



موسسه آموزش عالی (فیرانشناسی - فیردولس)
جابر بن حیان



جمهوری اسلامی ایران
وزارت علوم، تحقیقات و فناوری

به نام خدا

موسسه آموزش عالی جابر بن حیان رشت

پایان نامه کارشناسی کرایش عمران عمران

پروژه محاسبات سازه های فولادی

استاد راهنما: جناب آقای دکتر مغز

تهیه کنندگان: اردلان نوروزی، میلاد بخشی، وحید مرادی

تقدیم به مردم شریف شهرستانهای اهر، ورزقان و هریس

در اواخر نگارش این پروژه خبر وقوع زلزله در استان آذربایجان شرقی و کشته و زخمی شدن تعدادی از هموطنان عزیزمان موجب تأسف و تأثر گردید، مردم روزه داری که به خاطر سهل انگاری همه‌ی ما خانه و کاشانه و بستگانشان را در این حادثه از دست دادند؛

با ابراز همدردی با مردم ایران عزیز، امیدواریم با رعایت اصول و نکات مهندسی و استفاده از مطالعات علمی و دقیق دیگر شاهد چنین حوادث دردناکی نباشیم؛

همچنین از درگاه خداوند متعال برای بازماندگان این حادثه صبر مسألت میکنیم.

تابستان ۱۳۹۱

فهرست

صفحه	عنوان	
۱	 معرفی پروژه	۱
۵	 بارگذاری سازه	۲
۲۱	 محاسبه بار زلزله	۳
۲۵	 مدل و طراحی سازه توسط نرم افزار Etabs	۴
۳۰	 توزیع نیروی جانبی زلزله	۵

۳۲	 کنترل گنر و اثر کوئی	۶
۳۴	 کنترل تغییر مکان جانبی	۷
۳۹	 منحنی پوش	۸
۴۳	 طراحی دستی صفحه ستون ها	۹
۴۶	 طراحی فونداسیون توسط نرم افزار Safe	۱۰
۵۰	 کنترل برش پانچ	۱۱
۵۳	 محاسبه دستی مقاطع و اتصالات فولادی	۱۲
۹۵	 محاسبه دستی سقف	۱۳
۹۸	 منابع	۱۴

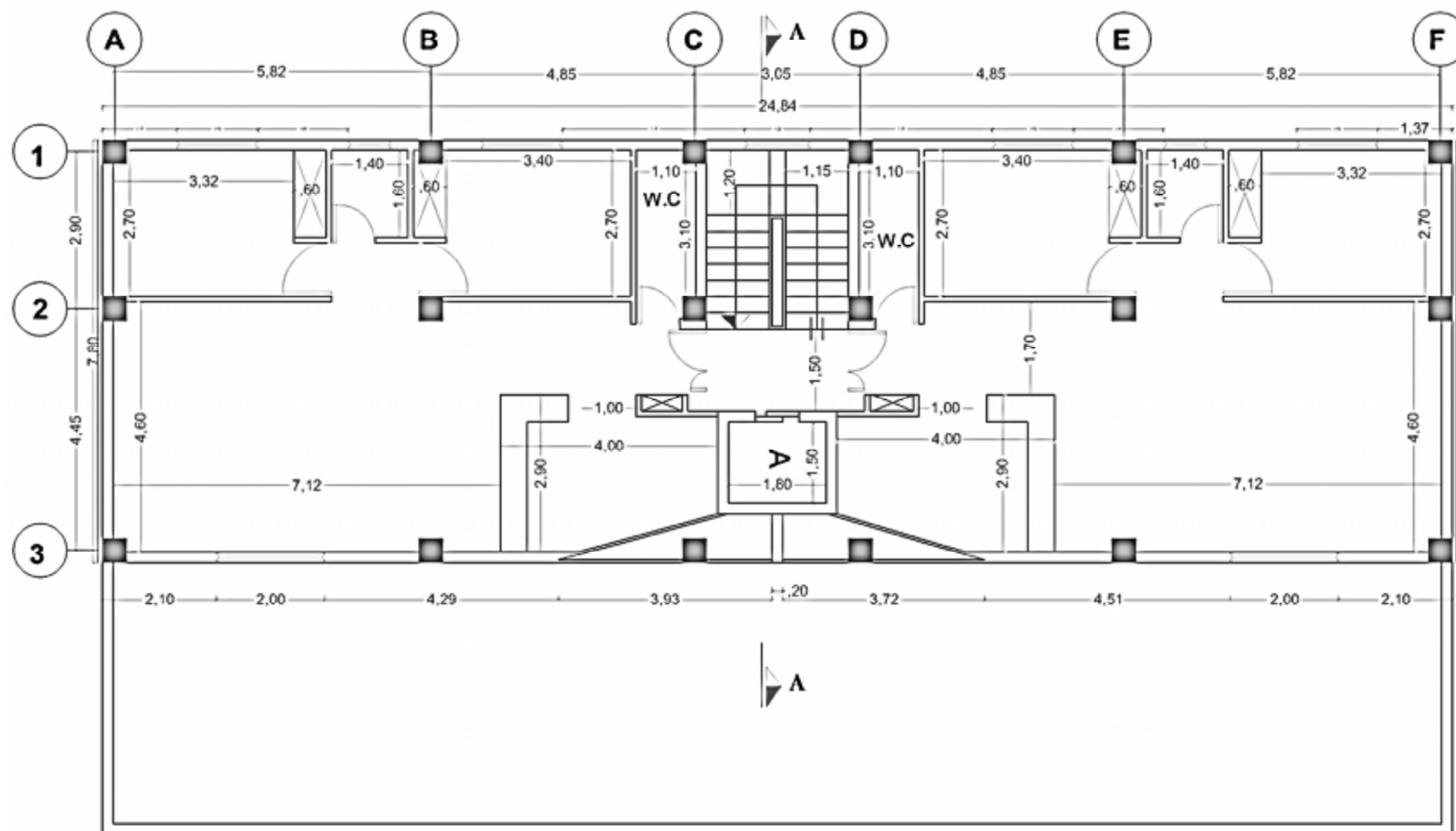
فصل اول

معرفی پروژه

PROJECT INTRODUCTION

رشت	محل احداث پروژه
1.5 kg/cm^2	مقاومت خاک محل
210 kg/cm^2	مقاومت ۲۸ روزه استوانه ای بتن مصرفی
AIII	نوع میلگرد سازه ای
قاب خمشی + بادبند واگرا + اتصال پیچی	سیستم سازه ای جهت X
قاب مفصلی + دیوار برشی بتنی + اتصال پیچی	سیستم سازی ای جهت Y
سقف پیش تنیده پس کشیده CCL	سیستم سقف
۸	تعداد سقف ها
۰	تعداد طبقات زیرزمین
پارکینگ	کاربری همکف
اداری - تجاری + طبقه آخر سالن اجتماعات بدون ستون	کاربری طبقات
شیب دار بدون خرپا	پشت بام
شیشه	نما
۳.۴۰	ارتفاع طبقات
کارخانه ای	نوع جوش مورد استفاده

پلان تپ طبقات:



ارتفاع کف تا سقف طبقات: ۳.۴۰ متر	ارتفاع سقف طبقات : ۳۰ سانتیمتر	ارتفاع آکس به آکس طبقات ۳.۷۰ متر
ارتفاع کف تا سقف طبقه همکف : ۲.۵ متر	ارتفاع کف تا آکس طبقه همکف : ۲.۶۵ متر	ارتفاع کف تا سقف خرپشته : ۲.۵ متر
ارتفاع آکس به آکس خرپشته : ۲.۸ متر	شیب خرپای فلزی بام : ۱۶ درجه	نوع خرپای فلزی بام : خرپای متوسط وزن
ارتفاع خرپای فلزی بام : ۱.۶۵ متر	ارتفاع کل سازه تا آکس سقف خرپشته : ۳۱.۳۵ متر	ارتفاع کل سازه تا انتهای بام: ۳۳ متر

آیین نامه موزنم افزارهای مورد استفاده:

آیین نامه بحث ششم مقررات ملی ساختمان

آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

آیین نامه ۸۹ AISC-ASD

آیین نامه ۳۱۸-۹۹ ACI

آیین نامه بحث دهم مقررات ملی ساختمان

CSI E-tabs ۹.۷.۲

CSI Safe ۸.۱

فصل دوم

بارگذاری سازه

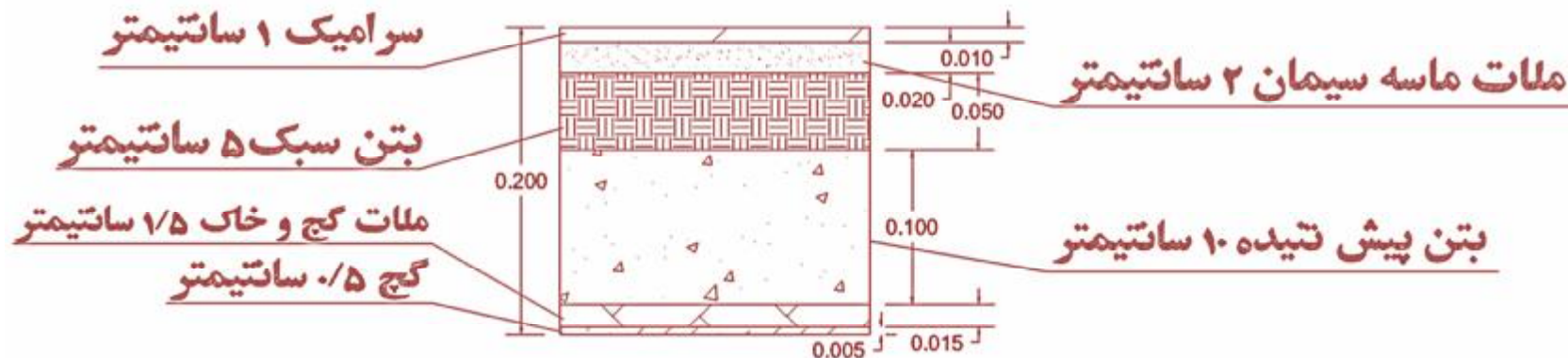
STRUCTURE LOADING

جزئیات اجرایی سقف پیش تنیده پس کشیده طبقات :

به طور کلی سقف های پس کشیده به صورت دال های یکطرفه عمل میکنند ، متاسفانه در ایران هیچگونه آیین نامه ای در این مورد تنظیم نشده است ، اما آیین نامه انجمن بتن TR۱۷ توضیحات خوب و کاملی در این خصوص منتشر کرده است ، همچنین کتاب بتن پیشتنیده دکتر محمودزاده در صفحه ۲۸۶ خود به ضخامت آیین نامه ای این نوع دال ها اشاره کرده است:

آیین نامه TR۱۷ پیشنهاد کرده که نسبت دهانه به عمق دال بین ۴۲ الی ۴۸ در نظر گرفته شود اما این مقادیر تا ۵۲ نیز قابل افزایش است ولی بار زنده وارده به کف نباید از 3 KN/m^2 تجاوز کند ، اما در این پروژه بار زنده کف طبقات معادل 500 Kg/m^2 و یا 4.9 KN/m^2 می باشد ، لذا از عدد ۴۸ برای تعیین عمق دال استفاده میکنیم:

$$h = \frac{L}{48} = \frac{4600}{48} = 95.8 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$



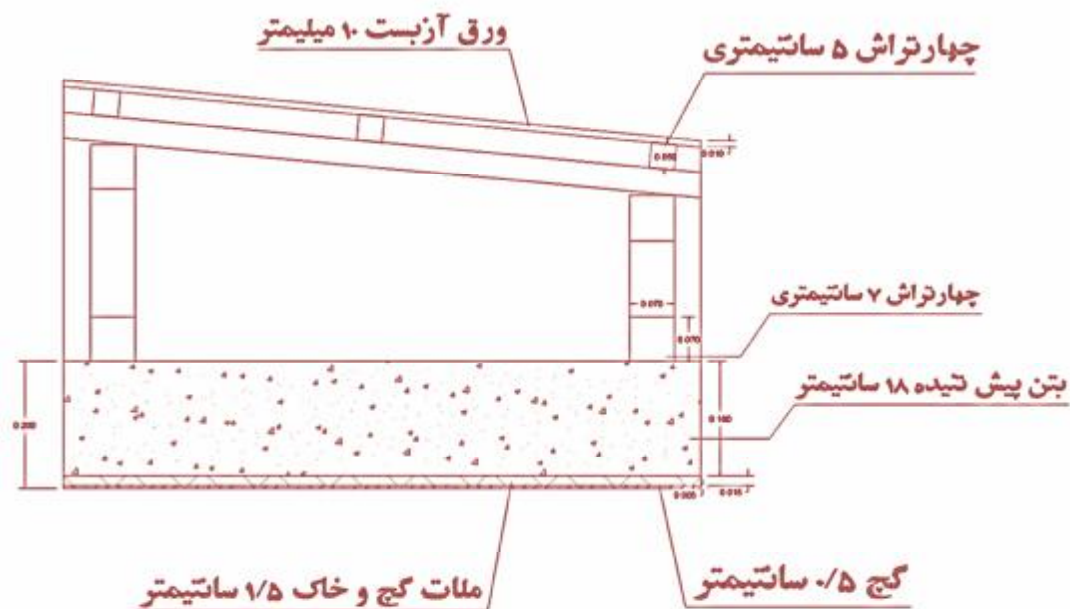
سرامیک ۱ سانتیمتر	$0.01 \times 2100 = 21$
ملات ماسه سیمان ۲ سانتیمتر	$0.02 \times 2100 = 42$
بتن سبک با پوکه معدنی ۵ سانتیمتر	$0.05 \times 1300 = 65$
بتن پیش تنیده ۱۰ سانتیمتر	$0.1 \times 2500 = 250$
ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$0.015 \times 1600 = 24$
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$0.005 \times 1300 = 6.5$
مجموع	410 Kg/m^2

جزئیات اجرایی سقف پیش تنیده پس کشیده طبقه آخر:

با توجه به اینکه طبقه آخر سالن اجتماعات بدون ستون می باشد ، لذا یکی دیگر از طولانی ترین دهانه های موجود در طبقه آخر را به عنوان نمونه در فرمول قرار خواهیم داد تا حداقل ضخامت دال پیش تنیده پس کشیده طبقه آخر مشخص گردد ، با توجه به اینکه دال های پس کشده به صورت یکطرفه عمل میکنند به همین خاطر سعی شد دهانه ای انتخاب گردد که در مدلینگ ایتبس و اجرا از همان به عنوان دهانه تیریزی شده استفاده شود

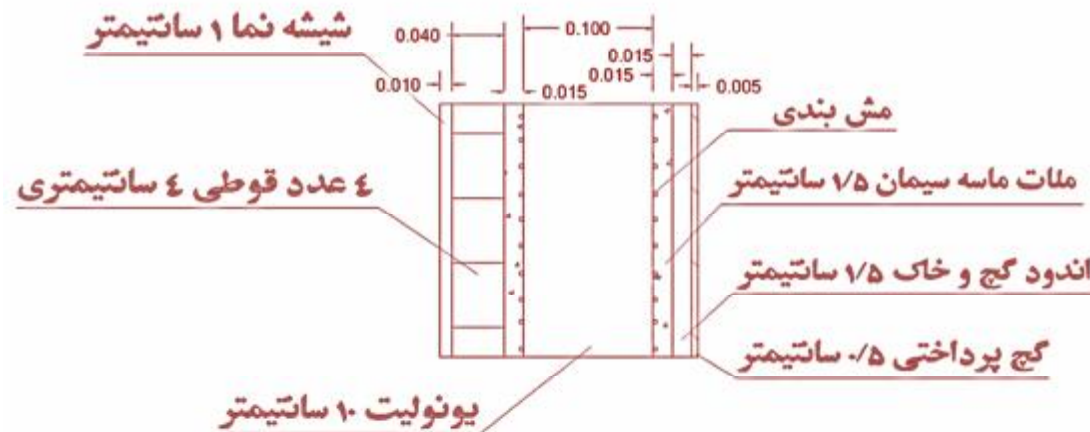
نکته: دال های پیش تنیده پس کشیده تا دهانه های ۱۲ متری را نیز پشتیبانی میکنند

$$h = \frac{L}{48} = \frac{7350}{48} = 153.1 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm} = 18 \text{ cm}$$



ورق آزبست	۲۰
چهارتراش ۵ سانتیمتری و ۷ سانتیمتری	$(۰.۰۷^۲ \times ۴ + ۰.۰۵^۲ \times ۳) \times ۸۰۰ = ۲۲$
بتن پیش تنیده ۱۸ سانتیمتر	$۰.۱۸ \times ۲۵۰۰ = ۴۵۰$
ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۱۶۰۰ = ۲۴$
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$۰.۰۰۵ \times ۱۳۰۰ = ۶.۵$
مجموع	$۵۲۳ \text{ Kg/m}^۲$

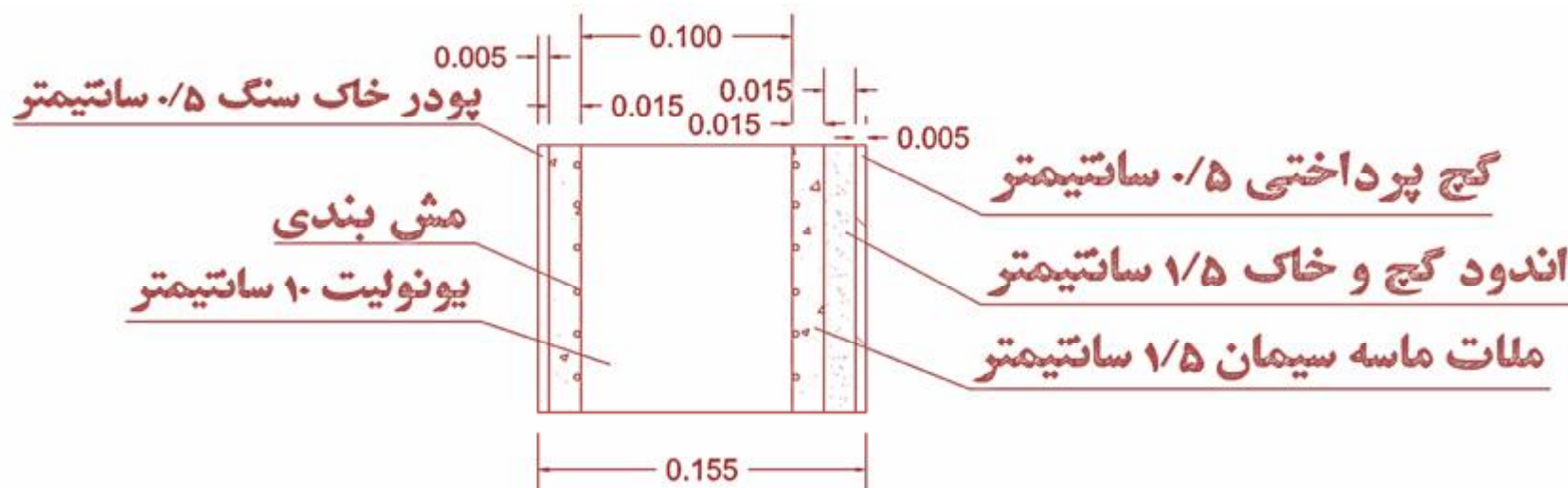
جزئیات اجرایی دیوارهای جانبی دارای نما:



مش بندی + یونولیت ۱۰ سانتیمتر	۲۵
ملات ماسه سیمان ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۲ \times ۲۱۰۰ = ۶۳$
اندود گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۱۶۰۰ = ۲۴$
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$۰.۰۰۵ \times ۱۳۰۰ = ۶.۵$
۴ عدد قوطی ۴ سانتیمتری	$۴ \times ۴.۳۹ = ۱۷.۵۶$
شیشه نما ۱ سانتیمتر	$۰.۰۱ \times ۲۵۰۰ = ۲۵$
مجموع	$۱۶۰ \text{ Kg/m}^۲$

۳D پانل دیوار جانبی دارای نما با ضخامت ۲۰ سانتیمتر

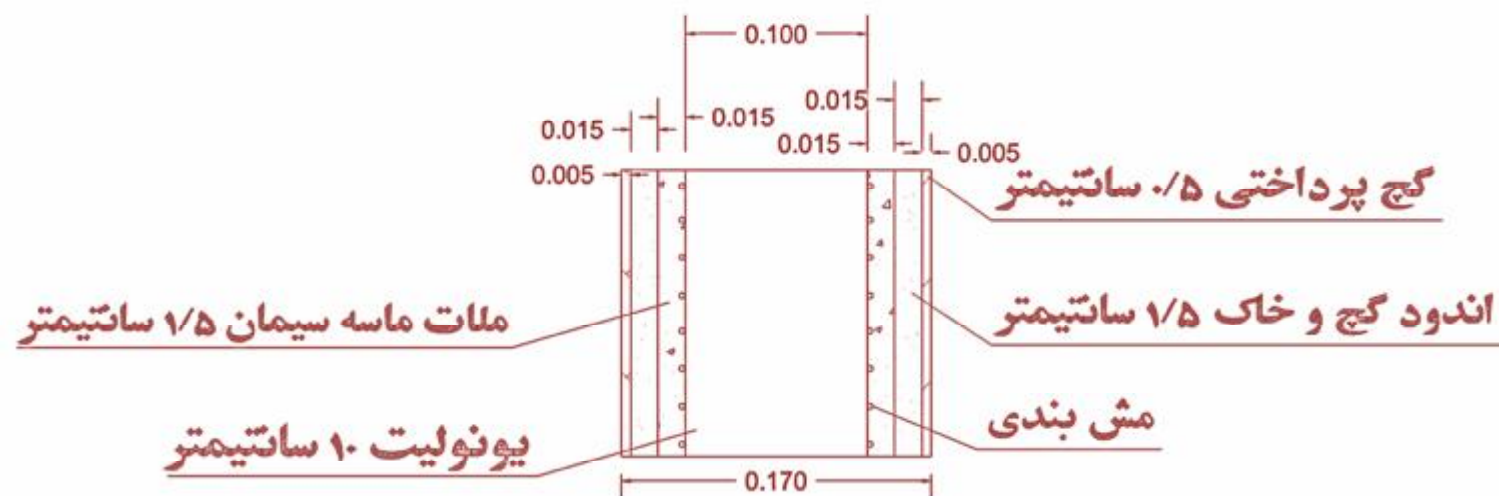
جزئیات اجرایی دیوارهای جانبی بدون نما:



مش بندی + یونولیت ۱۰ سانتیمتر	۲۵
ملات ماسه سیمان ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۲ \times ۲۱۰۰ = ۶۳$
پودر خاک سنگ ۰.۵ سانتیمتر	$۰.۰۰۵ \times ۱۸۰۰ = ۹$
اندود گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۱۶۰۰ = ۲۴$
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$۰.۰۰۵ \times ۱۳۰۰ = ۶.۵$
مجموع	۱۲۸ Kg/m^2

۳D پانل دیوار جانبی بدون نما با ضخامت ۱۵.۵ سانتیمتر

جزئیات اجرایی دیوارهای تیغه:



مش بندی + یونولیت ۱۰ سانتیمتر	۲۵
ملات ماسه سیمان ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۲ \times ۲۱۰۰ = ۶۳$
اندود گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۲ \times ۱۶۰۰ = ۴۸$
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$۰.۰۰۵ \times ۲ \times ۱۳۰۰ = ۱۳$
مجموع	$۱۴۹ \text{ Kg/m}^2 < ۱۵۰ \text{ OK}$

۳D پانل دیوار تیغه با ضخامت ۱۷ سانتیمتر

$$۱۴۹ < ۱۵۰ \rightarrow OK$$

طول کل تیغه بندی در هر طبقه $\leftarrow ۴۸$ متر $\leftarrow ۲۴۳۱۶.۸ = ۴۸ \times ۳.۴ \times ۱۴۹$

$$\text{بار معادل تیغه بندی} = \frac{۲۴۳۱۶.۸}{۱۹۴(\text{مساحت کلی})} = ۱۲۶ > ۱۰۰ \rightarrow OK$$

$$\text{بار مرده کف طبقات} = ۴۱۰ + ۱۲۶ = ۵۳۶ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

محاسبه بار مرده و زنده آسانسور:

طبق بند ۳-۵-۳-۶ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار آسانسور به صورت نقطه ای به چهار ستون پیرامون وارد میشود (ابعاد باکس آسانسور ۱۶۰×۱۸۰) ظرفیت آسانسور ۶ نفر با بار زنده $۴۵۰ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ می باشد ، وزن اتاقک ۲۴۰ کیلوگرم می باشد ، عمق چاله آسانسور ۸۰ سانتیمتر و ضخامت دال بتنی سکو ۲۰ سانتیمتر

محاسبه بار مرده:

محاسبه بار زنده: (برای ۱.۵ مترمربع)

$$\rightarrow ۴۵۰ \times ۲ = ۹۰۰ \text{ بار زنده آسانسور}$$

$$\rightarrow ۱.۶ \times ۱.۸ \times ۲۴۰ = ۶۹۲ \text{ بار زنده سکو}$$

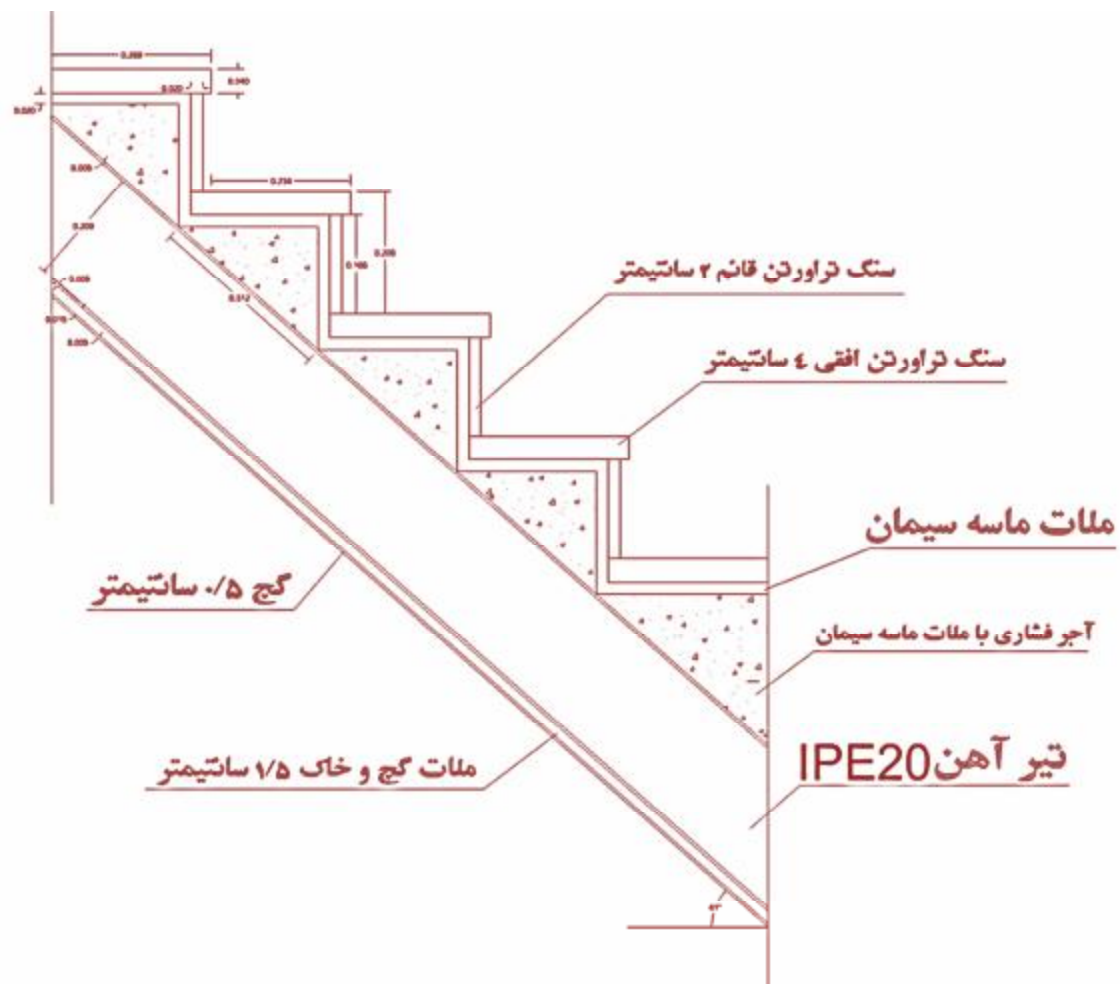
$$\rightarrow ۱۵۹۲ \div ۴ = ۳۹۸ \text{ Kg} \text{ بار زنده متمرکز در تکیه گاه ها}$$

$$\rightarrow ۱۲۰۰ \times ۲ = ۲۴۰۰ \text{ بار مرده آسانسور}$$

$$\rightarrow ۱.۶ \times ۱.۸ \times ۰.۲ \times ۲۵۰۰ = ۱۴۴۰ \text{ بار مرده سکو}$$

$$\rightarrow ۳۸۴۰ \div ۴ = ۹۶۰ \text{ Kg} \text{ بار مرده متمرکز در تکیه گاه ها}$$

جزئیات اجرایی راه پله:

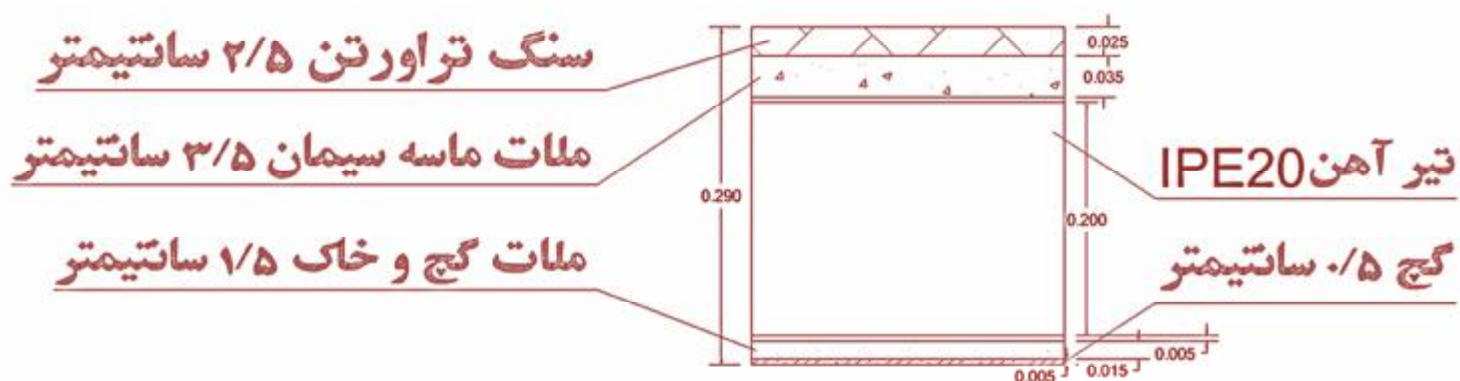


$$x = \sqrt{.206^2 + .234^2} = .312$$

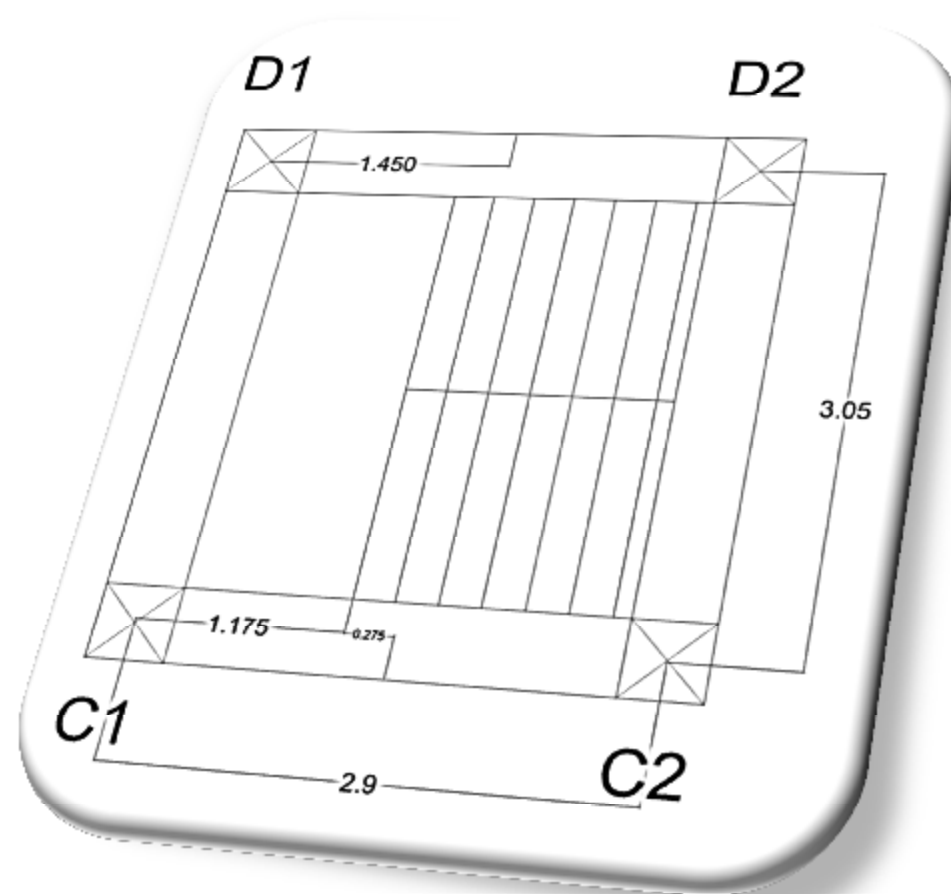
تعداد پله در هر طبقه ۱۸ عدد (۹ رفت و ۹ برگشت)

سنگ تراورتن افقی ۴ سانتیمتر	$.04 \times .269 \times 2400 = 25.824$
سنگ تراورتن قائم ۲ سانتیمتر	$.02 \times .166 \times 2400 = 7.968$
ملات ماسه سیمان	$.02 \times (.234 + .206) \times 2100 = 18.48$
آجرکاری با ملات ماسه سیمان	$\left(\frac{.234 \times .206}{2} \right) \times 1700 = 41$
بتن میان ۲ پروفیل	$.11 \times .312 \times 2500 = 85.8$
پروفیل IPE۲۰	$.312 \times 22.4 = 7.98$
ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$.015 \times .312 \times 1600 = 7.488$
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$.005 \times .312 \times 1300 = 2.028$
مجموع	$196 = \frac{196}{.312} = 629 \text{ Kg/m}^2$

جزئیات اجرایی پاگرد :



سنگ تراورتن کف ۲.۵ سانتیمتر	$0.025 \times 2400 = 60$
ملات ماسه سیمان ۳.۵ سانتیمتر	$0.035 \times 2100 = 73.5$
بتن میان ۲ پروفیل	$0.11 \times 2500 = 275$
پروفیل IPE20	$28.5 \times 10^{-4} \times 7850 = 22.37$
ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$0.015 \times 1600 = 24$
گچ ۰.۵ سانتیمتر	$0.005 \times 1300 = 6.5$
مجموع	462 Kg/m^2



محاسبه بار مرده راه پله وارد بر تیر C1-D1

مساحت پاگرد متصل به تیر	$1.175 \times 3.05 = 3.6 \text{ m}^2$
کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$462 \times 3.6 = 1663 \text{ Kgf}$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(1.45 - 1.175) \times 3.05 = 0.84 \text{ m}^2$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$629 \times 0.84 = 528 \text{ Kgf}$
کل بار مرده وارد بر تیر	$1663 + 528 = 2191 \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{2191}{3.05} = 720 \text{ Kgf/m}$

محاسبه بار زنده راه پله وارد بر تیر C1-D1

مساحت پاگرد متصل به تیر	$1.175 \times 3.05 = 3.6 \text{ m}^2$
کل بار زنده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$500 \times 3.6 = 1800 \text{ Kgf}$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(1.45 - 1.175) \times 3.05 = 0.84 \text{ m}^2$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$500 \times 0.84 = 420 \text{ Kgf}$
کل بار مرده وارد بر تیر	$1800 + 420 = 2220 \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{2220}{3.05} = 728 \text{ Kgf/m}$

محاسبه بار مرده راه پله وارد بر تیر C۲-D۲

مساحت رمپ موثر در تیر	$۱.۴۵ \times ۳.۰۵ = ۴.۴۴ \text{ m}^۲$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$۶۲۹ \times ۴.۴۴ = ۲۷۹۳ \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{۲۷۹۳}{۳.۰۵} = ۹۱۶ \text{ Kgf/m}$

محاسبه بار زنده راه پله وارد بر تیر C۲-D۲

مساحت رمپ موثر در تیر	$۱.۴۵ \times ۳.۰۵ = ۴.۴۴ \text{ m}^۲$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$۵۰۰ \times ۴.۴۴ = ۲۲۲۰ \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{۲۲۲۰}{۳.۰۵} = ۷۲۸ \text{ Kgf/m}$

جزئیات اجرایی دیوار برشی

محاسبه حداقل آیین نامه:

با توجه به آیین نامه بتن ایران (آبا)، ضخامت دیوار برشی می بایست از بزرگترین عدد سه مقدار زیر بزرگتر باشد:

(به همین منظور یکی از دیوارهای برشی بزرگ را انتخاب کرده و در فرمولهای زیر قرار می دهیم)

$$h > \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\text{ارتفاع دیوار}}{25} = \frac{3400}{25} = 136 \text{ mm} \\ \frac{\text{عرض دیوار}}{25} = \frac{4600}{25} = 184 \text{ mm} \checkmark \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

خلاصه بارگذاری:

نوع بار	بار مرده DL Kg/m^2	بار زنده LL Kg/m^2
کف طبقات	با بار معادل ۵۳۶	بدون بار معادل ۴۱۰
کف طبقه آخر	با شیب‌داری ۵۲۳	بدون شیب‌داری ۴۸۱
بام	-	۲۰۰ (برف)
راه پله	۶۲۹	۵۰۰
دیوار بدون نما	۱۲۸	-
دیوار نما دار	۱۶۰	-
همکف	-	۳۵۰

فصل سوم

محاسبه بار زلزله

STATIC EARTHQUAKE LOAD

روش تحلیل استاتیکی معادل:

$$V = C \times W$$

$$C = \frac{A \cdot B \cdot I}{R}$$

سازه در شهر رشت واقع شده است که با توجه به آیین نامه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان چاپ سال ۱۳۸۵ این شهر در پهنه با خطر نسبی زیاد $A=3\% = 0.3$ می باشد.

با توجه به اینکه سیستم سازه ای این ساختمان در جهت X قاب خمشی + بادبند واگرا و در جهت Y قاب مفصلی + دیوار برشی بتنی می باشد باید از قسمت ب بند ۶-۷-۲-۵-۶ آیین نامه مبحث ششم که مربوط به سایر سیستم های سازه ای استفاده نمود:

$$T = 0.05 H^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 32.1^{\frac{3}{4}} = 0.67 < 0.7$$

بنابراین نیروی شلاقی وجود ندارد

نکته : چون در این پروژه بام به صورت شیبدار و بدون خرپا می باشد ، لذا وزن خرپشته را بیش از ۲۵ درصد وزن بام فرض کرده ایم که به همین علت ارتفاع خرپشته نیز در پارامتر H محسوب شده است.

در این پروژه نوع زمین را IV فرض کرده ایم

با توجه به جدول ۳-۷-۶ آیین نامه محبت ششم مقررات ملی ساختمان پارامترهای T_s , S و T_0 به شرح زیر خواهد شد:

نوع زمین	T_0	T_s	S خطر نسبی زیاد
IV	۰.۱۵	۱	۱.۷۵

$$T_0 < T < T_s$$

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

با توجه به اینکه کاربری سازه اداری-تجاری بوده لذا ساختمان با اهمیت متوسط و در گروه ۳ قرار خواهد گرفت که ضریب این گروه با توجه به جدول ۵-۷-۶ محبت ششم برابر با $I = 1$ می باشد

با توجه به صفحه ۶۳ محبت ششم مقررات ملی ، عنوان «متوسط» برای تعیین ضریب رفتار ساختمان در نظر گرفته شده است

قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند برون محور فولادی $R = 7 \leftarrow$

قاب مفصلی + دیوار برشی بتنی متوسط $R = 7 \leftarrow$

$$C = \frac{A.B.I}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1$$

$$V = 0.1 \times W$$

برای تعیین وزن سازه (W) نیاز است که سازه در یکی از برنامه های طراحی سازه مدل شود و پس از تایید مفروضات ، وزن محاسبه شود ، شایان ذکر است که نرم افزار E-tabs قادر به محاسبه وزن سازه نیز می باشد.

فصل چهارم

مدل و طراحی سازه توسط نرم افزار Etabs

DESIGN & MODELING WITH ETABS

مدل و طراحی سازه توسط نرم افزار Etabs

نرم افزار مورد استفاده ۹.۷.۲ Etabs

خلاصه لیست ورودی های نرم افزار:

نوع فولاد : AIII

جرم مخصوص : 800 Kg/m^3

وزن مخصوص : 8000 Kg/m^3

مدول الاستیسته : $2.04 \times 10^{10} \text{ Kg/m}^2$

ضریب پواسون : ۰.۳

24000000 Kg/m^2 : F_y

36000000 Kg/m^2 : F_u

Material Property Data

Material Name: STEEL

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Display Color: Color (Green)

Type of Design: Design (Steel)

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	800.
Weight per unit Volume	8000.
Modulus of Elasticity	2.040E+10
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	7.846E+09

Design Property Data

Minimum Yield Stress, Fy	24000000.
Minimum Tensile Strength, Fu	36000000.
Cost per Unit Weight	1.

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ☒

OK Cancel

نوع دال : ۱ طرفه

جنس : بتن پیش تنیده پس کشیده

تپ دال : غشائی (برشی)

ضخامت طبقات : کششی و فشاری ثابت ۱۰ سانتیمتر

ضخامت طبقه آخر : کششی و فشاری ثابت ۱۸ سانتیمتر

دیوار برشی

تپ دیوار برشی: Shell (سختی برشی و خمشی)

جنس : بتن مسلح

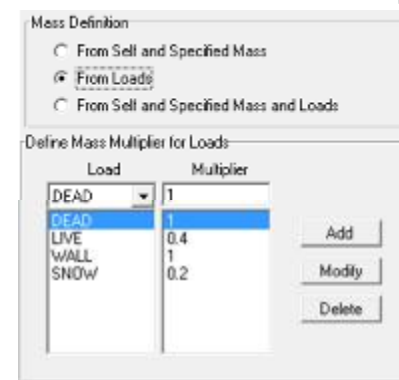
ضخامت: ۳۵ سانتیمتر

ترکیبات بار اعضای فولادی :	DL + EX	DL + LL
DL + LL + ۲.۴ EY	DL - EX	DL + LL + EX
DL + LL + ۲.۴ EXP	DL + EY	DL + LL - EX
DL + LL + ۲.۴ EXN	DL - EY	DL + LL + EY
DL + LL + ۲.۴ EYP	DL + EXP	DL + LL - EY
DL + LL + ۲.۴ EYN	DL - EXP	DL + LL + EXP
DL + ۲.۴ EX	DL + EXN	DL + LL - EXP
DL + ۲.۴ EY	DL - EXN	DL + LL + EXN
DL + ۲.۴ EXP	DL + EYP	DL + LL - EXN
DL + ۲.۴ EXN	DL - EYP	DL + LL + EYP
DL + ۲.۴ EYP	DL + EYN	DL + LL - EYP
DL + ۲.۴ EYN	DL - EYN	DL + LL + EYN
DL + LL + ۲.۴ EX		DL + LL - EYN

با توجه به صفحه ۱۵ و ۳۵۹ مبحث دهم آیین نامه ملی ساختمان ، تمام ترکیبات بار فوق در عدد ۰.۷۵ ضرب میشوند ، ولی دلیل اینکه این ضرایب به ترکیبات بار اعمال نشده است این است که : در آیین نامه AISC-ASD۸۹ تمام ضرایب برابر با ۱ است ولی بعد از طراحی در عدد تنش مجاز مقاطع ضریب ۱.۳۳ ضرب خواهد شد! و اگر ضریب ۰.۷۵ مبحث دهم را هم اکنون به ترکیبات بار اعمال کنیم ، نرم افزار به صورت خودکار ضریب ۱.۳۳ را نیز اعمال خواهد کرد که این کاملاً غلط خواهد بود! و مقاطع ضعیف خواهند شد! همچنین ترکیبات بار ۲۶ به بعد با توجه به صفحه ۳۵۹ و مربوط به ضریب تشدید یافته بار زلزله میباشند و ضریب ۲.۴ نیز با توجه به جدول ۱۰-۳-۲ صفحه ۳۵۹ مبحث دهم به خاطر سیستم سازه ای خاص با پارامتر Ω به ترکیبات اعمال شده است!

تعیین جرم سازه :

با توجه به مبحث ششم در کاربری تجاری ۴۰٪ بار زنده و ۲۰٪ بار برف در محاسبه جرم سازه دخیل است.



آیین نامه اعضای فولادی :

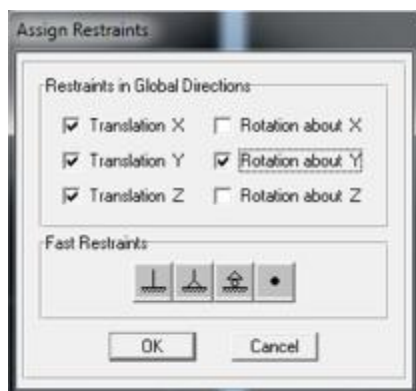
Steel Frame Design Preferences	
Design Code	AISC-ASD89
Frame Type	Braced Frame
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.

آیین نامه مبحث دهم دقیقاً مشابه با آیین نامه AISC۸۹ می باشد که در اینجا از حالت تنش مجاز ASD استفاده شده است!

تنها فرق این آیین نامه با مبحث دهم در ضرایب تشدید یافته بار زلزله میباشد که در گام قبل این ضعف نیز حل شد

اتصال ستونهای Base به پی :

با توجه به اینکه در جهت X قاب خمشی و در جهت Y قاب مفصلی وجود دارد ، لذا اتصالات ستونهای Base به پی مانند شکل زیر خواهند شد:



آیین نامه دیوارهای برشی :

Wall Pier/Spandrel Design Preferences	
Design Code	ACI 318-99
Rebar Units	in ²
Rebar/Length Units	in ² /ft
Phi (Bending-Tension)	0.9
Phi (Compression)	0.7
Phi (Shear)	0.85
Phi (Shear Seismic)	0.6

این آیین نامه شباهت های بسیار زیادی با آیین نامه بتن ایران آبا دارد

فصل پنجم

توزیع نیروی جانبی زلزله

STRUCTURE'S WEIGHT

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

$$F_i = V \times \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

$$V = C \times W \rightarrow V = 0.1 \times 1887.2 = 188.72$$

$$V_{min} = 0.1 AIW = 0.1 \times 0.3 \times 1 \times 1887.2 = 56.6 < V \rightarrow OK$$

طبقه	ارتفاع	Wi [ton]*	Wi Hi	Fi
خرپشته	۳۰.۵	۲۰.۶	۶۲۸.۳	۳.۹۵
۷	۲۷.۸	۳۱۵.۱	۸۷۵۹.۷۸	۵۵.۱۲
۶	۲۴.۲	۲۱۱.۵	۵۱۱۸.۳	۳۲.۲
۵	۲۰.۶	۲۱۹.۳	۴۵۱۷.۵۸	۲۸.۴۲
۴	۱۷	۲۲۱.۲	۳۷۶۰.۴	۲۳.۶۶
۳	۱۳.۴	۲۲۳.۹	۳۰۰۰.۲۶	۱۸.۸۷
۲	۹.۸	۲۲۶.۲	۲۲۱۶.۷۶	۱۳.۹۴
۱	۶.۲	۲۲۸.۱	۱۴۱۴.۲۲	۸.۸۹
همکف	۲.۶	۲۲۱.۲	۵۷۵.۱۲	۳.۶۲
		$\Sigma = 1887.2$	$\Sigma = 29990.72$	

* پی نوشت : اعداد بدست آمده برای وزن سازه (W) از خروجی نرم افزار E-tabs بدست آمده است.

فصل ششم

کنترل گستر واژگونی

STRUCTURAL REVERSAL CONTROL

کنترل لنگر واژگونی

#	کنترل	ضریب اطمینان واژگونی	لنگر واژگونی	لنگر مقاوم	ترکیب بار
۱	$> ۱.۷۵ \text{ OK}$	$۲۳۰.۲۵ / ۳۹۳۲ = ۵.۸$	۳۹۳۲	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۱۲.۲۰۱ = ۲۳۰.۲۵$	EX
۲	$> ۱.۷۵ \text{ OK}$	$۲۳۰.۲۵ / ۳۹۳۳ = ۵.۸$	۳۹۳۳	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۱۲.۲۰۱ = ۲۳۰.۲۵$	EXP
۳	$> ۱.۷۵ \text{ OK}$	$۲۳۰.۲۵ / ۳۹۳۲ = ۵.۸$	۳۹۳۲	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۱۲.۲۰۱ = ۲۳۰.۲۵$	EXN
۴	$> ۱.۷۵ \text{ OK}$	$۷۱۲۸ / ۳۹۳۰ = ۱.۸$	۳۹۳۰	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۳.۷۷۷ = ۷۱۲۸$	EY
۵	$> ۱.۷۵ \text{ OK}$	$۷۱۲۸ / ۳۹۳۱ = ۱.۸$	۳۹۳۱	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۳.۷۷۷ = ۷۱۲۸$	EYP
۶	$> ۱.۷۵ \text{ OK}$	$۷۱۲۸ / ۳۹۳۰ = ۱.۸$	۳۹۳۰	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۳.۷۷۷ = ۷۱۲۸$	EYN

فصل هفتم

کنترل تغییر مکان جانبی

DISPLACEMENT DRIFT CONTROL

کنترل تغییر مکان جانبی (Drift)

با توجه به بند ۶-۷-۳-۲-۴ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، تغییر مکان نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه برای ساختمان های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰.۷ ثانیه نباید از مقدار روبرو بیشتر باشد:

$$T < 0.7 \rightarrow \Delta_M < 0.025 H$$

UX+EX	UX+EX
$\Delta_{roof} - \Delta_7 = 0.0389 - 0.0356 = 0.0033$	$\Delta_7 - \Delta_6 = 0.0356 - 0.0306 = 0.005$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0033 = 0.01617$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.005 = 0.0245$
$0.01617 < 0.025 \times 2.7 = 0.0675 \text{ OK}$	$0.0245 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$
UX+EX	UX+EX
$\Delta_6 - \Delta_5 = 0.0306 - 0.025 = 0.0056$	$\Delta_5 - \Delta_4 = 0.025 - 0.0195 = 0.0055$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0056 = 0.02744$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0055 = 0.02695$
$0.02744 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$	$0.02695 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$

UX+EX	UX+EX
$\Delta_4 - \Delta_3 = 0.0195 - 0.0143 = 0.0052$	$\Delta_3 - \Delta_2 = 0.0143 - 0.0095 = 0.0048$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0052 = 0.02548$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0048 = 0.02352$
$0.02548 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$	$0.02352 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$
UX+EX	UX+EX
$\Delta_2 - \Delta_1 = 0.0095 - 0.0051 = 0.0044$	$\Delta_1 - \Delta_{pilot} = 0.0051 - 0.0014 = 0.0037$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0044 = 0.02156$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0037 = 0.01813$
$0.02156 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$	$0.01813 < 0.025 \times 2.6 = 0.065 \text{ OK}$

UY+EY	UY+EY
$\Delta_{roof} - \Delta_7 = 0.0433 - 0.038 = 0.0053$	$\Delta_7 - \Delta_6 = 0.038 - 0.0309 = 0.0071$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0053 = 0.02597$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0071 = 0.03479$
$0.02597 < 0.025 \times 2.7 = 0.0675 \text{ OK}$	$0.03479 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$

UY+EY	UY+EY
$\Delta_6 - \Delta_5 = 0.0309 - 0.0239 = 0.007$	$\Delta_5 - \Delta_4 = 0.0239 - 0.0174 = 0.0065$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.007 = 0.0343$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0065 = 0.03185$
$0.0343 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$	$0.03185 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$

UY+EY	UY+EY
$\Delta_4 - \Delta_3 = 0.0174 - 0.0117 = 0.0057$	$\Delta_3 - \Delta_2 = 0.0117 - 0.0069 = 0.0048$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0057 = 0.02793$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0048 = 0.02352$
$0.02793 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$	$0.02352 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$

UY+EY	UY+EY
$\Delta_2 - \Delta_1 = 0.0069 - 0.0032 = 0.0037$	$\Delta_1 - \Delta_{pilot} = 0.0032 - 0.0008 = 0.0024$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0037 = 0.01813$	$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0024 = 0.01176$
$0.01813 < 0.025 \times 3.6 = 0.09 \text{ OK}$	$0.01176 < 0.025 \times 2.6 = 0.065 \text{ OK}$

فصل هشتم

منحنی پوش

PUSH DIAGRAM

منحنی پوش

Load Combination Data

Load Combination Name

Load Combination Type

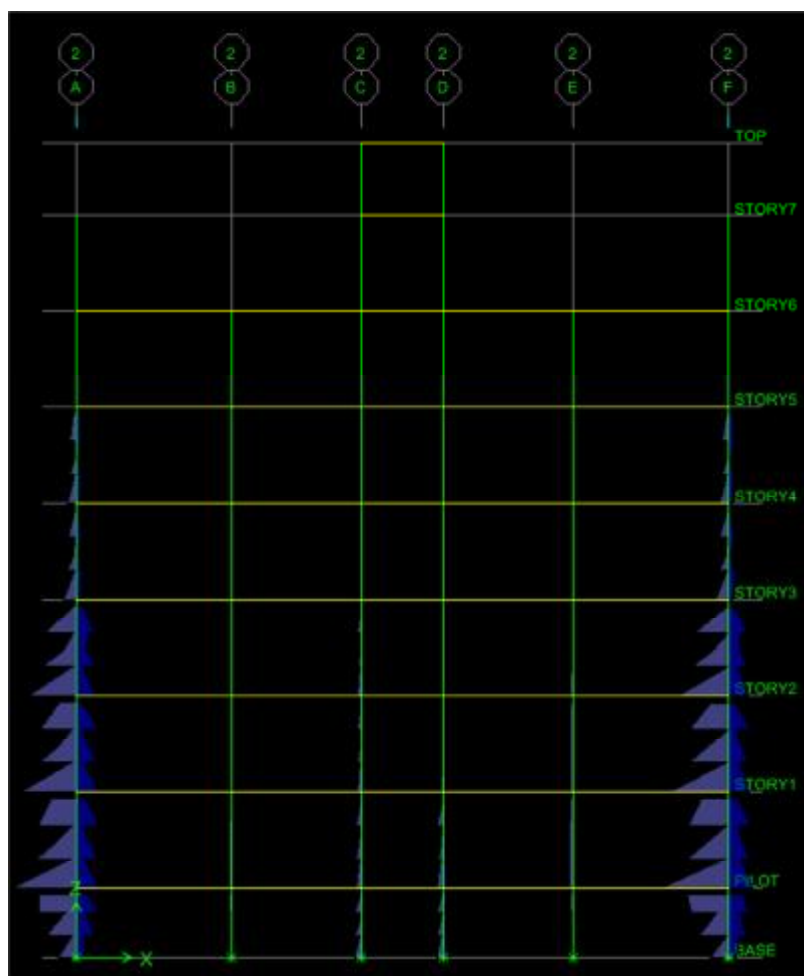
Define Combination

Case Name	Scale Factor
COMB1 Combo	1
COMB1 Combo	1
COMB2 Combo	1
COMB3 Combo	1
COMB4 Combo	1
COMB5 Combo	1
COMB6 Combo	1
COMB7 Combo	1
COMB8 Combo	1

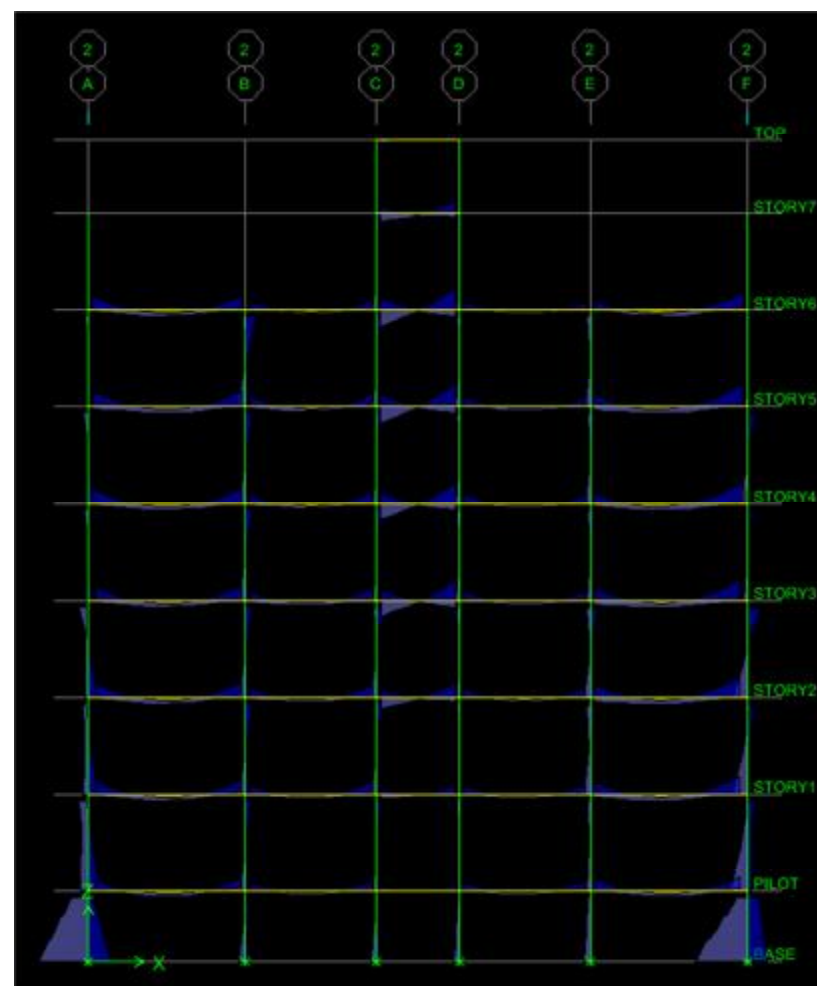
Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

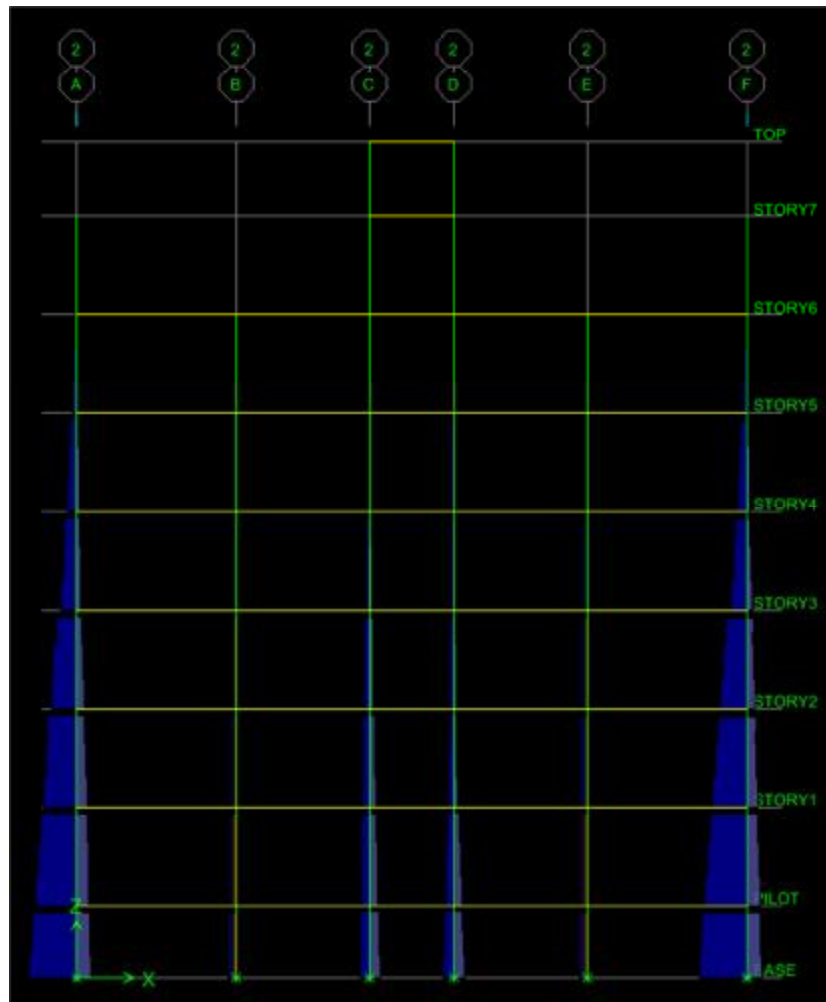
در نرم افزار Etabs ترکیب باری با حالت Envelope ساخته و تمامی ترکیب بار های موجود با ضریب ۱ به آن افزوده شد.



دیاگرام پوش لنگر خمشی در جهت Y و یا ۲-۲



دیاگرام پوش لنگر خمشی در جهت X و یا ۳-۳



دیاگرام پوش نیروی محوری

در بخش "نمایش دیاگرام نیروی موجود اعضا" در نرم افزار Etabs سه دیاگرام مختلف (نیروهای محوری ، لنگر خمشی در جهت X و لنگر خمشی در جهت Y) رسم شد ، قاب مورد بررسی در مقطع معماری ۲ می باشد.

فصل نهم

طراحی دستی صفحه ستون ها

BASE PLATES MANUAL DESIGN

طراحی دستی صفحه ستون ها:

$$Fp_{\text{میان}} = 0.7 \times fc = 0.7 \times 210 = 147$$

$$Fp_{\text{کناری}} = 0.3 \times fc = 0.3 \times 210 = 63$$

$$BH > \frac{P \times 1.3}{Fp}$$

تعیین ابعاد اولیه:

$A1 \rightarrow P = 76.269 \rightarrow BH > 10.20 \rightarrow B \times H = 35 \times 35$	$A2 \rightarrow P = 854.088 \rightarrow BH > 13557 \rightarrow B \times H = 120 \times 120$
$A3 \rightarrow P = 384.15 \rightarrow BH > 6.97 \rightarrow B \times H = 80 \times 80$	$B1 \rightarrow P = 200.719 \rightarrow BH > 3186 \rightarrow B \times H = 60 \times 60$
$B2 \rightarrow P = 147.012 \rightarrow BH > 10.00 \rightarrow B \times H = 35 \times 35$	$B3 \rightarrow P = 419.596 \rightarrow BH > 7760 \rightarrow B \times H = 85 \times 85$
$C1 \rightarrow P = 304.017 \rightarrow BH > 4825 \rightarrow B \times H = 70 \times 70$	$C2 \rightarrow P = 181.098 \rightarrow BH > 1221 \rightarrow B \times H = 35 \times 35$
$C3 \rightarrow P = 101.659 \rightarrow BH > 1613 \rightarrow B \times H = 40 \times 40$	$D1 \rightarrow P = 237.887 \rightarrow BH > 3776 \rightarrow B \times H = 65 \times 65$
$D2 \rightarrow P = 177.896 \rightarrow BH > 1210 \rightarrow B \times H = 35 \times 35$	$D3 \rightarrow P = 87.942 \rightarrow BH > 1396 \rightarrow B \times H = 40 \times 40$
$E1 \rightarrow P = 518.711 \rightarrow BH > 8233 \rightarrow B \times H = 100 \times 100$	$E2 \rightarrow P = 132.093 \rightarrow BH > 898 \rightarrow B \times H = 30 \times 30$
$E3 \rightarrow P = 133.474 \rightarrow BH > 2118 \rightarrow B \times H = 50 \times 50$	$F1 \rightarrow P = 82.526 \rightarrow BH > 1309 \rightarrow B \times H = 40 \times 40$
$F2 \rightarrow P = 810.775 \rightarrow BH > 12869 \rightarrow B \times H = 115 \times 115$	$F3 \rightarrow P = 449.775 \rightarrow BH > 7139 \rightarrow B \times H = 85 \times 85$

همانطور که در محاسبات فوق دیده میشود ابعاد صفحه ستون ها در حدس اولیه بسیار متفاوت است و این امر کاملاً غیر اقتصادی میباشد ، در ثانی تمامی ابعاد

فوق باید نسبت به ستونهایی که روی آنها متصل خواهند شد کنترل گردند تا فضایی برای جوش کاری و بولت ها وجود داشته باشد.

در حال حاضر ۱۱ تیپ مختلف از ابعاد صفحه ستون موجود است که با توجه به کنترل هایی که اشاره شد صفحه ستون ها به ۳ تیپ کلی تقسیم شدند!

$$۱۲۰ \times ۱۲۰ = A۲ - E۱ - F۲$$

$$۹۰ \times ۹۰ = A۳ - B۳ - C۱ - D۱ - F۳$$

$$۶۰ \times ۶۰ = A۱ - B۱ - B۲ - C۲ - C۳ - D۲ - D۳ - E۲ - E۳ - F۱$$

حال برای هر یک از سه تیپ فوق بزرگترین ضخامت را تعیین میکنیم تا علاوه بر بالا بردن ضریب اطمینان صفحه ستونها ، پروژه کاملاً اقتصادی شود

برای تیپ ۱۲۰×۱۲۰ :

$$q = \frac{۸۵۴.۰۸۸ \times ۱.۰^۳}{۱۲۰ \times ۱۲۰} = ۵۹.۳۱$$

$$m = \frac{۱۲۰ - ۰.۹۵ \times ۶۰}{۲} = ۳۱.۵$$

$$t = ۳۱.۵ \times \sqrt{\frac{۳ \times ۵۹.۳۱}{۰.۷۵ \times ۲۴۰۰}} = ۹.۹ \approx ۱۰ \text{ cm}$$

$$PL = ۱۲۰ \times ۱۲۰ \times ۱۰$$

به همین صورت برای ۲ تیپ باقی مانده محاسبه انجام شد که به اعداد زیر دست پیدا کردیم:

$$PL = ۹۰ \times ۹۰ \times ۶ \quad \& \quad PL = ۶۰ \times ۶۰ \times ۵$$

فصل دهم

طراحی فونداسیون توسط نرم افزار Safe

FOUNDATION DESIGN WITH SAFE

نرم افزار مورد استفاده جهت طراحی فونداسیون : Safe ۸.۱.۰

خلاصه لیست ورودی های نرم افزار:

نوع پی : دال گسترده

مقاومت خاک : 0.7 Kg/cm^2 مدول الاستیسیته : $2.19 \times 10^9 \text{ Kg/m}$

ضریب پواسون : ۰.۲

وزن مخصوص : 2500 Kg/m^3

ضخامت پی : ۱.۵ متر

کاور از طرفین : ۷ سانتیمتر

مقاومت مشخصه بتن : 210 Mpa

ترکیبات بار فونداسیون :

- $P_1 \rightarrow \text{Dead} + \text{Live}$
- $P_2 \rightarrow 0.75 (\text{Dead} + \text{Live} + \text{Ex})$
- $P_3 \rightarrow 0.75 (\text{Dead} + \text{Live} - \text{Ex})$
- $P_4 \rightarrow 0.75 (\text{Dead} + \text{Live} + \text{Ey})$
- $P_5 \rightarrow 0.75 (\text{Dead} + \text{Live} - \text{Ey})$

مشخصات شمع:

نیروی عمودی (نوک شمع): 12214500 Kg/m^2

تعداد : ۱۴ عدد (زیر تمام ستون های کناری)

عمق : ۴ متر ، قطر : ۸۰ سانتیمتر

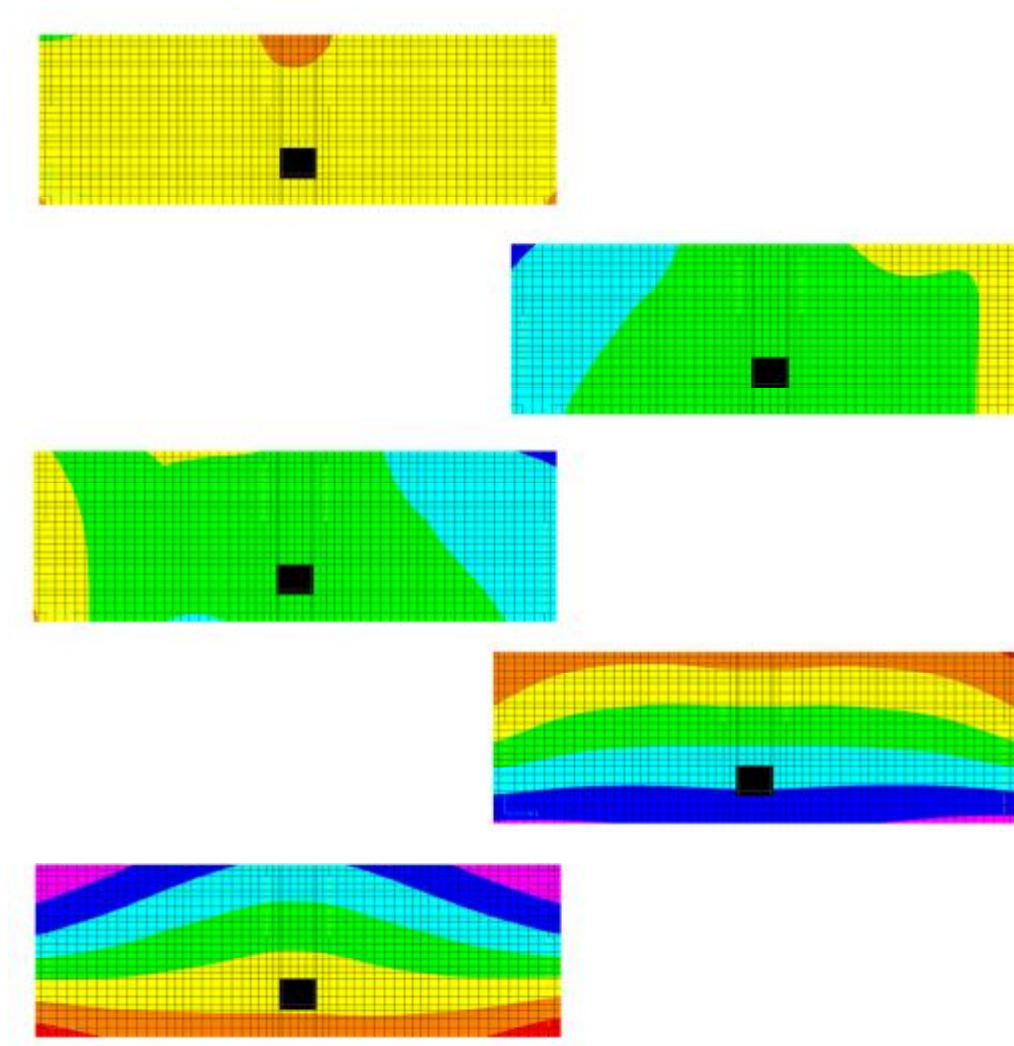
تنش مجاز انتهای شمع : ۱.۵

$$K_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.2 = 2.7$$

$$r = \frac{80 \times 3}{2} = 120$$

$$v = \pi r^2 K_s$$

$$v = \pi \times 120^2 \times 2.7 = 12214500 \text{ Kg/cm}^2$$



پاراف های رنگی استخراج شده از نرم افزار، مربوط به عکس العمل های متفاوت و مطلوب پی ، نسبت به ترکیب های بار

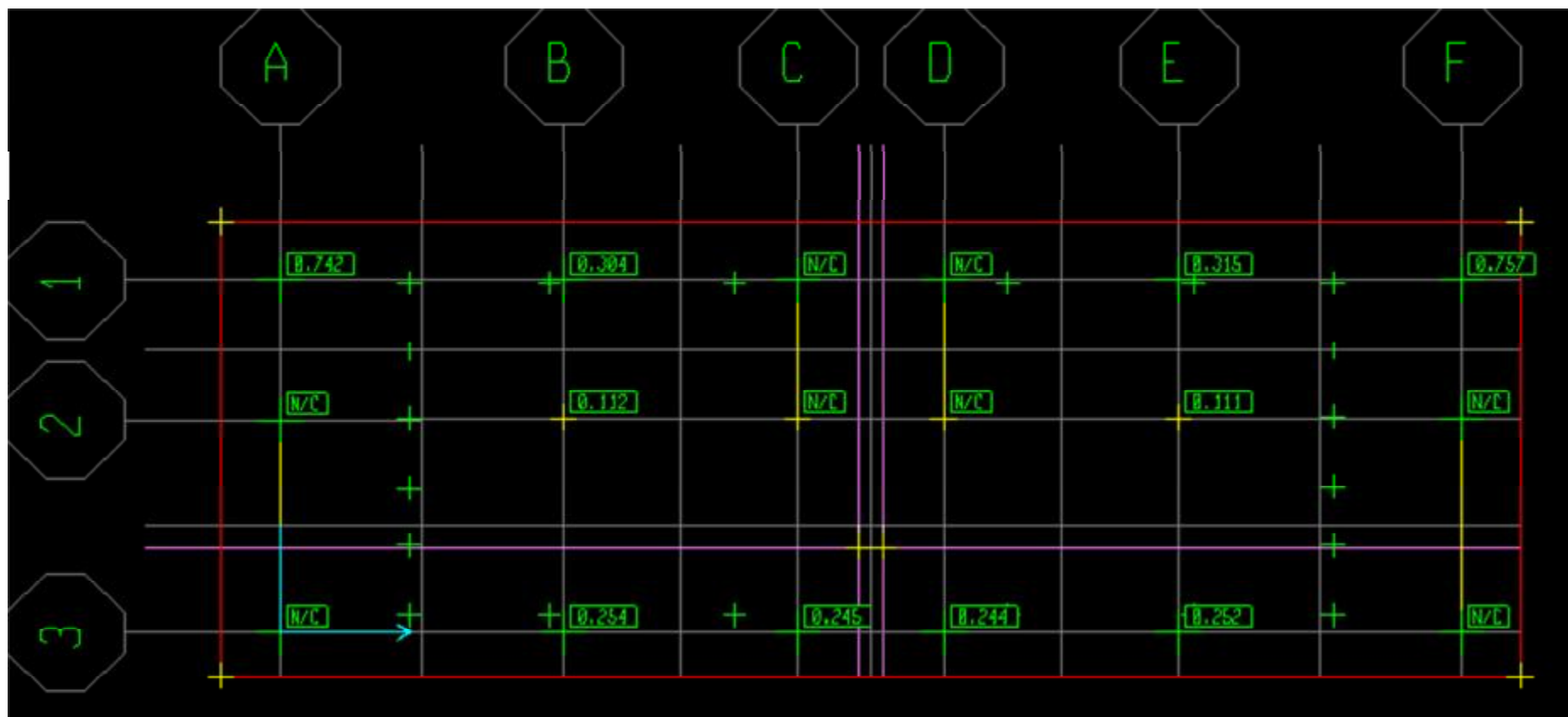
فصل یازدهم

کنترل برش پانچ

PUNCHING SHEAR CONTROL

کنترل برش پانچ

با توجه به خروجی نرم افزار Safe برش پانچ در قسمت هایی که ستون در فونداسیون وجود دارد بدین صورت است:



همانگونه که مشاهده می شود، برش پانچ در تمام نقاطی که دیوار برشی وجود دارد مساوی با عبارت N/C می باشد ، دلیل این امر، وجود دو المان از Object های مختلف در یک نقطه می باشد ، با توجه به اینکه در نرم افزار Etabs دیوار برشی المانی از نوع سطح (Area Object Type) و ستون، المانی از نوع خط (Line Object Type) می باشد ، نرم افزار Safe توانایی تفکیک این دو المان را برای محاسبه برش پانچ ندارد

ولی در سایر قسمت ها همانطور که در تصویر مشاهده میشود مقدار عدد های بدست آمده کوچکتر از یک می باشد که این نشان دهنده ی درستی کنترل برش پانچ در یکسری ستون های مشخص بوده و قاعدتا برش پانچ در سایر ستون ها نیز در همین رنج خواهد بود.

فصل دوازدهم

محاسبه دستی مقاطع و اتصالات فولادی

STEEL SECTIONS MANUAL DESIGN

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ همکف]

پارامتر های طراحی:

$P = ۸۱۰۷۷۵ \text{ kg}$	$L = ۲۶۰ \text{ cm}$	$K_x = ۱$	$K_y = ۱$	$E = ۲۰۴ \times ۱۰^۶$	$F_y = ۲۴۰۰$
$M_x = ۵۸۶۴۲۶$	$M_y = ۷۶۰۴۵۱$	$V_x = ۱۲۱۲$	$V_y = ۴۰۰۶$	$W_x = ۵۷۰۴$	$W_y = ۵۱۸۱$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box ۶۰۰ \times ۳۰۰ \times ۲۵$	$A = ۵۵۰$	$I_x = ۱۷۱۱۴۵$	$I_y = ۹۰۶۷۷$	$r_x = ۱۷.۶۴$	$r_y = ۱۲.۸۴$
--------------------------------	-----------	----------------	---------------	---------------	---------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 260}{17.64} = 14.7 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 260}{12.84} = 20.2 \rightarrow \lambda_{max} = 20.2$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{20.2}{129.5} = 0.155 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2}\beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda}\beta - \frac{1}{\lambda}\beta^3} \times F_y$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.155^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} \times 0.155 - \frac{1}{\lambda} \times 0.155^3} \times 2400 = 1375$$

$$Fa \sim = 1375 \times 1.33 = 1828 > fa = \frac{810775}{550} = 1474 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{1474}{1828} = 0.806 OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۸۱۰۷۷۵}{۵۵۰} = ۱۴۷۴$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۵۸۶۴۲۶}{۵۷۰۴} = ۱۰۲.۸$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۷۶۰۴۵۱}{۵۱۸۱} = ۱۴۶.۷$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^2 E}{۲۳ \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = ۴۸۳۵۴ \times ۱.۳۳ = ۶۴۳۱۰$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^2 E}{۲۳ \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = ۲۵۶۱۹ \times ۱.۳۳ = ۳۴۰۷۳$$

$$Fbx = Fby = ۰.۶Fy \times ۱.۳۳ = ۱۹۱۵$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{۱۴۷۴}{۱۸۲۸} = ۰.۸۰۶ > ۰.۱۵ \text{ --- } CM = ۰.۸۵$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}} \right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}} \right) \times Fby} = \frac{۱۴۷۴}{۱۸۲۸} + \frac{۰.۸۵ \times ۱۰۲.۸}{\left(1 - \frac{۱۴۷۴}{۶۴۳۱۰} \right) \times ۱۹۱۵} + \frac{۰.۸۵ \times ۱۴۶.۷}{\left(1 - \frac{۱۴۷۴}{۳۴۰۷۳} \right) \times ۱۹۱۵} = ۰.۹۲ < ۱ \text{ OK}$$

$$\frac{fa}{۰.۶ \times Fy \times ۱.۳۳} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{۱۴۷۴}{۰.۶ \times ۲۴۰۰ \times ۱.۳۳} + \frac{۱۰۲.۸}{۱۹۱۵} + \frac{۱۴۶.۷}{۱۹۱۵} = ۰.۸۹ < ۱ \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{1212}{275} = 4.4 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{4.4}{1276} = 0.0034 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{4006}{275} = 14.56 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{14.56}{1276} = 0.011 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش های مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.
اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ طبقه اول]

پارامتر های طراحی:

$P = ۷۶۵۰۰۷ \text{ kg}$	$L = ۳۶۰ \text{ cm}$	$Kx = ۱$	$Ky = ۱$	$E = ۲۰۴ \times ۱۰^۶$	$Fy = ۲۴۰۰$
$Mx = ۳۳۶۵۵۸$	$My = ۱۲۵۰۵۹۸$	$Vx = ۱۰۸۳۳$	$Vy = ۲۴۸۲$	$Wx = ۵۷۰۴$	$Wy = ۵۱۸۱$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box ۶۰۰ \times ۳۰۰ \times ۲۵$	$A = ۵۵۰$	$Ix = ۱۷۱۱۴۵$	$Iy = ۹۰۶۷۷$	$rx = ۱۷.۶۴$	$ry = ۱۲.۸۴$
--------------------------------	-----------	---------------	--------------	--------------	--------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 360}{17.64} = 20.4 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 360}{12.84} = 28 \rightarrow \lambda_{max} = 28$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{28}{129.5} = 0.216 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2}\beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda}\beta - \frac{1}{\lambda}\beta^3} \times Fy$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.216^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} \times 0.216 - \frac{1}{\lambda} \times 0.216^3} \times 2400 = 1342$$

$$Fa \sim = 1342 \times 1.33 = 1784 > fa = \frac{765007}{550} = 1390 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{1390}{1784} = 0.779 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{765007}{550} = 1390$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{337558}{5704} = 59$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{1250598}{5181} = 241$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = 25221 \times 1.33 = 33544$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = 13363 \times 1.33 = 17772$$

$$Fbx = Fby = 0.6Fy \times 1.33 = 1915$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{1390}{1784} = 0.779 > 0.15 \text{ --- } CM = 0.85$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{1390}{1784} + \frac{0.85 \times 59}{\left(1 - \frac{1390}{33544}\right) \times 1915} + \frac{0.85 \times 241}{\left(1 - \frac{1390}{17772}\right) \times 1915} = 0.92 < 1 \text{ OK}$$

$$\frac{fa}{0.6 \times Fy \times 1.33} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{1390}{0.6 \times 2400 \times 1.33} + \frac{59}{1915} + \frac{241}{1915} = 0.88 < 1 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{10833}{275} = 39.4 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{39.4}{1276} = 0.03 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{2482}{275} = 9.02 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{9.02}{1276} = 0.007 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در

ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ طبقه دوم]

پارامتر های طراحی:

$P = ۶۲۵۸.۴ \text{ kg}$	$L = ۳۶۰ \text{ cm}$	$Kx = ۱$	$Ky = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^۶$	$Fy = ۲۴۰۰$
$Mx = ۳۶۴۶۴۷$	$My = ۱۰۷۹۲۵۱$	$Vx = ۹۵۶۸$	$Vy = ۲۵۰۷$	$Wx = ۵۷۰۴$	$Wy = ۵۱۸۱$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box ۶۰۰ \times ۳۰۰ \times ۲۵$	$A = ۵۵۰$	$Ix = ۱۷۱۱۴۵$	$Iy = ۹۰۶۷۷$	$rx = ۱۷.۶۴$	$ry = ۱۲.۸۴$
--------------------------------	-----------	---------------	--------------	--------------	--------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 360}{17.64} = 20.4 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 360}{12.84} = 28 \rightarrow \lambda_{max} = 28$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{28}{129.5} = 0.216 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} \beta - \frac{1}{\lambda} \beta^3} \times Fy$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.216^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} + 0.216 - \frac{1}{\lambda} \times 0.216^3} \times 2400 = 1342$$

$$Fa \sim = 1342 \times 1.33 = 1784 > fa = \frac{6258.4}{550} = 1137 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{1137}{1784} = 0.637 OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{7258.4}{55.0} = 1137$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{376747}{57.4} = 73.9$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{1079251}{5181} = 208.3$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = 25221 \times 1.33 = 33544$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = 13363 \times 1.33 = 17772$$

$$Fbx = Fby = 0.6Fy \times 1.33 = 1915$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{1137}{1784} = 0.637 > 0.15 \text{ --- } CM = 0.85$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{1137}{1784} + \frac{0.85 \times 73.9}{\left(1 - \frac{1137}{33544}\right) \times 1915} + \frac{0.85 \times 208.3}{\left(1 - \frac{1137}{17772}\right) \times 1915} = 0.765 < 1 \text{ OK}$$

$$\frac{fa}{0.6 \times Fy \times 1.33} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{1137}{0.6 \times 240.0 \times 1.33} + \frac{73.9}{1915} + \frac{208.3}{1915} = 0.735 < 1 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{9568}{275} = 34.79 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{34.79}{1276} = 0.027 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{2507}{275} = 9.11 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{9.11}{1276} = 0.007 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ طبقه سوم]

پارامتر های طراحی:

$P = ۴۸۱۶۱۴ \text{ kg}$	$L = ۳۶۰ \text{ cm}$	$K_x = ۱$	$K_y = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^۶$	$F_y = ۲۴۰۰$
$M_x = ۳۲۲۲۹۲$	$M_y = ۹۳۷۳۹۹$	$V_x = ۹۱۸۲$	$V_y = ۲۳۵۶$	$W_x = ۵۷۰۴$	$W_y = ۵۱۸۱$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box ۶۰۰ \times ۳۰۰ \times ۲۵$	$A = ۵۵۰$	$I_x = ۱۷۱۱۴۵$	$I_y = ۹۰۶۷۷$	$r_x = ۱۷.۶۴$	$r_y = ۱۲.۸۴$
--------------------------------	-----------	----------------	---------------	---------------	---------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 360}{17.64} = 20.4 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 360}{12.84} = 28 \rightarrow \lambda_{max} = 28$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{28}{129.5} = 0.216 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2}\beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda}\beta - \frac{1}{\lambda}\beta^3} \times F_y$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.216^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} \times 0.216 - \frac{1}{\lambda} \times 0.216^3} \times 2400 = 1342$$

$$Fa \sim = 1342 \times 1.33 = 1784 > fa = \frac{481614}{550} = 875 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{875}{1784} = 0.49 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{481614}{550} = 875$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{322292}{570.4} = 56.5$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{937399}{5181} = 180.9$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = 25221 \times 1.33 = 33544$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = 13363 \times 1.33 = 17772$$

$$Fbx = Fby = 0.6Fy \times 1.33 = 1915$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{875}{1784} = 0.49 > 0.15 \text{ --- } CM = 0.85$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{875}{1784} + \frac{0.85 \times 56.5}{\left(1 - \frac{875}{33544}\right) \times 1915} + \frac{0.85 \times 180.9}{\left(1 - \frac{875}{17772}\right) \times 1915} = 0.713 < 1 \text{ OK}$$

$$\frac{fa}{0.6 \times Fy \times 1.33} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{875}{0.6 \times 2400 \times 1.33} + \frac{56.5}{1915} + \frac{180.9}{1915} = 0.58 < 1 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{9182}{275} = 33.39 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{33.39}{1276} = 0.026 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{2356}{275} = 8.56 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{8.56}{1276} = 0.0067 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.
اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ طبقه چهارم]

پارامتر های طراحی:

$P = ۲۸۳۶۱۹ \text{ kg}$	$L = ۳۶۰ \text{ cm}$	$K_x = ۱$	$K_y = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^۶$	$F_y = ۲۴۰۰$
$M_x = ۱۴۰۸۱۰$	$M_y = ۲۴۱۹۵۵$	$V_x = ۳۲۱۶$	$V_y = ۹۶۶$	$W_x = ۱۳۰۸$	$W_y = ۱۱۸۹$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box ۳۵۰ \times ۱۵۰ \times ۲۰$	$A = ۲۴۰$	$I_x = ۲۲۹۰۵$	$I_y = ۱۱۳۰۰$	$r_x = ۹.۷۶۹$	$r_y = ۶.۸۶۲$
--------------------------------	-----------	---------------	---------------	---------------	---------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 360}{9.769} = 36.85 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 360}{6.862} = 52.46 \rightarrow \lambda_{max} = 52.46$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{52.46}{129.5} = 0.405 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2}\beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda}\beta - \frac{1}{\lambda}\beta^3} \times F_y$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.405^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} \times 0.405 - \frac{1}{\lambda} \times 0.405^3} \times 2400 = 1217$$

$$Fa^{\sim} = 1217 \times 1.33 = 1618 > fa = \frac{283619}{240} = 1181 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{1181}{1618} = 0.73 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{283719}{240} = 1181$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{140810}{1308} = 107.75$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{241955}{1189} = 203.5$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = 7735 \times 1.33 = 10288$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = 3816 \times 1.33 = 5076$$

$$Fbx = Fby = 0.7Fy \times 1.33 = 1915$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{1181}{1718} = 0.69 > 0.15 \text{ --- } CM = 0.85$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{1181}{1718} + \frac{0.85 \times 107.75}{\left(1 - \frac{1181}{10288}\right) \times 1915} + \frac{0.85 \times 203.5}{\left(1 - \frac{1181}{5076}\right) \times 1915} = 0.94 < 1 \text{ OK}$$

$$\frac{fa}{0.7 \times Fy \times 1.33} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{1181}{0.7 \times 2400 \times 1.33} + \frac{107.75}{1915} + \frac{203.5}{1915} = 0.779 < 1 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{3216}{120} = 26.8 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{26.8}{1276} = 0.021 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{966}{120} = 8.05 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{8.05}{1276} = 0.0063 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در

ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ طبقه پنجم]

پارامتر های طراحی:

$P = ۱۷۱۹۸۶ \text{ kg}$	$L = ۳۶۰ \text{ cm}$	$K_x = ۱$	$K_y = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^۶$	$F_y = ۲۴۰۰$
$M_x = ۲۴۳۱۶۲$	$M_y = ۱۶۷۷۶۲$	$V_x = ۲۳۷۷$	$V_y = ۱۶۳۵$	$W_x = ۱۳۰۸$	$W_y = ۱۱۸۹$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box ۳۵۰ \times ۱۵۰ \times ۲۰$	$A = ۲۴۰$	$I_x = ۲۲۹۰۵$	$I_y = ۱۱۳۰۰$	$r_x = ۹.۷۶۹$	$r_y = ۶.۸۶۲$
--------------------------------	-----------	---------------	---------------	---------------	---------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 360}{9.769} = 36.85 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 360}{6.862} = 52.46 \rightarrow \lambda_{max} = 52.46$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{52.46}{129.5} = 0.405 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2}\beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda}\beta - \frac{1}{\lambda}\beta^3} \times F_y$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.216^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} \times 0.216 - \frac{1}{\lambda} \times 0.216^3} \times 2400 = 1217$$

$$Fa \sim = 1217 \times 1.33 = 1618 > fa = \frac{171986}{240} = 716.6 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{716.6}{1618} = 0.442 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{171987}{240} = 717.7$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{243162}{130.8} = 185.9$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{167762}{1189} = 141.1$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = 7735 \times 1.33 = 10288$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = 3816 \times 1.33 = 5076$$

$$Fbx = Fby = 0.7Fy \times 1.33 = 1915$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{717.7}{1618} = 0.442 > 0.15 \text{ --- } CM = 0.85$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{717.7}{1618} + \frac{0.85 \times 185.9}{\left(1 - \frac{717.7}{10288}\right) \times 1915} + \frac{0.85 \times 141.1}{\left(1 - \frac{717.7}{5076}\right) \times 1915} = 0.704 < 1 \text{ OK}$$

$$\frac{fa}{0.7 \times Fy \times 1.33} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{717.7}{0.7 \times 2400 \times 1.33} + \frac{185.9}{1915} + \frac{141.1}{1915} = 0.544 < 1 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{2377}{120} = 19.8 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{19.8}{1276} = 0.0155 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{1635}{120} = 13.625 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{13.625}{1276} = 0.0106 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ طبقه ششم]

پارامتر های طراحی:

$P = 71988 \text{ kg}$	$L = 370 \text{ cm}$	$Kx = 1$	$Ky = 1$	$E = 2.04 \times 10^7$	$Fy = 2400$
$Mx = 83368$	$My = 30641$	$Vx = 440$	$Vy = 606$	$Wx = 404$	$Wy = 331$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box 300 \times 100 \times 10$	$A = 95$	$Ix = 7072$	$Iy = 1987$	$rx = 7.989$	$ry = 4.574$
--------------------------------	----------	-------------	-------------	--------------	--------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 370}{7.989} = 46.3 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 370}{4.574} = 80.9 \rightarrow \lambda_{max} = 80.9$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{80.9}{129.5} = 0.625 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2}\beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda}\beta - \frac{1}{\lambda}\beta^3} \times Fy$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.625^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{80.9} \times 0.625 - \frac{1}{80.9} \times 0.625^3} \times 2400 = 1048$$

$$Fa^{\sim} = 1048 \times 1.33 = 1393 > fa = \frac{71988}{95} = 757.8 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{757.8}{1393} = 0.544 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{71988}{95} = 752.5$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{83368}{40.4} = 207.3$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{30741}{331} = 92.57$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = 5173 \times 1.33 = 6880$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = 1695 \times 1.33 = 2255$$

$$Fbx = Fby = 0.6Fy \times 1.33 = 1915$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{752.5}{1393} = 0.538 > 0.15 \text{ --- } CM = 0.85$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(1 - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{752.5}{1393} + \frac{0.85 \times 207.3}{\left(1 - \frac{752.5}{6880}\right) \times 1915} + \frac{0.85 \times 92.57}{\left(1 - \frac{752.5}{2255}\right) \times 1915} = 0.727 < 1 \text{ OK}$$

$$\frac{fa}{0.6 \times Fy \times 1.33} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{752.5}{0.6 \times 2400 \times 1.33} + \frac{207.3}{1915} + \frac{92.57}{1915} = 0.496 < 1 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{440}{47.5} = 9.26 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{9.26}{1276} = 0.0072 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{706}{47.5} = 12.75 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{12.75}{1276} = 0.0099 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در

ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی ستون فولادی C۱۸ [لاین F۲ طبقه هفتم]

پارامتر های طراحی:

$P = ۱۷۹۱۷ \text{ kg}$	$L = ۳۶۰ \text{ cm}$	$Kx = ۱$	$Ky = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^۶$	$Fy = ۲۴۰۰$
$Mx = ۸۹۸۷۸$	$My = ۱۳۳۲۲$	$Vx = ۲۴۹$	$Vy = ۶۴۸$	$Wx = ۴۰۴$	$Wy = ۳۳۱$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box ۳۰۰ \times ۱۰۰ \times ۱۰$	$A = ۹۵$	$Ix = ۶۰۶۲$	$Iy = ۱۹۸۷$	$rx = ۷.۹۸۹$	$ry = ۴.۵۷۴$
--------------------------------	----------	-------------	-------------	--------------	--------------

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{1 \times 360}{7.989} = 45.07 \quad \lambda_y = \frac{1 \times 360}{4.574} = 78.7 \rightarrow \lambda_{max} = 78.7$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}} = 129.5 \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{78.7}{129.5} = 0.607 \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{1 - \frac{1}{2}\beta^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda}\beta - \frac{1}{\lambda}\beta^3} \times Fy$$

$$Fa = \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0.607^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{\lambda} \times 0.607 - \frac{1}{\lambda} \times 0.607^3} \times 2400 = 1048$$

$$Fa^{\sim} = 1048 \times 1.33 = 1393 > fa = \frac{17917}{95} = 188.7 \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{188.7}{1393} = 0.135 OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{17917}{95} = 188.7$$

$$fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{89878}{4.4} = 222.47$$

$$fby = \frac{My}{Wy} = \frac{13322}{331} = 40.24$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x} \right)^2} = 5173 \times 1.33 = 6880$$

$$F_{ey}^{\wedge} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y} \right)^2} = 1695 \times 1.33 = 2255$$

$$Fbx = Fby = 0.6Fy \times 1.33 = 1915$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{188.7}{1393} = 0.135 < 0.15 \text{ --- } CM = 0.85$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{188.7}{1393} + \frac{222.47}{1915} + \frac{40.24}{1915} = 0.272 < 1 \text{ OK}$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 = 0.4 \times 2400 \times 1.33 = 1276$$

$$f_{vx} = \frac{V_x}{A/2} = \frac{249}{47.5} = 5.24 \rightarrow \frac{f_{vx}}{F_v} = \frac{5.24}{1276} = 0.0041 \text{ OK}$$

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A/2} = \frac{748}{47.5} = 15.74 \rightarrow \frac{f_{vy}}{F_v} = \frac{15.74}{1276} = 0.0123 \text{ OK}$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD۸۹ ضریب ۱.۳۳ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در ترکیبات بار ضریب ۰.۷۵ را اعمال نکردیم.

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشند.

محاسبه دستی تیر فولادی B۲۲ [لاین F۲-F۲ طبقه همکف]

$۲ IPE ۲۲۰ + F Pl ۱۰$	$bf = ۱۱, d = ۲۲$	$tf = ۰.۹۲, tw = ۰.۵۹$	$Fb = ۱۴۴۰ \times ۱.۳۳$
$M_{max} = ۱۲۹۲۵۴۰ \text{ kg.cm}$	$V_{max} = ۱۱۹۲۷$	$W_{max} = ۸۵۸$	$L = ۵۸۲ \text{ cm}$

کنترل فشردگی:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{۱۱}{۲ \times ۰.۹۲} = ۵.۹۷ < ۱۱ \text{ OK}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{۲۲}{۰.۵۹} = ۳۷.۲۸ < ۱۱۰ \text{ OK}$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۱۲۹۲۵۴۰}{۱۵۰.۵} = ۸۵۸$$

$$fb = \frac{۱۲۹۲۵۴۰}{۸۵۸} = ۱۵۰.۶$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱۵۰.۶}{۱۴۴۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۷۸۶ \text{ OK}$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d \, tw} \div 2 = \frac{11927}{22 \times 0.59} \div 2 = 459$$

$$Fv = 0.4 \times Fy \times 1.33 = 1276$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{459}{1276} = 0.359 \, OK$$

اعداد بدست آمده دقیقاً مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشد

محاسبه دستی تیر فولادی B۲۲ [لاین F۲-F۲ طبقه اول]

$2IPE 240 + FPl 12$	$bf = 12, d = 24$	$tf = 0.98, tw = 0.72$	$Fb = 1440 \times 1.33$
$M_{max} = 17090.14 \, kg.cm$	$V_{max} = 13433$	$W_{max} = 1167$	$L = 582 \, cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.12 < 11 \, OK$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{24}{0.72} = 33.3 < 110 \, OK$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{1709014}{1464} = 1167$$

$$fb = \frac{1709014}{1167} = 1464$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1464}{1440 \times 1.33} = 0.764 \text{ OK}$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d \cdot tw} \div 2 = \frac{13433}{24 \times 0.62} \div 2 = 451$$

$$Fv = 0.4 \times Fy \times 1.33 = 1276$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{451}{1276} = 0.353 \text{ OK}$$

اعداد بدست آمده دقیقاً مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشد

محاسبه دستی تیر فولادی B۲۲ [لاین E۲-F۲ طبقه دوم]

$2 IPE 240 + F Pl 12$	$bf = 12, d = 24$	$tf = 0.98, tw = 0.62$	$Fb = 1440 \times 1.33$
$M_{max} = 1865113 \text{ kg.cm}$	$V_{max} = 14023$	$W_{max} = 1167$	$L = 582 \text{ cm}$

کنترل فشردگی:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.12 < 11 \text{ OK}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{24}{0.62} = 38.7 < 110 \text{ OK}$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{1865113}{1598} = 1167$$

$$fb = \frac{1865113}{1167} = 1598$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1598}{1440 \times 1.33} = 0.834 \text{ OK}$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d \ tw} \div 2 = \frac{14.23}{24 \times 0.62} \div 2 = 471$$

$$Fv = 0.4 \times Fy \times 1.33 = 1276$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{471}{1276} = 0.369 \text{ OK}$$

اعداد بدست آمده دقیقاً مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشد

محاسبه دستی تیر فولادی B۲۲ [لاین F۲-F۲ طبقه سوم]

$2IPE\ 240 + F\ Pl\ 12$	$bf = 12, d = 24$	$tf = 0.98, tw = 0.62$	$Fb = 1440 \times 1.33$
$M_{max} = 1887472\ kg.cm$	$V_{max} = 140.46$	$W_{max} = 1167$	$L = 582\ cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.12 < 11 \text{ OK}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{24}{0.62} = 38.7 < 110 \text{ OK}$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{1887472}{1616} = 1167$$

$$fb = \frac{1887472}{1167} = 1616$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1616}{1440 \times 1.33} = 0.843 \text{ OK}$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d \text{ tw}} \div 2 = \frac{140.46}{24 \times 0.62} \div 2 = 471$$

$$Fv = 0.4 \times Fy \times 1.33 = 1276$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{471}{1276} = 0.369 \text{ OK}$$

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشد

محاسبه دستی تیر فولادی B۲۲ [لاین F۲-F۲ طبقه چهارم]

$2IPE 240 + FPl 12$	$bf = 12, d = 24$	$tf = 0.98, tw = 0.62$	$Fb = 1440 \times 1.33$
$M_{max} = 1958439 \text{ kg.cm}$	$V_{max} = 1417$	$W_{max} = 1177$	$L = 582 \text{ cm}$

کنترل فشردگی:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.12 < 11 \text{ OK}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{24}{0.62} = 38.7 < 110 \text{ OK}$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{1958439}{1677} = 1177$$

$$fb = \frac{1958439}{1177} = 1677$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1677}{1440 \times 1.33} = 0.875 \text{ OK}$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d \ tw} \div 2 = \frac{14167}{24 \times 0.62} \div 2 = 476$$

$$Fv = 0.4 \times Fy \times 1.33 = 1276$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{476}{1276} = 0.373 \text{ OK}$$

اعداد بدست آمده دقیقاً مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشد

محاسبه دستی تیر فولادی B۲۲ [لاین F۲-F۲ طبقه پنجم]

$2IPE\ 240 + F\ Pl\ 12$	$bf = 12, d = 24$	$tf = 0.98, tw = 0.62$	$Fb = 1440 \times 1.33$
$M_{max} = 2010452\ kg.cm$	$V_{max} = 14378$	$W_{max} = 1167$	$L = 582\ cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.12 < 11 \text{ OK}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{24}{0.62} = 38.7 < 110 \text{ OK}$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{2010425}{1722} = 1167$$

$$fb = \frac{2010425}{1167} = 1722$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1722}{1440 \times 1.33} = 0.899 \text{ OK}$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d \ tw} \div 2 = \frac{14378}{24 \times 0.62} \div 2 = 483$$

$$Fv = 0.4 \times Fy \times 1.33 = 1276$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{483}{1276} = 0.378 \text{ OK}$$

اعداد بدست آمده دقیقاً مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشد

محاسبه دستی تیر فولادی B۲۲ [لاین E۲-F۲ طبقه ششم]

$2IPE\ 220 + FPl\ 10$	$bf = 11, d = 22$	$tf = 0.92, tw = 0.59$	$Fb = 1440 \times 1.33$
$M_{max} = 153.296\ kg.cm$	$V_{max} = 11985$	$W_{max} = 858$	$L = 582\ cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{11}{2 \times 0.92} = 5.97 < 11\ OK$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{22}{0.59} = 37.28 < 110\ OK$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{153.296}{1782} = 858$$

$$fb = \frac{153.296}{858} = 1782$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1782}{1440 \times 1.33} = 0.93\ OK$$

کنترل برش:

$$f_v = \frac{v}{d_{tw}} \div 2 = \frac{11985}{22 \times 0.59} \div 2 = 461$$

$$F_v = 0.4 \times F_y \times 1.33 = 1276$$

$$F_v > f_v \rightarrow \frac{F_v}{f_v} = \frac{461}{1276} = 0.361 \text{ OK}$$

اعداد بدست آمده دقیقا مشابه با خروجی نرم افزار Etabs می باشد

محاسبه دستی بادبند EBF

بادبند موجود در برش قاب ۳ ، طبقه دوم بین ستون های E۳-F۳ طبقه دوم و سوم

$$x = \text{ArcTang} \frac{۳.۶}{۲.۶۶} = ۵۳.۵۳ \text{ \& } e = ۰.۵ \text{ m}$$

$$Efx = . \rightarrow P - T \cos x = .$$

$$T \cos x = p \rightarrow T \times ۰.۵۹ = ۶۹.۵ \rightarrow T = ۱۱۷ \text{ ton}$$

$$Ft = ۱۴۴۰ \rightarrow \frac{۱۱۷ \times ۱.۰۳}{A} < ۱۴۴۰ \rightarrow A > ۸۱.۲۵ \rightarrow \frac{۸۱.۲۵}{۲} = ۴۰.۶$$

$$PL = ۲L۱۲ \text{ BtoB} \rightarrow ry = ۴.۹۹ \rightarrow \lambda = \frac{l}{ry} = \frac{۴۴۷}{۴.۹۹} = ۸۹.۵ < ۳۰۰ \text{ OK}$$

محاسبه دستی اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی نشیمن:

ستون F۲ و تیر F۲-E۲ همکف:

$$N > \frac{11.36 \times 10^3}{0.75 \times 2400 \times 2.5} - 2.5 \rightarrow N > 2.53$$

$$1 \rightarrow N > C \rightarrow 2.53 > 2.5 \text{ OK}$$

$$2 \rightarrow N > \frac{1}{2} \times \frac{11.3 \times 10^3}{0.75 \times 2400 \times 2.5} = 1.25 \text{ OK}$$

$$e_1 = \frac{2.5}{2} + 1 = 2.25$$

$$e = 2.25 - 1 = 1.25$$

$$PL = L_{100} \times 100 \times 10$$

$$m = R.e \rightarrow \frac{11.3 \times 10^3 \times 1.25}{\frac{L \times 1^2}{6}} < 0.75 \times 2400$$

$$L > 47 \rightarrow L = 50 \text{ طول نبشی}$$

$$P_s = \frac{11.3 \times 10^3}{2 \times 10} = 565 \frac{kg}{cm}$$

$$Pt = \frac{11.3 \times 1.3 \times 2.25}{\frac{\pi}{4} \times 1.2} = 572 \frac{Kg}{Cm}$$

$$PR = \sqrt{565^2 + 572^2} = 80.4$$

$$80.4 < 768D \rightarrow D > 1.2 \text{ cm} \rightarrow 12 > 7 \text{ OK}$$

محاسبه دستی ورق وصله جان به ستون های F۲ طبقات همکف به اول:

$$10833 \div 2 = 5416 \text{ Kg}$$

$$g = \frac{15^2 + 15^2}{2(15 + 15 + 15)} = 5 \text{ cm}$$

$$e = 15 - 5 = 10 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{1.2^2 + 7.5^2} = 12.5$$

$$fv = 1.5 \times \frac{5416}{1.5 \text{ tp}} < 960 \rightarrow tp > 0.7 \text{ cm} = 7 \text{ mm}$$

$$Ps = \frac{5416}{15 + 15 + 15} = 111.1$$

$$I_x = \frac{15^3}{12} + 15 \times \left(\frac{15}{2}\right)^2 + 15 \times \left(\frac{15}{2}\right)^2 = 1968.75$$

$$I_y = 15 \times 5^2 + \frac{15^3}{12} + 15 \times \left(\frac{15}{2} - 5\right)^2 + \frac{15^3}{12} + 15 \times \left(\frac{15}{2} - 5\right)^2 = 1125$$

$$I = 3093.7$$

$$PS^{\wedge} = \frac{5000 \times 10 \times 12.5}{3093.7} = 20.2$$

$$Arctang \frac{7.5}{10} = 36.87^{\circ}$$

$$PR = \sqrt{111.1^2 + 20.2^2 + 2 \times 111.1 \times 20.2 \times \cos 36.87} = 298.42 < 757 D$$

$$298.42 < 757 D \rightarrow D = 0.72 \approx 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

جزئیات اتصالات گوشه در بابت ها:

شماره نبشی	اتصال نبشی به ورق		t	D۲	Lh	Lv
	L	D۱				
۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۳۰۰	۸	۱۲	۶	۴۵۰	۴۵۰
۱۲۰ × ۱۲۰ × ۱۲	۴۲۰	۸	۱۶	۸	۵۰۰	۵۰۰
۱۴۰ × ۱۴۰ × ۱۴	۴۸۰	۱۰	۱۸	۱۰	۶۵۰	۶۵۰

جزئیات اتصال ساده تیرهای زوج به وسیله ترکیب نبشی های جان و نشیمن تقویت نشده

نیمرخ	واکنش تکیه گاهی نظیر ظرفیت خمشی تیر	نبشی های جان						نبشی نشیمن	
		شماره نبشی	طول نبشی	اندازه جوش		شماره نبشی	طول نبشی	اندازه جوش	
				Da	Db				
۲IPE۱۴	۴.۲۴	۶۰ × ۶۰ × ۶	۱۰۰	۳	۵	۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۱۶۰	۵	
۲IPE۱۶	۵.۲۳	۶۰ × ۶۰ × ۶	۱۱۰	۳	۵	۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۱۸۰	۵	
۲IPE۱۸	۶.۲۳	۸۰ × ۸۰ × ۸	۱۳۰	۳	۵	۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۲۰۰	۶	
۲IPE۲۰	۷.۴۵	۸۰ × ۸۰ × ۸	۱۵۰	۳	۶	۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۲۲۰	۶	
۲IPE۲۲	۸.۸۰	۸۰ × ۸۰ × ۸	۱۶۰	۳	۶	۱۲۰ × ۱۲۰ × ۱۲	۲۴۰	۶	
۲IPE۲۴	۱۰.۳۷	۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۱۸۰	۴	۷	۱۲۰ × ۱۲۰ × ۱۲	۲۶۰	۶	
۲IPE۲۷	۱۲.۲۰	۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۲۰۰	۴	۷	۱۲۰ × ۱۲۰ × ۱۲	۲۹۰	۷	
۲IPE۳۰	۱۴.۲۶	۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰	۲۳۰	۴	۷	۱۲۰ × ۱۲۰ × ۱۲	۳۲۰	۷	

جزئیات اتصالات گیردار تیر به ستون:

نیمرخ	ورق فوقانی				ورق تحتانی			
	ضخامت t_1	پهنای کله b_1	طول L_1	اندازه جوش D_1	ضخامت t_2	پهنا b_2	طول L_2	اندازه جوش D_2
۲IPE۱۲	۱۲	۱۱۰	۳۰۰	۴	۸	۱۶۰	۳۰۰	۵
۲IPE۱۴	۱۴	۱۲۵	۳۳۰	۴	۸	۱۸۰	۳۳۰	۵
۲IPE۱۶	۱۴	۱۴۵	۳۶۰	۵	۸	۲۰۰	۳۶۰	۶
۲IPE۱۸	۱۶	۱۶۵	۳۹۰	۵	۱۰	۲۱۵	۳۹۰	۶
۲IPE۲۰	۱۶	۱۸۰	۴۲۰	۶	۱۰	۲۳۰	۴۲۰	۷
۲IPE۲۲	۱۸	۲۰۰	۴۵۰	۶	۱۲	۲۵۰	۴۵۰	۷
۲IPE۲۴	۱۸	۲۲۰	۴۸۰	۷	۱۲	۲۷۰	۴۸۰	۸
۲IPE۲۷	۲۰	۲۵۰	۵۲۰	۷	۱۴	۳۰۰	۵۲۰	۹
۲IPE۳۰	۲۰	۲۸۰	۵۷۰	۷	۱۴	۳۳۰	۵۷۰	۹

جداول برگرفته شده از کتاب راهنمای اتصالات در ساختمان های فولادی از وزارت مسکن و شهرسازی

فصل سیزدهم

محاسبه دستی سقف

ROOF MANUAL DESIGN

محاسبه دستی سقف:

سقف دال یکطرفه پیش تنیده پس کشیده بین ستون های F۲-F۳-E۲-E۳

$$h = ۱۰۰ \rightarrow d = ۱۰۰ - ۱۰ = ۹۰$$

$$Wu = ۱.۲۵ (۰.۱ \times ۲۵) + ۱.۵ (۵) = ۱۰.۷$$

ممان های منفی و مثبت دال

تکیه گاه خارجی

$$M = \frac{-1}{24} \times ۱۰.۷ \times ۴.۶^2 = -۹.۴۴$$

تکیه گاه میانی

$$M = \frac{-1}{۱۰} \times ۱۰.۷ \times ۴.۶^2 = -۲۲.۶$$

وسط دهانه

$$M = \frac{1}{۱۴} \times ۱۰.۷ \times ۴.۶^2 = ۱۶.۱۷$$

کنترل عدم احتیاج به میلگرد فشاری

$$\rho_{max} = ۰.۶ \times ۰.۸۵ \times \frac{۲۱}{۴۰۰} \times \frac{۶۰۰}{۶۰۰ + ۴۰۰} = ۰.۰۱۶$$

$$AS_{max} = ۰.۰۱۶ \times ۱۰۰۰ \times ۱۰۰ = ۱۶۰۰$$

$$C = T \rightarrow a = \frac{۱۶۰۰ \times ۰.۸۵ \times ۴۰۰}{۰.۸۵ \times ۰.۶ \times ۲۱ \times ۱۰۰۰} = ۵۰.۸$$

$$Mr_{max} = 1600 \times 0.85 \times 400 \times \left(100 - \frac{50.8}{2}\right) \times 10^{-6} = 40.6 > \text{OK لنگرهای موجود}$$

کنترل عدم احتیاج به خاموت

$$Vu = 0.575 \times 10.7 \times 4.6 = 28.3$$

$$Vc = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 100 \times 10^{-3} = 55$$

$$Vc > Vu \rightarrow OK$$

سطح مقطع میلگرد در قسمت های مختلف دال

$$As = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right]$$

تکیه گاه خارجی

$$\bar{M} = 9.44 \rightarrow As = 328 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 100$$

تکیه گاه میانی

$$\bar{M} = 22.6 \rightarrow As = 873 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 150$$

وسط دهانه

$$\bar{M}^+ = 16.17 \rightarrow As = 590 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 100$$

منابع

REFERENCES AND RESOURCES

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان - بارهای وارد بر ساختمان

آمین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ، اسناد ۸۴-۲۸۰۰

بارگذاری سازه ها تالیف دکتر مستوفی نژاد

مسایلی بر بارگذاری تالیف مهندس ناصرالدین شاهبازی

نکات برتر در مباحث نظام مهندسی عمران بارگذاری ثقلی - زلزله تالیف رضا فرزاد مهر

مقاله طراحی ساختمان منظم و نامنظم از مهندس وفا طاهری

مقاله نکات تحلیل و طراحی سازه ها از مهندس مجتبی اصغری

مقاله طراحی کامپیوتری سازه ها از مهندس افشین سالاری

مقاله تحلیل و طراحی فونداسیون ها از مهندس اسماعیل ساری

طراحی ساختمان های فولادی تالیف استاد شاپور طاحونی

بارگذاری سازه ها تالیف مهندس محمد جلال بد

بارگذاری کاربردی سازه ها تالیف مسعود پوربابا و بهروز دادمند

بارگذاری و سیستم های انتقال بار تالیف دکتر ایرج هشاری و مهندس محمد جاوید جلیلی

تحلیل و طراحی کامپیوتری سازه ها تالیف مهندس حسن باجی و مهندس جواد هاشمی

مقاله طراحی کامپیوتری سازه ها از مهندس امین غلامی داودی

مقاله نکات تحلیل و طراحی سازه ها از مهندس مهدی پناهی آزاد

مقاله نکات طراحی سازه ها از مهندس فرشاد امن خانی

مقاله تحلیل دینامیکی درایتس از مهندس مهدی غیاثوندان