مرجع تخصصی مهندسی عمران

www.Mcivil.ir

دانلود انواع پروژه های دانشجویی مهندسی عمران

فیلم های آموزشی نرم افزار

آگهی های استخدامی عمران به صورت روزانه

ارم سیویل

جمهوری اسلامی ایران
وزارت علوم تحقیقات و فناوری

موسسه آموزش عالی (غیرانتفاعی - غیردولتی)
جابربن حیان

به نام خدا

موسسه آموزش عالی جابربن حیان رشت

پایان نامه کارشناسی گرایش عمران عمران

پروژه محاسبات سازه های فولادی

استاد راهنما: جناب آقای دکتر معز

تهیه کنندگان: اردلان نوروزی، میلاد بخشی، وحید مرادی

تقدیم به مردم شریف شهرستانهای اهر، ورزقان وهریس

در اواخر نگارش این پروژه خبر وقوع زلزله در استان آذربایجان شرقی وکشته و زخمی شدن تعدادی از هموطنان عزیزمان موجب تاسف و تاثر گردید، مردم روزه داری که به خاطر سهل انگاری همه ی 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

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

٦	کنترل لنگر واژگونی	٣٢
٧	کنترل تغییر مکان جانبی	٣٤
٨	منحنی پوش	٣٩
٩	طراحی دستی صفحه ستون ها	٤٣
١٠	طراحی فونداسیون توسط نرم افزار Safe	٤٦
١١	کنترل برش پانچ	٥٠
١٢	محاسبه دستی مقاطع و اتصالات فولادی	٥٣
١٣	محاسبه دستی سقف	٩٥
١٤	منابع	٩٨

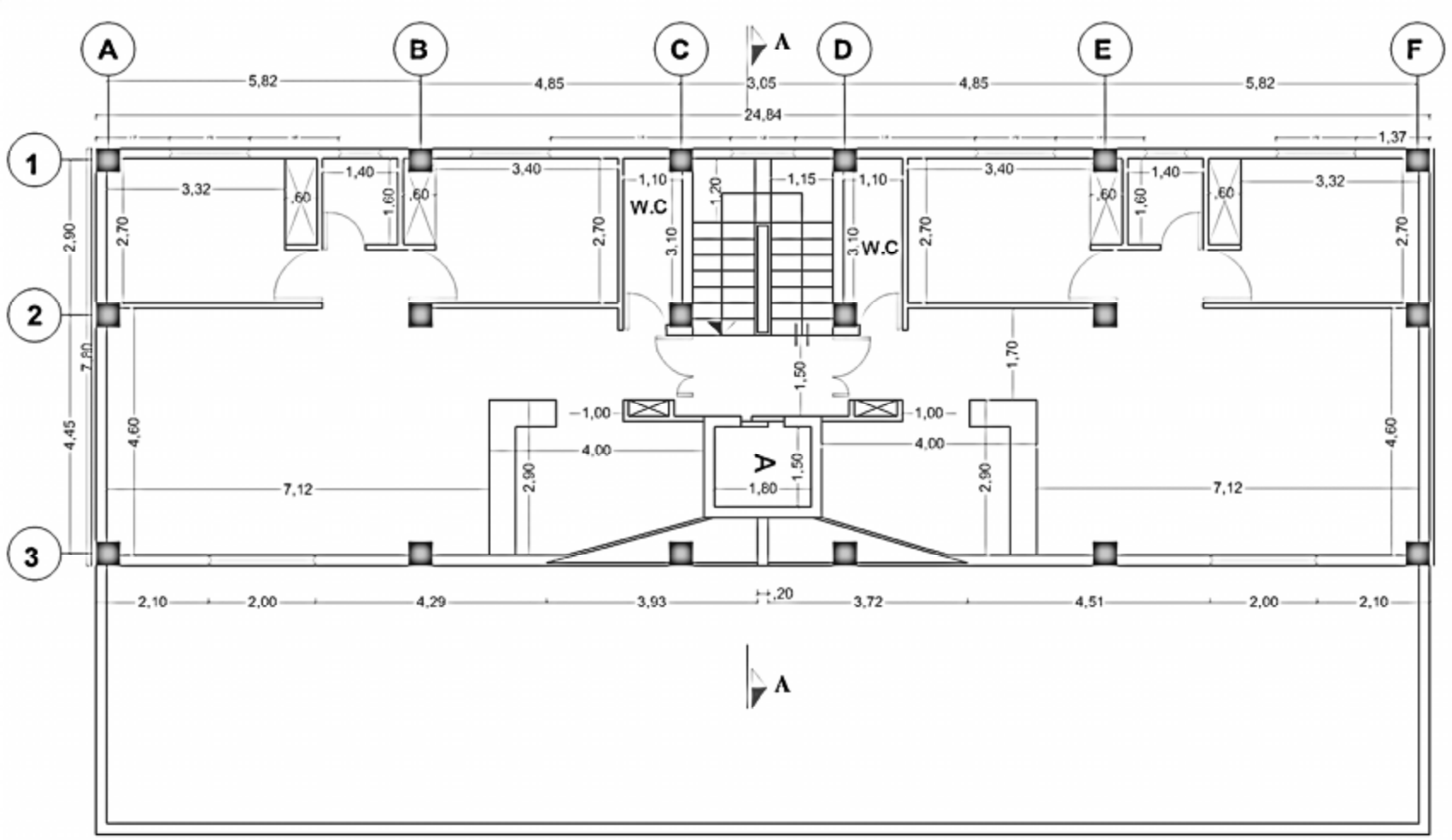
فصل اول

معرفی پروژه

PROJECT INTRODUCTION

محل احداث پروژه	رشت
مقاومت خاک محل	۱.۵ kg/cm^2
مقاومت ۲۸ روزه استوانه ای بتن مصرفی	۲۱۰ kg/cm^2
نوع میلگرد سازه ای	AIII
سیستم سازه ای جهت X	قاب خمشی + بادبند واگرا + اتصال پیچی
سیستم سازی ای جهت Y	قاب مفصلی+ دیوار برشی بتنی + اتصال پیچی
سیستم سقف	سقف پیش تنیده پس کشیده CCL
تعداد سقف ها	۸
تعداد طبقات زیرزمین	۰
کاربری همکف	پارکینگ
کاربری طبقات	اداری – تجاری + طبقه آخر سالن اجتماعات بدون ستون
پشت بام	شیب دار بدون خرپا
نما	شیشه
ارتفاع طبقات	۳.۴۰
نوع جوش مورد استفاده	کارخانه ای

پلان تیپ طبقات:



ارتفاع کف تا سقف طبقات: ۳.٤۰ 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 : ۲.٦۵ متر	ارتفاع کف تا سقف خرپشته : ۲.۵ متر
ارتفاع آکس به آکس خرپشته : ۲.۸ متر	شیب خرپای فلزی بام : ١٦ درجه	نوع خرپای فلزی بام : خرپای متوسط وزن
ارتفاع خرپای فلزی بام : ۱.٦۵ متر	ارتفاع کل سازه تا آکس سقف خرپشته : ۳۱.۳۵ متر	ارتفاع کل سازه تا انتهای بام: ۳۳ متر

آیین نامه ها و نرم افزارهای مورد استفاده :

آیین نامه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

آیین نامه AISC-ASD ۸۹

آیین نامه ACI ۳۱۸-۹۹

آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

CSI E-tabs ۹.۷.۲

CSI Safe ۸.۱

فصل دوم

بارگذاری سازه

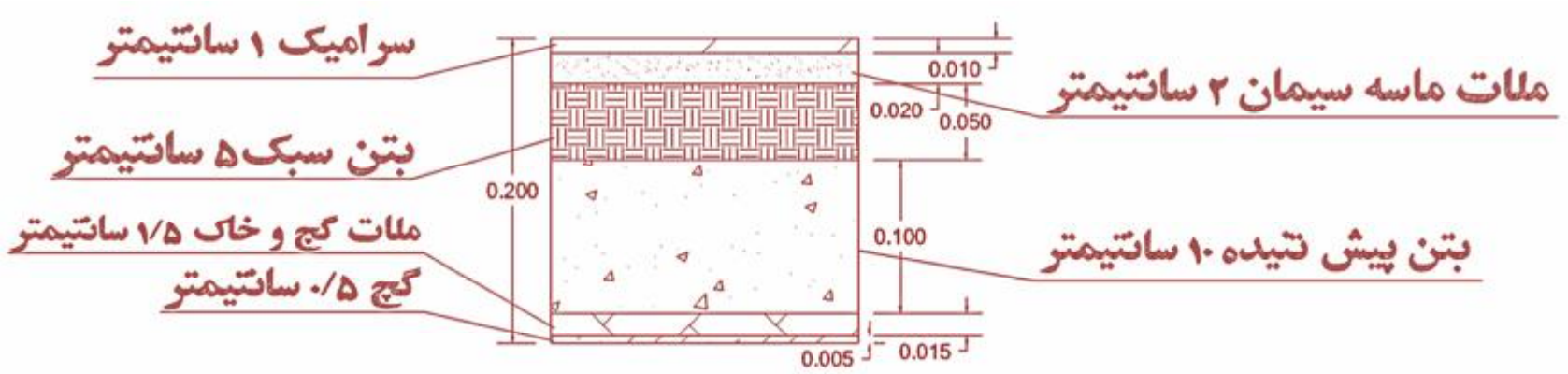
STRUCTURE LOADING

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 ٤۲ الی ٤۸ در نظر گرفته شود اما این مقادیر تا ۵۲ نیز قابل افزایش است ولی بار زنده وارده به کف نباید از $۳\ KN/m^۲$ تجاوز کند ، اما در این پروژه بار زنده کف طبقات معادل $۵۰۰\ Kg/m^۲$ و یا $٤.۹\ KN/m^۲$ می باشد ، لذا از عدد ٤۸ برای تعیین عمق دال استفاده میکنیم:

$$h = \frac{L}{٤۸} = \frac{٤٦۰۰}{٤۸} = ۹۵.۸\ mm \approx ۱۰۰\ mm = ۱۰\ cm$$



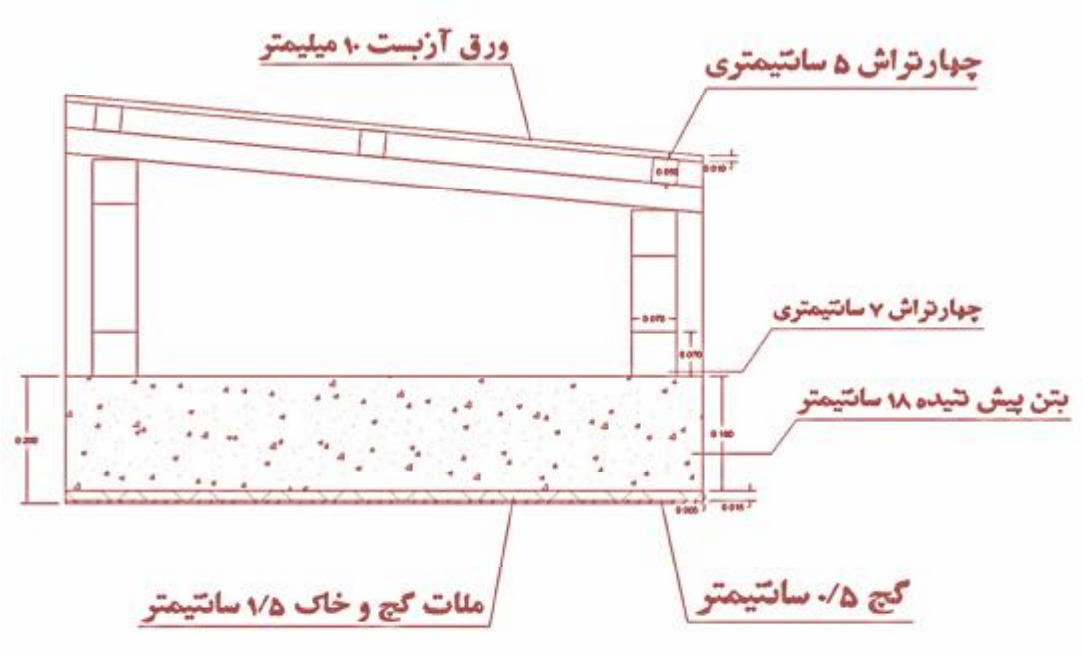
سرامیک ۱ سانتیمتر	۰.۰۱ × ۲۱۰۰ = ۲۱
ملات ماسه سیمان ۲ سانتیمتر	۰.۰۲ × ۲۱۰۰ = ٤۲
بتن سبک با پوکه معدنی ۵ سانتیمتر	۰.۰۵ × ۱۳۰۰ = ٦۵
بتن پیش تنیده ۱۰ سانتیمتر	۰.۱ × ۲۵۰۰ = ۲۵۰
ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	۰.۰۱۵ × ۱٦۰۰ = ۲٤
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	۰.۰۰۵ × ۱۳۰۰ = ٦.۵
مجموع	٤۱۰ Kg/m^2

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 تیرریزی شده استفاده شود

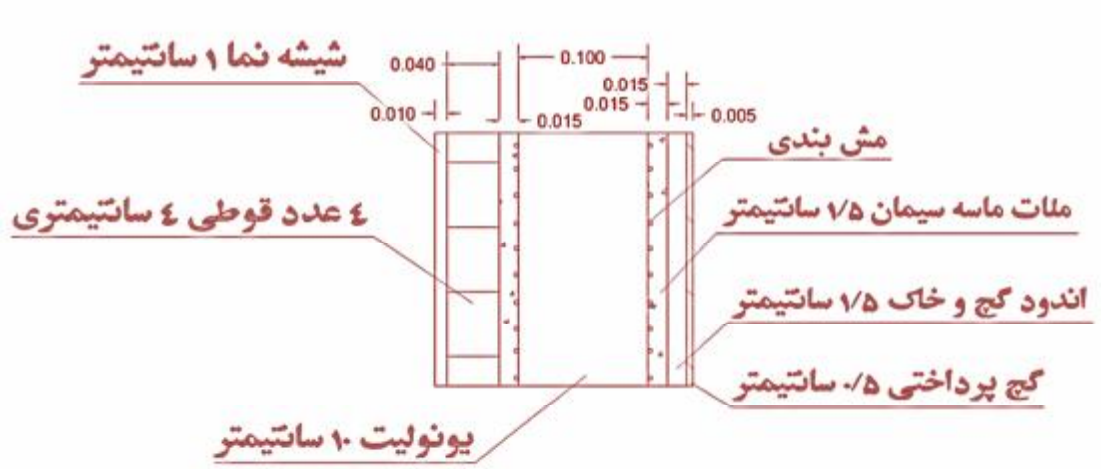
نکته: دال های پیش تنیده پس کشیده تا دهانه های ۱۲ متری را نیز پشتیبانی میکنند

$$h = \frac{L}{٤٨} = \frac{٧٣٥٠}{٤٨} = ١٥٣.١\ mm \approx ١٨٠\ mm = ١٨\ cm$$



ورق آزبست	۲۰
چهارتراش ۵ سانتیمتری و ۷ سانتیمتری	$(۰.۰۷^۲ \times ٤ + ۰.۰۵^۲ \times ۳) \times ۸۰۰ = ۲۲$
بتن پیش تنیده ۱۸ سانتیمتر	$۰.۱۸ \times ۲۵۰۰ = ٤۵۰$
ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$۰.۰۱۵ \times ۱٦۰۰ = ۲٤$
گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$۰.۰۰۵ \times ۱۳۰۰ = ٦.۵$
مجموع	۵۲۳ $Kg/m^۲$

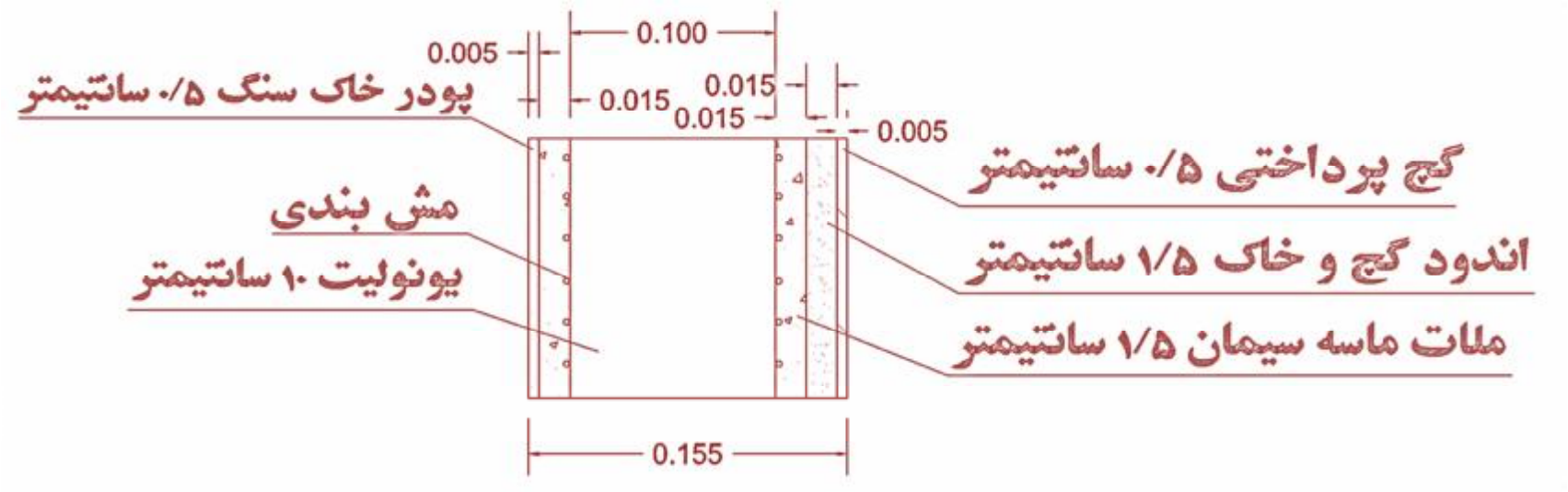
جزئیات اجرایی دیوارهای جانبی دارای نما:



۲۵	مش بندی + یونولیت ۱۰ سانتیمتر
۰.۰۱۵ × ۲ × ۲۱۰۰ = ۶۳	ملات ماسه سیمان ۱.۵ سانتیمتر
۰.۰۱۵ × ۱۶۰۰ = ۲۴	اندود گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر
۰.۰۰۵ × ۱۳۰۰ = ۶.۵	گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر
۴ × ۴.۳۹ = ۱۷.۵۶	۴ عدد قوطی ۴ سانتیمتری
۰.۰۱ × ۲۵۰۰ = ۲۵	شیشه نما ۱ سانتیمتر
۱۶۰ Kg/m^2	مجموع

۳D پانل دیوار جانبی دارای نما با ضخامت ۲۰ سانتیمتر

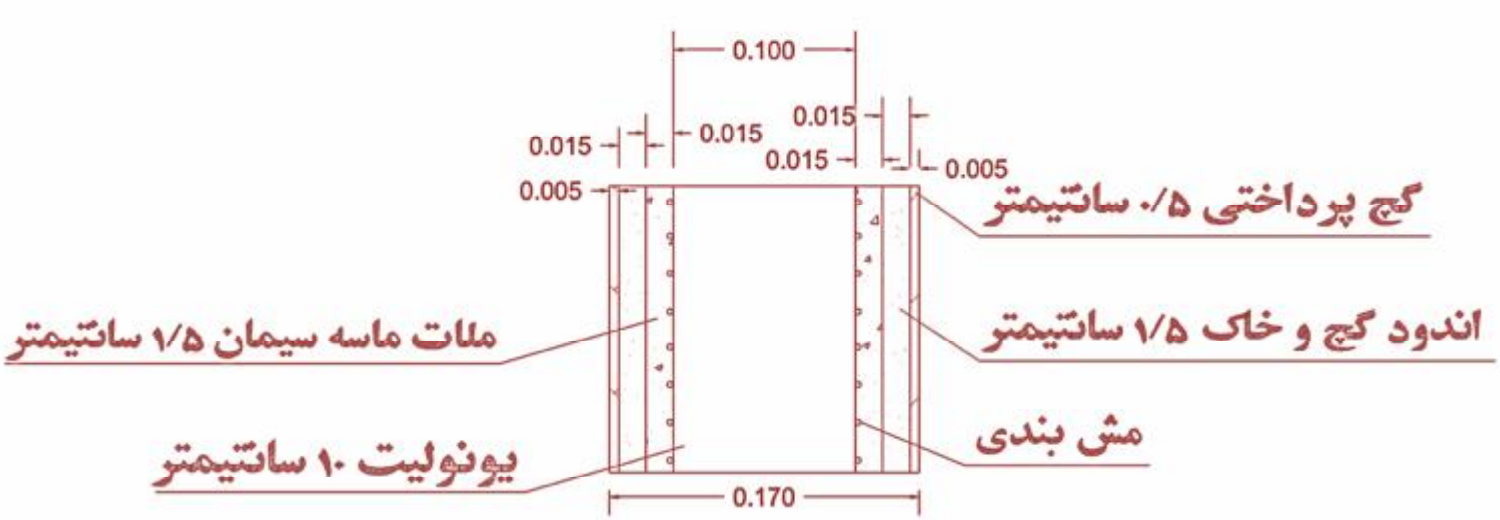
جزئیات اجرایی دیوارهای جانبی بدون نما:



۲۵	مش بندی + یونولیت ۱۰ سانتیمتر
۰.۰۱۵ × ۲ × ۲۱۰۰ = ٦٣	ملات ماسه سیمان ۱.۵ سانتیمتر
۰.۰۰۵ × ۱۸۰۰ = ۹	پودر خاک سنگ ۰.۵ سانتیمتر
۰.۰۱۵ × ۱٦۰۰ = ۲٤	اندود گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر
۰.۰۰۵ × ۱۳۰۰ = ٦.۵	گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر
۱۲۸ Kg/m^2	مجموع

۳D پانل دیوار جانبی بدون نما با ضخامت ۱۵.۵ سانتیمتر

جزئیات اجرایی دیوارهای تیغه:



۲۵	مش بندی + یونولیت ۱۰ سانتیمتر
۰.۰۱۵ × ۲ × ۲۱۰۰ = ۶۳	ملات ماسه سیمان ۱.۵ سانتیمتر
۰.۰۱۵ × ۲ × ۱۶۰۰ = ۴۸	اندود گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر
۰.۰۰۵ × ۲ × ۱۳۰۰ = ۱۳	گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر
۱۴۹ $Kg/m^2 < 150$ OK	مجموع

۳D پانل دیوار تیغه با ضخامت ۱۷ سانتیمتر

$$۱٤۹ < ۱۵۰ \rightarrow OK$$

طول کل تیغه بندی در هر طبقه ← ٤٨ متر ← $٤٨ \times ۳.٤ \times ۱٤۹ = ۲٤۳۱٦.٨$

$$\text{بار معادل تیغه بندی} = \frac{۲٤۳۱٦.٨}{\text{(مساحت کلی)}۱۹٤} = ۱۲٦ > ۱۰۰ \rightarrow OK$$

$$\text{بار مرده کف طبقات} = ٤۱۰ + ۱۲٦ = ۵۳٦ \frac{\text{Kg}}{m^۲}$$

محاسبه بار مرده و زنده آسانسور:

طبق بند ٦-۳-۵-۳ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار آسانسور به صورت نقطه ای به چهار ستون پیرامون وارد میشود (ابعاد باکس آسانسور ۱٦۰ × ۱۸۰) ظرفیت آسانسور ٦ نفر با بار زنده $\frac{\text{Kg}}{m^۲}$ ٤۵۰ می باشد ، وزن اتاقک ۲٤۰ کیلوگرم می باشد ، عمق چاله آسانسور ۸۰ سانتیمتروضخامت دال بتنی سکو ۲۰ سانتیمتر

محاسبه بار مرده:

بار مرده آسانسور ← $۱۲۰۰ \times ۲ = ۲٤۰۰$

بار مرده سکو ← $۱.٦ \times ۱.۸ \times ۰.۲ \times ۲۵۰۰ = ۱٤٤۰$

بار مرده متمرکز در تکیه گاه ها ← $۳۸٤۰ \div ٤ = ۹٦۰\ Kgf$

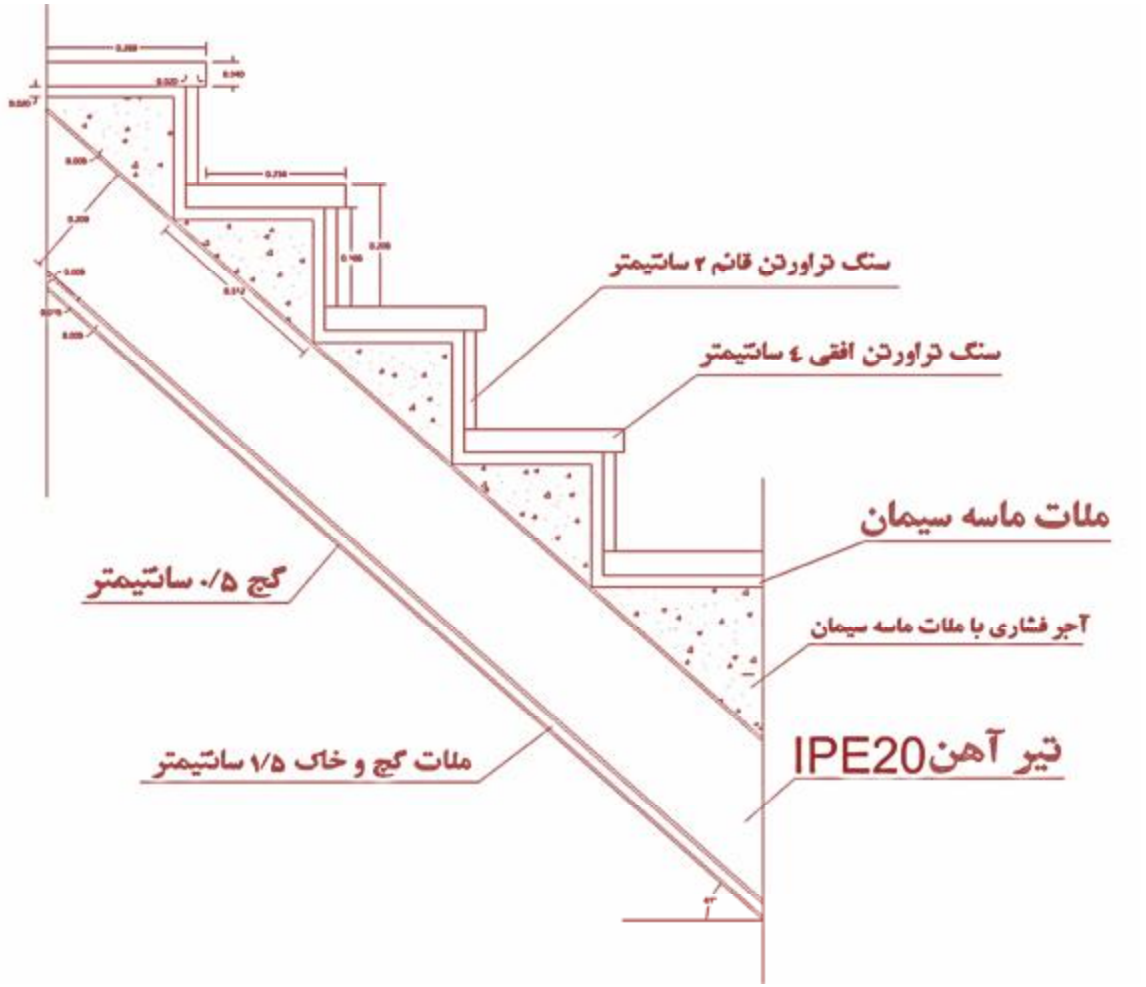
محاسبه بار زنده: (برای ۱.۵ مترمربع)

باز زنده آسانسور ← $٤۵۰ \times ۲ = ۹۰۰$

بار زنده سکو ← $۱.٦ \times ۱.۸ \times ۲٤۰ = ٦۹۲$

بار زنده متمرکز در تکیه گاه ها ← $۱۵۹۲ \div ٤ = ۳۹۸\ Kgf$

جزئیات اجرایی راه پله:

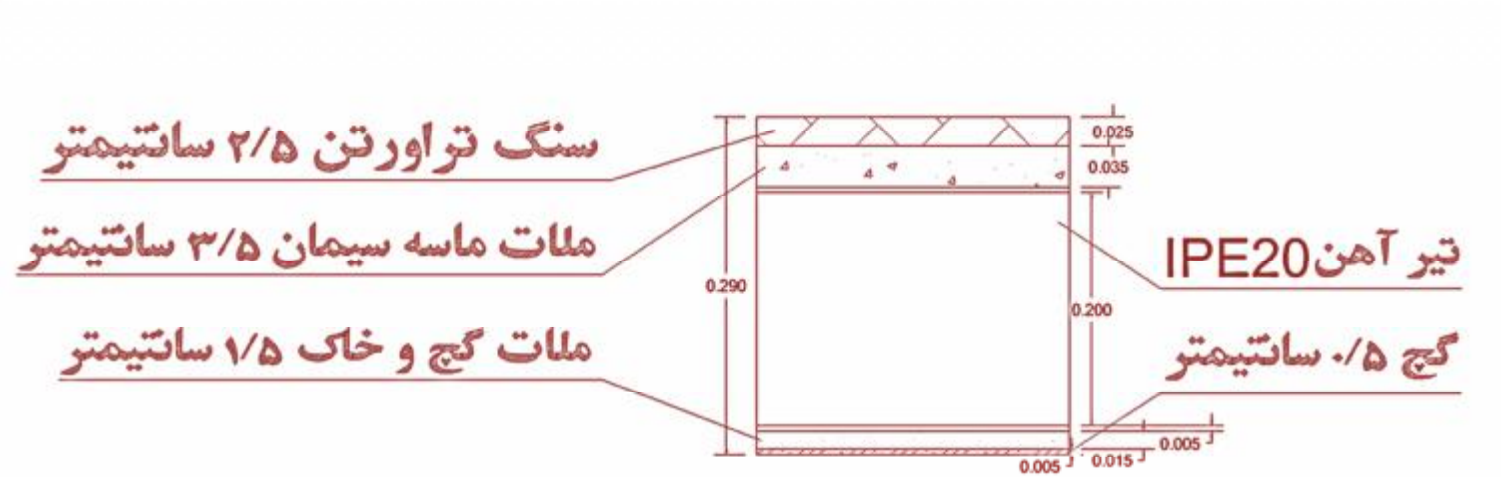


$$x = \sqrt{۰.۲۰۶^۲ + ۰.۲۳٤^۲} = ۰.۳۱۲$$

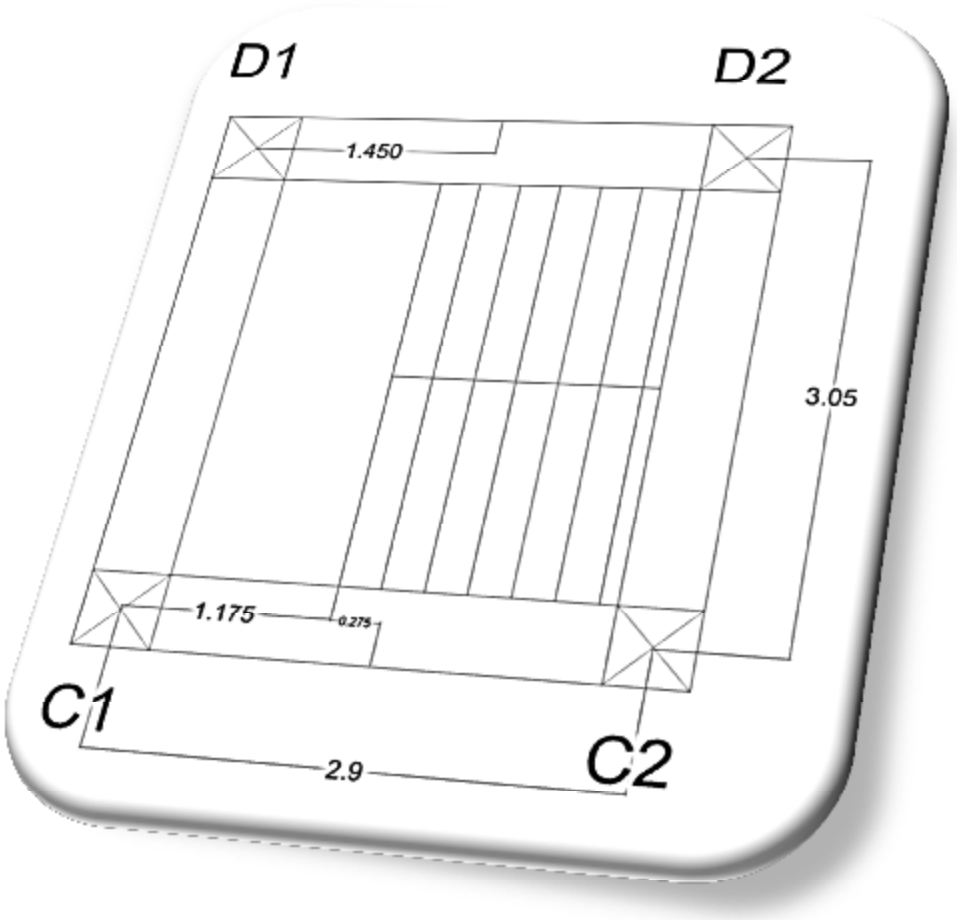
تعداد پله در هر طبقه ۱۸ عدد (۹ رفت و ۹ برگشت)

$۰.۰٤ \times ۰.۲٦۹ \times ۲٤۰۰ = ۲۵.۸۲٤$	سنگ تراورتن افقی ٤ سانتیمتر
$۰.۰۲ \times ۰.۱٦٦ \times ۲٤۰۰ = ۷.۹٦۸$	سنگ تراورتن قائم ۲ سانتیمتر
$۰.۰۲ \times (۰.۲۳٤ + ۰.۲۰٦) \times ۲۱۰۰ = ۱۸.٤۸$	ملات ماسه سیمان
$\left(\frac{۰.۲۳٤ \times ۰.۲۰٦}{۲}\right) \times ۱۷۰۰ = ٤۱$	آجرکاری با ملات ماسه سیمان
$۰.۱۱ \times ۰.۳۱۲ \times ۲۵۰۰ = ۸۵.۸$	بتن میان ۲ پروفیل
$۰.۳۱۲ \times ۲۲.٤ = ٦.۹۸$	پروفیل IPE۲۰
$۰.۰۱۵ \times ۰.۳۱۲ \times ۱٦۰۰ = ۷.٤۸۸$	ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر
$۰.۰۰۵ \times ۰.۳۱۲ \times ۱۳۰۰ = ۲.۰۲۸$	گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر
$۱۹٦ = \frac{۱۹٦}{۰.۳۱۲} = ٦۲۹\ Kg/m^۲$	مجموع

جزئیات اجرایی پاگرد :



۰.۰۲۵ × ۲٤۰۰ = ٦۰	سنگ تراورتن کف ۲.۵ سانتیمتر
۰.۰۳۵ × ۲۱۰۰ = ۷۳.۵	ملات ماسه سیمان ۳.۵ سانتیمتر
۰.۱۱ × ۲۵۰۰ = ۲۷۵	بتن میان ۲ پروفیل
۲۸.۵ × ۱۰$^{-٤}$ × ۷۸۵۰ = ۲۲.۳۷	پروفیل IPE۲۰
۰.۰۱۵ × ۱٦۰۰ = ۲٤	ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر
۰.۰۰۵ × ۱۳۰۰ = ٦.۵	گچ ۰.۵ سانتیمتر
٤٦۲ $Kg/m^{۲}$	مجموع


D1
D2
1.450
3.05
1.175
0.275
C1
C2
2.9

محاسبه بار مرده راه پله وارد بر تیر C۱-D۱

مساحت پاگرد متصل به تیر	$۱.۱۷۵ \times ۳.۰۵ = ۳.٦\ m^۲$
کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$٤٦۲ \times ۳.٦ = ۱٦٦۳\ Kgf$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(۱.٤٥ - ۱.۱۷٥) \times ۳.۰٥ = ۰.۸٤\ m^۲$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$٦۲۹ \times ۰.۸٤ = ٥۲۸\ Kgf$
کل بار مرده وارد بر تیر	$۱٦٦۳ + ٥۲۸ = ۲۱۹۱\ Kgf$
بار گسترده معادل	$\frac{۲۱۹۱}{۳.۰٥} = ۷۲۰\ Kgf/m$

محاسبه بار زنده راه پله وارد بر تیر C۱-D۱

مساحت پاگرد متصل به تیر	$۱.۱۷٥ \times ۳.۰٥ = ۳.٦\ m^۲$
کل بار زنده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$٥۰۰ \times ۳.٦ = ۱۸۰۰\ Kgf$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(۱.٤٥ - ۱.۱۷٥) \times ۳.۰٥ = ۰.۸٤\ m^۲$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$٥۰۰ \times ۰.۸٤ = ٤۲۰\ Kgf$
کل بار مرده وارد بر تیر	$۱۸۰۰ + ٤۲۰ = ۲۲۲۰\ Kgf$
بار گسترده معادل	$\frac{۲۲۲۰}{۳.۰٥} = ۷۲۸\ Kgf/m$

محاسبه بار مرده راه پله وارد بر تیر C۲-D۲

مساحت رمپ موثر در تیر	$۱.٤٥ \times ۳.۰٥ = ٤.٤٤\ m^۲$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$٦۲۹ \times ٤.٤٤ = ۲۷۹۳\ Kgf$
بار گسترده معادل	$\frac{۲۷۹۳}{۳.۰٥} = ۹۱٦\ Kgf/m$

محاسبه بار زنده راه پله وارد بر تیر C۲-D۲

مساحت رمپ موثر در تیر	$۱.٤٥ \times ۳.۰٥ = ٤.٤٤\ m^۲$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$٥۰۰ \times ٤.٤٤ = ۲۲۲۰\ Kgf$
بار گسترده معادل	$\frac{۲۲۲۰}{۳.۰٥} = ۷۲۸\ Kgf/m$

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 دیوار های برشی بزرگ را انتخاب کرده و در فرمول های زیر قرار می دهیم)

$$h > max \begin{cases} \dfrac{\text{ارتفاع دیوار}}{۲۵} = \dfrac{۳٤۰۰}{۲۵} = ۱۳٦\ mm \\ \dfrac{\text{عرض دیوار}}{۲۵} = \dfrac{٤٦۰۰}{۲۵} = ۱۸٤\ mm\ \surd \\ ۱۵۰\ mm \end{cases}$$

خلاصه بارگذاری:

نوع بار	بار مرده DL Kg/m^2		بار زنده LL Kg/m^2
کف طبقات	با بار معادل	بدون بار معادل	
	۵۳۶	۴۱۰	۵۰۰
کف طبقه آخر	با شیبداری	بدون شیبداری	
	۵۲۳	۴۸۱	۴۰۰
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:

$$V = C \times W$$
$$C = \frac{A.B.I}{R}$$

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 ۰.۳ = ٪۳۰=A 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:

$$T = ۰.۰۵H^{\frac{۳}{۴}} = ۰.۰۵ \times ۳۲.۱^{\frac{۳}{۴}} = ۰.۶۷ < ۰.۷$$

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 ٦-٧-٣ آیین نامه محبث ششم مقررات ملی ساختمان پارامترهای S , Ts و T۰ به شرح زیر خواهد شد:

نوع زمین	T۰	Ts	S خطر نسبی زیاد
IV	۰.۱۵	۱	۱.۷۵

$$T_{\cdot} < T < Ts$$

$$\rightarrow B = S + ۱ = ۱.۷۵ + ۱ = ۲.۷۵ = B$$

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 ٦-٧-٥ مبحث ششم برابر با $I = ۱$ می باشد

با توجه به صفحه ٦٣ مبحث ششم مقررات ملی ، عنوان «متوسط» برای تعیین ضریب رفتار ساختمان در نظر گرفته شده است

قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند برون محور فولادی ← $R = ۷$

قاب مفصلی + دیوار برشی بتنی متوسط ← $R = ۷$

$$C = \frac{A.B.I}{R} = \frac{۰.۳ \times ۲.۷۵ \times ۱}{۷} = ۰.۱$$

$$V = ۰.۱ \times W$$

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

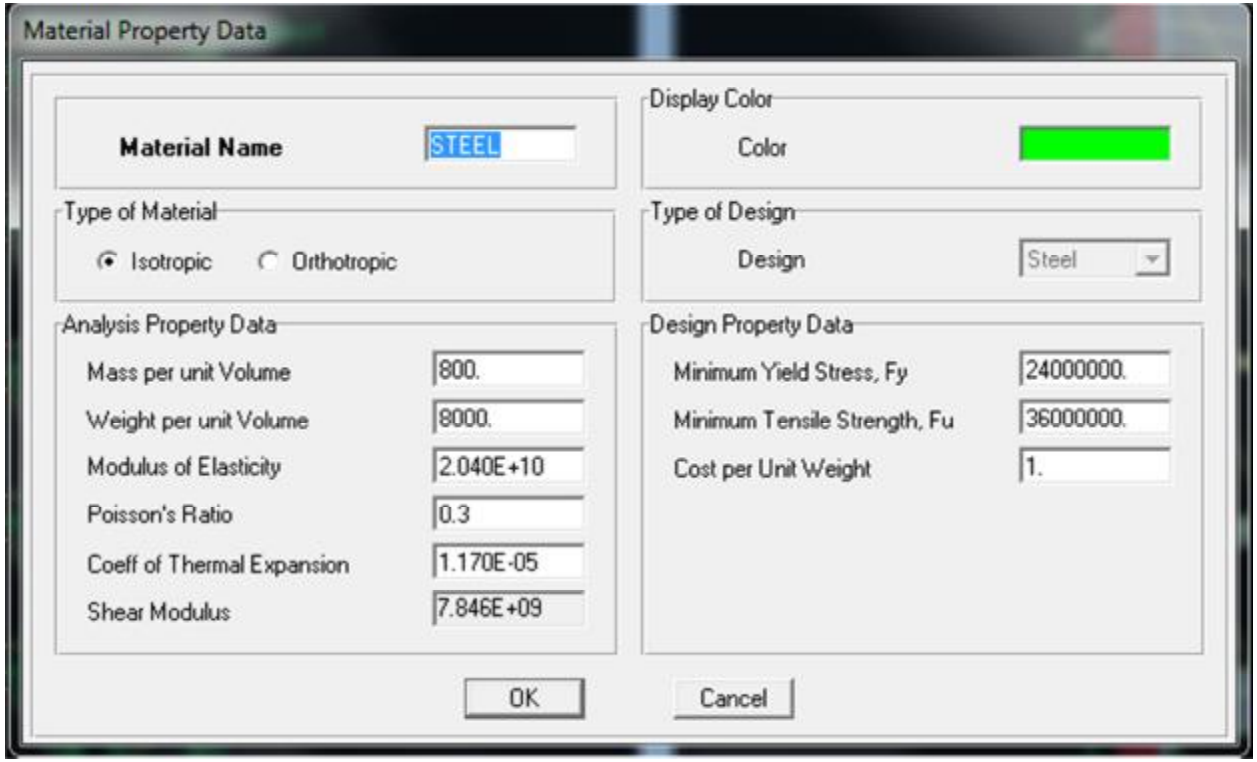
مدل و طراحی سازه توسط نرم افزار Etabs

DESIGN & MODELING WITH ETABS

مدل و طراحی سازه توسط نرم افزار Etabs

نرم افزار مورد استفاده Etabs ۹.۷.۲

خلاصه لیست ورودی های نرم افزار:



نوع فولاد : AIII

جرم مخصوص : ۸۰۰ Kg/m^2

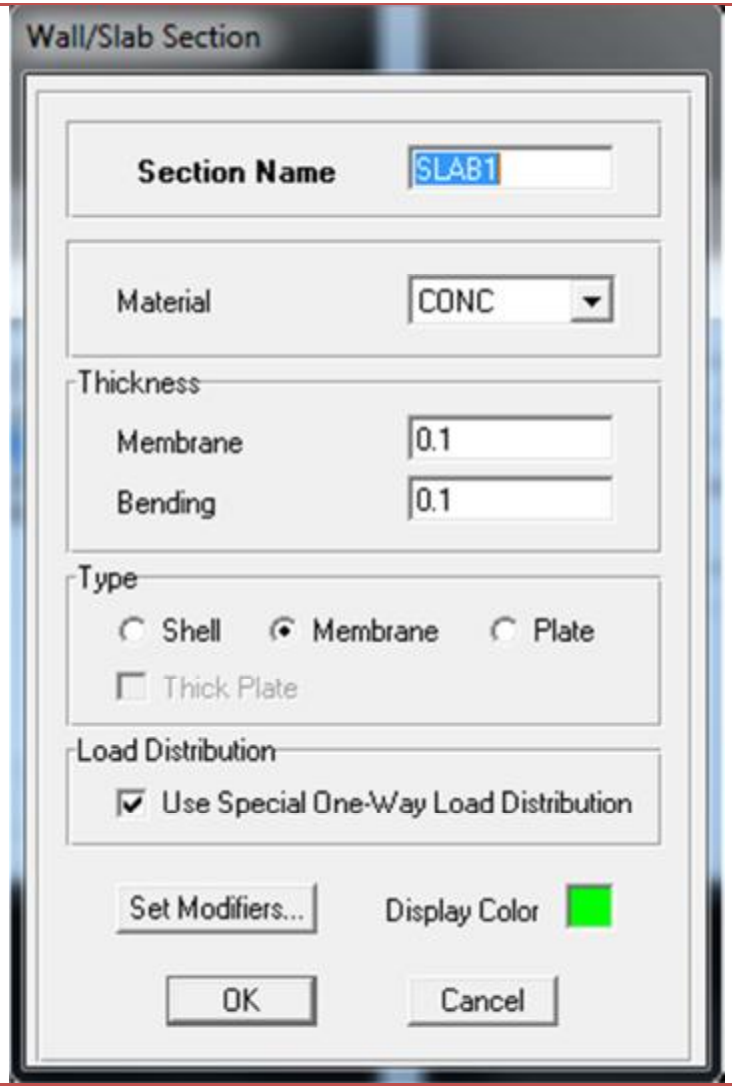
وزن مخصوص : ۸۰۰۰ Kg/m^2

مدول الاستیسته : ۲.۰٤×۱۰^{۱۰} Kgf/m

ضریب پوآسون : ۰.۳

Fy : ۲٤۰۰ Kg/m^2

Fu : ۳٦۰۰ Kg/m^2



نوع دال : ۱ طرفه

جنس : بتن پیش تنیده پس کشیده

تیپ دال : غشائی (برشی)

ضخامت طبقات : کششی و فشاری ثابت ۱۰ سانتیمتر

ضخامت طبقه آخر : کششی و فشاری ثابت ۱۸ سانتیمتر

دیوار برشی

تیپ دیوار برشی: Shell (سختی برشی و خمشی)

جنس : بتن مسلح

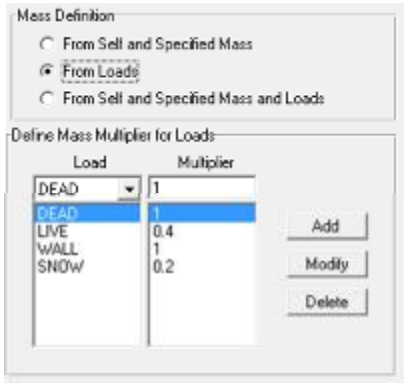
ضخامت: ۳۵ سانتیمتر

ترکیبات بار اعضای فولادی :		
DL + LL + ۲.٤ EY	DL + EX	DL + LL
DL + LL + ۲.٤ EXP	DL - EX	DL + LL + EX
DL + LL + ۲.٤ EXN	DL + EY	DL + LL - EX
DL + LL + ۲.٤ EYP	DL – EY	DL + LL + EY
DL + LL + ۲.٤ EYN	DL + EXP	DL + LL - EY
DL + ۲.٤ EX	DL – EXP	DL + LL + EXP
DL + ۲.٤ EY	DL + EXN	DL + LL – EXP
DL + ۲.٤ EXP	DL – EXN	DL + LL + EXN
DL + ۲.٤ EXN	DL + EYP	DL + LL – EXN
DL + ۲.٤ EYP	DL – EYP	DL + LL + EYP
DL + ۲.٤ EYN	DL + EYN	DL + LL – EYP
	DL - EYN	DL + LL + EYN
	DL + LL + ۲.٤ EX	DL + LL - EYN

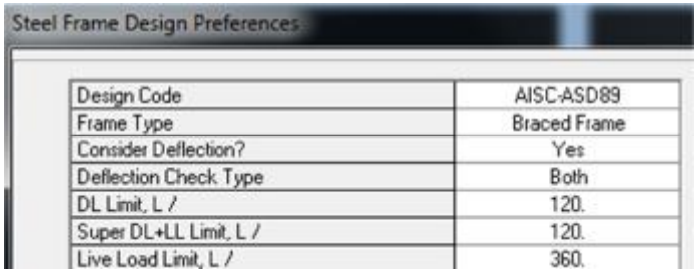
با توجه به صفحه ۱۵ و ۳۵۹ مبحث دهم آیین نامه ملی ساختمان ، تمام ترکیبات بار فوق در عدد ۰.۷۵ ضرب میشوند ، ولی دلیل اینکه این ضرایب به ترکیبات بار اعمال نشده است این است که : در آیین نامه AISC-ASD۸۹ تمام ضرایب برابر با ۱ است ولی بعد از طراحی در عدد تنش مجاز مقاطع ضریب ۱.۳۳ ضرب خواهد شد! و اگر ضریب ۰.۷۵ 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 کاملا غلط خواهد بود! و مقاطع ضعیف خواهند شد! همچنین ترکیبات بار ۲٦ به بعد با توجه به صفحه ۳۵۹ و مربوط به ضریب تشدید یافته بار زلزله میباشند و ضریب ۲.٤ 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 :



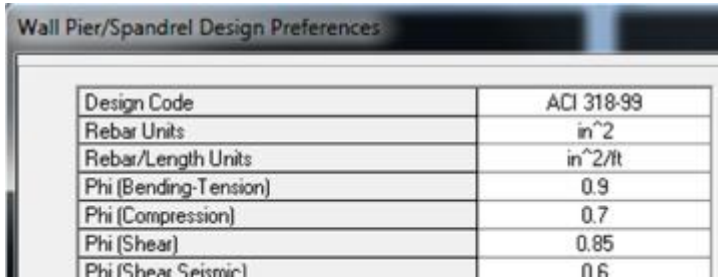
آیین نامه مبحث دهم دقیقا مشابه با آیین نامه AISC۸۹ می باشد که در اینجا از حالت تنش مجاز ASD استفاده شده است!

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 :



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

$$Fi = V \times \frac{wi\ hi}{\Sigma\ wi\ hi}$$

$$V = C \times W \rightarrow V = ۰.۱ \times ۱۸۸۷.۲ = ۱۸۸.۷۲$$

$$V_{min} = ۰.۱\ AIW = ۰.۱ \times ۰.۳ \times ۱ \times ۱۸۸۷.۲ = ۵۶.۶ < V \rightarrow OK$$

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
		$\Sigma = ۱۸۸۷.۲$	$\Sigma = ۲۹۹۹۰.۷۲$	

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

فصل ششم

کنترل لنگر واژگونی

STRUCTURAL REVERSAL CONTROL

کنترل لنگر واژگونی

#	کنترل	ضریب اطمینان واژگونی	لنگر واژگونی	لنگر مقاوم	ترکیب بار
۱	> ۱.۷۵ **OK**	$۲۳۰۲۵/۳۹۳۲ = ۵.۸$	۳۹۳۲	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۱۲.۲۰۱ = ۲۳۰۲۵$	EX
۲	> ۱.۷۵ **OK**	$۲۳۰۲۵/۳۹۳۳ = ۵.۸$	۳۹۳۳	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۱۲.۲۰۱ = ۲۳۰۲۵$	EXP
۳	> ۱.۷۵ **OK**	$۲۳۰۲۵/۳۹۳۲ = ۵.۸$	۳۹۳۲	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۱۲.۲۰۱ = ۲۳۰۲۵$	EXN
٤	> ۱.۷۵ **OK**	$۷۱۲۸/۳۹۳۰ = ۱.۸$	۳۹۳۰	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۳.۷۷۷ = ۷۱۲۸$	EY
٥	> ۱.۷۵ **OK**	$۷۱۲۸/۳۹۳۱ = ۱.۸$	۳۹۳۱	$۱۹۲.۳۷ \times ۹.۸۱ \times ۳.۷۷۷ = ۷۱۲۸$	EYP
٦	> ۱.۷۵ **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 ٦-٧-٣-٢-٤ 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:

$$T < ۰.۷ \rightarrow \Delta_M < ۰.۰۲۵\, H$$

UX+EX		UX+EX
$\Delta_7 - \Delta_6 = 0.0356 - 0.0306 = 0.005$		$\Delta_{roof} - \Delta_7 = 0.0389 - 0.0356 = 0.0033$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.005 = 0.0245$		$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0033 = 0.01617$
$0.0245 < 0.025 \times 3.6 = 0.09\ OK$		$0.01617 < 0.025 \times 2.7 = 0.0675\ OK$

UX+EX		UX+EX
$\Delta_5 - \Delta_4 = 0.025 - 0.0195 = 0.0055$		$\Delta_6 - \Delta_5 = 0.0306 - 0.025 = 0.0056$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0055 = 0.02695$		$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0056 = 0.02744$
$0.02695 < 0.025 \times 3.6 = 0.09\ OK$		$0.02744 < 0.025 \times 3.6 = 0.09\ OK$

UX+EX		UX+EX
$\Delta_4 - \Delta_3 = 0.0195 - 0.0143 = 0.0052$		$\Delta_3 - \Delta_2 = 0.0143 - 0.0095 = 0.0048$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0052 = 0.02548$		$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0048 = 0.02352$
$0.02548 < 0.025 \times 3.6 = 0.09\ OK$		$0.02352 < 0.025 \times 3.6 = 0.09\ OK$

UX+EX		UX+EX
$\Delta_2 - \Delta_1 = 0.0095 - 0.0051 = 0.0044$		$\Delta_1 - \Delta_{pilot} = 0.0051 - 0.0014 = 0.0037$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0044 = 0.02156$		$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0037 = 0.01813$
$0.02156 < 0.025 \times 3.6 = 0.09\ OK$		$0.01813 < 0.025 \times 2.6 = 0.065\ OK$

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

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

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

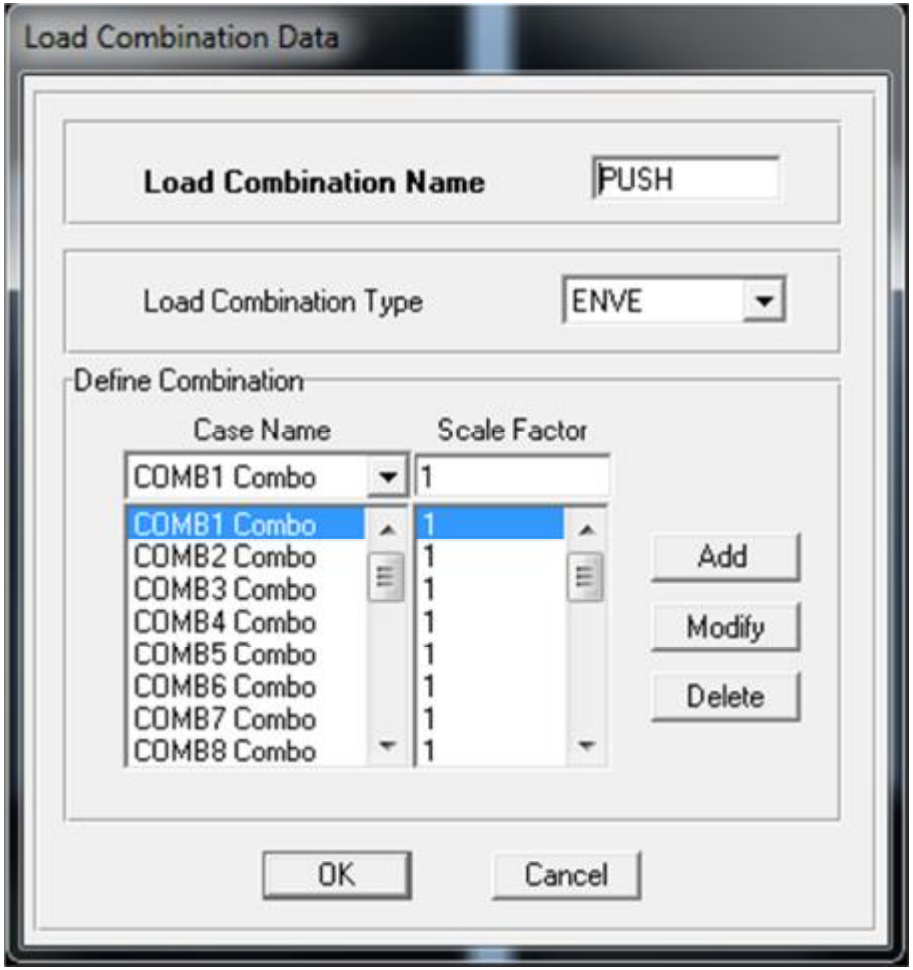
UY+EY		UY+EY
$\Delta_2 - \Delta_1 = 0.0069 - 0.0032 = 0.0037$		$\Delta_1 - \Delta_{pilot} = 0.0032 - 0.0008 = 0.0024$
$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0037 = 0.01813$		$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.0024 = 0.01176$
$0.01813 < 0.025 \times 3.6 = 0.09\ OK$		$0.01176 < 0.025 \times 2.6 = 0.065\ OK$

فصل هشتم

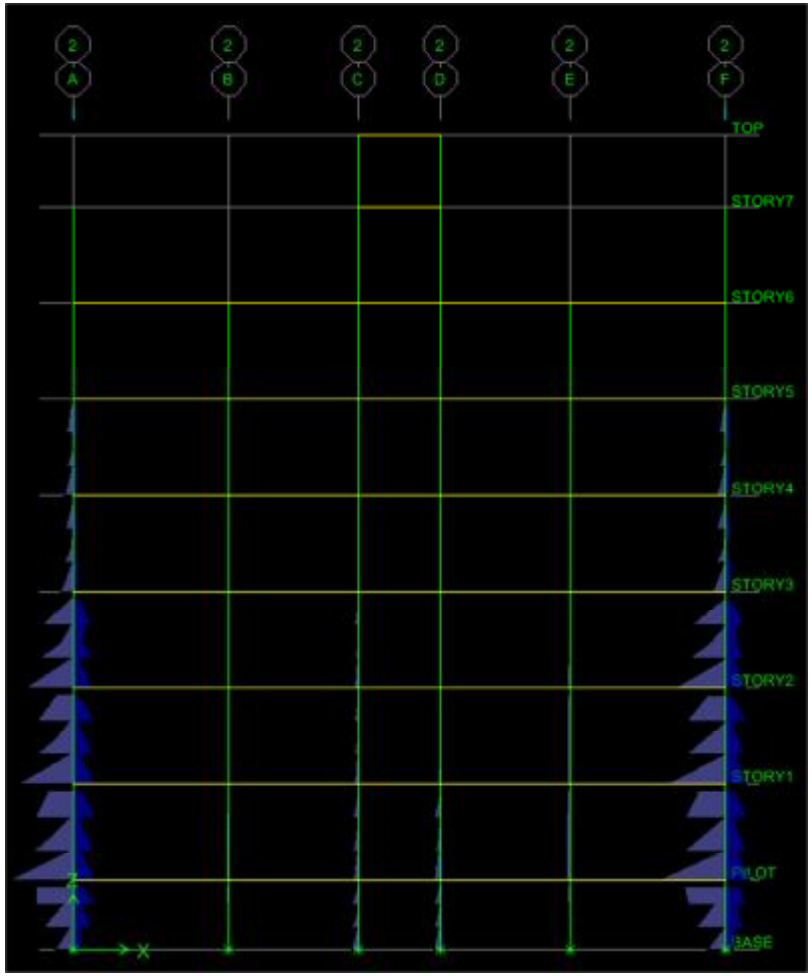
منحنی پوش

PUSH DIAGRAM

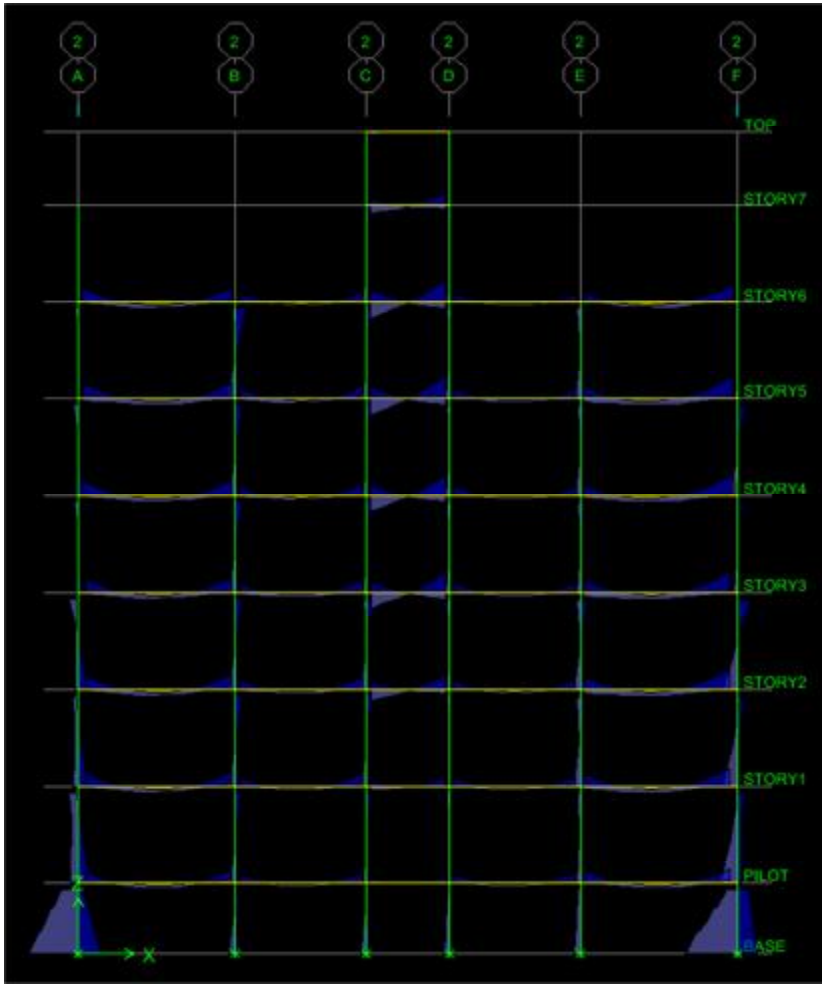
منحنی پوش



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

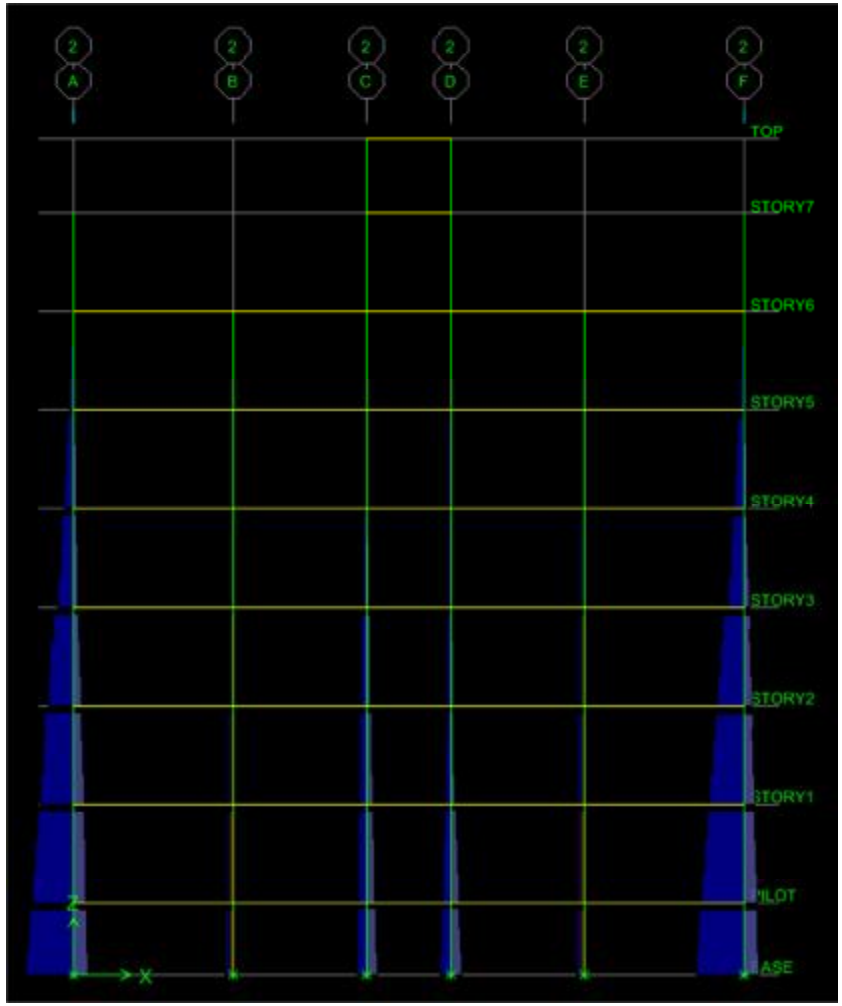


دیاگرام پوش لنگر خمشی در جهت ۷ و یا ۲-۲



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

در بخش"نمـــایش دیـــاگرام نیـــروی موجـــود اعضـــا" در نـــرم افـــزار Etabs ســـه دیـــاگرام مختلـــف (نیروهـــای محـــوری ، لنگـــر خمشـــی در جهـــت X و لنگـــر خمشـــی در جهـــت Y) رســـم شـــد ، قاب مورد بررسی در مقطع معماری ۲ می باشد.



دیاگرام پوش نیروی محوری

فصل نهم

طراحی دستی صفحه ستون ها

BASE PLATES MANUAL DESIGN

طراحی دستی صفحه ستون ها:

$$\text{میانی } Fp = ۰.۷ \times fc = ۰.۷ \times ۲۱۰ = ۱٤۷$$

$$\text{کناری } Fp = ۰.۳ \times fc = ۰.۳ \times ۲۱۰ = ٦۳$$

$$BH > \frac{P \times ۱۰^{۳}}{Fp}$$

تعیین ابعاد اولیه:

$A۲ \rightarrow P = ۸٥٤.۰۸۸ \rightarrow BH > ۱۳٥٥۷ \rightarrow B \times H = ۱۲۰ \times ۱۲۰$	$A۱ \rightarrow P = ٦٤.۲٦۹ \rightarrow BH > ۱۰۲۰ \rightarrow B \times H = ۳٥ \times ۳٥$
$B۱ \rightarrow P = ۲۰۰.۷۱۹ \rightarrow BH > ۳۱۸٦ \rightarrow B \times H = ٦۰ \times ٦۰$	$A۳ \rightarrow P = ۳۸٤.۱٥ \rightarrow BH > ٦۰۹۷ \rightarrow B \times H = ۸۰ \times ۸۰$
$B۳ \rightarrow P = ٤۱۹.٥۹٦ \rightarrow BH > ٦٦٦۰ \rightarrow B \times H = ۸٥ \times ۸٥$	$B۲ \rightarrow P = ۱٤۷.۰۱۲ \rightarrow BH > ۱۰۰۰ \rightarrow B \times H = ۳٥ \times ۳٥$
$C۲ \rightarrow P = ۱۸۱.۰۹۸ \rightarrow BH > ۱۲۲۱ \rightarrow B \times H = ۳٥ \times ۳٥$	$C۱ \rightarrow P = ۳۰٤.۰۱۷ \rightarrow BH > ٤۸۲٥ \rightarrow B \times H = ۷۰ \times ۷۰$
$D۱ \rightarrow P = ۲۳۷.۸۸۷ \rightarrow BH > ۳۷۷٦ \rightarrow B \times H = ٦٥ \times ٦٥$	$C۳ \rightarrow P = ۱۰۱.٦٥۹ \rightarrow BH > ۱٦۱۳ \rightarrow B \times H = ٤۰ \times ٤۰$
$D۳ \rightarrow P = ۸۷.۹٤۲ \rightarrow BH > ۱۳۹٦ \rightarrow B \times H = ٤۰ \times ٤۰$	$D۲ \rightarrow P = ۱۷۷.۸۹٦ \rightarrow BH > ۱۲۱۰ \rightarrow B \times H = ۳٥ \times ۳٥$
$E۲ \rightarrow P = ۱۳۲.۰۹۳ \rightarrow BH > ۸۹۸ \rightarrow B \times H = ۳۰ \times ۳۰$	$E۱ \rightarrow P = ٥۱۸.۷۱۱ \rightarrow BH > ۸۲۳۳ \rightarrow B \times H = ۱۰۰ \times ۱۰۰$
$F۱ \rightarrow P = ۸۲.٥۲٦ \rightarrow BH > ۱۳۰۹ \rightarrow B \times H = ٤۰ \times ٤۰$	$E۳ \rightarrow P = ۱۳۳.٤۷٤ \rightarrow BH > ۲۱۱۸ \rightarrow B \times H = ٥۰ \times ٥۰$
$F۳ \rightarrow P = ٤٤۹.۷۷٥ \rightarrow BH > ۷۱۳۹ \rightarrow B \times H = ۸٥ \times ۸٥$	$F۲ \rightarrow P = ۸۱۰.۷۷٥ \rightarrow BH > ۱۲۸٦۹ \rightarrow B \times H = ۱۱٥ \times ۱۱٥$

همانطور که در محاسبات فوق دیده میشود ابعاد صفحه ستون ها در حدس اولیه بسیار متفاوت است و این امر کاملا 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 حاظر 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 کاملا اقتصادی شود

برای تیپ ۱۲۰ × ۱۲۰ :

$$q = \frac{۸۵۴.۰۸۸ \times ۱۰^{۳}}{۱۲۰ \times ۱۲۰} = ۵۹.۳۱$$

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

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

$$PL = ۱۲۰ \times ۱۲۰ \times ۱۰$$

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

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

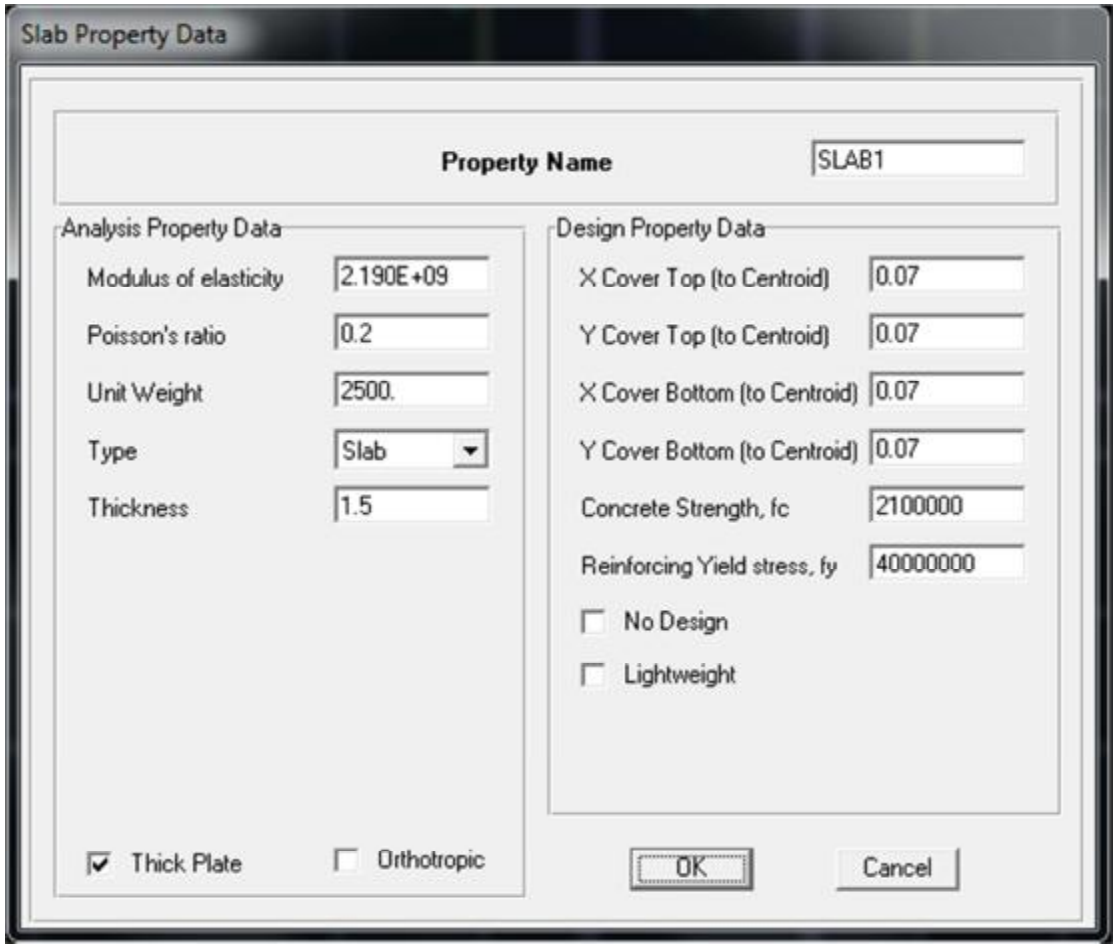
فصل دهم

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 : ۰.۷ Kg/cm^2

مدول الاستیسیته : ۲.۱۹ × ۱۰^۹ Kgf/m

ضریب پوآسون : ۰.۲

وزن مخصوص : ۲۵۰۰ Kg/m^2

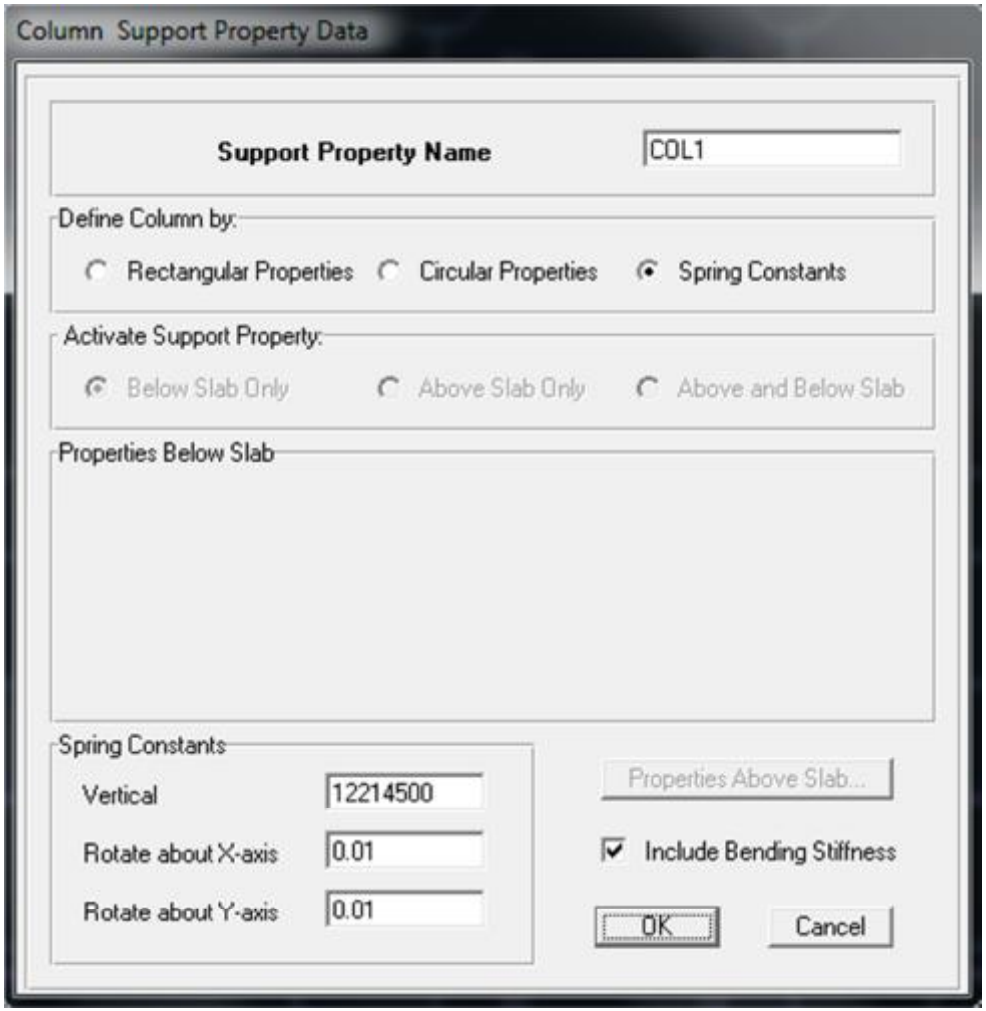
ضخامت پی : ۱.۵ متر

کاور از طرفین : ۷ سانتیمتر

مقاومت مشخصه بتن : ۲۱۰ Mpa

ترکیبات بار فونداسیون :

- P۱ → Dead + Live
- P۲ → 0.75 (Dead + Live + Ex)
- P۳ → 0.75 (Dead + Live - Ex)
- P٤ → 0.75 (Dead + Live + Ey)
- P۵ → 0.75 (Dead + Live - Ey)



مشخصات شمع:

نیروی عمودی (نوک شمع): ۱۲۲۱٤٥۰۰ Kg/m^2

تعداد : ۱٤ عدد (زیر تمام ستون های کناری)

عمق : ٤ متر ، قطر : ۸۰ سانتیمتر

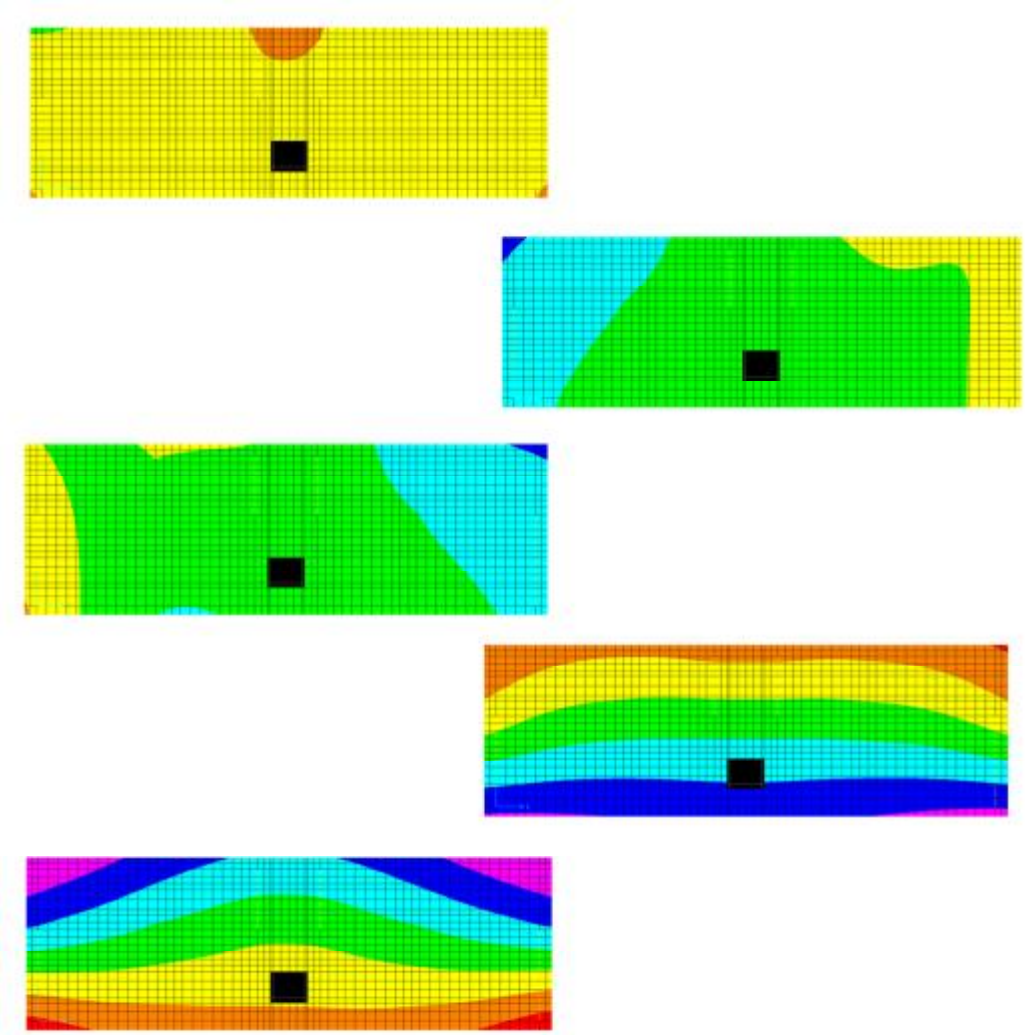
تنش مجاز انتهای شمع : ۱.٥

$$Ks = ۱.٥ \times ۱.٥ \times ۱.۲ = ۲.۷$$

$$r = \frac{۸۰ \times ۳}{۲} = ۱۲۰$$

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

$$v = \pi \times ۱۲۰^2 \times ۲.۷ = ۱۲۲۱٤٥ \ Kg/cm^2$$



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

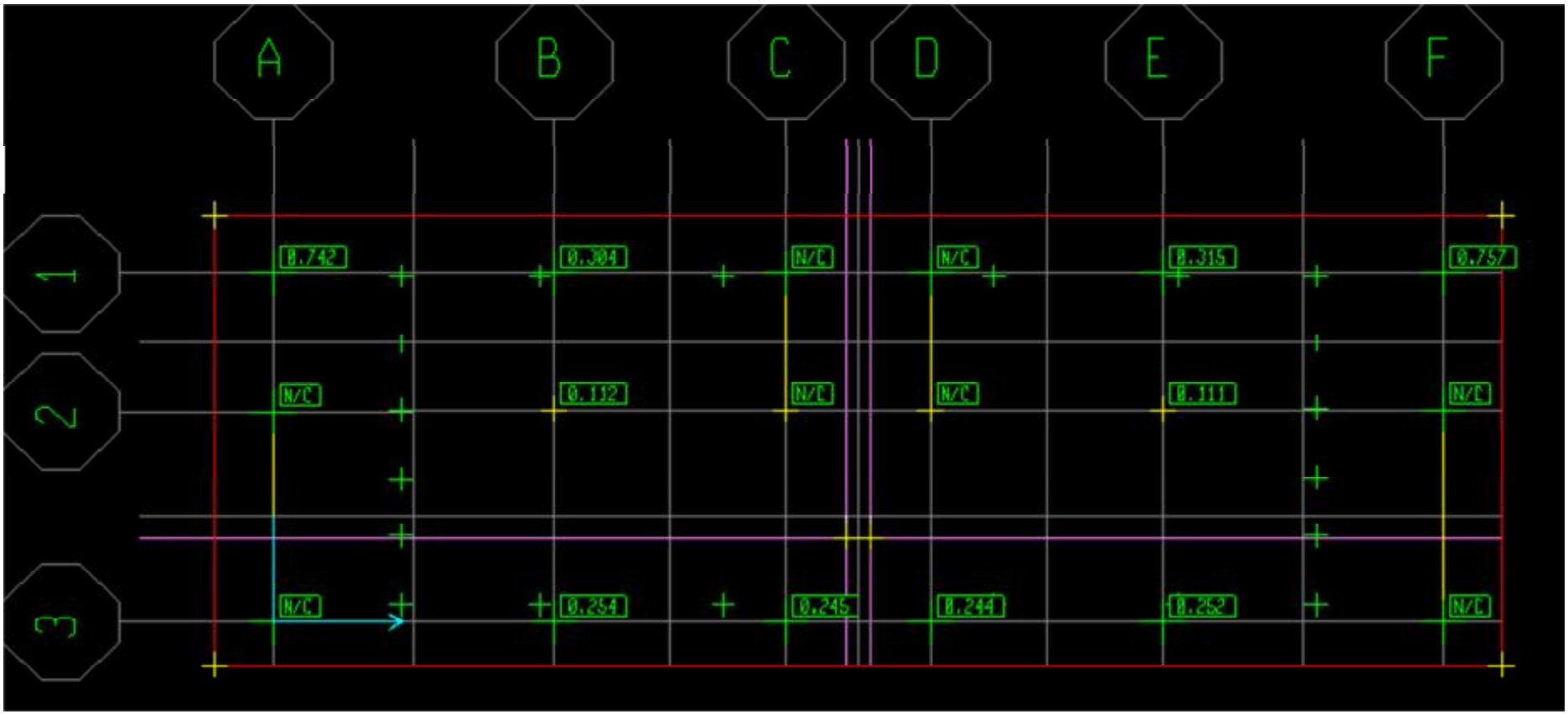
فصل یازدهم

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:

$P = ۸۱۰۷۷۵\ kg$	$L = ۲۶۰\ cm$	$Kx = ۱$	$Ky = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^{۶}$	$Fy = ۲۴۰۰$
$Mx = ۵۸۶۴۲۶$	$My = ۷۶۰۴۵۱$	$Vx = ۱۲۱۲$	$Vy = ۴۰۰۶$	$Wx = ۵۷۰۴$	$Wy = ۵۱۸۱$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box\ ۶۰۰ \times ۳۰۰ \times ۲۵$	$A = ۵۵۰۰$	$Ix = ۱۷۱۱۴۵$	$Iy = ۹۰۶۷۷$	$rx = ۱۷.۶۴$	$ry = ۱۲.۸۴$

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{۱ \times ۲۶۰}{۱۷.۶۴} = ۱۴.۷ \quad \lambda_y = \frac{۱ \times ۲۶۰}{۱۲.۸۴} = ۲۰.۲ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ۲۰.۲$$

$$Cc = \sqrt{\frac{۲\pi^{۲}E}{Fy}} = ۱۲۹.۵ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{۲۰.۲}{۱۲۹.۵} = ۰.۱۵۵ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲}\beta^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸}\beta - \frac{۱}{۸}\beta^{۳}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲} \times ۰.۱۵۵^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸} + ۰.۱۵۵ - \frac{۱}{۸} \times ۰.۱۵۵^{۳}} \times ۲۴۰۰ = ۱۳۷۵$$

$$Fa^{\sim} = ۱۳۷۵ \times ۱.۳۳ = ۱۸۲۸ > fa = \frac{۸۱۰۷۷۵}{۵۵۰۰} = ۱۴۷۴ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{۱۴۷۴}{۱۸۲۸} = ۰.۸۰۶\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۸۱۰۷۷۵}{۵۵۰} = ۱۴۷۴ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۵۸۶۴۲۶}{۵۷۰۴} = ۱۰۲.۸ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۷۶۰۴۵۱}{۵۱۸۱} = ۱۴۶.۷$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{۲}} = ۴۸۳۵۴ \times ۱.۳۳ = ۶۴۳۱۰ \qquad F_{ey}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{۲}} = ۲۵۶۱۹ \times ۱.۳۳ = ۳۴۰۷۳$$

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

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

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

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

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ۰.٤Fy \times ۱.۳۳ = ۰.٤ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{۲}} = \frac{۱۲۱۲}{۲۷۵} = ٤.٤ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{٤.٤}{۱۲۷٦} = ۰.۰۰۳٤\ OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{۲}} = \frac{٤۰۰٦}{۲۷۵} = ۱٤.٥٦ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{۱٤.٥٦}{۱۲۷٦} = ۰.۰۱۱\ OK$$

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:

$P = ۷۶۵۰۰۷\ kg$	$L = ۳۶۰\ cm$	$Kx = ۱$	$Ky = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^{۶}$	$Fy = ۲۴۰۰$
$Mx = ۳۳۶۵۵۸$	$My = ۱۲۵۰۵۹۸$	$Vx = ۱۰۸۳۳$	$Vy = ۲۴۸۲$	$Wx = ۵۷۰۴$	$Wy = ۵۱۸۱$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box\ ۶۰۰ \times ۳۰۰ \times ۲۵$	$A = ۵۵۰۰$	$Ix = ۱۷۱۱۴۵$	$Iy = ۹۰۶۷۷$	$rx = ۱۷.۶۴$	$ry = ۱۲.۸۴$

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۱۷.۶۴} = ۲۰.۴ \quad \lambda_y = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۱۲.۸۴} = ۲۸ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ۲۸$$

$$Cc = \sqrt{\frac{۲\pi^{۲}E}{Fy}} = ۱۲۹.۵ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{۲۸}{۱۲۹.۵} = ۰.۲۱۶ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲}\beta^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸}\beta - \frac{۱}{۸}\beta^{۳}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲} \times ۰.۲۱۶^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸} + ۰.۲۱۶ - \frac{۱}{۸} \times ۰.۲۱۶^{۳}} \times ۲۴۰۰ = ۱۳۴۲$$

$$Fa^{\sim} = ۱۳۴۲ \times ۱.۳۳ = ۱۷۸۴ > fa = \frac{۷۶۵۰۰۷}{۵۵۰۰} = ۱۳۹۰ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{۱۳۹۰}{۱۷۸۴} = ۰.۷۷۹\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۷۶۵۰۰۷}{۵۵۰} = ۱۳۹۰ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۳۳۶۵۵۸}{۵۷۰٤} = ۵۹ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۱۲۵۰۵۹۸}{۵۱۸۱} = ۲٤۱$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{۲}} = ۲۵۲۲۱ \times ۱.۳۳ = ۳۳۵٤٤ \qquad F_{ey}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{۲}} = ۱۳۳٦۳ \times ۱.۳۳ = ۱۷۷۷۲$$

$$Fbx = Fby = ۰.٦Fy \times ۱.۳۳ = ۱۹۱۵$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{۱۳۹۰}{۱۷۸٤} = ۰.۷۷۹ > ۰.۱۵ - - - - CM = ۰.۸۵$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{۱۳۹۰}{۱۷۸٤} + \frac{۰.۸۵ \times ۵۹}{\left(۱ - \frac{۱۳۹۰}{۳۳۵٤٤}\right) \times ۱۹۱۵} + \frac{۰.۸۵ \times ۲٤۱}{\left(۱ - \frac{۱۳۹۰}{۱۷۷۷۲}\right) \times ۱۹۱۵} = ۰.۹۲ < ۱ \; OK$$

$$\frac{fa}{۰.٦ \times Fy \times ۱.۳۳} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{۱۳۹۰}{۰.٦ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳} + \frac{۵۹}{۱۹۱۵} + \frac{۲٤۱}{۱۹۱۵} = ۰.۸۸ < ۱ \; OK$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ۰.٤Fy \times ۱.۳۳ = ۰.٤ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{۲}} = \frac{۱۰۸۳۳}{۲۷۵} = ۳۹.٤ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{۳۹.٤}{۱۲۷٦} = ۰.۰۳\ OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{۲}} = \frac{۲٤۸۲}{۲۷۵} = ۹.۰۲ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{۹.۰۲}{۱۲۷٦} = ۰.۰۰۷\ OK$$

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:

$P = ٦٢٥٨٠٤\ kg$	$L = ٣٦٠\ cm$	$Kx = ١$	$Ky = ١$	$E = ٢.٠٤ \times ١٠^{٦}$	$Fy = ٢٤٠٠$
$Mx = ٣٦٤٦٤٧$	$My = ١٠٧٩٢٥١$	$Vx = ٩٥٦٨$	$Vy = ٢٥٠٧$	$Wx = ٥٧٠٤$	$Wy = ٥١٨١$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box\ ٦٠٠ \times ٣٠٠ \times ٢٥$	$A = ٥٥٠٠$	$Ix = ١٧١١٤٥$	$Iy = ٩٠٦٧٧$	$rx = ١٧.٦٤$	$ry = ١٢.٨٤$

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{١ \times ٣٦٠}{١٧.٦٤} = ٢٠.٤ \quad \lambda_y = \frac{١ \times ٣٦٠}{١٢.٨٤} = ٢٨ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ٢٨$$

$$Cc = \sqrt{\frac{٢\pi^{٢}E}{Fy}} = ١٢٩.٥ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{٢٨}{١٢٩.٥} = ٠.٢١٦ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{١ - \frac{١}{٢}\beta^{٢}}{\frac{٥}{٣} + \frac{٣}{٨}\beta - \frac{١}{٨}\beta^{٣}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{١ - \frac{١}{٢} \times ٠.٢١٦^{٢}}{\frac{٥}{٣} + \frac{٣}{٨} + ٠.٢١٦ - \frac{١}{٨} \times ٠.٢١٦^{٣}} \times ٢٤٠٠ = ١٣٤٢$$

$$Fa^{\sim} = ١٣٤٢ \times ١.٣٣ = ١٧٨٤ > fa = \frac{٦٢٥٨٠٤}{٥٥٠} = ١١٣٧ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{١١٣٧}{١٧٨٤} = ٠.٦٣٧\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۶۲۵۸۰۴}{۵۵۰} = ۱۱۳۷ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۳۶۴۶۴۷}{۵۷۰۴} = ۶۳.۹ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۱۰۷۹۲۵۱}{۵۱۸۱} = ۲۰۸.۳$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{۲}} = ۲۵۲۲۱ \times ۱.۳۳ = ۳۳۵۴۴ \qquad F_{ey}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{۲}} = ۱۳۳۶۳ \times ۱.۳۳ = ۱۷۷۷۲$$

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

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{۱۱۳۷}{۱۷۸۴} = ۰.۶۳۷ > ۰.۱۵ - - - - CM = ۰.۸۵$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{۱۱۳۷}{۱۷۸۴} + \frac{۰.۸۵ \times ۶۳.۹}{\left(۱ - \frac{۱۱۳۷}{۳۳۵۴۴}\right) \times ۱۹۱۵} + \frac{۰.۸۵ \times ۲۰۸.۳}{\left(۱ - \frac{۱۱۳۷}{۱۷۷۷۲}\right) \times ۱۹۱۵} = ۰.۷۶۵ < ۱ \; OK$$

$$\frac{fa}{۰.۶ \times Fy \times ۱.۳۳} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{۱۱۳۷}{۰.۶ \times ۲۴۰۰ \times ۱.۳۳} + \frac{۶۳.۹}{۱۹۱۵} + \frac{۲۰۸.۳}{۱۹۱۵} = ۰.۷۳۵ < ۱ \; OK$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ٠.٤Fy \times ١.٣٣ = ٠.٤ \times ٢٤٠٠ \times ١.٣٣ = ١٢٧٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{٢}} = \frac{٩٥٦٨}{٢٧٥} = ٣٤.٧٩ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{٣٤.٧٩}{١٢٧٦} = ٠.٠٢٧\ OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{٢}} = \frac{٢٥٠٧}{٢٧٥} = ٩.١١ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{٩.١١}{١٢٧٦} = ٠.٠٠٧\ OK$$

نکته: همانطور که در فصل چهارم اشاره شد ، با توجه به آیین نامه AISC-ASD٨٩ ضریب ١.٣٣ در تمام تنش ها مجاز ضرب خواهد شد ، به همین دلیل در ترکیبات بار ضریب ٠.٧٥ 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:

$P = ٤٨١٦١٤\ kg$	$L = ٣٦٠\ cm$	$Kx = ١$	$Ky = ١$	$E = ٢.٠٤ \times ١٠^{٦}$	$Fy = ٢٤٠٠$
$Mx = ٣٢٢٢٩٢$	$My = ٩٣٧٣٩٩$	$Vx = ٩١٨٢$	$Vy = ٢٣٥٦$	$Wx = ٥٧٠٤$	$Wy = ٥١٨١$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box\ ٦٠٠ \times ٣٠٠ \times ٢٥$	$A = ٥٥٠٠$	$Ix = ١٧١١٤٥$	$Iy = ٩٠٦٧٧$	$rx = ١٧.٦٤$	$ry = ١٢.٨٤$

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{١ \times ٣٦٠}{١٧.٦٤} = ٢٠.٤ \quad \lambda_y = \frac{١ \times ٣٦٠}{١٢.٨٤} = ٢٨ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ٢٨$$

$$Cc = \sqrt{\frac{٢\pi^{٢}E}{Fy}} = ١٢٩.٥ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{٢٨}{١٢٩.٥} = ٠.٢١٦ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{١ - \frac{١}{٢}\beta^{٢}}{\frac{٥}{٣} + \frac{٣}{٨}\beta - \frac{١}{٨}\beta^{٣}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{١ - \frac{١}{٢} \times ٠.٢١٦^{٢}}{\frac{٥}{٣} + \frac{٣}{٨} + ٠.٢١٦ - \frac{١}{٨} \times ٠.٢١٦^{٣}} \times ٢٤٠٠ = ١٣٤٢$$

$$Fa^{\sim} = ١٣٤٢ \times ١.٣٣ = ١٧٨٤ > fa = \frac{٤٨١٦١٤}{٥٥٠} = ٨٧٥ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{٨٧٥}{١٧٨٤} = ٠.٤٩\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{٤٨١٦١٤}{٥٥٠} = ٨٧٥ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{٣٢٢٢٩٢}{٥٧٠٤} = ٥٦.٥ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{٩٣٧٣٩٩}{٥١٨١} = ١٨٠.٩$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{١٢\pi^{٢}E}{٢٣\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{٢}} = ٢٥٢٢١ \times ١.٣٣ = ٣٣٥٤٤ \qquad F_{ey}^{\wedge} = \frac{١٢\pi^{٢}E}{٢٣\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{٢}} = ١٣٣٦٣ \times ١.٣٣ = ١٧٧٧٢$$

$$Fbx = Fby = ٠.٦Fy \times ١.٣٣ = ١٩١٥$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{٨٧٥}{١٧٨٤} = ٠.٤٩ > ٠.١٥ - - - -CM = ٠.٨٥$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(١ - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(١ - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{٨٧٥}{١٧٨٤} + \frac{٠.٨٥ \times ٥٦.٥}{\left(١ - \frac{٨٧٥}{٣٣٥٤٤}\right) \times ١٩١٥} + \frac{٠.٨٥ \times ٢٠٨.٣}{\left(١ - \frac{٨٧٥}{١٧٧٧٢}\right) \times ١٩١٥} = ٠.٦١٣ < ١\ OK$$

$$\frac{fa}{٠.٦ \times Fy \times ١.٣٣} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{٨٧٥}{٠.٦ \times ٢٤٠٠ \times ١.٣٣} + \frac{٥٦.٥}{١٩١٥} + \frac{١٨٠.٩}{١٩١٥} = ٠.٥٨ < ١\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ۰.٤Fy \times ۱.۳۳ = ۰.٤ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{۲}} = \frac{۹۱۸۲}{۲۷۵} = ۳۳.۳۹ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{۳۳.۳۹}{۱۲۷٦} = ۰.۰۲٦\ OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{۲}} = \frac{۲۳۵٦}{۲۷۵} = ۸.۵٦ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{۸.۵٦}{۱۲۷٦} = ۰.۰۰٦۷\ OK$$

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:

$P = ۲۸۳۶۱۹\ kg$	$L = ۳۶۰\ cm$	$Kx = ۱$	$Ky = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^{۶}$	$Fy = ۲۴۰۰$
$Mx = ۱۴۰۸۱۰$	$My = ۲۴۱۹۵۵$	$Vx = ۳۲۱۶$	$Vy = ۹۶۶$	$Wx = ۱۳۰۸$	$Wy = ۱۱۸۹$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box\ ۳۵۰ \times ۱۵۰ \times ۲۰$	$A = ۲۴۰$	$Ix = ۲۲۹۰۵$	$Iy = ۱۱۳۰۰$	$rx = ۹.۷۶۹$	$ry = ۶.۸۶۲$

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۹.۷۶۹} = ۳۶.۸۵ \quad \lambda_y = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۶.۸۶۲} = ۵۲.۴۶ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ۵۲.۴۶$$

$$Cc = \sqrt{\frac{۲\pi^{۲}E}{Fy}} = ۱۲۹.۵ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{۵۲.۴۶}{۱۲۹.۵} = ۰.۴۰۵ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲}\beta^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸}\beta - \frac{۱}{۸}\beta^{۳}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲} \times ۰.۴۰۵^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸} + ۰.۴۰۵ - \frac{۱}{۸} \times ۰.۴۰۵^{۳}} \times ۲۴۰۰ = ۱۲۱۷$$

$$Fa^{\sim} = ۱۲۱۷ \times ۱.۳۳ = ۱۶۱۸ > fa = \frac{۲۸۳۶۱۹}{۲۴۰} = ۱۱۸۱ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{۱۱۸۱}{۱۶۱۸} = ۰.۷۳\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۲۸۳۶۱۹}{۲۴۰} = ۱۱۸۱ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۱۴۰۸۱۰}{۱۳۰۸} = ۱۰۷.۶۵ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۲۴۱۹۵۵}{۱۱۸۹} = ۲۰۳.۵$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{۲}} = ۷۷۳۵ \times ۱.۳۳ = ۱۰۲۸۸ \qquad F_{ey}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{۲}} = ۳۸۱۶ \times ۱.۳۳ = ۵۰۷۶$$

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

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{۱۱۸۱}{۱۶۱۸} = ۰.۷۳ > ۰.۱۵ - - - -CM = ۰.۸۵$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{۱۱۸۱}{۱۶۱۸} + \frac{۰.۸۵ \times ۱۰۷.۶۵}{\left(۱ - \frac{۱۱۸۱}{۱۰۲۸۸}\right) \times ۱۹۱۵} + \frac{۰.۸۵ \times ۲۰۸.۳}{\left(۱ - \frac{۱۱۸۱}{۵۰۷۶}\right) \times ۱۹۱۵} = ۰.۹۰۴ < ۱ \; OK$$

$$\frac{fa}{۰.۶ \times Fy \times ۱.۳۳} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{۱۱۸۱}{۰.۶ \times ۲۴۰۰ \times ۱.۳۳} + \frac{۱۰۷.۶۵}{۱۹۱۵} + \frac{۲۰۳.۵}{۱۹۱۵} = ۰.۷۷۹ < ۱ \; OK$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ۰.٤Fy \times ۱.۳۳ = ۰.٤ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{۲}} = \frac{۳۲۱٦}{۱۲۰} = ۲٦.۸ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{۲٦.۸}{۱۲۷٦} = ۰.۰۲۱ \; OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{۲}} = \frac{۹٦٦}{۱۲۰} = ۸.۰٥ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{۸.۰٥}{۱۲۷٦} = ۰.۰۰٦۳ \; OK$$

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:

$P = ۱۷۱۹۸۶\ kg$	$L = ۳۶۰\ cm$	$Kx = ۱$	$Ky = ۱$	$E = ۲.۰۴ \times ۱۰^{۶}$	$Fy = ۲۴۰۰$
$Mx = ۲۴۳۱۶۲$	$My = ۱۶۷۷۶۲$	$Vx = ۲۳۷۷$	$Vy = ۱۶۳۵$	$Wx = ۱۳۰۸$	$Wy = ۱۱۸۹$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box\ ۳۵۰ \times ۱۵۰ \times ۲۰$	$A = ۲۴۰$	$Ix = ۲۲۹۰۵$	$Iy = ۱۱۳۰۰$	$rx = ۹.۷۶۹$	$ry = ۶.۸۶۲$

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۹.۷۶۹} = ۳۶.۸۵ \quad \lambda_y = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۶.۸۶۲} = ۵۲.۴۶ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ۵۲.۴۶$$

$$Cc = \sqrt{\frac{۲\pi^{۲}E}{Fy}} = ۱۲۹.۵ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{۵۲.۴۶}{۱۲۹.۵} = ۰.۴۰۵ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲}\beta^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸}\beta - \frac{۱}{۸}\beta^{۳}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲} \times ۰.۲۱۶^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸} + ۰.۲۱۶ - \frac{۱}{۸} \times ۰.۲۱۶^{۳}} \times ۲۴۰۰ = ۱۲۱۷$$

$$Fa^{\sim} = ۱۲۱۷ \times ۱.۳۳ = ۱۶۱۸ > fa = \frac{۱۷۱۹۸۶}{۲۴۰} = ۷۱۶.۶ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{۷۱۶.۶}{۱۶۱۸} = ۰.۴۴۲\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۱۷۱۹۸۶}{۲۴۰} = ۷۱۶.۶ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۲۴۳۱۶۲}{۱۳۰۸} = ۱۸۵.۹ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۱۶۷۷۶۲}{۱۱۸۹} = ۱۴۱.۱$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{۲}} = ۷۷۳۵ \times ۱.۳۳ = ۱۰۲۸۸ \qquad F_{ey}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{۲}} = ۳۸۱۶ \times ۱.۳۳ = ۵۰۷۶$$

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

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{۷۱۶.۶}{۱۶۱۸} = ۰.۴۴۲ > ۰.۱۵ - - - - CM = ۰.۸۵$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ex}^{\wedge}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(۱ - \frac{fa}{F_{ey}^{\wedge}}\right) \times Fby} = \frac{۷۱۶.۶}{۱۶۱۸} + \frac{۰.۸۵ \times ۱۸۵.۹}{\left(۱ - \frac{۷۱۶.۶}{۱۰۲۸۸}\right) \times ۱۹۱۵} + \frac{۰.۸۵ \times ۱۴۱.۱}{\left(۱ - \frac{۷۱۶.۶}{۵۰۷۶}\right) \times ۱۹۱۵} = ۰.۶۰۴ < ۱ \; OK$$

$$\frac{fa}{۰.۶ \times Fy \times ۱.۳۳} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{۷۱۶.۶}{۰.۶ \times ۲۴۰۰ \times ۱.۳۳} + \frac{۱۸۵.۹}{۱۹۱۵} + \frac{۱۴۱.۱}{۱۹۱۵} = ۰.۵۴۴ < ۱ \; OK$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ۰.٤Fy \times ۱.۳۳ = ۰.٤ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{۲}} = \frac{۲۳۷۷}{۱۲۰} = ۱۹.۸ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{۲٦.۸}{۱۲۷٦} = ۰.۰۱۵۵\ OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{۲}} = \frac{۱٦۳۵}{۱۲۰} = ۱۳.٦۲۵ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{۱۳.٦۲۵}{۱۲۷٦} = ۰.۰۱۰٦\ OK$$

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:

$P = ٦١٩٨٨\ kg$	$L = ٣٦٠\ cm$	$Kx = ١$	$Ky = ١$	$E = ٢.٠٤ \times ١٠^{٦}$	$Fy = ٢٤٠٠$
$Mx = ٨٣٣٦٨$	$My = ٣٠٦٤١$	$Vx = ٤٤٠$	$Vy = ٦٠٦$	$Wx = ٤٠٤$	$Wy = ٣٣١$

خصوصیات هندسی مقطع:

$Box\ ٣٠٠ \times ١٠٠ \times ١٠$	$A = ٩٥$	$Ix = ٦٠٦٢$	$Iy = ١٩٨٧$	$rx = ٧.٩٨٩$	$ry = ٤.٥٧٤$

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{١ \times ٣٦٠}{٧.٩٨٩} = ٤٥.٠٦ \quad \lambda_y = \frac{١ \times ٣٦٠}{٤.٥٧٤} = ٧٨.٧ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ٧٨.٧$$

$$Cc = \sqrt{\frac{٢\pi^{٢}E}{Fy}} = ١٢٩.٥ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{٧٨.٧}{١٢٩.٥} = ٠.٦٠٧ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{١ - \frac{١}{٢}\beta^{٢}}{\frac{٥}{٣} + \frac{٣}{٨}\beta - \frac{١}{٨}\beta^{٣}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{١ - \frac{١}{٢} \times ٠.٦٠٧^{٢}}{\frac{٥}{٣} + \frac{٣}{٨} + ٠.٦٠٧ - \frac{١}{٨} \times ٠.٦٠٧^{٣}} \times ٢٤٠٠ = ١٠٤٨$$

$$Fa^{\sim} = ١٠٤٨ \times ١.٣٣ = ١٣٩٣ > fa = \frac{٦١٩٨٨}{٩٥} = ٦٥٢.٥ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{٦٥٢.٥}{١٣٩٣} = ٠.٤٦٨\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۶۱۹۸۸}{۹۵} = ۶۵۲.۵ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۸۳۳۶۸}{۴۰۴} = ۲۰۶.۳ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۳۰۶۴۱}{۳۳۱} = ۹۲.۵۷$$

$$F\hat{}_{ex} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{۲}} = ۵۱۷۳ \times ۱.۳۳ = ۶۸۸۰ \qquad F\hat{}_{ey} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{۲}} = ۱۶۹۵ \times ۱.۳۳ = ۲۲۵۵$$

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

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{۶۵۲.۵}{۱۳۹۳} = ۰.۴۶۸ > ۰.۱۵ - - - - CM = ۰.۸۵$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fbx}{\left(۱ - \frac{fa}{F\hat{}_{ex}}\right) \times Fbx} + \frac{Cm \times fby}{\left(۱ - \frac{fa}{F\hat{}_{ey}}\right) \times Fby} = \frac{۶۵۲.۵}{۱۳۹۳} + \frac{۰.۸۵ \times ۲۰۶.۳}{\left(۱ - \frac{۶۵۲.۵}{۶۸۸۰}\right) \times ۱۹۱۵} + \frac{۰.۸۵ \times ۹۲.۵۷}{\left(۱ - \frac{۶۵۲.۵}{۲۲۵۵}\right) \times ۱۹۱۵} = ۰.۶۲۷ < ۱ \; OK$$

$$\frac{fa}{۰.۶ \times Fy \times ۱.۳۳} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{۶۵۲.۵}{۰.۶ \times ۲۴۰۰ \times ۱.۳۳} + \frac{۲۰۶.۳}{۱۹۱۵} + \frac{۹۲.۵۷}{۱۹۱۵} = ۰.۴۹۶ < ۱ \; OK$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ۰.٤Fy \times ۱.۳۳ = ۰.٤ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{۲}} = \frac{٤٤۰}{٤۷.۵} = ۹.۲٦ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{۹.۲٦}{۱۲۷٦} = ۰.۰۰۷۲ \; OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{۲}} = \frac{٦۰٦}{٤۷.۵} = ۱۲.۷۵ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{۱۲.۷۵}{۱۲۷٦} = ۰.۰۰۹۹ \; OK$$

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:

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

خصوصیات هندسی مقطع:

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

محاسبه تنش محوری:

$$\lambda_x = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۷.۹۸۹} = ۴۵.۰۶ \quad \lambda_y = \frac{۱ \times ۳۶۰}{۴.۵۷۴} = ۷۸.۷ \quad \rightarrow \quad \lambda_{max} = ۷۸.۷$$

$$Cc = \sqrt{\frac{۲\pi^{۲}E}{Fy}} = ۱۲۹.۵ \rightarrow \beta = \frac{\lambda}{Cc} = \frac{۷۸.۷}{۱۲۹.۵} = ۰.۶۰۷ \rightarrow \lambda < Cc \rightarrow Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲}\beta^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸}\beta - \frac{۱}{۸}\beta^{۳}} \times Fy$$

$$Fa = \frac{۱ - \frac{۱}{۲} \times ۰.۶۰۷^{۲}}{\frac{۵}{۳} + \frac{۳}{۸} + ۰.۶۰۷ - \frac{۱}{۸} \times ۰.۶۰۷^{۳}} \times ۲۴۰۰ = ۱۰۴۸$$

$$Fa^{\sim} = ۱۰۴۸ \times ۱.۳۳ = ۱۳۹۳ > fa = \frac{۱۷۹۱۷}{۹۵} = ۱۸۸.۶ \rightarrow \frac{fa}{Fa} = \frac{۱۸۸.۶}{۱۳۹۳} = ۰.۱۳۵\ OK$$

محاسبه و کنترل تنش خمشی:

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{۱۷۹۱۷}{۹۵} = ۱۸۸.۶ \qquad fbx = \frac{Mx}{Wx} = \frac{۸۹۸۷۸}{۴۰۴} = ۲۲۲.۴۷ \qquad fby = \frac{My}{Wy} = \frac{۱۳۳۲۲}{۳۳۱} = ۴۰.۲۴$$

$$F_{ex}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^{۲}} = ۵۱۷۳ \times ۱.۳۳ = ۶۸۸۰ \qquad F_{ey}^{\wedge} = \frac{۱۲\pi^{۲}E}{۲۳\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^{۲}} = ۱۶۹۵ \times ۱.۳۳ = ۲۲۵۵$$

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

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{۱۸۸.۶}{۱۳۹۳} = ۰.۱۳۵ < ۰.۱۵ - - - - CM = ۰.۸۵$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} = \frac{۱۸۸.۶}{۱۳۹۳} + \frac{۲۲۲.۴۷}{۱۹۱۵} + \frac{۴۰.۲۴}{۱۹۱۵} = ۰.۲۷۲ < ۱ \; OK$$

محاسبه و کنترل تنش برشی:

$$Fv = ۰.٤Fy \times ۱.۳۳ = ۰.٤ \times ۲٤۰۰ \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$fvx = \frac{Vx}{A/_{۲}} = \frac{۲٤۹}{٤۷.۵} = ۵.۲٤ \rightarrow \frac{fvx}{Fv} = \frac{۵.۲٤}{۱۲۷٦} = ۰.۰۰٤۱ \; OK$$

$$fvy = \frac{Vy}{A/_{۲}} = \frac{٦٤۸}{٤۷.۵} = ۱۳.٦٤ \rightarrow \frac{fvy}{Fv} = \frac{۱۳.٦٤}{۱۲۷٦} = ۰.۰۱۰٦ \; OK$$

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 E۲-F۲ طبقه همکف]

$Fb = ۱٤٤۰ \times ۱.۳۳$	$tf = ۰.۹۲ , tw = ۰.۵۹$	$bf = ۱۱ , d = ۲۲$	$۲IPE ۲۲۰ + F\ Pl\ ۱۰$
$L = ۵۸۲\ cm$	$W_{max} = ۸۵۸$	$V_{max} = ۱۱۹۲۷$	$M_{max} = ۱۲۹۲۵٤۰\ kg.cm$

کنترل فشردگی:

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

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

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۱۲۹۲۵٤۰}{۱۵۰۵} = ۸۵۸$$

$$fb = \frac{۱۲۹۲۵٤۰}{۸۵۸} = ۱۵۰٦$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱۵۰٦}{۱٤٤۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۷۸٦\ OK$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d\ tw} \div ۲ = \frac{۱۱۹۲۷}{۲۲ \times ۰.۵۹} \div ۲ = ٤٥٩$$

$$Fv = ۰.٤ \times Fy \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{٤٥٩}{۱۲۷٦} = ۰.۳٥۹\ OK$$

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

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

$۲IPE\ ۲٤۰ + F\ Pl\ ۱۲$	$bf = ۱۲, d = ۲٤$	$tf = ۰.۹۸, tw = ۰.٦۲$	$Fb = ۱٤٤۰ \times ۱.۳۳$
$M_{max} = ۱۷۰۹۰۱٤\ kg.cm$	$V_{max} = ۱۳٤۳۳$	$W_{max} = ۱۱٦۷$	$L = ٥۸۲\ cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{d}{tw} = \frac{۲٤}{۰.٦۲} = ۳۸.۷ < ۱۱۰\ OK$$

$$\frac{bf}{۲tf} = \frac{۱۲}{۲ \times ۰.۹۸} = ٦.۱۲ < ۱۱\ OK$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۱۷۰۹۰۱٤}{۱٤٦٤} = ۱۱٦۷$$

$$fb = \frac{۱۷۰۹۰۱٤}{۱۱٦۷} = ۱٤٦٤$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱٤٦٤}{۱٤٤۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۷٦٤\ OK$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d\ tw} \div ۲ = \frac{۱۳٤۳۳}{۲٤ \times ۰.٦۲} \div ۲ = ٤۵۱$$

$$Fv = ۰.٤ \times Fy \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{٤۵۱}{۱۲۷٦} = ۰.۳۵۳\ OK$$

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

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

$۲IPE\ ۲٤۰ + F\ Pl\ ۱۲$	$bf = ۱۲ , d = ۲٤$	$tf = ۰.۹۸ , tw = ۰.٦۲$	$Fb = ۱٤٤۰ \times ۱.۳۳$
$M_{max} = ۱۸٦٥۱۱۳\ kg.cm$	$V_{max} = ۱٤۰۲۳$	$W_{max} = ۱۱٦۷$	$L = ٥۸۲\ cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{d}{tw} = \frac{۲٤}{۰.٦۲} = ۳۸.۷ < ۱۱۰\ OK$$

$$\frac{bf}{۲tf} = \frac{۱۲}{۲ \times ۰.۹۸} = ٦.۱۲ < ۱۱\ OK$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۱۸٦٥۱۱۳}{۱٥۹۸} = ۱۱٦۷$$

$$fb = \frac{۱۸٦٥۱۱۳}{۱۱٦۷} = ۱٥۹۸$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱٥۹۸}{۱٤٤۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۸۳٤\ OK$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d\ tw} \div ۲ = \frac{۱٤۰۲۳}{۲٤ \times ۰.٦۲} \div ۲ = ٤۷۱$$

$$Fv = ۰.٤ \times Fy \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{٤۷۱}{۱۲۷٦} = ۰.۳٦۹\ OK$$

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

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

$۲IPE\ ۲٤۰ + F\ Pl\ ۱۲$	$bf = ۱۲, d = ۲٤$	$tf = ۰.۹۸, tw = ۰.٦۲$	$Fb = ۱٤٤۰ \times ۱.۳۳$
$M_{max} = ۱۸۸٦٤۷۲\ kg.cm$	$V_{max} = ۱٤۰٤٦$	$W_{max} = ۱۱٦۷$	$L = ۵۸۲\ cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{d}{tw} = \frac{۲٤}{۰.٦۲} = ۳۸.۷ < ۱۱۰\ OK$$

$$\frac{bf}{۲tf} = \frac{۱۲}{۲ \times ۰.۹۸} = ٦.۱۲ < ۱۱\ OK$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۱۸۸٦٤۷۲}{۱٦۱٦} = ۱۱٦۷$$

$$fb = \frac{۱۸۸٦٤۷۲}{۱۱٦۷} = ۱٦۱٦$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱٦۱٦}{۱٤٤۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۸٤۳\ OK$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d\ tw} \div ۲ = \frac{۱٤۰٤٦}{۲٤ \times ۰.٦۲} \div ۲ = ٤۷۱$$

$$Fv = ۰.٤ \times Fy \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{٤۷۱}{۱۲۷٦} = ۰.۳٦۹\ OK$$

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

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

$Fb = ۱٤٤۰ \times ۱.۳۳$	$tf = ۰.۹۸, tw = ۰.٦۲$	$bf = ۱۲, d = ۲٤$	$۲IPE\ ۲٤۰ + F\ Pl\ ۱۲$
$L = ٥۸۲\ cm$	$W_{max} = ۱۱٦۷$	$V_{max} = ۱٤۱٦۷$	$M_{max} = ۱۹٥۸٤۳۹\ kg.cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{d}{tw} = \frac{۲٤}{۰.٦۲} = ۳۸.۷ < ۱۱۰\ OK$$

$$\frac{bf}{۲tf} = \frac{۱۲}{۲ \times ۰.۹۸} = ٦.۱۲ < ۱۱\ OK$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۱۹٥۸٤۳۹}{۱٦۷۷} = ۱۱٦۷$$

$$fb = \frac{۱۹٥۸٤۳۹}{۱۱٦۷} = ۱٦۷۷$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱٦۷۷}{۱٤٤۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۸۷٥\ OK$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d\ tw} \div ۲ = \frac{۱٤۱٦۷}{۲٤ \times ۰.٦۲} \div ۲ = ٤۷٦$$

$$Fv = ۰.٤ \times Fy \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{٤۷٦}{۱۲۷٦} = ۰.۳۷۳\ OK$$

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

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

$۲IPE\ ۲٤۰ + F\ Pl\ ۱۲$	$bf = ۱۲ , d = ۲٤$	$tf = ۰.۹۸ , tw = ۰.٦۲$	$Fb = ۱٤٤۰ \times ۱.۳۳$
$M_{max} = ۲۰۱۰٤۵۲\ kg.cm$	$V_{max} = ۱٤۳۷۸$	$W_{max} = ۱۱٦۷$	$L = ۵۸۲\ cm$

کنترل فشردگی:

$$\frac{d}{tw} = \frac{۲٤}{۰.٦۲} = ۳۸.۷ < ۱۱۰\ OK$$

$$\frac{bf}{۲tf} = \frac{۱۲}{۲ \times ۰.۹۸} = ٦.۱۲ < ۱۱\ OK$$

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۲۰۱۰۴۲۵}{۱۷۲۲} = ۱۱۶۷$$

$$fb = \frac{۲۰۱۰۴۲۵}{۱۱۶۷} = ۱۷۲۲$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱۷۲۲}{۱۴۴۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۸۹۹\ OK$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d\ tw} \div ۲ = \frac{۱۴۳۷۸}{۲۴ \times ۰.۶۲} \div ۲ = ۴۸۳$$

$$Fv = ۰.۴ \times Fy \times ۱.۳۳ = ۱۲۷۶$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{۴۸۳}{۱۲۷۶} = ۰.۳۷۸\ OK$$

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

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

$Fb = ۱٤٤۰ \times ۱.۳۳$	$tf = ۰.۹۲ , tw = ۰.۵۹$	$bf = ۱۱ , d = ۲۲$	$۲IPE\ ۲۲۰ + F\ Pl\ ۱۰$
$L = ۵۸۲\ cm$	$W_{max} = ۸۵۸$	$V_{max} = ۱۱۹۸۵$	$M_{max} = ۱۵۳۰۲۹٦\ kg.cm$

کنترل فشردگی:

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

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

کنترل مقطع:

$$W_{req} = \frac{۱۵۳۰۲۹٦}{۱۷۸۲} = ۸۵۸$$

$$fb = \frac{۱۵۳۰۲۹٦}{۸۵۸} = ۱۷۸۲$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{۱۷۸۲}{۱٤٤۰ \times ۱.۳۳} = ۰.۹۳\ OK$$

کنترل برش:

$$fv = \frac{v}{d\ tw} \div ۲ = \frac{۱۱۹۸۵}{۲۲ \times ۰.۵۹} \div ۲ = ٤٦١$$

$$Fv = ۰.٤ \times Fy \times ۱.۳۳ = ۱۲۷٦$$

$$Fv > fv \rightarrow \frac{Fv}{fv} = \frac{٤٦١}{۱۲۷٦} = ۰.۳٦۱\ OK$$

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 F۳-E۳ طبقه دوم و سوم

$$x = ArcTang\ \frac{۳.٦}{۲.٦٦} = ٥۳.٥۳\ \&\ e = ۰.٥\ m$$

$$Efx = ۰ \rightarrow\ P - Tcosx = ۰$$

$$Tcosx = p \rightarrow T \times ۰.٥۹ = ٦۹.٥ \rightarrow T = ۱۱۷\ ton$$

$$Ft = ۱٤٤۰ \rightarrow \frac{۱۱۷ \times ۱۰^{۳}}{A} < ۱٤٤۰ \rightarrow A > ۸۱.۲٥ \rightarrow \frac{۸۱.۲٥}{۲} = ٤۰.٦$$

$$PL = ۲L۱۲\ BtoB \rightarrow ry = ٤.۹۹ \rightarrow\ \lambda = \frac{l}{ry} = \frac{٤٤۷}{٤.۹۹} = ۸۹.٥ < ۳۰۰\ OK$$

محاسبه دستی اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی نشیمن:

ستون F۲ و تیر F۲-E۲ همکف:

$$N > \frac{۱۱.۳۶ \times ۱۰^{۳}}{۰.۷۵ \times ۲۴۰۰ \times ۲.۵} - ۲.۵ \rightarrow N > ۲.۵۳$$

$$۱ \rightarrow N > C \rightarrow ۲.۵۳ > ۲.۵ \; OK$$

$$۲ \rightarrow N > \frac{۱}{۲} \times \frac{۱۱.۳ \times ۱۰^{۳}}{۰.۷۵ \times ۲۴۰۰ \times ۲.۵} = ۱.۲۵ \; OK$$

$$e۱ = \frac{۲.۵}{۲} + ۱ = ۲.۲۵$$

$$e = ۲.۲۵ - ۱ = ۱.۲۵$$

$$PL = L۱۰۰ \times ۱۰۰ \times ۱۰$$

$$m = R.e \rightarrow \frac{۱۱.۳ \times ۱۰^{۳} \times ۱.۲۵}{\frac{L \times ۱^{۲}}{۶}} < ۰.۷۵ \times ۲۴۰۰$$

$$L > ۴۷ \rightarrow L = ۵۰ \text{ طول نبشی}$$

$$Ps = \frac{۱۱.۳ \times ۱۰^{۳}}{۲ \times ۱۰} = ۵۶۵ \frac{kg}{cm}$$

$$Pt = \frac{۱۱.۳ \times ۱۰^{۳} \times ۲.۲۵}{\frac{٤}{۹} \times ۱۰^{۲}} = ۵۷۲ \frac{Kg}{Cm}$$

$$PR = \sqrt{۵٦۵^{۲} + ۵۷۲^{۲}} = ۸۰٤$$

$$۸۰٤ < ٦٦۸D \rightarrow D > ۱.۲\ cm \rightarrow ۱۲ > ۷\ OK$$

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

$$۱۰۸۳۳ \div ۲ = ۵٤۱٦\ Kg$$

$$g = \frac{۱۵^{۲} + ۱۵^{۲}}{۲(۱۵ + ۱۵ + ۱۵)} = ۵\ cm$$

$$e = ۱۵ - ۵ = ۱۰\ cm$$

$$r = \sqrt{۱۰^{۲} + ۷.۵^{۲}} = ۱۲.۵$$

$$fv = ۱.۵ \times \frac{۵٤۱٦}{۱.۵\ tp} < ۹٦۰ \rightarrow tp > ۰.٦\ cm = ٦\ mm$$

$$Ps = \frac{۵٤۱٦}{۱۵ + ۱۵ + ۱۵} = ۱۱۱.۱$$

$$Ix = \frac{۱۵^۳}{۱۲} + ۱۵ \times \left(\frac{۱۵}{۲}\right)^۲ + ۱۵ \times \left(\frac{۱۵}{۲}\right)^۲ = ۱۹۶۸.۷۵$$

$$Iy = ۱۵ \times ۵^۲ + \frac{۱۵^۳}{۱۲} + ۱۵ \times \left(\frac{۱۵}{۲} - ۵\right)^۲ + \frac{۱۵^۳}{۱۲} + ۱۵ \times \left(\frac{۱۵}{۲} - ۵\right)^۲ = ۱۱۲۵$$

$$I = ۳۰۹۳.۷$$

$$PS^{\wedge} = \frac{۵۰۰۰ \times ۱۰ \times ۱۲.۵}{۳۰۹۳.۷} = ۲۰۲$$

$$Arctang \frac{۷.۵}{۱۰} = ۳۶.۸۷ °$$

$$PR = \sqrt{۱۱۱.۱^۲ + ۲۰۲^۲ + ۲ \times ۱۱۱.۱ \times ۲۰۲ \times Cos۳۶.۸۷} = ۲۹۸.۴۲ < ۷۵۷\ D$$

$$۲۹۸.۴۲ < ۷۵۷D \rightarrow D = ۰.۷۲ \approx ۰.۸\ cm = ۸\ mm$$

جزئیات اتصالات گوشه در بابند ها:

Lv	Lh	D۲	t	اتصال نبشی به ورق		شماره نبشی
				D۱	L	
٤٥٠	٤٥٠	٦	١٢	٨	٣٠٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠
٥٠٠	٥٠٠	٨	١٦	٨	٤٢٠	١٢٠ × ١٢٠ × ١٢
٦٥٠	٦٥٠	١٠	١٨	١٠	٤٨٠	١٤٠ × ١٤٠ × ١٤

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

نبشی نشیمن			نبشی های جان				واکنش تکیه گاهی نظیر	نیمرخ
اندازه جوش	طول نبشی	شماره نبشی	اندازه جوش		طول نبشی	شماره نبشی	ظرفیت خمشی تیر	
			Db	Da				
٥	١٦٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠	٥	٣	١٠٠	٦٠ × ٦٠ × ٦	٤.٢٤	٢IPE١٤
٥	١٨٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠	٥	٣	١١٠	٦٠ × ٦٠ × ٦	٥.٢٣	٢IPE١٦
٦	٢٠٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠	٥	٣	١٣٠	٨٠ × ٨٠ × ٨	٦.٢٣	٢IPE١٨
٦	٢٢٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠	٦	٣	١٥٠	٨٠ × ٨٠ × ٨	٧.٤٥	٢IPE٢٠
٦	٢٤٠	١٢٠ × ١٢٠ × ١٢	٦	٣	١٦٠	٨٠ × ٨٠ × ٨	٨.٨٠	٢IPE٢٢
٦	٢٦٠	١٢٠ × ١٢٠ × ١٢	٧	٤	١٨٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠	١٠.٣٧	٢IPE٢٤
٧	٢٩٠	١٢٠ × ١٢٠ × ١٢	٧	٤	٢٠٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠	١٢.٢٠	٢IPE٢٧
٧	٣٢٠	١٢٠ × ١٢٠ × ١٢	٧	٤	٢٣٠	١٠٠ × ١٠٠ × ١٠	١٤.٢٦	٢IPE٣٠

جزئیات اتصالات گیردار تیر به ستون:

ورق تحتانی				ورق فوقانی				نیمرخ
انداز جوش D۲	طول L۲	پهنا b۲	ضخامت t۲	اندازه جوش D۱	طول L۱	پهنای کله b۱	ضخامت t۱	
۵	۳۰۰	۱۶۰	۸	٤	۳۰۰	۱۱۰	۱۲	۲IPE۱۲
۵	۳۳۰	۱۸۰	۸	٤	۳۳۰	۱۲۵	۱٤	۲IPE۱٤
٦	۳٦۰	۲۰۰	۸	۵	۳٦۰	۱٤۵	۱٤	۲IPE۱٦
٦	۳۹۰	۲۱۵	۱۰	۵	۳۹۰	۱٦۵	۱٦	۲IPE۱۸
۷	٤۲۰	۲۳۰	۱۰	٦	٤۲۰	۱۸۰	۱٦	۲IPE۲۰
۷	٤۵۰	۲۵۰	۱۲	٦	٤۵۰	۲۰۰	۱۸	۲IPE۲۲
۸	٤۸۰	۲۷۰	۱۲	۷	٤۸۰	۲۲۰	۱۸	۲IPE۲٤
۹	۵۲۰	۳۰۰	۱٤	۷	۵۲۰	۲۵۰	۲۰	۲IPE۲۷
۹	۵۷۰	۳۳۰	۱٤	۷	۵۷۰	۲۸۰	۲۰	۲IPE۳۰

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

نکیه گاه خارجی $\quad \bar{M} = \frac{-۱}{۲٤} \times ۱۰.۷ \times ٤.٦^{۲} = -۹.٤٤$

تکیه گاه میانی $\quad \bar{M} = \frac{-۱}{۱۰} \times ۱۰.۷ \times ٤.٦^{۲} = -۲۲.٦$

وسط دهانه $\quad \overset{+}{M} = \frac{۱}{۱٤} \times ۱۰.۷ \times ٤.٦^{۲} = ۱٦.۱۷$

کنترل عدم احتیاج به میلگرد فشاری

$$\rho_{max} = ۰.٦ \times ۰.۸۵ \times \frac{۲۱}{٤۰۰} \times \frac{٦۰۰}{٦۰۰ + ٤۰۰} = ۰.۰۱٦$$

$$AS_{max} = ۰.۰۱٦ \times ۱۰۰۰ \times ۱۰۰ = ۱٦۰۰$$

$$C = T \rightarrow a = \frac{۱٦۰۰ \times ۰.۸۵ \times ٤۰۰}{۰.۸۵ \times ۰.٦ \times ۲۱ \times ۱۰۰۰} = ۵۰.۸$$

$$Mr_{max} = ۱۶۰۰ \times ۰.۸۵ \times ۴۰۰ \times \left(۱۰۰ - \frac{۵۰.۸}{۲}\right) \times ۱۰^{-۶} = ۴۰.۶ > \text{لنگرهای موجود} \quad OK$$

کنترل عدم احتیاج به خاموت

$$Vu = ۰.۵۷۵ \times ۱۰.۷ \times ۴.۶ = ۲۸.۳$$

$$Vc = ۰.۲ \times ۰.۶ \times \sqrt{۲۱} \times ۱۰۰۰ \times ۱۰۰ \times ۱۰^{-۳} = ۵۵$$

$$Vc > Vu \rightarrow OK$$

سطح مقطع میلگرد در قسمت های مختلف دال

$$AS = \frac{۰.۸۵\ \phi_c f c\ b\ d}{\phi_s\ f y} \times \left[۱ - \sqrt{۱ - \frac{۲\ Mu}{۰.۸۵\ \phi_c f c\ b\ d^{۲}}}\right]$$

تکیه گاه خارجی $\quad \underline{M} = ۹.۴۴ \rightarrow As = ۳۲۸\ mm^{۲} \rightarrow \Phi ۱۰@۱۰۰$

تکیه گاه میانی $\quad M = ۲۲.۶ \rightarrow As = ۸۷۳\ mm^{۲} \rightarrow \Phi ۱۰@۱۵۰$

وسط دهانه $\quad \overline{M} = ۱۶.۱۷ \rightarrow As = ۵۹۰\ mm^{۲} \rightarrow \Phi ۱۰@۱۰۰$

منابع

References and Resources

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان-بارهای وارد بر ساختمان

آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ، استاندارد 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 فرزادمهر

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 ستاری

طراحی ساختمان های فولادی تالیف استاد شاپور طاحونی

بارگذاری سازه ها تالیف مهندس محمد جلال بد

بارگذاری کاربردی سازه ها تالیف مسعود پور بابا و بهروز دادمند

بارگذاری و سیستم های انتقال بار تالیف دکتر ایرج هشیاری 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 در ایتبس از مهندس مهدی غیاثوندان