

پروژه سازه های فولادی

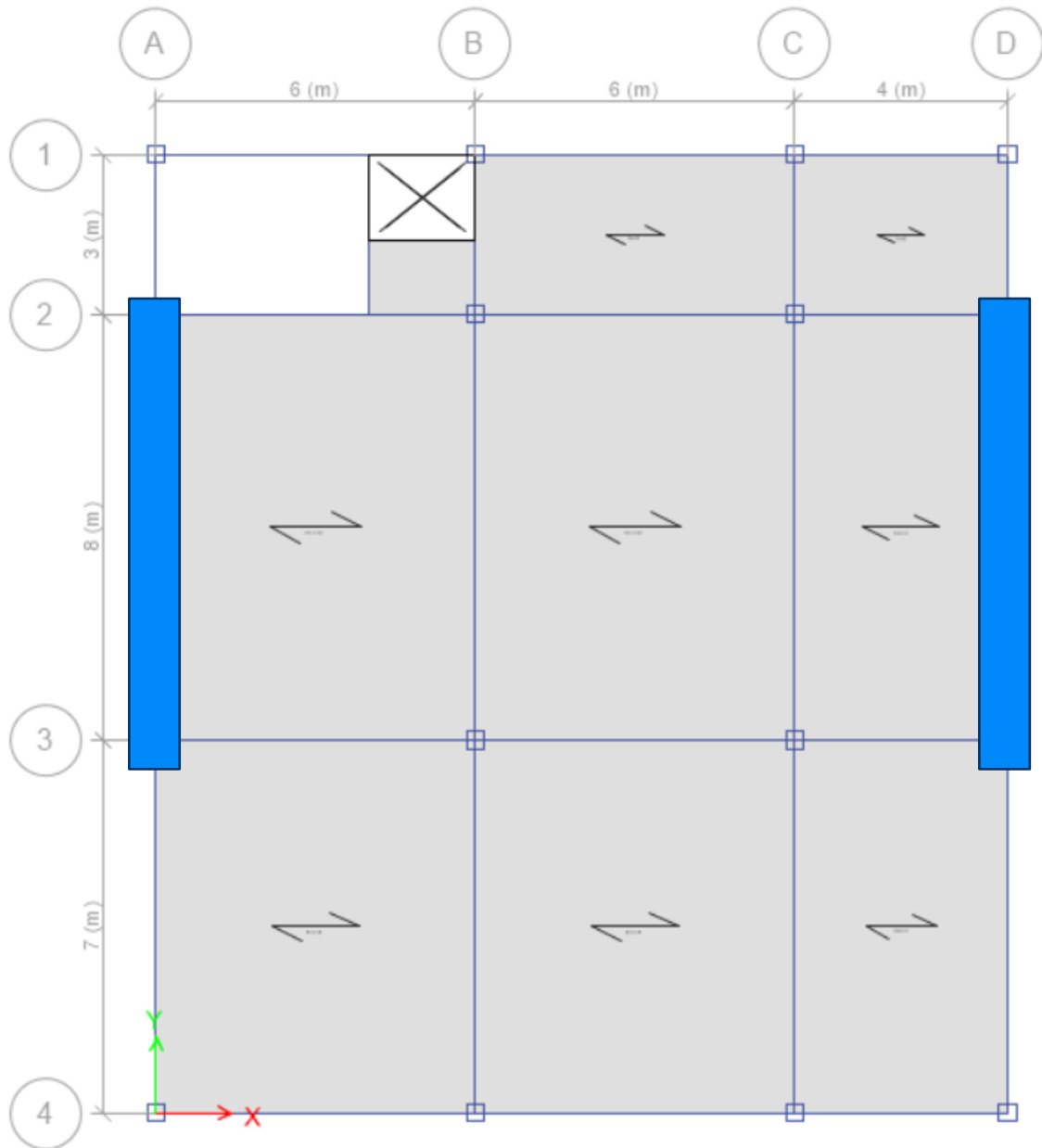
دفترچه محاسبات



(۱) معرفی پروژه

مشخصات سازه	
شهر	زنجان
کاربری	مسکونی
تعداد طبقات	همکف + ۴ طبقه
سیستم باربر ثقلی	تیرچه و بلوک
سیستم باربر جانبی جهت X	قاب خمشی فولادی متوسط
سیستم باربر جانبی جهت Y	قاب ساختمانی ساده + مهاربند همگرای ویژه فولادی

۲) پلان ساختمان ، پلان ستون گذاری پلان و پلان محل قرارگیری مهاربند



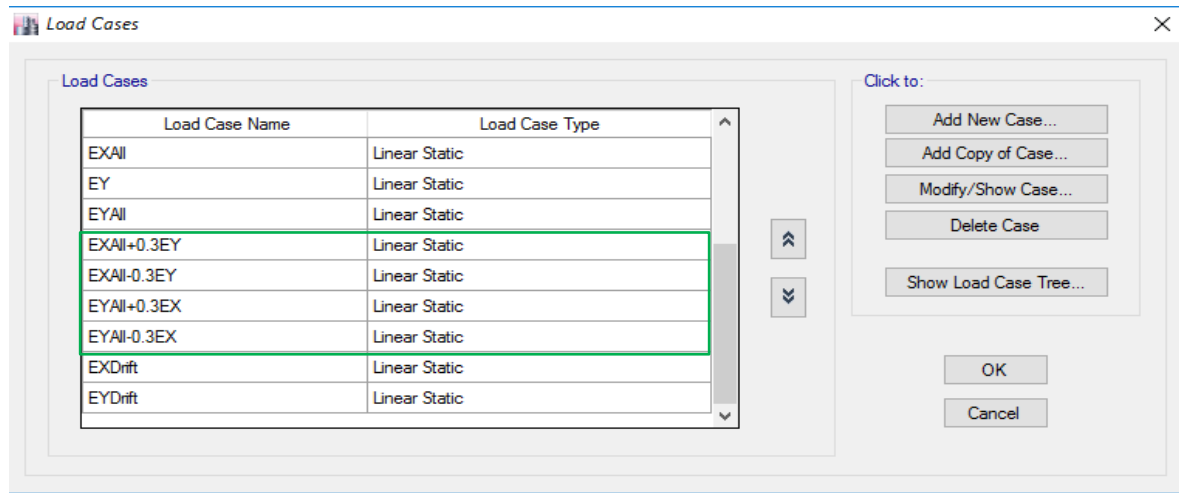
پلان و محل قرارگیری مهاربندها

۳) معرفی مصالح مورد استفاده

مصالح - بتن	
$W = 2500 \text{ Kg}/m^3$	وزن مخصوص
$E_c = 26500 \text{ Mpa}$	مدول الاستیسیته
$U = 15$	ضریب پوآسون
$A = 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$	ضریب انبساط حرارتی
25 Mpa	مقاومت ۲۸ روزه

۴) معرفی الگوهای بارگذاری

TABLE: Load Patterns			
Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Live Roof	Roof Live	0	
Mass	Other	0	
NDX	Notional	0	Auto
NDY	Notional	0	Auto
NLX	Notional	0	Auto
NLY	Notional	0	Auto
NLRX	Notional	0	Auto
NLRY	Notional	0	Auto
NLPX	Notional	0	Auto
NLPY	Notional	0	Auto
EX	Seismic	0	User Coefficient
EY	Seismic	0	User Coefficient
EXALL	Seismic	0	User Coefficient
EYALL	Seismic	0	User Coefficient

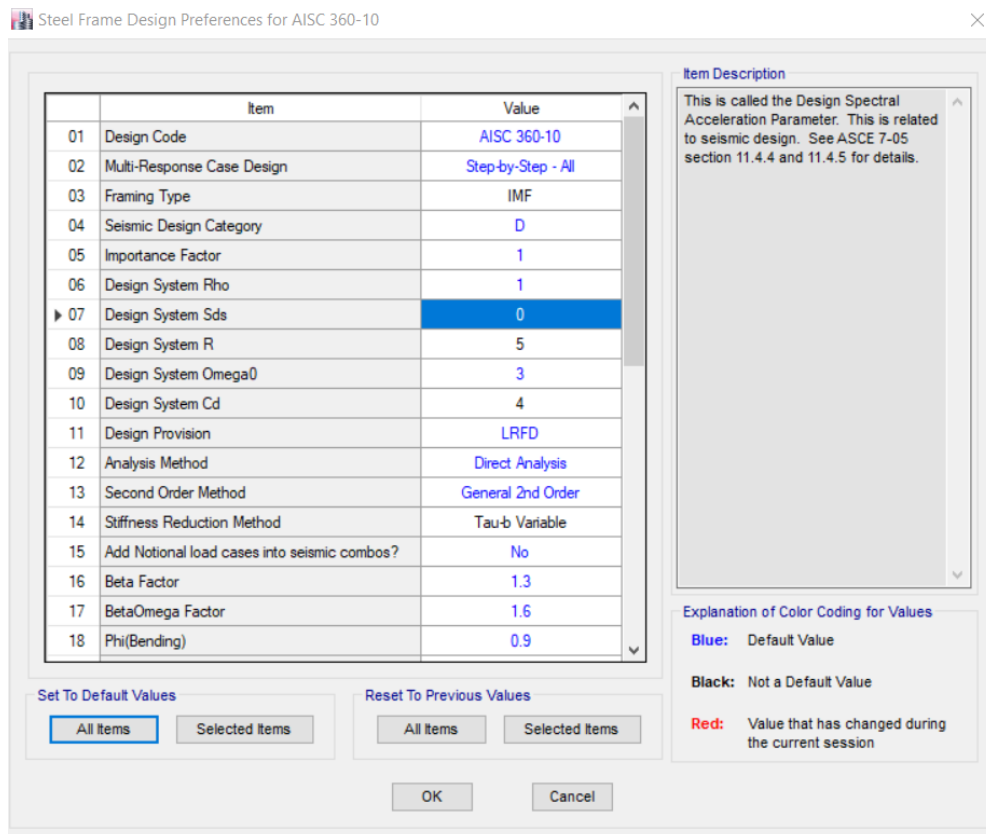


اعمال قاعده ۳۰-۱۰۰ در نرم افزار

✓ با توجه به بند ۳-۳-۹ آیین نامه ۲۸۰۰ در خصوص بار قائم زلزله از ۴ حالت ممکن برای بار قائم زلزله حالت

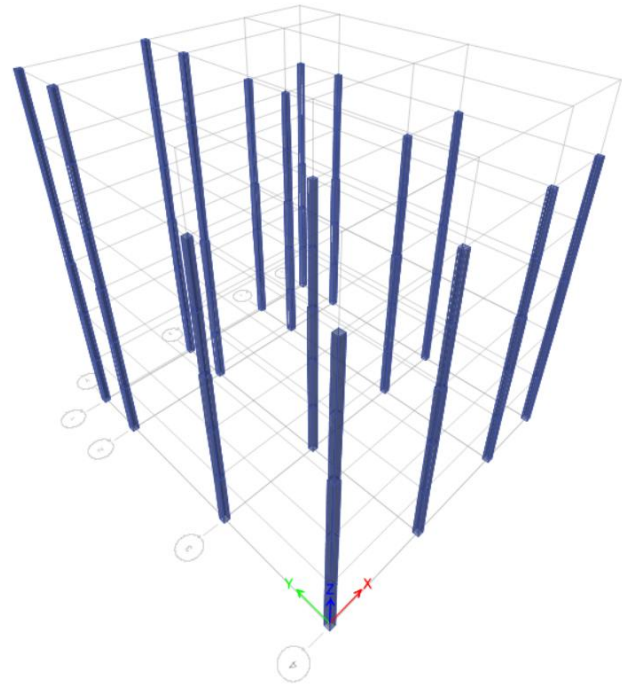
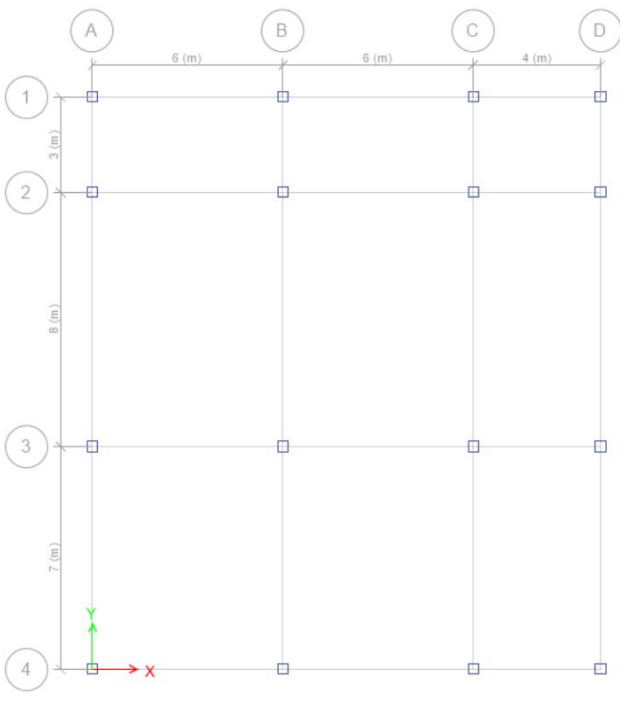
یک به دلیل اینکه سازه ما در شهر زنگان قرار داشته که با خطر نسبی زیاد می باشد بنابراین بار قائم زلزله

به کل سازه اعمال نشده است.

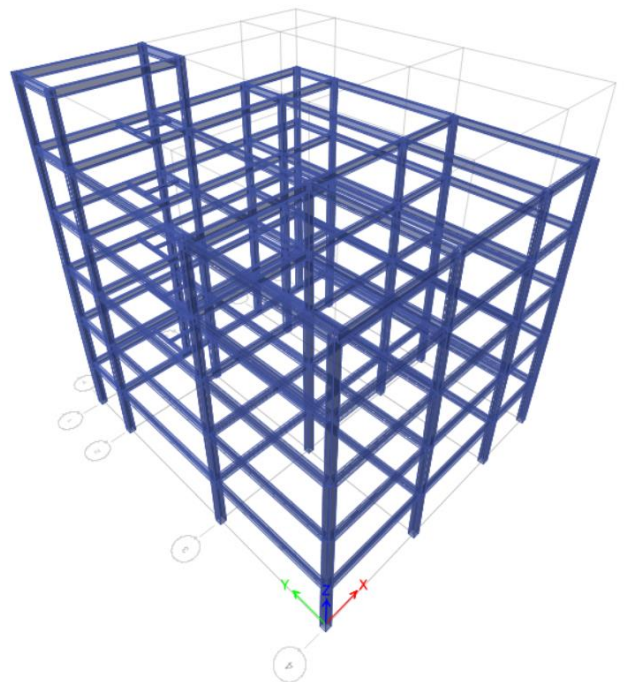
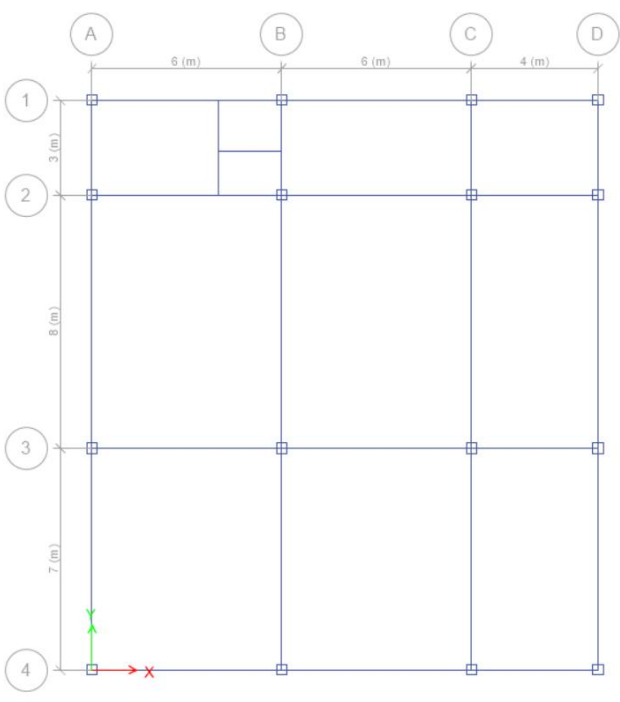


اعمال ضریب sds در نرم افزار

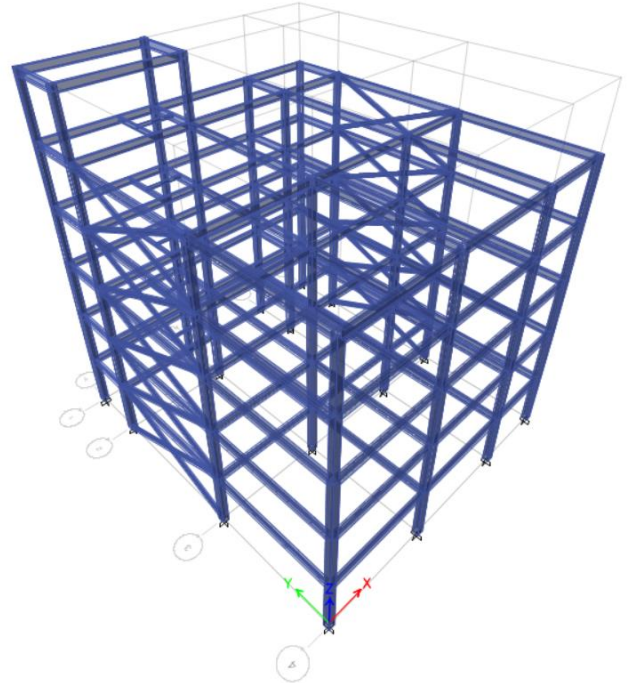
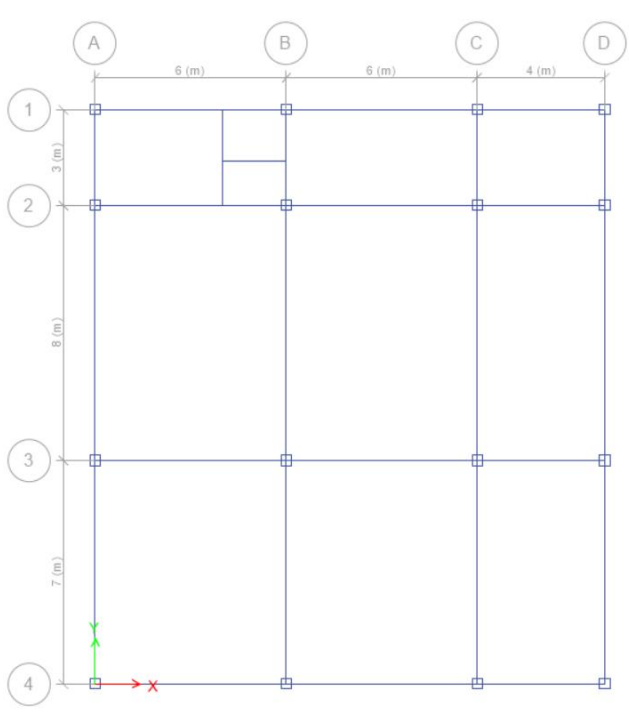
۵) مدل‌سازی سازه



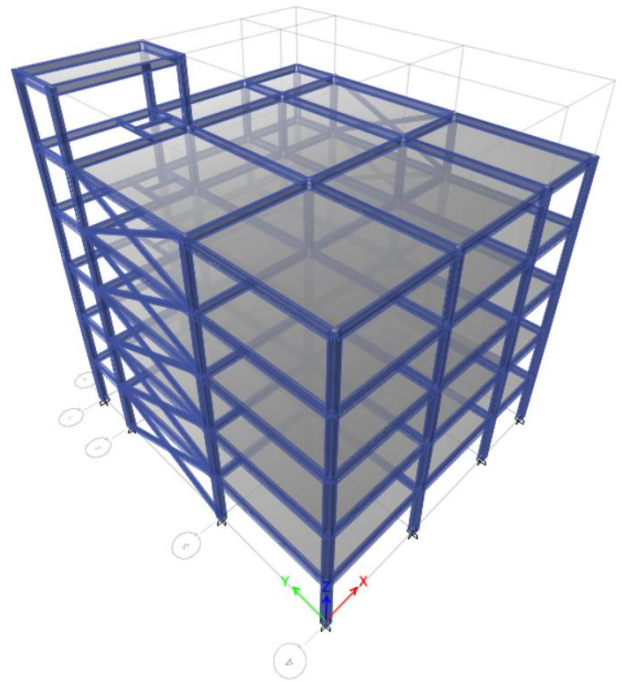
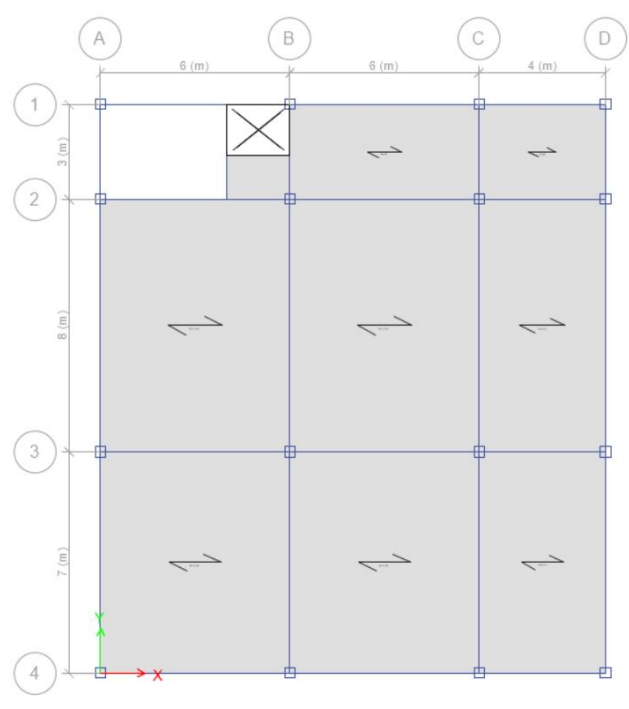
مدلسازی ستون‌ها



مدلسازی تیرها



مدراسازی مهاربندها

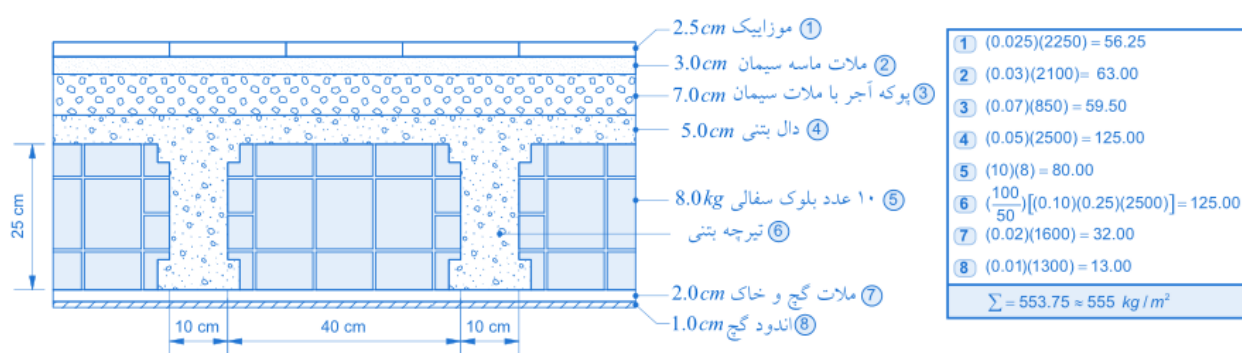


مدراسازی کفها

۶ بارهای وارد بر سازه

الف - بارهای ثقلی

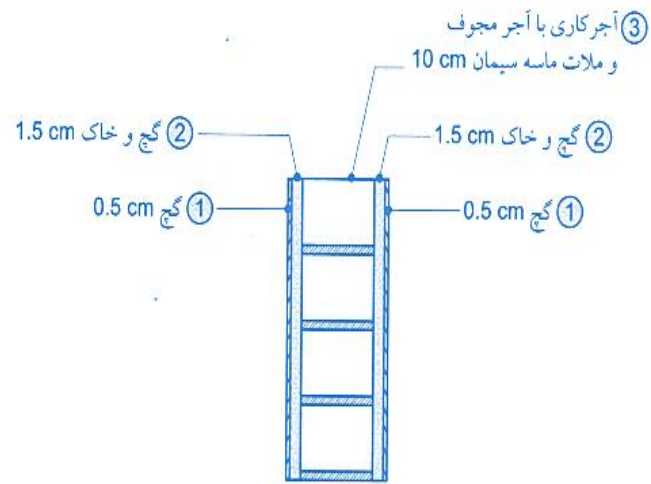
الف-۱- بارهای وارد بر کف طبقات



بار مرده طبقات بدون وزن بتن = ۳۰۵ کیلوگرم بر متر مربع

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-انبار-راهروها)	۲	—
۲-۴	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	—

بار زنده طبقات = ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع



$$\textcircled{1} (0.01)(1300) = 13.0$$

$$\textcircled{2} (0.03)(1600) = 48.0$$

$$\textcircled{3} (0.10)(850) = 85.0$$

$$\Sigma = 146 \text{ kg/m}^2 \approx 145 \text{ kg/m}^2$$

تیغه ده سانتی

$$q = 100 \text{ kgf/m}^2 \text{ بار معادل تیغه بندی}$$

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Dead	655
Live	200

Add

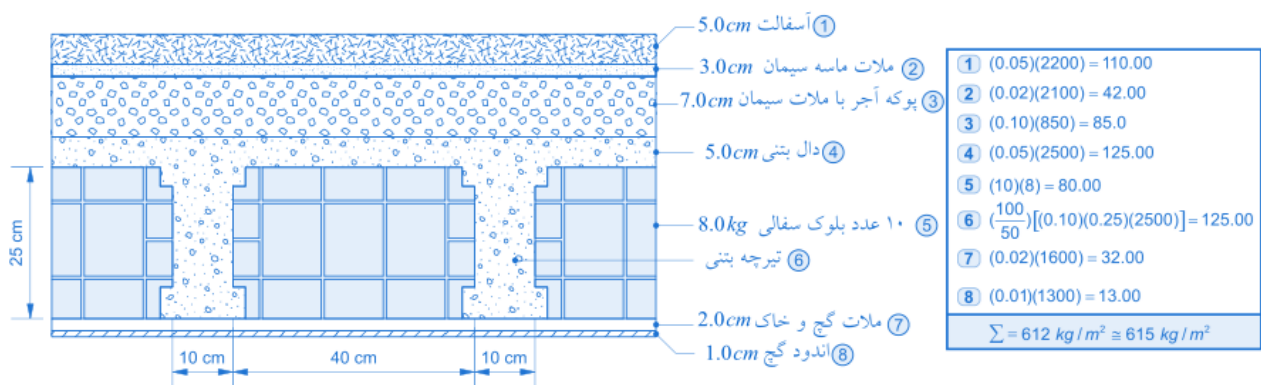
Delete

Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

بسته بارهای سطحی کف طبقات

الف-۲- بارهای سطحی وارد بر بام



بار مرده بام بدون وزن بتن = ۳۶۵ کیلوگرم بر متر مربع

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	۱٫۵ ^(۱)	۱٫۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۱	بام‌های دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۴-۱	بام‌هایی با پوشش پارچه‌ای یا سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱٫۳
۵-۱	بام‌هایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—

بار زنده بام = ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع

بار برف	
شهر: زنجان (منطقه با برف زیاد)	$P_g = 150 \text{ kgf/m}^2$
کاربری: مسکونی	$I_s = 1$
ساختمان نیمه برف گیر و ناهمواری زیاد	$C_h = 1$
ساختمان معمولی	$C_n = 1$
بام تخت	$C_s = 1$
$P_r = C_s C_h C_n I_s P_g = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 150 = 150 \text{ kgf/m}^2$	

۶-۷ بار برف

۶-۷-۱ کلیات

ساختمانها و سایر سازه های موضوع این مبحث باید برای بار برف طراحی شوند. برای این منظور پس از محاسبه بار برف بام، لازم است حالت های مختلف بار گذاری شامل بار برف متوازن و نامتوازن، برف بخشی، انباشتگی برف و برف لغزنده طبق ضوابط این فصل در نظر گرفته شود.

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به بار برف مبنا، شیب و دمای بام، برف گیری و اهمیت سازه برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، از رابطه ۶-۷-۱ تعیین می شود:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s \quad (۶-۷-۱)$$

که در آن:

P_s = بار برف مبنا طبق بخش ۶-۷-۳

I_s = ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۶-۷-۲

C_n = ضریب برف گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_h = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

می باشند.

۶-۷-۳ بار برف مبنا

بار برف مبنا، P_s ، باری است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال فراگذشت از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم بندی مشخص شده در جدول ۶-۷-۱ و یا شکل ۶-۷-۱، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع

۲ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۵ - برف سنگین

۳ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه ۶ - برف فوق سنگین

این بار را می‌توان با انجام مطالعات دقیق‌تر آماری برای منطقه مورد نظر نیز تعیین نمود، ولی مقدار آن نباید کمتر از ۰/۸ مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

ادامه جدول ۱-۷-۶ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۶۱	رفسنجان	۳	۹۱	کاشمر	۲
۶۲	روانسر	۴	۹۲	کرج	۴
۶۳	زابل	۲	۹۳	کرمان	۳
۶۴	زرنه اوباتو	۵	۹۴	کرمانشاه	۴
۶۵	زنجان	۴	۹۵	کنگاور	۴

۴-۷-۶ ضریب برف‌گیری

ضریب برف‌گیری، C_n ، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان بر اساس جدول ۲-۷-۶، در نظر گرفته می‌شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۲-۷-۶ ضریب برف‌گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
پرتراکم	۰/۹	۱/۰	۱/۱
باز	۰/۸	۰/۹	۱/۰

۵-۷-۶ ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی، C_h ، از جدول ۳-۷-۶، با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال‌های عمر مفید تعیین می‌شود.

جدول ۳-۷-۶ ضریب شرایط دمایی، C_h

۱/۰	تمام ساختمان‌ها به‌جز موارد زیر
۱/۱	ساختمان‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.
۱/۲	ساختمان‌های بدون گرمایش و ساختمان‌هایی که زیر بام آنها باز است
۱/۳	ساختمان‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می‌شود.

۶-۷-۶ ضریب شیب

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s ، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α ، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$C_s = 1 \quad \alpha \leq \alpha_0 \quad (۶-۷-۳-الف)$$

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} \quad \alpha_0 < \alpha < 70^\circ \quad (۶-۷-۳-ب)$$

$$C_s = 0 \quad \alpha \geq 70^\circ \quad (۶-۷-۳-پ)$$

زاویه α_0 ، طبق بند ۶-۷-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای ریزش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای $C_h=1$ برابر پنج درجه، برای $C_h=1/1$ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_h برابر پانزده درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ‌برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشند. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف در نظر گرفت. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده یا مانع‌دار بودن بام، مقدار α_0 برای $C_h=1$ برابر 30° و برای C_h های بیشتر برابر 45° می‌باشد.

۶-۷-۲ در بام‌های قوسی ضریب اثر شیب باید با توجه به شیب قوس در طول آن تعیین گردد. برای این منظور کافی است قوس به صورت یک چند ضلعی در نظر گرفته شود و ضریب اثر شیب برای هر یک از اضلاع بر حسب زاویه ضلع با افق و بر طبق بند ۶-۷-۶ تعیین گردد. تعداد قطعات در هر نیمه قوس نباید از سه قطعه کمتر باشد. برای قسمت‌های با شیب بیشتر از هفتاد درجه بار برف در نظر گرفته نشده و این نواحی جزو تقسیمات قوس در نظر گرفته نمی‌شود.

۶-۷-۳ برای بام‌های کنگره‌ای و شیب‌دار دندان‌ای ضریب شیب برای کلیه سطوح برابر یک خواهد بود.

۶-۷-۴ برای طراحی طره لبه پایین بام، که در آن امکان تجمع برف وجود دارد، مقدار P_r باید دو برابر شود. طول ناحیه تجمع برف برابر طول طره خواهد بود ولی این طول مطابق شکل ۶-۷-۱ لازم نیست از بر دیوار زیر سقف به سمت بیرون بیشتر از ۱/۵ متر در نظر گرفته شود. برای محاسبه P_r در این ناحیه، ضریب C_s برابر یک در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که طول طره از ۱/۵ متر بیشتر باشد، در طول اضافی ضریب C_h بر اساس شرایط حرارتی این ناحیه محاسبه می‌شود.

ضوابط مبحث ششم در خصوص محاسبه بار برف

بار اصلاح جرم موثر لرزه ای وارد بر بام ناشی از بار دیوارهای تیغه بندی

طبق آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم وزن یک طبقه برابر است با وزن کف طبقه به همراه سربار وارده و نصف دیوارها از بالا و پایین.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان
نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۳-۳-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۳-۶)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

با توجه به اینکه در طبقه بام بالای طبقه دیواری موجود نمی باشد به همین نصف ارتفاع طبقه بار در آن قسمت ناقص می ماند که ناشی از دیوارها خواهد بود که در این قسمت بایستی نصف بار ناشی از دیوارهای تقسیم کننده را به کف طبقه وارد نمائیم.

$$Mass = \frac{L_{Part}}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ Kgf/m}^2$$

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Dead	615
Roof	150
Snow	150
Mass	50

Add

Delete

Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

بسته بار سطحی وارد بر کف بام

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Dead	258
Live	200

Add

Delete

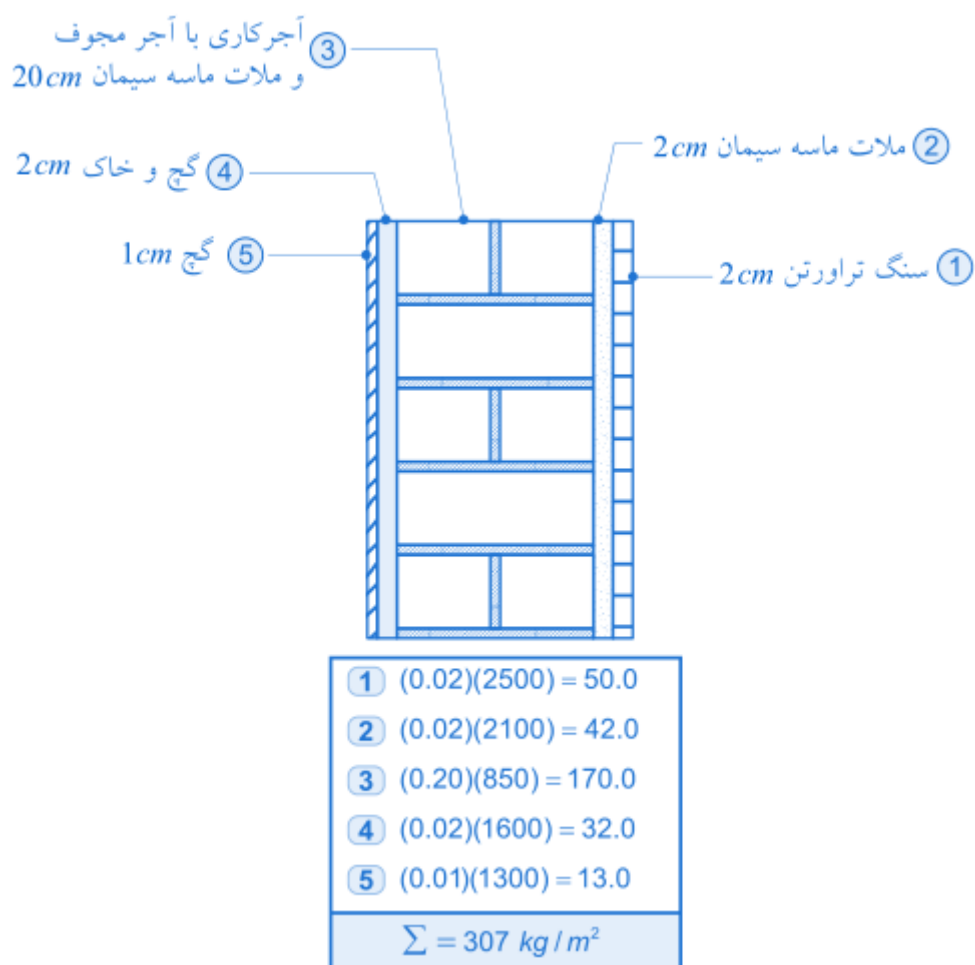
Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

بسته بار سطحی کف فیلتر جلوی آسانسور

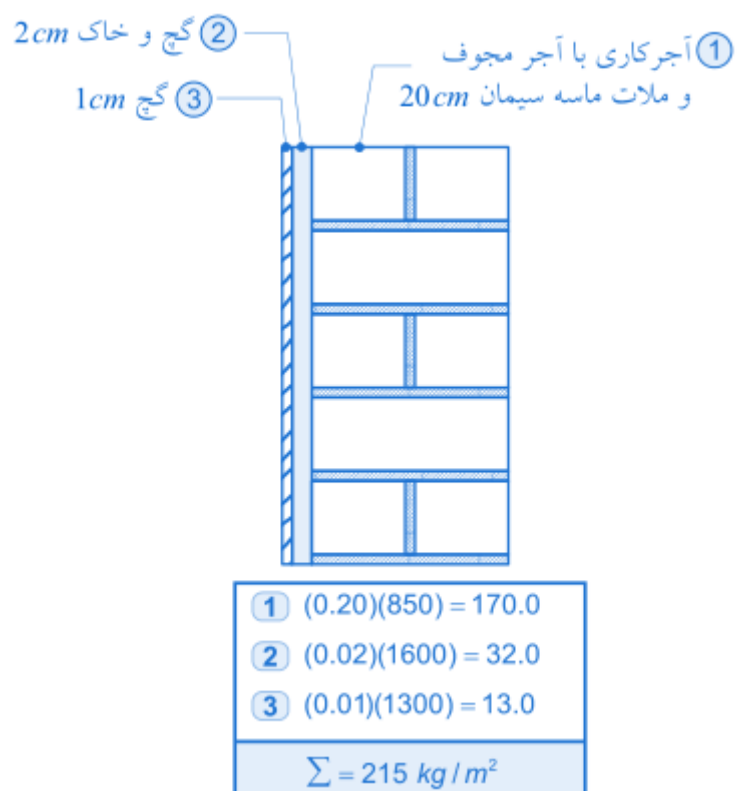
ب- بارهای خطی وارده

ب-۱- بار خطی ناشی از دیوارهای نمادار



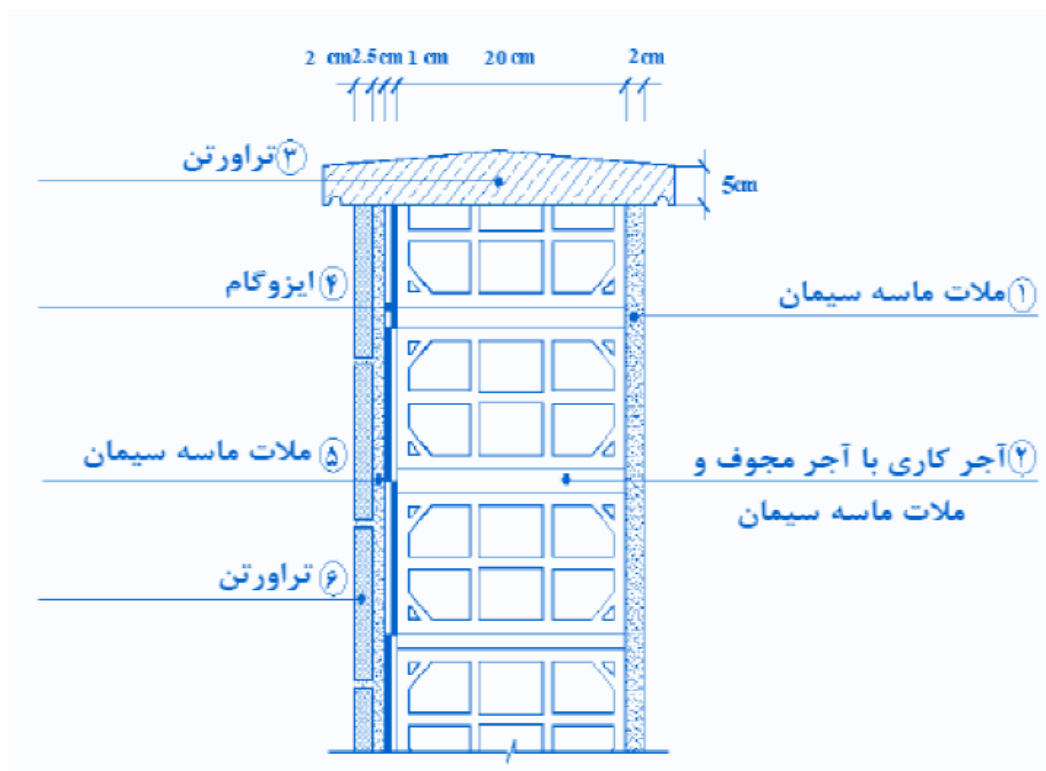
$$q = 307 \times 2.8 \times 0.7 = 602 \text{ Kg/m}$$

ب-۲- بار خطی ناشی از دیوارهای بدون نما



$$q = 215 \times 2.8 = 602 \text{ Kg/m}$$

ب-۳- بار خطی ناشی از دیوارهای جان پناه



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

$$q = 367 \times 1.2 = 440 \text{ Kg/m}$$

ج- بار اصلاح جرم موثر لرزه ای ناشی از دیوارهای پیرامونی در طبقه بام

$$Mass = \frac{\text{بار دیوارهای پیرامونی}}{2} = \frac{602}{2} = 301 \text{ Kgf/m}^2$$

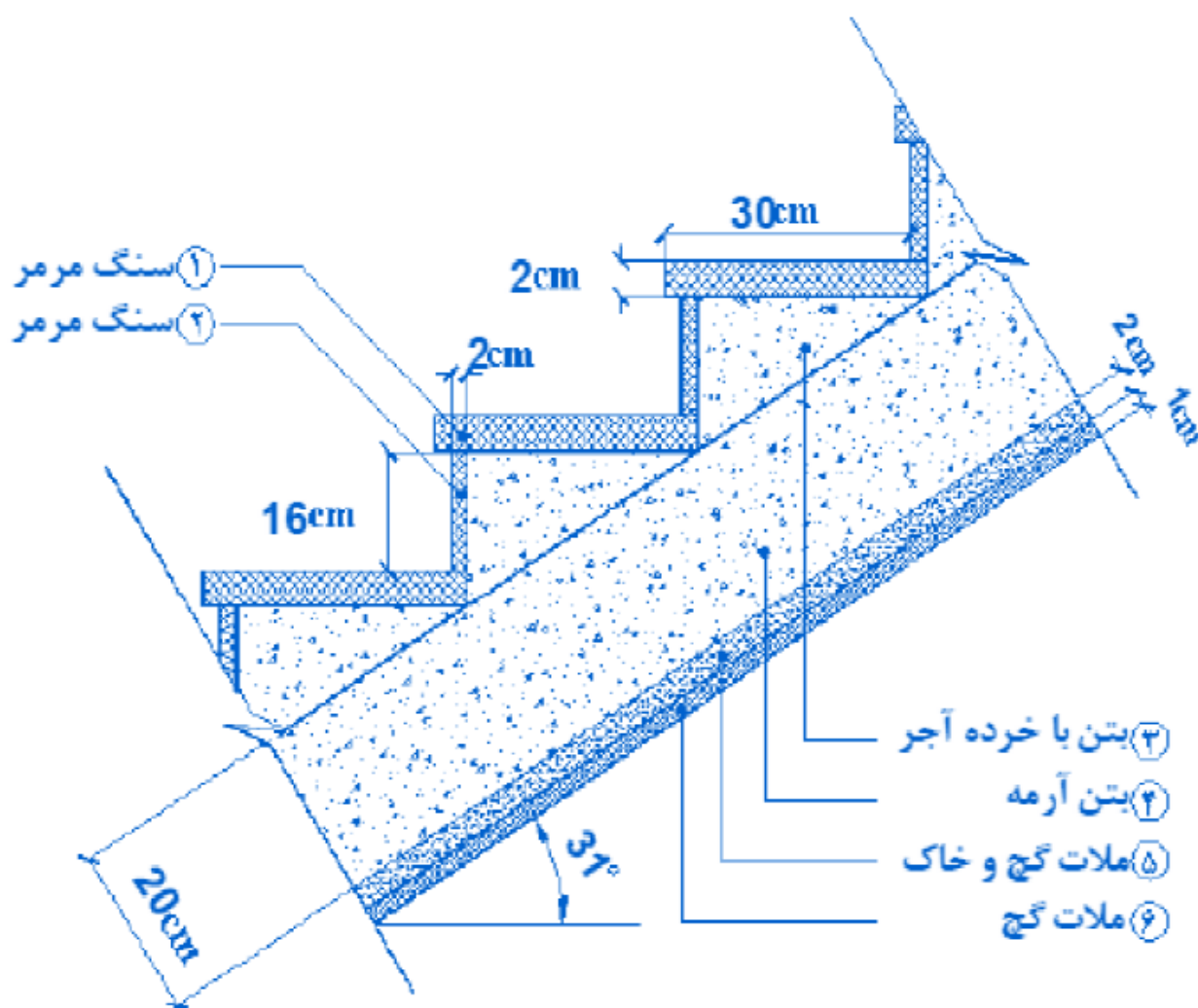
د- بارگذاری پله

با توجه به اینکه برای این پروژه از پله ۲ رمپه استفاده شده است در ساختمان های متداول امروزه بیشتر از سیستم ستونک بتنی برای راه پله ها استفاده می شود که برای این منظور بارها به این قسمت ها وارد خواهند شد که بهتر است با توجه به سهم بارگیر تیرها بارها را در تیرهای اطراف راه پله به روش زیر پخش نمائیم:

- بار مرده

گام اول) محاسبه بار مرده کل پله

مساحت پله × وزن یک متر مربع = بار مرده کل پله



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

$$14 m^2 = \text{مساحت پله}$$

$$11942 Kgf = 853 \times 14 = \text{بار مرده کل پله}$$

گام دوم) محاسبه سهم هر تکیه گاه

با توجه به ۲ رمپه بودن راه پله تعداد تکیه گاه ها ۲ عدد می باشد پس بار مرده کل پله را تقسیم بر ۲ می کنیم:

$$5971 Kgf = \frac{11942}{2} = \text{سهم هر تکیه گاه}$$

گام سوم) محاسبه بار هر تکیه گاه

برای به دست آوردن بار وارد بر طول تکیه گاه ها کفایت سهم هر تکیه گاه را تقسیم بر طول تکیه گاه کرده و بار وارده را محاسبه نموده و در طول خود در نرم افزار اعمال نمائیم (در جهت اطمینان طول تکیه گاه کوچک را انتخاب می کنیم تا بیشترین بار به دست آید):

$$1990 Kgf/m = \frac{5971}{3} = \text{بار هر تکیه گاه}$$

- بار زنده

بار زنده نیز به همان شکل بار مرده محاسبه خواهد شد و فقط بجای وزن یک متر مربع از حداقل بار زنده گفته شده در مبحث ششم استفاده خواهیم کرد:

$$7000 Kgf = 500 \times 14 = \text{بار زنده کل پله}$$

$$3500 Kgf = \frac{7000}{2} = \text{سهم هر تکیه گاه}$$

$$1167 Kgf/m = \frac{3500}{3} = \text{بار هر تکیه گاه}$$

و) بارگذاری آسانسور

نحوه اعمال بار آسانسور:

بار آسانسور را به چهار گروه اطراف آن در طبقه بام اختصاص می‌دهیم که مقادیر آنها نیز بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

(مساحت) \times ضخامت \times وزن مخصوص بتن : بار مرده سکوی بتنی

$$2500 \times 0.2 \times (2.0 \times 1.6) = 1600 \text{ kgf}$$

: بار مرده سکوی بتنی

۷-۵-۲-۲-۱۵ به منظور جابه‌جایی تجهیزات، باید مونوریل دائمی در سقف موتورخانه پیش‌بینی شود، در غیر این صورت باید قلابی در مرکز چاه آسانسور و یا بالای سیستم محرکه آسانسور و در زیر سقف موتورخانه نصب گردد. به‌طوری‌که بارهای وارده مطابق جدول (۷-۵-۲-۲-۱۵) را تحمل نماید.

جدول ۷-۵-۲-۲-۱۵ بار وارده به قلاب سقف موتورخانه

ظرفیت آسانسور (کیلوگرم)	حداکثر بار استاتیکی وارده به قلاب (کیلوگرم)
تا ۱۰۰۰	۱۵۰۰
۲۵۰۰	۲۰۰۰
بیش از ۲۵۰۰	با مشورت شرکت سازنده و طراح آسانسور

$$1500 \times 2 = 3000 \text{ kgf}$$

: بار مرده تجهیزات آسانسور

۴-۵-۵-۶ سازه‌های نگهدارنده آسانسورها: وزن اتاقک، ماشین‌آلات، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از وزن مسافران و وسایل باید در ضریب ۲ ضرب شوند، مگر آنکه بارهای اسمی ارائه شده توسط سازنده در ضریبی حداقل برابر این مقدار ضرب شده باشد.

$$\text{بار مرده هر تکیه گاه} : \frac{1600 + 3000}{4} = 1150 \text{ kgf}$$

$$\text{بار زنده ناشی از ظرفیت آسانسور} : 450 \times 2 = 900 \text{ kgf}$$

$$\text{بار زنده ناشی از تردد افراد در موتورخانه} : 200 \times (2.0 \times 1.6) = 640 \text{ kgf}$$

$$\text{بار زنده وارد بر کف} : 900 + 640 = 1540 \text{ kgf} > 1152 \text{ kgf}$$

$$\text{بار زنده هر تکیه گاه در طرفین سکوی آسانسور} : \frac{1540}{4} = 385 \text{ kgf}$$

$$\text{بار زنده حداقل} : 360 \times (2.0 \times 1.6) = 1152 \text{ kgf}$$

ی) بارگذاری زلزله

بارگذاری زلزله سازه ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام میگیرد که در قسمت زیر بصورت گام به گام به محاسبه آن خواهیم پرداخت:

۱- محاسبه زمان تناوب تجربی، T

۱-۱- برای ساختمان های با قاب خمشی واقعی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نکنند:

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

قاب های فولادی

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

قاب های بتن آرمه

✓ در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد کنند، مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می شود.

۲-۱- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب های فولادی خواهد بود.

۳-۱- برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (۳-۵) آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، بغیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

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

✓ در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن در صورتیکه وزن خرپشته بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد ارتفاع خرپشته لحاظ خواهد شد در غیر اینصورت لحاظ نمی گردد. در بام های شیب دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

✓ در ساختمان های متعارف، در کلیه موارد می توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلی دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود. ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی مذکور بیشتر در نظر گرفته شود.

۲- محاسبه نسبت شتاب مبنا، A

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبناى طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبى خيلى زياد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبى زياد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبى متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبى كم	۰/۲۰

۳- محاسبه ضريب بازتاب ساختمان، B

ضريب بازتاب ساختمان بيانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمين با توجه به نوع آن است:

$$B = B_1 N$$

۳-۱- ضريب شکل طيف، B_1

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

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

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

۲-۳- ضریب اصلاح طیف، N

۲-۲-الف- برای پهنه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$N = 1$	$T < T_s$
$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$	$T_s < T < 4 \text{ sec}$
$N = 1.7$	$T > 4 \text{ sec}$

۲-۲-ب- برای پهنه‌ای با خطر نسبی متوسط و کم

$N = 1$	$T < T_s$
$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$	$T_s < T < 4 \text{ sec}$
$N = 1.4$	$T > 4 \text{ sec}$

جدول مربوط به پارامترهای روابط بالا

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	<i>I</i>
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	<i>II</i>
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	<i>III</i>
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	<i>IV</i>

۴- ضریب اهمیت ساختمان، I

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

۵- ضریب رفتار ساختمان، R_u

۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	ب-سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

۶- محاسبه ضریب زلزله، C

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

۷- محاسبه ضریب توزیع برش در طبقات، K

$$K = 1$$

$$T < 0.5 \text{ Sec}$$

$$K = 0.5T + 0.75$$

$$0.5 < T < 2.5 \text{ Sec}$$

$$K = 2$$

$$T > 2.5 \text{ Sec}$$

محاسبات ضریب زلزله جهت X

ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	16
درجه اهمیت سازه	I=1
ضریب A	A=0.3
نوع زمین	II
سیستم سازه	قاب خمشی فولادی
R _u =	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T _{ETABS})	---
T ₀ =	0.1
T _s =	0.5
S ₀ =	1
S=	1.5
T= Min (تجربی 1.25 تحلیلی،)	0.80
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.06000
B1=(S+1)(T _s /T)=	1.56250
B=B1*N=	1.65625
C-min=0.14*A*I=	0.0360
C=A.B.I/R=	0.0994
k=0.5*T+0.75=	1.1500

محاسبات ضریب زلزله جهت Y

ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	16
درجه اهمیت سازه	I=1
ضریب A	A=0.3
نوع زمین	II
سیستم سازه	قاب ساده با بادبند همگرا
Ru=	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T _{ETABS})	2.00
T ₀ =	0.1
T _s =	0.5
S ₀ =	1
S=	1.5
T= Min (تجربی 1.25 تحلیلی،)	0.50
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.00000
B1=1+S=	2.50000
B=B1*N=	2.50000
C-min=0.14*A*I=	0.0360
C=A.B.I/R=	0.1500
k=0.5*T+0.75=	1.0000

۷) معرفی وزن لرزه ای سازه

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

Mass Source Name

Mass Source

☐ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1
Live	0.2
Lpart	1
Mass	1
Snow	0.2
SuperDead	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

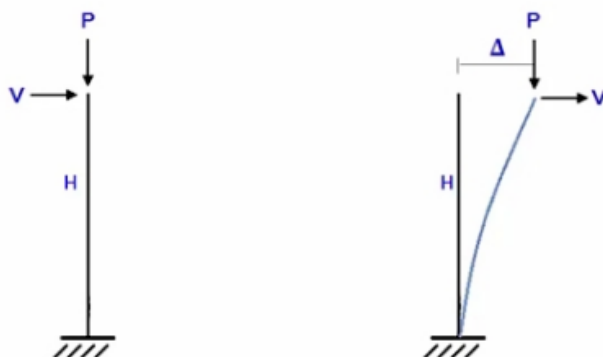
☒ Include Lateral Mass

☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

معرفی وزن مؤثر لرزه ای به نرم افزار

۸) معرفی اثر P-Delta



برای اعمال این اثر بایستی ترکیب بار آنرا به نرم افزار معرفی نمائیم که برای این منظور از ترکیب بار اول طراحی استفاده می‌نمائیم:

- ۱) $\frac{1}{4}D$
- ۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{6}(\frac{1}{4}W)]$
- ۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{4}(\frac{1}{4}W) + L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{4}E + L + \frac{1}{4}S$
- ۶) $\frac{1}{4}D + \frac{1}{4}(\frac{1}{4}W)$
- ۷) $\frac{1}{4}D + \frac{1}{4}E$
- ۸) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{4}T$
- ۹) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{4}T$

Automation Method

☐ None
☐ Non-iterative - Based on Mass
☒ Iterative - Based on Loads

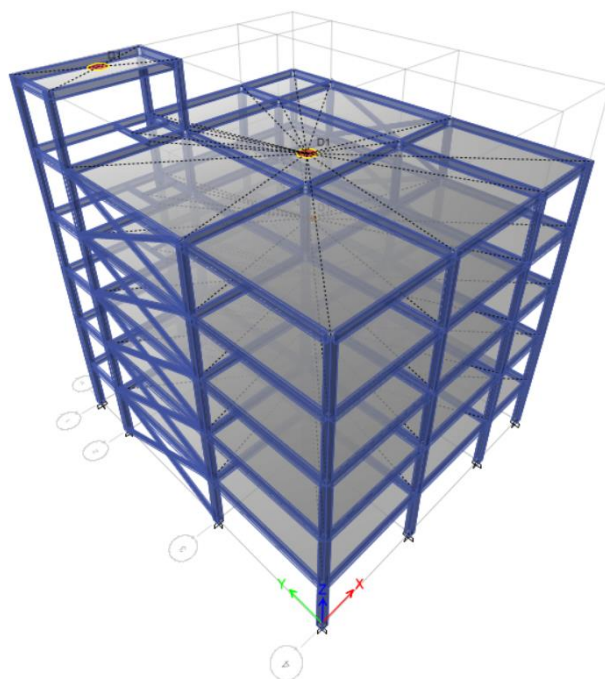
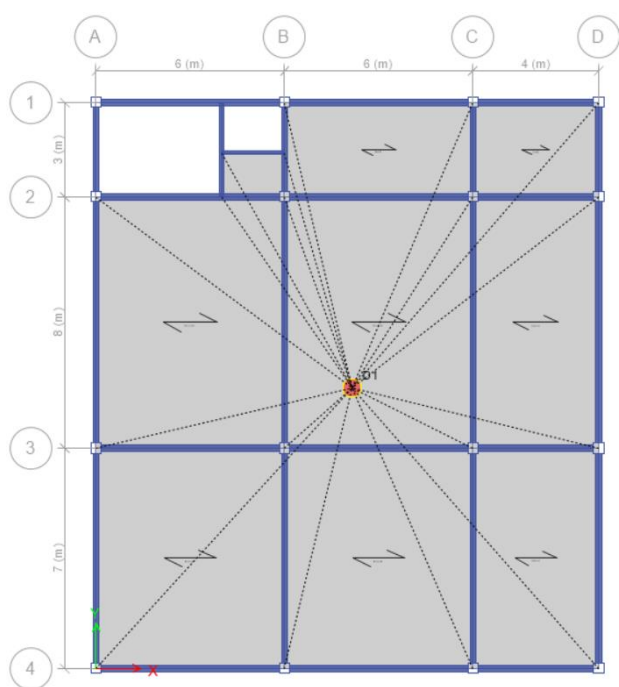
Iterative P-Delta Load Case

Load Pattern	Scale Factor
Dead	1.2
Dead	1.2
Live	1
Lpart	1
Snow	0.2
SuperDead	1.2

Relative Convergence Tolerance:

معرفی اثر P-Delta به نرم افزار

۹) اختصاص دیافراگم



۱۰) طراحی دستی ستون

طراحی دستی ستون میانی ستون:

برای طراحی ستون برای بارهای فشاری بایستی رابطه زیر برقرار باشد:

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n$$

ϕ_c : ضریب کاهش مقاومت بوده که برای اعضای فشاری برابر ۰/۹ می باشد.

P_n : مقاومت فشاری اسمی مقطع تحت فشار

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

مطابق خروجی نرم افزار مقاومت فشاری اسمی مقطع تحت فشار برابر 248467 kgf می باشد.

کنترل لاغری ($\lambda = \frac{KL}{r}$)

K: ضریب طول مؤثر بوده و در روش تحلیل مستقیم برابر یک می باشد.

L: طول مهار جانبی است که مطابق گزارش نرم افزار برابر ۲/۸ متر در نظر گرفته شده است.

r: شعاع ژیراسیون مقطع بوده که مطابق گزارش نرم افزار برابر ۰/۱۵۵۳۵ می باشد.

$$\lambda = \frac{1.0 \times 2.8}{0.15535} = 18.02 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \quad .ok$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^{10}}{18.023^2} = 607626941.6 \frac{kgf}{m^2}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{24 \times 10^6}{607626941.6} \quad 0.0394 < 2.25 \quad .ok$$

اگر $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$ یا $\frac{Kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136$ باشد برای محاسبه F_{cr} خواهیم داشت:

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \cdot F_y = 0.658^{0.0394} \times 24 \times 10^6 = 23607464.32 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

طبق گزارش نرم افزار مساحت کل مقطع (A_g) برابر ۰/۰۳۰۴ می باشد و خواهیم داشت:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 23607464.32 \times 0.0304 = 717666.915 \text{ kgf}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 717666.915 = 645900.22 \text{ kgf} = P_c$$

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n \Rightarrow \text{Ratio} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{248767}{645900.22} = 0.385$$

این مقدار همان $\frac{P_r}{P_c}$ مطابق گزارش نرم افزار می باشد.

محاسبه ظرفیت خمشی ستون:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z$$

کنترل فشردگی:

$$\frac{b}{t} = \frac{40}{2} = 20 \leq \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 32.33 \quad .ok$$

$$M_{cx} = M_{cy} = \phi_b \cdot F_y \cdot Z = 0.9 \times 24 \times 10^6 \times 0.004336 = 93657.60 \text{ kgf.m}$$

$$P_u = 248767 \Rightarrow \frac{P_u}{P_c} = \frac{248767}{645900.22} = 0.38 \geq 0.2 \quad .ok$$

با توجه به برقراری شرط فوق رابطه ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) &\leq 1.0 = 0.38 + \frac{8}{9} \left(\frac{21929.9}{93657.6} + \frac{3630.32}{93657.6} \right) \\ &= 0.627 \leq 1.0 \quad .ok \end{aligned}$$

(۱) طراحی دستی تیر

طراحی دستی یک تیر از قاب خمشی

برای طراحی تیر در برابر خمش بایستی از مقاطع فشرده و فشرده لرزه‌ای استفاده نمائیم که برای مقطع این تیر این کنترل انجام شده و مقطع فشرده و فشرده لرزه‌ای می‌باشد.

مقدار لنگر خمشی حد نهایی مطابق خروجی نرم افزار برابر است با:

$$M_u = 43371.3 \text{ kgf.m}$$

با توجه به اینکه $L_b < L_p$ می‌باشد بنابراین خواهیم داشت:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

Z_x : اساس مقطع پلاستیک حول محور X

برای تیر طراحی شده در برابر خمش لازم است رابطه زیر برقرار باشد:

$$M_u \leq \phi_b \cdot M_n$$

ϕ_b : ضریب کاهش مقاومت که در حالت خمش برابر ۰/۹ می‌باشد.

$$M_u \leq 0.9 \times 2400 \times 10^4 \times Z_x \text{ -----} \rightarrow Z_x = \frac{M_u}{0.9 \times 24 \times 10^6} = \frac{43371.3}{216 \times 10^5} = 0.00200 \text{ m}^3$$

مقطع استفاده شده برای تیر AD ، PL30x1.2-20x3.0 می‌باشد و طبق گزارش نرم افزار اساس مقطع این تیر برابر 0.00283 می‌باشد و اختلاف جزئی حاصل از نرم افزار بخاطر گرد کردن اعداد در طراحی دستی می‌باشد.

$$M_n = F_y \cdot Z_x = 24 \times 10^6 \times 0.00283 = 67920 \text{ kgf.m}$$

$$\text{Ratio} = \frac{M_u}{\phi_b M_n} = \frac{43371.3}{0.9 \times 67920} = 0.7909$$

مقدار Ratio دقیقاً با خروجی نرم افزار یکی می‌باشد.

۱۲) طراحی دستی مهاربند

طراحی دستی مهاربند

$$P_u = 48697 \text{ kgf}$$

$$A_g = 41.7 \text{ cm}^2$$

$$R_{33} = 5.47 \text{ cm}^3$$

$$R_{22} = 5.437 \text{ cm}^3$$

$$K_x = 1.0$$

$$K_y = 1.0$$

$$L = 545 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1.0 \times 545}{5.47} = 99.63 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \quad .ok$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{99.63^2} = 1988.61 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2400}{1988.61} \quad 1.206 < 2.25 \quad .ok$$

بنا به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و ردیف یک جدول ۲.۳ برای محاسبه تنش فشاری ناشی از خمش استفاده می‌کنیم.

$$\text{اگر } \frac{F_y}{F_e} < 2.25 \text{ یا } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \text{ باشد برای محاسبه } F_{cr} \text{ خواهیم داشت:}$$

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \cdot F_y = 0.658^{1.206} \times 2400 = 1448.75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{n,x} = F_{cr} \cdot A_g = 1448.75 \times 41.7 = 62080.875 \text{ kgf}$$

$$\phi_c P_{n,x} = 0.9 \times 62080.875 = 55872.787 \text{ kgf}$$

$$\lambda = \frac{1.0 \times 545}{5.437} = 100.24 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \quad .ok$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{100.24^2} = 1964.48 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2400}{1964.48} = 1.22 < 2.25 \quad .ok$$

بنا به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و ردیف یک جدول ۲.۳ برای محاسبه تنش فشاری ناشی از خمش استفاده می‌کنیم.

اگر $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$ یا $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136$ باشد برای محاسبه F_{cr} خواهیم داشت:

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \cdot F_y = 0.658^{1.22} \times 2400 = 1440.28 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$P_{n,y} = F_{cr} \cdot A_g = 1440.28 \times 41.7 = 60059.676 \text{ kgf}$$

$$\phi_c P_{n,y} = 0.9 \times 60059.676 = 54053.71 \text{ kgf}$$

$$\phi_c \cdot P_n = \min\{\phi_c P_{n,x}, \phi_c P_{n,y}\} = 54053.71 \text{ kgf}$$

$$Ratio = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{48697}{54053.71} = 0.9$$

مقدار خروجی که توسط نرم افزار گزارش شده است 0.897 می‌باشد که اختلاف جزئی به دست آمده بخاطر گرد کردن اعداد در طراحی دستی می‌باشد.

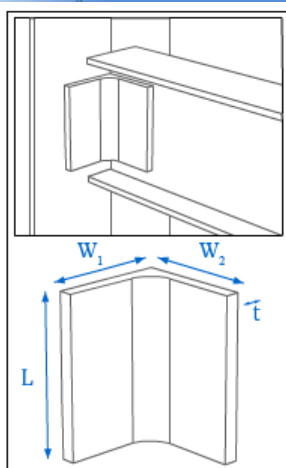
۱۳) طراحی دستی اتصال مفصلی

گزارش محاسبات : بررسی نبشی جان در اتصال تیر به ستون ساده - مفصلی

مشخصات کلی گزارش

نوع طراحی	لرزه ای	2400.0 Kg/cm^2	F_y	تنش تسلیم فولاد
روش طراحی	ضرایب بار و مقاومت (LRFD)	4200.0 Kg/cm^2	F_{ue}	تنش نهایی فلز الکتروود
واکنش تکیه گاهی	$R_u = 6.39 \times 100 \% \times 100 \% = 6.39 \text{ ton}$	1.5 cm	e_0	فاصله مونتاژ
بعد جوش اتصال نبشی به تیر	$D_A = 3.0 \text{ mm}$	β_A	β_A	ضریب بازرسی جوش نبشی به تیر
بعد جوش اتصال نبشی به ستون	$D_B = 6.0 \text{ mm}$	β_B	β_B	ضریب بازرسی جوش نبشی به ستون

المان های درگیر در اتصال



مشخصات نبشی		
نام نبشی		60x60x6
طول نبشی	L	11.0 cm
بعد اول بال نبشی	W_1	6.0 cm
بعد دوم بال نبشی	W_2	6.0 cm
ضخامت نبشی	t	6.0 mm
تعداد	$No.$	2

مشخصات تیر		
مقطع تیر		IPE240
عرض بال	b_f	12.0 cm
ضخامت بال	t_f	9.8 mm
ارتفاع	d	24.0 cm
ضخامت جان	t_w	6.2 mm
سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان	k	2.5 cm

مشخصات ستون		
مقطع ستون		BOX30X30X2.5
عرض ستون	b_{col}	32.5 cm
ضخامت ستون	t_{col}	25.0 mm

کنترل هندسی اجزاء اتصال

کنترل بیرون زدگی ارتفاع نبشی از ارتفاع موثر تیر

$$L \leq (d - 2k - 2D_A) \quad 11.0 \text{ cm} \leq 18.0 \text{ cm}$$



کنترل بیرون زدگی عرض نبشی از ستون

$$W_1 \leq \frac{b_{col} - t_w}{2} - D_B \quad 6.0 \text{ cm} \leq 15.4 \text{ cm}$$



کنترل مقاومت برشی نبشی

نیروی برشی نهایی وارد بر نبشی

ضریب کاهش مقاومت

مقاومت برشی طراحی

$$V_u = \frac{R_u}{No.} \quad V_u = 3.20 \text{ ton}$$

$$1.00 \phi =$$

$$\phi R_n = \phi \times 0.6 \times F_y \times (L \times t) \quad \phi R_n = 9.50$$

$$Ratio = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad Ratio = 0.67$$

$$Ratio \leq 1 \quad 0.67 \leq 1$$



(بند ۲-۴-۹-۲-۱۰)
(الف) مبحث ۱۰-
۱۳۹۲



محاسبه و کنترل مقاومت برشی وارد بر جوش اتصال نبشی به تیر



محاسبه اندرکنش تنش های جوش

$L = 11.0 \text{ cm}$		ارتفاع جوش
$b = W_2 - e_0$	$b = 4.5 \text{ cm}$	عرض جوش
$A_w = No. \times (L + 2b)$	$A_w = 40.0 \text{ cm}$	سطح مقطع جوش در واحد طول
$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + L}$	$\bar{x} = 1.0 \text{ cm}$	فاصله مرکز سطح جوش از خط قائم آن
$e = W_2 - \bar{x}$	$e = 5.0 \text{ cm}$	برون محوری پیچی
$I_p = \frac{8b^3 + 6bL^2 + L^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L}$	$I_p = 423.41 \text{ cm}^3$	ممان اینرسی قطبی
$T_u = \frac{R_u}{No.} \times e$	$T_u = 0.16 \text{ ton.m}$	لنگر پیچشی نهایی
$f'_y = \frac{R_u}{A_w}$	$f'_y = 159.8 \text{ Kg/cm}$	تنش برشی نهایی جوش در جهت قائم
$f''_y = \frac{T_u(b - \bar{x})}{I_p}$	$f''_y = 131.3 \text{ Kg/cm}$	تنش برشی نهایی ناشی از پیچش در جهت قائم
$f''_x = \frac{T_u(\frac{L}{2})}{I_p}$	$f''_x = 207.1 \text{ Kg/cm}$	تنش برشی نهایی ناشی از پیچش در جهت افقی
$f_{ru} = \sqrt{f_x'^2 + (f'_y + f''_y)^2}$	$f_{ru} = 357.2 \text{ Kg/cm}$	اندر کنش تنش های نهایی



محاسبه ارزش جوش

$\phi = 0.75$		ضریب کاهش مقاومت
$\phi R_n = \phi \times \beta_A \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_A$	$\phi R_n = 400.9 \text{ Kg/cm}$	ارزش جوش
$Ratio = \frac{f_{ru}}{\phi R_n}$	$Ratio = 0.89$	نسبت تنش جوش
$Ratio \leq 1$	$0.89 \leq 1$	











کنترل بعد جوش

$t = 6.0 \text{ mm}$		ضخامت نبشی
$t_w = 6.2 \text{ mm}$		ضخامت تیر در محل اتصال نبشی
$D_{min} = 3.0 \text{ mm}$		حداقل بعد جوش
$D_{max} = 6.0 \text{ mm}$		حداکثر بعد جوش
$D_A = 3.0 \text{ mm}$		بعد جوش
$D_{min} \leq D_A \leq D_{max}$	$3.0 \text{ mm} \leq 3.0 \text{ mm} \leq 6.0 \text{ mm}$	



(بند ۱۰-۲-۹-۴)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

(بند ۱۰-۲-۹-۴)
۲(ب)مبحث ۱۰-
۱۳۹۲

	محاسبه و کنترل مقاومت برشی وارد بر جوش B-جوش اتصال نبشی به ستون	
	محاسبه اندرکنش تنش های جوش B (بر اساس رابطه بلاجت)	
$A_w = N_o \times L$	$A_w = 22.0 \text{ cm}$	سطح مقطع جوش در واحد طول
$f'_y = \frac{R_u}{A_w}$	$f'_y = 290.5 \text{ Kg/cm}$	تنش برشی نهایی جوش در جهت قائم
$T_u = \frac{R_u}{N_o} \times \left(W_1 + \frac{t_w}{2} \right)$	$T_u = 0.20 \text{ ton.m}$	لنگر پیچشی نهایی وارد بر جوش
$f_t = \frac{18 T_u}{5 L^2}$	$f_t = 600.0 \text{ Kg/cm}$	بیشینه تنش کششی نهایی ناشی از پیچش در جهت افقی
$f_{ru} = \sqrt{f_y'^2 + f_t^2}$	$f_{ru} = 666.6 \text{ Kg/cm}$	اندر کنش تنش های نهایی
	محاسبه ارزش جوش B	
$\phi = 0.75$		ضریب کاهش مقاومت
$\phi R_n = \phi \times \beta_B \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_B$	$\phi R_n = 801.9 \text{ Kg/cm}$	ارزش جوش
$Ratio = \frac{f_{ru}}{\phi R_n}$	$Ratio = 0.83$	نسبت تنش جوش
 $Ratio \leq 1$	$0.83 \leq 1$	
	کنترل بعد جوش B	
$t = 6.0 \text{ mm}$		ضخامت نبشی
$t_{col} = 25.0 \text{ mm}$		ضخامت ستون در محل اتصال نبشی
$D_{min} = 3.0 \text{ mm}$		حداقل بعد جوش
$D_{max} = 6.0 \text{ mm}$		حداکثر بعد جوش
$D_B = 6.0 \text{ mm}$		بعد جوش
 $D_{min} \leq D_B \leq D_{max}$	$3.0 \text{ mm} \leq 6.0 \text{ mm} \leq 6.0 \text{ mm}$	

(بند ۱۰-۲-۹-۲-ب)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

(بند ۱۰-۲-۹-۲-ب)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

۱۴) طراحی دستی اتصال گیردار

	محاسبه نیروهای اتصال تیر به ستون برای قاب خمشی متوسط و ویژه
	محاسبه مقاومت خمشی و برشی مورد نیاز

(بند ۳-۸-۳-۱۰ پ)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

توجه: محاسبه نیروها بر اساس انتقال نیروها از محل مفصل پلاستیک به محل اتصال تیر به ستون انجام می‌شود.

آیین نامه های بارگذاری بیان میکنند که اگر بار زنده طبقات کمتر از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع باشند (به استثناء کف پارکینگها یا محلهای اجتماع عمومی)، در ترکیبات بارگذاری ضریب بار زنده را بجای ۱ می توان ۰.۵ قرار داد.

نیروی برشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل مفصل پلاستیک :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{gravity}^H = \max(1.2V_D^H + 0.5 V_L^H + 0.2 V_S^H; 0.9 V_D^H) \\ V_{gravity}^H = \max(1.2V_D^H + 1.0 V_L^H + 0.2 V_S^H; 0.9 V_D^H) \end{array} \right. \quad V_{gravity}^H = 1.23 \text{ ton} \quad V_{gravity}^H =$$

لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل مفصل پلاستیک :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{gravity}^H = \max(1.2M_D^H + 0.5 M_L^H + 0.2 M_S^H; 0.9M_D^H) \\ M_{gravity}^H = \max(1.2M_D^H + 1.0 M_L^H + 0.2 M_S^H; 0.9M_D^H) \end{array} \right. \quad M_{gravity}^H = -0.30 \text{ t.m} \quad M_{gravity}^H =$$

نیروی برشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل اتصال تیر به ستون

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{gravity} = \max(1.2V_D + V_L + 0.2V_S; 0.9V_D) \\ V_{gravity} = \max(1.2V_D + V_L + 0.2V_S; 0.9V_D) \end{array} \right. \quad V_{gravity} = 1.24 \text{ ton} \quad V_{gravity} =$$

لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل اتصال تیر به ستون


$$\left\{ \begin{array}{l} M_{gravity} = \max(1.2M_D + M_L + 0.2M_S; 0.9M_D) \\ M_{gravity} = \max(1.2M_D + M_L + 0.2M_S; 0.9M_D) \end{array} \right. \quad M_{gravity} = -0.60 \text{ t.m} \quad M_{gravity} =$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \\ (WUF-W) \text{ Connection} \Rightarrow C_{pr} = 1.4 \end{array} \right. \quad C_{pr} = 1.20$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p \quad M_{pr} = 12.69 \text{ ton.m}$$

(بند ۳-۸-۳-۱۰ پ)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

(بند ۳-۱۰-۱۳-۱۲)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

		حالتی که زلزله از چپ به راست باشد
$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$	$V_{pr} = 9.04 \text{ ton}$	برش لرزه‌ای ناشی از M_{pr} در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک
$V_u^H = V_{pr} + V_{gravity}^H$		مقاومت برشی مورد نیاز در محل مفصل پلاستیک
$V_u' = V_u^H + (V_{gravity} - V_{gravity}^H) \quad V_u' = 10.96 \text{ ton}$		مقاومت برشی مورد نیاز در محل اتصال تیر به ستون
$M_u' = M_{pr} + (V_u^H S_h) + (M_{gravity} - M_{gravity}^H - V_{gravity}^H S_h)$		مقاومت خمشی مورد نیاز در محل اتصال تیر به ستون
$M_u' = 15.32 \text{ ton.m}$		

		حالتی که زلزله از راست به چپ باشد
$V_{pr} = \frac{-2M_{pr}}{L_h}$	$V_{pr} = -9.04 \text{ ton}$	برش لرزه‌ای ناشی از M_{pr} در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک

$$V_u^H = V_{pr} + V_{gravity}^H$$

$$V_u'' = V_u^H + (V_{gravity} - V_{gravity}^H) \quad V_u'' = 7.80 \text{ ton}$$

$$M_u'' = -M_{pr} + (V_u^H S_h) + (M_{gravity} - M_{gravity}^H - V_{gravity}^H S_h)$$

$$M_u'' = 14.56 \text{ ton.m}$$

مقاومت برشی مورد نیاز در محل مفصل
پلاستیک

مقاومت برشی مورد نیاز در محل اتصال تیر
به ستون

مقاومت خمشی مورد نیاز در محل اتصال تیر
به ستون



مقاومت خمشی و برشی مورد نیاز

$$V_u = \max\{V_u', V_u''\}$$

$$V_u = 10.96 \text{ ton}$$

مقاومت برشی مورد نیاز

$$M_u = \max\{M_u', M_u''\}$$

$$M_u = 15.32 \text{ ton.m}$$

مقاومت خمشی مورد نیاز

گزارش محاسبات: بررسی ورق های بالاسری و پائین سری در اتصال تیر به ستون گیردار - صلب

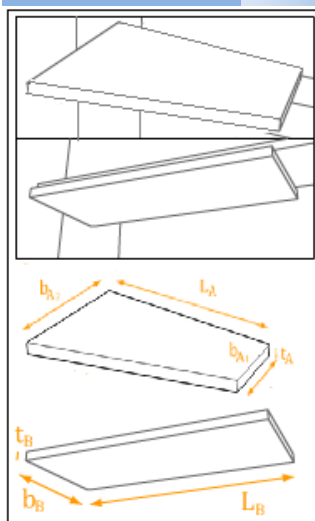


مشخصات کلی گزارش

لرزه ای	نوع طراحی	2400.0 Kg/cm ²	F _y	تنش تسلیم فولاد
(LRFD) ضرایب بار و مقاومت	روش طراحی	4200.0 Kg/cm ²	F _{ue}	تنش نهایی فلز الکتروود
واکنش تکیه گاهی	فاصله مونتاژ	1.5 cm	e ₀	
M _u = 15.32 × 100 % = 15.32 ton.m	ضریب بازرسی جوش ورق بالاسری	1.00	β _A	
بعد جوش	ضریب بازرسی جوش ورق زیرسری	1.00	β _B	
D _A = 5.0 mm	ورق بالاسری			
D _B = 7.0 mm	ورق زیرسری			
	حداقل فاصله آزاد مورد نیاز بعد از جوشکاری	0.5 cm	D _F	



المان های درگیر در اتصال



ورق بالا سری		
3.0 cm	b _{A1}	عرض کوچکتر
12.0 cm	b _{A2}	عرض بزرگتر
40.0 cm	L _A	طول کلی
1.5 cm	L _{PA}	طول جوش نشده
25.0 mm	t _A	ضخامت

مشخصات تیر		
IPE240		مقطع تیر
12.0 cm	b _f	عرض بال
9.8 mm	t _f	ضخامت بال
24.0 cm	d	ارتفاع
6.2 mm	t _w	ضخامت جان
2.5 cm	k	سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان

ورق زیر سری		
15.0 cm	b _B	عرض
33.0 cm	L _B	طول کلی
1.5 cm	L _{PB}	طول جوش نشده
20.0 mm	t _B	ضخامت

مشخصات ستون		
BOX20X20X1.2		مقطع ستون
21.2 cm	b _{col}	عرض ستون
12.0 mm	t _{col}	ضخامت ستون

کنترل هندسی اجزاء اتصال





کنترل هندسی ورق بالا سری









$$b_{A1} \leq b_f - 2(D_A + D_F)$$

$$3.0 \text{ cm} \leq 10.0 \text{ cm}$$





	$b_{A_2} \leq b_{col}$	$12.0 \text{ cm} \leq 21.2 \text{ cm}$	
	$e_0 \leq L_{pA}$	$1.5 \text{ cm} \leq 1.5 \text{ cm}$	

کنترل هندسی ورق زیر سری

	$b_B \geq b_f + 2(D_B + D_F)$	$15.0 \text{ cm} \geq 14.4 \text{ cm}$	
	$b_B \leq b_{col}$	$15.0 \text{ cm} \leq 21.2 \text{ cm}$	
	$e_0 \leq L_{PB}$	$1.5 \text{ cm} \leq 1.5 \text{ cm}$	

اتصال از پیش تایید شده گیر دار جوشی با ورق های زیر سری روسری (WFP)

$P_z = 52.0 \text{ cm}$	ناحیه محافظت شده
$S_h = 40.0 \text{ cm}$	محل مفصل پلاستیک
$d_b \leq 900 \text{ mm}$	$240.0 \text{ mm} \leq 900 \text{ mm}$ 
$t_f^b \leq 30 \text{ mm}$	$9.8 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$ 

PNG 10

محاسبه و کنترل ورق بالاسری

کنترل کفایت جوش نفوذی در ورق بالاسری

جوش شیاری تحت کشش عمود بر مقطع موثر قرار دارد. مطابق جدول ۳-۹-۱۰ مبحث ۱۰-۱۳۹۲، جوش شیاری با نفوذ کامل باید براساس فلز پایه کنترل شود؛ که در بخش دیگری آمده است.

محاسبه و کنترل مقاومت کششی در ورق بالاسری

نیروی کششی نهایی ایجاد شده در ورق ناشی از لنگر خمشی در تیر

$$T_u = \frac{M_u}{d + \frac{t_A + t_B}{2}} \quad T_u = 58.35 \text{ ton}$$

ضریب کاهش مقاومت (مطابق بند ۱۰-۱۳-۳-۵ (۱۲) مبحث ۱۰-۱۳۹۲)

$$\phi_t = 1.00$$

$$\phi_t P_n = \phi_t \times F_y \times (b_{A_1} \times t_A) \quad \phi_t P_n = 69.98 \text{ ton}$$

مقاومت کششی طراحی

$$\text{Ratio} = \frac{T_u}{\phi_t P_n} \quad \text{Ratio} = 0.83$$

نسبت مقاومت کششی در ورق بالا سری

	$\text{Ratio} \leq 1$	$0.83 \leq 1$	
---	-----------------------	---------------	---

کنترل برش قالبی در فلز پایه (فلز مادر)

نیروی نهایی کششی موجود در ورق

$$T_u = 58.35 \text{ ton}$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi = 1.00$$

ضخامت ورق

$$t_{pmin} = 9.8 \text{ mm}$$

سطح مقطع تحت برش

$$A_{nv} = A_{gv} = 75.94 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع خالص تحت کشش

$$A_{nt} = 11.43 \text{ cm}^2$$

ضریب توزیع تنش کششی

$$U_{bs} = 1.00$$

مقاومت طراحی

$$\phi R_n = \phi (0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 151.64 \text{ ton}$$

$$Ratio = \frac{T_u}{\phi R_n}$$

$$Ratio = 0.38$$



$$Ratio \leq 1$$

$$0.38 \leq 1$$



محاسبه و کنترل مقاومت برشی در جوش گوشه ورق بالاسری

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میحث ۱۳۹۲-۱۰

$$D_A = 5.0 \text{ mm}$$

بعد جوش ورق بالاسری

$$\phi = 0.90$$

ضریب کاهش مقاومت (مطابق بند ۵-۱۳-۳-۱۰ (۱۲) میحث ۱۳۹۲-۱۰)

$$\phi R_n = \phi \times \beta_A \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_A \quad \phi R_n = 801.9 \text{ Kg/cm}$$

ارزش جوش

$$L_{pA} = 1.5 \text{ cm}$$

طول جوش نشده ورق

$$L_{wA} = 2 \times (L_A - L_{pA})$$

$$L_{wA} = 89.1 \text{ cm}$$

طول کلی جوش

$$Ratio = \frac{T_u}{\phi R_n}$$

$$Ratio = 0.82$$

نسبت مقاومت برشی در جوش گوشه



$$Ratio \leq 1$$

$$0.82 \leq 1$$



کنترل هندسی کفایت بعد و طول جوش گوشه ورق بالاسری

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میحث ۱۳۹۲-۱۰

$$t_A = 25.0 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.8 \text{ mm}$$

$$D_{min} = 5.0 \text{ mm}$$

$$D_{max} = 9.8 \text{ mm}$$



$$D_{min} \leq D_A \leq D_{max}$$

$$5.0 \text{ mm} \leq 5.0 \text{ mm} \leq 9.8 \text{ mm}$$



$$L_{wA} \geq 4D_A$$

$$89.15 \text{ mm} \geq 20.0 \text{ mm}$$



محاسبه و کنترل ورق زیر سری

(جدول ۳-۲-۱۰)
میحث ۱۳۹۲-۱۰

کنترل کفایت جوش نفوذی در ورق زیر سری

PNG 5 جوش شیارهای تحت کشش عمود بر مقطع موثر قرار دارد. مطابق جدول ۳-۲-۱۰-۳ میحث ۱۳۹۲-۱۰، جوش شیار با نفوذ کامل باید براساس فلز پایه کنترل شود؛ که در بخش دیگری آمده است.

محاسبه و کنترل نسبت مقاومت کششی در ورق زیر سری

(بند ۴-۲-۱۰ الف)
میحث ۱۳۹۲-۱۰

$$T_u = \frac{M_u}{d + \frac{t_A + t_B}{2}}$$

$$T_u = 58.35 \text{ ton}$$

نیروی کششی نهایی ایجاد شده در ورق ناشی از لنگر خمشی در تیر

$$\phi_t = 1.00$$

ضریب کاهش مقاومت (مطابق بند ۵-۱۳-۳-۱۰ (۱۲) میحث ۱۳۹۲-۱۰)

$$\phi_t P_n = \phi_t \times F_y \times (b_B \times t_B)$$

$$\phi_t P_n = 72.00 \text{ ton}$$

مقاومت کششی طراحی

$$Ratio = \frac{T_u}{\phi_t P_n}$$

$$Ratio = 0.81$$

نسبت مقاومت کششی در ورق زیر سری



$$Ratio \leq 1$$

$$0.81 \leq 1$$



محاسبه و کنترل مقاومت برشی در جوش گوشه ورق زیر سری

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میحث ۱۳۹۲-۱۰

$$7.0 \text{ mm } D_B =$$

بعد جوش ورق زیر سری

$$0.90 \phi =$$

ضریب کاهش مقاومت (مطابق بند ۵-۱۳-۳-۱۰ (۱۲) میحث ۱۳۹۲-۱۰)

$$\phi R_n = \phi \times \beta_B \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_B \quad \phi R_n = 1122.6 \text{ Kg/cm}$$

ارزش جوش

$$L_{PB} = 1.5 \text{ cm}$$

طول جوش نشده ورق

$$L_{WB} = 2 \times (L_B - L_{PB})$$

$$L_{WB} = 63.0 \text{ cm}$$

طول کلی جوش

$$\text{Ratio} = \frac{\frac{T_u}{L_{WB}}}{\phi R_n}$$

$$\text{Ratio} = 0.82$$

نسبت مقاومت برشی در جوش گوشه



$$\text{Ratio} \leq 1$$

$$0.82 \leq 1$$



کنترل هندسی کفایت بعد و طول جوش گوشه ورق زیرسری

(بند ۲-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میخ ۱۰-۱۳۹۲

$$t_B = 20.0 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.8 \text{ mm}$$

$$D_{min} = 5.0 \text{ mm}$$

$$D_{max} = 7.8 \text{ mm}$$



$$D_{min} \leq D_B \leq D_{max}$$

$$5.0 \text{ mm} \leq 7.0 \text{ mm} \leq 7.8 \text{ mm}$$



$$L_{WB} \geq 4D_B$$

$$630.0 \text{ mm} \geq 28.0 \text{ mm}$$



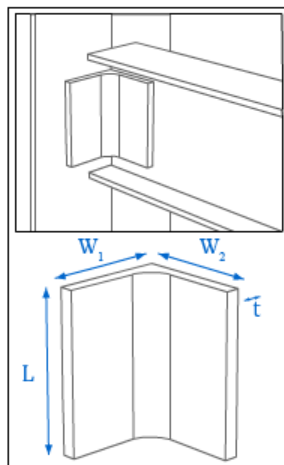
گزارش محاسبات : بررسی نبشی جان در اتصال تیر به ستون گیردار - صلب

مشخصات کلی گزارش

لرزه ای	نوع طراحی
ضرایب بار و مقاومت (LRFD)	روش طراحی
$R_u = 10.96 \times 100 \% \times 100 \% = 10.96 \text{ ton}$	
	واکنش تکیه گاهی
$D_A = 4.0 \text{ mm}$	بعد جوش اتصال نبشی به تیر
$D_B = 6.0 \text{ mm}$	بعد جوش اتصال نبشی به ستون

2400.0 Kg/cm^2	F_y	تنش تسلیم فولاد
4200.0 Kg/cm^2	F_{ue}	تنش نهایی فلز الکتروود
1.5 cm	e_0	فاصله مونتاژ
$\$beta_toBeam\$$	β_A	ضریب بازرسی جوش نبشی به تیر
1.00	β_B	ضریب بازرسی جوش نبشی به ستون

المان های درگیر در اتصال



مشخصات نبشی		
60x60x6		نام نبشی
14.0 cm	L	طول نبشی
6.0 cm	W ₁	بعد اول بال نبشی
6.0 cm	W ₂	بعد دوم بال نبشی
6.0 mm	t	ضخامت نبشی
2	No.	تعداد

مشخصات تیر		
IPE240		مقطع تیر
12.0 cm	b _f	عرض بال
9.8 mm	t _f	ضخامت بال
24.0 cm	d	ارتفاع
6.2 mm	t _w	ضخامت جان
2.5 cm	k	سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان

مشخصات ستون		
BOX20X20X1.2		مقطع ستون
21.2 cm	b _{col}	عرض ستون
12.0 mm	t _{col}	ضخامت ستون

کنترل هندسی اجزاء اتصال

کنترل بیرون زدگی ارتفاع نبشی از ارتفاع موثر تیر

$$L \leq (d - 2k - 2D_A) \quad 14.0 \text{ cm} \leq 18.0 \text{ cm}$$



کنترل بیرون زدگی عرض نبشی از ستون

$$W_1 \leq \frac{b_{col} - t_w}{2} - D_B \quad 6.0 \text{ cm} \leq 9.8 \text{ cm}$$



کنترل مقاومت برشی نبشی

(بند ۲-۴-۹-۲-۱۰)

(الف) میجت ۱۰-

۱۳۹۲

$$V_u = \frac{R_u}{No.}$$

$$V_u = 5.48 \text{ ton}$$

نیروی برشی نهایی وارد بر نبشی

$$1.00\phi =$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \times 0.6 \times F_y \times (L \times t)$$

$$\phi R_n = 12.10$$

مقاومت برشی طراحی

$$Ratio = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

$$Ratio = 0.91$$

$$Ratio \leq 1$$

$$0.91 \leq 1$$



محاسبه و کنترل مقاومت برشی وارد بر جوش اتصال نبشی به تیر

محاسبه اندرکنش تنش های جوش

$$L = 14.0 \text{ cm}$$

ارتفاع جوش

$$b = W_2 - e_0$$

$$b = 4.5 \text{ cm}$$

عرض جوش

$$A_w = No. \times (L + 2b)$$

$$A_w = 46.0 \text{ cm}$$

سطح مقطع جوش در واحد طول

$$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + L}$$

$$\bar{x} = 0.9 \text{ cm}$$

فاصله مرکز سطح جوش از خط قائم آن

$$e = W_2 - \bar{x}$$

$$e = 5.1 \text{ cm}$$

برون محوری پیچی

$$I_p = \frac{8b^3 + 6bL^2 + L^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L}$$

$$I_p = 712.59 \text{ cm}^3$$

ممان اینرسی قطبی

$$T_u = \frac{R_u}{No.} \times e$$

$$T_u = 0.28 \text{ ton.m}$$

لنگر پیچشی نهایی

$$f_y' = \frac{R_u}{A_w}$$

$$f_y' = 238.2 \text{ Kg/cm}$$

تنش برشی نهایی جوش در جهت قائم

$$f_y'' = \frac{T_u(b - \bar{x})}{I_p}$$

$$f_y'' = 142.5 \text{ Kg/cm}$$

تنش برشی نهایی ناشی از پیچش در جهت قائم

$$f_x'' = \frac{T_u \left(\frac{L}{2} \right)}{I_p}$$

$$f_x'' = 275.5 \text{ Kg/cm}$$

تنش برشی نهایی ناشی از پیچش در جهت افقی

$$f_{ru} = \sqrt{f_x''^2 + (f_y' + f_y'')^2}$$

$$f_{ru} = 469.9 \text{ Kg/cm}$$

اندرکنش تنش های نهایی

محاسبه ارزش جوش

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)

میجت ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \times \beta_A \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_A \quad \phi R_n = 534.6 \text{ Kg/cm}$$

ارزش جوش

$$Ratio = \frac{f_{ru}}{\phi R_n}$$

$$Ratio = 0.88$$

نسبت تنش جوش



$$Ratio \leq 1$$

$$0.88 \leq 1$$



کنترل بعد جوش

(بند ۲-۹-۲-۱۰)
۲ (ب) میحث ۱۰-
۱۳۹۲

$$t = 6.0 \text{ mm}$$

ضخامت نبشی

$$t_w = 6.2 \text{ mm}$$

ضخامت تیر در محل اتصال نبشی

$$D_{min} = 3.0 \text{ mm}$$

حداقل بعد جوش

$$D_{max} = 6.0 \text{ mm}$$

حداکثر بعد جوش

$$D_A = 4.0 \text{ mm}$$

بعد جوش



$$D_{min} \leq D_A \leq D_{max}$$

$$3.0 \text{ mm} \leq 4.0 \text{ mm} \leq 6.0 \text{ mm}$$



محاسبه و کنترل مقاومت برشی وارد بر جوش B-جوش اتصال نبشی به

ستون



محاسبه اندرکنش تنش های جوش B (بر اساس رابطه بلاجت)

$$A_w = No. \times L$$

$$A_w = 28.0 \text{ cm}$$

سطح مقطع جوش در واحد طول

$$f'_y = \frac{R_u}{A_w}$$

$$f'_y = 391.3 \text{ Kg/cm}$$

تنش برشی نهایی جوش در جهت قائم

$$T_u = \frac{R_u}{No.} \times \left(W_1 + \frac{t_w}{2} \right)$$

$$T_u = 0.35 \text{ ton.m}$$

لنگر پیچشی نهایی وارد بر جوش

$$f_t = \frac{18 T_u}{5 L^2}$$

$$f_t = 635.0 \text{ Kg/cm}$$

بیشینه تنش کششی نهایی ناشی از پیچش در جهت افقی

$$f_{ru} = \sqrt{f_y'^2 + f_t^2}$$

$$f_{ru} = 745.9 \text{ Kg/cm}$$

اندر کنش تنش های نهایی



محاسبه ارزش جوش B

(بند ۲-۹-۲-۱۰-((ب)
میحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \times \beta_B \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_B \quad \phi R_n = 801.9 \text{ Kg/cm}$$

ارزش جوش

$$Ratio = \frac{f_{ru}}{\phi R_n}$$

$$Ratio = 0.93$$

نسبت تنش جوش



$$Ratio \leq 1$$

$$0.93 \leq 1$$



کنترل بعد جوش B

(بند ۲-۹-۲-۱۰)
۲ (ب) میحث ۱۰-
۱۳۹۲

$$t = 6.0 \text{ mm}$$

ضخامت نبشی

$$t_{col} = 12.0 \text{ mm}$$

ضخامت ستون در محل اتصال نبشی

$$D_{min} = 3.0 \text{ mm}$$

حداقل بعد جوش

$$D_{max} = 6.0 \text{ mm}$$

حداکثر بعد جوش

$$D_B = 6.0 \text{ mm}$$

بعد جوش



$$D_{min} \leq D_B \leq D_{max}$$

$$3.0 \text{ mm} \leq 6.0 \text{ mm} \leq 6.0 \text{ mm}$$

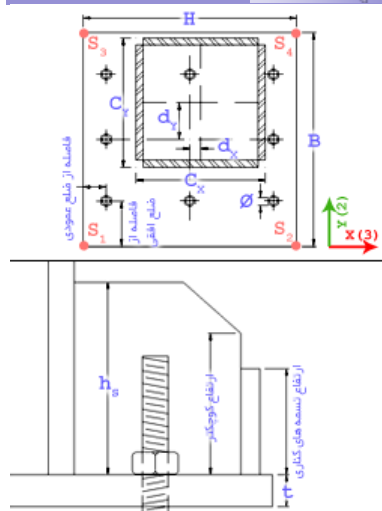


۱۵) طراحی دستی پای ستون

مشخصات اتصال

نام اتصال: BasePlate

مشخصات هندسی



مشخصات ستون		
BOX30X30X2.5		مقطع ستون
32.5 cm	C_X	عرض ستون
32.5 cm	C_Y	ارتفاع ستون
0.0 cm	d_X	خروج از مرکزیت ۳
0.0 cm	d_Y	خروج از مرکزیت ۲

مشخصات صفحه ستون		
80.0 cm	H	عرض ورق
80.0 cm	B	ارتفاع ورق
30.0 mm	t	ضخامت

مشخصات میل مهارها		
28.0 mm	d_b	قطر
6		تعداد در راستای ۲
6		تعداد در راستای ۳
7.5 cm		فاصله از ضلع عمودی
7.5 cm		فاصله از ضلع افقی
20	N_B	تعداد کل

مشخصات سخت کننده ها		
15.0 cm		ارتفاع کوچکتر
20.0 cm	h_s	ارتفاع بزرگتر
15.0 cm		ارتفاع تسمه های کناری
1.0 cm		فاصله تسمه های کناری
10.0 mm	t_s	ضخامت

مشخصات مصالح و بیشینه نیروها

365.03 ton	Seismic1	P_{max}	بیشینه نیروی فشاری ستون
12.72 ton	Seismic2	T_{max}	بیشینه نیروی کششی میل مهار بحرانی
111.74 ton	Seismic3	V_{max}	بیشینه نیروی برشی ستون
132.6 Kg/cm ²	Seismic5	σ_{max}	بیشینه تنش قائم زیر صفحه ستون

240.0Kg/cm ²	f_c	مقاومت مشخصه بتن
233928.2Kg/cm ²	E_c	مدول الاستیسیته بتن
2040000.0 Kg/cm ²	E_{st}	مدول الاستیسیته فولاد
8.7206	n	نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن
6000.0Kg/cm ²	F_u	تنش نهایی میل مهارها
2400.0Kg/cm ²	F_y	تنش تسلیم فولاد

محاسبه نیروهای طراحی لرزه‌ای صفحه ستون

نیروهای لرزه ای راستاهای متعامد به طور همزمان در نظر گرفته نشده اند.

نیروی محوری

$$1.2D+0.5L-2(EY-EccX)+0.2S$$

$$P = 365.03 \text{ ton}$$

$$M_{22} = 0.59 \text{ ton.m}$$

ترکیب بار تشدید یافته شامل حداکثر نیروی محوری فشاری

حداکثر نیروی محوری فشاری

لنگرهای خمشی ناشی از بارهای جانبی در بین دو انتهای ستون

(بند ۳-۵-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$M_{33} = 0.76 \text{ ton.m}$$

$$0.9D-2(EY-EccX)$$

$$T = -197.76 \text{ ton}$$

$$M_{22} = 0.68 \text{ ton.m}$$

$$M_{33} = 0.55 \text{ ton.m}$$

ترکیب بار تشدید یافته شامل حداکثر نیروی محوری کششی

حداکثر نیروی محوری کششی

لنگرهای خمشی ناشی از بارهای جانبی در بین دو انتهای ستون

نیروی برشی در راستای ۲

$$F_{22req}^{br} = 57.62 \text{ ton}$$

$$f_y = 2400.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_{33} = 3382.81 \text{ mm}^3$$

$$M_{33} = f_y Z_{33} = 81.19 \text{ ton.m}$$

$$3.00mH_s =$$

$$F_{22cap}^{col} = \frac{\sum M_{pc}}{H_s} = 54.12 \text{ ton}$$

$$F_{22cap}^{col} + F_{22req}^{br} = 111.74 \text{ ton}$$

مولفه افقی مقاومتهای مورد نیاز اتصالهای مهاربندی در راستای ۲

تنش تسلیم فولاد

اساس مقطع پلاستیک ستون در راستای ۳

لنگر پلاستیک مقطع در راستای ۳

ارتفاع طبقه

برش ظرفیتی ستون در راستای ۲

نیروی برشی طراحی لرزه‌ای در راستای ۲

نیروی برشی در راستای ۳

$$F_{33req}^{br} = 0.00 \text{ ton}$$

$$f_y = 2400.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_{22} = 3382.81 \text{ mm}^3$$

$$M_{22} = f_y Z_{22} = 81.19 \text{ ton.m}$$

$$H_s = 3.00m$$

$$F_{33cap}^{col} = \frac{\sum M_{pc}}{H_s} = 54.13 \text{ ton}$$

$$F_{33cap}^{col} + F_{33req}^{br} = 54.13 \text{ ton}$$

مولفه افقی مقاومتهای مورد نیاز اتصالهای مهاربندی در راستای ۳

تنش تسلیم فولاد

اساس مقطع پلاستیک ستون در راستای ۲

لنگر پلاستیک مقطع در راستای ۲

ارتفاع طبقه

برش ظرفیتی ستون در راستای ۳

نیروی برشی طراحی لرزه‌ای در راستای ۳

لنگر خمشی در راستای ۲

$$R_y = 1.25$$

$$f_y = 2400.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_{22} = 3382.81 \text{ mm}^3$$

ضریب تنش تسلیم مورد انتظار

تنش تسلیم فولاد

اساس مقطع پلاستیک ستون در راستای ۲

$$M_{22cap}^{col} = 1.1R_y F_y Z_{22} = 111.63 \text{ ton.m}$$

$$M_{+22req}^{br} = 0.00 \text{ ton.m}$$

$$0.9D-3(EX+EccY)$$

$$M_{22max}^+ = 44.15 \text{ ton.m}$$

$$\min\{M_{22cap}^{col}, M_{22max}^+\} + M_{+22req}^{br} = 44.15 \text{ ton.m}$$

$$M_{-22req}^{br} = 0.00 \text{ ton.m}$$

$$1.2D+0.5L+3(EX+EccY)+0.2S$$

$$M_{22max}^- = -47.23 \text{ ton.m}$$

$$\min\{M_{22cap}^{col}, M_{22max}^-\} + M_{-22req}^{br} = 47.23 \text{ ton.m}$$

لنگر ظرفیتی ستون در راستای ۲

مقاومتهای خمشی مورد نیاز اتصالهای مهاربندی حاکم بر طراحی

خمشی در راستای مثبت ۲

(با توجه به مفصلی بودن دو سر مهاربند، برابر با صفر است)

ترکیب بار تشدید یافته شامل حداکثر لنگر خمشی مثبت در راستای ۲

حداکثر لنگر خمشی مثبت تحت ترکیب بار تشدید یافته در راستای ۲

لنگر مثبت طراحی لرزه‌ای در راستای ۲

مقاومتهای خمشی مورد نیاز اتصالهای مهاربندی حاکم بر طراحی

خمشی در راستای منفی ۲

ترکیب بار تشدید یافته شامل حداکثر لنگر خمشی منفی در راستای ۲

حداکثر لنگر خمشی منفی تحت ترکیب بار تشدید یافته در راستای ۲

لنگر منفی طراحی لرزه‌ای در راستای ۲

تذکر: در صورت مفصلی بودن تکیهگاه در راستای ۲ مقدار لنگر صفر در نظر گرفته میشود.



لنگر خمشی در راستای ۳

$$R_y = 1.25$$

ضریب تنش تسلیم مورد انتظار

$$f_y = 2400.0 \text{ kg/cm}^2$$

تنش تسلیم فولاد

$$Z_{33} = 3382.81 \text{ mm}^3$$

اساس مقطع پلاستیک ستون در راستای ۳

$$M_{33cap}^{col} = 1.1R_y F_y Z_{33} = 111.63 \text{ ton.m}$$

لنگر ظرفیتی ستون در راستای ۳

مقاومتهای خمشی مورد نیاز اتصالهای مهاربندی حاکم بر طراحی

خمشی در راستای مثبت ۳

(با توجه به مفصلی بودن دو سر مهاربند، برابر با صفر است)

ترکیب بار تشدید یافته شامل حداکثر لنگر خمشی مثبت در راستای ۳

حداکثر لنگر خمشی مثبت تحت ترکیب بار تشدید یافته در راستای ۳

لنگر مثبت طراحی لرزه‌ای در راستای ۳

مقاومتهای خمشی مورد نیاز اتصالهای مهاربندی حاکم بر طراحی

خمشی در راستای منفی ۳

ترکیب بار تشدید یافته شامل حداکثر لنگر خمشی منفی در راستای ۳

حداکثر لنگر خمشی منفی تحت ترکیب بار تشدید یافته در راستای ۳

$$1.2D+0.5L-3EX+0.2S$$

$$M_{33max}^+ = 41.77 \text{ ton.m}$$

$$\min\{M_{33cap}^{col}, M_{33max}^+\} + M_{+33req}^{br} = 41.77 \text{ ton.m}$$

$$M_{-33req}^{br} = 0.00 \text{ ton.m}$$

$$1.2D+0.5L+3EX+0.2S$$

$$M_{33max}^- = -45.41 \text{ ton.m}$$

$$\min\{M_{33cap}^{col}, M_{33max}^{-}\} + M_{33req}^{br} = 45.41 \text{ ton.m}$$

لنگر منفی طراحی لرزه‌ای در راستای ۳

تذکر: در صورت مفصلی بودن تکیه‌گاه در راستای ۳ مقدار لنگر صفر در نظر گرفته میشود.

مجموعه نیروهای لرزه‌ای

بار	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
Seismic1	365.03	0.59	0.76	0.00	0.00
Seismic2	-197.76	0.68	0.55	0.00	0.00
Seismic3	0.00	0.00	0.00	111.74	0.00
Seismic4	0.00	0.00	0.00	0.00	54.13
Seismic5	0.00	44.15	0.00	0.00	0.00
Seismic6	0.00	-47.23	0.00	0.00	0.00
Seismic7	0.00	0.00	41.77	0.00	0.00
Seismic8	0.00	0.00	-45.41	0.00	0.00

کنترل ابعاد صفحه ستون

(بند ۸-۹-۲-۱۰ پ))
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$f_c = 240.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_1 = 6400.00 \text{ cm}^2$$

مساحت صفحه ستون

$$\frac{A_2}{A_1} = 1.0000$$

$$\phi_c P_r = 844.01 \text{ ton}$$

ظرفیت صفحه ستون متناظر با خروج از محوری ترکیب بار حاکم

$$\phi_c = 0.65$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi_c P_p = \min(\phi_c P_r, \phi_c 0.85 A_1 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \phi_c 1.7 f_c A_1) \quad \phi_c P_p = 844.01 \text{ ton}$$

$$P_{max} \leq \phi_c P_p \quad 365.03 \text{ ton} \leq 844.01 \text{ ton}$$



کنترل مقاومت کلی پیچ ها در حالت شکست کششی

$$P_u = -197.76 \text{ ton}$$

نیروی محوری ترکیب بار بحرانی شکست کششی

$$\phi_c P_r = -359.82 \text{ ton}$$

مقاومت محوری متناظر با خروج از محوری ترکیب بار

$$Ratio = \frac{P_u}{\phi_c P_r} \quad Ratio = 0.55$$

$$Ratio \leq 1 \quad 0.55 \leq 1$$



کنترل مقاومت برشی پیچ

(بند ۳-۳-۹-۲-۱۰ پ))
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$N = 20$$

تعداد کل پیچ ها

$$V_u = \frac{1}{N} \sqrt{V_{u2}^2 + V_{u3}^2} \quad V_u = 5.59 \text{ ton}$$

بیشینه نیروی نهایی روی سطح برش پیچ

$$d_b = 28.0 \text{ mm}$$

قطر پیچ ها

$$A_{Bolt} = 4.91 \text{ cm}^2$$

مساحت موثر هر یک از پیچها

$$F_{nv} = 3300.0 \text{ Kg/cm}^2$$

جدول (۱۰-۹-۲-۱۰)

پیچ ها تحت اثر توام کشش و برش نمی باشند

$$\phi = 0.75$$

سطح برش از قسمت دندانده شده نمی گذرد

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb} \quad \phi R_{nv} = 12.15 \text{ ton}$$

$$Ratio = \frac{V_u}{\phi R_{nv}}$$

$$Ratio = 0.37$$

$$Ratio \leq 1$$

$$0.37 \leq 1$$



کنترل مقاومت کششی پیچ

(بند ۳-۳-۹-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$T_u = 12.72 \text{ ton}$$

$$N_T = 20$$

$$d_b = 28.0 \text{ mm}$$

$$A_{Bolt} = 4.91 \text{ cm}^2$$

بیشینه نیروی کششی در پیچ بحرانی

تعداد پیچ های تحت کشش

قطر پیچ ها

مساحت موثر هر یک از پیچ ها

پیچ ها تحت اثر توام کشش و برش نمی باشند

جدول (۱۰-۹-۲-۱۰) سطح برش از قسمت دندانده شده نمی گذرد

$$F_{nt} = 4500.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb}$$

$$\phi R_{nt} = 16.57 \text{ ton}$$

$$Ratio = \frac{T_u}{\phi R_{nt}}$$

$$Ratio = 0.77$$

$$Ratio \leq 1$$

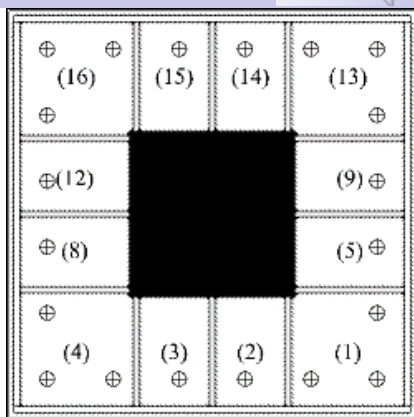
$$0.77 \leq 1$$



ضریب کاهش مقاومت

کنترل ضخامت صفحه ستون

محاسبه ضخامت چشمه بحرانی در اثر تنش اتکایی



چشمه بحرانی: (۱)

نوع چشمه: چهار طرف بسته

$$\sigma_{max} = 132.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 22.5 \text{ cm}$$

$$b = 21.8 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = 1.0345$$

$$\alpha_1 = 0.0504$$

$$M = \alpha_1 \times \sigma_{max} \times b^2$$

$$M = 316.24 \text{ Kg.cm}$$

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4M_u}{0.9F_y}}$$

$$t_{req} = 24.2 \text{ mm}$$

$$t_{req} \leq t$$

$$24.2 \text{ mm} \leq 30.0 \text{ mm}$$



محاسبه ضخامت چشمه بحرانی در اثر کشش در میل مهارها (تئوری خطوط تسلیم)

چشمه بحرانی: (۴)

نوع چشمه: چهار طرف بسته

$$\Sigma T_{max} = 36.97 \text{ ton}$$

مجموع نیروی کششی در میل مهارها

$$n = 8$$

تعداد خطوط تسلیم

$$\frac{\Sigma \theta_{il} l_i}{\delta} = 15.7069$$

نسبت مجموع حاصلضرب زوایای دوران در طول خطوط تسلیم به جابجایی محل اثر نیروی کششی میل مهارها

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4 \Sigma T \delta}{0.9 F_y \Sigma \theta_{il} l_i}}$$

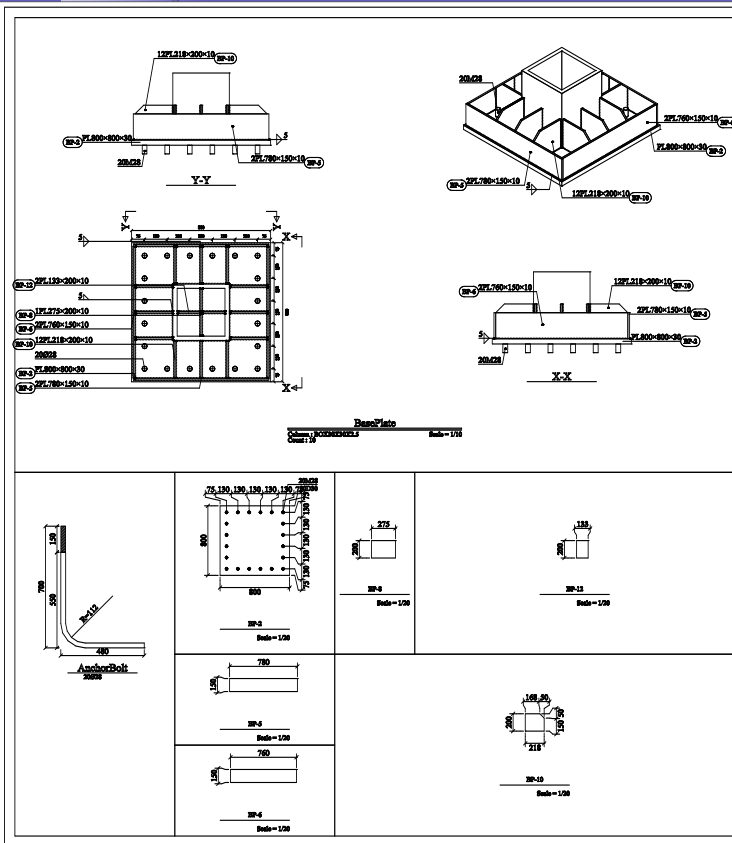
$$t_{req} = 20.9 \text{ mm}$$

$$t_{req} \leq t$$

$$20.9 \text{ mm} \leq 30.0 \text{ mm}$$



تصویر جزئیات اتصال



۱۶) طراحی دستی اتصال مهاربندی

گزارش مهاربند تکی

مشخصات کلی گزارش

نام اتصال: Br1Con 1

ابعاد جوش

$$D_{aw} = 7.0 \text{ mm}$$

$$D_{awh} = 8.0 \text{ mm}$$

$$D_{awv} = 6.0 \text{ mm}$$

$$D_{awl} = 0.0 \text{ mm}$$

نیروهای طراحی (ماکزیمم حالات انتخاب شده در تنظیمات)

$$P_{Design} = 58.56 \text{ ton}$$

$$T_{Design} = 77.52 \text{ ton}$$

$$F_{Design} = \max \{P_{Design}, T_{Design}\} = 77.52 \text{ ton}$$

2400.0 kg/cm^2	F_y	تنش تسلیم فولاد
3700.0 kg/cm^2	F_u	تنش نهایی فولاد
4200.0 kg/cm^2	F_{ue}	تنش نهایی فلز جوش (الکتروود مصرفی)
$2040000.0 \text{ kg/cm}^2$	E_{st}	مدول الاستیسیته فولاد
1.5 cm	e_0	فاصله مونتاژ
0.75	β	ضریب بازرسی جوش

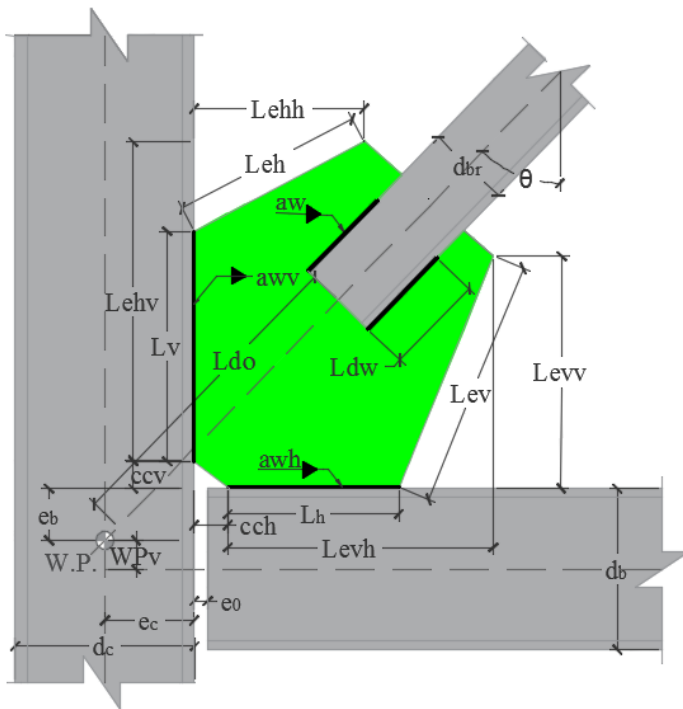
همگرا	نوع مهاربند
ضرایب بار و مقاومت (LRFD)	روش طراحی
لرزه ای	طراحی لرزه ای یا غیر لرزه ای؟

مشخصات المانهای درگیر در اتصال مهاربند

مشخصات هندسی ستون		
BOX30X30X2.5		مقطع ستون
32.5 cm	d_c	ارتفاع کلی
25.0 mm	t_f^c	ضخامت بال

مشخصات هندسی ورق اتصال (گاست)		
44.0 cm	L_h	طول افقی در محل اتصال به تیر
31.0 cm	L_v	طول قائم در محل اتصال به ستون
0.0 cm	CC_h	پخی افقی ورق اتصال (با e_0)
0.0 cm	CC_v	پخی قائم ورق اتصال
10.0 mm	t_p	ضخامت ورق
دو طرفه		جوش به المان های اطراف

مشخصات هندسی تیر		
PL30X1.0-15X1.2		مقطع تیر
12.0 mm	t_f	ضخامت بال تیر یا صفحه ستون
32.4 cm	d_b	ارتفاع کلی
10.0 mm	t_w	ضخامت جان
1.2 cm	k	فاصله سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان



مشخصات هندسی مهاربند		
2U180/F/15/		مقطع مهاربند
10.0 cm	d_{br}	ارتفاع مقطع
8.5 mm	t_{br}	ضخامت لبه جوش شونده
26.92 cm ²	A_g	سطح مقطع کلی

مشخصات تکمیل اتصال		
60 °	θ	زاویه مهاربند با خط قائم
28.0 cm	Ld_w	طول جوش مهاربند به ورق
0.0 cm	WP_v	فاصله قائم نقطه کار

محاسبه نیروهای اتصال مهاربندی بر اساس ضوابط لرزه ای آیین نامه

(شکل پذیری معمولی) $\left\{ \begin{array}{l} P = P_{amplified} \\ T = \min\{T_{amplified}, R_y F_y A_g\} \end{array} \right.$

(شکل پذیری ویژه) $\left\{ \begin{array}{l} P = 1.1 \times 1.14 F_{cre} A_g \\ T = R_y F_y A_g \end{array} \right.$

سازگاری اتصال با کماتش مهاربندیها، با کنترل قطع مهاربندیها به اندازه $2t_p$ قبل از خط آزاد خمش

$$R_y = 1.20$$

مطابق جدول ۱۰-۳-۱-۱ میحث دهم تعیین میشود.

F_{cr} ، مطابق بند ۱۰-۴-۲-۱۰ میحث دهم تعیین میشود؛ تنها به جای F_y باید $R_y F_y$ جایگزین شود.

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_{seism} = 58.56 \text{ ton} \\ T_{seism} = 77.52 \text{ ton} \end{array} \right.$$

(بند ۱۰-۳-۱-۱۰)
میحث ۱۰-۳-۱۰

(بند ۱۰-۳-۱-۱۰)
میحث ۱۰-۳-۱۰

کنترل فاصله از خط آزاد خمشی

(بند ۳-۱۱-۳-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$Dist. = 26.7 \text{ mm}$$

کمترین فاصله بین گوشه های مهاربند و خط آزاد خمشی



$$Dist. \geq 2 \times t_p$$

$$26.7 \text{ mm} \geq 20.0 \text{ mm}$$



کنترل حداقل فاصله از المان های مجاور

$$Le_{beam} = 10.8 \text{ cm}$$

فاصله المان مهاربندی از تیر

$$Le_{col} = 35.9 \text{ cm}$$

فاصله المان مهاربندی از ستون

$$Le_{min} = 2.0 \text{ cm}$$

حداقل فاصله مجاز



$$\min\{Le_{beam}, Le_{col}\} \geq Le_{min}$$

$$10.8 \text{ cm} \geq 2.0 \text{ cm}$$



محاسبه و کنترل اتصال المان مهاربندی به ورق اتصال

کنترل جوش

کنترل هندسی بعد جوش اتصال مهاربند به ورق اتصال

(بند ۲-۲-۹-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\begin{cases} t_p = 10.0 \text{ mm} \\ t_{br} = 8.5 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} D_{min} = 5.0 \text{ mm} \\ D_{max} = 8.5 \text{ mm} \end{cases}$$



$$D_{min} \leq D_{aw} \leq D_{max}$$

$$5.0 \text{ mm} \leq 7.0 \text{ mm} \leq 8.5 \text{ mm}$$



$$Ld_w \geq 4 \times D_{aw}$$

$$280.0 \text{ mm} \geq 28.0 \text{ mm}$$



کنترل تنش جوش اتصال مهاربند به ورق اتصال

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$n = 4$$

تعداد خط جوش یک مهاربند

$$f_v = \frac{F_{Design}}{n \times (Ld_w)_e}$$

$$f_v = 692.1 \text{ kg/cm}$$

تنش برشی مورد نیاز جوش

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \beta \times 0.6 F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} D_{aw}$$

$$\phi R_n = 701.6 \text{ kg/cm}$$

ارزش اسمی جوش



$$Ratio = \frac{f_v}{\phi R_n} \leq 1.0$$

$$0.99 \leq 1.0$$



کنترل برش قالبی

(بند ۳-۴-۹-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$U_{bs} = 1.0$$

ضریب توزیع تنش

$$A_{gv} = A_{nv} = 57.83 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع کلی و خالص تحت برش

$$A_{nt} = d_{br} \times t_p$$

$$A_{nt} = 10.00 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع خالص تحت کشش

$$\phi R_n = \phi (0.6 \times \min\{F_u A_{nv}, F_y A_{gv}\} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

مقاومت طراحی برش قالبی

$$\phi R_n = 90.21$$



$$Ratio = \frac{T_{Design}}{\phi R_n} \leq 1.0$$

$$0.86 \leq 1.0$$



کنترل ورق اتصال در عرض ویتمور

$$w = 36.2 \text{ cm}$$

عرض ویتمور

کنترل مقاومت کششی

(بند ۲-۳-۴)

مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 0.90$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi P_n = \phi F_y w t_p$$

$$\phi P_n = 78.11 \text{ ton}$$

مقاومت کششی اسمی



$$\text{Ratio} = \frac{T_{\text{Design}}}{\phi P_n} \leq 1.0$$

$$0.99 \leq 1.0$$



کنترل مقاومت فشاری بدون در نظر گرفتن سخت کننده(ها)

(بند ۲-۹-۴)

مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 0.90$$

ضریب کاهش مقاومت

$$A_g = w t_p$$

$$A_g = 36.16 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع کلی ورق اتصال در محل ویتور

$$\begin{cases} L = 30.4 \text{ cm} \\ K = 0.60 \\ r = 0.3 \times t_p = 0.3 \text{ cm} \end{cases}$$

مشخصات ناحیه تحت فشار



$$\begin{cases} \text{if } \frac{KL}{r} \leq 25 \Rightarrow \text{بر اساس حالت حدی تسلیم کنترل شود} \\ \text{if } \frac{KL}{r} > 25 \Rightarrow \text{بر اساس حالت حدی کمانش مطابق بند ۱۰-۲-۴ کنترل شود} \end{cases}$$

$$F_{cr} = 1995.1 \text{ kg/cm}^2$$

تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی

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

$$\phi P_n = 64.93 \text{ ton}$$

مقاومت فشاری طراحی ورق اتصال بر اساس کمانش



$$\text{Ratio} = \frac{P_{\text{Design}}}{\phi P_n} \leq 1.0$$

$$0.90 \leq 1.0$$



کنترل ورق اتصال در محل اتصال آن به تیر و ستون

AISC Construction Manual 2011-UFM Method-General Case



محاسبه نیروها در محل اتصال ورق اتصال و المان های اطراف

$$e_c = \frac{d_c}{2}$$

$$e_c = 16.3 \text{ cm}$$

فاصله افقی نقطه کار تا وجه ستون

$$e_b = \frac{d_b}{2} - W P_v$$

$$e_b = 16.2 \text{ cm}$$

فاصله قائم نقطه کار تا وجه تیر

$$\alpha = \frac{L_h + CC_h + \max\{CC_h, e_0\}}{2}$$

$$\alpha = 22.8 \text{ cm}$$

فاصله مرکز سطح جوش افقی تا وجه ستون

$$\beta = \frac{\alpha + e_c - e_b \times \tan(\theta)}{\tan(\theta)}$$

$$\beta = 6.2 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = 45.0 \text{ cm}$$

$$N_{ub} = \frac{F_{\text{Design}} \times e_b}{r}$$

$$N_{ub} = 27.93 \text{ ton}$$

نیروی قائم در محل اتصال به تیر

$$V_{ub} = \frac{F_{\text{Design}} \times \alpha}{r}$$

$$V_{ub} = 39.23 \text{ ton}$$

نیروی مماسی در محل اتصال به تیر

$$M_{ub} = 0.0 \text{ ton.m}$$

لنگر خمشی در محل اتصال به تیر

$$N_{uc} = \frac{F_{\text{Design}} \times e_c}{r}$$

$$N_{uc} = 28.02 \text{ ton}$$

نیروی قائم در محل اتصال به ستون

$$V_{uc} = \frac{F_{\text{Design}} \times \beta}{r}$$

$$V_{uc} = 10.62 \text{ ton}$$

نیروی مماسی در محل اتصال به ستون

$$M_{uc} = 0.0 \text{ ton.m}$$

لنگر خمشی در محل اتصال به ستون



محاسبه و کنترل ورق اتصال در محل اتصال آن به تیر (با صفحه ستون)

AISC Seismic Design Manual

$$L_w = L_h + CC_h - \max\{CC_h, e_0\}$$

$$L_w = 42.5 \text{ cm}$$

طول جوش قابل اجرا در محل اتصال ورق گاست و تیر

	کنترل تسلیم برشی ورق اتصال در محل اتصال به تیر (یا صفحه ستون)		(بند ۲-۴-۹-۲-۱۰ الف) مبحث ۱۰-۱۳۹۲
$\phi = 1.0$	ضریب کاهش مقاومت		
$A_{gv} = L_w t_p$	$A_{gv} = 42.50 \text{ cm}^2$	سطح مقطع کلی تحت برش	
$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_{gv}$	$\phi V_n = 61.20 \text{ ton}$	مقاومت برشی طراحی	
	$Ratio = \frac{V_{ub}}{\phi V_n} \leq 1.0$	$0.64 \leq 1.0$	
	کنترل تسلیم کششی ورق اتصال در محل اتصال به تیر (یا صفحه ستون)		(بند ۱-۴-۹-۲-۱۰) مبحث ۱۰-۱۳۹۲
$\phi = 0.9$	ضریب کاهش مقاومت		
$\phi P_n = \phi F_y A_g = 0.9 F_y (L_w t_p)$	$\phi P_n = 91.80 \text{ ton}$	مقاومت کششی طراحی	
	$Ratio = \frac{N_{ub} + \frac{4M_{ub}}{L_w}}{\phi P_n} \leq 1.0$	$0.30 \leq 1.0$	
	محاسبه و کنترل ورق اتصال در محل اتصال آن به ستون		AISC Seismic Design Manual 2012
	کنترل تسلیم برشی ورق اتصال در محل اتصال به ستون		
$\phi = 1$	ضریب کاهش مقاومت		
$A_{gv} = L_v t_p$	$A_{gv} = 31.00 \text{ cm}^2$	سطح مقطع کلی تحت برش	
$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_{gv}$	$\phi V_n = 44.64 \text{ ton}$	مقاومت برشی طراحی	
	$Ratio = \frac{V_{uc}}{\phi V_n} \leq 1.0$	$0.24 \leq 1.0$	
	کنترل تسلیم کششی ورق اتصال در محل اتصال به ستون		(بند ۱-۴-۹-۲-۱۰) مبحث ۱۰-۱۳۹۲
$\phi = 0.9$	ضریب کاهش مقاومت		
$\phi P_n = \phi F_y A_g = 0.9 F_y (L_v t_p)$	$\phi P_n = 66.96 \text{ ton}$	مقاومت کششی طراحی	
	$Ratio = \frac{N_{uc} + \frac{4M_{uc}}{L_v}}{\phi P_n} \leq 1.0$	$0.42 \leq 1.0$	
	کنترل اتصال ورق اتصال به تیر یا صفحه ستون		
	کنترل هندسی بعد جوش اتصال		(بند ۲-۲-۹-۲-۱۰ ب) مبحث ۱۰-۱۳۹۲
$\begin{cases} t_p = 10.0 \text{ mm} \\ t_f = 12.0 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_{min} = 5.0 \text{ mm} \\ D_{max} = 10.0 \text{ mm} \end{cases}$			
	$D_{min} \leq D_{awh} \leq D_{max}$	$5.0 \text{ mm} \leq 8.0 \text{ mm} \leq 10.0 \text{ mm}$	
	$L_w \geq 4 \times D_{awh}$	$425.0 \text{ mm} \geq 32.0 \text{ mm}$	

محاسبه و کنترل تنش های وارد بر جوش

(AISC Design
Example 2011)(بند ۹-۲-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$n = 2$$

$$L_w = 42.5 \text{ cm}$$

$$f_{ua} = \frac{N_{ub}}{nL_w}$$

$$f_{ua} = 328.6 \text{ kg/cm}$$

$$f_{uv} = \frac{V_{ub}}{nL_w}$$

$$f_{uv} = 461.5 \text{ kg/cm}$$

$$f_{ub} = \frac{4M_{ub}}{nL_w^2}$$

$$f_{ub} = 0.0 \text{ kg/cm}$$

$$f_{u \text{ peak}} = \sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^2}$$

$$f_{u \text{ peak}} = 566.6 \text{ kg/cm}$$

$$f_{u \text{ ave}} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^2} + \sqrt{(f_{ua} - f_{ub})^2 + f_{uv}^2} \right]$$

$$f_{u \text{ ave}} = 566.6 \text{ kg/cm}$$

$$f_{u \text{ weld}} = \max \{ f_{u \text{ peak}}, 1.25 f_{u \text{ ave}} \}$$

$$f_{u \text{ weld}} = 708.2 \text{ kg/cm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi \beta \times 0.6 F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} D_{awh}$$

$$\phi R_n = 801.9 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Ratio} = \frac{f_{u \text{ weld}}}{\phi R_n} \leq 1$$

$$0.88 \leq 1$$

تعداد خط جوش اتصال به تیر

طول جوش قابل اجرا در محل اتصال ورق

گاست و تیر

تنش محوری ورق گاست در محل اتصال به

تیر ناشی از نیروی محوری

تنش برشی ورق گاست در محل اتصال به

تیر

تنش محوری ورق گاست در محل اتصال به

تیر ناشی از خمش

تنش ماکزیمم جوش در واحد طول جوش

تنش متوسط جوش در واحد طول جوش

تنش مورد نیاز جوش

ضریب کاهش مقاومت

ارزش جوش

کنترل اتصال ورق اتصال به ستون

کنترل هندسی بعد جوش اتصال

(بند ۲-۲-۹-۲-۱۰ ب)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\begin{cases} t_p = 10.0 \text{ mm} \\ t_f^e = 25.0 \text{ mm} \end{cases}$$

 \Rightarrow

$$\begin{cases} D_{min} = 5.0 \text{ mm} \\ D_{max} = 10.0 \text{ mm} \end{cases}$$

$$D_{min} \leq D_{awv} \leq D_{max}$$

$$5.0 \text{ mm} \leq 6.0 \text{ mm} \leq 10.0 \text{ mm}$$

$$L_v \geq 4 \times D_{awv}$$

$$310.0 \text{ mm} \geq 24.0 \text{ mm}$$

محاسبه و کنترل تنش های وارد بر جوش

(AISC Design
Example 2011)(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$n = 2$$

$$f_{ua} = \frac{N_{uc}}{nL_v}$$

$$f_{ua} = 451.9 \text{ kg/cm}$$

$$f_{uv} = \frac{V_{uc}}{nL_v}$$

$$f_{uv} = 171.3 \text{ kg/cm}$$

$$f_{ub} = \frac{4M_{uc}}{nL_v^2}$$

$$f_{ub} = 0.0 \text{ kg/cm}$$

$$f_{u \text{ peak}} = \sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^2}$$

$$f_{u \text{ peak}} = 483.3 \text{ kg/cm}$$

$$f_{u \text{ ave}} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^2} + \sqrt{(f_{ua} - f_{ub})^2 + f_{uv}^2} \right]$$

$$f_{u \text{ ave}} = 483.3 \text{ kg/cm}$$

$$f_{u \text{ weld}} = \max \{ f_{u \text{ peak}}, 1.25 f_{u \text{ ave}} \}$$

$$f_{u \text{ weld}} = 604.2 \text{ kg/cm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi \beta \times 0.6 F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} D_{awv}$$

$$\phi R_n = 601.4 \text{ kg/cm}$$



$$\text{Ratio} = \frac{f_{u \text{ weld}}}{\phi R_n} \leq 1.0$$

$$1.00 \leq 1.0$$



کنترل تیر در مقابل بارهای متمرکز

$$P_u = \frac{P_{\text{Design}} \times e_b}{r} + \frac{4M_{ub}}{L_w}$$

$$P_u = 21.10 \text{ ton}$$

نیروی فشاری قائم مورد نیاز بین تیر و ورق اتصال

$$T_u = \frac{T_{\text{Design}} \times e_b}{r} + \frac{4M_{ub}}{L_w}$$

$$T_u = 27.93 \text{ ton}$$

نیروی کششی قائم مورد نیاز بین تیر و ورق اتصال

$$d_b = 32.4 \text{ cm}$$

ارتفاع کلی تیر

$$\text{dist.} = \frac{L_h + CC_h + \max\{CC_h, e_0\}}{2} - e_0 = 21.3 \text{ cm}$$

فاصله محل اثر بار متمرکز از انتهای تیر

$$l_b = \max\{L_h + CC_h - \max\{CC_h, e_0\}, k\} = 42.5 \text{ cm}$$

طول اتکای بار متمرکز



کنترل تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

(بند ۲-۱۰-۹-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 1$$

ضریب کاهش مقاومت



$$\begin{cases} \text{if dist.} > d_b \rightarrow R_n = F_{yw} t_w (5k + l_b) & R_n = 116.40 \text{ ton} \\ \text{if dist.} \leq d_b \rightarrow R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b) & R_n = \text{ton} \end{cases}$$



$$\max(P_u, T_u) \leq \phi R_n \quad 27.93 \text{ ton} \leq 116.40 \text{ ton}$$



کنترل لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

(بند ۳-۱۰-۹-۲-۱۰)
میخت ۱۳۹۲-۱۰

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{if } dist. \geq \frac{d_b}{2} \rightarrow & R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_b} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} & R_n = 244.89 \text{ ton} \\ \text{if } dist. < \frac{d_b}{2} \rightarrow & \left\{ \begin{array}{ll} \text{if } \frac{l_b}{d_b} \leq 0.2 \rightarrow R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_b} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} & R_n = ton \\ \text{if } \frac{l_b}{d_b} > 0.2 \rightarrow R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d_b} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} & R_n = ton \end{array} \right. \end{array} \right.$$



$$P_u \leq \phi R_n$$

$$21.10 \text{ ton} \leq 183.67 \text{ ton}$$



١٧) تحلیل سازه

Case	Type	Status	Action
Modal	Modal - Eigen	Not Run	Run
Dead	Linear Static	Not Run	Run
Live	Linear Static	Not Run	Run
Live Roof	Linear Static	Not Run	Run
Live Part	Linear Static	Not Run	Run
Mass	Linear Static	Not Run	Run
NDX	Linear Static	Not Run	Run

Analysis Monitor Options

☐ Always Show
☒ Never Show
☐ Show After seconds

Diaphragm Centers of Rigidity

☒ Calculate Diaphragm Centers of Rigidity

Tabular Output

☐ Automatically save tables to Microsoft Access or XML after run completes

Filename:

Table Set:

Click to:

۱۸) کنترل نظم پیچشی سازه

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story5	EXAll 1	Diaph D1 X	0.001888	0.001831	1.031
Story5	EXAll 2	Diaph D1 X	0.001836	0.001823	1.007
Story5	EXAll 3	Diaph D1 X	0.001965	0.001839	1.068
Story5	EYAll 1	Diaph D1 Y	0.001206	0.001175	1.026
Story5	EYAll 2	Diaph D1 Y	0.001221	0.001173	1.041
Story5	EYAll 3	Diaph D1 Y	0.001285	0.001176	1.093
Story4	EXAll 1	Diaph D1 X	0.00309	0.00301	1.027
Story4	EXAll 2	Diaph D1 X	0.003018	0.002999	1.006
Story4	EXAll 3	Diaph D1 X	0.0032	0.003021	1.059
Story4	EYAll 1	Diaph D1 Y	0.001602	0.001565	1.024
Story4	EYAll 2	Diaph D1 Y	0.00164	0.001563	1.049
Story4	EYAll 3	Diaph D1 Y	0.001717	0.001566	1.096
Story3	EXAll 1	Diaph D1 X	0.002968	0.002883	1.029
Story3	EXAll 2	Diaph D1 X	0.00289	0.002872	1.006
Story3	EXAll 3	Diaph D1 X	0.003082	0.002895	1.065
Story3	EYAll 1	Diaph D1 Y	0.00173	0.001695	1.02
Story3	EYAll 2	Diaph D1 Y	0.001779	0.001694	1.05
Story3	EYAll 3	Diaph D1 Y	0.00185	0.001696	1.091
Story2	EXAll 1	Diaph D1 X	0.003182	0.003089	1.03
Story2	EXAll 2	Diaph D1 X	0.003095	0.003077	1.006
Story2	EXAll 3	Diaph D1 X	0.003305	0.003102	1.065
Story2	EYAll 1	Diaph D1 Y	0.001836	0.001802	1.019
Story2	EYAll 2	Diaph D1 Y	0.001897	0.001801	1.053
Story2	EYAll 3	Diaph D1 Y	0.001967	0.001803	1.091
Story1	EXAll 1	Diaph D1 X	0.002142	0.002072	1.034
Story1	EXAll 2	Diaph D1 X	0.002077	0.002062	1.007
Story1	EXAll 3	Diaph D1 X	0.002235	0.002081	1.074
Story1	EYAll 1	Diaph D1 Y	0.001373	0.001339	1.026
Story1	EYAll 2	Diaph D1 Y	0.001403	0.001338	1.049
Story1	EYAll 3	Diaph D1 Y	0.001475	0.00134	1.1

✓ مشاهده می شود همه نسبت ها کمتر از ۱/۲ بوده و سازه از نظر پیچشی منظم محسوب می شود.

۱۹) تعیین نوع تحلیل سازه

۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به کار گرفت:

- الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:
 - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
 - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

با توجه به اینکه نامنظمی نداریم پس می‌توانیم از تحلیل استاتیکی معادل استفاده کنیم.

۲۰) کنترل زمان تناوب سازه

برای آنکه زمان تناوب تحلیلی سازه را محاسبه نمائیم از فایل اصلی یک کپی گرفته که در فایل های ضمیمه بنام Period & Drift موجود می باشد و در این فایل با اصلاح ضرایب سختی طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم زمان تناوب تحلیلی را استخراج می نمائیم:

بصورت گام بندی زیر این کنترل را انجام می دهیم:

(۱) تهیه فایل کپی از فایل اصلی بنام Period Time

(۲) اصلاح ضرایب سختی

(۳) تنظیم تعداد مدهای نوسانی

(۴) تحلیل سازه

(۵) برداشت زمان تناوب تحلیلی

(۶) کنترل زمان تناوب

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	No Modification
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	0.9

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.918	0.8021	0.00000516	0.8021	0.00000516
Modal	2	0.588	0.00003219	0.7347	0.8021	0.7347
Modal	3	0.525	0.0001	0.0586	0.8022	0.7933
Modal	4	0.318	0.024	0.0261	0.8262	0.8194
Modal	5	0.314	0.0951	0.0061	0.9213	0.8255
Modal	6	0.228	0.000009583	0.000005491	0.9213	0.8255
Modal	7	0.184	0.0028	0.0912	0.9241	0.9167
Modal	8	0.183	0.0098	0.0249	0.9339	0.9416
Modal	9	0.169	0.0237	0.00001609	0.9576	0.9416
Modal	10	0.141	0.0093	0.00002334	0.9669	0.9417
Modal	11	0.117	0.0206	0.000005412	0.9876	0.9417
Modal	12	0.106	0.00000353	0.0336	0.9876	0.9753
Modal	13	0.098	0.0001	0.0002	0.9876	0.9754
Modal	14	0.082	0.0122	0.000002358	0.9998	0.9754
Modal	15	0.077	0.000009525	0.0145	0.9998	0.99

زمان تناوب تجربی کمتر از زمان تناوب تحلیلی بوده و برای طراحی سازه از همین زمان تناوب استفاده

خواهیم نمود.

✓ از زمان تناوب تحلیلی برای کنترل دریافت استفاده خواهیم نمود.

(۲۱) کنترل تغییر مکان نسبی طبقات (دریافت)

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که

در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۳-۱۱)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب $1/4$ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P - \Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

$\Delta_a = 0.025h$ - در ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$\Delta_a = 0.020h$ - در سایر ساختمان‌ها

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

کنترل دریافت با مقادیر مجاز:

❖ برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$$\Delta_M \leq \Delta_a \Rightarrow C_d \Delta_{eu} \leq 0.025h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.025}{C_d}$$

❖ برای سایر ساختمان‌ها

$$\Delta_M \leq \Delta_a \Rightarrow C_d \Delta_{eu} \leq 0.020h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.020}{C_d}$$

✓ بر اساس بند ۳-۵-۱ آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در سازه‌های منظم کنترل دریافت مرکز جرم

انجام خواهد شد و بر اساس بند ۳-۵-۴ آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در سازه‌های نامنظم پیچشی

باید کنترل دریافت برای لبه‌های کناری انجام شود.

کنترل دریفت جهت X:

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift
Story5	EXDrift 1	Diaph D1 X	0.001385	0.001344
Story5	EXDrift 2	Diaph D1 X	0.001348	0.001338
Story5	EXDrift 3	Diaph D1 X	0.001441	0.00135
Story4	EXDrift 1	Diaph D1 X	0.002255	0.002198
Story4	EXDrift 2	Diaph D1 X	0.002204	0.00219
Story4	EXDrift 3	Diaph D1 X	0.002335	0.002206
Story3	EXDrift 1	Diaph D1 X	0.00216	0.002099
Story3	EXDrift 2	Diaph D1 X	0.002103	0.00209
Story3	EXDrift 3	Diaph D1 X	0.002242	0.002107
Story2	EXDrift 1	Diaph D1 X	0.002301	0.002235
Story2	EXDrift 2	Diaph D1 X	0.00224	0.002226
Story2	EXDrift 3	Diaph D1 X	0.00239	0.002244
Story1	EXDrift 1	Diaph D1 X	0.001544	0.001494
Story1	EXDrift 2	Diaph D1 X	0.001498	0.001488
Story1	EXDrift 3	Diaph D1 X	0.001611	0.001501

$$\frac{\Delta_{eu}}{h} = Avg\ Drift < \frac{0.025}{C_d} = \frac{0.025}{4} = 0.00625$$

کنترل دریفت جهت Y:

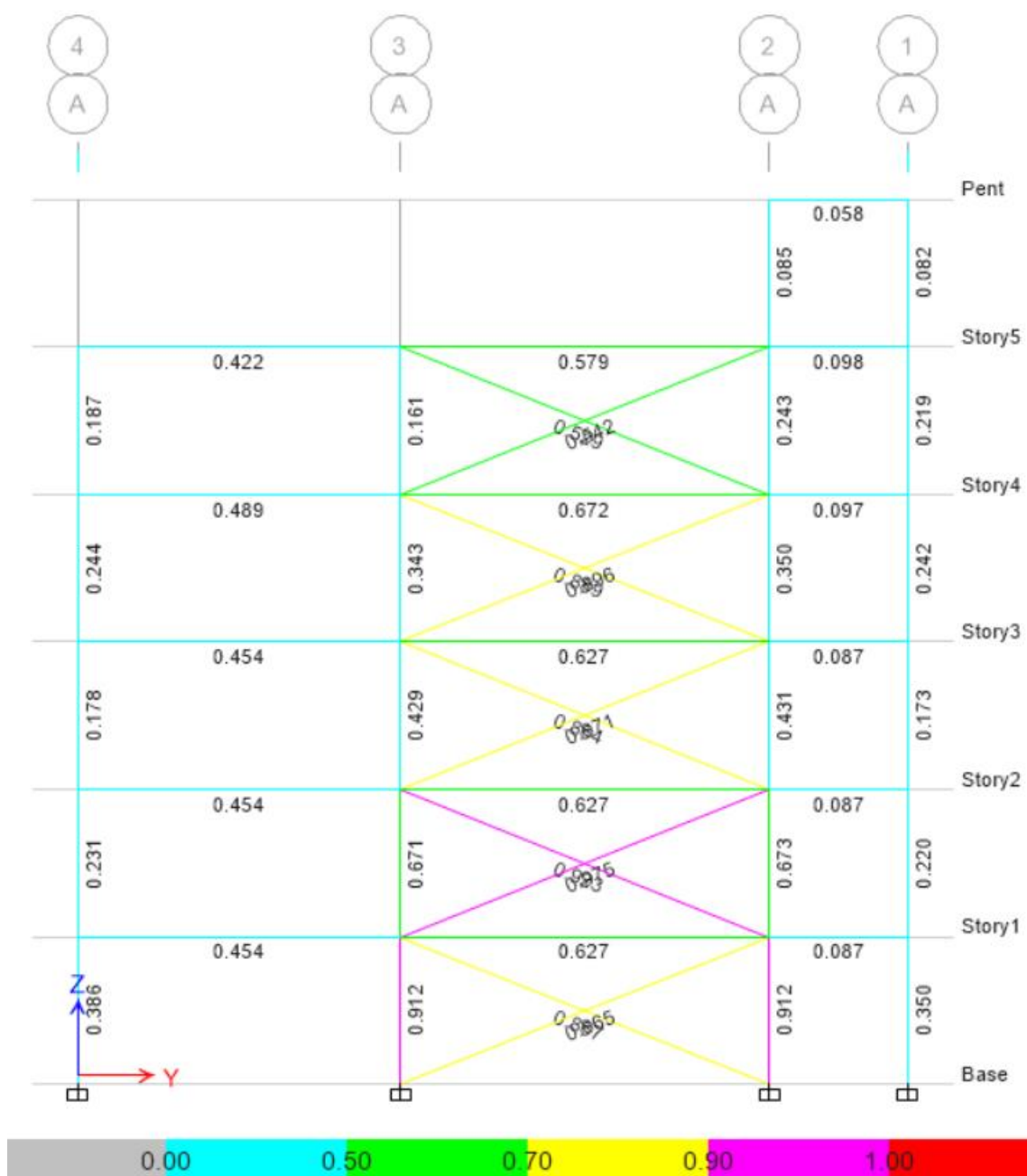
TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift
Story5	EYDrift 1	Diaph D1 Y	0.000844	0.000823
Story5	EYDrift 2	Diaph D1 Y	0.000856	0.000822
Story5	EYDrift 3	Diaph D1 Y	0.0009	0.000824
Story4	EYDrift 1	Diaph D1 Y	0.001119	0.001093
Story4	EYDrift 2	Diaph D1 Y	0.001146	0.001092
Story4	EYDrift 3	Diaph D1 Y	0.0012	0.001094
Story3	EYDrift 1	Diaph D1 Y	0.001204	0.00118
Story3	EYDrift 2	Diaph D1 Y	0.001239	0.001179
Story3	EYDrift 3	Diaph D1 Y	0.001288	0.001181
Story2	EYDrift 1	Diaph D1 Y	0.001272	0.001248
Story2	EYDrift 2	Diaph D1 Y	0.001314	0.001247
Story2	EYDrift 3	Diaph D1 Y	0.001363	0.001249
Story1	EYDrift 1	Diaph D1 Y	0.00095	0.000926
Story1	EYDrift 2	Diaph D1 Y	0.000971	0.000925
Story1	EYDrift 3	Diaph D1 Y	0.001021	0.000927

$$\frac{\Delta_{eu}}{h} = Avg\ Drift < \frac{0.025}{C_d} = \frac{0.025}{5} = 0.005$$

✓ پس در هر دو جهت از نظر دریفت مشکلی نخواهیم داشت.

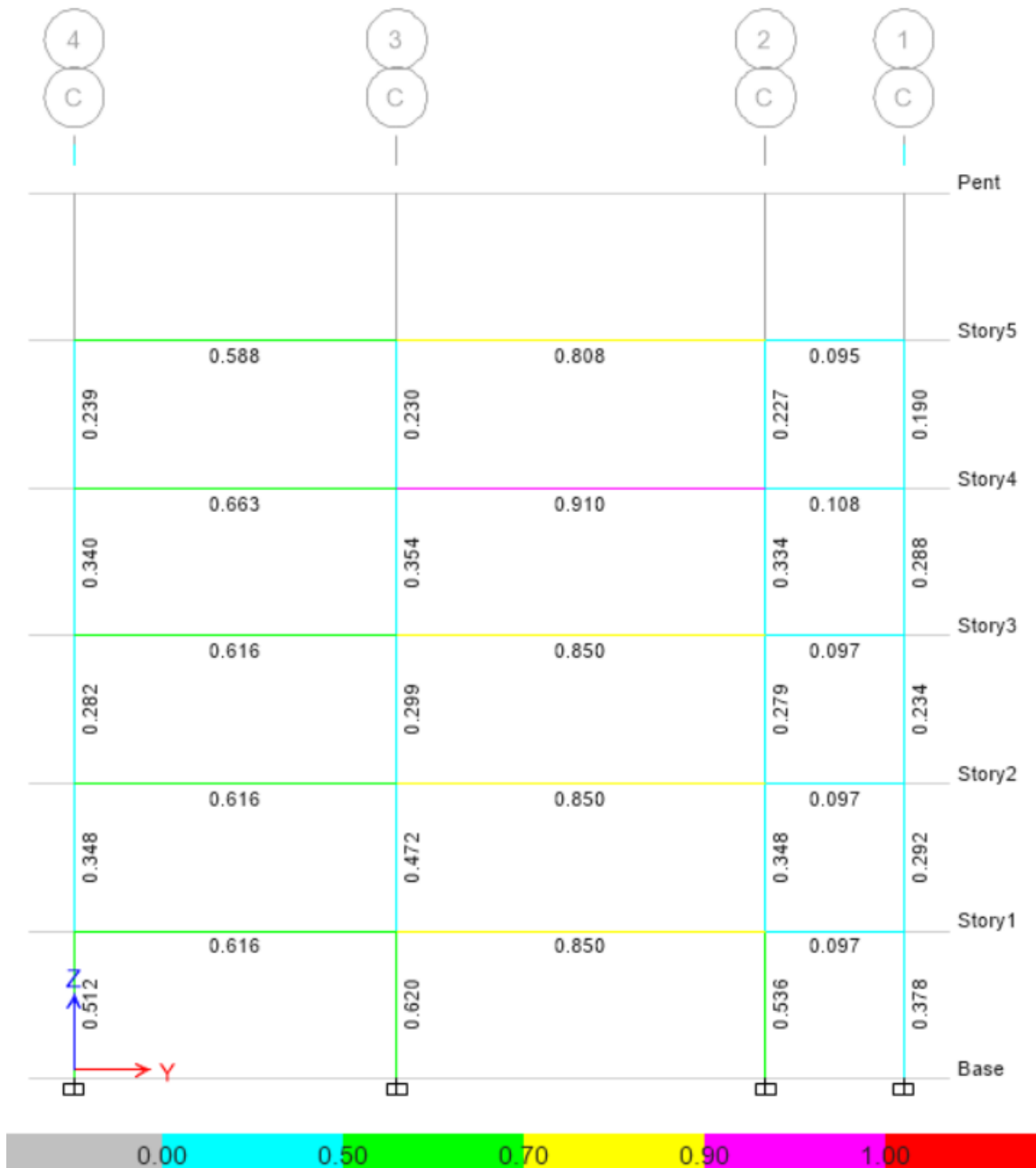
۲۲) مقاطع و نسبت نیرو به ظرفیت مقاطع



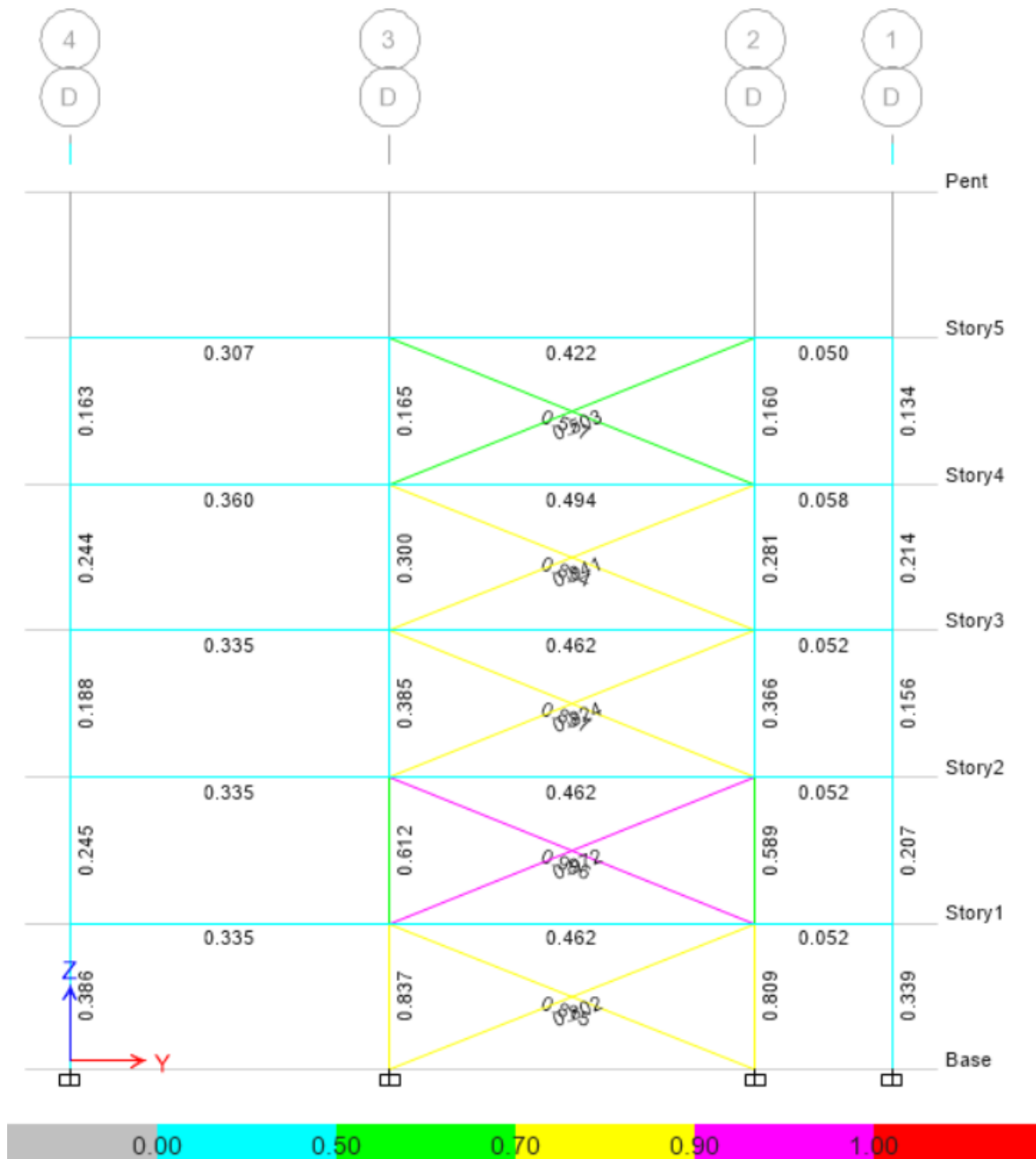
قاب A



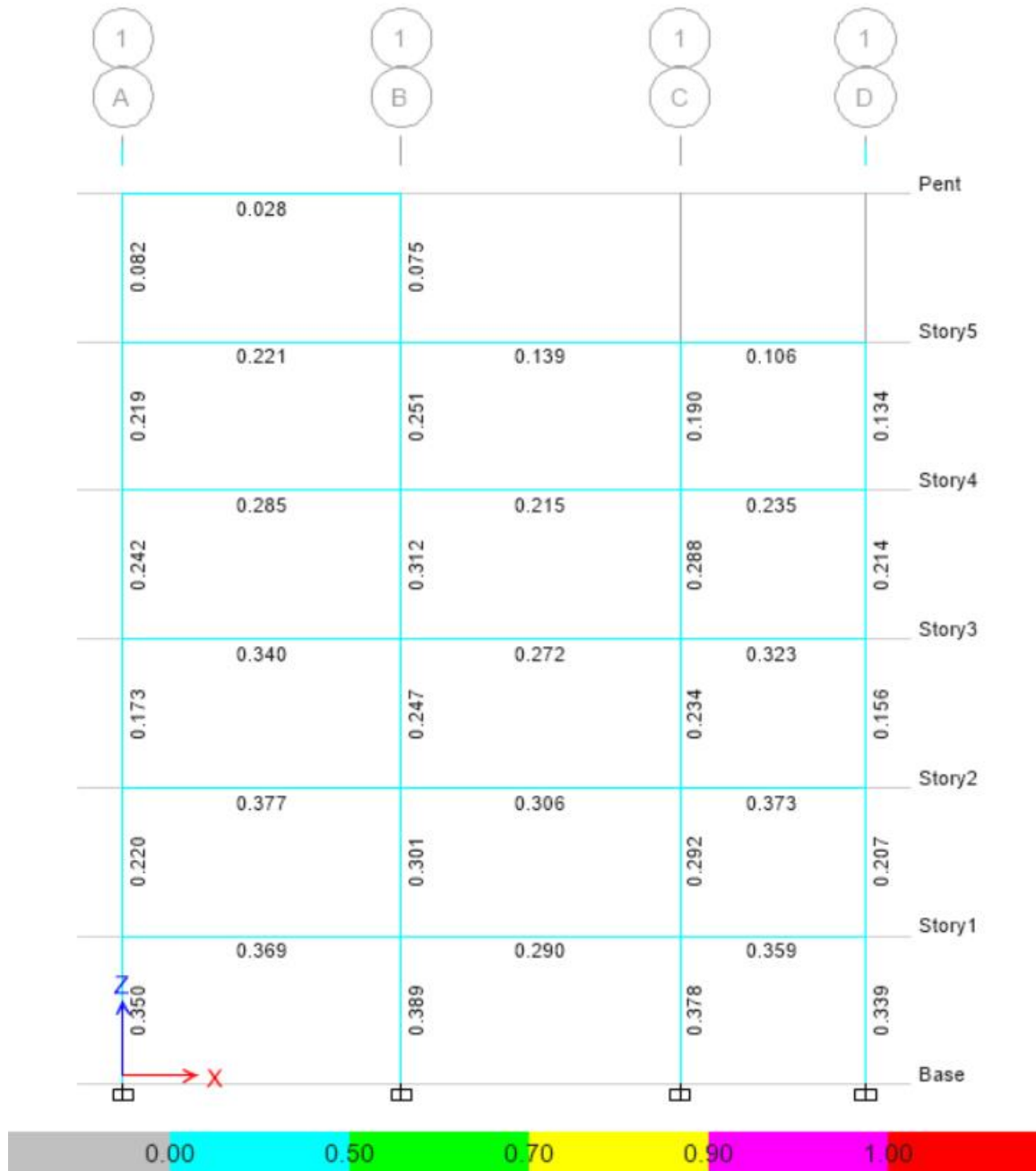
قاب B



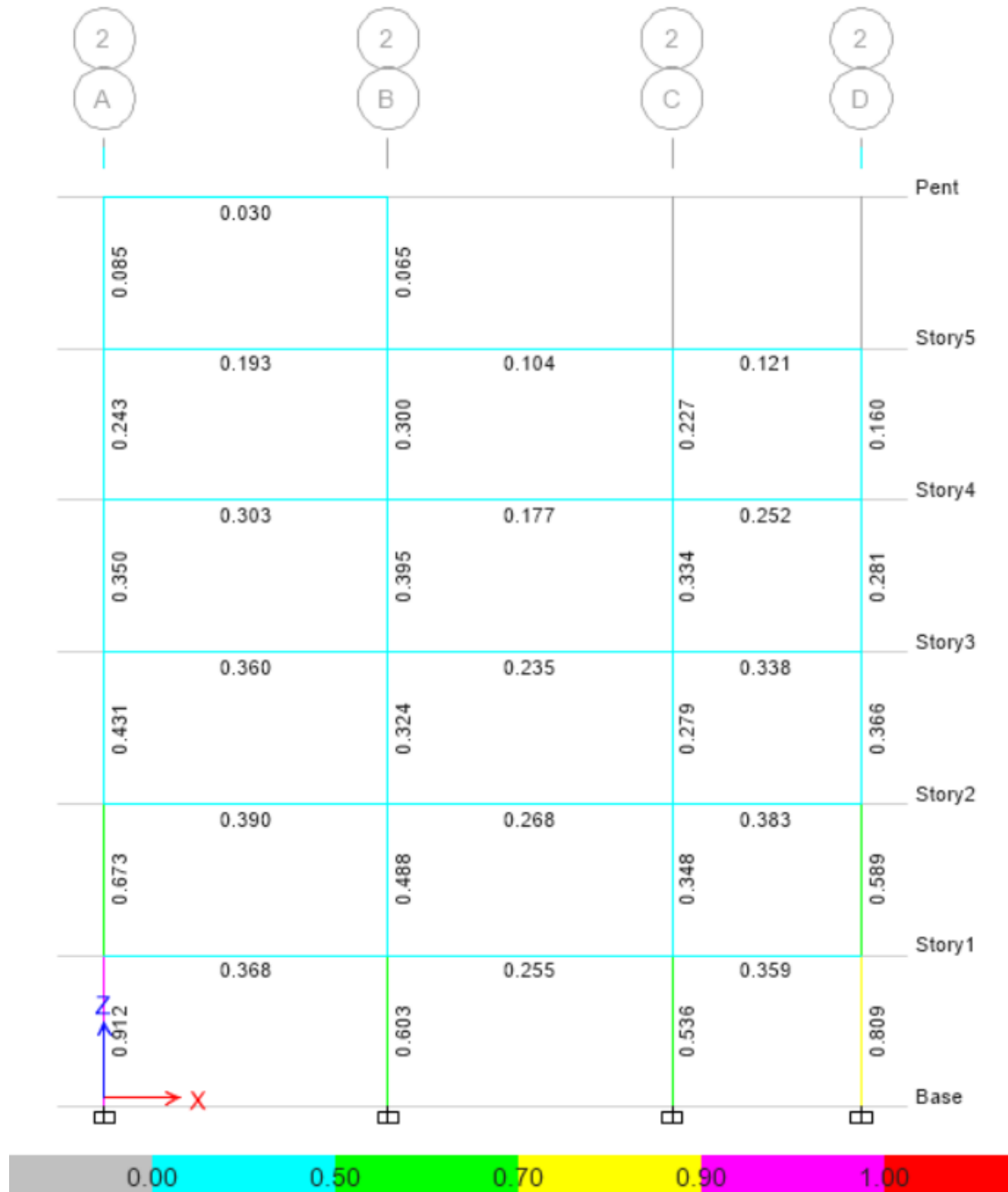
قاب C



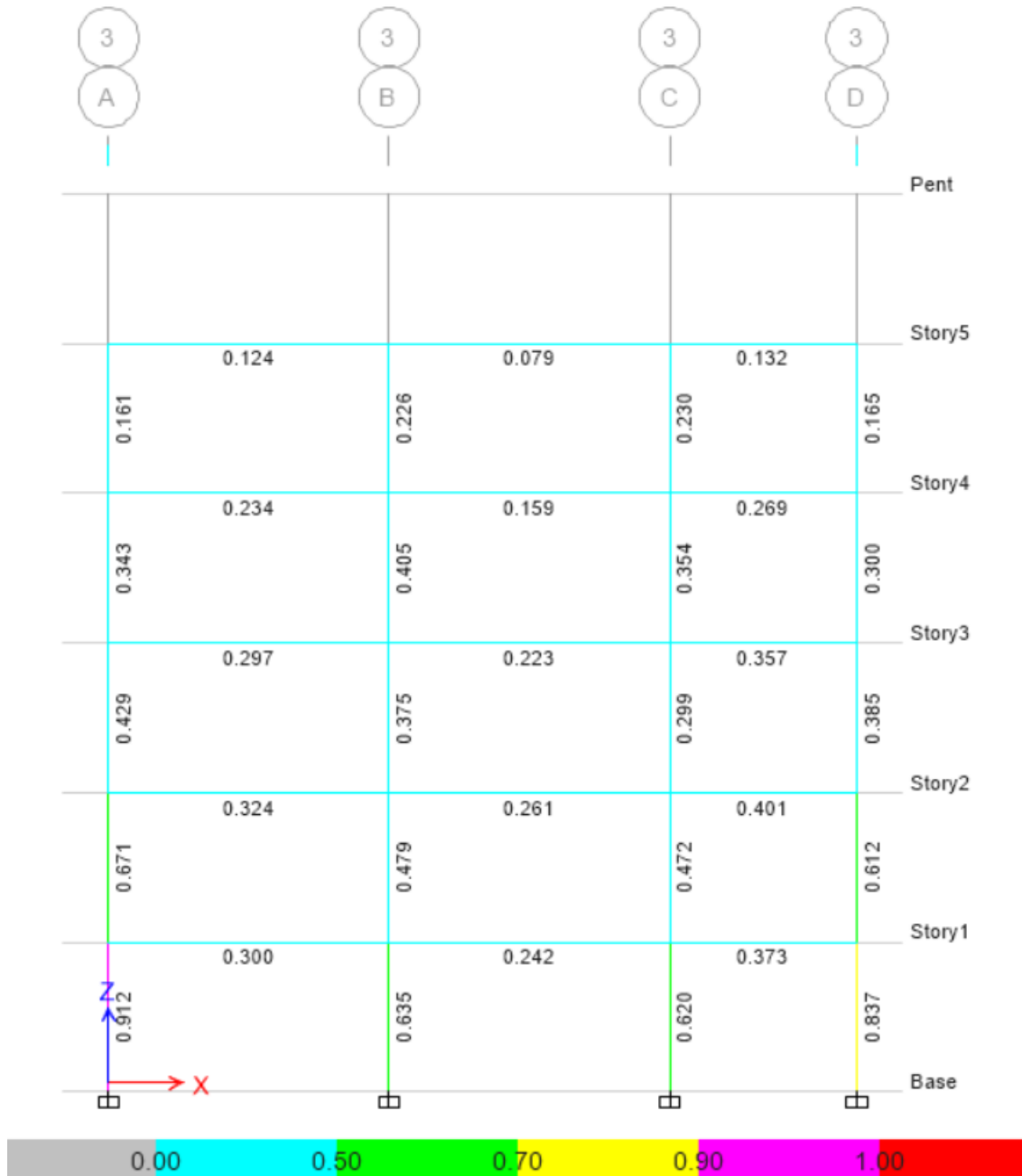
قاب D



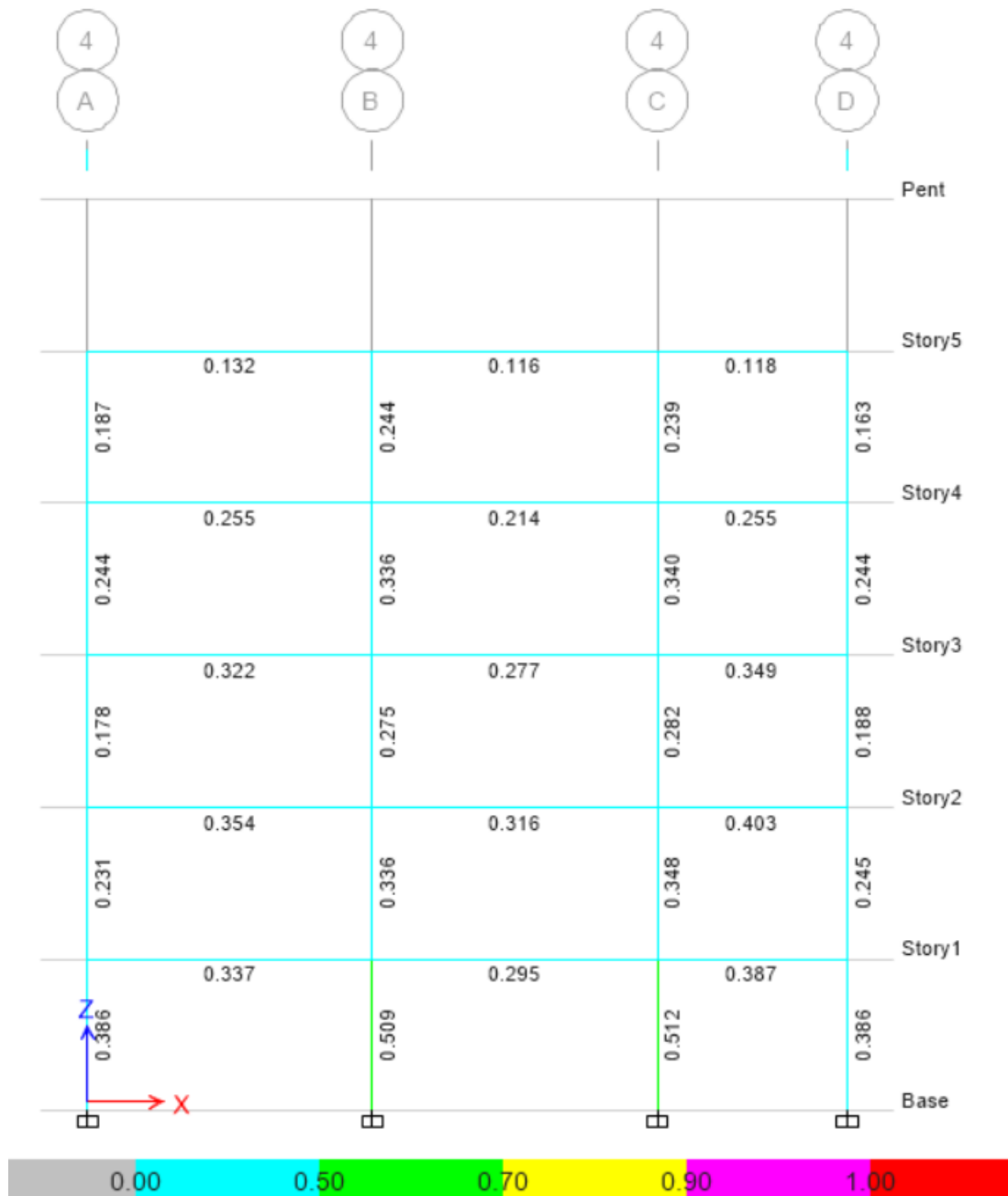
قالب 1



قاب 2



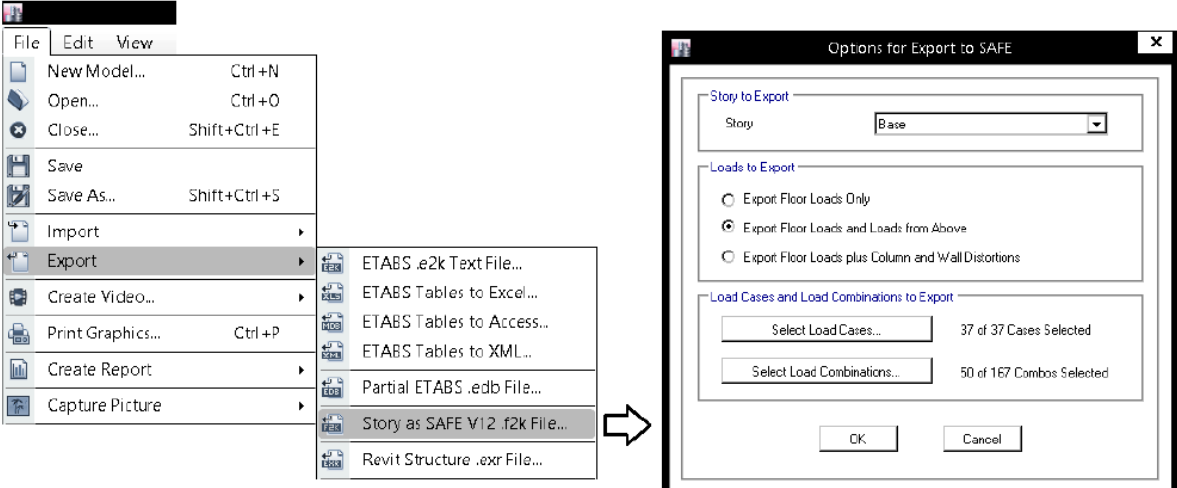
قاب 3



قالب 4

آماده‌سازی ورودی‌های برنامه SAFE جهت مدلسازی، تحلیل و طراحی فونداسیون

۳۰-۱ انتقال عکس‌العملهای تکیه گاهی از ETABS



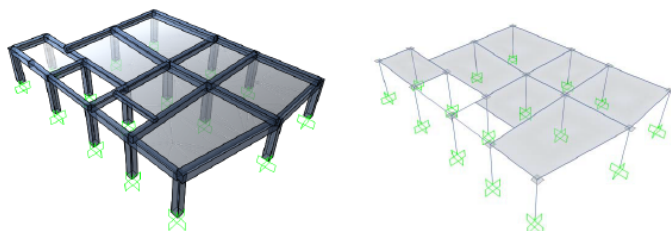
The screenshot shows the ETABS File menu with 'Export' highlighted. The 'Options for Export to SAFE' dialog box is open, showing the following settings:

- Story to Export:** Base
- Loads to Export:**
 - ☐ Export Floor Loads Only
 - ☒ Export Floor Loads and Loads from Above
 - ☐ Export Floor Loads plus Column and Wall Distortions
- Load Cases and Load Combinations to Export:**
 - Select Load Cases...: 37 of 37 Cases Selected
 - Select Load Combinations...: 50 of 167 Combos Selected

Buttons: OK, Cancel

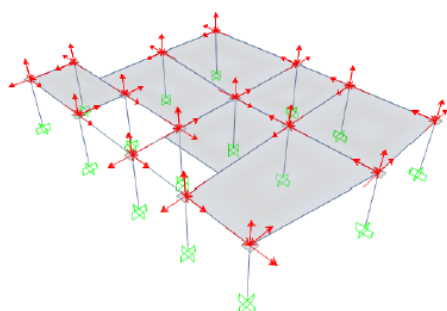
Export Floor Loads Only

- تنها نیروی وارد بر کف‌ها و تیرهای طبقه و گره‌های طبقه منتقل می‌شود.
- در انتهای ستون‌های المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد می‌شود و نیازی به تعریف دستی آنها نیست.
- خود ستونها (تنها ستونهای زیر دال) مدل می‌شوند و بنابراین سختی ستونها در تغییر شکلهای منظور می‌شود.
- دیوارهای زیرین به صورت wall مدل می‌شوند و دیوارهای فوقانی نیز (بر خلاف ستونها) به صورت تیر عمیق از نوع beam مدل می‌شوند.



Export Floor Loads and loads from above

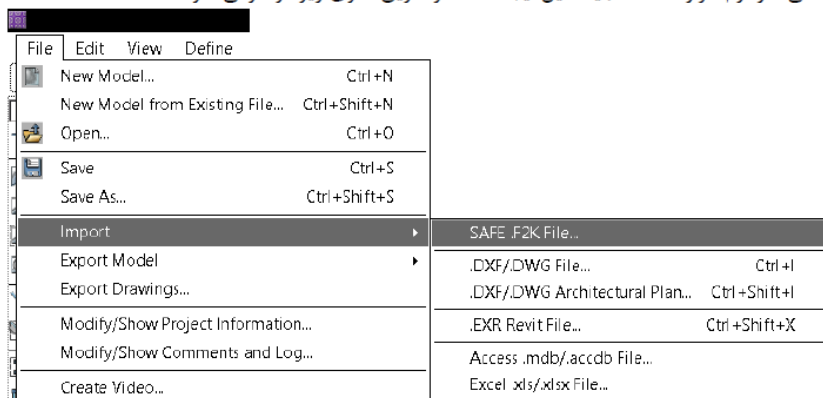
- مشابه گزینه بالا می باشد با این تفاوت که نیروی انتهای ستونهای فوقانی به صورت نیروهای گرهی و با پسوند Above وارد می شوند.
برای طراحی فونداسیون توصیه می شود از این گزینه استفاده شود.
 برخی از مهندسين برای طراحی دالها نیز از این گزینه استفاده می کنند. در این صورت اثرات "بارهای" ناشی از زلزله از طبقات فوقانی (شکل زیر را ببینید) به انتهای ستونها وارد میشود و این نیروها لنگرها و برش را در دال طبقه تغییر می دهد و بنابراین ادعا کرد در صورت استفاده از حالت دوم دال برای نیروهای لرزه ای طراحی شده است.



Export Floor Loads plus column and wall distortions

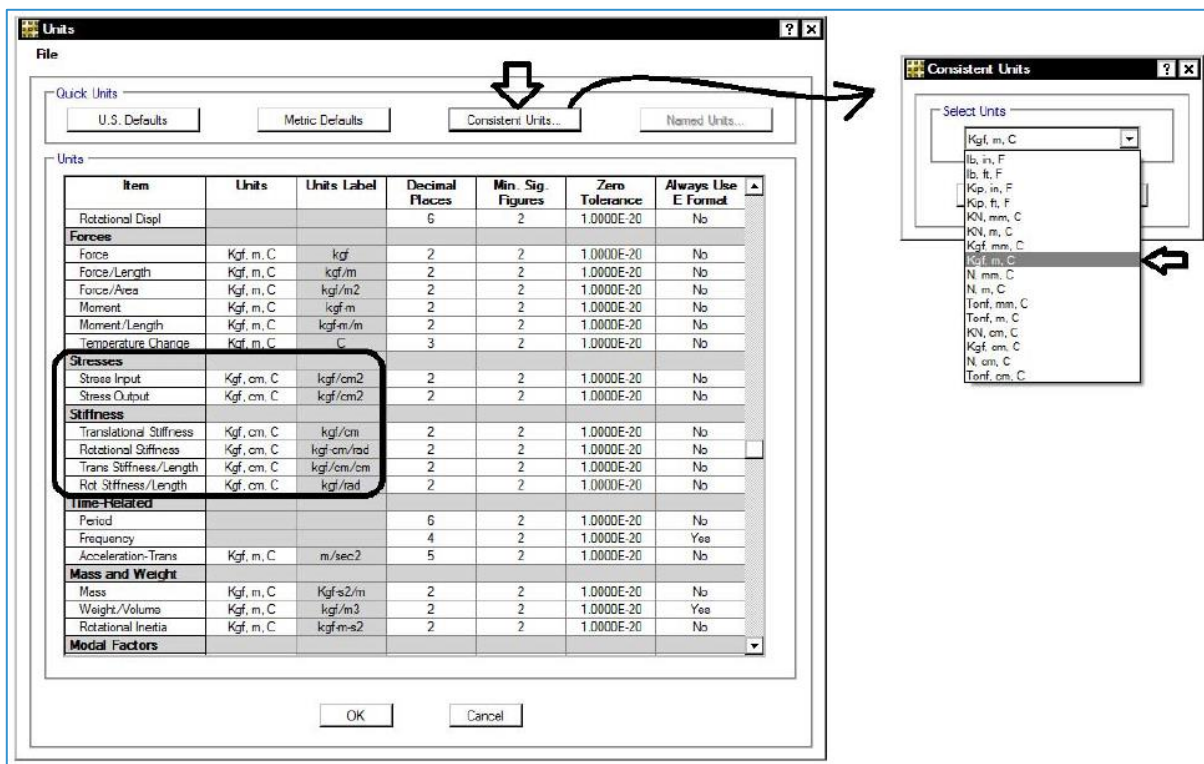
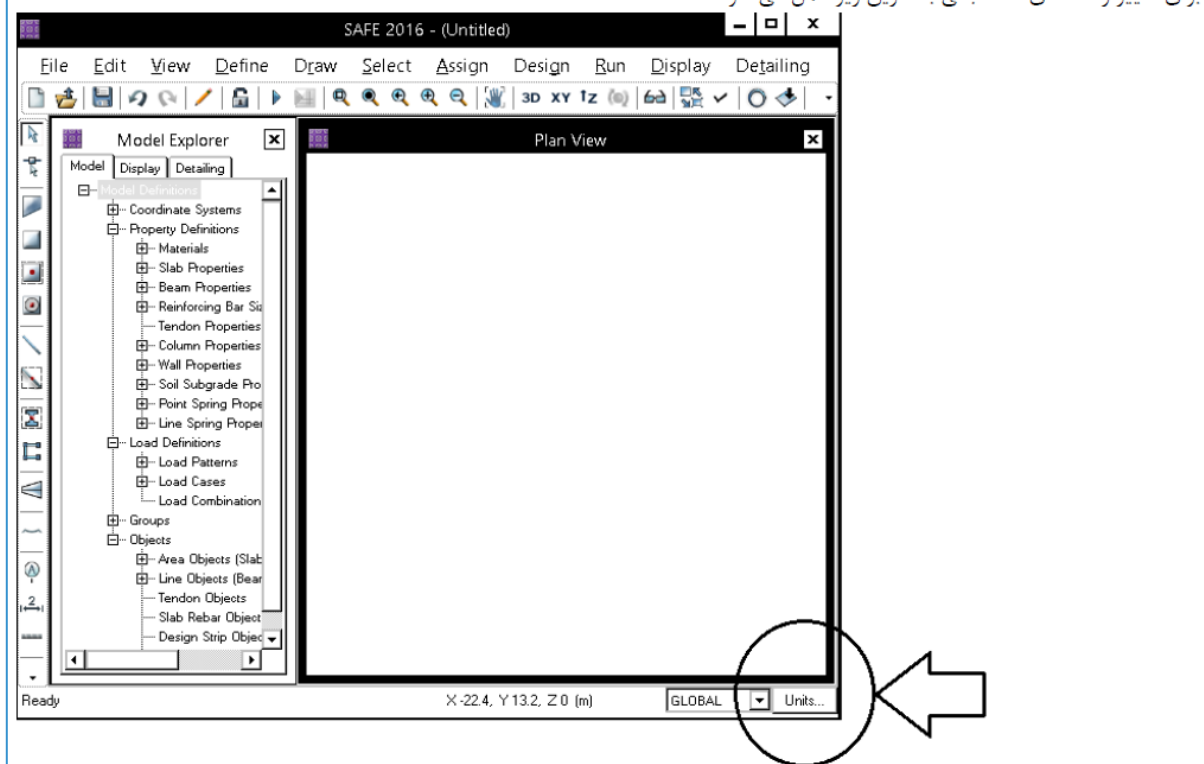
- در انتهای ستونها علاوه بر نیروهای وارد از طبقات بالا، تغییر مکان و جابجایی ناشی از انواع بارها که توسط ETABS محاسبه شده است نیز منتقل می شوند.
- ستونها در مدل ترسیم نمی شوند. علت: با توجه به اعمال تغییر مکانها در گرهمها نیازی به مدل کردن ستونها و دیوارها جهت منظور کردن سختی آنها در محاسبه تغییر شکلها نیست.
- در انتهای ستونها المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد نمی شود و باید به صورت دستی آنها را تعریف کرد.
توصیه می شود برای طراحی دالها از این گزینه استفاده می کنند.

پس از export کردن عکس عملهای تکیه گاهی، در نرم افزار SAFE باید فایل ایجاد شده از طریق منوی زیر فراخوانی شود:



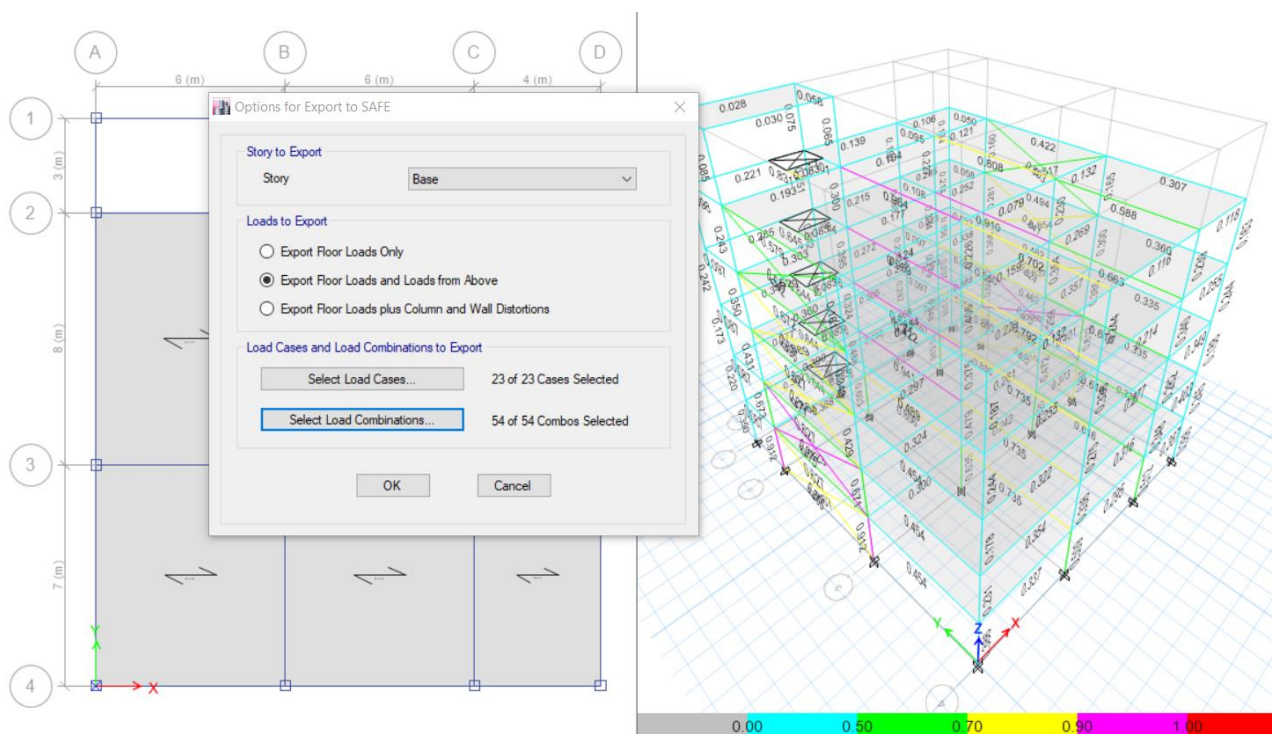
۱-۲-۳۰ تنظیمات اولیه

برای تغییر واحد های محاسباتی به طریق زیر عمل می شود:



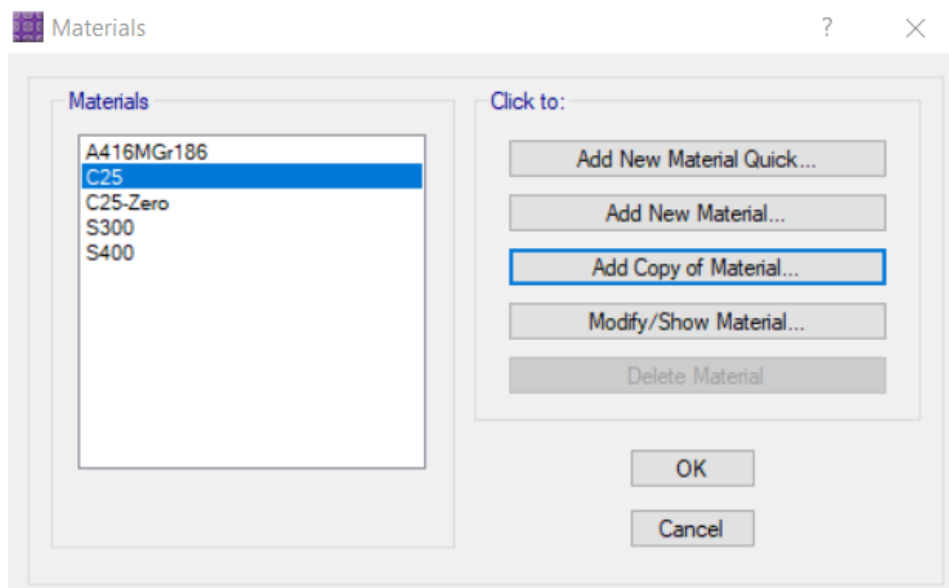
۲۳ طراحی فونداسیون

در ابتدا از نیروهای سازه در ایتبس خروجی گرفته و آنرا به نرم افزار سیف انتقال می دهیم:



انتقال نیروها از ایتبس به سیف

در ابتدا مصالح مورد نیاز مانند بتن و میلگرد را تعریف می‌نمائیم:




Material Property Data ? X

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: 235000 kgf/cm2

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1E-05 1/C

Shear Modulus, G: 97916.67 kgf/cm2

Other Properties for Concrete Materials

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

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

☐ User Specified:

OK Cancel

Material Property Data

?

×

General Data

Material Name

S400

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

Modulus of Elasticity, E

2000000

kgf/cm2

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy

4000

kgf/cm2

Minimum Tensile Stress, Fu

6000

kgf/cm2

OK


Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name: S300

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

Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm2

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 3000 kgf/cm2

Minimum Tensile Stress, Fu: 5000 kgf/cm2

OK Cancel

- تعریف مقطع فونداسیون و سختی معادل ستون ها

Slab Properties

Slab Property

F100
Stiff

Click to:

Add New Property...

Add Copy of Property...

Modify/Show Property...

Delete Property

OK Cancel

Slab Property Data ? X

General Data

Property Name F100

Slab Material C25 ▾ ...

Display Color Change...

Property Notes Modify/Show...

Analysis Property Data

Type Footing ▾

Thickness 100 cm

☒ Thick Plate ☐ Orthotropic

OK Cancel

Slab Property Data

General Data

Property Name: Stiff

Slab Material: C25-Zero

Display Color: [Blue] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Analysis Property Data

Type: Stiff

Thickness: 100 cm

☒ Thick Plate ☐ Orthotropic

OK Cancel

- ترکیبات بار کنترل نشست و تنش

با توجه حجم بالای ترکیب بارها و نیز طولانی شدن مراحل کنترل تنش خاک زیر پی در آیین نامه های جدید، برخی از همکاران از همان ترکیب بارهای قدیمی با اندکی تغییر استفاده می کنند:

- ترکیب بارهای قدیمی کنترل تنش خاک زیر پی (بر اساس مبحث ششم ویرایش های قبل از ۹۲):

$$\begin{aligned}
 &D \\
 &D + L \\
 &0.75D + 0.75L + 0.75(0.7E_X) \\
 &0.75D + 0.75L - 0.75(0.7E_X) \\
 &0.75D + 0.75L + 0.75(0.7E_Y) \\
 &0.75D + 0.75L - 0.75(0.7E_Y)
 \end{aligned}$$

در ترکیب بارهای فوق فرض بر این است که E بر اساس ویرایش ۴ محاسبه شده است و ضریب 0.7 جهت تبدیل آن به زلزله تراز ویرایش ۳ می باشد.

۱- در ترکیب بارها فوق برای سادگی از اثر خروج از مرکزیت تصادفی، اثر 30-100، اثر زلزله قائم و نیز اثر rho صرف نظر شده است.

۲- تنش "متوسط" حاصل از ترکیب بارهای فوق باید از تنش مجاز "نشست" کمتر باشد.

۳- تنش "حداکثر" حاصل از ترکیب بارهای فوق باید از تنش مجاز "گسیختگی" با ضریب اطمینان ۳ کمتر باشد.

- معرفی پوشش بتنی روی میلگردها به نرم افزار

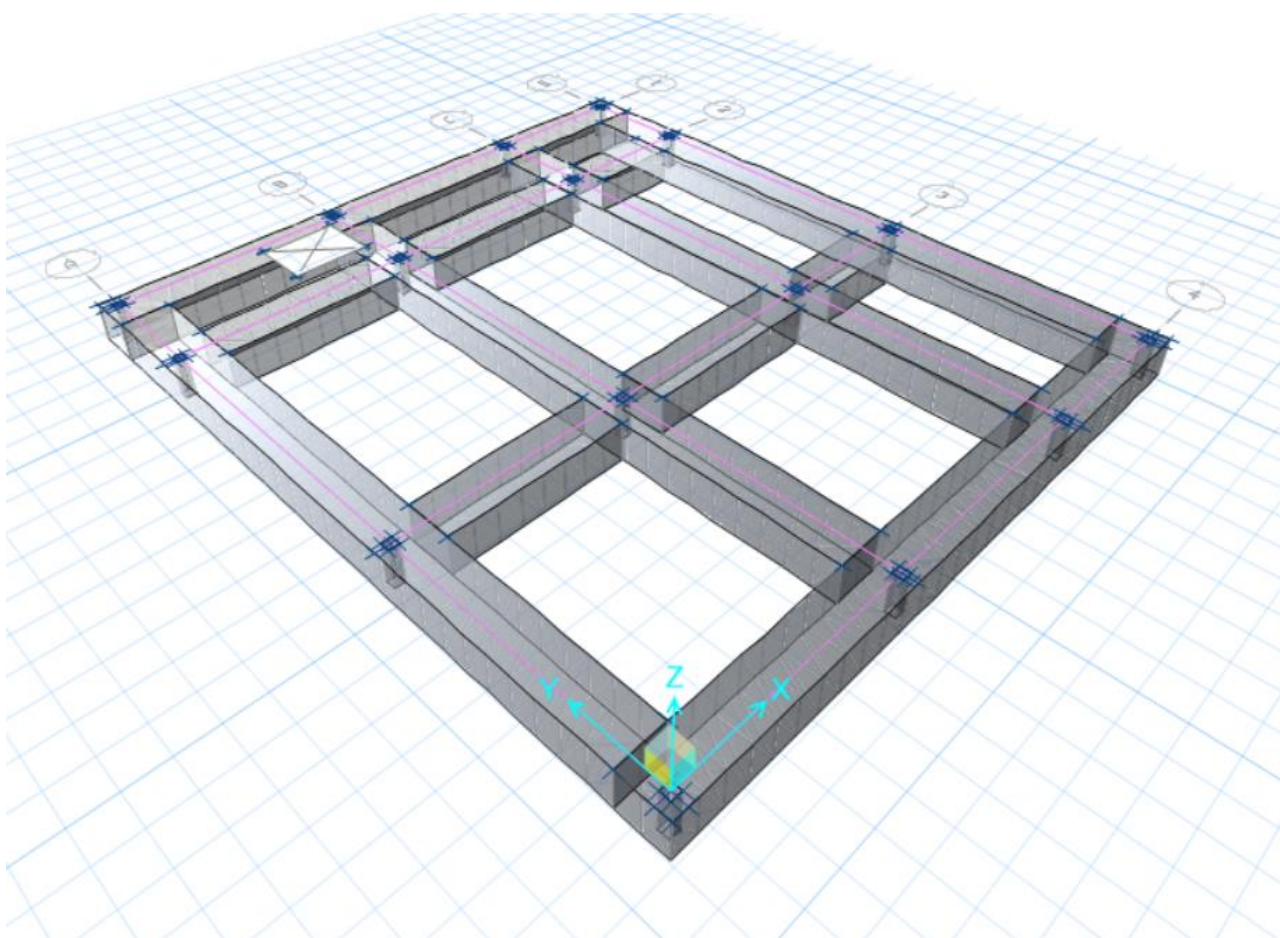
Design Preferences

Code Min. Cover Slabs Min. Cover Beams P/T Stress Check

Non-Prestressed Reinforcement	
Clear Cover Top (cm)	7.5
Clear Cover Bottom (cm)	7.5
Preferred Bar Size	20
Inner Slab Rebar Layer	Layer B
Post-Tensioning	
CGS of Tendon Top (cm)	2.5
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay (cm)	4
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay (cm)	2.5
Minimum Reinforcing	
Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way

Reset Tab Defaults

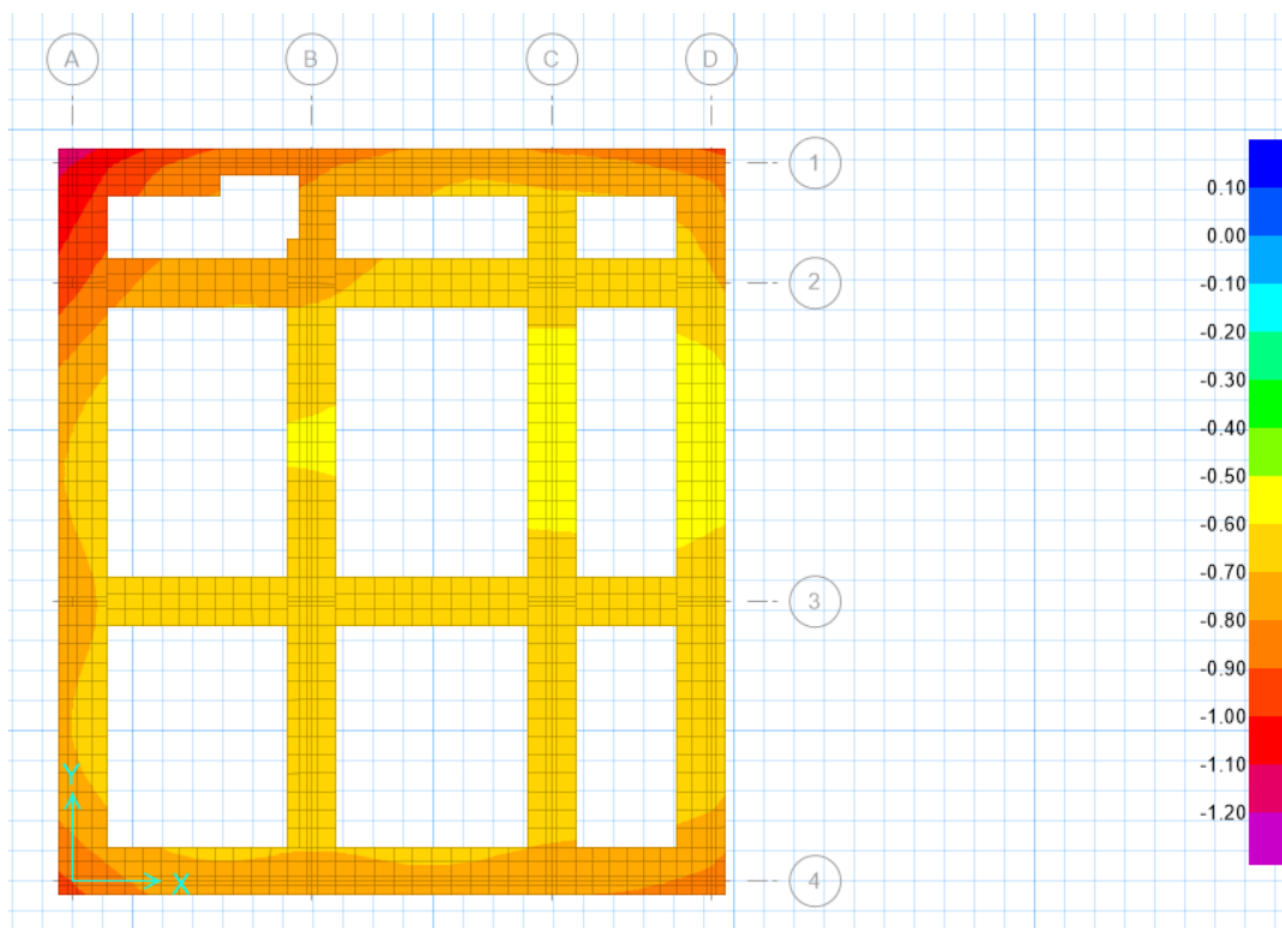
OK Cancel



مدلسازی پی در SAFE

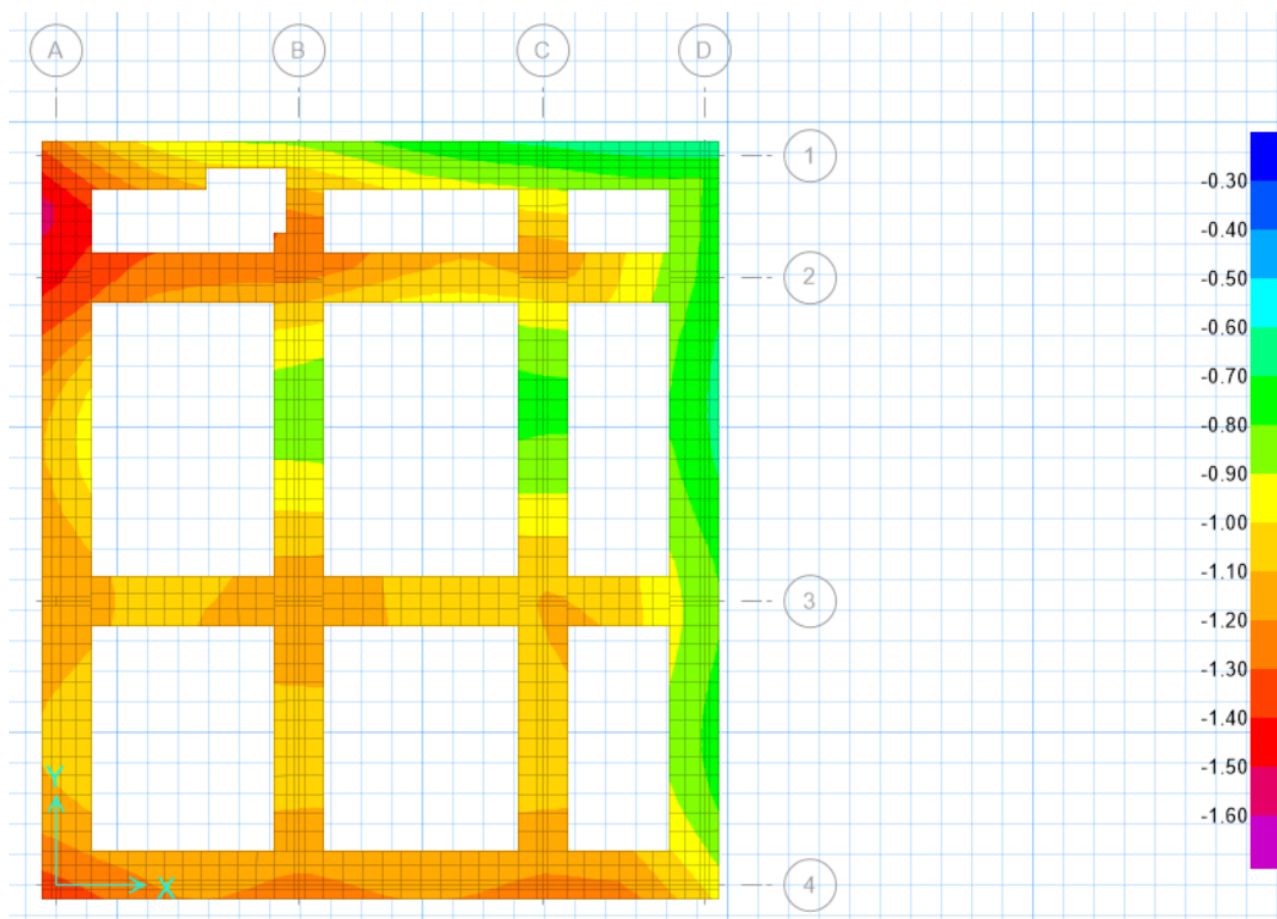
- نتایج تحلیل و طراحی سازه

- نشست حداکثر پی



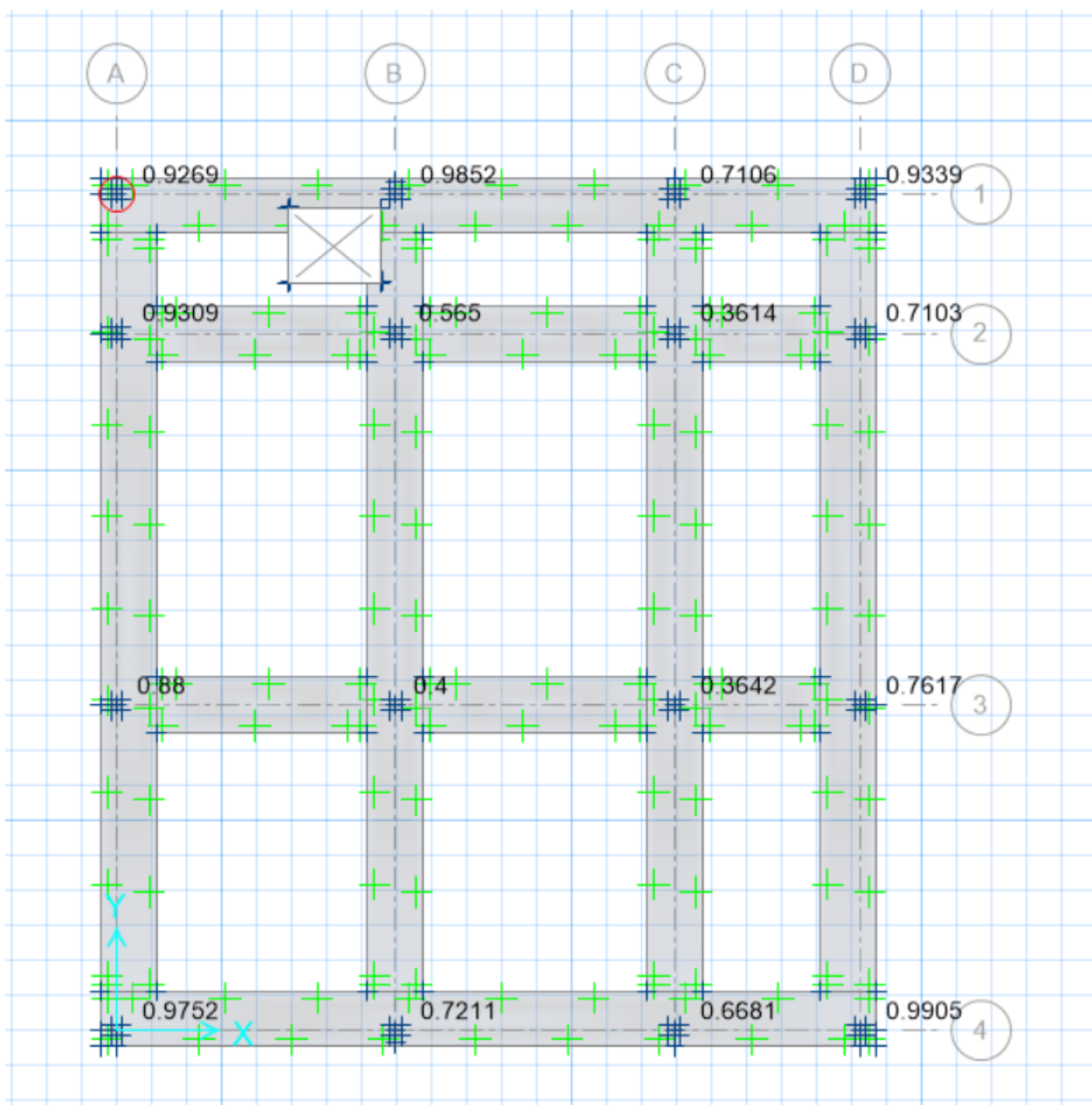
نشست مجاز فونداسیون های نواری برابر ۲/۵ سانتیمتر می باشد که برای این پی نشست مجاز می باشد.

- حداکثر فشار خاک زیر فونداسیون



با توجه به حداکثر تنش مجاز که برابر ۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد که مشاهده می شود تنش وارده حداکثر برابر ۱/۶ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در گوشه های پی می باشد پس فونداسیون از نظر فشار خاک زیر فونداسیون مشکلی نخواهد داشت.

- برش پانچینگ فونداسیون



مشاهده می‌شود که فونداسیون در تمامی محل‌های اتصال ستون به فونداسیون از ظرفیت کافی برخوردار بوده و از نظر برش پانچینگ نیز مناسب می‌باشد.