



موسسه آموزش عالی (فیرانسانی - 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 بتن آرمه

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 پروژة 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 مامندسین 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؛

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

فهرست

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

۳۶ کنترل کنکور و اثر کونی	۶
۳۸ کنترل تغییر مکان جانبی	۷
۴۳ منحنی پوش	۸
۴۷ طراحی فونداسیون توسط نرم افزار Safe	۹
۵۱ کنترل برش پانچ	۱۰
۵۴ محاسبه دستی ستون ها	۱۱
۶۳ محاسبه دستی تیر ها	۱۲
۷۲ محاسبه دستی سقف	۱۳
۷۹ منابع	۱۴

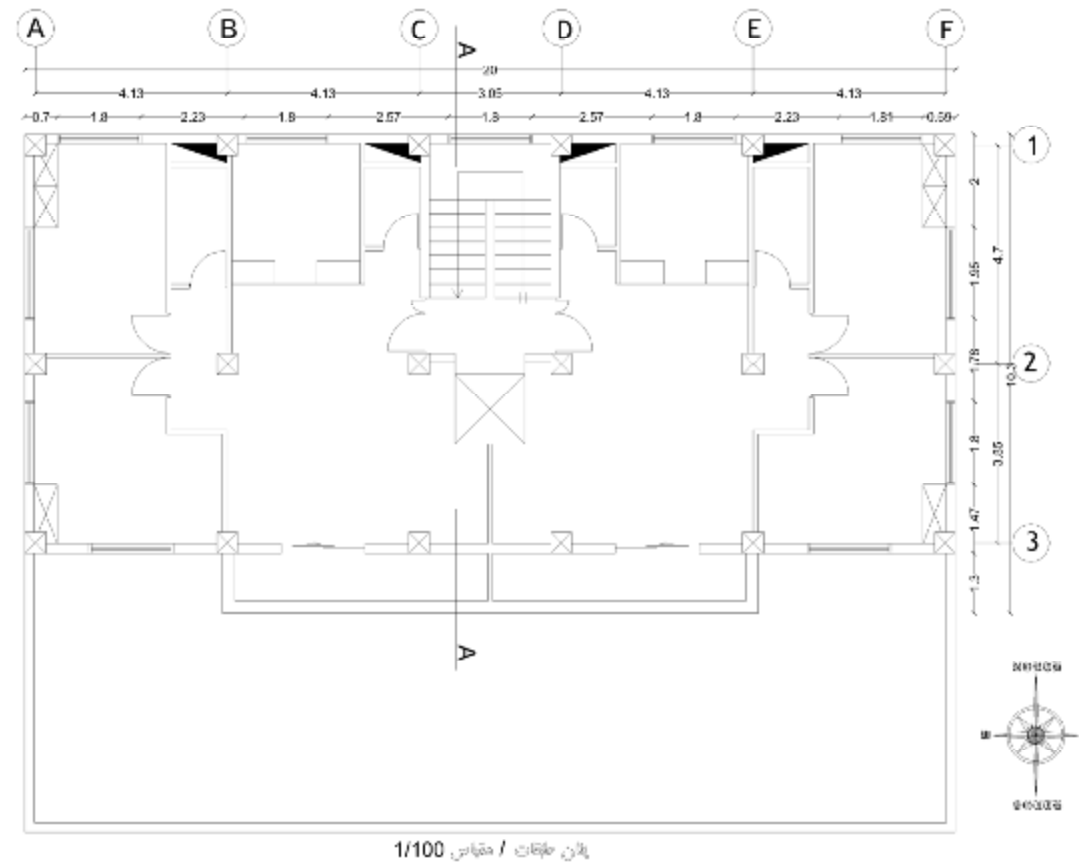
فصل اول

معرفی پروژه

PROJECT INTRODUCTION

رشت	محل احداث پروژه
0.7 kg/cm^2	مقاومت خاک محل
210 kg/cm^2	مقاومت ۲۸ روزه استوانه ای بتن مصرفی
AIII	نوع میلگرد سازه ای
قاب خمشی + دیوار برشی و هسته برشی	سیستم سازه ای جهت X
قاب خمشی + دیوار برشی و هسته برشی	سیستم سازی ای جهت Y
دال دو طرفه	سیستم سقف
۸	تعداد سقف ها
۰	تعداد طبقات زیرزمین
پارکینگ	کاربری همکف
آموزشی	کاربری طبقات
شیب دار (خرپای فلزی)	پشت بام
سنگ گرانیت	نما
۳.۴۰ (با احتساب سقف کاذب)	ارتفاع طبقات

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 دوزم افزارهای مورد استفاده:

آیین نامه بحث ششم مقررات ملی ساختمان

آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

آیین نامه ۹۹-۳۱۸ ACI

آیین نامه بتن ایران (آبا)

CSI E-tabs ۱.۷.۲

CSI Safe ۸.۱

فصل دوم

بارگذاری سازه

STRUCTURE LOADING

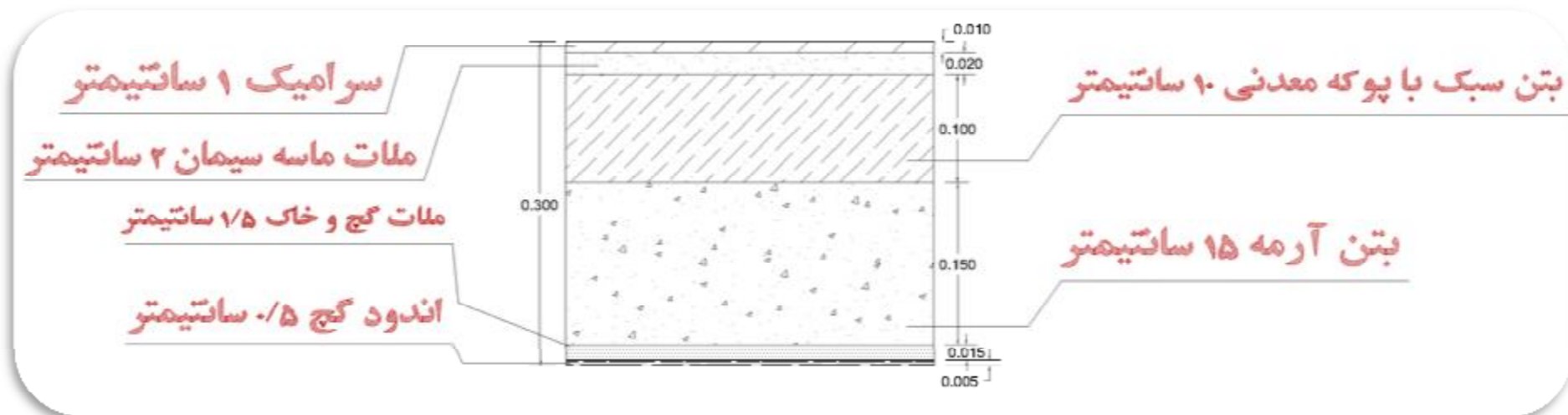
ابعاد فرض شده برای ستونها (Columns)

همکف:	55×55
اول:	50×50
دوم و سوم:	45×45
چهارم و پنجم:	40×40
ششم و هفتم و خرپشته:	35×35

ابعاد فرض شده برای تیرها: (Beams)

همکف:	55×50
اول:	50×45
دوم و سوم:	45×40
چهارم و پنجم:	40×35
ششم و هفتم و خرپشته:	35×30

جزئیات اجرایی سقف دال دو طرفه طبقات :



محاسبه حداقل آیین نامه:

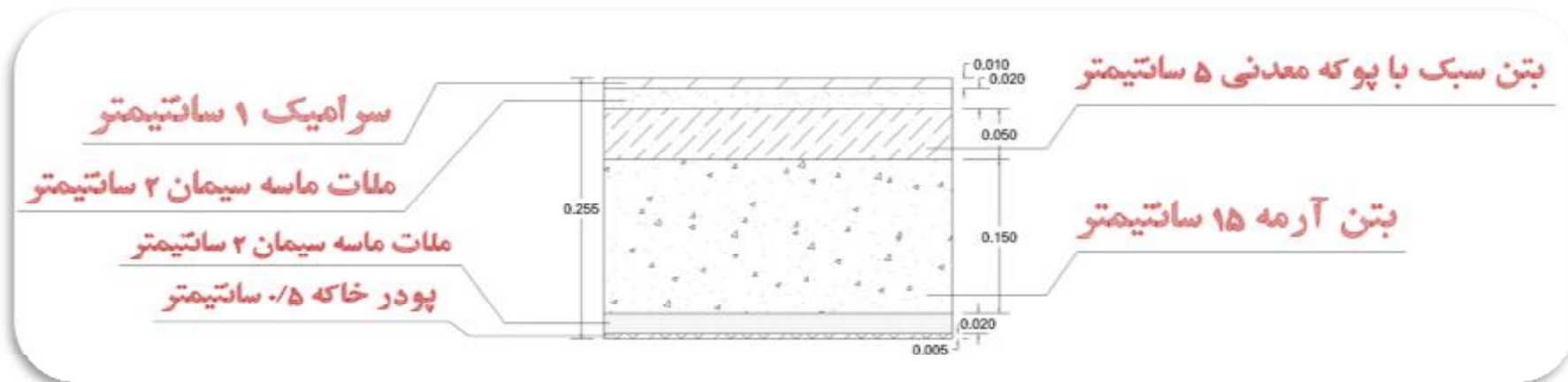
با توجه به آیین نامه بتن ایران (آبا) ، حداقل ضخامت دال بتنی برابر است با محیط پانل تقسیم بر ۱۴۰ یا ۱۶۰ ، که در این بخش ، یکی از پانل های بزرگ را انتخاب کرده و بر ۱۴۰ تقسیم خواهیم کرد :

$$h = \frac{2 \times (4700 + 4130)}{140} \cong 130 \text{ mm} = 13 \text{ cm}$$

سرامیک ۱ سانتیمتر	$0.01 \times 2100 = 21$
ملات ماسه سیمان ۲ سانتیمتر	$0.02 \times 2100 = 42$
بتن پوک سیمانی ۱۰ سانتیمتر	$0.1 \times 1300 = 130$
بتن مسلح ۱۵ سانتیمتر	$0.15 \times 2500 = 375$
ملات گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$0.015 \times 1600 = 24$
اندود گچ سفید کاری ۰.۵ سانتیمتر	$0.005 \times 1300 = 6.5$
مجموع	$600 \frac{\text{Kg}}{m^2}$

ضخامت دال بتنی : ۱۵ سانتیمتر ، ضخامت سقف : ۳۰ سانتیمتر

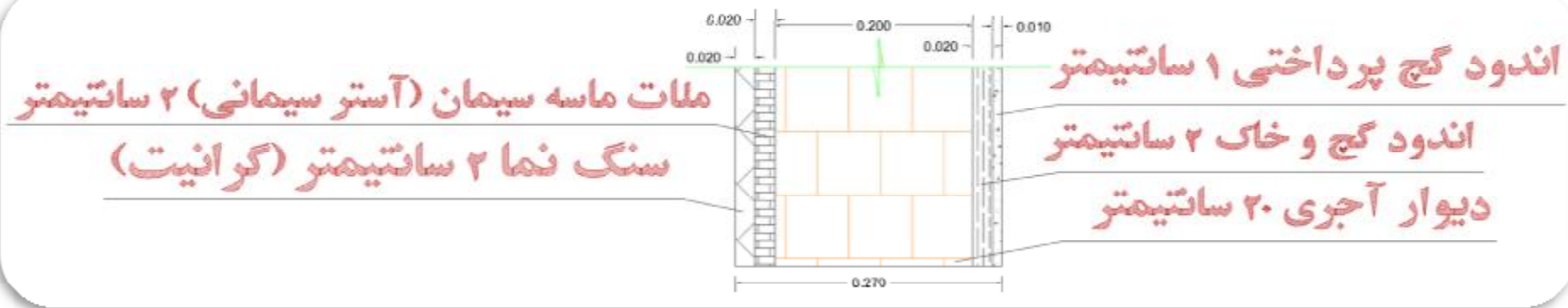
جزئیات اجرایی سقف کنسولهای طبقات (دال دو طرفه):



سرامیک ۱ سانتیمتر	$۰.۰۱ \times ۲۱۰۰ = ۲۱$
ملات ماسه سیمان ۲ سانتیمتر	$۰.۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$
بتن پوکه سیمانی ۵ سانتیمتر	$۰.۰۵ \times ۱۳۰۰ = ۶۵$
بتن مسلح ۱۵ سانتیمتر	$۰.۱۵ \times ۲۵۰۰ = ۳۷۵$
ملات ماسه سیمان ۲ سانتیمتر	$۰.۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$
پودر خاکی سنگ ۰.۵ سانتیمتر	$۰.۰۰۵ \times ۱۸۰۰ = ۹$
مجموع	$۵۵۴ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

ضخامت دال بتنی : ۱۵ سانتیمتر ، ضخامت سقف : ۲۵.۵ سانتیمتر

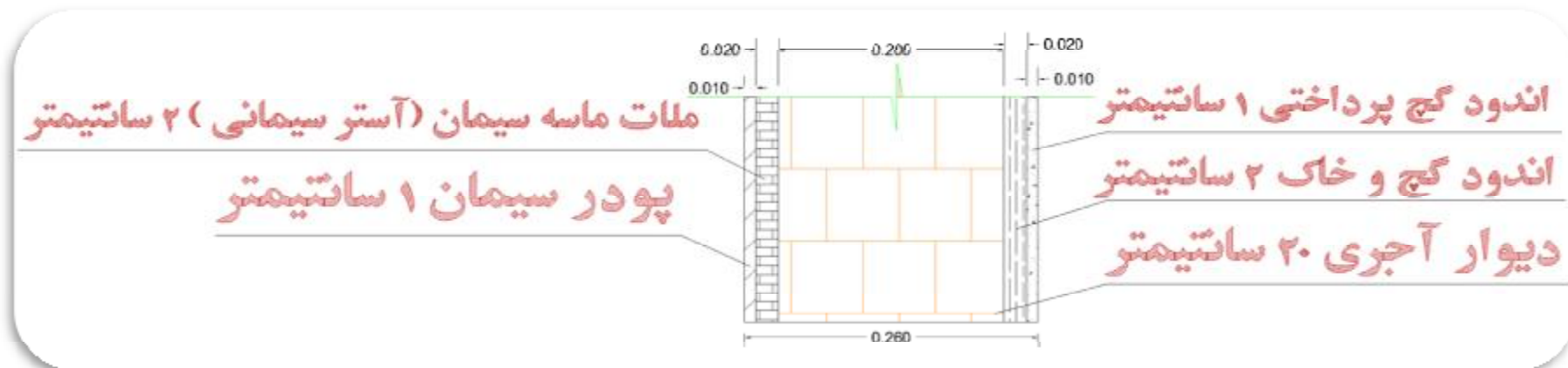
جزئیات اجرایی دیوارهای جانبی دارای نما:



گچ پرداختی ۱ سانتیمتر	$0.01 \times 1300 = 13$
اندود گچ و خاک ۲ سانتیمتر	$0.02 \times 1600 = 32$
آجرکاری ۲۰ سانتیمتر	$0.2 \times 850 = 170$
ملات ماسه سیمان ۲ سانتیمتر	$0.02 \times 2100 = 42$
سنگ گرانیت نما ۲ سانتیمتر	$0.02 \times 2800 = 56$
مجموع	$313 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

ضخامت دیوار جانبی دارای نما : ۲۷ سانتیمتر

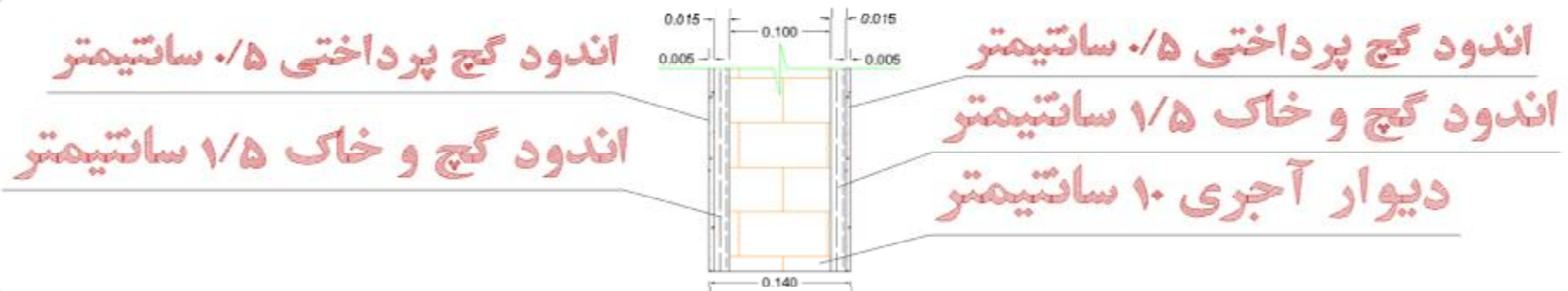
جزئیات اجرایی دیوارهای جانبی بدون نما:



گچ پرداختی ۱ سانتیمتر	$۰.۰۱ \times ۱۳۰۰ = ۱۳$
اندود گچ و خاک ۲ سانتیمتر	$۰.۰۲ \times ۱۶۰۰ = ۳۲$
آجرکاری ۲۰ سانتیمتر	$۰.۲ \times ۸۵۰ = ۱۷۰$
ملات ماسه سیمان ۲ سانتیمتر	$۰.۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$
پودر سیمان (خاکه سنگ) ۱ سانتیمتر	$۰.۰۱ \times ۱۸۰۰ = ۱۸$
مجموع	$۲۷۵ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

ضخامت دیوار جانبی دارای نما : ۲۶ سانتیمتر

جزئیات اجرایی دیوارهای تیغه:



گچ پرداختی ۰.۵ سانتیمتر	$2 \times 0.005 \times 1300 = 13$
-------------------------	-----------------------------------

اندود گچ و خاک ۱.۵ سانتیمتر	$2 \times 0.015 \times 1600 = 48$
-----------------------------	-----------------------------------

آجرکاری ۱۰ سانتیمتر	$0.1 \times 850 = 85$
---------------------	-----------------------

مجموع	$146 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
-------	------------------------------------

$$146 < 150 \rightarrow OK$$

ضخامت دیوار تیغه بندی : ۱۴ سانتیمتر

$$\text{طول کل تیغه بندی در هر طبقه} \leftarrow 45 \text{ متر} \leftarrow 22338 = 45 \times 3.4 \times 146$$

$$\text{بار معادل تیغه بندی} = \frac{22338}{180 \text{ (مساحت کلی)}} = 125 > 100 \rightarrow OK$$

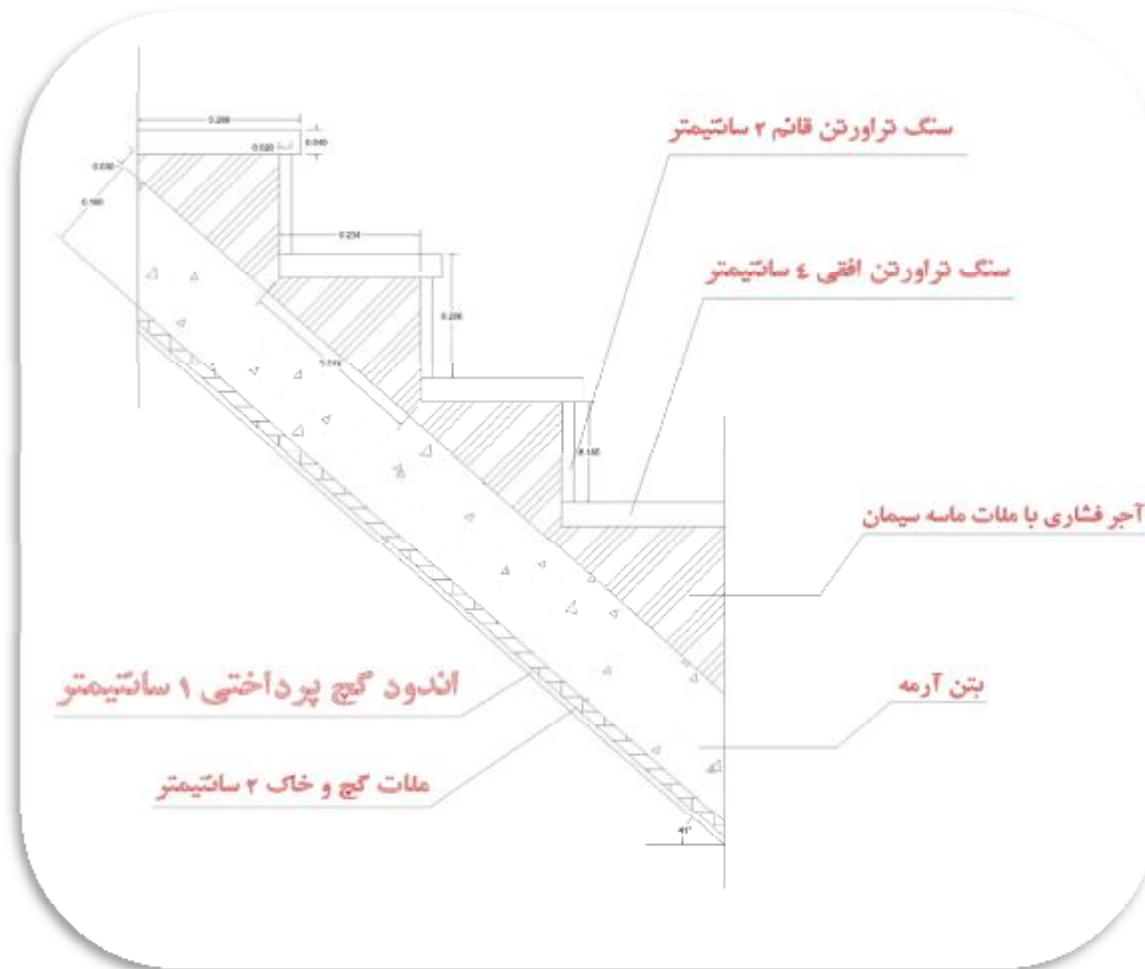
$$\text{بار مرده کف طبقات} = 600 + 125 = 725 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{طول کل تیغه بندی در کنسول} \leftarrow 1 \text{ متر} \leftarrow 497 = 1 \times 3.4 \times 146$$

$$\text{بار معادل تیغه بندی} = \frac{497}{14.95 \text{ (مساحت کنسول هر طبقه)}} = 34 < 100$$

$$100 + 554 = 654 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = \text{بار مرده کف کنسول در هر طبقه}$$

جزئیات اجرایی راه پله:

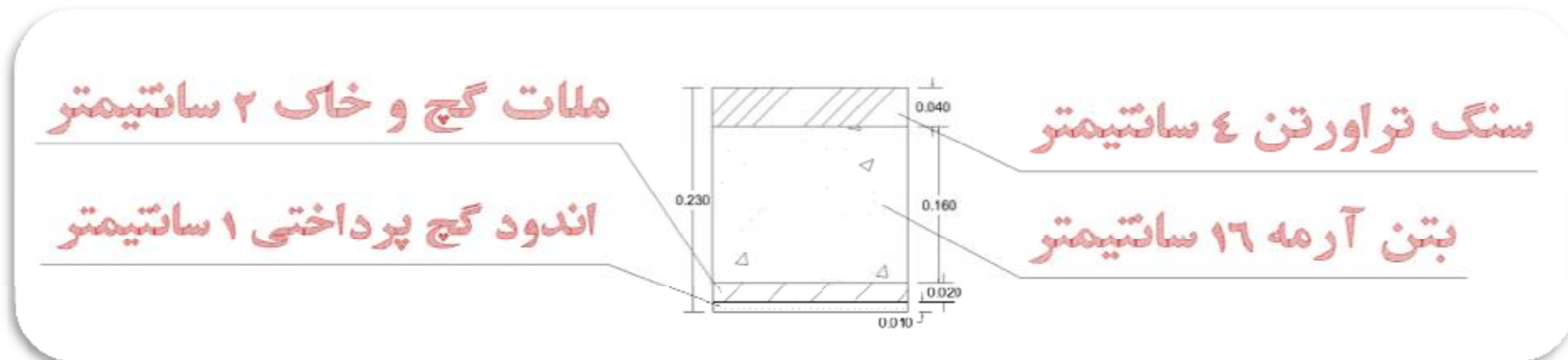


$$x = \sqrt{.206^2 + .234^2} = .312$$

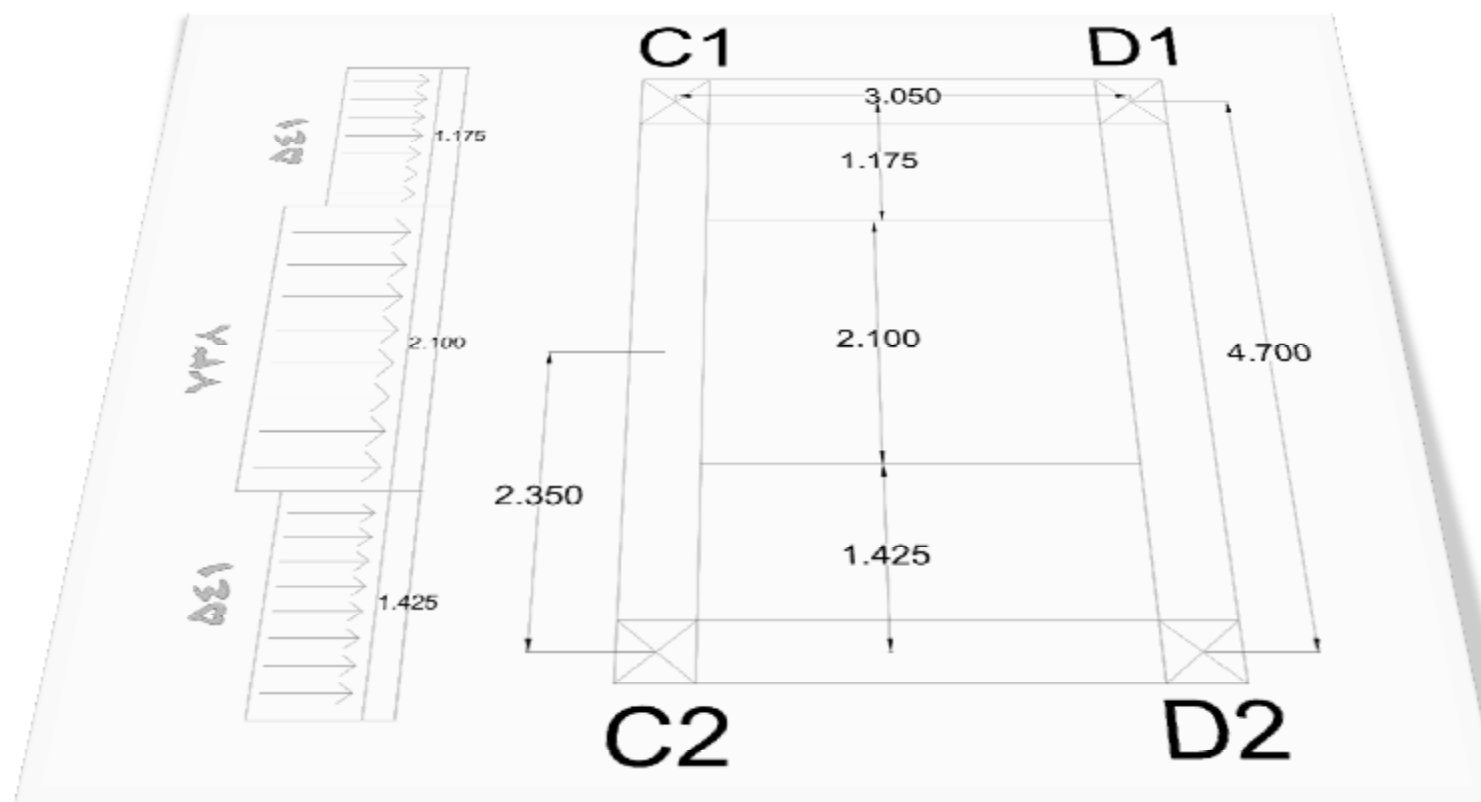
تعداد پله در هر طبقه ۱۸ عدد (۹ رفت و ۹ برگشت)

سنگ تراورتن افقی ۴ سانتیمتر	$.269 \times .04 \times 2400 = 25.9$
سنگ تراورتن قائم ۲ سانتیمتر	$.166 \times .02 \times 2400 = 8$
آجر فشاری با ملات ماسه سیمان	$\left(\left(\frac{.234 \times .206}{2} \right) + (.312 \times .03) \right) \times 1700 = 57$
دال بتنی ۱۶ سانتیمتر	$.16 \times .312 \times 2500 = 124.8$
ملات گچ و خاک ۲ سانتیمتر	$.02 \times .312 \times 1600 = 10$
گچ ۱ سانتیمتر	$.01 \times .312 \times 1300 = 4$
مجموع	$230 \rightarrow \frac{230}{.312} = 738 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

جزئیات اجرایی پاگرد :



سنگ تراورتن ۴ سانتیمتر	$۰.۰۴ \times ۲۴۰۰ = ۹۶$
دال بتن مسلح ۱۶ سانتیمتر	$۰.۱۶ \times ۲۵۰۰ = ۴۰۰$
ملات گچ و خاک ۲ سانتیمتر	$۰.۰۲ \times ۱۶۰۰ = ۳۲$
گچ ۱ سانتیمتر	$۰.۰۱ \times ۱۳۰۰ = ۱۳$
مجموع	$۵۴۱ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^۲}$



محاسبه بار مرده راه پله وارد بر تیر C۱-D۱

مساحت پاگرد متصل به تیر	$1.175 \times 3.05 = 3.59 \text{ m}^2$
کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$3.59 \times 541 = 1943 \text{ Kgf}$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(2.35 - 1.175) \times 3.05 = 3.59 \text{ m}^2$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$3.59 \times 738 = 2650 \text{ Kgf}$
کل بار مرده وارد بر تیر	$2650 + 1943 = 4593 \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{4593}{3.05} = 1506 \text{ Kgf/m}$

محاسبه بار زنده راه پله وارد بر تیر C۱-D۱

مساحت پاگرد متصل به تیر	$1.175 \times 3.05 = 3.59 \text{ m}^2$
کل بار زنده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$3.59 \times 500 = 1795 \text{ Kgf}$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(2.35 - 1.175) \times 3.05 = 3.59 \text{ m}^2$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$3.59 \times 500 = 1795 \text{ Kgf}$
کل بار مرده وارد بر تیر	$1795 + 1795 = 3590 \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{3590}{3.05} = 1177 \text{ Kgf/m}$

محاسبه بار مرده راه پله وارد بر تیر C۲-D۲

مساحت پاگرد متصل به تیر	$۱.۴۲۵ \times ۳.۰۵ = ۴.۳۵ \text{ m}^2$
کل بار مرده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$۴.۳۵ \times ۵۴۱ = ۲۳۵۴ \text{ Kgf}$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(۲.۳۵ - ۱.۴۲۵) \times ۳.۰۵ = ۲.۸۳ \text{ m}^2$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$۲.۸۳ \times ۷۳۸ = ۲۰۸۹ \text{ Kgf}$
کل بار مرده وارد بر تیر	$۲۰۸۹ + ۲۳۵۴ = ۴۴۴۳ \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{۴۴۴۳}{۳.۰۵} = ۱۴۵۷ \text{ Kgf/m}$

محاسبه بار زنده راه پله وارد بر تیر C۲-D۲

مساحت پاگرد متصل به تیر	$۱.۴۲۵ \times ۳.۰۵ = ۴.۳۵ \text{ m}^2$
کل بار زنده وارد بر تیر حاصل از پاگرد	$۴.۳۵ \times ۵۰۰ = ۲۱۷۵ \text{ Kgf}$
مساحت رمپ موثر در تیر	$(۲.۳۵ - ۱.۴۲۵) \times ۳.۰۵ = ۲.۸۳ \text{ m}^2$
کل بار مرده وارده بر تیر حاصل از رمپ	$۲.۸۳ \times ۵۰۰ = ۱۴۱۵ \text{ Kgf}$
کل بار مرده وارد بر تیر	$۱۴۱۵ + ۲۱۷۵ = ۳۵۹۰ \text{ Kgf}$
بار گسترده معادل	$\frac{۳۵۹۰}{۳.۰۵} = ۱۱۷۷ \text{ Kgf/m}$

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

ظرفیت آسانسور ۵ نفر با بار زنده $375 \frac{Kg}{m^2}$ می باشد

وزن اتاقک ۲۲۰ کیلوگرم می باشد (طبق آیین نامه یاد شده ، حداقل برای ۴ نفر وزن اتاقک آسانسور ۲۰۰ کیلوگرم می باشد که به ازای هر ۱ نفر ۱۰٪ به آن

افزوده میشود)

عمق چاله آسانسور ۱۶۰ سانتیمتر

ضخامت دال بتنی سکو ۲۰ سانتیمتر

محاسبه بار مرده: (برای ۱.۵ مترمربع)

$$2000 = 2 \times 1000 \rightarrow \text{بار مرده آسانسور}$$

$$112 = 2500 \times 0.2 \times 1.5 \times 1.5 \rightarrow \text{بار مرده سکو}$$

$$782 \text{ Kgf} = 3125 \div 4 \rightarrow \text{بار مرده متمرکز در تکیه گاه ها}$$

محاسبه بار زنده: (برای ۱.۵ مترمربع)

$$\Rightarrow 375 \times 2 = 750 \text{ بار زنده آسانسور}$$

$$\Rightarrow 1.5 \times 1.5 \times 220 = 500 \text{ بار زنده سکو}$$

$$\Rightarrow 1250 \div 4 = 313 \text{ Kgf} \text{ بار زنده متمرکز در تکیه گاه ها}$$

تذکر:

با توجه به اینکه بار مرده و زنده کف به ترتیب ۷۲۵ و ۳۵۰ دکانیوتن میباشند ، لذا قسمت خالی آسانسور را همانند کف طبقات فرض میکنیم و بار مرده و زنده ی کف را در طبقات اعمال میکنیم که در این صورت نه تنها مشکلی در طراحی به وجود نمی آید بلکه اعداد فرض شده بیشتر نیز هستند.

جزئیات اجرایی دیوار برشی عادی و دیوار برشی دور راه پله

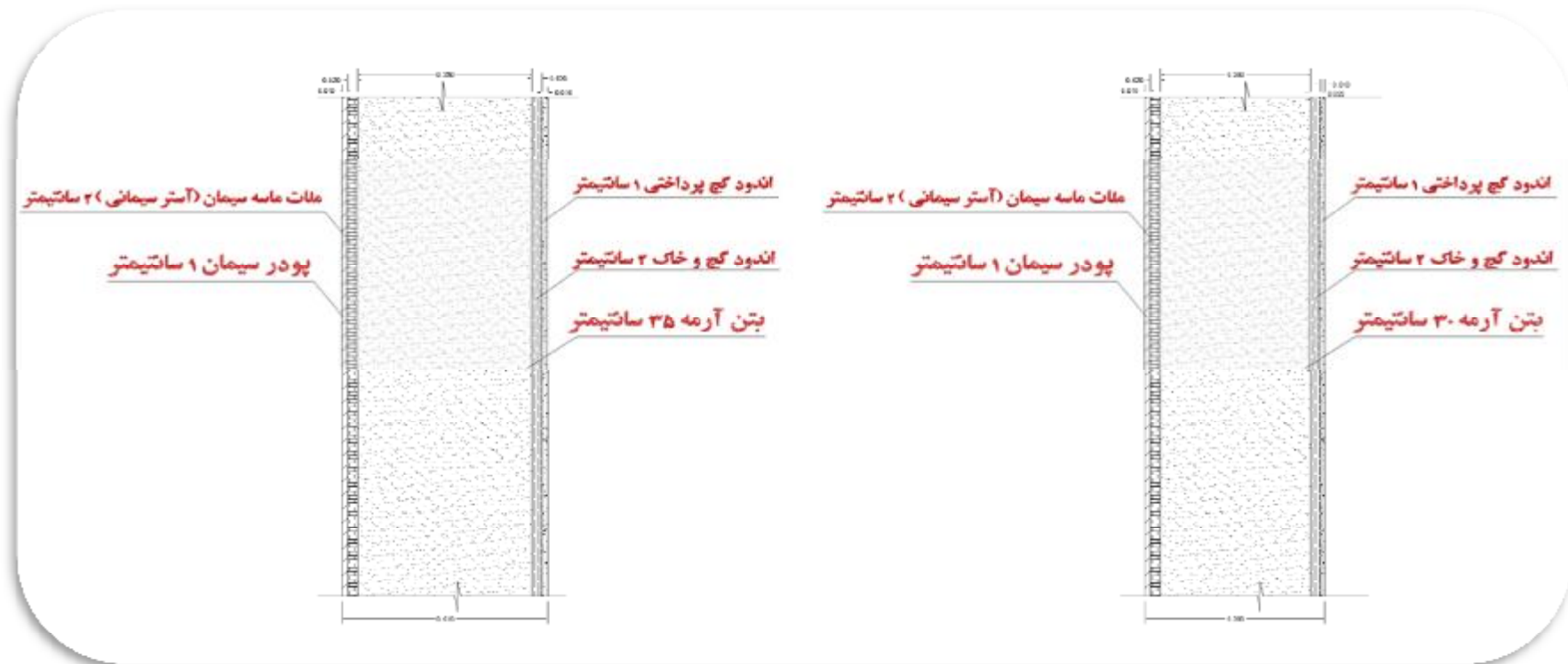
محاسبه حداقل آیین نامه:

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)

$$h > \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\text{ارتفاع دیوار}}{25} = \frac{3400}{25} = 136 \text{ mm} \\ \frac{\text{عرض دیوار}}{25} = \frac{4700}{25} = 188 \text{ mm} \sqrt{} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

ضخامت دیوارهای برشی:



دور تا دور راه پله از همکف تا طبقه چهارم : ۳۵ سانتیمتر
دور تا دور راه پله از طبقه چهارم تا خرپشته : ۳۰ سانتیمتر

سایر دیوارها از همکف تا طبقه چهارم : ۳۰ سانتیمتر
سایر دیوارها از طبقه چهارم تا طبقه هفتم : ۲۵ سانتیمتر

خلاصه بارگذاری:

نوع بار	بار مرده DL Kg/m^2	بار زنده LL Kg/m^2
کف طبقات	۷۲۵	۳۵۰
بام	۱۵۰	۲۰۰ (برف)
راه پله	۷۳۸	۵۰۰
دیوار بدون نما	۲۷۵	-
دیوار نما دار	۳۱۳	-
کف بالکن	۶۵۴	۳۰۰

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 $A=30\% = 0.3$ می باشد.

با توجه به اینکه سیستم سازه ای این ساختمان در دو جهت X و Y قاب خمشی + دیوار برشی و هسته برشی 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:

$$T = 0.05 H^{\frac{2}{3}} = 0.05 \times 33^{\frac{2}{3}} = 0.68 < 0.7$$

بنابراین نیروی شلاقی وجود ندارد

نکته : چون در این پروژه بام به صورت شیبدار و از نوع خرپای فلزی متوسط وزن است ، 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 S , T_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 آموزشی بوده لذا ساختمان با اهمیت زیاد و در گروه ۲ قرار خواهد گرفت که ضریب این گروه با توجه به

جدول ۵-۷-۶ محبت ششم برابر با $I = 1.2$ می باشد

با توجه به بند ۳-۸-۳-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران ، به صورت محافظه کارانه عنوان «ویژه» برای تعیین ضریب رفتار ساختمان در نظر

گرفته شده است

قاب خمشی ویژه + دیوار برشی بتن آرمه ویژه $R = 11 \leftarrow$

$$C = \frac{A.B.I}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1.2}{11} = 0.09$$

$$V = 0.09 \times W$$

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 بتن : بتن مسلح همگن

جرم مخصوص : 2500 Kg/m^3

وزن مخصوص : 2500 Kg/m^3

مدول الاستیسته : $2.19 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$

ضریب پواسون : ۰.۲

مقاومت مشخصه ۲۸ روزه بتن : 21 Mpa

مدول گسیختگی میلگرد : 400 Mpa

مدول گسیختگی خاموت : 300 Mpa

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 : ۲ طرفه

جنس : بتن مسلح

تیپ دال : غشائی (برشی)

ضخامت : کششی و فشاری ثابت ۱۵ سانتیمتر

دیوار برشی

تیپ دیوار برشی: Shell (سختی برشی و خمشی)

جنس : بتن مسلح

ضخامت:

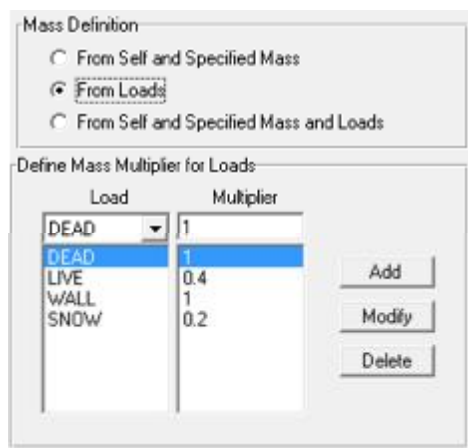
دور تا دور راه پله از همکف تا طبقه چهارم : ۳۵ سانتیمتر

دور تا دور راه پله از طبقه چهارم تا خریشته : ۳۰ سانتیمتر

سایر دیوارها از همکف تا طبقه چهارم : ۳۰ سانتیمتر

سایر دیوارها از طبقه چهارم تا طبقه هفتم : ۲۵ سانتیمتر

Comb۱ → 1.4 DL	Comb۲ → 1.4 DL + 1.7 LL	ترکیبات بار :
Comb۳ → 1.05 DL + 1.28 LL + EXN	Comb۴ → 1.05 DL + 1.28 LL - EXN	Comb۵ → 1.05 DL + 1.28 LL + EXP
Comb۶ → 1.05 DL + 1.28 LL - EXP	Comb۷ → 1.05 DL + 1.28 LL + EYN	Comb۸ → 1.05 DL + 1.28 LL - EYN
Comb۹ → 1.05 DL + 1.28 LL + EYP	Comb۱۰ → 1.05 DL + 1.28 LL - EYP	Comb۱۱ → 0.9 DL + 1.4 EXN
Comb۱۲ → 0.9 DL - 1.4 EXN	Comb۱۳ → 0.9 DL + 1.4 EXP	Comb۱۴ → 0.9 DL - 1.4 EXP
Comb۱۵ → 0.9 DL + 1.4 EYN	Comb۱۶ → 0.9 DL - 1.4 EYN	Comb۱۷ → 0.9 DL + 1.4 EYP
Comb۱۸ → 0.9 DL - 1.4 EYP	Comb۱۹ → 1.05 DL + 1.28 LL + 1.41 EX	Comb۲۰ → 1.05 DL + 1.28 LL - 1.41 EX
Comb۲۱ → 1.05 DL + 1.28 LL + 1.41 EY	Comb۲۲ → 1.05 DL + 1.28 LL - 1.41 EY	Comb۲۳ → 0.9 DL + 1.4 EX
Comb۲۴ → 0.9 DL - 1.4 EX	Comb۲۵ → 0.9 DL + 1.4 EY	Comb۲۶ → 0.9 DL - 1.4 EY



تعیین جرم سازه :

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

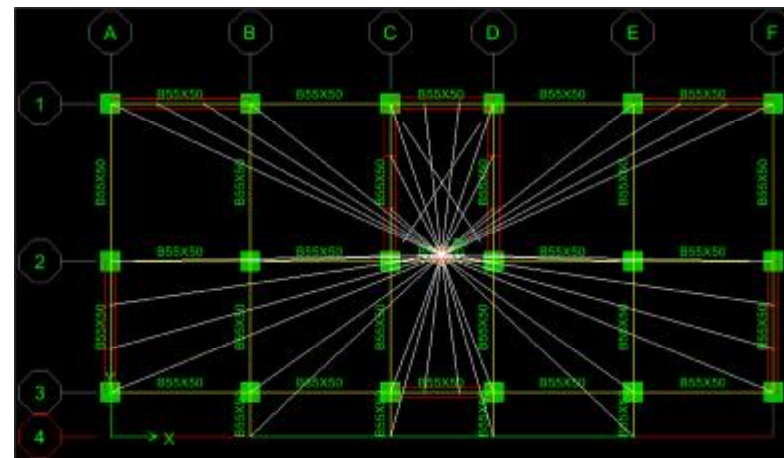
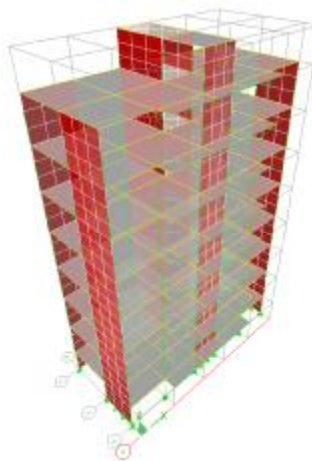
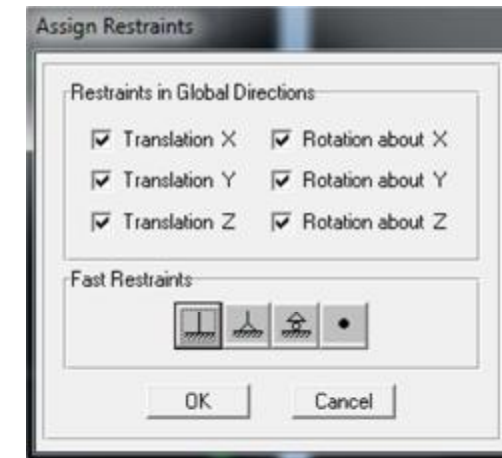
انتخاب آیین نامه مورد نظر

Concrete Frame Design Preferences	
Design Code	ACI 318-99
Number of Interaction Curves	24
Number of Interaction Points	11
Consider Minimum Eccentricity	Yes
Phi (Bending-Tension)	0.9
Phi (Compression Tied)	0.7
Phi (Compression Spiral)	0.75
Phi (Shear)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
Utilization Factor Limit	0.95

ACI ۳۱۸-۹۹

* این آیین نامه بیشترین تطابق با آیین نامه بتن ایران آبا را دارا می باشد

اتصال گیر دار ستونهای Base به پی



دیافراگم صلب
طبقات:

فصل پنجم

توزیع نیروی جانبی زلزله

STRUCTURE'S WEIGHT

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

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

$$V = C \times W \rightarrow V = 0.09 \times 2710.484 = 243.95$$

$$V_{min} = 0.1 AIW = 0.1 \times 0.3 \times 1.2 \times 2710.484 = 95.58 < V \rightarrow OK$$

طبقه	ارتفاع	Wi [ton]*	Wi Hi	Fi
خرپشته	۳۱.۳۵	۲۰.۸۸۴	۶۵۴.۷۲	۳.۹۵
۷	۲۸.۵۵	۲۶۴.۲۶۶	۷۵۴۴.۸	۴۵.۴۶
۶	۲۴.۸۵	۳۱۲.۶۵۷	۷۷۶۹.۵۳	۴۶.۸۲
۵	۲۱.۱۵	۳۲۴.۴۶۸	۶۸۶۲.۵	۴۱.۳۵
۴	۱۷.۴۵	۳۳۴.۳۹۸	۵۸۳۵.۲۵	۳۵.۱۶
۳	۱۳.۷۵	۳۵۴.۴۵۶	۴۸۷۳.۷۷	۲۹.۳۷
۲	۱۰.۰۵	۳۵۷.۹۹۶	۳۵۹۷.۸۶	۲۱.۶۸
۱	۶.۳۵	۳۷۲.۶۳۲	۲۳۶۶.۲۲	۱۴.۲۶
همکف	۲.۶۵	۳۶۸.۷۲۷	۹۷۷.۱۳	۵.۸۸
		$\Sigma = 2710.484$	$\Sigma = 40481.78$	

* 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	$OK > 1.75$	$26522 / 50.26 = 5.27$	۵۰.۲۶	$276.2978 \times 9.81 \times 9.785 = 26522$	EX
۲	$OK > 1.75$	$26522 / 50.28 = 5.27$	۵۰.۲۸	$276.2978 \times 9.81 \times 9.785 = 26522$	EXP
۳	$OK > 1.75$	$26522 / 50.24 = 5.27$	۵۰.۲۴	$276.2978 \times 9.81 \times 9.785 = 26522$	EXN
۴	$OK > 1.75$	$14871 / 50.04 = 2.96$	۵۰.۰۴	$276.2978 \times 9.81 \times 5.483 = 14871$	EY
۵	$OK > 1.75$	$14871 / 50.04 = 2.96$	۵۰.۰۴	$276.2978 \times 9.81 \times 5.483 = 14871$	EYP
۶	$OK > 1.75$	$14871 / 50.04 = 2.96$	۵۰.۰۴	$276.2978 \times 9.81 \times 5.483 = 14871$	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:

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

UX+EX	UX+EX
$\Delta_{roof} - \Delta_7 = 0.0516 - 0.0457 = 0.0059$	$\Delta_7 - \Delta_6 = 0.0457 - 0.0376 = 0.0081$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0059 = 0.04543$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0081 = 0.06237$
$0.04543 < 0.025 \times 2.8 = 0.07 \text{ OK}$	$0.06237 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$

UX+EX	UX+EX
$\Delta_6 - \Delta_5 = 0.0376 - 0.0297 = 0.0079$	$\Delta_5 - \Delta_4 = 0.0297 - 0.022 = 0.0077$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0079 = 0.06083$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0077 = 0.05929$
$0.06083 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$	$0.05929 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$

UX+EX	UX+EX
$\Delta_4 - \Delta_3 = 0.022 - 0.0149 = 0.0071$	$\Delta_3 - \Delta_2 = 0.0149 - 0.0088 = 0.0061$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0071 = 0.05467$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0061 = 0.04697$
$0.05467 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$	$0.04697 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$
UX+EX	UX+EX
$\Delta_2 - \Delta_1 = 0.0088 - 0.004 = 0.0048$	$\Delta_1 - \Delta_{pilot} = 0.004 - 0.0009 = 0.0031$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0048 = 0.03696$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0031 = 0.02387$
$0.03696 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$	$0.02387 < 0.025 \times 2.65 = 0.06625 \text{ OK}$

UY+EY	UY+EY
$\Delta_{roof} - \Delta_7 = 0.0382 - 0.0339 = 0.0043$	$\Delta_7 - \Delta_6 = 0.0339 - 0.0279 = 0.006$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0043 = 0.03311$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.006 = 0.0462$
$0.03311 < 0.025 \times 2.8 = 0.07 \text{ OK}$	$0.0462 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$
UY+EY	UY+EY
$\Delta_6 - \Delta_5 = 0.0279 - 0.022 = 0.0059$	$\Delta_5 - \Delta_4 = 0.022 - 0.0163 = 0.0057$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0059 = 0.04543$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0057 = 0.04389$
$0.04543 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$	$0.04389 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$

UY+EY	UY+EY
$\Delta_4 - \Delta_3 = 0.0163 - 0.011 = 0.0053$	$\Delta_3 - \Delta_2 = 0.011 - 0.0065 = 0.0045$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0053 = 0.04081$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0045 = 0.03465$
$0.04081 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$	$0.03465 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$
UY+EY	UY+EY
$\Delta_2 - \Delta_1 = 0.0065 - 0.0029 = 0.0036$	$\Delta_1 - \Delta_{pilot} = 0.0029 - 0.0007 = 0.0022$
$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0036 = 0.02772$	$\Delta_M = 0.7 \times 11 \times 0.0022 = 0.01694$
$0.02772 < 0.025 \times 3.7 = 0.0925 \text{ OK}$	$0.01694 < 0.025 \times 2.65 = 0.06625 \text{ OK}$

فصل هشتم

منحنی پوش

PUSH DIAGRAM

منحنی پوش

Load Combination Data

Load Combination Name : PUSH

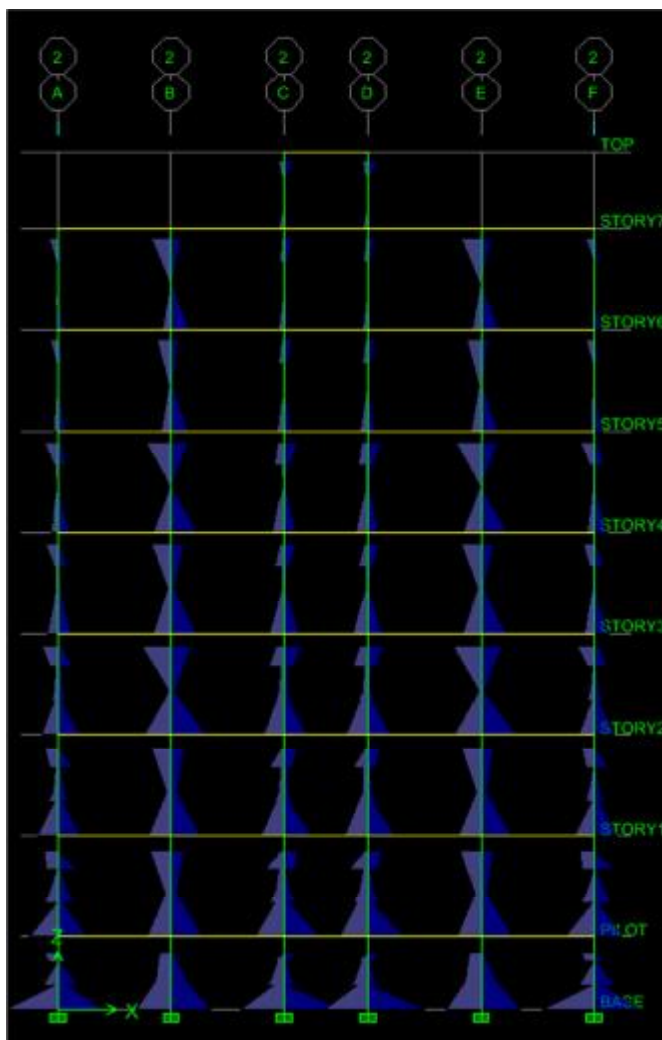
Load Combination Type : ENVE

Define Combination

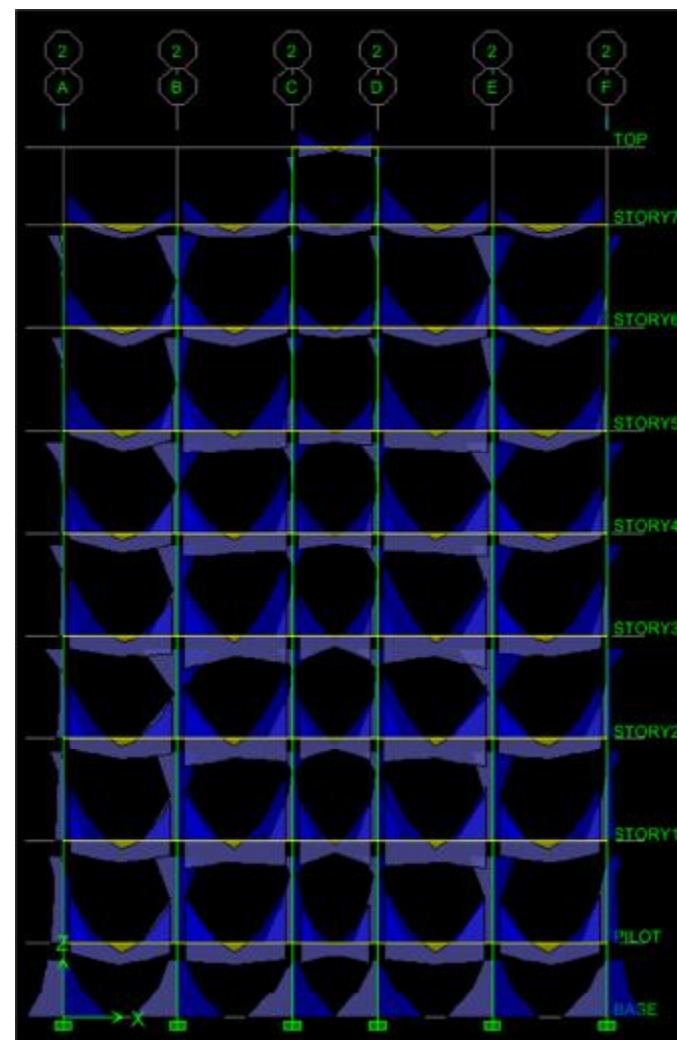
Case Name	Scale Factor
COMB1 Combo	1
COMB1 Combo	1
COMB2 Combo	1
COMB3 Combo	1
COMB4 Combo	1
COMB5 Combo	1
COMB6 Combo	1
COMB7 Combo	1
COMB8 Combo	1

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

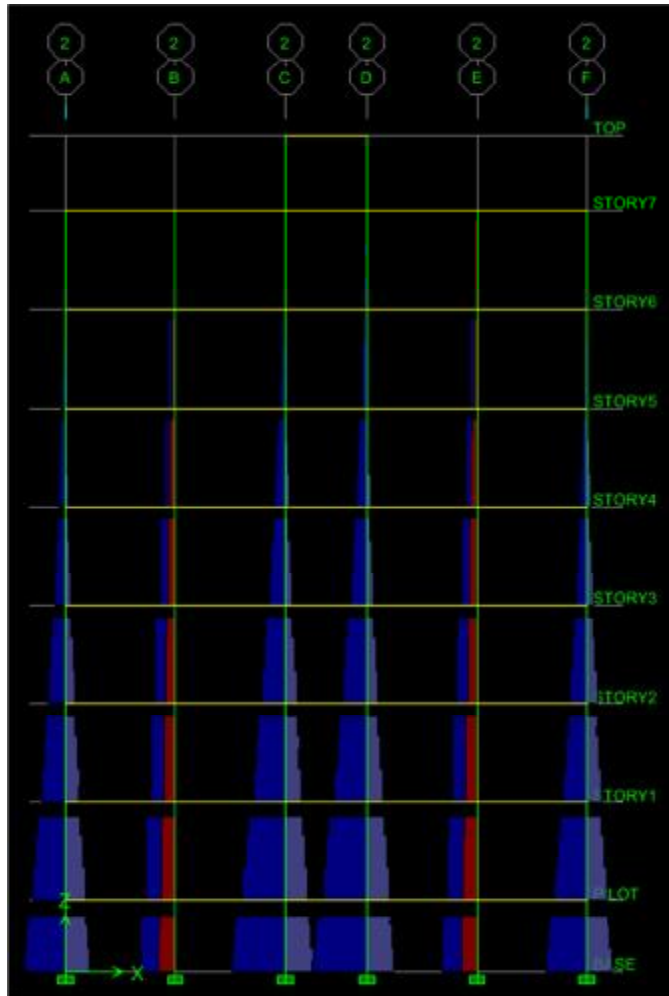
در نرم افزار Etabs ترکیب باری با حالت Envelope ساخته و تمامی ترکیب بار های موجود با ضریب ۱ به آن افزوده شد.



دیاگرام پوش لنگر خمشی در جهت ۷ 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 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 :

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

مشخصات شمع:

نیروی عمودی (نوک شمع): 26719200 Kg/m^2

تعداد : ۱۸ عدد (زیر تمام ستونها)

عمق : ۷ متر ، قطر : ۱۵۰ سانتیمتر

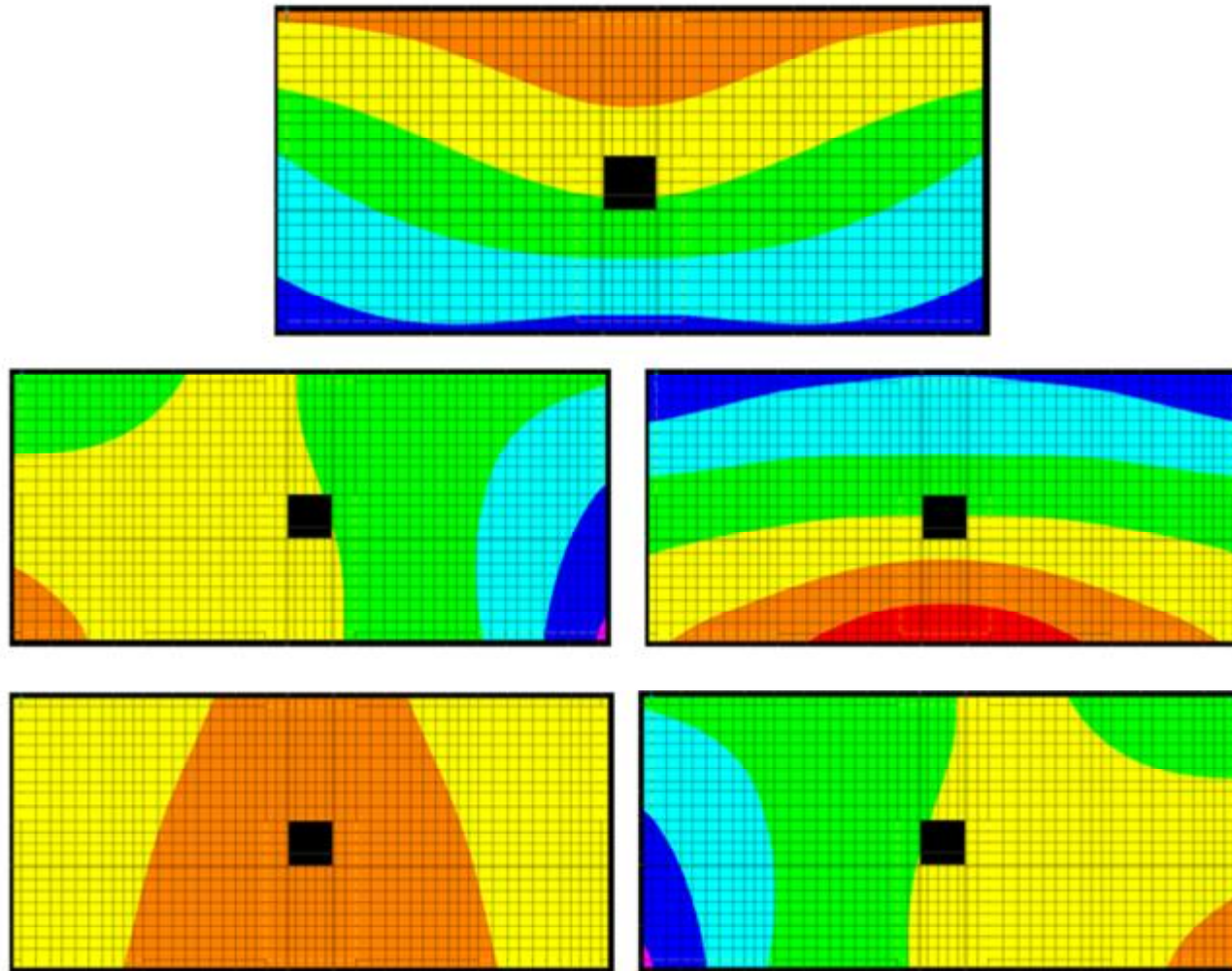
تنش مجاز انتهای شمع : ۲

$$Ks = 2 \times 0.7 \times 1.2 = 1.68$$

$$r = \frac{150 \times 3}{2} = 225$$

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

$$v = \pi \times 225^2 \times 1.68 = 267192 \text{ Kg/cm}^2$$



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

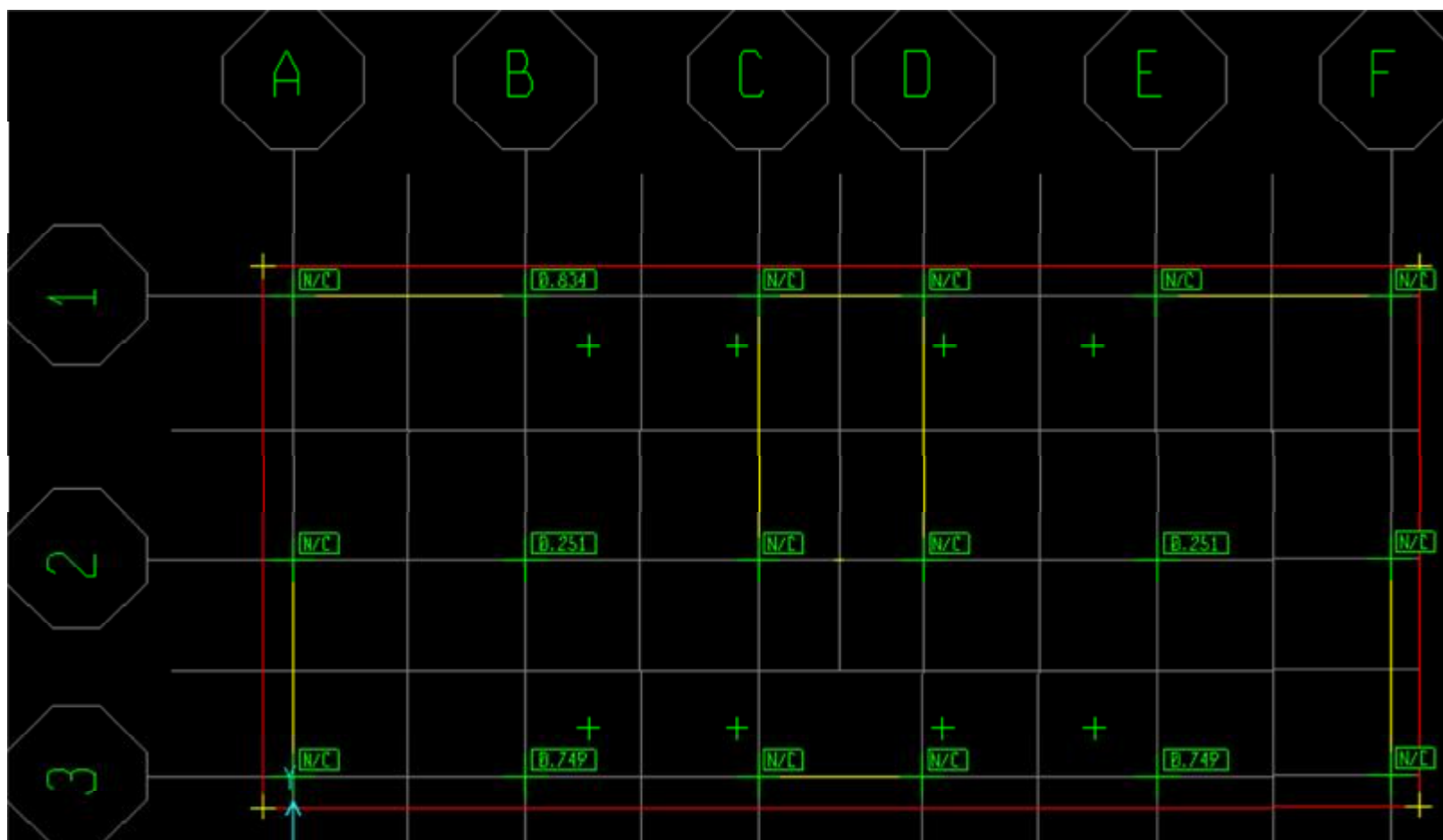
فصل دهم

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 یازدهم

محاسبه دستی ستون ها

COLUMNS MANUAL DESIGN

محاسبه دستی ستون ها:

ستون C۷ - [طبقه همکف (لاین F۲)]

$$I_{gb} = \frac{500 \times 550^3}{12} = 7.93 \times 10^9 \text{ ---} \rightarrow \text{ترک خورده} \rightarrow \times 0.35 = I_b = 2.43 \times 10^9$$

$$I_{gc \text{ همکف}} = \frac{550 \times 550^3}{12} = 7.63 \times 10^9 \text{ ---} \rightarrow \text{ترک خورده} \rightarrow \times 0.7 = I_{c \text{ همکف}} = 5.34 \times 10^9$$

$$I_{gc \text{ اول}} = \frac{500 \times 500^3}{12} = 5.2 \times 10^9 \text{ ---} \rightarrow \text{ترک خورده} \rightarrow \times 0.7 = I_{c \text{ همکف}} = 3.64 \times 10^9$$

$$\psi_t = \frac{\frac{5.34 \times 10^9}{2650} + \frac{3.64 \times 10^9}{3700}}{\frac{2.43 \times 10^9}{4130}} = 0.9$$

$$\psi_b = 1 \rightarrow \psi_{min} = 1 \rightarrow \psi_m = \frac{1 + 0.9}{2} = 3$$

$$K = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.7 + 0.1 \psi_m = 0.7 + 0.1 \times 3 = 1 \\ 0.85 + 0.05 \psi_{min} = 0.85 + 0.05 \times 1 = 0.9 \sqrt{1} \end{array} \right.$$

$$r = 0.3 \times 550 = 165$$

$$l_u = L - \left(\frac{b}{2} + \frac{b}{2} \right) = 2650 - \left(\frac{550}{2} + 0 \right) = 2375$$

مقادیر حداکثر نیروی خمشی و نیروی محوری در ستون مورد نظر با توجه به خروجی *Etabs*

(در ترکیب بار *PUSH*)

$$P_u = -300.5$$

لنگر در جهت X	لنگر در جهت Y
$M_t = -28.86$	$M_t = 21.97 = M_1$
$M_b = 80.26$	$M_b = 92.8$
ممان انتهایی برابر و انحنای ساده (مثبت)	ممان انتهایی نابرابر و انحنای مضاعف (منفی)

$$M_{min} = P_u(15 + 0.3h) \rightarrow 300.5(15 + 0.3 \times 550) \times 10^{-3} = 94.42 = M_p > M_t \text{ و } M_b$$

طبق آیین نامه بتن ایران (آبا) در صورتی که لنگر ایجاد شده توسط حداقل برون محوریت در نیروی محوری نهایی (M_{min}) ، بزرگتر از دو لنگر موجود در انتها و ابتدای ستون بوده باشد ، باید این مقدار را به عنوان لنگر بزرگتر ستون (M_p) در نظر گرفت.

$$\frac{K l_u}{r} = \frac{0.9 \times 2375}{165} = 12.96 < 34 - 12 \times \left(\frac{M_1}{M_p} \right) = 34 - 12 \times \left(-\frac{21.97}{94.42} \right) = 38.8$$

در نتیجه این ستون لاغر نیست و نیازی به اعمال ضرایب تشدید لنگر خمشی و تقلیل ظرفیت باربری نیست.

با توجه به طول آزاد ستون ها و همچنین شعاع ژیراسیون ستون ها در طبقات که بدست آمده از ابعاد مقاطع میباشد ، میتوان به راحتی نتیجه گرفت که هیچ کدام از ستون های سازه لاغر نیستند و نیازی به کنترل مجدد لاغری که فقط محاسبات را زیاد و وقت گیر میکنند نیست ، در نتیجه از این مرحله به بعد تمام مقاطع به صورت معمولی محاسبه و طراحی خواهند شد.

دو ترکیب بار برای طراحی در نظر گرفته شده است :

۱- ترکیب بار مورد توجه آیین نامه بتن ایران (آبا): $1.25 DL + 1.5 LL$

۲- ترکیب بار PUSH که به صورت Envelope در نرم افزار Etabs به وجود آمده است

$$1.25 DL + 1.5 LL \longrightarrow Pu: 947.55 KN - Mux: 21.31 KN.M - MUY: 16.88 KN.M$$

$$\frac{Muy}{Mux} < \frac{b}{h} \rightarrow Mueqx = Mux + .55 Muy \times \frac{h}{b}$$

$$Mueqx = 21.31 + .55 \times 16.88 \times 1 = 30.6 KN.M$$

$$\gamma = \frac{h - 2d}{h} = \frac{550 - 2 \times 75}{550} = .76$$

$$\frac{Nu}{fcd bh} = \frac{947.55 \times 10^3}{.7 \times 21 \times 550 \times 550} = .248$$

$$m = \frac{fyd}{.85 fcd} = \frac{.85 \times 400}{.85 \times .7 \times 21} = 31.74$$

$$\frac{Mu}{fcd bh^2} = \frac{30.6 \times 10^7}{.7 \times 21 \times 550 \times 550^2} = .0145$$

$$\rho_{min} = 1\% \rightarrow As = 0.01 \times 550 \times 550 = 3025 \text{ mm}^2 \rightarrow 12 \Phi 18$$

$$\text{Push Load} \rightarrow Pu: 300.5 \text{ KN} - Mux: 80.26 \text{ KN.M} - Muy: 92.8 \text{ KN.M}$$

$$\frac{Muy}{Mux} > \frac{b}{h} \rightarrow Mueqy = Muy + 0.55 Mux \times \frac{h}{b}$$

$$Mueqy = 92.8 + 0.55 \times 80.26 \times 1 = 136.7 \text{ KN.M}$$

$$\frac{Nu}{fcd bh} = \frac{300.5 \times 10^3}{0.6 \times 21 \times 550 \times 550} = 0.786$$

$$\frac{Mu}{fcd bh^2} = \frac{136.7 \times 10^6}{0.6 \times 21 \times 550 \times 550^2} = 0.075$$

$$m\rho = 0.14 \rightarrow \rho = \frac{0.14}{31.74} = 0.0044 < \rho_{min} 0.01 \rightarrow As = 0.01 \times 550 \times 550 = 3025 \text{ mm}^2 \rightarrow 12 \Phi 18$$

همانطور که از محاسبات مشخص شد ، در ترکیب بار اول مقدار آرماتور مورد نیاز در مقطع برابر با حداقل آیین نامه یعنی 3025 mm^2 که دقیقاً برابر خروجی نرم افزار *Etabs* است و در ترکیب بار دوم مقدار آرماتور مورد نیاز مقطع نیز برابر با 3025 mm^2 بود که در این محاسبه کمی خطا در آن دخیل است (عدد خروجی از نرم افزار *Etabs* برابر با 7022 mm^2 است) و این اختلاف محاسبه کاملاً طبیعی ایست ، عللی که این خطا را بوجود می آورند شامل :

۱- رُند شدن اعداد در محاسبه دستی

۲- تعیین عدد $m\rho$ به صورت تقریبی از پاراف های موجود در آیین نامه بتن ایران (آبا) و همچنین کتاب طراحی ساختمانهای بتن مسلح تالیف استاد شاپور طاحونی

۳- در محاسبات دستی ، مقدار نیروی وارده به مقطع توسط روش بلوک تنش مستطیلی، گرد و تقریبی است ، زیرا نرم افزار از این روش استفاده نکرده است

و نیروهای وارده به مقطع را به صورت واقعی و سهمی شکل محاسبه کرده است.

۴- فرق بین فرمول ها و آیین نامه های استفاده شده ، همانطور که در بالا نیز به آن اشاره شد ، برای طرح دستی از آیین نامه بتن ایران آبا استفاده شده است ولی نرم افزار *Etabs* از آیین نامه ۳۱۸-۹۹ *ACI* استفاده کرده که البته این آیین نامه بسیار زیاد با آیین نامه آبا تطابق دارد.

طراحی خاموت:

$$dp = \frac{1}{3}D = \frac{1}{3} \times 18 \approx \Phi 6$$

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 16D = 16 \times 18 = 288 \\ 48dp = 48 \times 6 = 288 \\ 550 : \text{حداقل بُعد ستون} \\ 300 \end{array} \right. \rightarrow S = 288 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$\Phi 6 @ 300 \text{ mm}$$

ستون C۷ - [طبقه اول (لایین F۲)]

$$1.25 DL + 1.5 LL \longrightarrow Pu: 733.6 \text{ KN} - Mux: 23.56 \text{ KN.M} - Muy: 18.88 \text{ KN.M}$$

$$\frac{Muy}{Mux} < \frac{b}{h} \rightarrow Mueqx = Mux + 0.55 Muy \times \frac{h}{b}$$

$$Mueqx = 23.56 + 0.55 \times 18.88 \times 1 = 34 \text{ KN.M}$$

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{500 - 2 \times 75}{500} = 0.74$$

$$\frac{Nu}{fcd bh} = \frac{733.7 \times 10^3}{0.7 \times 21 \times 500 \times 500} = 0.233$$

$$m = \frac{fyd}{0.85 fcd} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.7 \times 21} = 31.74$$

$$\frac{Mu}{fcd bh^2} = \frac{34 \times 10^7}{0.7 \times 21 \times 500 \times 500^2} = 0.0215$$

$$\rho_{min} = 1\% \rightarrow As = 0.01 \times 500 \times 500 = 2500 \text{ mm}^2 \rightarrow 10 \Phi 18$$

$$\textbf{Push Load} \text{ ---} \rightarrow Pu: 240.441 \text{ KN} - Mux: 47.91 \text{ KN.M} - Muy: 51.56 \text{ KN.M}$$

$$\frac{Muy}{Mux} > \frac{b}{h} \rightarrow Mueqy = Muy + 0.55 Mux \times \frac{h}{b}$$

$$Mueqy = 51.56 + 0.55 \times 47.91 \times 1 = 77.2 \text{ KN.M}$$

$$\frac{Nu}{fcd bh} = \frac{240.441 \times 10^3}{0.7 \times 21 \times 500 \times 500} = 0.761$$

$$\frac{Mu}{fcd bh^2} = \frac{77.2 \times 10^7}{0.7 \times 21 \times 500 \times 500^2} = 0.049$$

$$m\rho = 0.08 \rightarrow \rho = \frac{0.08}{31.74} = 0.0025 < \rho_{min} 0.01 \rightarrow As = 0.01 \times 500 \times 500 = 2500 \text{ mm}^2 \rightarrow 10 \Phi 18$$

طراحی خاموت:

$$dp = \frac{1}{3}D = \frac{1}{3} \times 18 \approx \Phi 6$$

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 16D = 16 \times 18 = 288 \\ 48dp = 48 \times 6 = 288 \\ 500 : \text{حداقل بُعد ستون} \\ 300 \end{array} \right. \rightarrow S = 288 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$\Phi 6 @ 300 \text{ mm}$$

تا به اینجا ۲ ستون در ۲ طبقه مختلف طراحی شدند که با توجه به نتایج حاصله برای محاسبه نسبت آرماتور لازم فقط از ρ_{min} آیین نامه استفاده شده است که میتوان نتیجه گرفت که هر چه تعداد طبقات افزایش می یابد مقدار عددی لنگر خمشی و نیروی محوری ستون ها نیز کاهش می یابد لذا میتوان بدون محاسبات بالا برای تمام ستون ها ρ_{min} را در نظر گرفت!

$$\text{Column C\textbackslash Floor Pilot} \Rightarrow As = 0.01 \times 550 \times 550 = 3025 \text{ mm}^2 \rightarrow 12 \Phi 18$$

$$\text{Column C\textbackslash Floor NO. 1} \Rightarrow As = 0.01 \times 500 \times 500 = 2500 \text{ mm}^2 \rightarrow 10 \Phi 18$$

$$\text{Column C\textbackslash Floor NO. 2 and 3} \Rightarrow As = 0.01 \times 450 \times 450 = 2025 \text{ mm}^2 \rightarrow 8 \Phi 18$$

$$\text{Column C\textbackslash Floor NO. 4 and 5} \Rightarrow As = 0.01 \times 400 \times 400 = 1600 \text{ mm}^2 \rightarrow 6 \Phi 18$$

$$\text{Column C\textbackslash Floor NO. 6 and 7 and TOP} \Rightarrow As = 0.01 \times 350 \times 350 = 1225 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \Phi 18$$

در زیر لیست سطح مقطع آرماتورهای طراحی شده توسط نرم افزار *Etabs* برای ترکیب بار $1.05 LL + 1.25 DL$ نمایش داده شده است:

$Column\ C\ \text{Floor Pilot} \Rightarrow As = 3025\ mm^2 \rightarrow 12\ \Phi\ 18$	$Column\ C\ \text{Floor NO.1} \Rightarrow As = 2500\ mm^2 \rightarrow 10\ \Phi\ 18$
$Column\ C\ \text{Floor NO.2 and 3} \Rightarrow As = 2025\ mm^2 \rightarrow 8\ \Phi\ 18$	$Column\ C\ \text{Floor NO.4 and 5} \Rightarrow As = 1600\ mm^2 \rightarrow 6\ \Phi\ 18$
$Column\ C\ \text{Floor NO.6 and 7 and TOP} \Rightarrow As = 1225\ mm^2 \rightarrow 4\ \Phi\ 18$	
و لیست زیر نیز در خصوص آرماتورهای طراحی شده توسط نرم افزار <i>Etabs</i> برای ترکیب بار <i>PUSH</i> می باشد:	
$Column\ C\ \text{Floor Pilot} \Rightarrow As = 7022\ mm^2 \rightarrow 12\ \Phi\ 28$	$Column\ C\ \text{Floor NO.1} \Rightarrow As = 5374\ mm^2 \rightarrow 10\ \Phi\ 26$
$Column\ C\ \text{Floor NO.2} \Rightarrow As = 3904\ mm^2 \rightarrow 10\ \Phi\ 22$	$Column\ C\ \text{Floor NO.3} \Rightarrow As = 3151\ mm^2 \rightarrow 10\ \Phi\ 20$
$Column\ C\ \text{Floor NO.4} \Rightarrow As = 2138\ mm^2 \rightarrow 10\ \Phi\ 16$	$Column\ C\ \text{Floor NO.5} \Rightarrow As = 1600\ mm^2 \rightarrow 6\ \Phi\ 18$
$Column\ C\ \text{Floor NO.6} \Rightarrow As = 1225\ mm^2 \rightarrow 4\ \Phi\ 18$	$Column\ C\ \text{Floor NO.7} \Rightarrow As = 1225\ mm^2 \rightarrow 4\ \Phi\ 18$
$Column\ C\ \text{Floor TOP} \Rightarrow As = 1225\ mm^2 \rightarrow 4\ \Phi\ 18$	

فصل دوازدهم

محاسبه دستی تیرها

BEAMS MANUAL DESIGN

محاسبه دستی تیرها:

تیر B۹ - [طبقه همکف (بین لاین F۲ و E۲)]

برای طراحی دستی تیرها از ترکیب بار Push که به صورت Envelope در نرم افزار Etabs به وجود آمده است استفاده میشود

مقدار لنگر خمشی منفی در سمت چپ دهانه: 71.96 KN.M

$$a = \frac{As \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} = \frac{As \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 500} = 0.63492 As$$

$$Mr = Mu \rightarrow Mr = As \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$71.96 \times 10^7 = As \times 0.85 \times 400 \times \left((550 - 60) - \frac{0.63492 As}{2}\right) \Rightarrow As = 450 \text{ mm}^2 \rightarrow 6 \Phi 10$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{0.85 \times 0.6 \times 21}{0.85 \times 400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.016$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{450}{550 \times 500} = 0.0016 < 0.016 \text{ OK}$$

مقدار As بدست آمده توسط نرم افزار در بخشش کششی تیر مورد نظر برابر با ۵۷۲ می باشد که عددی بسیار نزدیک می باشد

مقدار لنگر خمشی منفی در سمت راست دهانه: ۸۴.۸۶ KN.M

$$a = \frac{As \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} = \frac{As \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.7 \times 21 \times 500} = 0.63492 As$$

$$M_r = M_u \rightarrow M_r = As \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$۸۴.۸۶ \times 10^7 = As \times 0.85 \times 400 \times \left((550 - 75) - \frac{0.63492 As}{2}\right) \Rightarrow As = 534 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \Phi 14$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{0.85 \times 0.7 \times 21}{0.85 \times 400} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.16$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{534}{550 \times 500} = 0.0019 < 0.16 \text{ OK}$$

مقدار As بدست آمده توسط نرم افزار در بخشش کششی تیر مورد نظر برابر با ۶۷۷ می باشد که عددی بسیار نزدیک می باشد

مقدار لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه: ۳۸.۳۹ KN.M

$$a = \frac{As \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} = \frac{As \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.7 \times 21 \times 500} = 0.63492 As$$

$$M_r = M_u \rightarrow M_r = As \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$38.39 \times 10^7 = A_s \times 0.85 \times 400 \times \left((550 - 75) - \frac{0.63492 A_s}{2} \right) \Rightarrow A_s = 237 \text{ mm}^2 \rightarrow 6 \Phi 8$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{0.85 \times 0.6 \times 21}{0.85 \times 400} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.16$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{237}{550 \times 500} = 0.00086 < 0.16 \text{ OK}$$

مقدار A_s بدست آمده توسط نرم افزار در بخشش کششی تیر مورد نظر برابر با ۳۰۲ می باشد که عددی بسیار نزدیک می باشد

طراحی خاموت : $V_u = 87.3 \text{ KN} \rightarrow V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 550 \times 500 \times 10^{-3} = 152 \text{ KN} \rightarrow \frac{V_c}{2} = 76 \text{ KN}$

$$X_{vc} = \frac{76 \times 1.8}{87.3} = 1.57$$

$$V_s = V_u - V_c = 87.3 - 76 = 11.3 < 4 \times 76 = 304 \text{ OK}$$

$$A_v = 2 \times \frac{\pi 10^2}{4} = 157$$

$$V_c < V_u \rightarrow S_{max} = \frac{485}{2} \approx 242.5 \text{ mm} \rightarrow \text{محدوده} \rightarrow 1.8 - 1.57 = 0.23$$

$$\frac{V_c}{2} < V_u < V_c \rightarrow S = \frac{157 \times 0.85 \times 400 \times 485}{11.3 \times 10^3} = 2000 > 200 \rightarrow S = 200 \text{ mm} \rightarrow \text{محدوده} \rightarrow \frac{1.57}{2} = 0.785$$

تیر B۹ - [طبقه اول (بین لاین F۲ و E۲)]

مقدار لنگر خمشی منفی در سمت چپ دهانه: 79.61 KN.M

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{A_s \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 450} = 0.070547 A_s$$

$$M_r = M_u \rightarrow M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$79.61 \times 10^7 = A_s \times 0.85 \times 400 \times \left((500 - 75) - \frac{0.070547 A_s}{2}\right) \Rightarrow A_s = 490 \text{ mm}^2 \rightarrow 10 \Phi 8$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{0.85 \times 0.6 \times 21}{0.85 \times 400} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.16$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{490}{500 \times 450} = 0.0021 < 0.16 \text{ OK}$$

مقدار A_s بدست آمده توسط نرم افزار در بخشش کششی تیر مورد نظر برابر با ۶۲۱ می باشد که عددی بسیار نزدیک می باشد

مقدار لنگر خمشی منفی در سمت چپ دهانه: 97.55 KN.M

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} = \frac{A_s \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 450} = 0.070547 A_s$$

$$M_r = M_u \rightarrow M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$97.55 \times 10^7 = A_s \times 0.85 \times 400 \times \left((500 - 75) - \frac{0.070547 A_s}{2}\right) \Rightarrow A_s = 700 \text{ mm}^2 \rightarrow 10 \Phi 10$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{0.85 \times 0.6 \times 21}{0.85 \times 400} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.016$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{700}{500 \times 450} = 0.0031 < 0.016 \text{ OK}$$

مقدار A_s بدست آمده توسط نرم افزار در بخشش کششی تیر مورد نظر برابر با ۶۸۸ می باشد که عددی بسیار نزدیک می باشد

مقدار لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه: 37.77 KN.M

$$a = \frac{As \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} = \frac{As \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 450} = 0.070547 As$$

$$M_r = M_u \rightarrow M_r = As \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$37.77 \times 10^6 = As \times 0.85 \times 400 \times \left((500 - 65) - \frac{0.070547 As}{2}\right) \Rightarrow As = 261 \text{ mm}^2 \rightarrow 10 \Phi 6$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{0.85 \times 0.6 \times 21}{0.85 \times 400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.016$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{261}{500 \times 450} = 0.00116 < 0.016 \text{ OK}$$

مقدار As بدست آمده توسط نرم افزار در بخشش کششی تیر مورد نظر برابر با ۳۳۳ می باشد که عددی بسیار نزدیک می باشد

در سایر تیرهای موجود در طبقات بالایی نیز همین روال تکرار خواهد شد که در ادامه فقط به نوشتن عدد AS آنها اکتفا میکنیم:

<i>Beam C7 Floor NO.2</i>			
	<i>Left Side</i>	<i>Middle</i>	<i>Right Side</i>
<i>As</i>	۵۶۵	۲۹۰	۸۳۰
<i>As Etabs</i>	۵۴۱	۳۶۸	۷۷۴
<i>Beam C7 Floor NO.3</i>			
	<i>Left Side</i>	<i>Middle</i>	<i>Right Side</i>
<i>As</i>	۵۳۷	۲۹۱	۹۱۴
<i>As Etabs</i>	۵۴۱	۳۷۰	۸۵۰
<i>Beam C7 Floor NO.4</i>			
	<i>Left Side</i>	<i>Middle</i>	<i>Right Side</i>
<i>As</i>	۵۸۱	۳۳۲	۹۱۷
<i>As Etabs</i>	۵۴۴	۴۱۲	۸۴۱

Beam C7 Floor NO.5

	<i>Left Side</i>	<i>Middle</i>	<i>Right Side</i>
<i>As</i>	۵۲۸	۳۳۶	۹۰۹
<i>As Etabs</i>	۴۹۶	۴۱۲	۸۳۴

Beam C7 Floor NO.6

	<i>Left Side</i>	<i>Middle</i>	<i>Right Side</i>
<i>As</i>	۶۰۲	۹۰۵	۳۹۵
<i>As Etabs</i>	۵۵۶	۸۱۱	۳۷۰

Beam C7 Floor NO.7

	<i>Left Side</i>	<i>Middle</i>	<i>Right Side</i>
<i>As</i>	۳۵۲	۲۶۹	۶۲۸
<i>As Etabs</i>	۳۳۱	۳۰۱	۵۷۸

فصل سیزدهم

محاسبه دستی سقف

ROOF MANUAL DESIGN

محاسبه دستی سقف:

سقف دال دو طرفه بتن آرمه – (پانل نمونه بین ستونهای E۱-E۲-F۱-F۲)

$$h = \frac{2 \times (4700 + 4130)}{140} \cong 130 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

وزن دال = $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$	بار زنده = $1.5 \times 3.5 = 5.25 \text{ KN/m}^2$	بار مرده = $1.25 \times (3.5 + 3.75) = 9 \text{ KN/m}^2$
بار کل = $5.25 + 9 = 14.25 \text{ KN/m}^2$		

$$m = \frac{La}{Lb} = \frac{4.13}{4.7} \approx 0.85$$

ممان منفی در لبه های پیوسته :

$$\begin{aligned} \text{در امتداد دهانه کوتاه :} & \left(\frac{0.66 + 0.72}{2} \right) \times 14.25 \times 4.13^2 = 16.8 \text{ KN.M} \\ \text{در امتداد دهانه بلند :} & \left(\frac{0.34 + 0.34}{2} \right) \times 14.25 \times 4.7^2 = 10.7 \text{ KN.M} \end{aligned}$$

ممان مثبت در وسط دهانه :

در امتداد کوتاه :

ناشی از بار مرده :

$$M^+ = 0.036 \times 9 \times 4.13^2 = 5.53 \text{ KN.M}$$

ناشی از بار زنده :

$$M^+ = 0.043 \times 5.25 \times 4.13^2 = 3.85 \text{ KN.M}$$

 کل : M^+

$$5.53 + 3.85 = 9.38 \text{ KN.M}$$

در امتداد بلند :

ناشی از بار مرده :

$$M^+ = 0.019 \times 9 \times 4.7^2 = 3.78 \text{ KN.M}$$

ناشی از بار زنده :

$$M^+ = 0.023 \times 5.25 \times 4.7^2 = 2.67 \text{ KN.M}$$

 کل : M^+

$$3.78 + 2.67 = 6.45 \text{ KN.M}$$

ممان منفی در لبه های غیر پیوسته :

در دهانه کوتاه :

$$M^- = \frac{3}{8} \times 9.38 = 7 \text{ KN.M/M}$$

در دهانه بلند :

$$M^- = \frac{3}{8} \times 6.45 = 4.8 \text{ KN.M/M}$$

مقدار ارتفاع موثر میلگردهای طولی

: فاصله از میله گردهای در امتداد کوتاه

$$d_a^+ = 150 - 20 - \frac{10}{2} = 125 \text{ mm}$$

: فاصله از میله گردهای در امتداد بلند

$$d_b^+ = 150 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 115 \text{ mm}$$

کنترل عدم احتیاج به فولاد فشاری

مقدار فولاد حداکثر

$$\rho_{max} = 0.6\beta_1 \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{700}{700 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{21}{400} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.16$$

سطح مقطع میله گرد حداکثر در جهت کوتاه

$$AS_{max} = \rho_{max} \times b \times d = 0.16 \times 1000 \times 125 = 2000 \text{ mm}^2$$

ارتفاع بلوک تنش مستطیلی جهت کوتاه

$$C = T \rightarrow 0.85 \times 0.6 \times 21 \times 1000 \times a = 2000 \times 0.85 \times 400 \Rightarrow a = 73.5 \text{ mm}$$

مقدار لنگر نهایی قابل تحمل در جهت کوتاه

$$M = 0.85 \times 400 \times 2000 \times \left(125 - \frac{73.5}{2}\right) \times 10^{-6} \Rightarrow M = 73.41 \text{ KN.M/M}$$

سطح مقطع میله گرد حداکثر در جهت بلند

$$AS_{max} = 0.016 \times 1000 \times 115 = 1840 \text{ mm}^2$$

ارتفاع بلوک تنش مستطیلی جهت بلند

$$C = T \rightarrow 0.85 \times 0.6 \times 21 \times 1000 \times a = 1840 \times 0.85 \times 400 \Rightarrow a = 58.4 \text{ mm}$$

مقدار لنگر نهایی قابل تحمل در جهت بلند

$$M = 0.85 \times 400 \times 1840 \times \left(115 - \frac{58.4}{2}\right) \times 10^{-6} \Rightarrow M = 56.68 \text{ KN.M/M}$$

کنترل عدم احتیاج به فولاد فشاری

$$73.41 > 56.68 \rightarrow 73.41 > \text{تمامی لنگرهای موجود} \rightarrow \text{پس نیازی به فولاد فشاری نیست}$$

سطح مقطع فولاد لازم در دهانه کوتاه

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

پیوسته : $\overline{M} \rightarrow 16.8 \rightarrow AS = 400 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 100$
 میانی : $\overline{M}^+ \rightarrow 9.38 \rightarrow AS = 223 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 200$
 غیر پیوسته : $\underline{M} \rightarrow 7 \rightarrow AS = 166 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 100$

سطح مقطع فولاد لازم در دهانه بلند

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

پیوسته : $\overline{M} \rightarrow 10.7 \rightarrow AS = 276 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 100$
 میانی : $\overline{M}^+ \rightarrow 6.45 \rightarrow AS = 166 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 200$
 غیر پیوسته : $\underline{M} \rightarrow 4.8 \rightarrow AS = 124 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10 @ 100$

کنترل سطح مقطع فولاد در دهانه بلند

$$AS_M^+ = 166 < 0.0018 \times 4700 \times 115 = 973 \text{ OK} \quad \text{میانمی}$$

$$AS_M^- = 124 < 0.0018 \times 4700 \times 115 = 973 \text{ OK} \quad \text{غیر پیوسته}$$

نکته: با توجه به آیین نامه بتن ایران آبا ، در نوارهای کناری فاصله میله گردها را ۱.۵ برابر فاصله میله گردها در نوار میانی تعیین میکند ، این فاصله حداکثر کوچکترین مقدار ۳h یا ۳۵۰ mm می باشد.

بار کلی نهایی

$$14.25 \times (4.7 \times 4.13) = 277.6$$

ماکزیمم برش در راستای کوتاه و بلند

$$\left. \begin{array}{l} \text{در جهت کوتاه: } V = \frac{0.76}{2} \times 277.6 \times \frac{1}{4.7} = 19.42 \\ \text{در جهت بلند: } V = \frac{0.34}{2} \times 277.6 \times \frac{1}{4.13} = 11.39 \end{array} \right\} \max = 19.42$$

تعیین و کنترل برش حداکثر

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 125 \times 10^{-3} = 78.74 > 19.42 \text{ OK}$$

منابع

REFERENCES AND RESOURCES

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان - بارهای وارد بر ساختمان

آمین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ، استاندارد ۸۴۰۰-۲۸۰۰

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 بتن مسلح تالیف 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 شیری 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 درایتنس از مهندس مهدی غیاثوندان