$590 + 0.2 \times 500 = 690 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times \left(\frac{2.9}{2} + \frac{0.6}{2}\right) = 400 \text{ kg/m}$
وزن دیوار طولی با نما	$214 \times \left(\frac{2.9}{2} + \frac{0.6}{2}\right) = 374.5 \text{ kg/m}$

$$[662 \times [2 \times (2.5 + 4.5)]] + [508 + 0.2 \times 150] \times 2.5 \times 4.5 = 15321 \text{ kg}$$

وزن خزش:



شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i(kg)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i.X_i(kg.m)$	$M_i.Y_i(kg.m)$
1	830	116.25	96487.5	7.75	3.75	747778.125	361828.125
2	830	27.45	22783.5	12.45	9.75	283654.575	222139.125
3	830	31	25730	3.45	9.75	88768.5	250867.5
4	690	11.25	7762.5	8.15	9.75	63264.375	75684.375
5	1500	12	18000	12	6	216000	108000
6	1500	12	18000	0	6	0	108000
7	1500	15.5	23250	7.75	12	180187.5	279000
8	1500	15.5	23250	7.75	0	180187.5	0

1405519.125

1759840.575

235263.5

مرکز جرم در جهت X 7.48

مرکز جرم در جهت Y 5.97

طبقه ۱

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i(kg)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i.X_i(kg.m)$	$M_i.Y_i(kg.m)$
1	750	116.25	87187.5	7.75	3.75	675703.125	326953.125
2	750	27.45	20587.5	12.45	9.75	256314.375	200728.125
3	750	31	23250	3.45	9.75	80212.5	226687.5
4	690	11.25	7762.5	8.15	9.75	63264.375	75684.375
5	1035	12	12420	12	6	149040	74520
6	1017.5	12	12210	0	6	0	73260
7	1017.5	15.5	15771.25	7.75	12	122227.1875	189255
8	1017.5	15.5	15771.25	7.75	0	122227.1875	0

1167088.125

1468988.75

194960

مرکز جرم در جهت X 7.53

مرکز جرم در جهت Y 5.99

طبقه ۲

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i(kg)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i \cdot X_i(kg.m)$	$M_i \cdot Y_i(kg.m)$
1	730	116.25	84862.5	7.75	3.75	657684.375	318234.375
2	730	27.45	20038.5	12.45	9.75	249479.325	195375.375
3	730	31	22630	3.45	9.75	78073.5	220642.5
4	690	11.25	7762.5	8.15	9.75	63264.375	75684.375
5	615	12	7380	12	6	88560	44280
6	578	12	6936	0	6	0	41616
7	578	15.5	8959	7.75	12	69432.25	107508
8	578	15.5	8959	7.75	0	69432.25	0

1003340.625

1275926.075

167527.5

مرکز جرم در جهت X 7.62

مرکز جرم در جهت Y 5.99

طبقه ۳

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i(kg)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i \cdot X_i(kg.m)$	$M_i \cdot Y_i(kg.m)$
1	730	116.25	84862.5	7.75	3.75	657684.375	318234.375
2	730	27.45	20038.5	12.45	9.75	249479.325	195375.375
3	730	31	22630	3.45	9.75	78073.5	220642.5
4	690	11.25	7762.5	8.15	9.75	63264.375	75684.375
5	662.2	12	7946.4	12	6	95356.8	47678.4
6	620.6	12	7447.2	0	6	0	44683.2
7	620.6	15.5	9619.3	7.75	12	74549.575	115431.6
8	620.6	15.5	9619.3	7.75	0	74549.575	0

1017729.825

1292957.525

169925.7

مرکز جرم در جهت X 7.61

مرکز جرم در جهت Y 5.99

طبقه ۴,۵,۶,۷,۸,۹,۱۰,۱۱

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i(kg)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i \cdot X_i(kg.m)$	$M_i \cdot Y_i(kg.m)$
1	648	116.25	75330	7.75	3.75	583807.5	282487.5
2	648	27.45	17787.6	12.45	9.75	221455.62	173429.1
3	648	31	20088	3.45	9.75	69303.6	195858
4	690	11.25	7762.5	8.15	9.75	63264.375	75684.375
5	400	12	4800	12	6	57600	28800
6	374.5	12	4494	0	6	0	26964
7	374.5	15.5	5804.75	7.75	12	44986.8125	69657
8	374.5	15.5	5804.75	7.75	0	44986.8125	0

852879.975

1085404.72

141871.6

مرکز جرم در جهت X 7.65

مرکز جرم در جهت Y 6.01

طبقه ۱۲

توزیع نیروی برشی در طبقات:

M_i	V_i	F_i	$w_i h_i^k$	W_i	h_i^k	h_i	طبقه
1512.4	40.7	40.7	12956.7	157.192	82.4	37.2	12
1203.1	77.8	37.1	11833.7	169.925	69.6	32.4	11
1075.2	112.7	34.9	11124.7	169.925	65.5	30.8	10
842.8	143.3	30.5	9731.2	169.925	57.3	27.6	9
641.1	169.6	26.3	8372.8	169.925	49.3	24.4	8
469.2	191.7	22.1	7053.2	169.925	41.5	21.2	7
326.3	209.8	18.1	5776.8	169.925	34.0	18	6
211.3	224.1	14.3	4549.6	169.925	26.8	14.8	5
123.0	234.7	10.6	3379.8	169.925	19.9	11.6	4
59.2	241.7	7.1	2247.5	167.527	13.4	8.4	3
28.0	246.8	5.0	1594.9	194.96	8.2	5.6	2
7.3	249.3	2.6	826.2	235.263	3.5	2.8	1
6499.0			79447.3	2114.342			

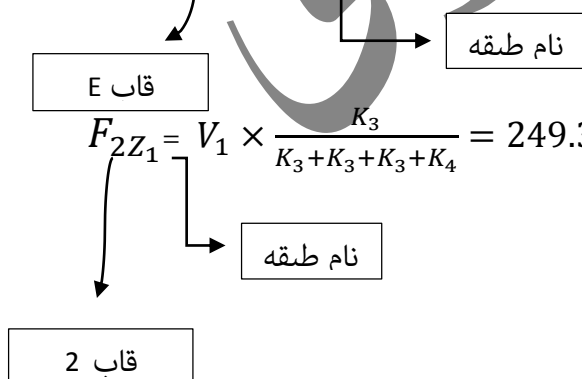
برش پایه	وزن کل سازه بدون وزن پی
$V = CW \rightarrow 0.1179 \times 2114.342 = 249.28 \text{ ton}$	2114.342 ton

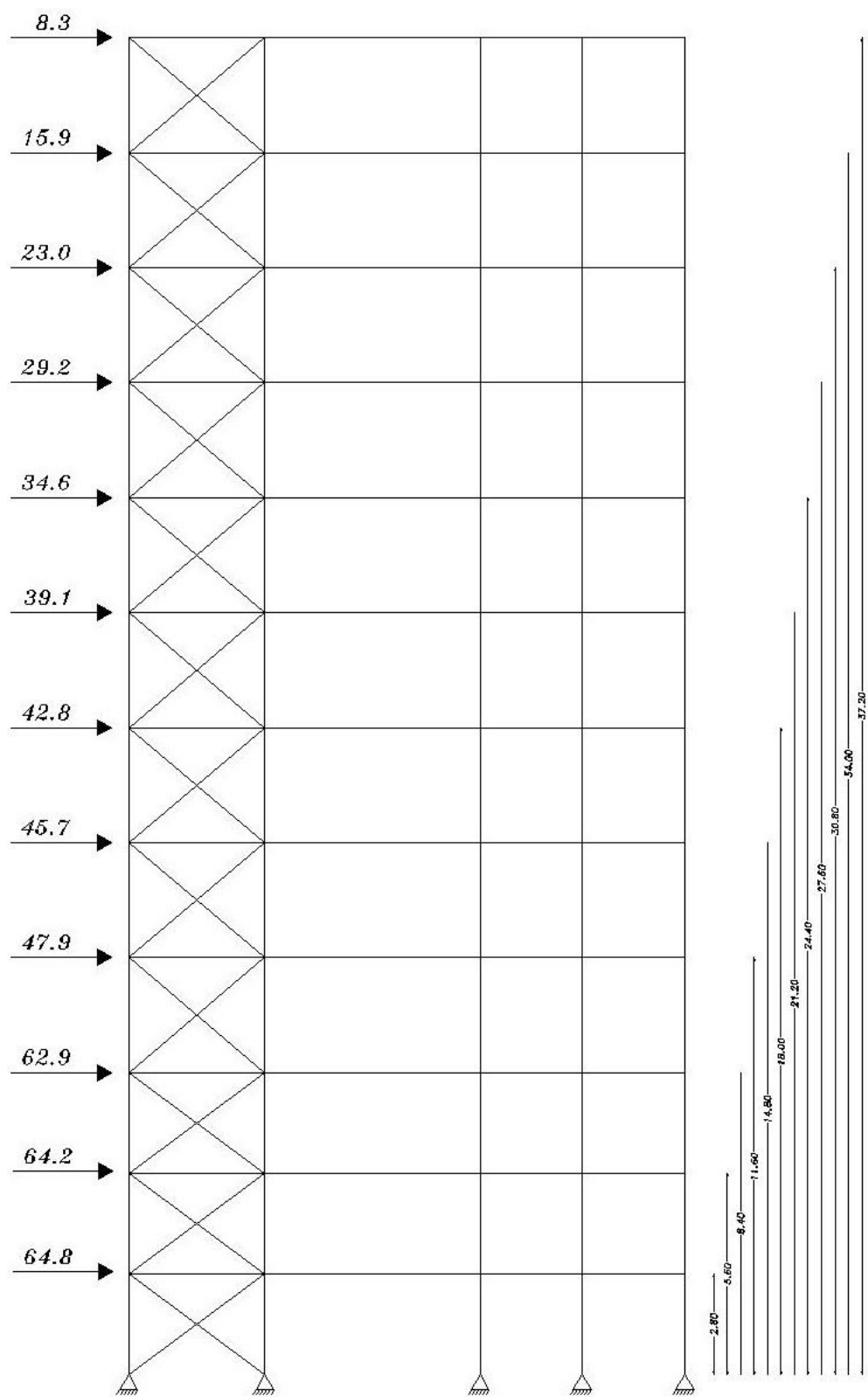
توزیع نیروی زلزله در جهت X:

$$\Rightarrow F_{EP} = V_1 \times \frac{K_2}{K_1 + K_1 + K_1 + K_2} = 241.7 \times \frac{73054.8}{3 \times 68775.2 + 73054.8} \Rightarrow F_{EP} = 62.9 \text{ ton}$$

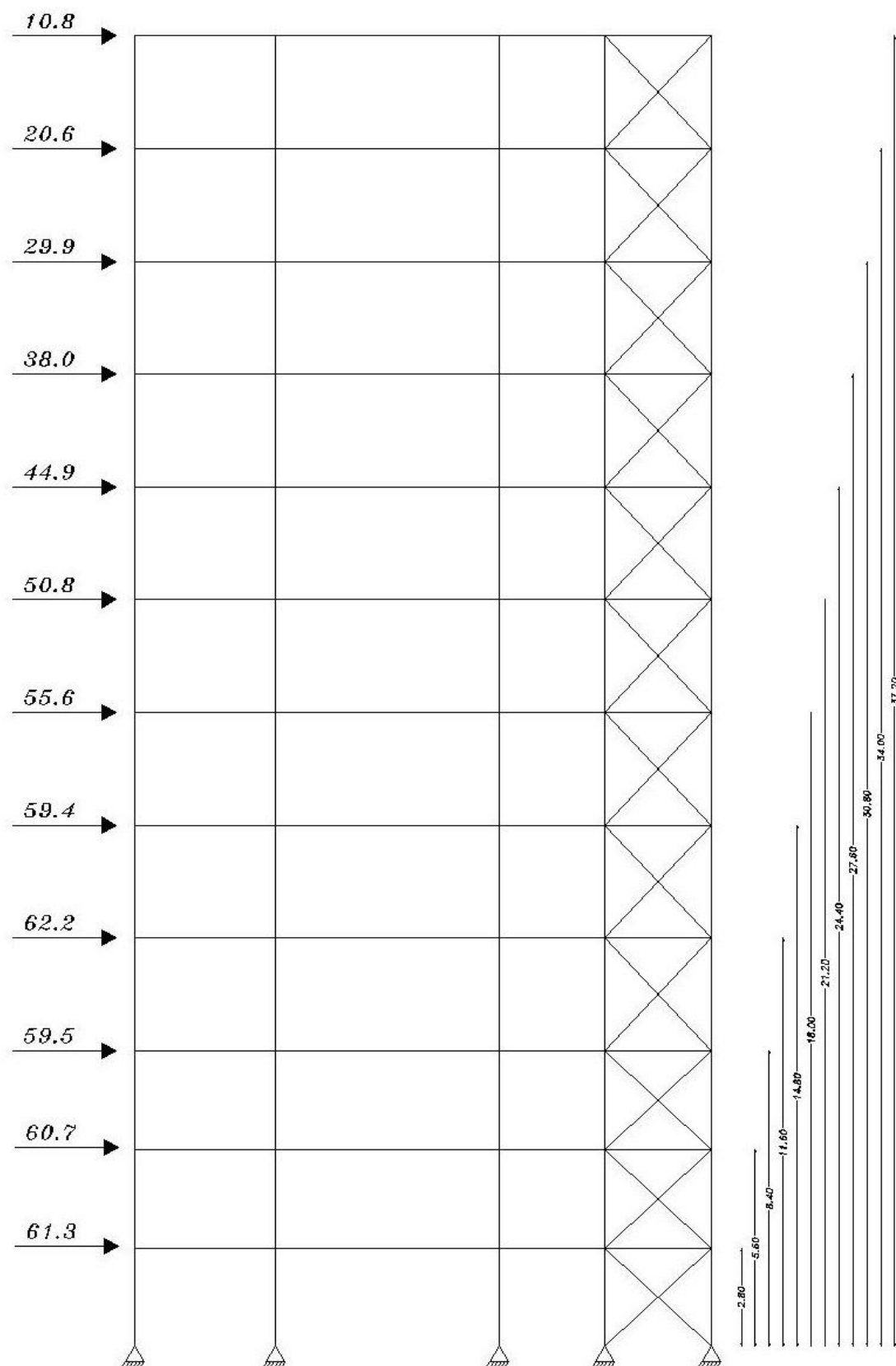
توزیع نیروی زلزله در جهت Y:

$$F_{2Z1} = V_1 \times \frac{K_3}{K_3 + K_3 + K_3 + K_4} = 249.3 \times \frac{74171.3}{74171.3 \times 3 + 74082.5} \Rightarrow F_{2Z1} = 62.3 \text{ ton}$$

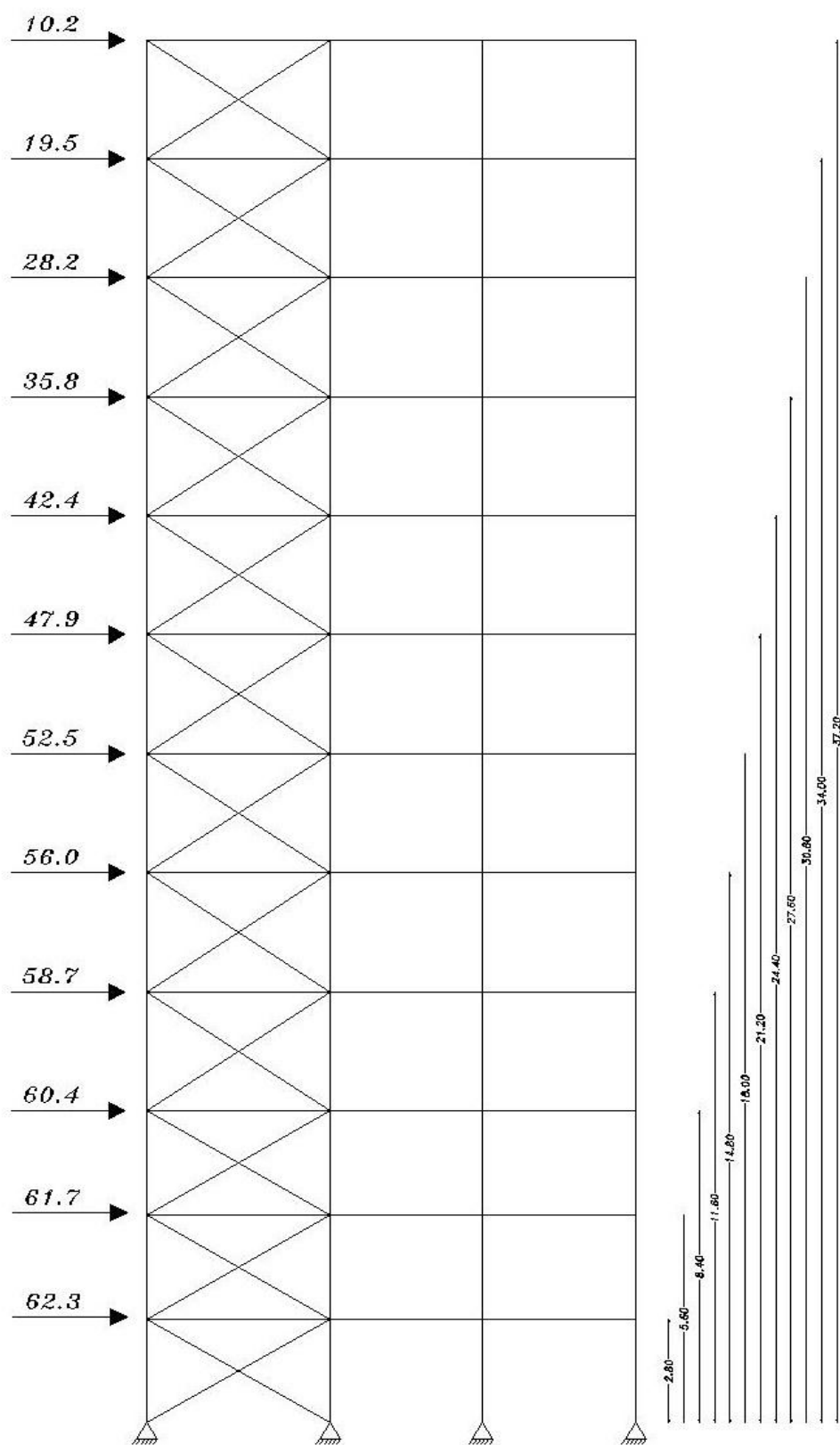




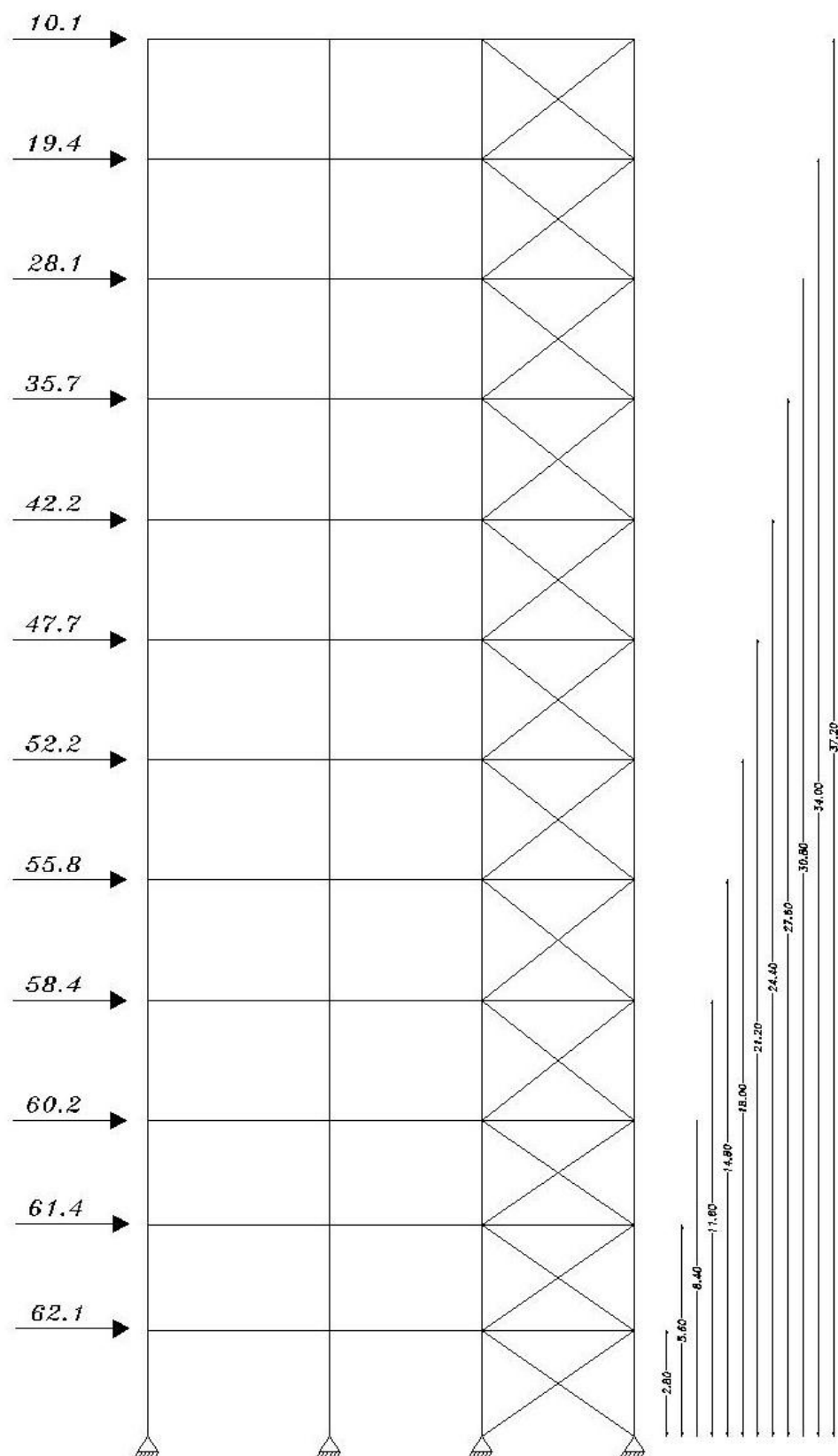
توزیع نیروی زلزله در جهت X (قاب E)



توزیع نیروی زلزله در جهت X (قاب C , D)



توزیع نیروی زلزله در جهت Y (قاب 2 , 3 , 4)



توزیع نیروی زلزله در جهت Y (قاب 6)

بارگذاری ثقلی قاب:

بارگذاری ثقلی زیر زمین:

$$q_D = 1500$$

$$q_L = 0$$

قاب 1 (A-B)

$$q_D = 530 \times 1.7 + 1500 = 2401 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 1.7 = 850 \frac{kg}{m}$$

قاب 1 (B-C)

$$q_D = 1500 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 1 (C-E)

$$q_D = 530 \times 1.7 = 901 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 1.7 = 850 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (A-C)

$$q_D = 530 \times 3 = 1590 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 3 = 1500 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (C-E)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 3 (A-C)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 4 (A-C)

$$q_D = 530 \times 3 = 1590 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 3 = 1500 \frac{kg}{m}$$

قاب 4 (C-E)

$$q_D = 1500 \frac{kg}{m}$$

قاب 6 (A-E)

$$q_D = 530 \times 1.875 + 1500 = 2493.7 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 1.875 = 937.5 \frac{kg}{m}$$

قاب E (1-2)

$$q_D = 1500 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب E (2-4)

$$q_D = 530 \times 1.875 + 1500 = 2493.7 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 1.875 = 937.5 \frac{kg}{m}$$

قاب E (4-6)

$$q_D = 530 \times 3.75 = 1987.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 3.75 = 1875 \frac{kg}{m}$$

قاب D (1-2)

$$q_D = 530 \times 3.75 = 1987.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 3.75 = 1875 \frac{kg}{m}$$

قاب D (4-6)

$$q_D = 530 \times 1.875 = 993.75 \frac{kg}{m}$$

$$q_D = 530 \times 2.05 = 1086.5 \frac{kg}{m}$$

قاب C (1-2)

قاب C (2-3)

$$q_D = 530 \times 3.44 = 1823.2 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 3.44 = 1720 \frac{kg}{m}$$

قاب C (4-6)

$$q_D = 530 \times 2.05 + 1500 = 2586.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 2.05 = 1025 \frac{kg}{m}$$

قاب A (2-6)

بارگذاری ثقلی طبقات:

$$q_D = 621 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 1 (A-B)

$$q_D = 530 \times 1.7 + 621 = 1522 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 1.7 = 510 \frac{kg}{m}$$

قاب 1 (B-C)

$$q_D = 621 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 1 (C-E)

$$q_D = 530 \times 1.7 = 901 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 1.7 = 510 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (A-C)

$$q_D = 530 \times 3 = 1590 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 3 = 900 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (C-E)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 3 (A-C)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 4 (A-C)

$$q_D = 530 \times 3 = 1590 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 3 = 900 \frac{kg}{m}$$

قاب 4 (C-E)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

قاب 6 (A-E)

$$q_D = 530 \times 1.875 + 621 = 1614.75 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 1.875 = 562.5 \frac{kg}{m}$$

قاب E (1-2)

$$q_D = 621 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب E (2-4)

$$q_D = 530 \times 1.875 + 621 = 1614.75 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 1.875 = 562.5 \frac{kg}{m}$$

قاب E (4-6)

$$q_D = 530 \times 3.75 = 1987.5 \frac{kg}{m}$$

قاب D (1-2)

$$q_D = 530 \times 3.75 = 1987.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 3.75 = 1125 \frac{kg}{m}$$

قاب D (4-6)

$$q_D = 530 \times 1.875 = 993.75 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 1.875 = 562.5 \frac{kg}{m}$$

قاب C (1-2)

$$q_D = 530 \times 2.05 = 1086.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 2.05 = 615 \frac{kg}{m}$$

قاب C (2-3)

$$q_D = 530 \times 3.44 = 1823.2 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 3.44 = 1032 \frac{kg}{m}$$

قاب C (4-6)

$$q_D = 530 \times 2.05 + 621 = 1707.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 2.05 = 615 \frac{kg}{m}$$

قاب A (2-6)

بارگذاری ثقلی پشت بام:

$$q_D = 508 \times 1.7 + 174 = 1037.6 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 1.7 = 255 \frac{kg}{m}$$

قاب 1 (A-C)

$$q_D = 174 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 1 (C-E)

$$q_D = 508 \times 1.7 = 863.6 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 1.7 = 255 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (A-C)

$$q_D = 508 \times 3 = 1524 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 3 = 450 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (C-E)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 3 (A-C)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 4 (A-C)

$$q_D = 508 \times 3 = 124 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 3 = 450 \frac{kg}{m}$$

قاب 4 (C-E)

$$q_D = 174 \frac{kg}{m}$$

قاب 6 (A-E)

$$q_D = 508 \times 1.875 + 174 = 1126.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 1.875 = 281.25 \frac{kg}{m}$$

قاب E (1-2)

$$q_D = 174 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب E (2-4)

$$q_D = 508 \times 1.875 + 174 = 1126.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 1.875 = 281.25 \frac{kg}{m}$$

قاب E (4-6)

$$q_D = 508 \times 3.75 = 1905 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 3.75 = 562.5 \frac{kg}{m}$$

قاب D (1-2)

$$q_D = 508 \times 3.75 = 1905 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 3.75 = 562.5 \frac{kg}{m}$$

قاب D (4-6)

$$q_D = 508 \times 1.875 = 952.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 1500 \times 1.875 = 281.25 \frac{kg}{m}$$

قاب C (1-2)

$$q_D = 508 \times 2.05 = 1041.4 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 2.05 = 307.5 \frac{kg}{m}$$

قاب C (2-3)

$$q_D = 508 \times 3.44 = 1747.52 \frac{kg}{m}$$

قاب C (4-6)

$$q_D = 508 \times 2.05 + 174 = 1215.4 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 2.05 = 307.5 \frac{kg}{m}$$

قاب A (2-6)

$$M_R = \text{لنگر مقاوم} = 1202.1 \times (10.82/2) = 6503.36$$

$$M_E = \text{لنگر محرک} = 2545.6$$

$$S.F = \frac{M_R}{M_E} = \frac{12686}{6499} = 1.95 \geq 1.75 \text{ OK}$$

فصل دوم:

کنترل های نهایی سازه:

کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی:

Analysis >Results >Structure Results >Center of Mass and Rigidity						
Story	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
TOP	8.0	9.6	8.0	9.6	7.9	9.0
Story9	7.6	6.1	7.6	6.3	7.8	6.0
Story8	7.6	5.9	7.6	6.1	7.8	5.9
Story7	7.6	5.9	7.6	6.0	7.8	5.9
Story6	7.6	5.9	7.6	6.0	7.8	5.8
Story5	7.6	5.9	7.6	6.0	7.9	5.8
Story4	7.6	5.9	7.6	6.0	7.9	5.7
Story3	7.7	5.9	7.6	6.0	8.0	5.6
Story2	7.7	5.9	7.6	5.9	8.0	5.6
Story1	7.7	5.9	7.7	5.9	8.1	5.6
PL	7.7	5.9	7.7	5.9	8.2	5.6
Z2	7.8	5.8	7.7	5.9	8.3	5.7
Z1	7.8	5.8	7.7	5.9	8.3	5.7

مرکز جرم طبقاتی که از طریق نرم افزار بدست آمده با مرکز جرمی که به صورت دستی محاسبه شده تطابق کاملاً زیادی دارد.

$$\text{فاصله بین مرکز جرم و سختی} = |XCCM - XCR| \longrightarrow |7.7 - 8.3| = 0.6$$

$$\text{در صد خروج از مرکزیت} = \frac{0.5}{15.5} \times 100 = 3.8\%$$

اگر خروج از مرکزیت تمام طبقات کم تر از 5 درصد باشد دیگر نیازی به لحاظ کردن نیروی زلزله با برون مرکزیت نیست.

در صد خروج از مرکزیت در بعد x	در صد خروج از مرکزیت در بعد y
0.1	4.2
1.5	2.5

1.3	1.3
1.3	1.2
1.4	1.4
1.6	1.7
1.8	2.0
2.2	2.7
2.6	3.1
3.2	3.1
3.7	2.7
4.1	2.1
4.1	2.0

همانطور که مشاهده می شود خروج از مرکزیت در تمام طبقات هم بعد X هم در بعد Y کمتر از 5% می باشد. دیگر نیازی به لحاظ کردن نیروی زلزله با برون مرکزیت نیست. ولی ما در جهت اطمینان نیروی زلزله با برون مرکزیت را لحاظ می کنیم.

کنترل لزوم یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی: (بر مبنای بند 1-7-1 آیین نامه 2800

Analysis > Results > Displacements > Story Max/Avg Displacements

برای محاسبه طول برون از مرکزیت از رابطه زیر استفاده می کنیم (EYN)

$$\left(\frac{RATIO}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times L$$

$$Story9: \left(\frac{1.243746}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.833 \text{ m}$$

$$Story8: \left(\frac{1.243293}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.832 \text{ m}$$

$$Story7: \left(\frac{1.242726}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.831 \text{ m}$$

$$Story6: \left(\frac{1.241721}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.830 \text{ m}$$

$$Story5: \left(\frac{1.242194}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.830 \text{ m}$$

$$Story4: \left(\frac{1.243125}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.832 \text{ m}$$

$$Story3: \left(\frac{1.243774}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.833 \text{ m}$$

$$Story2: \left(\frac{1.243176}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.832 \text{ m}$$

$$Story1: \left(\frac{1.24628}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.836 \text{ m}$$

$$Story pl: \left(\frac{1.254835}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.847 \text{ m}$$

$$Storyz2: \left(\frac{1.26544}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.862 \text{ m}$$

$$Storyz1: \left(\frac{1.274484}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 15.5 = 0.874 \text{ m}$$

مطابق استاندارد 2800 در مواردی که حداکثر تا

متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتها ساختمان در همان طبقه بیشتر باشد آن طبقه نامنظم پیچشی می باشد. به عبارت ساده تر در طبقاتی که مقدار Ratio بزرگتر از 1.2 باشد طبقه موردنظر برای آن حالت بار نامنظمی پیچشی تلقی می شود و هم چنین اگر نسبت Ratio بیشتر از 1.4 باشد طبقه مورد نظر دارای نامنظمی پیچشی شدید می باشد. چنانچه سازه دارای نامنظمی پیچشی و یا نامنظمی پیچشی شدید باشد باید از تحلیل دینامیکی استفاده کنیم. مادر این پروژه از تحلیل استاتیکی استفاده کرده ایم.

کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی:

Analysis > Results > Modal Results > Modal Participating Mass Ratios

ابتدا زمان تناوب های تجربی با 25 درصد افزایش را برای هر دو جهت که در مرحله بارگذاری محاسبه شده اند را برداشت می کنیم که برای این پروژه به شرح زیر می باشد:

$$T_{x,y} = 0.93 \text{ sec}$$

سپس با استفاده از خروجی نرم افزار کنترل می کنیم که زمان تناوب تحلیلی نرم افزار باید بیش تر از زمان تناوب تجربی که 25 درصد افزایش داده ایم باشد. در پنجره ی ظاهر شده در نرم افزار به ازای هر مود درستون Period

زمان تناوب گزارش شده است برای این که متوجه شویم این زمان تناوب مربوط به کدام یک از جهات اصلی می باشد باید از جرم مودی که در ستون ها ی UX ,UY درج شده کمک بگیریم مثلاً اگر عدد UX بیشتر از عدد UY باشد آن زمان تناوب مربوط به UX می باشد.

Case	Mode	Period	UX	UY
Modal1	1	1.758	0.5303	0.0179
Modal1	2	1.711	0.0516	0.0209
Modal1	3	1.45	0.0306	0.5936
Modal1	4	0.489	0.103	0.0025
Modal1	5	0.468	0.1037	0.0263
Modal1	6	0.422	0.0062	0.1812
Modal1	7	0.325	0.0143	0.001
Modal1	8	0.321	0.0006	0.0194
Modal1	9	0.271	0.00001162	0
Modal1	10	0.228	0.0014	0.0081
Modal1	11	0.221	0.0778	0.0012
Modal1	12	0.199	0.0004	0.0606
Modal1	13	0.149	0.0061	0.0042
Modal1	14	0.143	0.0292	0.0027
Modal1	15	0.129	0.0005	0.0217
Modal1	16	0.111	0.0011	0.0035
Modal1	17	0.106	0.0146	0.0008
Modal1	18	0.096	0.0002	0.0098
Modal1	19	0.09	0.001	0.002

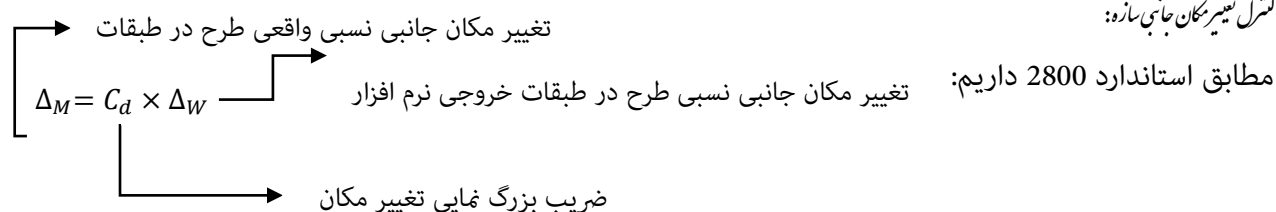
Modal1	20	0.085	0.0082	0.0005
Modal1	21	0.078	0.0001	0.0054
Modal1	22	0.076	0.0001	0.0009
Modal1	23	0.071	0.0041	0.0002
Modal1	24	0.067	0.0002	0.002
Modal1	25	0.065	0	0.0017
Modal1	26	0.063	0.0037	0.00003616
Modal1	27	0.059	0.0001	0.0013
Modal1	28	0.058	0.00001568	0.002
Modal1	29	0.056	0.0028	0.0001
Modal1	30	0.052	0.0002	0.0011
Modal1	31	0.051	0.0000226	0.0016
Modal1	32	0.048	0.003	0.0002
Modal1	33	0.045	0.0002	0.0017
Modal1	34	0.044	0.0002	0.0007
Modal1	35	0.042	0.0022	0.0004
Modal1	36	0.039	0.0001	0.0009

$$T_x = 0.93 \text{ sec} \leq Period_x = 1.785 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.93 \text{ sec} \leq Period_y = 1.45 \text{ sec}$$

پس فرض اولیه ما درست بوده است و می توان از زمان تناوب تجربی که 25 درصد افزایش داده ایم استفاده کنیم.

کنترل تغییر مکان جانبی سازه:



$$C_d = 5$$

برای سایر ساختمان ها $\Delta_M < 0.025h$ برای ساختمان های تا پنج طبقه $\Delta_M \leq 0.02h$

$$\text{Drift} = \frac{\Delta_W}{h} \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.02}{5} = 0.004$$

مقدار حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع ساختمان

Analysis > Results > Displacements > Displacements Drifts

در این پروژه دربرخی از طبقات دریافت جواب نداده مجبور به افزایش سختی سازه کرده ایم

مخاطب نگر مقاومت:

Analysis > Results > Structure Results > Center of Mass and Rigidity

TABLE: Centers of Mass and Rigidity

Story	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
TOP	8.0	9.6	1.0	1.0	8.0	9.6	7.9	9.1
Story9	7.6	6.1	15.9	15.9	7.6	6.3	7.8	6.0
Story8	7.6	5.9	32.9	32.9	7.6	6.1	7.8	5.9
Story7	7.6	5.9	49.9	49.9	7.6	6.0	7.8	5.9
Story6	7.6	5.9	67.0	67.0	7.6	6.0	7.8	5.8
Story5	7.6	5.9	84.2	84.2	7.6	6.0	7.9	5.8
Story4	7.6	5.9	101.5	101.5	7.6	6.0	7.9	5.7
Story3	7.7	5.9	118.9	118.9	7.6	6.0	8.0	5.6
Story2	7.7	5.9	136.6	136.6	7.6	5.9	8.0	5.6
Story1	7.7	5.9	154.5	154.5	7.7	5.9	8.1	5.6
PL	7.7	5.9	170.9	170.9	7.7	5.9	8.2	5.6
Z2	7.8	5.8	188.9	188.9	7.7	5.9	8.3	5.7
Z1	7.8	5.8	207.8	207.8	7.7	5.9	8.3	5.7

$$M_{Rx} = 2038.52 \times 7.7 = 15696.6 \text{ ton.m}$$

وزن س لنگر مقاوم در جهت X شود

$$207.8 \times 9.81 = 2038.52 \text{ ton}$$

$$M_{Ry} = 2038.52 \times 5.9 = 12027.3 \text{ ton.m}$$

لنگر مقاوم در جهت Y

مخاطب لنگر و لنگری:

Analysis > Results > Structure Results > Story Force

TABLE: Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
Z1	EXP	Top	0.00	-238.70	0.00	1555.38	-10.81	-5777.01
Z1	EXP	Bottom	0.00	-238.70	0.00	1555.39	-10.91	-6454.52
Z1	EXN	Top	0.00	-238.70	0.00	1275.66	-11.61	-5776.00
Z1	EXN	Bottom	0.00	-238.70	0.00	1275.65	-11.85	-6453.43

Z1	EYP	Top	0.00	0.00	-238.70	-2005.82	5729.01	11.62
Z1	EYP	Bottom	0.00	0.00	-238.70	-2005.83	6405.48	11.92
Z1	EYN	Top	0.00	0.00	-238.70	-1641.70	5730.06	10.31
Z1	EYN	Bottom	0.00	0.00	-238.70	-1641.69	6406.70	10.51

سجید مراد

فصل سوم

طراحی دستی تیر: (خروجی از نرم افزار ETABS2015)

طراحی تیر برای خمش:

قاب A محدوده ی (5-6)

$$M_u = 246204.62 \text{ (kgf-cm)}$$

فشرده‌گی جان نیرخ	فشرده‌گی بال نیرخ
$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi = 0.9$$

با توجه تیرچه های موجود در سقف که نقش مهار جانبی را ایفا می کنند داریم:

$$L_b \leq L_p \longrightarrow M_n = M_p \longrightarrow M_u \leq \phi M_p \quad L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_p = Z \times F_y$$

$$246204.62 \leq 0.9 \times 2400 \times Z$$

$$Z \geq 113.98$$

با توجه به جدول اشتال داریم:

Design Properties					
I Section	I ₃₃ (cm ⁴)	S ₃₃ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	A (cm ²)	r ₂₂ (cm)
IPE160	869	109	124	20.1	1.843

$$M_n = 2400 \times 124 = 297600 \text{ kf.cm}$$

$$Ratio = \frac{246204.62}{0.9 \times 297600} = 0.919$$

پس مقطع انتخاب شده برای تیر مورد نظر از لحاظ خمش جوابگو می باشد.

D/C Ratio =	(P _r / 2P _c) + (M _{r33} / M _{c33}) + (M _{r22} / M _{c22})
0.919 =	0 + 0.919 + 0

نسبت تنش بدست آمده به صورت دستی تطابق کاملی با عدد گزارش شده با نرم افزار دارد.

طراحی تیر برای برش:

$$V_u = 3894.1 \text{ (kgf)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

مساحت جان

ضریب برشی جان

$$C_v = 1$$

$$\phi = 1$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow \frac{12.4}{0.5} = 24.8 \leq 64.66 \text{ ok}$$

$$A_w = 16 \times 0.5 = 8 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 8 \times 1 = 11520$$

$$V_u \leq \phi V_n \longrightarrow V_u \leq 1 \times 11520 \text{ ok}$$

$$Ratio = \frac{3894.1}{1 \times 11520} = 0.338$$

پس مقطع انتخاب شده برای تیر مورد نظر از لحاظ برش جوابگو می باشد.

$$\Delta_D = \frac{5}{384} \times \frac{W_D \times L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{17.8 \times 285^4}{2000000 \times 869} = 0.87 \text{ cm}$$

$$\Delta_L = \frac{5}{384} \times \frac{W_L \times L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{6.15 \times 285^4}{2000000 \times 869} = 0.3 \text{ cm}$$

$$\Delta_D + \Delta_L = 0.87 + 0.3 = 1.17 < \frac{L}{240} = \frac{285}{240} = 1.18 \text{ OK}$$

$$\Delta_L = 0.3 < \frac{L}{360} = \frac{285}{360} = 0.79 \text{ OK}$$

$$f = 70 \sqrt{\frac{I}{W_D \times L^4}} = 70 \sqrt{\frac{869}{1780 \times 2.85^4}} = 6.02 \geq 5 \text{ OK}$$

کنترل ارتعاش نیز:

طراحی دسی ستون:

ستون مورد نظر قاب (D-2)

$$P_u \leq \phi P_n \quad P_u = 81412.06 \text{ kg} \quad \text{BOX } 20 \times 20 \times 1.2$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

ردیف	حالت موجود برای مقطع	F_{cr}
1	اگر $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$F_{cr} = (0.652 \frac{F_y}{F_e}) F_y$
2	اگر $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$F_{cr} = (0.877) F_e$

عدد بدست آمده با عددی که نرم افزار گزارش کرده تطابق بسیار خوبی دارد. $\text{L Factor} = \frac{320-18}{320} = 0.943$

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.944	1	1	1	1	0.301
Minor Bending	0.944	1	1	1	1	0.398

این ضریب را باید در طول کل ستون در محاسبه ی لاغری ضرب کنیم. مقدار ظرفیت فشاری اسمی مقطعه برابر است با:

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 0.943 \times 320}{8.18} = 36.88 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2400}} \text{ ok}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3.14^2 \times 2000000}{(36.88)^2} = 14497.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0.652^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.652^{\frac{2400}{14497.97}}\right) \times 2400 = 2236.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 2236.46 \times 96 = 214700.16 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 214700.16 = 193230.144 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n \longrightarrow 81412.06 \leq 193230.144 \text{ ok}$$

$$\text{Ratio} = \frac{81412.06}{193230} = 0.421$$

Demand/Capacity (D/C) Ratio	
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.443 =	0.421 + 0.012 + 0.01

نسبت تنش بدست آمده از طریق محاسبات دستی تطابق بسیار خوبی با گزارشات نرم افزار دارد.

ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوره:

در اغلب سازه ها ستون ها به طور همزمان تحت اثر لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند بنابراین لازم است اثرات این دو را نیز به صورت همزمان در طراحی در نظر گرفت.

ابتدا لازم است مقطع را از لحاظ فشردگی کنترل کنیم:

$$\frac{b}{t} = \frac{20}{1.2} = 16.67 \leq \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 32.33 \text{ OK}$$

$$M_{cx} = M_{cy} = \phi F_y Z = 0.9 \times 2400 \times 720.9 = 1384128 \text{ kg.cm}$$

$$P_c = \phi P_n = 193230.144 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{81412.06}{193230.144} = 0.421 \geq 2$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) = 0.421 + \frac{8}{9} \left(\frac{20612.08}{1384128} + \frac{18008.02}{1384128} \right) = 0.445$$

Demand/Capacity (D/C) Ratio	
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.443 =	0.421 + 0.012 + 0.01

طراحی دستی با بوند:

بادبند مورد نظر در طبقه زیر زمین در محدوده ی (A-C) قرار دارد.

برای محاسبه ی ظرفیت فشاری مقطع با فرض کمانش خمشی خواهیم داشت: (دو تا ناودانی به صورت باکس معادلسازی شده است)

$$P_u = -70870.61 \text{ kg} \quad K_x = 0.5 \quad K_y = 0.67 \quad L = 497 \text{ cm}$$

Z33	I33	R22	R33	Area	مقطع
276.5	1863.6	4.924	6.221	48.2	2UNP16

مقدار ظرفیت فشاری مقطع حول محور x برابر است با:

$$\lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{0.5 \times 497}{6.221} = 39.94 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2400}} = 135.966 \text{ OK}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \times E}{(\lambda_x)^2} = \frac{3.14^2 \times 2000000}{(39.94)^2} = 12384.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_{ex}} = \frac{2400}{12384.87} = 0.193 \leq 2.25 \text{ OK}$$

$$F_{cr} = \left(0.652^{\frac{F_y}{F_{ex}}} \right) F_y = \left(0.652^{\frac{2400}{12384.87}} \right) \times 2400 = 2209.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{nx} = F_{cr} \times A_g = 2209.84 \times 48.2 = 106514.29 \text{ kg}$$

$$\phi P_{nx} = 0.9 \times 106514.29 = 95862.86 \text{ kg}$$

مقدار ظرفیت فشاری مقطع حول محور Y برابر است با:

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{0.67 \times 497}{4.924} = 67.62 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2400}} = 135.966 \text{ OK}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times E}{(\lambda_x)^2} = \frac{3.14^2 \times 2000000}{(67.62)^2} = 4312.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = \frac{2400}{4312.6} = 0.556 \leq 2.25 \text{ OK}$$

$$F_{cr} = \left(0.652^{\frac{F_y}{F_{ey}}}\right) F_y = \left(0.652^{\frac{2400}{4312.6}}\right) \times 2400 = 1892.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{ny} = F_{cr} \times A_g = 1892.1 \times 48.2 = 91196.87 \text{ kg}$$

$$\phi P_{ny} = 0.9 \times 91196.87 = 82077.18 \text{ kg}$$

در نهایت باید بین دو مقدار ظرفیت فشاری محاسبه شده در دو جهت X , Y مقدار حداقل را در نظر بگیریم.

$$\phi P_n = \min\{95862.86, 82077.18\} \Rightarrow 82077.18 \text{ kg}$$

$$\text{Ratio} = \frac{70870.61}{82077.18} = 0.863$$

Demand/Capacity (D/C) Ratio	
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.886 =	0.863 + 0.023 + 0.004

نرم افزار دقیقاً همان عدد محاسبه شده را گزارش داده است.

طراحی باو بند بر اساس مشخصات دقیق:

مقطع	Area	R33	R22	I33	Z33
2UNP16	48	6.21	5.06	231	277

مقدار ظرفیت فشاری مقطع حول محور Y برابر است با:

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{0.67 \times 497}{5.06} = 65.8 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2400}} = 135.966 \text{ OK}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times E}{(\lambda_x)^2} = \frac{3.14^2 \times 2000000}{(65.8)^2} = 4554.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_{ey}} = \frac{2400}{4554.46} = 0.526 \leq 2.25 \text{ OK}$$

$$F_{cr} = \left(0.652^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.652^{\frac{2400}{4554.46}}\right) \times 2400 = 1916.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{ny} = F_{cr} \times A_g = 1916.48 \times 48.2 = 91991.04 \text{ kg}$$

$$\phi P_{ny} = 0.9 \times 91991.04 = 82791.93 \text{ kg}$$

$$\text{Ratio} = \frac{70870.61}{82791.93} = 0.856$$

با توجه به محاسبات تفاوت ناچیزی بین مشخصات دقیق مقاطع با مشخصات معادل شده دارد

طراحی لقمه ها:

برای این که مقاطع بتوانند به خوبی به ورق های اتصال متکی و متصل باشند لازم است که بین دو نیمرخ مهاربندها به مقدار ضخامت ورق های اتصال فضای خالی قرار داده شود.

$$L_1 \leq \frac{1}{3} L$$

L_1 (برابر فاصله مرکز به مرکز لقمه ها)

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4} \lambda_{max}$$

r_1 (شعاع ژیراسیون حداقل نیمرخ تک می باشد)

λ_{max} (مقدار لاغری حداکثر)

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 67.62$$

$$L = 497$$

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4} \lambda_{max}$$

$$\frac{L_1}{5.06} \leq \frac{3}{4} \times 67.62 \Rightarrow L_1 = 256.61 \text{ cm}$$

$$L_1 \leq \frac{1}{3} L$$

$$L_1 \leq \frac{1}{3} 497 \Rightarrow 170 \text{ cm}$$

فاصله ی لقمه ها را برابر 170cm در نظر می گیریم. ابعاد لقمه ها را بر اساس ملزومات اجرایی تعیین می کنیم پس ارتفاع لقمه ها را طوری در نظر می گیریم که حدود 3cm از ارتفاع مقطع مرکب برای اجرای جوشکاری بزرگتر باشد با توجه به این که ارتفاع ناودانی نمره ی 160 مه برابر 16cm می باشد می توانیم ارتفاع لقمه ها را برابر $h=16+3=19 \approx 20 \text{ cm}$ در نظر بگیریم. هم چنین طول لقمه ها را نیز می توانیم حدود 6cm در نظر بگیریم.

$$\text{PL } 20 \times 6 \times 0.8 @ 170 \text{ cm}$$

مطابق مبحث دهم مقدار ظرفیت کششی مقاطع برابر حداقل دو مقدار زیر می باشد:

$$P_u \leq \phi P_n = \phi \times F_y \times A_g \quad \phi = 0.9$$

$$P_u \leq \phi P_n = \phi \times F_u \times A_e \quad \phi = 0.75 \quad A_e = U A_g$$

ضریب تاخیر برش مطابق
جدول 10-3-2 مبحث دهم

$$P_{t,yield} = \phi \times F_y \times A_g = 0.9 \times 2400 \times 48.2 = 104112 \text{ kg}$$

$$P_{t,failure} = \phi \times F_u \times U \times A_g = 0.75 \times 3700 \times 1 \times 48.2 = 133755 \text{ kg}$$

$$P_t = \min\{P_{t, failure}, P_{t, failure}\} = 104112 \text{ kg}$$

Axial Force and Capacities		
P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
70870.61	82452.37	104004

در این جا ما U=1 در نظر گرفتیم که در جهت خلاف اطمینان می باشد برای محاسبه صحیح U باید از فرمول زیر استفاده کنیم.

$$X = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} \quad U = 1 - \frac{X}{\ell}$$

ℓ: طول جوش اتصال

H: ارتفاع ناودانی مورد استفاده در بادبند

B: برابر مجموع عرض بال های دو ناودانی مورد استفاده

(ورق اتصال به ضخامت 1cm فرض می شود)

$$B = 2 \times 6.5 + 1 = 14 \text{ cm}$$

$$H = 16 \text{ cm} \quad X = \frac{14^2 + 2 \times 14 \times 16}{4(14 + 16)} = 5.36 \text{ cm} \quad U = 1 - \frac{5.36}{20} = 0.732$$

$$P_{t, yield} = \phi \times F_y \times A_g = 0.9 \times 2400 \times 48.2 = 104112 \text{ kg}$$

$$P_{t, failure} = \phi \times F_u \times U \times A_g = 0.75 \times 3700 \times 0.732 \times 48.2 = 97908.66 \text{ kg}$$

طراحی اتصال مفصلی تیر ستون با نبشی بدون وجود سخت کننده:

در برنامه ETABS2015 ابتدا کلیه تیر هایی که به عنوان تیر اصلی استفاده می شوند انتخاب کرده از منوی Display گزینه show Tables را انتخاب می کنیم و در پنجره ی ظاهر شده مسیر زیر را اجرا می کنیم .

Analvsis > Results > Frame Results > Beam Forces

و مقدار برش در تکیه گاه ها در ستون V2 را انتخاب می کنیم و مقادیر را به نرم افزار اکسل انتقال می دهیم و ماکزیمم مقدار انتخاب می کنیم.

تیر مورد نظر در طبقه اول ، قاب 6 محدوده ی (A-C):

h	16 cm
t _f	0.74 cm
h-2c	12.7 cm
b _f	8.2 cm
t _w	0.5 cm
$k = \frac{h - (h - 2c)}{2}$	1.65 cm

سایز تیر = IPE16

سایز ستون = BOX 30 × 30 × 1.2

فاصله اجرایی برابر 1cm در نظر گرفته شده است

محاسبه ℓ_b بر اساس تسلیم موضعی جان:

$$R_u = 1829.7 \text{ kg}$$

$$R_u \leq \phi R_n = 1 \times F_{yw} \times t_w (2.5k + \ell_b) \rightarrow 1829.7 \leq 1 \times 2400 \times 0.5 (2.5 \times 1.65 + \ell_b)$$

$$\ell_b \geq 2.6 \text{ cm} \geq k = 1.65 \text{ cm} \quad \ell_b = 2.6 \text{ cm}$$

محاسبه ℓ_b بر اساس معیار لهیدگی جان:

در ابتدا فرض می کنیم که مقدار $\ell_b \geq 2d$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.4 \times t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{\ell_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \geq R_u$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.4 \times 0.5^2 \left[1 + 3 \left(\frac{\ell_b}{16} \right) \left(\frac{0.5}{0.74} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2000000 \times 2400 \times 0.74}{0.5}} \geq 1829.7$$

$$\ell_b \geq -6.83 \text{ cm} \geq k = 1.65 \text{ cm} \quad \ell_b = k = 1.65 \text{ cm}$$

فاصله اجرایی + ℓ_b : نبشی عرض

در این قسمت فرض خواهد شد که از نبشی نمره 12 استفاده می شود با این توضیحات با توجه به اینکه عرض نبشی نمره 12 برابر 12 cm می باشد پس از عرض 2.65 cm بدست آمده در مرحله قبل بیش تر و از این سائز از نبشی تا این مرحله می تواند قابل قبول باشد.

برای تعیین طول نبشی ابتدا مقادیر لنگر و برش در مقطع بحرانی محاسبه خواهد شد:

$$e_f = \frac{\ell_b}{2} + \text{فاصله اجرایی} = \frac{1.65}{2} + 1 = 1.82 \text{ cm}$$

$$e = 1.82 - (t + r) = 1.82 - (1.2 + 1.3) = -0.65 \text{ cm}$$

با توجه به این که مقدار e منفی حاصل شده است بدین معنی است که خمش در این اتصال تعیین کننده می باشد.

تعیین طول نبشی بر اساس معیار برش:

$$R_u = V_u = 1829.7 \text{ kg}$$

$$\ell_1 \geq \frac{1.85 \times V_u}{F_y \times t} = \frac{1.85 \times 1829.7}{2400 \times 1.2} = 1.17 \text{ cm}$$

قبل از آن باید طول نبشی حاصل شده را با حداقل اجرایی کنترل کنیم این حداقل اجرایی به گونه ای انتخاب می شود که حداقل 3cm بزرگتر از عرض بال تیر انتخاب شود.

$$b_f + 3 = 8.2 + 3 = 11.2 \leq \ell_1 = 1.17 \rightarrow \ell_1 = 12 \text{ cm}$$

طراحی جوش اتصال نبشی به ستون:

$$f_r = \frac{V_u}{2\ell_2^2} \sqrt{\ell_2^2 + 20.25e_f^2} \leq \phi R_n$$

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$

$$F_{nw} = 0.6 \times F_{ue}$$

$$F_{ue} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_r = \frac{1829.7}{2 \times 12^2} \sqrt{12^2 + 20.25 \times 1.82^2} = 92.31 \leq 0.75 \times [0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times a] = 1002.17a$$

$$a \geq 0.1 \text{ cm}$$

حداقل بعد جوش با توجه به این که ضخامت ورق اتصال (ضخامت ورق ستون باکسی) 1.2 cm می باشد برابر با 5 mm (مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان جدول 2-9-2-10) خواهد بود.

$$a = 0.5 \text{ cm}$$

طراحی اتصالات بادبند:

بادبند مورد نظر در طبقه زیر زمین در محدوده ی (A-C) قرار دارد.

مقطع	Area	R33	R22	b	t_f
UNP16	24	6.21	1.89	16	1.05

مقدار نیروی طراحی اتصالات :

$$T = R_y \times F_y \times A_g = 1.2 \times 2400 \times (2 \times 24) = 138240 \text{ kg}$$

طراحی اتصالات بادبند وسط:

ابتدا ضخامت 1.5cm برای این ورق در نظر می گیریم

$$t = 1.5 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه بال ناودانی به ضخامت تقریباً 10 mm به 1 جوش می شود بر این اساس بعد

جوش تابع ضخامت ورق نازک تر یعنی 10 mm خواهد بود در این حالت با توجه به مبحث دهم مقررات ملی

ساختمان حداقل بعد جوش برابر 5mm می باشد. حداکثر بعد جوش برابر ضخامت نازک تر منهای دو میلی متر یعنی 10-2=8 mm می باشد. از آن جا که این جوش در دو طرف ورق اتصال وجود دارد و با توجه به استفاده از الکتروود نوع E70 باید حداکثر بعد جوش به 62 درصد ضخامت ورق اتصال محدود شود. بدین ترتیب حداکثر بعد جوش برابر است با:

$$a = 6.5 \text{ mm}$$

حال طول جوش را محاسبه می کنیم:

$$T \leq \phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times a \times (4L_w)]$$

$$138240 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.65 \times (4L_w)] \Rightarrow L_w = 34.4 \text{ cm}$$

USE: $L_w = 40 \text{ cm}$

کنترل برش قلابی در اتصال میانی:

$$T \leq 0.75F_u \times b \times t + 0.9F_y \times L_w \times t$$

$$0.75 \times 4200 \times 16 \times 1.05 + 0.9 \times 2400 \times 40 \times 1.05 \geq T = 138240 \quad OK$$

محاسبه عرض ورق اتصال وسطی در مابند:

$$b \times t \geq A_n$$

$$b \times 1.5 \geq 48 \Rightarrow b \geq 32 \text{ cm}$$

USE: $b = 40 \text{ cm}$

کنترل تنش در عرض ویتور ورق:

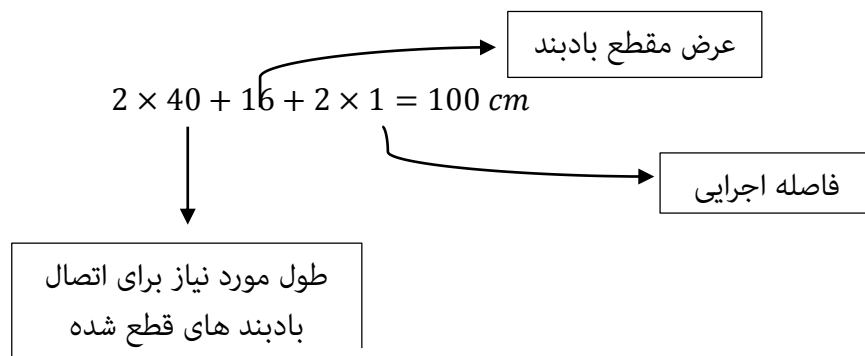
$$b_v = b + 2L_w \times \tan 30 = 16 + 2 \times 40 \times \tan 30 = 62.2 > 40 \text{ cm}$$

عرض ویتور به دست آمده در بالا از عرض 40 cm ورق اتصال میانی بزرگتر بوده و همانند قبل نامین نیست به همین دلیل عرض ورق اتصال که در حالات قبل بر اساس ظرفیت کششی مقطع 40 cm محاسبه شده است را محدودا ما بین این عرض و عرض ویتور یعنی 55 cm در نظر $A_g = A_e = b_v \cdot t = 55 \times 1.5 = 82.5 \text{ cm}$ را همانند زیر انجام می دهیم.

$$R_u = T \leq \phi R_n = \min(0.9F_y \times A_g, 0.75F_u \times A_e)$$

$$T = 138240 \leq \min(0.9 \times 2400 \times 82.5, 0.75 \times 3700 \times 82.5) = 178200 > 138240 \text{ ok}$$

مخبر طول ورق وسطی بادبند:



$$\frac{L_w}{t} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{40}{1.5} \leq 1.4 \sqrt{\frac{2000000}{2400}} \text{ OK}$$

USE: PL100 × 55 × 1.5

طراحی اتصال بادبند تیر و ستون:

در ابتدا زوایه ی مهاربند با محور افقی را محاسبه می کنیم:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{320}{497}\right) = 32.62^\circ \text{ در ادامه مقدار ظرفیت کششی مقطع (T) در راستای افقی و}$$

$$T_x = T \cdot \cos(\alpha) = 138240 \times \cos(32.62) = 116434.6 \text{ kg}$$

$$T_y = T \cdot \sin(\alpha) = 138240 \times \sin(32.62) = 74520.32 \text{ kg}$$

حداقل بعد جوش بر اساس ضخامت بال تیر (IPE18) برابر 5mm خواهد بود و حداکثر برابر 6 mm = 8-2 می باشد هم چنین چون جوش از دو سمت ورق انجام می شود حداکثر بعد جوش با توجه به استفاده از الکترود E70 باید از 62 درصد ضخامت ورق اتصال کمتر باشد ($a_{max} = 0.62 \times 1.5 = 9.3 \text{ mm}$) در این بخش از بعد جوش ما بین حداقل و حداکثر یعنی 6.5 mm استفاده می شود.

$$T_x \leq \phi R_n = \phi \beta F_{nw} A_{we} = 0.75[0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times a \times (2L_{wh})]$$

USE: $L_{wh} = 90 \text{ cm}$

$$T_y \leq \phi R_n = \phi \beta F_{nw} A_{we} = 0.75[0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times a \times (2L_w)]$$

USE: $L_{wh} = 60 \text{ cm}$

$$116434.6 \leq 0.75[0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.65 \times (2L_{wh})]$$

$$T_y \leq \phi R_n = \phi \beta F_{nw} A_{we} = 0.75[0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times a \times (2L_{wv})]$$

$$74520.32 \leq 0.75[0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.65 \times (2L_{wv})]$$

$$\text{USE: } L_{wh} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{USE: } L_{wv} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{USE: } PL90 \times 60 \times 1.2 \text{ cm}$$

طراحی ورق پای وصله در ستون پای غیر هم سایز:

سایز ستون در طبقه زیرین برابر box 40*40*3 و در طبقه بالا برابر box 30*30*2.5 می باشد.

$$P_n = F_y \times A_g = 2400 \times 4(30 \times 3) = 864000 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n = 0.9 \times 864000 = 777600 \text{ kg}$$

فرض می شود از سخت کننده های به عرض و ارتفاع 20 cm استفاده می شود هم چنین در هر وجه ستون از چهار سخت کننده استفاده شده است در نهایت تنش وارده بر جوش ها از طریق رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$f_r = \frac{P_u}{n \times 2(b \text{ یا } d)} \leq \phi R_n = \phi \beta F_{nw} A_{we}$$

عرض یا ارتفاع سخت کننده

$$f_r = \frac{777600}{16 \times 2(20)} = 1215 \leq 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times a$$

$$a \geq 1.21 \text{ cm} = 12.1 \text{ mm}$$

تعیین ضخامت قطعات سخت کننده ورق واسط:

به عنوان یک راه حل ساده می توان ضخامت سخت کننده و هم چنین ضخامت ورق واسط را چیزی در حدود ضخامت بال ستون های متصل به آن ها در نظر گرفت. با توجه به ضخامت بال ستون بالایی، ضخامت سخت کننده ها را برابر 2.5 cm و هم چنین ضخامت ورق واسط را برابر 3 cm فرض می کنیم.

$$\frac{d}{t_s} = \frac{d + t_{\text{ورق واسط}}}{t_s} = \frac{15 + 3}{2.5} = 7.2 \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ OK}$$

می توان سخت کننده را فشرده در نظر گرفت. تعیین بعد حداقل و حداکثر جوش همانند محاسبات قبلی خواهد بود.

تعیین ابعاد ورق واسط:

دو برابر عرض سخت کننده ها + ابعاد ستون زیرین = ابعاد ورق واسط

$$40 + 2(20) = 80 \text{ cm}$$

$$\text{USE: } PL80 \times 80 \times 3 \text{ cm}$$

ستون مورد نظر در محدوده ی (D-2) می باشد. با استفاده از خروجی نرم افزار با محوری را بدست می آوریم به علت این که اتصال به بیس پلایت را مفصلی در نظر گرفته ایم لنگر صفر خواهد بود.

Analysis > Results > Reactions > Joint Reactions

$$P_u = 244140.1 \text{ kg}$$

$$BOX 25 * 25 * 1.5$$

$$f'_c = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_p = \frac{P_u}{0.85 \times \phi \times f'_c}$$

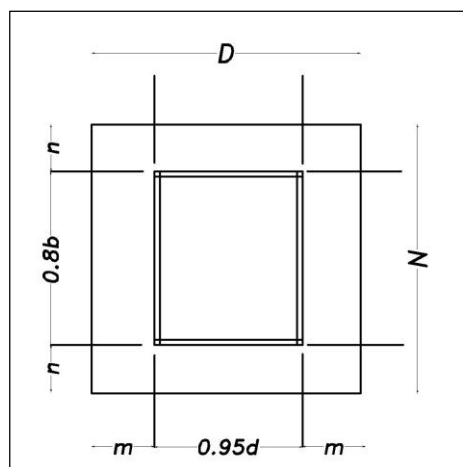
$$A_p = \frac{244140.1}{0.85 \times 0.65 \times 250} = 1768 \text{ cm}^2$$

$$A_p = B \times N = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$f_p = \frac{P_u}{B \times N} = \frac{244140.1}{2500} = 97.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$m = \frac{D - 0.95d}{2} = \frac{50 - 0.95 \times 25}{2} = 13.1 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b}{2} = \frac{50 - 0.8 \times 25}{2} = 15 \text{ cm}$$



$$m' = \max$$

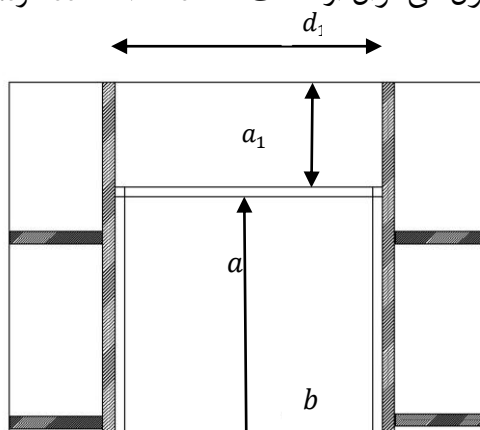
$$m = 13.1 \text{ cm}$$

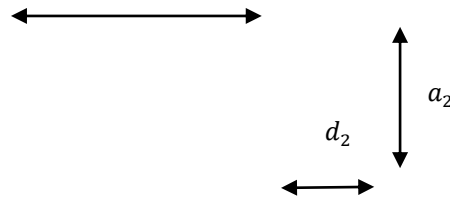
$$n = 15 \text{ cm}$$

$$t_p = \max \left\{ 1.5n \sqrt{\frac{f_{p.\max}}{F_y}}, 1.5m \sqrt{\frac{f_{p.\max}}{F_y}} \right\}$$

$$t_p = \max \left\{ 1.5 \times 15 \sqrt{\frac{97.65}{2400}}, 1.5 \times 13.1 \sqrt{\frac{97.65}{2400}} \right\} = 4.5 \text{ cm}$$

برای کاهش ضخامت صفحه زیر ستون می توان از سخت کننده ها استفاده کرد.





محاسبه لنگر خمشی در ناحیه ی دو طرف گیردار:

$$M_2 = \frac{f_{p.max} a_2^2 d_2^2}{6(a_2^2 + d_2^2)} = \frac{97.65 \times 18^2 \times 11.5^2}{6(18^2 + 11.5^2)} = 1528.47 \text{ kg.cm}$$

محاسبه لنگر خمشی در ناحیه ی سه طرف گیردار:

$$M_3 = \alpha_2 \times f_{p.max} \times d_1^2$$

ضریب α را از طریق جدول پیدا می کنیم.

$$\frac{a_1}{d_1} = \frac{12.5}{25} = 0.5$$

$$M_3 = 0.06 \times 97.65 \times 25^2 = 3661.87 \text{ kg.cm}$$

محاسبه لنگر خمشی در ناحیه ی چهار طرف گیردار:

$$\frac{a}{b} = \frac{22}{22} = 1$$

$$M_4 = \alpha_1 \times f_{p.max} \times b^2 = 0.048 \times 97.65 \times 22^2 = 2268.6 \text{ kg.cm}$$

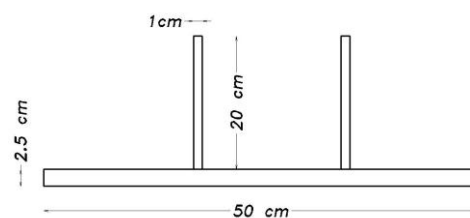
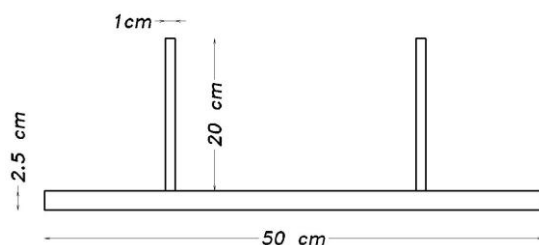
$$M_{u.max} = \max\{M_2, M_3, M_4\} = 3661.87 \text{ kg.cm}$$

$$t_p \geq \left\{ 2.11 \sqrt{\frac{M_{u.max}}{F_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{3661.87}{2400}} = 2.5 \text{ cm} \right\}$$

ضخامت ورق به 2.5 cm رسید.

USE: PL50 × 50 × 2.5 cm

در مرحله بعد باید ضخامت و ارتفاع سخت کننده ها را محاسبه نماییم. در واقع دو مقطع بحرانی عمودی و افقی را از ستون جدا کرده و آن ها را همانند یک عضو طره ای در نظر می گیریم. مقاطع بحرانی برای کنترل ابعاد سخت کننده ها در شکل موجود می باشد.



مقطع بحرانی عمودی

مقطع بحرانی افقی

مقطع بحرانی افقی:

$$M_u = (f_{p.max} \times B \ell_1) \frac{\ell_1}{2} = \frac{97.65 \times 50 \times 12.5}{2} = 30515.6 \text{ kg.cm}$$

در ادامه باید ظرفیت خمشی مقطع بحرانی را محاسبه نماییم. مقاطع بحرانی همانند یک مقطع سپری که جان تحت

فشار است عمل می کند.

$$M_u \leq \phi M_n \quad \phi = 0.9$$

$$M_u = M_p = \min (F_y Z_x, M_y = F_y S_{x.min})$$

در این رابطه Z_x اساس مقطع پلاستیک مقطع حول محور افقی، M_y ظرفیت مقطع در حالت تسلیم و $S_{x.min}$ برابر

اساس مقاطع الاستیک حداقل مقطع حول محور افقی می باشد که برای محاسبه آن باید ا تار خنثی الاستیک را بدست

آورد.

$$Y = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2 \times \left[20 \times 1 \times \left(\frac{20}{2} + 2.5 \right) \right] + (50 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2})}{2 \times (20 \times 1) + 50 \times 2.5} = 3.97 \text{ cm}$$

$$I_{NA} = \sum I_i + A_i d_i^2 = 2 \times \left[\frac{1 \times 20^3}{12} + (20 \times 1) \times \left(\frac{20}{2} + 2.5 - 3.97 \right)^2 \right] + \left[\frac{50 \times 2^3}{12} + (50 \times 2) \times \left(\frac{2}{2.5} - 3.97 \right)^2 \right] = 4828 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_{NA}}{C} = \frac{4828}{22 - 3.97} = 267.8 \text{ cm}^3$$

در ادامه لازم است اساس مقطع پلاستیک را نیز حول محور خنثی بدست بیاریم:

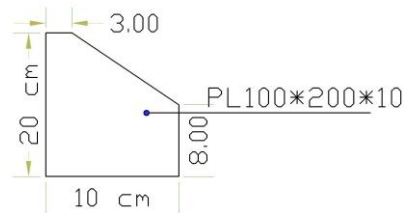
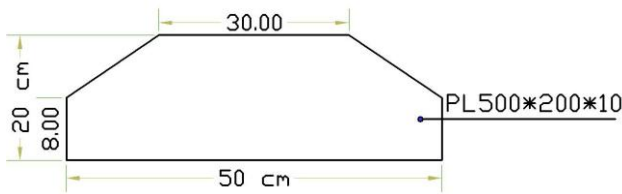
$$Z_x = 2 \times \left[((20 + 2) - 3.97) \times 1 \times \frac{((20 + 2) - 3.97)}{2} \right] + 2 \left[(3.97 - 2) \times 1 \times \frac{3.97 - 2}{2} \right] + [50 \times 2.5 \times (3.97 - 1)] = 624 \text{ cm}^3$$

در نهایت ظرفیت مقطع و کنترل لازم:

$$M_u = M_p = \min (Z_x, S_{x.min}) \times F_y = 267.8 \times 2400 = 642720 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 30515.6 \leq \phi M_n = 0.9 \times 578448 \text{ kg.cm ok}$$

$$\frac{d}{t_s} = \frac{d + t_{\text{ورق کف ستون}}}{t_s} = \frac{20 + 2.5}{1} = 22.25 \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad OK$$



طراحی میل مهار:

باید میا مهارها برای نیروی کششی و نیروهای برشی طراحی شوند چنانچه نیروی کششی در تکیه گاه وجود نداشته باشد باید از حداقل اجرایی برای میل مهار استفاده شود این حداقل اجرایی معمولا چهار عدد میل مهار به قطر 20mm می باشد.

$$T_u \leq \phi R_{nt} \quad \begin{matrix} \rightarrow \\ 0.75 \end{matrix}$$

$$R_{nt} = F_{nt} \cdot A_{nt}$$

$$F_{nt} = 0.75 \times F_u$$

$$F_u = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

طراحی میل مهار برای نیروی کششی:

$$V_u \leq \phi R_{nv} \quad \begin{matrix} \rightarrow \\ 0.75 \end{matrix}$$

$$R_{nv} = F_{nv} \cdot A_{nv}$$

$$F_u = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

طراحی میل مهار برای نیروی برشی:

$$F_{nv} = 0.45 \times F_u \quad \text{اگر سطح برش از قسمت دندان عبور کند}$$

$$F_{nv} = 0.55 \times F_u \quad \text{اگر سطح برش از قسمت دندان عبور نکند}$$

در کف ستون مورد نظر با توجه به اینکه نیروی کششی وجود ندارد باید از نیروی برشی برای بررسی استفاده نمود

$$V_{ux} = 478.08 \text{ kg}$$

$$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2} = \sqrt{478.08^2 + 527.38^2} = 712 \text{ kg}$$

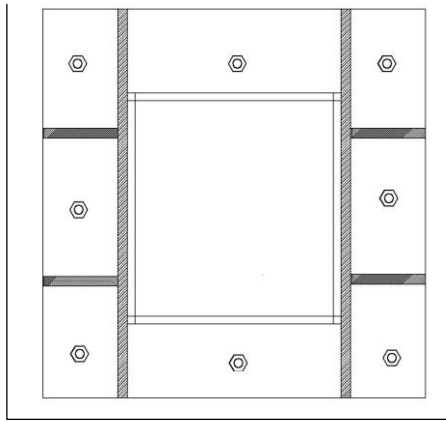
$$V_{uy} = 527.38 \text{ kg}$$

در جهت اطمینان فرض می شود که سطح برش از قسمت دندان عبور می کند.

$$V_u = 712 \leq \phi R_{nv} = 0.75 \quad A_{nv} \geq 0.5 \text{ cm}^2 \quad 0.75 \times 4200 \times A_{nv}$$

پس از حداقل مقدار اجرایی یعنی چهار عدد میلگرد 20

USE: 8Ø20

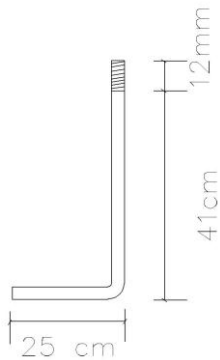


مجاہ طول میل مار:

$$\ell_{dh} = \left[0.2 K_1 K_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{yc}}} \right] d_b \geq 150 \text{ mm}$$

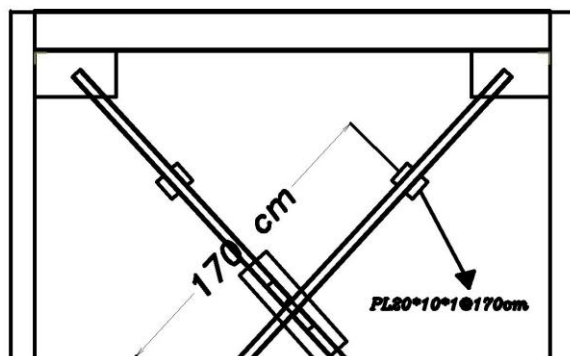
$$\ell_{dh} = \left[0.2 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 25}} \right] \times 20 = 404.84 \approx 410 \geq 150 \text{ mm}$$

مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان حداقل طول مهاري بعد از خم حداقل دوازده برابر قطر آرماتور اختيار شود.



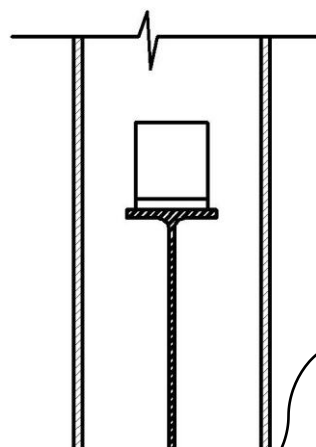
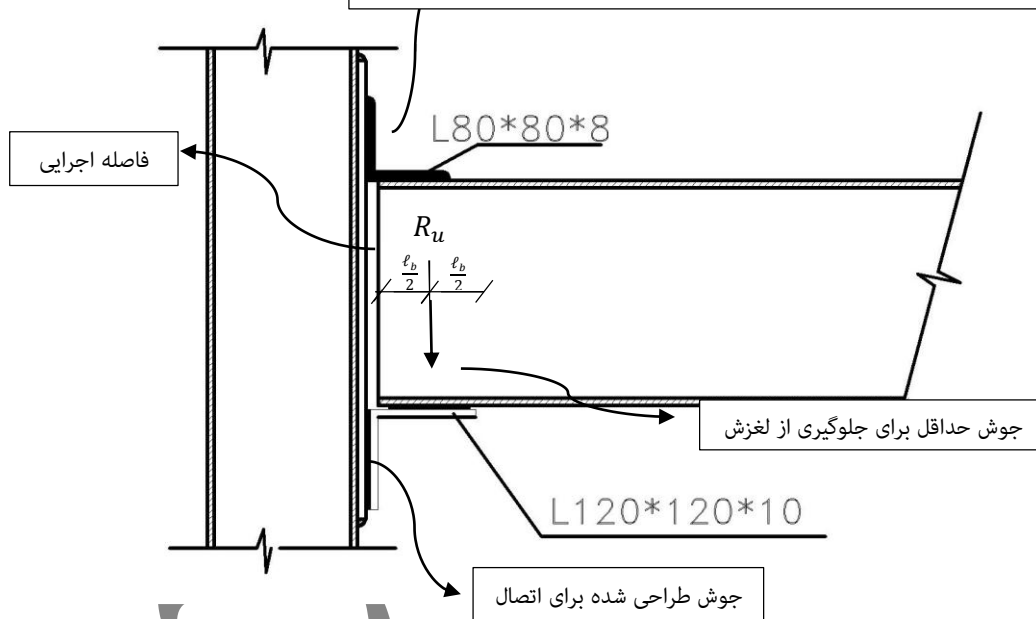
$$\ell = 12d_b = 12 \times 20 = 250 \text{ mm}$$

جزئیات لقمه داربند:

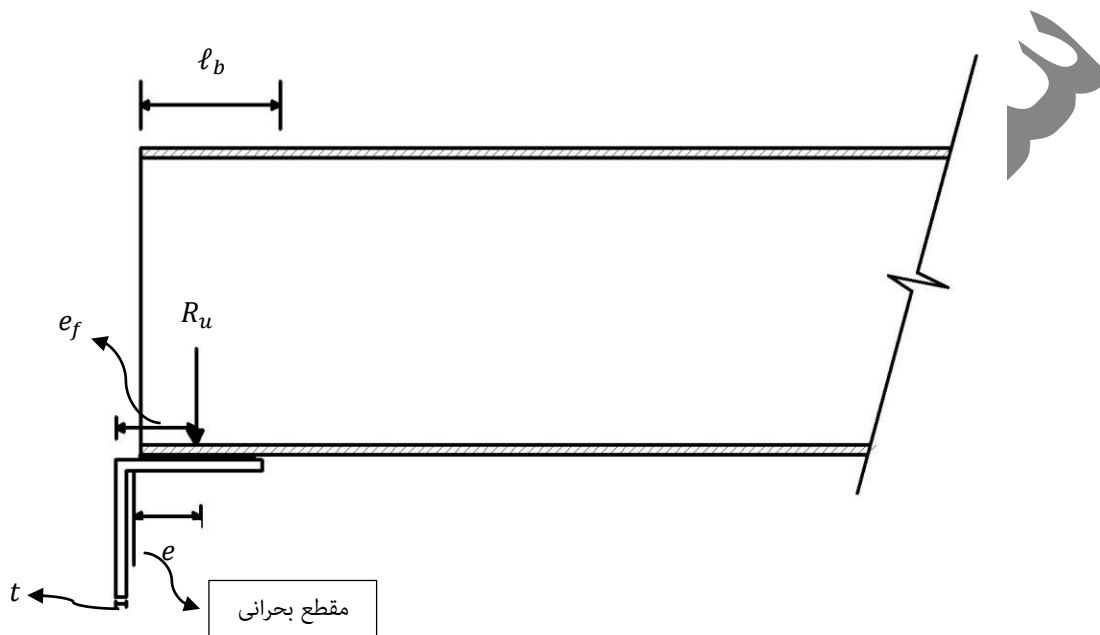


جزئیات اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی بدون وجود سخت کننده:

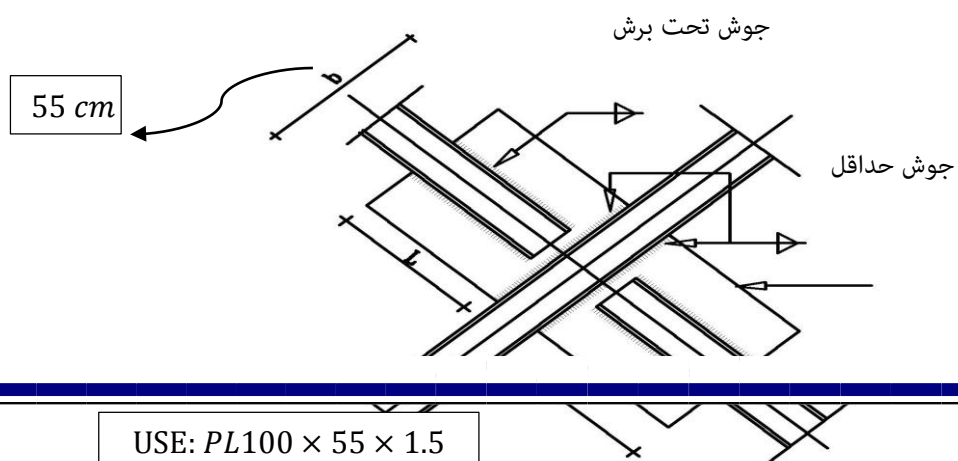
نبشی حداقل (برای واکنش های بالای پنج تن از نبشی 8 ممره و زیر پنج تن از نبشی 6 ممره)



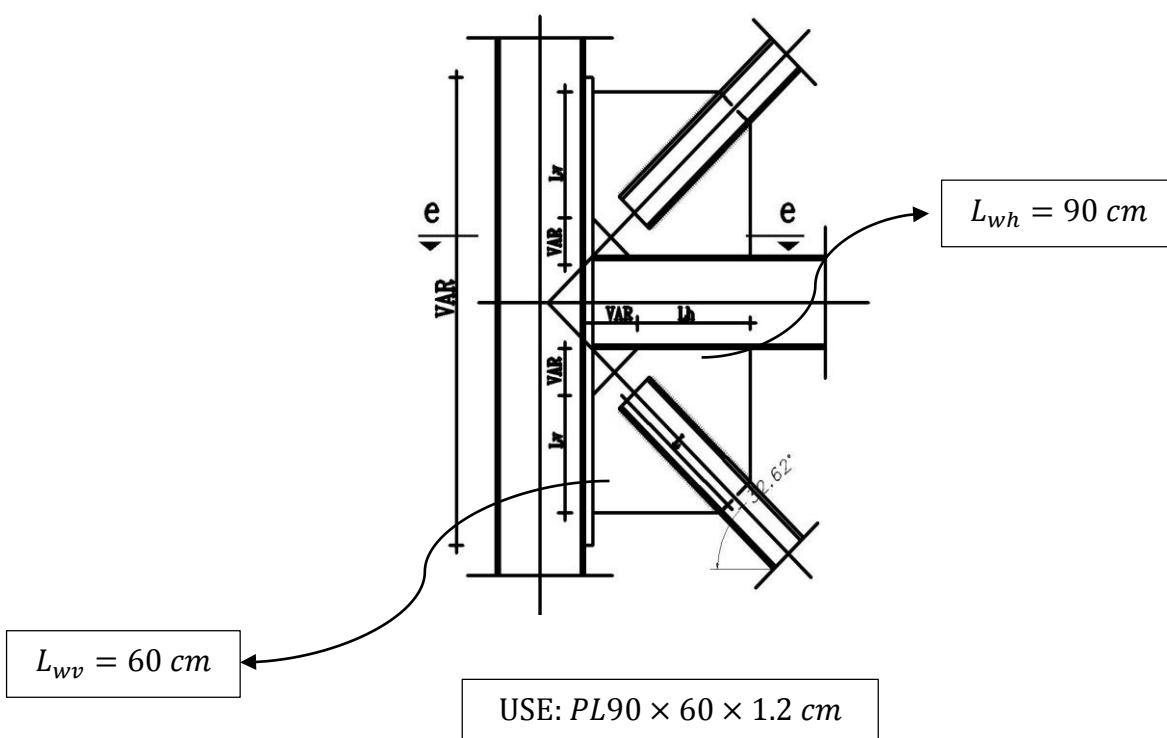
$$\ell_1 = \ell_2 = 12 \text{ cm}$$



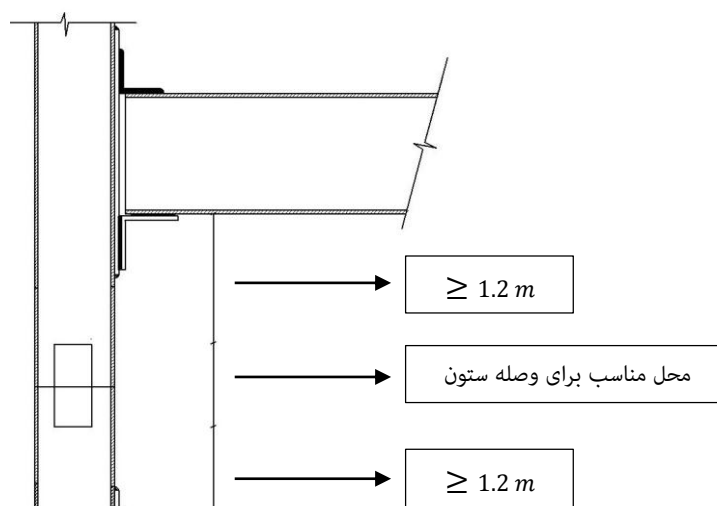
جزئیات اتصالات با بند در وسط:



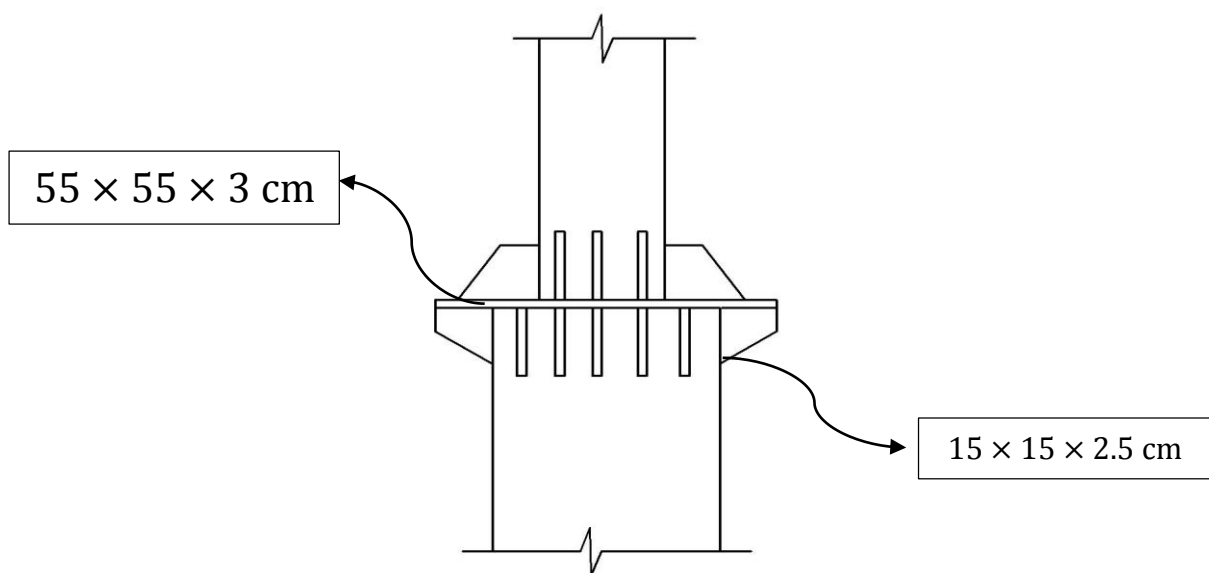
جزئیات اتصالات بادبند بر تیر و ستون:



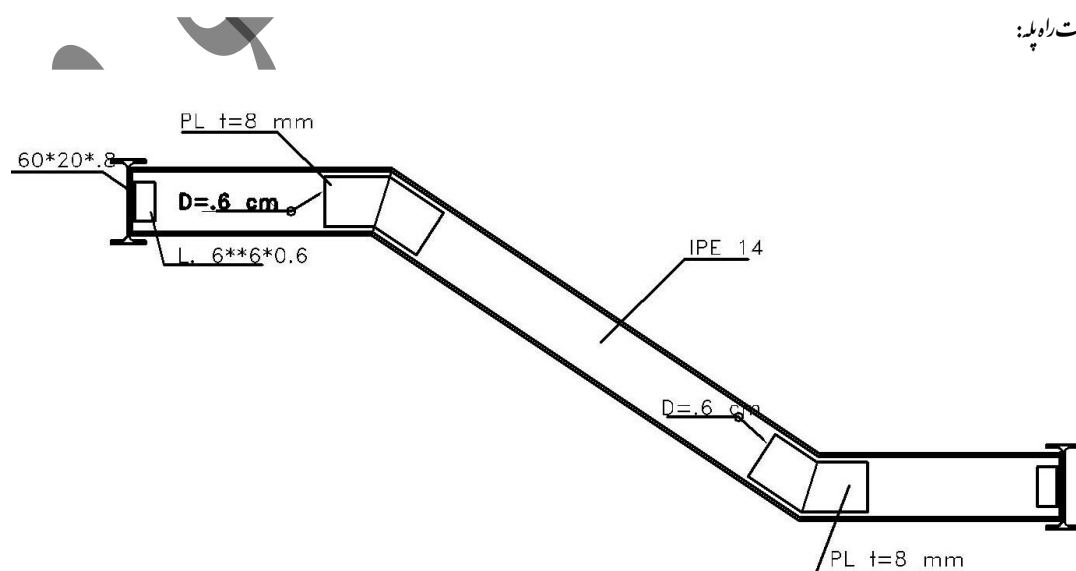
محل مناسب وصله:



بژنیات وصله ستون های غیر مرکب:



بژنیات راوپله:



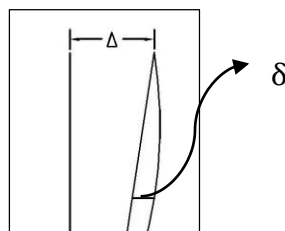
در حالت کلی می توان تحلیل سازه را براساس دو فرض مختلف انجام داد:

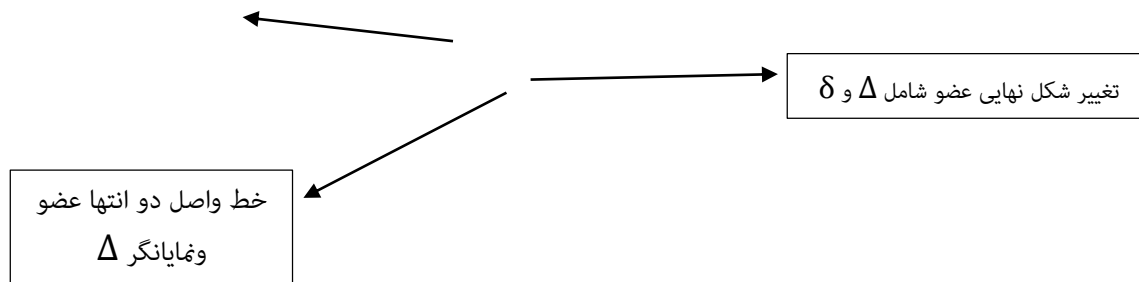
- **تحلیل مرتبه ی اول:** در این تحلیل تلاش های و نیرو های داخلی بر اساس تغییر شکل نیافته المان انجام می شود.
- **تحلیل مرتبه دوم:** در این مرحله از تحلیل سازه ، تلاش های داخلی اعضا بر اساس حالت تغییر شکل یافته ی سازه محاسبه خواهند شد. این روش خود به چتر طریق مختلف به کار گرفته می شود که عبارتند از:
 - (1) تحلیل دقیق مرتبه دوم به وسیله حل معادله دیفرانسیل حاکم بر اعضا
 - (2) تحلیل نیمه دقیق مرتبه دوم به وسیله ی حل تکراری (این روش به دلیل طولانی بودن به صورت دستی انجام نمی شود و باید از نرم افزار کمک گرفت)
 - (3) تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل مرتبه اول تشدید یافته: در این روش تحلیل مقادیر نیرو ها و تلاش های تشدید یافته به کمک ضرایب تشدید B_1 ، B_2 به دست خواهند آمد.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

در روابط اخیر M_u برابر لنگر خمشی تشدید یافته ی عضو بر اساس تحلیل مرتبه دوم و یا مقاومت خمشی مورد نیاز عضو و P_u برابر نیروی فشاری تشدید یافته براساس تحلیل مرتبه دوم یا مقاومت محوری مورد نیاز است ضرایب B_1 و B_2 به ترتیب ضرایب تشدید لنگر برای در نظر گرفتن $P - \delta$ و $P - \Delta$ می باشند این ضرایب در پیوست دوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است و هم چنین M_{nt} و P_{nt} به ترتیب برابر لنگر خمشی و نیروی محوری محاسبه شده بر اساس تحلیل مرتبه ی اول در حالتی است که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد و M_{lt} و P_{lt} به ترتیب برابر لنگر خمشی و نیروی محوری محاسبه شده بر اساس تحلیل مرتبه ی اول در حالتی است که از انتقال جانبی قاب جلوگیری نشده باشد.





الزامات مربوط به روش های تحلیل سازه فولادی:

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان روش هایی را برای تحلیل سازه پیشنهاد کرده اند که عبارتند از:

- 1) روش تحلیل مستقیم
- 2) روش طول موثر
- 3) روش تحلیل مرتبه ی اول

روش تحلیل مستقیم:

این روش یک روش نسبتاً جدید می باشد که در آیین نامه پیشنهاد شده است. ای روش در واقع روشی است که اثرات مرتبه ی دوم را در تعیین تلاش های داخلی در نظر خواهد شد. این روش بدون هیچ گونه محدودیتی از سوس آیین نامه می تواند بسیار مفید باشد. مطابق بند 10-2-51-1 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان این روش دارای یک سری الزامات می باشد که عبارتند از:

1) تحلیل سازه براساس یکی از روش های تحلیل مرتبه دوم انجام گیرد. از آیین سه روش عنوان شده برای در نظر گرفتن مرتبه ی دوم روش سوم یعنی روش تحلیل مرتبه ی دوم از طریق تحلیل مرتبه ی اول تشدید بار استفاده خواهیم کرد.

2) برای تعیین مقاومت طراحی اعضای فشاری (ستون ها) فرض بر مهار بودن کلیه ی این اعضا می کنیم به عبارت ساده تر کلیه ستون ها در کلیه ی حالات مقدار ضریب طول موثر $K=1$ می باشد.

3) سختی کلیه اعضا مه پایداری سازه تاثیر گذار هستند همانند ستون ها ، باید به مقداری که در ادامه گفته خواهد شد کاهش یابد. بدین منظور عبارت EI این اعضا در کلیه مراحل محاسباتی که منجر به تعیین نیروی داخلی اعضا و مقاومت مورد نیاز آن ها می شود با عبارت EI^* جایگزین شود.

$$EI^* = 0.8\tau_b EI$$

در رابطه اخیر EI سختی خمشی عضو و EI^* سختی خمشی کاهش یافته عضو می باشد و هم چنین مقدار τ_b ضریب کاهش سختی اضافه بوده که به شرح زیر می باشد.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{P_u}{P_y} \leq 0.5 & \tau_b = 1 \\ \frac{P_u}{P_y} > 0.5 & \tau_b = 4 \frac{P_u}{P_y} \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right) \end{array} \right.$$

در روابط اخیر مقدار P_u نیروی فشاری ضریبدار عضو موردنظر و P_y مقاومت تسلیم عضو می باشد.

(4) آثارنواقص هندسی اولیه شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه ی دوم منظور شود. به همین منظور می

توان یک بار جانبی اضافی در طبقات ساختمان برابر N_i اعمال کرد.

$$N_i = 0.002Y_i$$

(5) مطابق مبحث دهم چنانچه مقدار برای ضریب B_2 با در نظر گرفتن سختی کاهش یافته در کلیه طبقات

کوچک تر و یا مساوی 1.7 باشد می توانیم این بار ها را در ترکیب بار های ثقلی منظور کرده و از اثر آن

در ترکیب بار های جانبی صرف نظر کنیم در مراحل معرفی ترکیب بار ها طراحی فرض شده که $B_2 \leq 1.7$

است.

مقایسه بین روش های تحلیل سازه:

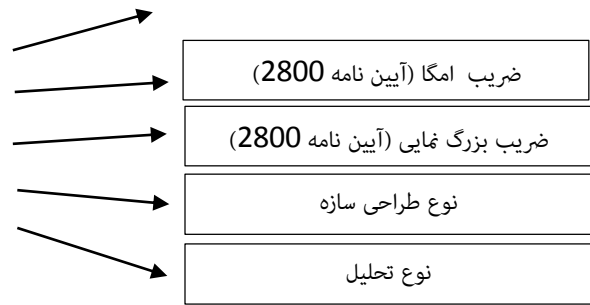
خصوصیات	تحلیل مستقیم	طول موثر	تحلیل مرتبه ی اول
روش آنالیز	مرتبه ی دوم	مرتبه ی دوم	مرتبه ی اول تشدید یافته با ضریب B_1
محدویت	بدون محدودیت	$B_2 \leq 1.5$	$\frac{P_u}{P_y} \leq 0.5 \quad B_2 \leq 1.5$
بار های خیالی (National load)	$B_2 \leq 1.7$	تنها در ترکیب بارهای ثقلی	تنها در ترکیب بارهای ثقلی
		$N_i = 0.002Y_i$	$N_i = 0.002Y_i$

		در کلیه ترکیبات بارگذاری $N_i = 0.002Y_i$	
بدون کاهش (واقعی)	بدون کاهش (واقعی)	$EI^* = 0.8\tau_b EI$	سختی
در تمامی حالات $K=1$	در قاب مهاربندی شده: $K=1$ در قاب مهاربندی نشده: $K \geq 1$	در تمامی حالات $K=1$	ضریب طول موثر برای مقاومت اعضای فشاری

به عنوان نتیجه گیری کلی با توجه به اینکه برای تحلیل سازه از روش تحلیل مستقیم استفاده می کنیم لذا لازم است که اثرات مرتبه ی دوم که در این حالت الزامی است را در نظر داشته باشیم. بدین منظور باید در نرم افزار به P-Delta را معرفی کنیم. این گزینه هر دو حالت $P - \delta$ و $P - \Delta$ را به طور همزمان در نظر خواهد گرفت. اعمال اثر $P - \Delta$ برای اعضا در نرم افزار به صورت خودکار و بدون هیچ گونه مشکلی صورت می گیرد اما برای در نظر گرفتن اثر $P - \delta$ نرم افزار در حالت عادی قادر به اعمال آن نخواهد بود. برای این که این اثر در ستون ها در نظر گرفته شود، در سازه ایی که دارای قاب مفصلی هستند و با توجه به این که در ستون های این گونه قاب ها انحنای ساده به وجود می آید و مقدار نسبی حداکثر در حوالی وسط ستون رخ می دهد، دو تکه کردن ستون معمولا کفایت می کند ولی برای سازه های قاب خمشی به دلیل انحنای مضاعف و طبق این انحنای وسط ستون تغییر شکل جانبی نا چیز است لازم است تعداد تقسیم ها بیش تر باشد حداقل چهار قسمت تقسیم بندی شود. برای این کار ابتدا نوار ابزار کناری نرم افزار در قسمت Sanp فعال کنید تا نقاط میانی ستون ها به صورت خودکار با قرار دادن ماوس نشان داده شود. از منوی Draw گزینه ی Draw joint Objects را انتخاب می کنیم و سپس کافی است در وسط ارتفاع ستون کلیک کنیم.

تطبیقات طراحی اسکلت فولادی (تیرها، ستون ها و مهاربندها):

Item		Value	آیین نامه مورد نظر که تطابق خوبی با مبحث دهم ما دارد
01	Design Code	AISC 360-10	نوع سیستم ساختمان : مهاربندی همگرا (ویژه) مربوط به آیین نامه آمریکاست
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All	
03	Framing Type	SCBF	
04	Seismic Design Category	D	
05	Importance Factor	1	ضریب رفتار (آیین نامه 2800)
06	Design System Rho	1	
07	Design System Sds	0	
09	Design System Omega0	2	



	Item	Value
18	Phi(Bending)	0.9
19	Phi(Compression)	0.9
20	Phi(Tension-Yielding)	0.9
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	No

	Item	Value
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	No
30	Consider Deflection?	Yes
31	DL Limit, L /	0
32	Super DL+LL Limit, L /	0
33	Live Load Limit, L /	360

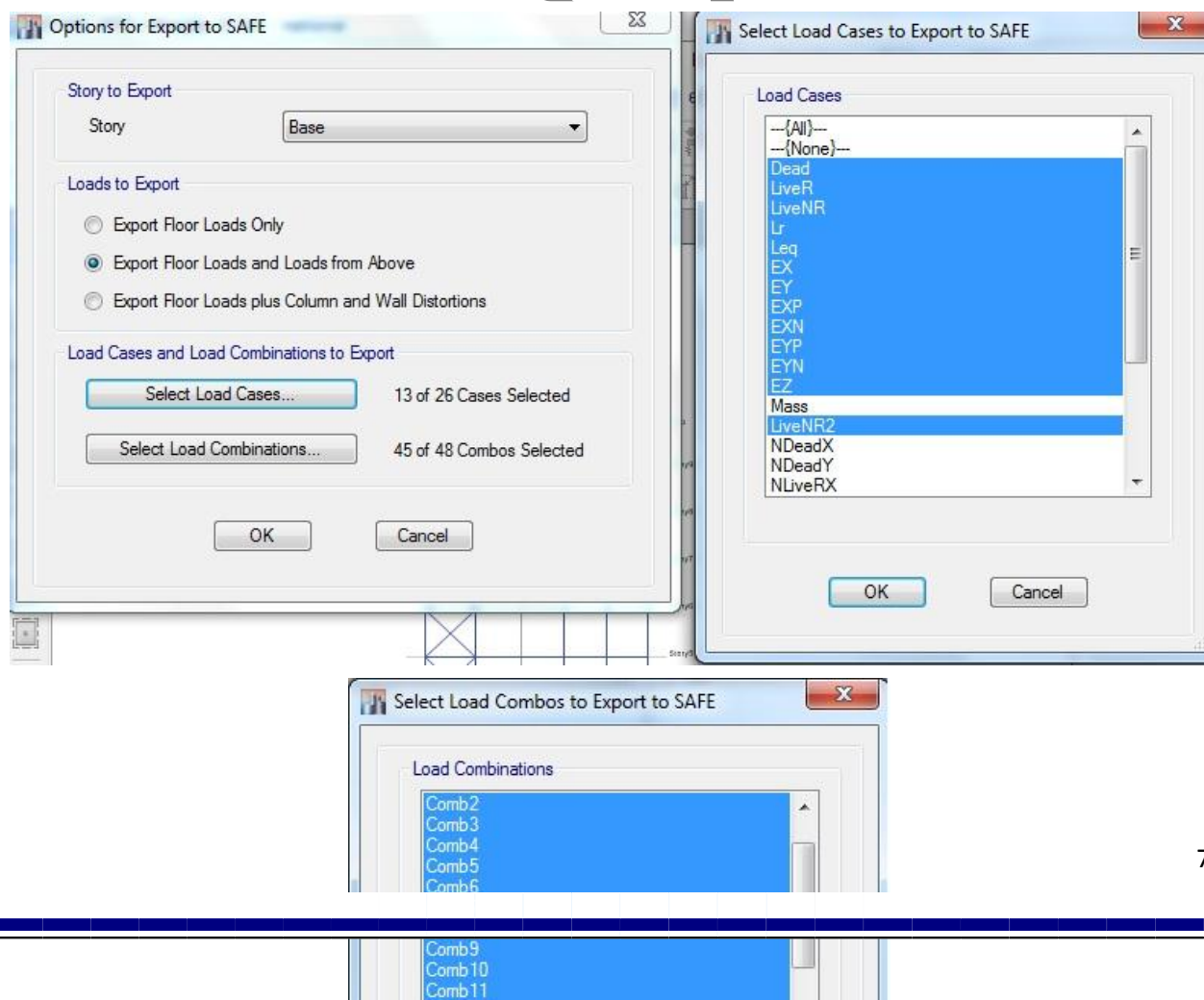
$1.4(Dead+NDeadX)$
$1.4(Dead-NDeadX)$
$1.4(Dead+NDeadY)$
$1.4(Dead-NDeadY)$
$1.2(Dead+NDeadX)+1.6(LiveR+LivenR+LivenR2+Leq+NLiveRX+NLiveRX+NLiveR2X+NLeqX)+0.5(Lr+NLeqX)$
$1.2(Dead-NDeadX)+1.6(LiveR+LivenR+LivenR2+Leq-NLiveRX-NLiveRX-NLiveR2X-NLeqX)+0.5(Lr-NLeqX)$
$1.2(Dead+NDeadY)+1.6(LiveR+LivenR+LivenR2+Leq+NLiveRY+NLiveRY+NLiveR2Y+NLeqY)+0.5(Lr+NLeqY)$
$1.2(Dead-NDeadY)+1.6(LiveR+LivenR+LivenR2+Leq-NLiveRY-NLiveRY-NLiveR2Y-NLeqY)+0.5(Lr-NLeqY)$
$1.2(Dead+NDeadX)+0.5(LiveR+NLiveRX)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq+NLiveRX+NLiveR2X+NLeqX)+1.6(Lr+NLeqX)$
$1.2(Dead-NDeadX)+0.5(LiveR-NLiveRX)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq-NLiveRX-NLiveR2X-NLeqX)+1.6(Lr-NLeqX)$
$1.2(Dead+NDeadY)+0.5(LiveR+NLiveRY)+1.0(LivenR+NLiveR2+Leq+NLiveRY+NLiveR2Y+NLeqY)+1.6(Lr+NLeqY)$
$1.2(Dead-NDeadY)+0.5(LiveR-NLiveRY)+1.0(LivenR+NLiveR2+Leq-NLiveRY-NLiveR2Y-NLeqY)+1.6(Lr-NLeqY)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(1.2*EPX+1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(1.2*EPX-1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*EPX+1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*EPX-1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(1.2*ENX+1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(1.2*ENX-1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*ENX+1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*ENX-1.2*EY+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(1.2*EPY+1.2*EX+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*EPY-1.2*EX+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*EPY+1.2*EX+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*EPY-1.2*EX+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(1.2*ENY+1.2*EX+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(1.2*ENY-1.2*EX+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*ENY+1.2*EX+EZ1)$
$1.2(Dead)+0.5(LiveR)+1.0(LivenR+LivenR2+Leq)+0.2(Lr)+1.0(-1.2*ENY-1.2*EX+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(1.2*EPX+1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(1.2*EPX-1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*EPX+1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*EPX-1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(1.2*ENX+1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(1.2*ENX-1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*ENX+1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*ENX-1.2*EY+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(1.2*EPY+1.2*EX+EZ1)$

$0.9(Dead)+1.0(1.2*EPY-1.2*EX+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*EPY+1.2*EX+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*EPY-1.2*EX+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(1.2*ENY+1.2*EX+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(1.2*ENY-1.2*EX+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*ENY+1.2*EX+EZ1)$
$0.9(Dead)+1.0(-1.2*ENY-1.2*EX+EZ1)$
$(-EZ1)$

در ترکیب بارهای بالا به جای اعمال قاعده 30-100 آن را در ضریب زلزله ضرب کردیم (EX, EY) و در این ترکیب بارها ρ را برابر 1.2 فرض کردیم.

طراحی:

با توجه به زیاد بودن نیروی محوری ستون ها و هم چنین مقاومت کم زمین به سطح گسترده تری برای پخش بار های وارده نیاز خواهیم داشت پس با توجه به توضیحات گفته شده شالوده گسترده (رادیه) را برای پی این ساختمان در نظر می گیریم. برای طراحی پی از نرم افزار SAFE V12 استفاده می کنیم. ابتدا با استفاده از نرم افزار ETABS2015 نیروهای موجود را به نرم افزار SAFE انتقال می دهیم. (ارتفاع پی 1.5 m در نظر گرفته شده است).




Material Property Data

General Data

Material Name: C25

Material Type: Concrete

Material Display Color:  [Change...](#)

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Material Weight

Weight per Unit Volume: 2.5E-03 kgf/cm3

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 265000 kgf/cm2

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.9E-06 1/C

Shear Modulus, G: 110416.67 kgf/cm2

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 250 kgf/cm2

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:


[OK](#) [Cancel](#)

Material Property Data

General Data

Material Name: AIII

Material Type: Rebar

Material Display Color:  [Change...](#)

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Material Weight

Weight per Unit Volume: 7.85E-03 kgf/cm3

Uniaxial Property Data

Other Properties for Rebar Materials

ترکیب بارهای کنترل تنش زیرین براساس بحث ششم مقررات ملی ساختمان:

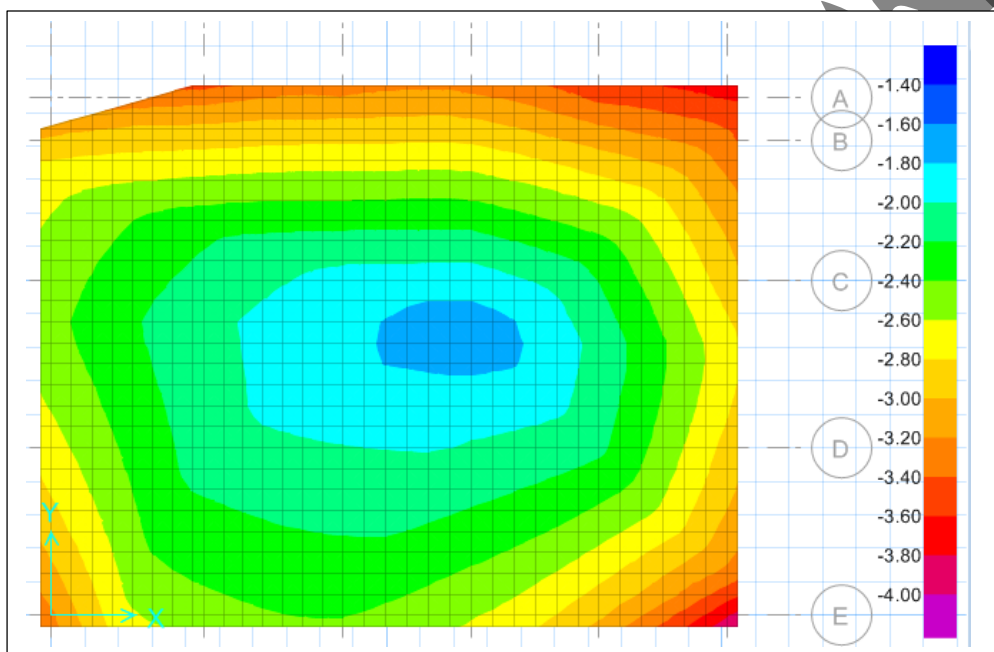
Tes1	Dead	Tes2	Dead+LiveR+LivenR+ LivenR+Leq
Tes3	Dead+Lr	Tes4	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)
Tes5	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXP+1.2EY+EZ)	Tes6	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXP-1.2EY+EZ)
Tes7	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXP+1.2EY+EZ)	Tes8	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXP-1.2EY+EZ)
Tes9	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXN+1.2EY+EZ)	Tes10	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXN-1.2EY+EZ)
Tes11	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXN+1.2EY+EZ)	Tes12	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXN-1.2EY+EZ)
Tes13	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYP+1.2EX+EZ)	Tes14	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYP-1.2EX+EZ)
Tes15	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EYP+1.2EX+EZ)	Tes16	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EYP-1.2EX+EZ)
Tes17	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYN+1.2EX+EZ)	Tes18	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYN-1.2EX+EZ)
Tes19	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EYN+1.2EX+EZ)	Tes20	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EYN-1.2EX+EZ)
Tes21	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EXP+1.2EY+EZ)	Tes22	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EXP-1.2EY+EZ)
Tes23	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EXP+1.2EY+EZ)	Tes24	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EXP-1.2EY+EZ)
Tes25	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EXN+1.2EY+EZ)	Tes26	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EXN-1.2EY+EZ)
Tes27	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EXN+1.2EY+EZ)	Tes28	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EXN-1.2EY+EZ)
Tes29	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EYP+1.2EX+EZ)	Tes30	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EYP-1.2EX+EZ)
Tes31	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EYP+1.2EX+EZ)	Tes32	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EYP-1.2EX+EZ)
Tes33	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EYN+1.2EX+EZ)	Tes34	0.6*(Dead)+ 0.7 (1.2EYN-1.2EX+EZ)
Tes35	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EYN+1.2EX+EZ)	Tes36	0.6*(Dead)+ 0.7 (-1.2EYN-1.2EX+EZ)

ترکیبات طراحی همان ترکیبات طراحی در سازه فولادی می باشند که در هنگام انتقال از نرم افزار ایتبس به سیف منتقل شده اند.

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
موزائیک	0.03	2250	67.5
ملات ماسه و سیمان	0.03	2100	63
بتن کف	0.1	2400	240
بلوکاز	0.2	1400	280
جمع کل:			$650.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$DL=650.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad LL=500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

مشاهده تنش های زیر پی و مقایسه با مقدار مجاز:



مقدار مجاز تنش زیر پی برابر $2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ می باشد.

برای اینکه تنش زیر پی از مقدار مجاز کمتر باشد می توانیم از سنگ چینی زیر پی با ملات ماسه سیمان کمک بگیریم مقدار مجاز تنش روی سنگ چینی بالاتر از مقدار تنش مجاز خاک زیر پی می باشد. که می توانیم آن از استاندارد 519 برداشت کنیم. مطابق استاندارد 519 حداقل ارتفاع سنگ چینی برابر 30 cm می باشد که ما در این پروژه 60 cm در نظر می گیریم.

کنترل برش پنجه دبی:



Display /Show Punching Shear Design

همانطور که می بینیم در این پروژه برش پانچ (منگنه ای) برای تعدادی از ستون ها جوابگو نمی باشد برای این کار راه حل های زیر را ارائه می کنیم:

- (1) افزایش ارتفاع پی
- (2) ایجاد پیخ در پی
- (3) افزایش مقاومت فشاری بتن

(4) استفاده از آرماتور های برشی به صورت کلاهک

مخبره مقدار تنش مجاز:

Geometric Properties

Combination = Comb14
Point Label = 224
Column Shape = Rectangular
Column Location = Edge
Global X-Coordinate = 1510 cm
Global Y-Coordinate = 750 cm

Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 143.2 cm
Eff. Punching Perimeter = 411.42 cm
Cover = 6.8 cm
Conc. Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Reinforcement Ratio = 0.0000
Section Inertia I22 = 392416554 cm⁴
Section Inertia I33 = 138681457 cm⁴
Section Inertia I23 = 0 cm⁴
Shear Force = -520636.37 kgf
Moment Mu2 = 560849.31 kgf-cm
Moment Mu3 = 10717438.86 kgf-cm
Max Design Shear Stress = 15.34 kgf/cm²
Conc. Shear Stress Capacity = 12.58 kgf/cm²
Punching Shear Ratio = 1.22

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{520636.37}{0.75} = 6807598.4N$$

$$d = 150 - 5 - \frac{2.2}{2} = 143.9$$

$$b_0 = 2(b_1 + b_2) = 2 \times (193.9 + 193.9) = 775.6 \text{ cm}$$

$$b_1 = 500 + 143.9 = 193.9$$

مقدار برش مجاز:

مقدار α_s برای ستون های کاری برابر 30 میباشد.

$$0.53 \times 0.75 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{250} = 18.85$$

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.53\phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'} \\ 0.53\phi \left(1 + \frac{d\alpha_s}{2b_c}\right) \sqrt{f'} \end{array} \right.$$

$$1.06\phi\sqrt{f'}$$

$$V_c = \min$$

$$0.53 \times 0.75(1 + (30 \times 143.9)/2 \times 775.6)\sqrt{250}$$

$$\beta_c = \frac{500}{500} = 1$$

$$1.06 \times 0.75\sqrt{250} = 12.58$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{193.9}{193.9}}} = 0.4$$

$$V_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_{uv}C}{J_{cx}} + \frac{M_{uv}C}{J_{cy}} = \frac{520636.37}{775.6 \times 143.9} + \frac{0.4 \times 560849.31}{2462072.6} + \frac{0.4 \times 10717438.86}{2462072.6} = 1.2$$

