

**پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران**

**www.icivil.ir**

**دانلود شده از: پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران**

پایگاه تخصصی دانشجویان و مهندسين عمران

اتاق گفتگو جامعه مجازی دانشجویان و مهندسين عمران

دانلود رایگان جزوات و نمونه سوالات و کتابها و مقالات روز علم عمران

اولین فروشگاه اینترنتی مهندسی عمران و معماری



دانشگاه آزاد اسلامی واحد بجنورد

Concrete project

# پروژه سازه بتن مسلح

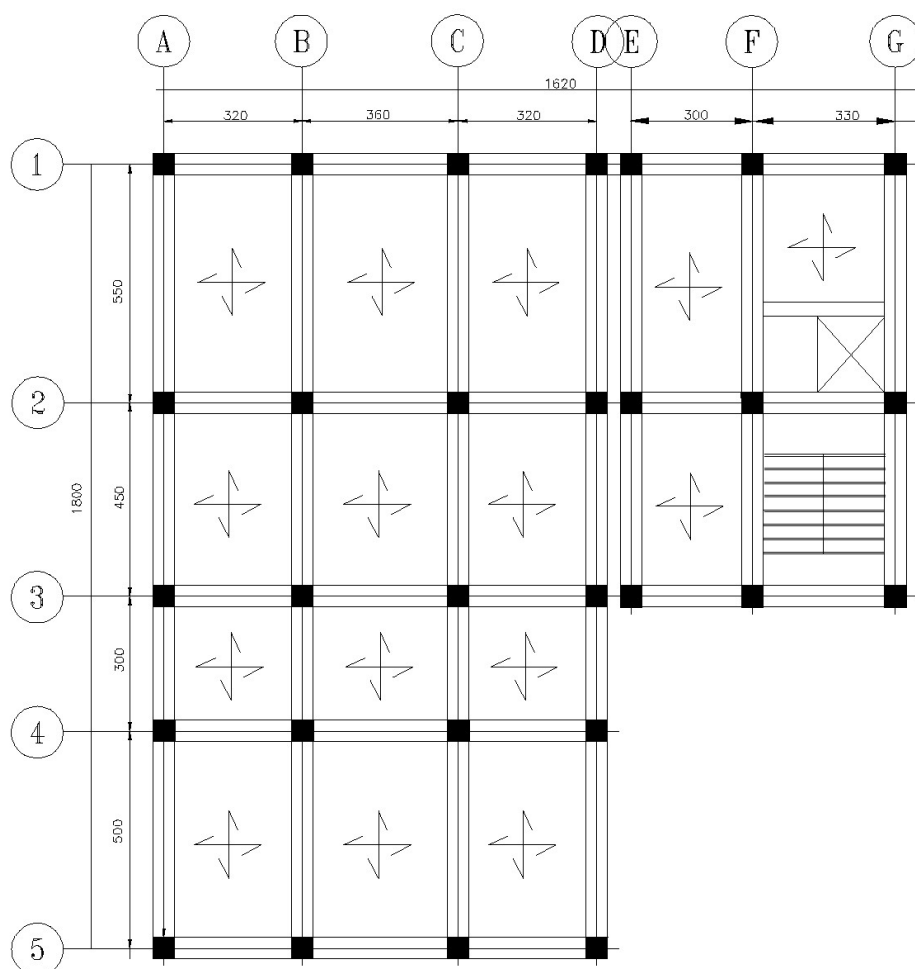
امین خانیجی

## فصل اول

### معرفی پروژه:

#### اطلاعات معماری

پروژه مورد نظر یک پروژه با کاربری تجاری - اداری بوده که در شهر مشهد واقع است . ساختمان در ارتفاع نامنظم است و به دو ساختمان 5 و 7 طبقه تقسیم می شود . ارتفاع طبقات تجاری 4 متر و ارتفاع طبقات اداری 3/2 متر و ارتفاع طبقات پارکینگ 2/8 متر می باشد . همچنین ضخامت سازه ای سقف 30 سانتی متر در نظر گرفته می شود .



با توجه به فرم ساختمان ملزم به اجرای درز انقطاع هستیم به همین علت پلان را به دو قسمت جداگانه تقسیم میکنیم .

## 1-2- اطلاعات سازه ای

سیستم سازه ای در جهت X قاب خمشی متوسط و در جهت Y قاب خمشی به علاوه دیوار برشی می باشد.

## 1-3- اطلاعات خاک منطقه :

ظرفیت باربری خاک 1/5 کیلوگرم بر متر مربع و جنس خاک طبق آیین نامه 2800 از نوع 3 می باشد.

## 1-4- مصالح مورد استفاده :

مشخصات مصالح بتنی:

وزن واحد حجم ( $W$ )	$2500Kg/m^3$
مدول ارتجاعی $E_c$	$2.1 * 10^5 Kg/cm^2$
ضریب پواسون $\nu$	0.20
مقاومت فشاری $f_c$	$210Kg/cm^2$
تنش تسلیم میلگرد طولی $f_Y$	$3000Kg/cm^2$
تنش تسلیم میلگرد طولی $f_{Ys}$	$3000Kg/cm^2$

مشخصات مصالح فولادی:

مقاومت تسلیم فولاد 310 نیوتن بر میلیمتر مربع می باشد .

مشخصات خاک منطقه :

تیپ خاک طبق آیین نامه	تنش مجاز $q_a$	ضریب بستر $k_s$
Type III	$1.5Kg/cm^2$	$1.8Kg/cm^3$

## 5-1- آیین نامه های مورد استفاده برای طراحی :

بارهای وارد بر ساختمان - دفتر ترویج و مقررات ملی ساختمان، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان.- تهران : نشر توسعه ایران، 1380 . چاپ پنجم 1383. (استاندارد 519)  
آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله / کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله.- ویراست سوم.- تهران : مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، 1384. (استاندارد 2800)  
طرح و اجرای ساختمانهای فولادی / دفتر ترویج و مقررات ملی ساختمان، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان.- تهران : نشر توسعه ایران، 1381 . چاپ نهم 1383. (مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران)  
آیین نامه بتن ایران (آبا) / معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها.- [تجدید نظر اول] .- تهران : سازمان برنامه و بودجه، مرکز مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات، 1377.

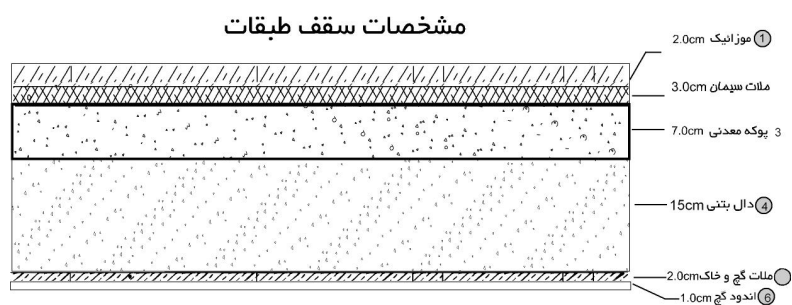
## 6-1- نرم افزارهای مورد نیاز :

- 1- برای آنالیز و طراحی سازه : *ETABS . VER 9*
- 2- برای آنالیز و طراحی فونداسیون و دال طبقات : *SAFE . VER 7.3*

## منشا مختلف بارها و فرضیات بارگذاری

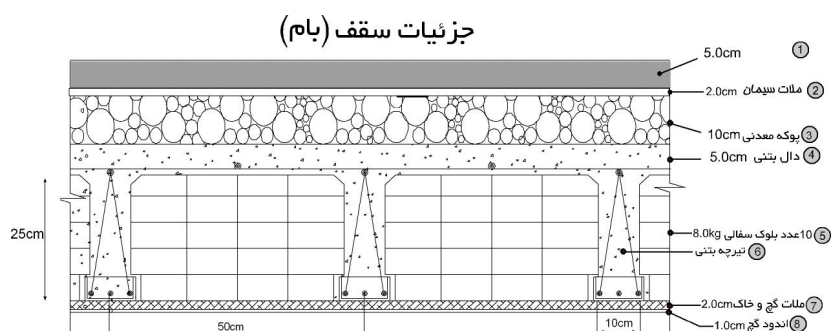
ردیف	نام اختصاصی بار	ماهیت بار	منشا بار
بارهای مرده			
1	SELF	مرده	وزن اسکلت
2	DL	مرده	کفها
3	PART	مرده	دیوارهای جدا کننده
4	PW	مرده	دیوارهای پیرامونی
بارهای زنده			
5	LL	زنده	وزن زنده
6	ELV	زنده	وزن آسانسور
بارهای جانبی			
7	Ex	زلزله در جهت X	زلزله
8	Ey	زلزله در جهت Y	زلزله

## 2-1- بارگذاری کف طبقات :



نوع لایه	ضخامت (cm)	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	وزن واحد سطح (Kg)
موزائیک	2	2250	45
ملات سیمان	3	2100	63
پوکه معدنی	7	600	42
دال بتنی	15	2500	375
ملات گچ و خاک	2	16000	32
اندود گچ	1	1300	13
مجموع : 570			

## 2-1-2- بارگذاری سقف بام :

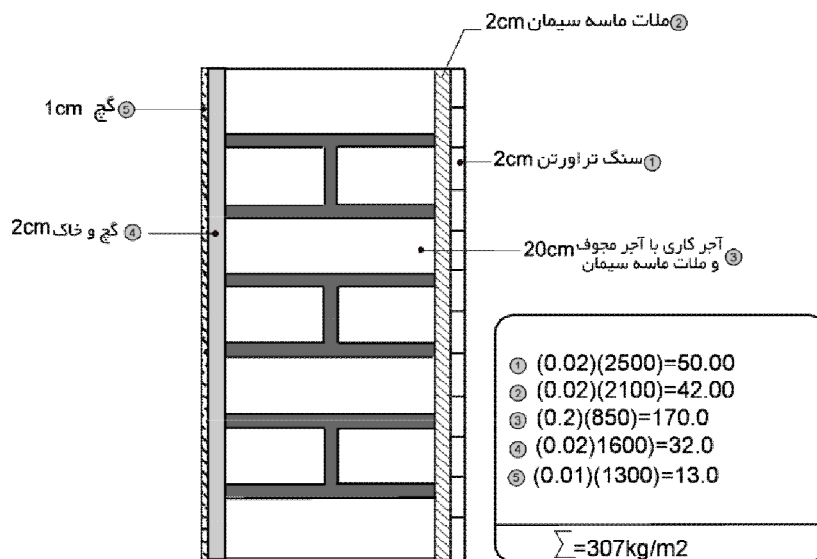


نوع لایه	ضخامت (cm)	وزن واحد حجم ( $Kg/m^3$ )	وزن واحد سطح (Kg)
موزائیک	2/5	2250	56/25
ملات سیمان	3	2100	63
پوکه معدنی	7	600	42
دال بتنی	5	2500	200
8 عدد بلوک سفالی	-----	10	80
تیرچه بتنی	10	2500	125
ملات گچ و خاک	2	16000	32
اندود گچ	1	1300	13
مجموع : 540			



## 2-2- بارگذاری دیوارها :

### 1-2-2- بار دیوار نما :



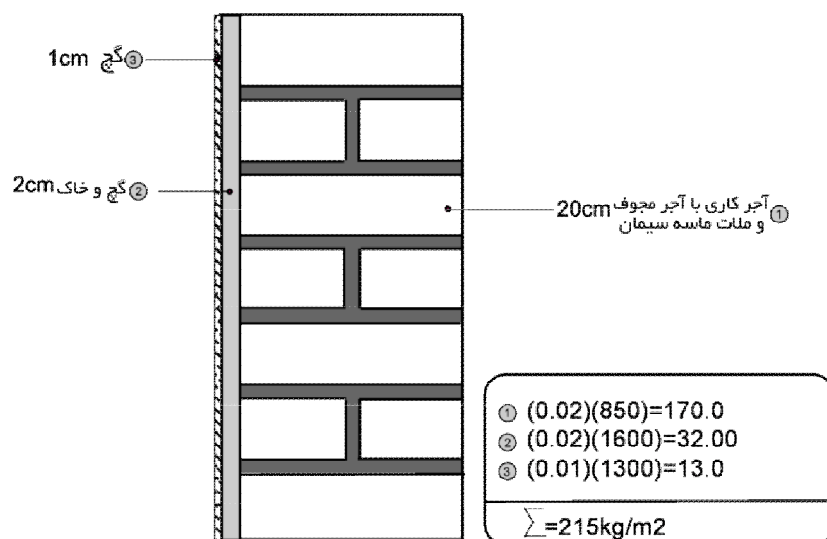
### جزئیات دیوار نما دار

نوع لایه	ضخامت (cm)	وزن واحد حجم ( $\text{Kg/m}^3$ )	وزن واحد سطح
سنگ تراورتن	2	2500	50
ملات ماسه سیمان	2	2100	42
آجر کاری با آجر و ملات ماسه سیمان	20	850	170
گچ و خاک	2	1600	32
گچ	1	1300	13
مجموع : $307 (\text{Kg/m}^2)$			

لازم به ذکر است برای دیوار نما دار از ضریب 0.70 برای نشان دادن اثر بازشوی پنجره ها استفاده می شود بنا بر این:

بار دیوار جانبی نما دار :  $(0.7)(307)=215 \text{ Kg/m}^2$  .....

## 2-1-2- بار دیوار بدون نما :



### جزئیات دیوار بدون نما

نوع لایه	ضخامت (cm)	وزن واحد حجم ( $\text{Kg/m}^3$ )	وزن واحد سطح
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	20	850	170
گچ و خاک	2	1600	32
گچ	1	1300	13
مجموع : 215			

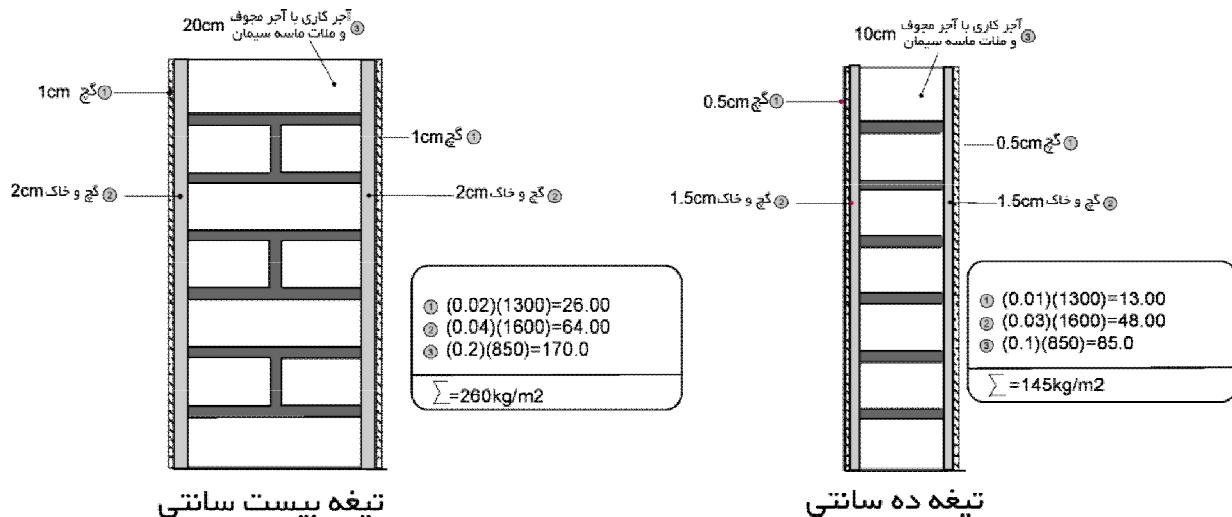
ملاحظه می شود که با در نظر گرفتن اثر بازشو برای دیوار نمادار تقریباً بار دیوار نمادار و بدون نما یکسان می شود. لازم به ذکر است برای جان پناه از دیوار نما دار استفاده می شود.

بار جان پناه:  $(0.7)(307) = 215$  .....

ارتفاع جان پناه برابر 70cm می باشد.

## 2-2-2- تیغه های داخلی

جزئیات تیغه ها در اشکال زیر آمده است ، در این سازه دو نوع تیغه ده و بیست سانتی وجود دارد.



وزن واحد سطح	وزن واحد حجم ( $\text{Kg/m}^3$ )	ضخامت (cm)	نوع لایه (تیغه بیست سانتی)
170	850	20	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان
32	1600	2	گچ و خاک
13	1300	1	گچ
مجموع : 260			

وزن واحد سطح	وزن واحد حجم ( $\text{Kg/m}^3$ )	ضخامت (cm)	نوع لایه (تیغه ده سانتی)
170	850	20	آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان
32	1600	2	گچ و خاک
13	1300	1	گچ
مجموع : 145			

## بار زنده :

بار گسترده (دکانیوتن بر مترمربع)	نوع کاربری کفها
	<b>۱- کاربری های مشترک در انواع ساختمانها</b>
—	بام های شیب دار با پوشش سبک با شیب بیشتر از ۱۰ درجه
۵۰	بام های شیب دار با پوشش سبک با شیب کمتر از ۱۰ درجه
۱۵۰	بام های تخت و یا با شیب کم که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی گیرد
۴۰۰	سالن های عمومی و محل های تجمع دارای صندلی های ثابت
۵۰۰	سالن های عمومی و محل های تجمع بدون صندلی ثابت
مطابق بار زنده اتاق های مجاور	راهروهای فرعی بین اتاق ها که امکان تجمع در آنها کم باشد
۳۵۰	راهروهای اصلی و پلکان ها که در معرض رفت و آمد و تجمع کم باشد، نظیر راهروهای اصلی ساختمان های مسکونی و اداری
۵۰۰	راهروهای اصلی و پلکان ها که در معرض رفت و آمد و تجمع زیاد باشد، نظیر راهروهای اصلی مدارس و مراکز تجمع
به بند ۶-۳-۵ مراجعه شود	بالکن ها
۷۵۰	موتورخانه ها
۵۰۰	اتاق های هواساز، پمپ و نظایر آن
۵۰۰	محل عبور و پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۲۵۰۰ دکانیوتن
۶۰۰	محل عبور و پارک خودروهای سواری و کامیونت های با وزن حداکثر ۴۰۰ دکانیوتن
۷۰۰	محل عبور و پارک خوردها با وزن حداکثر ۶۰۰۰ دکانیوتن
۸۰۰	محل عبور و پارک خودروها با وزن حداکثر ۹۰۰۰ دکانیوتن
	<b>۲- ساختمان های مسکونی</b>
۲۰۰	اتاق ها و راهروهای خصوصی و سرویس ها
۵۰۰	انبارها
	<b>۳- ساختمان ها و اماکن عمومی</b>
۲۰۰	اتاق های خواب و اقامت در هتل ها، خوابگاه ها ...
۵۰۰	سالن های غذاخوری و رستوران ها
۶۰۰	شبهستان مساجد و تکایا
۵۰۰	سینماها و تاترها

### بار معادل تیغه ها:

از آنجایی که وزن واحد سطح دیوارهای داخلی کمتر از  $275 \text{ kg/m}^2$  است ، می توان از سربار معادل برای تیغه ها استفاده کرد. مطابق پلان معماری پارکینگ و طبقات طول پارتیشن ها به صورت زیر اندازه گیری شده است ارتفاع خالص طبقه نیز در طبقات و پارکینگ به ترتیب  $2.8\text{m}$  و  $2.5\text{m}$  است. در طبقه پارکینگ فرض شده است دیوارها روی کف سازی اجرا می شوند و  $30\text{cm}$  کف سازی زیر دیوار فرض شده است.

پارتیشن ده سانتی طبقات	پارتیشن طبقات تجاری	پارتیشن طبقات اداری	پارتیشن بیست سانتی اداری
57/6	4/4	19	4

طول پارتیشن ها (ابعاد بر حسب متر)

وزن پارتیشن های اداری.....  $(10)(2.9)(145)+(4)(2.9)(260)=7221 \text{ kg}$

وزن پارتیشن های طبقات.....  $(57.6)(3.7)(145)+(4.4)(3.7)(260)=35135 \text{ kg}$

مساحت پلان قسمت اول در طبقات تجاری  $180 \text{ m}^2$  می باشد بنا بر این:

مساحت پلان قسمت دوم در طبقات تجاری  $180 \text{ m}^2$  و در قسمت اداری  $60 \text{ m}^2$  می باشد بنا بر این:

سربار معادل تیغه طبقات تجاری :.....  $(35135/180) = 250 \text{ kg/m}^2$

سربار معادل تیغه طبقات اداری :.....  $(7221/60) = 120 \text{ kg/m}^2$

خلاصه بارگذاری مرده و زنده  $\text{kg/m}^2$  :

طبقه	بار مرده سقف	بار تیغه ها	دیوار جانبی بدون نما	دیوار جانبی نما دار	بار زنده
بام	540	-----	215	307	150
طبقات اداری	570	200	215	307	200
طبقات تجاری	570	250	215	307	500
پارکینگ	570	-----	215	-----	500
Base	-----	-----	215	-----	500
پله ها	700	-----	215	-----	500

### بارگذاری لرزه ای :

منظور از بارگذاری جانبی بارگذاری زلزله یا باد می باشد و اثر توام این دو لازم نیست بر اساس آیین نامه برش پایه بر اثر زلزله و باد بدست می آید و با یکدیگر مقایسه می شود و اثر هرکدام که بیشتر بود به عنوان ملاک طراحی در نظر گرفته می شود معمولاً در ساختمانهای کوتاه ، زلزله بار جانبی غالب می باشد در پروژه حاضر نیز زلزله بار جانبی غالب است.

در همه طراحی ها باید طبیعت دینامیکی نیروها در نظر گرفته شود . با وجود این در سازه های منظم با ارتفاع کمتر از 50 متر و یا سازه های نامنظم با ارتفاع کمتر از 18 متر آنالیز به روش استاتیکی معادل کافی است . در این پروژه ملزم به رعایت درز انقطاع هستیم که پلان ساختمان را به دو پلان ساده تبدیل میکند و ارتفاع نیز کمتر از 50 متر است و می توان از روش استاتیکی معادل جهت طراحی استفاده نمود.

$$V = C.W$$

$$C = ABI/R$$

$$V \geq 0.1AIW$$

**B** : ضریب بازتاب زمین

**W** : وزن ساختمان

**I** : ضریب اهمیت

**C** : ضریب زلزله

**R** : ضریب رفتار

**A** : نسبت شتاب مبنای طرح

**وزن ساختمان :**

طبق آیین نامه 2800 وزن ساختمانهای مسکونی جهت محاسبه نیروی زلزله برابر با بار مرده به علاوه 20 درصد بار زنده می باشد .

### نسبت شتاب مبنای طرح:

نسبت شتاب مبنای طرح در نقاط مختلف کشور بر اساس خطر لرزه خیزی منطقه به شرح جدول زیر تعیین می شود .

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
1	منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد	0/35
2	منطقه با خطر نسبی زیاد	0/30
3	منطقه با خطر نسبی متوسط	0/25
4	منطقه با خطر نسبی کم	0/20

### ضریب اهمیت ساختمان :

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه بندی زیر تعیین می شود.

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه 1	1/4
گروه 2	1/2
گروه 3	1/0
گروه 4	0/8

### ضریب بازتاب ساختمان B :

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین بوده و تابعی از تناوب سازه و نوع زمین می باشد . این ضریب با استفاده از روابط زیر به دست می آید.

$$B = 1 + S(T/T_0) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$B = (S + 1) (T_s/T)^{2/3} \quad T \geq T_s$$

### محاسبه بار باد :

ساختمانها و سازه ها و کلیه اعضا و پوششهای آن باید برای اثر ناشی از باد طراحی و محاسبه شوند . این اثر باید با توجه به حداکثر سرعت باد در منطقه ، ارتفاع و شکل هندسی ساختمانها و میزان حفاظتی که موانع مجاور برای آنها در مقابل باد ایجاد میکنند محاسبه شوند. طبق آئین نامه 519، برای تعیین اثر ناشی از باد باید فرض شود که باد بصورت افقی و در هر یک از امتدادها به ساختمان اثر می نماید. کافی است اثر باد در دو جهت عمود برهم، ترجیحاً در امتداد محورهای اصلی ساختمان، و بطور غیر هم زمان بررسی شود. در طراحی اعضای سازه اثر ناشی از بار باد یا بار زلزله جمع نمی شوند. کلیه اعضای سازه باید برای اثر هر یک از این دو که بیشتر باشد، طراحی شوند.

### فشار مبنای باد :

فشار مبنای باد بنا به تعریف فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی عمود بر جهت وزش باد وارد می کند . مقدار این فشار با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد .

$$q = 0.005V^2$$

در این رابطه  $V$  سرعت مبنای باد و  $q$  فشار مبنای باد به دکا نیوتن بر متر مربع است .  
با توجه به اینکه سازه مورد نظر ما در شهر مشهد واقع است سرعت مبنای باد برای آن طبق آیین نامه برابر 90 کیلومتر در ساعت است بنا براین داریم .

$$q = 0.005(90)^2 = 40.5 \text{ kg/m}^2$$

فشار یا مکش ناشی از باد بر روی سطوح ساختمان ، در هر ارتفاعی از آن از رابطه زیر محاسبه می شود .

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q$$

در رابطه فوق  $q$  فشار مبنای باد ،  $C_e$  ضریب شکل ،  $C_q$  ضریب اثر تغییر سرعت می باشند که هر یک مطابق آیین نامه قابل محاسبه اند .

ضریب اثر تغییر سرعت باد برابر است با :

$$C_e = 1.6 \left[ \frac{Z}{10} \right]^{0.24} = 1.2$$



محاسبه نیروی ناشی از باد :

الف : باد در جهت  $X$  ( سطح رو به باد)  $A=312 m^2$

$$C_q = 0.8 \rightarrow P = 1.2 \times 0.8 \times 40.5 = 39 \rightarrow F = 39(312) = 12.16 \text{ ton}$$

ب : باد در جهت  $X$  ( سطح پشت باد)

$$C_q = -0.5 \rightarrow P = 1.2 \times (-0.5) \times 40.5 = 24.3 \rightarrow F = 24.3(312) = 7.58 \text{ ton}$$

ج : باد در جهت  $X$  ( موازی با باد)  $A=249.6 m^2$

$$C_q = 0.7 \rightarrow P = 1.2 \times 0.7 \times 40.5 = 34 \rightarrow F = 34(249.6) = 8.48 \text{ ton}$$

د : باد در جهت  $Y$  ( سطح رو به باد)  $A=249.6 m^2$

$$C_q = 0.8 \rightarrow P = 1.2 \times 0.8 \times 40.5 = 39 \rightarrow F = 39(249.6) = 9.7 \text{ ton}$$

ه : باد در جهت  $Y$  ( سطح پشت باد)

$$C_q = -0.5 \rightarrow P = 1.2 \times (-0.5) \times 40.5 = 24.3 \rightarrow F = 24.3(249.6) = 6.06 \text{ ton}$$

و : باد در جهت  $Y$  ( موازی با باد)  $A=312 m^2$

$$C_q = 0.7 \rightarrow P = 1.2 \times 0.7 \times 40.5 = 34 \rightarrow F = 34(312) = 10.6 \text{ ton}$$

## بر آورد ضریب زلزله

برای برآورد ضریب زلزله از ویرایش سوم آیین نامه 2800 استفاده میکنیم . ساختمان در منطقه با لرزه خیزی زیاد قرار دارد و نوع خاک محل تیپ III فرض شده است ارتفاع ساختمان تا تراز بام برابر 17/9 متر می باشد. با توجه به توصیه آیین نامه 2800 برای ساختمانهای اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی 1 و 2 نمی توان از قاب خمشی معمولی استفاده کرد بنا بر این از قاب خمشی متوسط استفاده می کنیم که ضریب رفتار آن برابر 7 است و در جهت Y از قاب خمشی به اضافه دیوار برشی استفاده می کنیم که آیین نامه ضریب رفتار 8 آن را تعیین نموده است.

A (خطر نسبی زیاد)	I (اهمیت متوسط)	S	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	H(m)	T <sub>0</sub>	T <sub>s</sub>
0.3	1	1.75	7	8	17.9	0.15	0.7

## محاسبه ضریب زلزله:

به این علت که در این ساختمان درز انقطاع وجود دارد باید به صورت دو سازه کاملاً مجزا مورد تحلیل و بررسی قرار بگیرد به همین دلیل دو سازه با دو ضریب زلزله داریم :

پریود تجربی سازه (ساختمان 1):

طبق بند 2-3-6 آیین نامه 2800 زمان تناوب اصلی ساختمان با استفاده از این روابط بدست می آید.

$$T_x = 0.07(H)^{0.75}, T_y = 0.05(H)^{0.75}$$

$$T_x = 0.07(17.9)^{0.75} = 0.609 \leq T_s, B = S + 1 = 2.75 \dots\dots\dots \text{ضریب بازتاب جهت X}$$

$$T_x = 0.05(17.9)^{0.75} = 0.435 \leq T_s, B = S + 1 = 2.75 \dots\dots\dots \text{ضریب بازتاب جهت Y}$$

$$C_x = (A B I / R) = 0.11786 \dots\dots\dots \text{ضریب زلزله X}$$

$$C_y = (A B I / R) = 0.103125 \dots\dots\dots \text{ضریب زلزله Y}$$

پریود تجربی سازه (ساختمان 2) :

$$T_x = 0.07(H)^{0.75}, T_y = 0.08(H)^{0.75}$$

$$T_x = 0.07(27.5)^{0.75} = 0.96 \geq T_s, B = (S + 1)(T_s/T)^{2/3} = 2.23 \dots\dots\dots \text{ضریب بازتاب جهت X}$$

$$T_x = 0.05(27.5)^{0.75} = 0.435 \leq T_s, B = S + 1 = 2.75 \dots\dots\dots \text{ضریب بازتاب جهت Y}$$

$$C_x = (A B I / R) = 0.0956 \dots\dots\dots \text{ضریب زلزله X}$$

$$C_y = (A B I / R) = 0.103125 \dots\dots\dots \text{ضریب زلزله Y}$$

توزیع نیروی زلزله بین طبقات مختلف :

توزیع نیروی زلزله در ساختمان شماره 1 :

توزیع نیروی زلزله X بین طبقات

تراز	$h_i(m)$	$W_i(ton)$	$W_i h_i(ton.m)$	$(W_i h_i / \sum w_i h_i)$	$F_i(ton)$	$V_i(ton)$
5	17.9	175.218	3136.4	0.245	38.56	38.56
4	13.9	291.838	4056.5	0.316	49.63	88.19
3	9.9	301.311	2982.9	0.243	36.17	124.36
2	5.9	301.568	1779.7	0.141	21.12	145.48
1	3.1	271.563	841.84	0.067	9.51	154.99
جمع	-----	1315.47	12797.3	1.0	154.99	-----

توزیع نیروی زلزله Y بین طبقات

تراز	$h_i(m)$	$W_i(ton)$	$W_i h_i(ton.m)$	$(W_i h_i / \sum w_i h_i)$	$F_i(ton)$	$V_i(ton)$
5	17.9	175.218	3136.4	0.245	33.75	33.75
4	13.9	291.838	4056.5	0.316	43.43	77.18
3	9.9	301.311	2982.9	0.243	31.65	108.83
2	5.9	301.568	1779.7	0.141	18.48	127.31
1	3.1	271.563	841.84	0.067	8.32	135.63
جمع	-----	1315.47	12797.3	1.0	135.63	-----

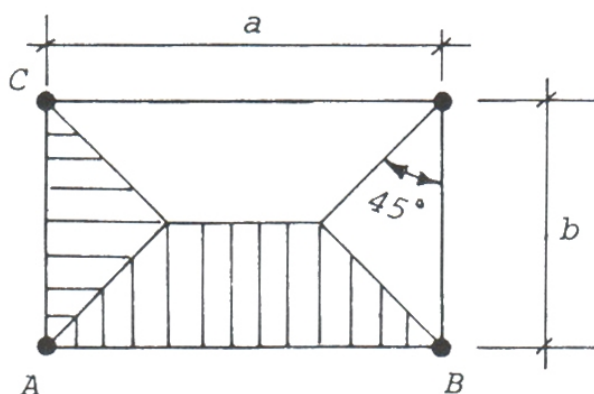
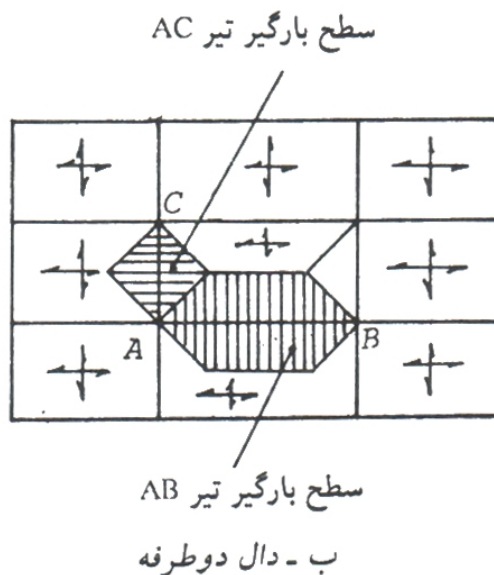
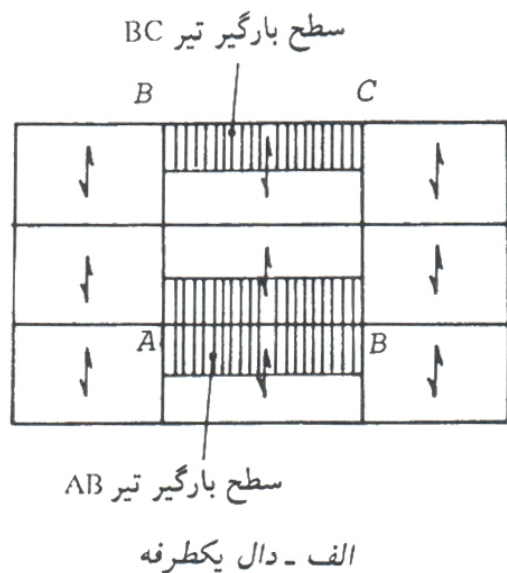
### ضوابط سازه ها با شکل پذیری متوسط :

- 1- ارتفاع موثر مقطع نباید از یک چهارم طول آزاد دهانه کمتر باشد .
- 2- عرض مقطع تیر نباید :
  - الف - کمتر از یک چهارم ارتفاع آن باشد.
  - ب - بیش از عرض ستون تکیه گاهی ، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمش ، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف ستون باشد .
  - ت - کمتر از 250 میلیمتر باشد.
- 3- عرض مقطع ستون نباید کمتر از  $\frac{0}{3}$  بعد دیگر آن و نباید کمتر از 250 میلیمتر باشد .
- 4- نسبت طول آزاد ستون به کوچکترین بعد آن نباید بیشتر از 25 باشد .
- 5- در هر عضو خمشی حد اقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع تکیه گاهها ، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد ، باید در سرتاسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شود .

## بارگذاری قابها :

در دالهای 2 طرفه با الگوی زیر می توان سهم هر تیر را از بارگذاری دال به دست آورد :

سهم بارگیر تیر در دال دو طرفه و یک طرفه :



پ - تعیین سهم بارگیر در دال دو طرفه

با استفاده از فرمول زیر می توان بار دوزنقه ای و مثلثی را به بار خطی یکنواخت تبدیل نمود .

$$\text{سهم تیر } AB : \left( \frac{Wu.Lb}{3} \right) \left( \frac{3-m^2}{2} \right)$$

$$\text{سهم تیر } AB : \left( \frac{Wu.Lb}{3} \right)$$

$$m = \frac{Lb}{La}$$

نمایش توزیع بارها در قابهای مختلف :

در اینجا به عنوان مثال بار قاب محور 1 و محور A را برای بار مرده نشان می دهیم :

بار مرده :  $570 \text{ kg/m}^2$

وزن تیغه ها :  $250 \text{ kg/m}^2$

$$W_u = 570 + 250 = 820 \text{ kg/m}^2$$

باگذاری طبقات پارکینگ :

بارگذاری دال 1 دهانه A-B, C-D

$$L_a = 5.5, L_b = 3.2$$

$$m = \frac{L_b}{L_a} = \frac{3.2}{5.5} = 0.58$$

$$\text{وزن دیوار جانبی} = 215 \times 2.5 = 538 \text{ kg/m}$$

$$\text{سهم تیر 1-2} : \left( \frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) = \left( 820 \times \frac{3.2}{3} \right) + 538 = 1412 \text{ kg/m}$$

$$\text{سهم تیر A-B} : \left( \frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left( \frac{3-m^2}{2} \right) + 538 = 1703 \text{ kg/m}$$

بارگذاری دال 2 دهانه B-C

$$L_a = 5.5, L_b = 3.6$$

$$m = L_b/L_a = 3.6/5.5 = 0.65$$

$$\text{سهم تیر 2-3} : ((W_u \cdot L_b)/3) = (820 \times 3.6/3) + 538 = 1522 \text{ kg/m}$$

$$\text{سهم تیر A-B} : ((W_u \cdot L_b)/3) ((3 - m^2)/2) + 538 = 1806 \text{ kg/m}$$

باگذاری طبقات تجاری :

بارگذاری دال 1 دهانه A-B, C-D

$$L_a = 5.5, L_b = 3.2$$

$$m = \frac{L_b}{L_a} = \frac{3.2}{5.5} = 0.58$$

$$\text{وزن دیوار جانبی} = 215 \times 3.7 = 796 \text{ kg/m}$$

$$\text{سهم تیر 1-2: } \left( \frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) = \left( 820 \times \frac{3.2}{3} \right) + 796 = 1670 \text{ kg/m}$$

$$\text{A-B سهم تیر: } \left( \frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left( \frac{3-m^2}{2} \right) + 796 = 1961 \text{ kg/m}$$

بارگذاری دال 2 دهانه B-C

$$L_a = 5.5, L_b = 3.6$$

$$m = L_b/L_a = 3.6/5.5 = 0.65$$

$$\text{سهم تیر 2-3: } ((W_u \cdot L_b)/3) = (820 \times 3.6/3) + 796 = 1780 \text{ kg/m}$$

$$\text{A-B سهم تیر: } ((W_u \cdot L_b)/3) ((3 - m^2)/2) + 796 = 2064.13 \text{ kg/m}$$

بارگذاری بام :

در بام با توجه به اینکه از سقف تیرچه بلوک استفاده می شود و این نوع سقف عملکرد یک طرفه دارد نحوه توزیع بارها متفاوت است و بر اساس سهم بارگیر صورت می گیرد با توجه به اینکه جهت تیر ریزی در راستای Y است تیرهای محوره‌ای این راستا سهمی از بار کف ندارند و تمام بار کف به تیرهای جهت X می رسد بر این اساس داریم :

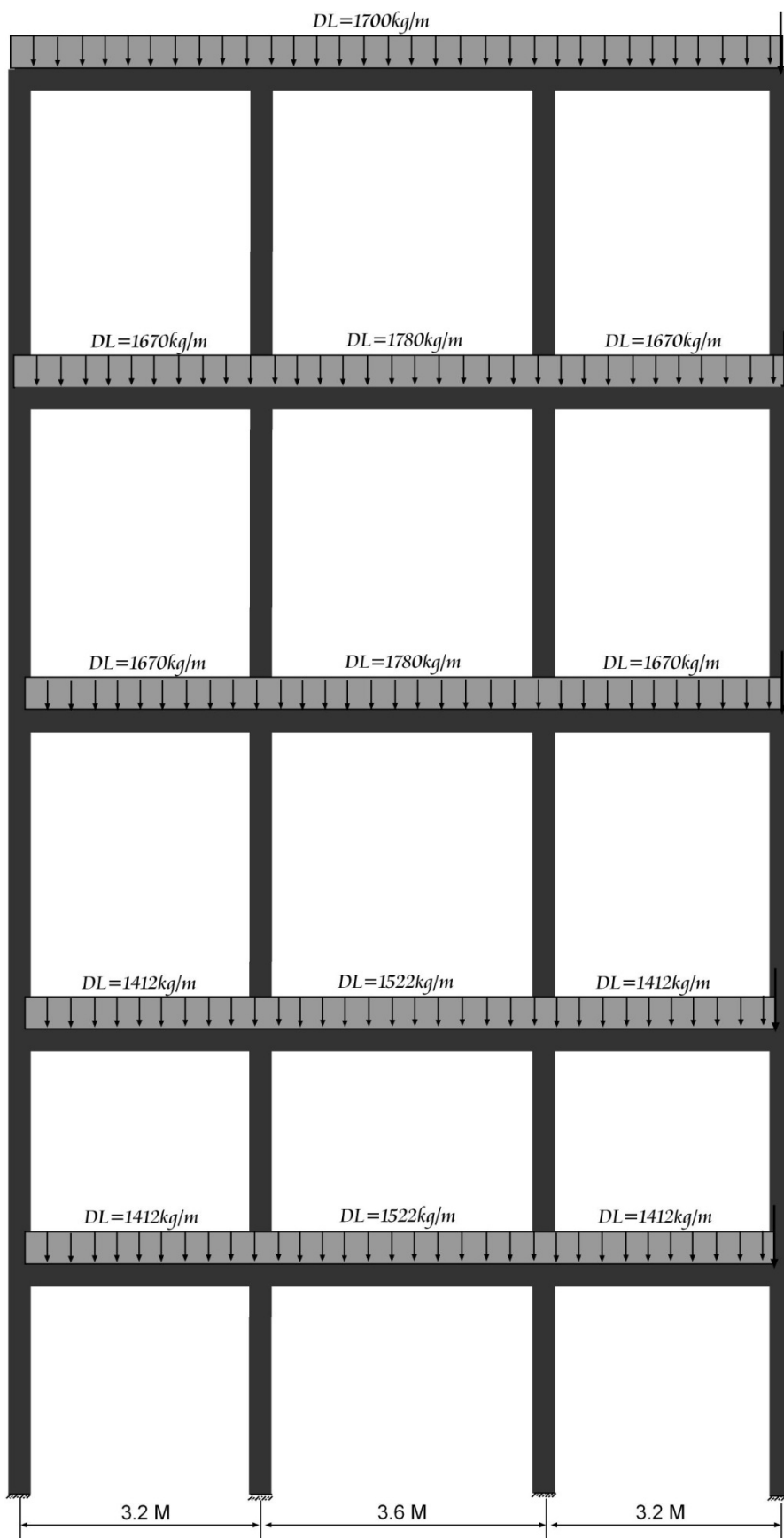
بارگذاری بام : محور 1

$$W_u = 540 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{بار جان پناه} = 215 \text{ kg/m}$$

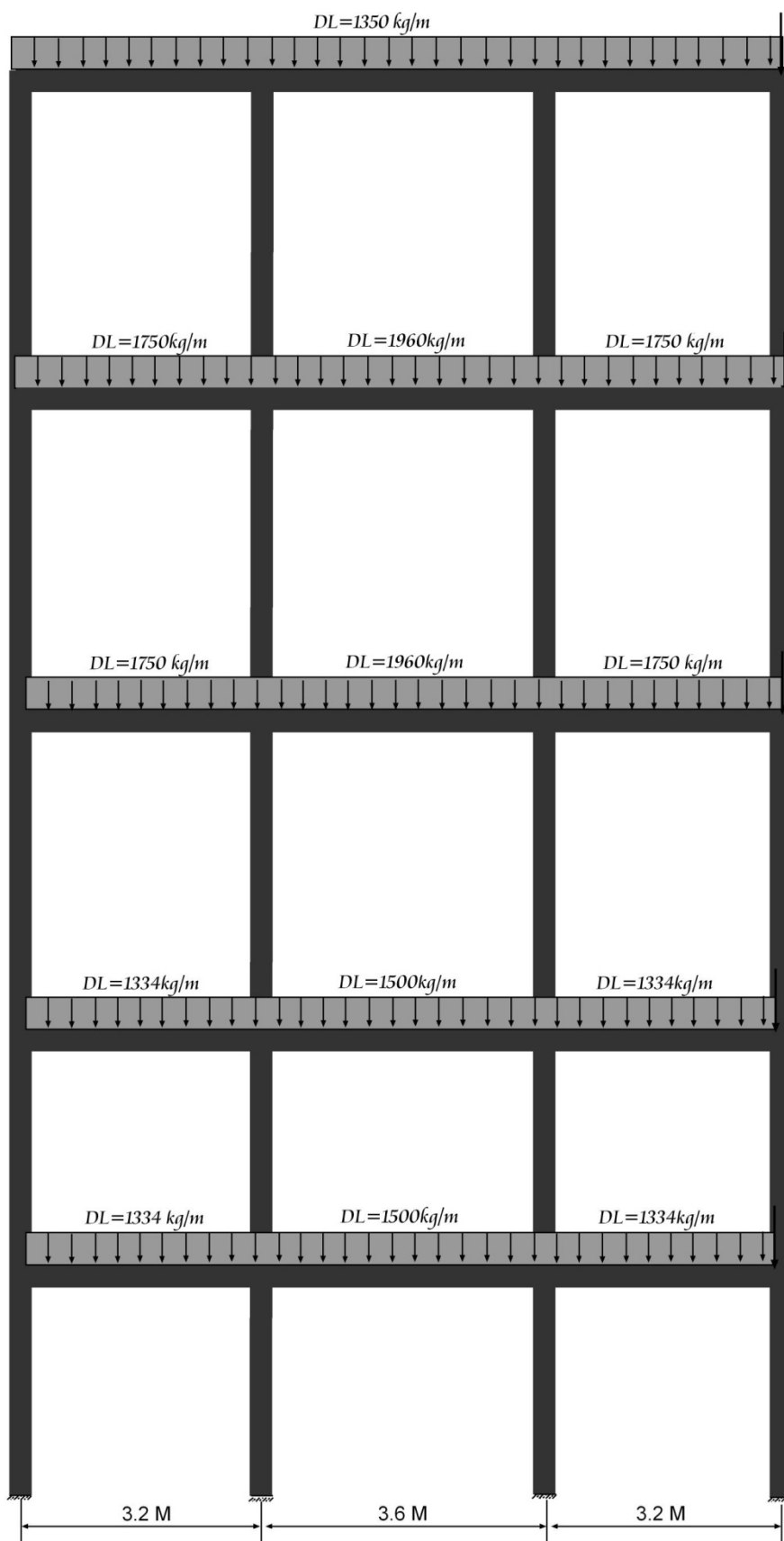
$$q_u = 540 \left( \frac{5.5}{2} \right) + 215 = 1700 \text{ kg/m}$$

نمایش قاب های جهت X تحت بار مرده ( از یک طرف بار گیر ) :





نمایش قاب های جهت X تحت بار مرده ( از دو طرف بار گیر ) :



## 12- طراحی پله ها:

اجزای پله بتن مسلح شامل قسمتهای زیر است:

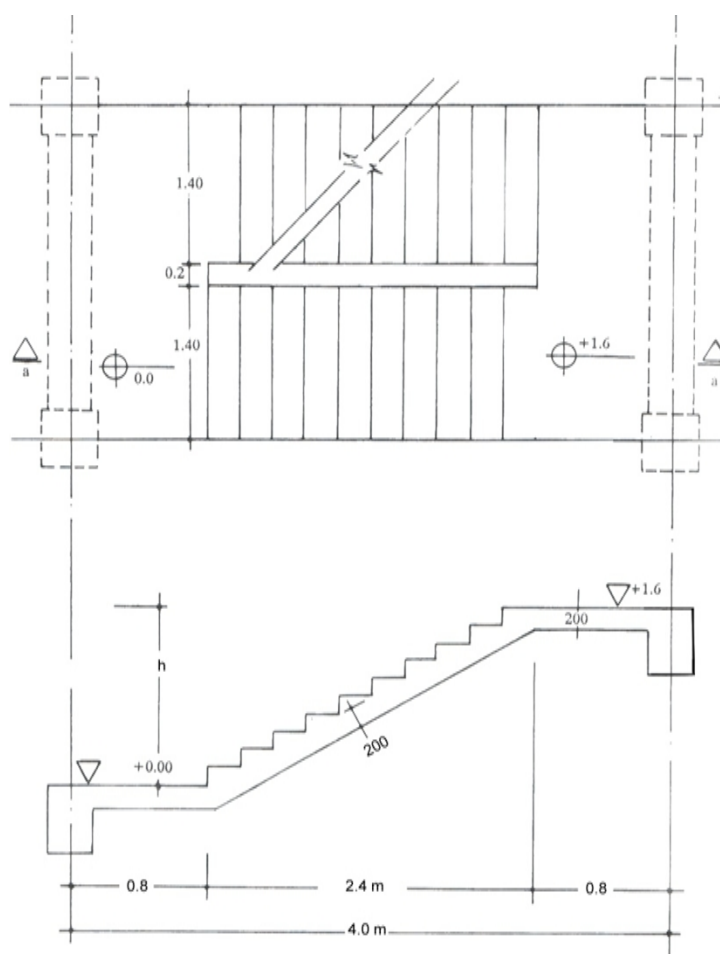
دال شمشیری راه پله

پاخور (s)

پیشانی (a)

ضخامت متوسط جان پله را می توان از رابطه زیر به دست آورد .

$$t_a = \frac{0.5as + t\sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}}$$



$$t_{av} = \frac{0.5as + t\sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}} = \frac{0.5 \times 160 \times 310 + 200 \times \sqrt{160^2 + 310^2}}{\sqrt{160^2 + 310^2}} = 271mm$$

## بارگذاری پله طبقات تجاری :

طراحی پله و بارگذاری آن را با توجه به طبقات تجاری ساختمان انجام می دهیم .

$$\text{وزن شمشیری} : 1.4 \times 0.271 \times 25 = 9.485 \text{ KN/m}$$

$$\text{وزن پاگرد} : 1.4 \times 0.2 \times 25 = 7 \text{ KN/m}$$

$$50 \text{ میلیمتر نازک کاری} : 1.4 \times 0.05 \times 22 = 1.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{بار مرده کل شمشیری در امتداد شیب} : 9.485 + 1.6 = 11.085 \text{ KN/m}$$

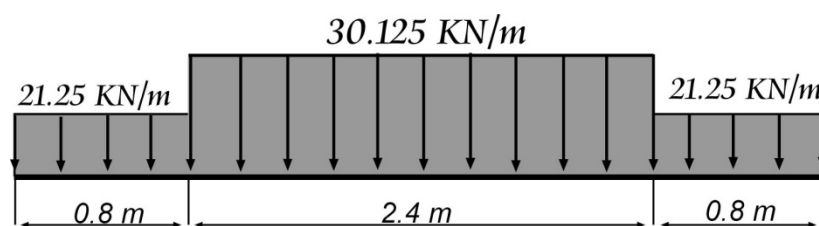
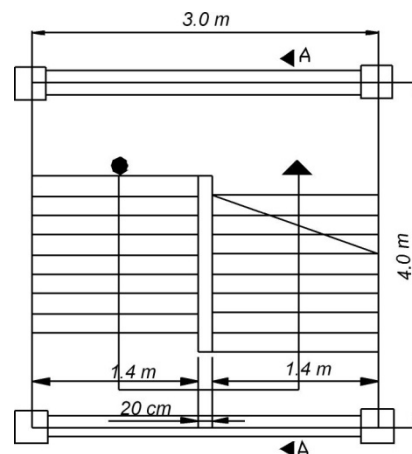
$$\text{بار مرده کل شمشیری در امتداد افق} : 11.085 / \cos \alpha = 15.67 \text{ KN/m}$$

$$\text{بار مرده پاگرد} : 7 + 1.6 = 8.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{بار زنده} : 1.4 \times 5 = 7 \text{ KN/m}$$

$$\text{شمشیری} : q_u = 1.25 \times 15.7 + 1.5 \times 7 = 30.125 \text{ KN/m}$$

$$\text{پاگرد} : q_u = 1.25 \times 8.6 + 1.5 \times 7 = 21.25 \text{ KN/m}$$



در اثر بارگذاری فوق برشها و لنگرهای زیر وارد می شوند :

$$V_{\max} = \frac{1}{2} \times (21.25 \times 4 + 8.875 \times 2.4) = 53.15 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 1400 \times 185 \times 10^{-3} = 142.24 \text{ KN} > 53.15 \text{ O.K}$$

$$M_{\max} = (53.15 \times 2) - 21.25 \times 2^2 / 2 - 8.875 \times 2^2 / 2 = 46.05 \text{ KN.m}$$

$$A_s = (46.05 \times 10^6) / (0.85 \times 310 \times 0.85 \times 185) = 1111.36 \text{ mm}^2$$

$$10 \phi 12, A_s = 10 \times 113 = 1130 \text{ mm}^2$$

بنا براین در پله های طبقه تجاری از 10Φ12 برای فولاد گذاری پله استفاده می شود.

## بارگذاری پله طبقات اداری :

طراحی پله و بارگذاری آن را با توجه به طبقات تجاری ساختمان انجام می دهیم .

$$\text{وزن شمشیری} : 1.4 \times 0.271 \times 25 = 9.485 \text{ KN/m}$$

$$\text{وزن پاگرد} : 1.4 \times 0.2 \times 25 = 7 \text{ KN/m}$$

$$50 \text{ میلیمتر نازک کاری} : 1.4 \times 0.05 \times 22 = 1.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{بار مرده کل شمشیری در امتداد شیب} : 9.485 + 1.6 = 11.085 \text{ KN/m}$$

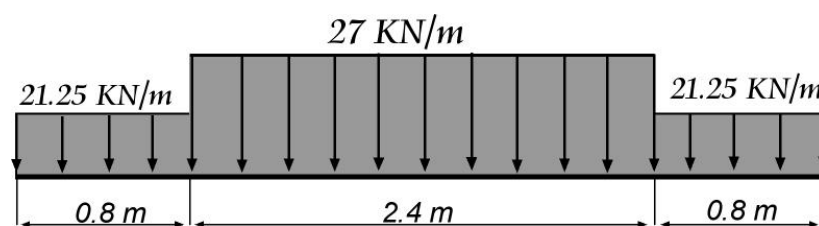
$$\text{بار مرده کل شمشیری در امتداد افق} : 11.085 / \cos \alpha = 15.67 \text{ KN/m}$$

$$\text{بار مرده پاگرد} : 7 + 1.6 = 8.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{بار زنده} : 1.4 \times 3.5 = 4.9 \text{ KN/m}$$

$$\text{شمشیری} : q_u = 1.25 \times 15.7 + 1.5 \times 4.9 = 27 \text{ KN/m}$$

$$\text{پاگرد} : q_u = 1.25 \times 8.6 + 1.5 \times 7 = 21.25 \text{ KN/m}$$



در اثر بارگذاری فوق برشها و لنگرهای زیر وارد می شوند :

$$V_{\max} = \frac{1}{2} \times (21.25 \times 4 + 5.75 \times 2.4) = 49.4 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 1400 \times 185 \times 10^{-3} = 142.24 \text{ KN} > 53.15 \text{ O.K}$$

$$M_{\max} = (49.4 \times 2) - 21.25 \times 2^2 / 2 - 8.875 \times 2^2 / 2 = 44.8 \text{ KN.m}$$

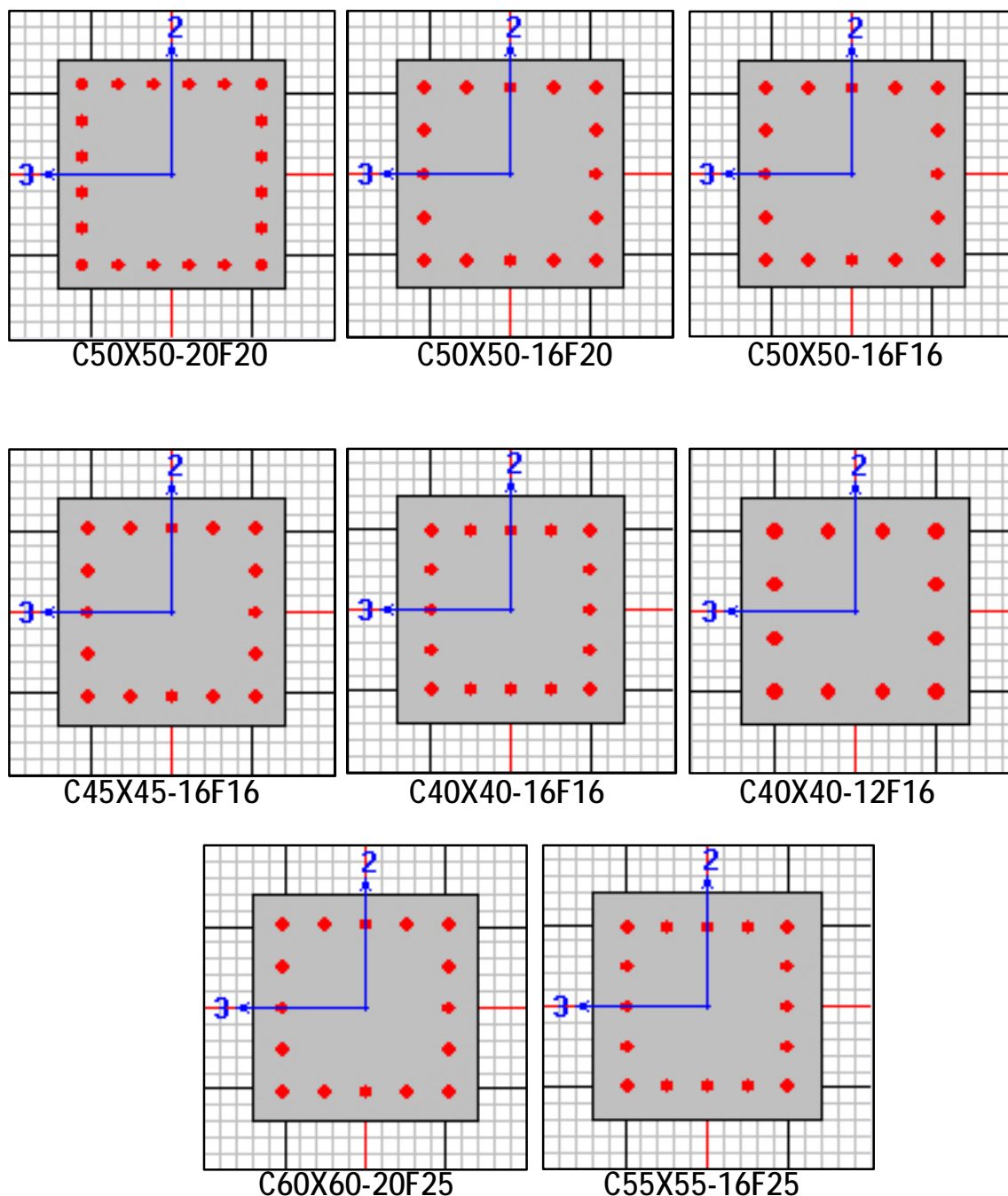
$$A_s = (44.8 \times 10^6) / (0.85 \times 310 \times 0.85 \times 185) = 1081.2 \text{ mm}^2$$

$$10 \phi 12, A_s = 10 \times 113 = 1130 \text{ mm}^2$$

بنا براین در پله های طبقه اداری نیز از 10Φ12 برای فولاد گذاری پله استفاده می شود.

### معرفی مقطع ستونها :

مقاطع مورد استفاده برای ستونها در این سازه در اشکال زیر آمده است لازم به ذکر است که حداکثر درصد مجاز فولاد  $\rho$  در قابهای خمشی متوسط برابر 6% است ، اما به دلیل همپوشانی میلگردها این مقدار باید کمتر از 3% اختیار شود .



### معرفی مقطع تیرها :

در این سازه از 7 تیپ از نظر اندازه می باشند که پس از تحلیل و طراحی توسط نرم افزار آرماتور مورد نیاز آن اعلام شده و طراحی نهایی آرماتورها بر اساس آن انجام می شود .

<i>BEAM-ID</i>	<i>Depth(cm)</i>	<i>Width(cm)</i>
A	40	50
B	40	40
C	30	40
D	30	50
E	50	60
F	55	55
G	50	50

## طراحی اولیه تیرها :

در این بخش به طراحی دستی تیرهای موجود بر مبنای حالت حدی نهایی براساس آیین نامه بتن ایران انجام گرفته است می پردازیم . با توجه به نیروهای موجود در تیرها در هر طبقه به طراحی دو تیپ تیر می پردازیم که این تیپ بندی در ادامه و در نقشه ها موجود می باشد به علت تشابه نیروهای موجود در دهانه ها یک تیپ برای دهانه های میانی و یک تیپ برای دهانه های کناری طرح می شود تیپ بندی با توجه به عضوی که دارای بیشترین نیروی داخلی می باشد انجام شده است . طراحی خمشی بر اساس حداکثر لنگرهای موجود و همچنین طراحی برشی و پیچشی نیز بر اساس حداکثر نیروی برشی و پیچشی عضو انجام می گیرد.

### طراحی تیر تیپ 1 در طبقه اول (دهانه میانی) B400X500 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 143.67 \text{ KN.m} \\ M^+ = 71.83 \text{ KN.m} \\ V_u = 159.3 \text{ KN} \\ T_u = 0.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y \phi_s} = 0.6(0.85) \frac{21}{310} \times \frac{600}{600+(310 \times 0.85)} = 0.024$$

$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 500 \times 350 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_s f_c} = \frac{4200 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 500 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y (d - a/2) = 4200 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 279.98 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_s f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_s f_c b d^2}} \right] = 826.92 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{826.9}{500 \times 350} = 0.0047, \quad \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho > \rho_{min} \rightarrow 3\Phi 20$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان فاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} bd = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (500 \times 350) = 96.23 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 159.3 - 96.23 = 63$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموتهای مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{63 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 350} = 0.7$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4\phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 24.4 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با:

یعنی می بایست از خاموت  $\Phi 10$  بفواصل 200 میلیمتر در مقاطع بحرانی این تیر استفاده کرد.

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

لنگر منفی در مقطع ایجاد کشش در تارهای فوقانی میکند به همین علت باید در بالای مقطع میلگرد کششی تعبیه نمود . بر اساس آنچه در مراحل قبلی محاسبه شد داریم :

$$M_r = 279.98 \text{ KN.m} , M_u^- = 143.67 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85\phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi_c f_c b d^2}} \right] = 1780 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1780}{500 \times 350} = 0.01 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 3\Phi 28$$



طراحی تیر تیپ 1 در طبقه دوم (دهانه میانی) B400X500 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 188.38 \text{ KN.m} \\ M^+ = 94.19 \text{ KN.m} \\ V_u = 169.9 \text{ KN} \\ T_u = 0.376 \text{ KN.m} \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y \phi_s} = 0.6(0.85) \frac{21}{310} \times \frac{600}{600+(310 \times 0.85)} = 0.024$$

$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 500 \times 350 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{4200 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 500 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4200 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 279.98 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1144 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1144}{500 \times 350} = 0.0065, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 3\Phi 20$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان بفاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.6\sqrt{21} \times (500 \times 350) = 96.23 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 169.9 - 96.23 = 73.67$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموتهای مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{73.67 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 350} = 0.8$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4\phi_c\sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 24.4 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با:

یعنی می بایست از خاموت  $\Phi 10$  بفواصل 200 میلیمتر در مقاطع بحرانی این تیر استفاده کرد.

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 279.98 \text{ KN.m} , M_u^- = 188.38 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85\phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi_c f_c b d^2}} \right] = 2472 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2472}{500 \times 350} = 0.014 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 28$$

طراحی تیر تیپ 1 در طبقه سوم (دهانه میانی) B400X400 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 141.6 & KN.m \\ M^+ = 101.5 & KN.m \\ V_u = 138.2 & KN \\ T_u = 0.49 & KN.m \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y \phi_s} = 0.6(0.85) \frac{21}{310} \times \frac{600}{600+(310 \times 0.85)} = 0.024$$

$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 400 \times 350 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{4200 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4200 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 218.4 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1234 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1234}{400 \times 350} = 0.0088, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 20$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان فاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (400 \times 350) = 76.98 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 138.2 - 76.98 = 61.22$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموت‌های مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{61.22 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 350} = 0.66$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 17.59 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با :  $\Phi 10@20$

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 218.4 \text{ KN.m} , M_u^- = 141.6 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1829 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1829}{400 \times 350} = 0.013 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 25$$

طراحی تیر تیپ 1 در طبقه چهارم (دهانه میانی) B400X400 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 131.4 & KN.m \\ M^+ = 66.74 & KN.m \\ V_u = 141.3 & KN \\ T_u = 0.334 & KN.m \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.024$$

$$d = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 400 \times 350 = 3360 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{4200 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4200 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 218.4 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 775 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1669}{400 \times 350} = 0.012, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 3\Phi 18$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان بافاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (400 \times 350) = 76.98 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 141.3 - 76.98 = 64.32$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموت‌های مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{64.32 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 350} = 0.7$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 17.59 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با :  $\Phi 10@20$

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 218.4 \text{ KN.m} , M_u^- = 131.4 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1469 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1829}{400 \times 350} = 0.013 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 22$$

طراحی تیر تیپ 1 در طبقه پنجم (دهانه میانی) B300X400 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 68.9 & KN.m \\ M^+ = 34.45 & KN.m \\ V_u = 86.2 & KN \\ T_u = 0.114 & KN.m \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.024$$

$$d = 250 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 400 \times 250 = 2400 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{2400 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 21} = 147.62 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 2400 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{147.62}{2} \right) = 174.66 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 562 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{562}{400 \times 250} = 0.0056, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 3\Phi 18$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان فاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (400 \times 250) = 55 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 86.2 - 55 = 31.2$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموت‌های مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{31.2 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 250} = 0.47$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 17.59 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با :  $\Phi 10@20$

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 174.66 \text{ KN.m} , M_u^- = 68.9 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1232 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1232}{400 \times 250} = 0.012 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 20$$



طراحی تیر تیپ 2 در طبقه اول (دهانه کناری) B400X500 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 151.34 \text{ KN.m} \\ M^+ = 75.67 \text{ KN.m} \\ V_u = 151.3 \text{ KN} \\ T_u = 0.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y \phi_s} = 0.6(0.85) \frac{21}{310} \times \frac{600}{600+(310 \times 0.85)} = 0.024$$

$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 500 \times 350 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{4200 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 500 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{smax} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4200 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 279.98 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 875 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{875}{500 \times 350} = 0.005, \quad \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho > \rho_{min} \rightarrow 3\Phi 20$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان بفاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (500 \times 350) = 96.23 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 151.3 - 96.23 = 55.07 \text{ KN}$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموتهای مورد نیاز :

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = 0.35 \frac{b}{f_y} = 0.56$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{55.07 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 350} = 0.59 > \left(\frac{A_v}{s}\right)_{min}$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

با فرض استفاده از  $\Phi 10@10$  داریم :

$$A_v/s = (2 \times 78.5)/100 = 1.57$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c^2}{P_c}\right) = 24.4 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با:

یعنی می بایست از خاموت  $\Phi 10$  بفواصل 200 میلیمتر در مقاطع بحرانی این تیر استفاده کرد.

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

لنگر منفی در مقطع ایجاد کشش در تارهای فوقانی میکند به همین علت باید در بالای مقطع میلگرد کششی تعبیه نمود . بر اساس آنچه در مراحل قبلی محاسبه شد داریم :

$$M_r = 279.98 \text{ KN.m} , M_u^- = 151.34 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1892 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1892}{500 \times 350} = 0.01 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 25$$

طراحی تیر تیپ 2 در طبقه دوم (دهانه کناری) B400X500 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 142.59 & KN.m \\ M^+ = 96.25 & KN.m \\ V_u = 115.6 & KN \\ T_u = 0.704 & KN.m \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y \phi_s} = 0.6(0.85) \frac{21}{310} \times \frac{600}{600+(310 \times 0.85)} = 0.024$$

$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 500 \times 350 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{4200 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 500 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y (d - a/2) = 4200 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 279.98 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1134 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1134}{500 \times 350} = 0.0064, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 20$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان بفاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (500 \times 350) = 96.23 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 115.6 - 96.23 = 19.37$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموت‌های مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{19.37 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 350} = 0.2$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 24.4 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با:

یعنی می بایست از خاموت  $\Phi 10$  بفواصل 200 میلیمتر در مقاطع بحرانی این تیر استفاده کرد.

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 279.98 \text{ KN.m} , M_u^- = 142.59 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1765 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1765}{500 \times 350} = 0.010 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 25$$

طراحی تیر تیپ 2 در طبقه سوم (دهانه کناری) B400X400 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 169.7 & KN.m \\ M^+ = 84.86 & KN.m \\ V_u = 192.2 & KN \\ T_u = 1.24 & KN.m \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y \phi_s} = 0.6(0.85) \frac{21}{310} \times \frac{600}{600+(310 \times 0.85)} = 0.024$$

$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 400 \times 350 = 3360 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{3360 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 3360 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 218.4 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1009 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1234}{400 \times 350} = 0.0088, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 18$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان بفاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (400 \times 350) = 76.98 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 192.2 - 76.98 = 115.22$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموت‌های مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{115.2 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 350} = 1.24$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

با فرض استفاده از  $\Phi 10@10$  داریم :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 78.5}{100} = 1.57 > 1.24 \text{ ok}$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 17.59 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25 T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با :  $\Phi 10@20$

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 218.4 \text{ KN.m} , M_u^- = 169.7 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 2300 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2300}{400 \times 350} = 0.016 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 28$$

طراحی تیر تیپ 2 در طبقه چهارم (دهانه کناری) B400X400 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 129.46 \text{ KN.m} \\ M^+ = 67.73 \text{ KN.m} \\ V_u = 152.78 \text{ KN} \\ T_u = 0.334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.024$$

$$d = 350 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 400 \times 350 = 3360 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{4200 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 21} = 206.67 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4200 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{206.67}{2} \right) = 218.4 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 775 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1669}{400 \times 350} = 0.012, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 3\Phi 18$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان بافاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (400 \times 350) = 76.98 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 152.78 - 76.98 = 75.8$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموت‌های مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{75.8 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 350} = 0.82$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

با فرض استفاده از  $\Phi 10@10$  داریم :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 78.5}{100} = 1.57 > 1.24 \text{ ok}$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 17.59 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با :  $\Phi 10@20$

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 218.4 \text{ KN.m} , M_u^- = 129.46 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1640 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1829}{400 \times 350} = 0.013 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 25$$



طراحی تیر تیپ 2 در طبقه پنجم (دهانه کناری) B300X400 :

نیروهای موجود در این تیپ عبارتند از :

$$\begin{cases} M^- = 67.43 & KN.m \\ M^+ = 33.71 & KN.m \\ V_u = 116.18 & KN \\ T_u = 0.262 & KN.m \end{cases}$$

طراحی بر اساس لنگر مثبت :

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع :

$$\rho_{max} = 0.024$$

$$d = 250 \text{ mm}$$

$$(A_s)_{max} = \rho b d = 0.024 \times 400 \times 250 = 2400 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s)_{max} f_y \phi_s}{0.85 b \phi_c f_c} = \frac{2400 \times 310 \times 0.85}{0.85 \times 400 \times 0.6 \times 21} = 147.62 \text{ mm}$$

$$M_r = A_{s_{max}} \phi_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 2400 \times 0.85 \times 310 \left( 350 - \frac{147.62}{2} \right) = 174.66 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 549 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{549}{400 \times 250} = 0.0055, \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 3\Phi 18$$

طراحی در برابر برش و پیچش :

مقادیر  $T_u$  و  $V_u$  در مقاطع بحرانی که همان بفاصله  $d$  از بر تکیه گاه می باشد محاسبه می شوند.

ظرفیت برشی مقطع :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times (400 \times 250) = 55 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 116.18 - 55 = 61.18$$

ابعاد مقطع مناسب است  $V_u < 4V_c$

محاسبه سطح مقطع خاموتهای مورد نیاز :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_y d} = \frac{61.18 \times 10^3}{0.85 \times 310 \times 250} = 0.93$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S \leq d/2$$

با فرض استفاده از  $\Phi 10@10$  داریم :

$$A_v/s = (2 \times 78.5)/100 = 1.57 > 1.24 \text{ ok}$$

از  $\Phi 10@10$  به عنوان خاموت برشی در ناحیه ویژه استفاده می شود در ناحیه عادی  $\Phi 10@20$  کفایت می کند .

ظرفیت پیچشی مقطع :

$$T_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) = 17.59 \text{ KN.m}$$

چون  $T_u < 0.25T_c$  , پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض استفاده از  $\Phi 10$  برابر خواهد بود با :  $\Phi 10@20$

طراحی آرماتور برای لنگر منفی :

$$M_r = 174.66 \text{ KN.m} , M_u^- = 67.43 \text{ KN.m}$$

خرابی نرم اتفاق می افتد پس مقطع ساده است  $M_r > M_u$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right] = 1201 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1232}{400 \times 250} = 0.012 , \rho_{min} = \frac{1.41}{f_y} = \frac{1.41}{310} = 0.0045 \rightarrow \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow 4\Phi 20$$

### محاسبه آرماتور خمشی برای تیرها :

بر اساس آیین نامه ACI در سازه با شکل پذیری متوسط باید حداقل  $\frac{1}{3}A_s$  به صورت سرتاسری در طول تیر قرار داده شود که در بیشتر موارد این مقدار از  $\rho_{min}$  کمتر می باشد و در این صورت باید  $\rho_{min}$  به کار گرفته شود .

با توجه به آیین نامه بتن ایران حداقل درصد آرماتور سرتاسری در تیرها برابر  $\frac{14.1}{f_y}$  می باشد .

$$f_y = 3100$$

### محاسبه آرماتور طولی در تیرها :

آرماتورهای طولی در تیر با مقطع  $50 \times 60$  :

$$14.1/f_y \times 60 \times (50 - 6) = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 24$$

آرماتورهای طولی در تیر با مقطع  $50 \times 40$  :

$$14.1/f_y \times 50 \times (40 - 6) = 7.73 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 20$$

آرماتورهای طولی در تیر با مقطع  $45 \times 40$  :

$$14.1/f_y \times 45 \times (40 - 6) = 7.04 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 18$$

آرماتورهای طولی در تیر با مقطع  $40 \times 40$  :

$$14.1/f_y \times 40 \times (40 - 6) = 6.14 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 18$$

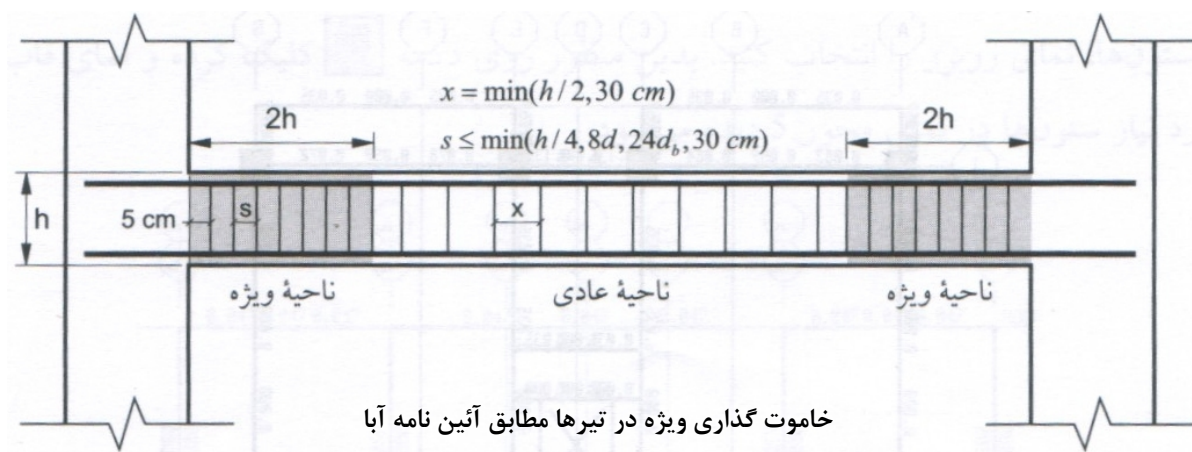
آرماتورهای طولی در تیر با مقطع  $40 \times 30$  :

$$14.1/f_y \times 35 \times (40 - 6) = 5.37 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 18$$

در طراحی نهایی تیرها برای تمامی تیرها به جز تیر  $50 \times 60$  از  $3\phi 20$  به عنوان آرماتور طولی سراسری استفاده می شود لازم به ذکر است که بقیه آرماتورها به صورت تقویتی در بالا و پایین تیرها در  $\frac{1}{3}$  دهانه قرار میگیرند لازم به ذکر است که آرماتورهای خمشی مورد نیاز توسط برنامه ETABS محاسبه می شوند .

### محاسبه آرماتورهای برشی در تیرها :

بر اساس آیین نامه ACI آرماتورهای پیشنهادی برای تیرها  $\phi 8$  و  $\phi 10$  می باشد و باید در فاصله  $2h$  از بر تکیه گاهها که مفصل پلاستیک ایجاد می شود فاصله خاموتها از  $\frac{d}{2}$  تبعیت کند .



در شکل فوق  $d$  قطر کوچکترین میلگرد طولی ،  $d_0$  قطر خاموت و  $h$  ارتفاع تیر است . در صورت استفاده از  $\phi 10$  و میلگرد طولی  $\phi 10$  برای تیرهای با ارتفاع 40 می توان فاصله خاموتها را در ناحیه ویژه به صورت زیر محاسبه کرد .

$$S \leq \min \left[ \frac{40}{4}, (8)(2), (24)(1.0), 30 \right] = 10.0 \text{ cm}$$

بنا بر این در ناحیه ویژه تیرها ، استفاده از خاموتهای  $\phi 10@10 \text{ cm}$  کاملاً مناسب می باشد . مقدار  $x$  برای فاصله خاموتهای ناحیه عادی نیز برابر  $20 \text{ cm}$  انتخاب می شود . با این توضیحات  $A_v/s$  موجود در انتهای تیرها (ناحیه ویژه) و میانه تیرها (ناحیه عادی) به صورت زیر به دست می آید :

$$\left( \frac{A_v}{s} \right)_{\text{special}} = \frac{2 \times 0.785}{10} = 0.157 \text{ cm}^2$$

$$\left( \frac{A_v}{s} \right)_{\text{ordinary}} = \frac{2 \times 0.785}{10} = 0.0785 \text{ cm}^2$$

خاموت محاسبه شده توسط برنامه باید از مقادیر فوق کمتر باشد در غیر این صورت می توان در نواحی که خاموتها جواب نداده اند فاصله خاموتها را کمتر کرد ، یا اینکه از خاموتهای بزرگتری استفاده کرد .

### محاسبه آرماتور خمشی ستونها :

آرماتورهای خمشی ستونها توسط طراح مشخص می شود و فقط توسط نرم افزار کنترل می گردد که آیا کافی می باشد یا نه .

### ترکیبات بار طراحی در نرم افزار :

مطابق آیین نامه ACI ترکیبات زیر را برای طراحی سازه اعمال خواهیم کرد . این ترکیبات شامل ترکیبات بار طراحی و ترکیبات بار تغییر مکان می باشد که از ترکیبات بار طراحی جهت طراحی المانهای سازه ای (تیر و ستون) و از ترکیبات بار کنترل تغییر مکان جهت کنترل تغییر مکانهای جانبی سازه استفاده خواهد شد .

ترکیبات طراحی در جدول زیر ارائه شده است .

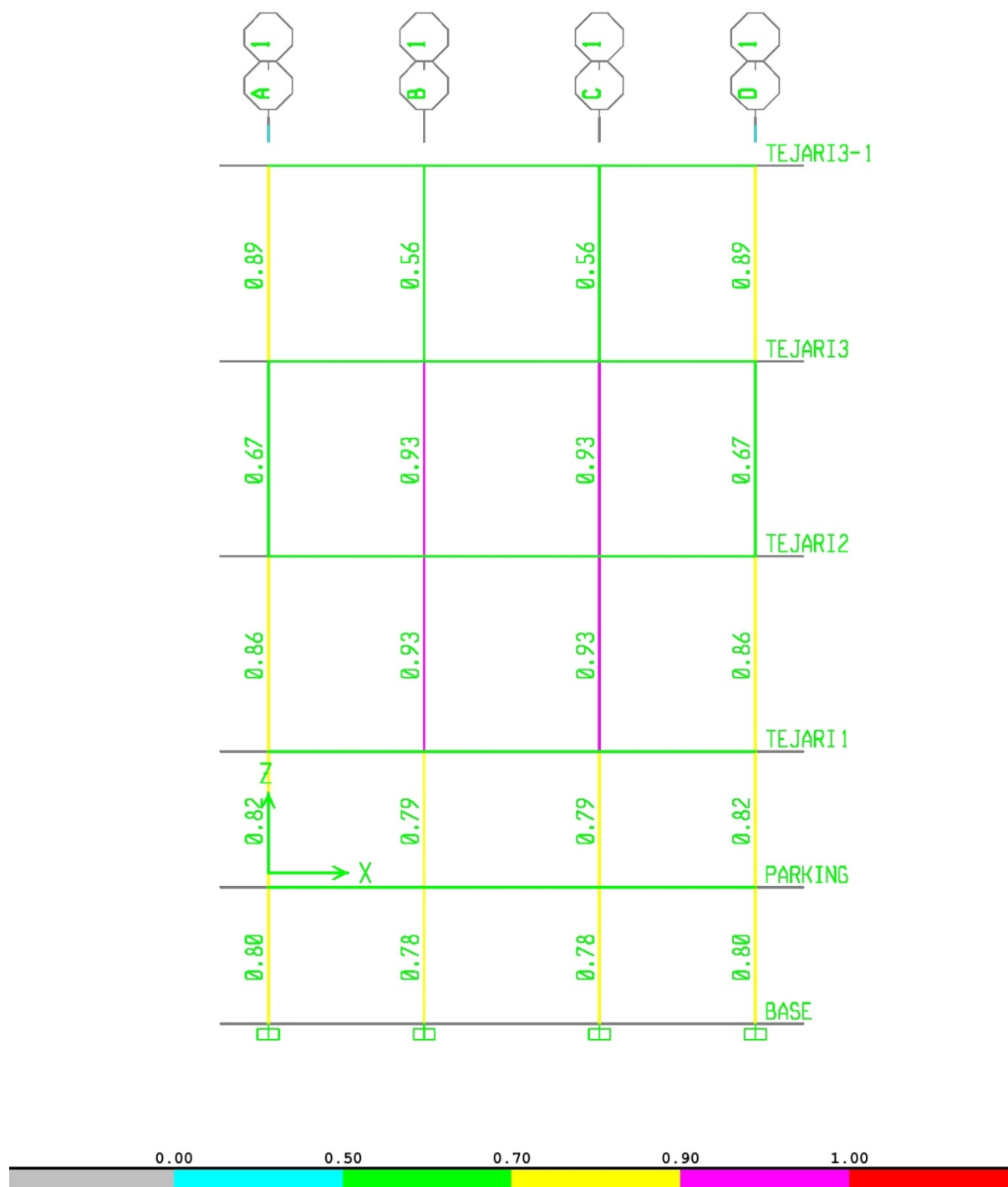
نحوه ترکیب	نام ترکیب
$1.4 DL$	COM1
$1.4 DL + 1.7 LL$	COM2
$1.05 DL + 1.275 LL + 1.4025EX$	COM3
$1.05 DL + 1.275 LL - 1.4025EX$	COM4
$1.05 DL + 1.275 LL + 1.4025EY$	COM5
$1.05 DL + 1.275 LL - 1.4025EY$	COM6
$0.9 DL + 1.43EX$	COM7
$0.9 DL - 1.43EX$	COM8
$0.9 DL + 1.43EY$	COM9
$0.9 DL - 1.43EY$	COM10

ترکیبات کنترل تغییر مکان در جدول زیر ارائه شده است .

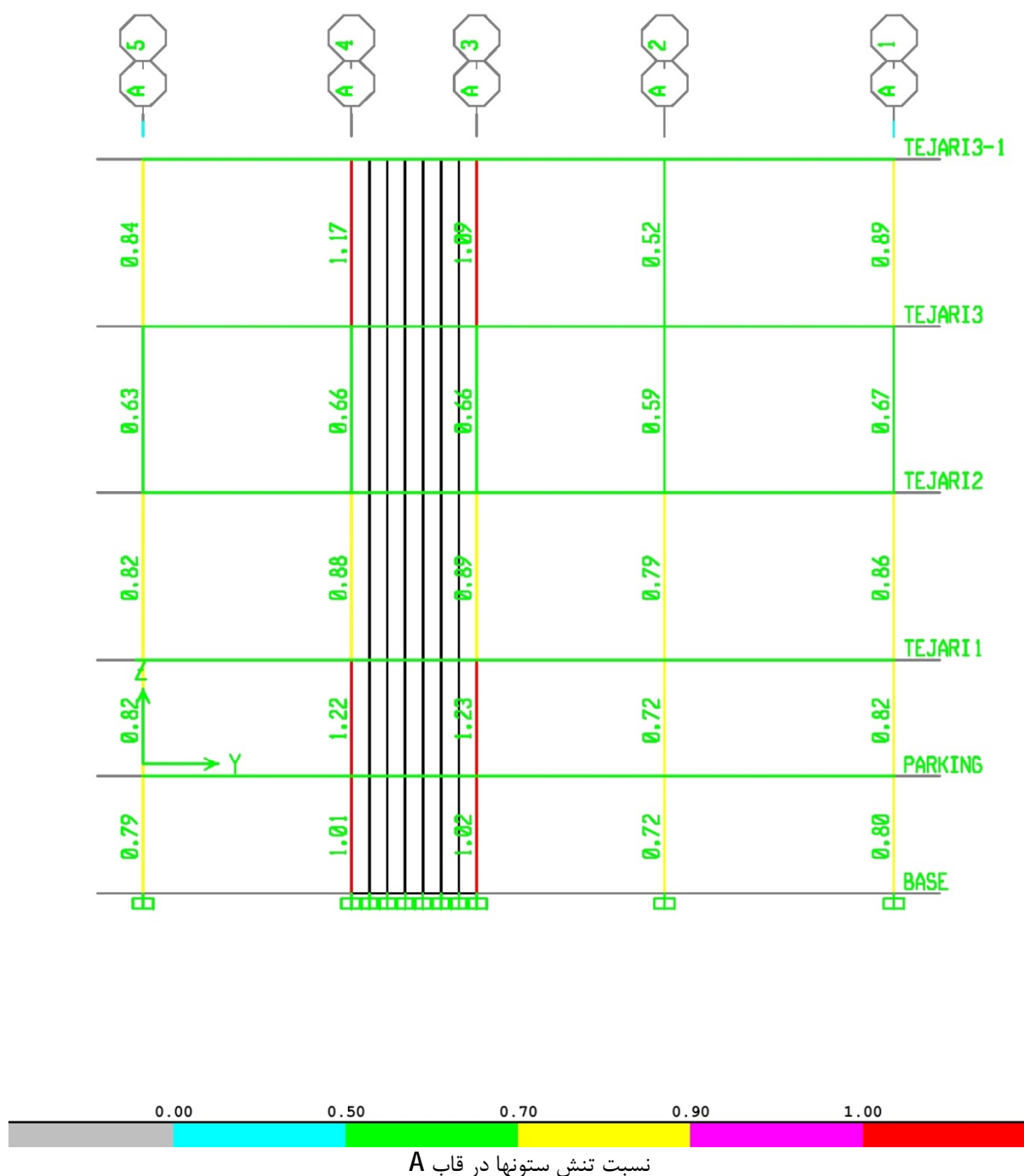
نحوه ترکیب	نام ترکیب
$+EX$	DIS1
$-EX$	DIS2
$+EY$	DIS3
$-EY$	DIS4

## بررسی نتایج گرافیکی نرم افزار :

1- بررسی نسبت تنش ستونها : در این بخش با استفاده از نتایج گرافیکی نرم افزار نسبت تنش ستونها را بررسی میکنیم .



نسبت تنش ستونها در قاب 1



لازم به ذکر است که ستونهای اطراف دیوار برشی جزء دیوار هستند و طراحی آنها بر مبنای ضوابط ستونهای بتنی لازم نیست. بنابر این در طراحی اسکلت بتنی به نسبت تنش آنها توجهی نمی شود .  
با مشاهده سایر قابها مشخص می گردد که ستونها از لحاظ نسبت تنش مشکلی نداشته و مقاطع به خوبی اختصاص یافته اند. البته این امر پس از سعی و خطا میسر شده است .

## کنترل درصد فولاد :

مطابق آیین نامه باید نسبت میلگرد تیرها در قابهای متوسط ، کمتر از 0.0025 باشد . برای کنترل این ضابطه درصد فولاد را کنترل می کنیم .

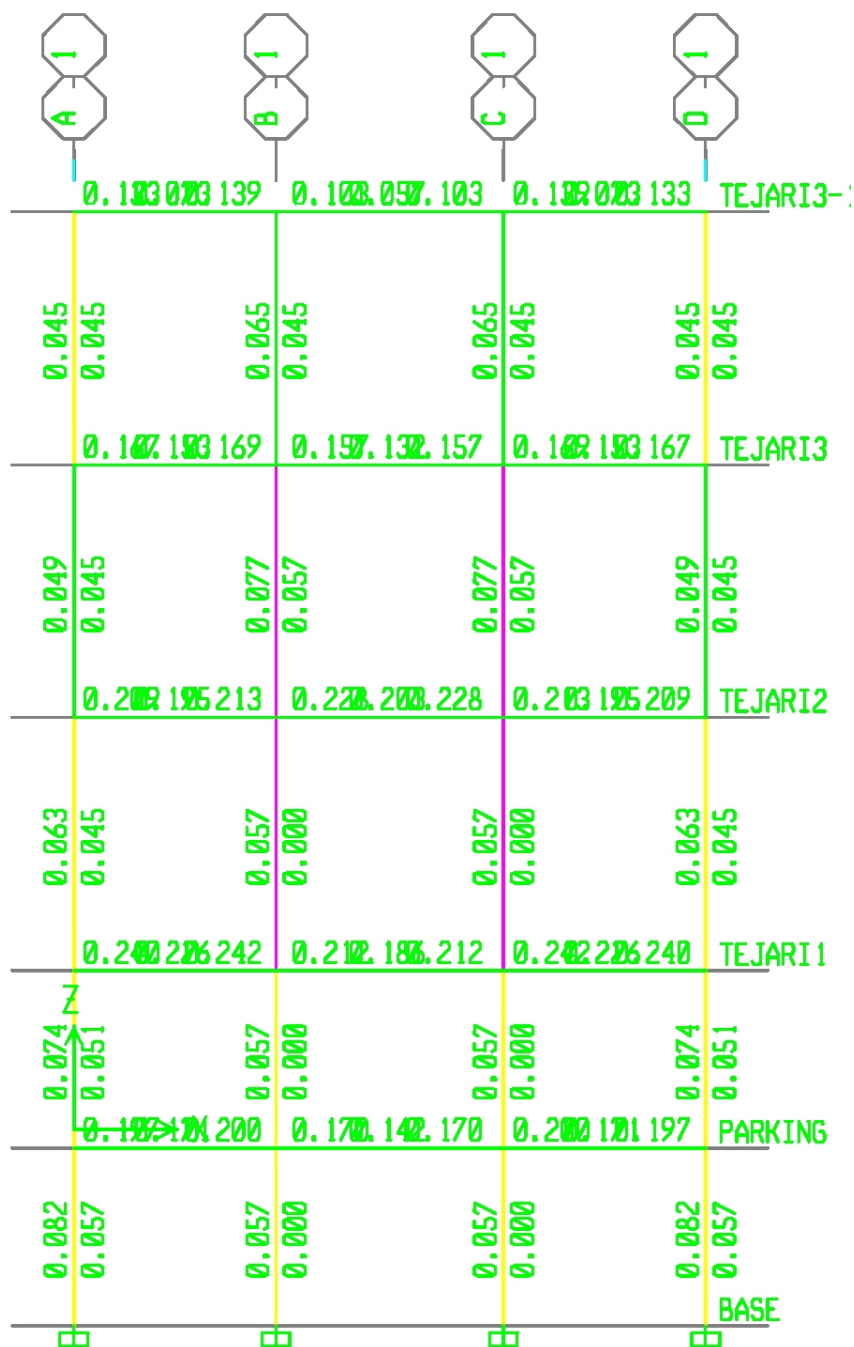


درصد فولاد تیرهای طبقه اول

با مشاهده درصد فولاد در طبقات دیگر مشخص می شود که سازه از این لحاظ مشکلی نداشته و ابعاد به درستی در نظر گرفته شده اند .



# کنترل خاموت برشی ستونها :

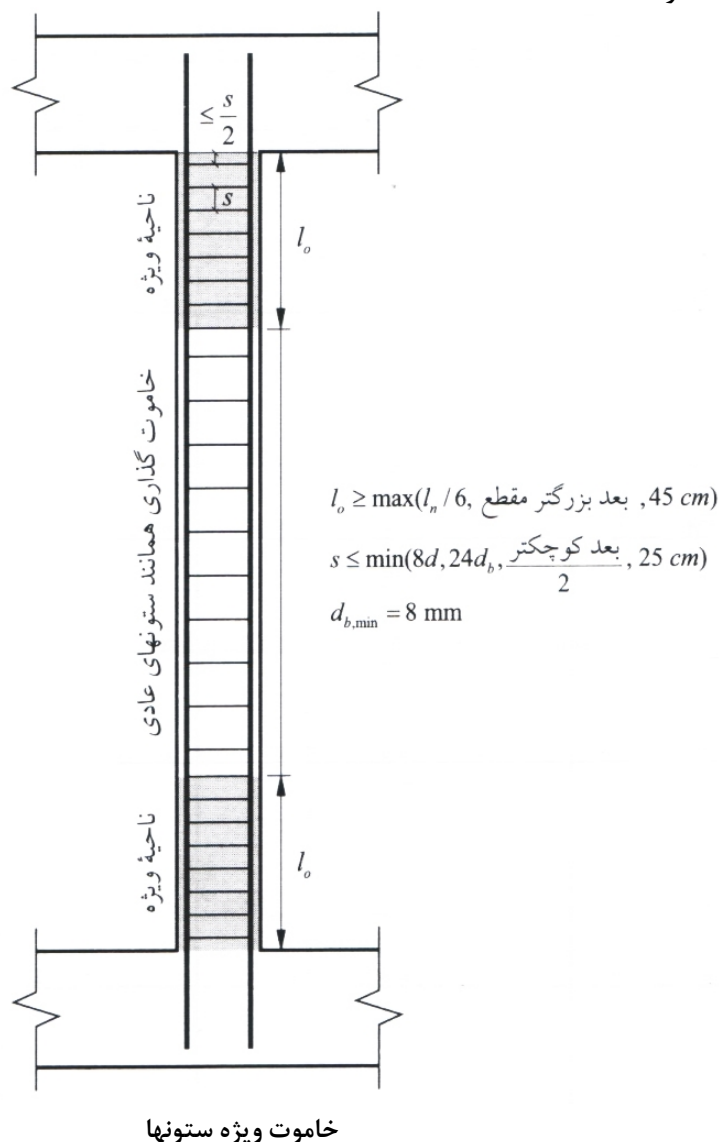


خاموت ستونها در قاب A

مطابق آیین نامه در ستونها باید از خاموت ویژه استفاده شود . در شکل صفحه بعد حداقل مقدار خاموتها طبق آیین نامه آبا نشان داده شده است .

### محاسبه آرماتور برشی ستونها :

بر اساس آیین نامه ACI در ستونها اگر نیاز به آرماتور برشی باشد میزان فاصله خاموتها باید کمترین مقدار زیر باشد که در شکل آمده است . و برای جلوگیری از کمانش فشاری باید فاصله خاموتها کمترین مقدار  $(60, d/2)$  باشد ، اگر نیاز به آرماتور برشی نباشد بر اساس آیین نامه باید تنگ قرار داده شود که از ضوابط کمانش فشاری تبعیت می کند . در ستونها نیز بر اساس آیین نامه ACI در فاصله  $2h$  از هر ستون باید فواصل نصف شود .



در این پروژه طول  $l_0$  به صورت زیر به دست می آید .

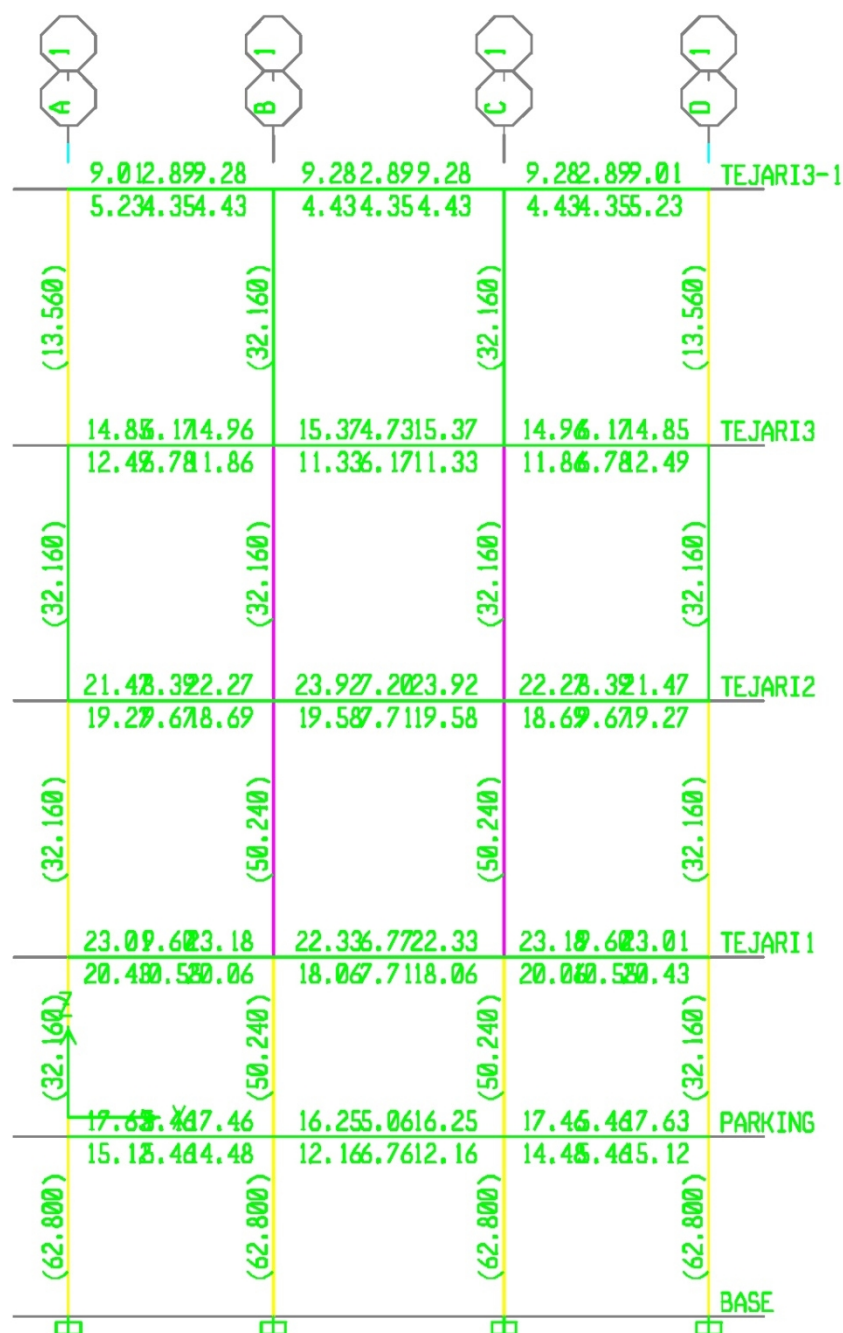
برای طبقات تجاری :

$$l_0 \geq \max\left(\frac{370}{6}, 50, 45\right) = 61.67 \text{ cm}$$

$$s \leq \min\left[(8)(1.6), (24)(1), \frac{40}{2}, 25\right] = 12.8 \text{ cm}$$

برای این ستونها خاموت  $\emptyset 10 @ 10 \text{ cm}$  را در نظر می گیریم . مشاهده می شود که  $\frac{A_v}{S} = 0.157$  از مقادیر محاسبه شده توسط برنامه بزرگتر است . برنامه ETABS خاموت ستونها را در دو جهت اصلی و فرعی نمایش می دهد . مشاهده می شود که برنامه در جهت فرعی که در امتداد دیوار برشی  $\frac{A_v}{S}$  را برابر صفر اعلام کرده است زیرا با وجود دیوارهای برشی ستونها سهمی از برش نخواهند داشت . اما در هر صورت رعایت ناحیه ویژه الزامی است . ما در این پروژه  $l_0$  را برای تمام طبقات برابر  $70 \text{ cm}$  در نظر می گیریم .

# نمایش میلگرد مورد نیاز تیرها در طبقات مختلف :

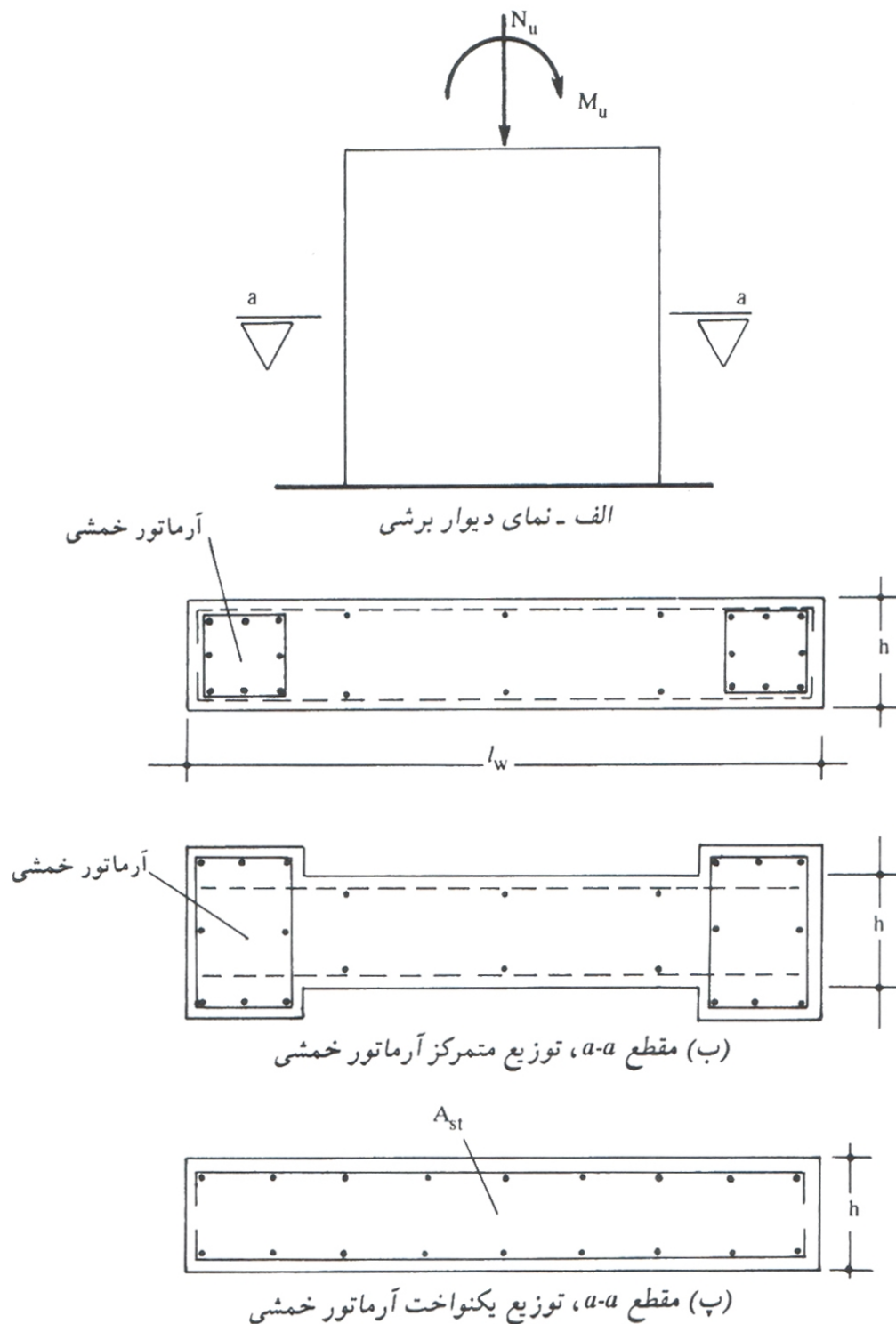


میلگرد مورد نیاز تیرها در قاب 1

در شکل فوق مقدار آرماتور مورد نیاز در قاب 1 آورده شده است ، همانگونه که قبلا ذکر شد . در طراحی تیرها در جهت طولی از آرماتور حداقل استفاده می شود و مابقی به صورت تقویتی در بالا و پایین تیر قرار داده می شود .

## طراحی دیوار برشی در مقابل خمش

هر مقطع از دیوار برشی ، علاوه بر نیروی برشی تحت لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارد که لازم است آرماتور کافی برای مقابله با آنها در مقطع تعبیه شود .



## خروجی های نرم افزار برای دیوار برشی ساختمان 1 و طراحی نهایی آنها :

در این مرحله با توجه به خروجی های نرم افزار اقدام به طراحی تیپهای مختلف دیوار در این ساختمان می کنیم . طبق آنچه که قبل توضیح داده شد در این روش میلگردهای طولی دیوار در لبه های آن متمرکز شده و در میانه دیوار از میلگرد حد اقل استفاده می شود .

ETABS v9.0.0 File:0.1 Units:Ton-m ۷:۵۴ ۲۰۰۸ انت ۸ PAGE 1

SUMMARY OUTPUT DATA - SIMPLIFIED PIER SECTION DESIGN (ACI 318-99)

Story Label	Pier Label	Station Location	Edge Memb Left	Edge Memb Right	As Left cm <sup>2</sup>	As Right cm <sup>2</sup>	Av Shear cm <sup>2</sup> /m	B-Zone Length
TEJARI3-1	P1	Top	0.400	0.400	0.000	0.000	6.250	Not Needed
		Bottom	0.400	0.400	3.392	3.265	6.250	Not Needed
TEJARI3	P1	Top	0.400	0.400	0.000	0.000	6.250	Not Needed
		Bottom	0.400	0.400	16.275	16.279	6.250	Not Needed
TEJARI2	P1	Top	0.400	0.400	10.555	10.955	6.250	Not Needed
		Bottom	0.400	0.400	41.469	41.670	7.956	Not Needed
TEJARI1	P1	Top	0.500	0.500	36.059	36.657	8.201	0.525
		Bottom	0.500	0.500	61.302	61.644	10.337	0.525
PARKING	P1	Top	0.550	0.550	58.424	59.145	11.073	0.525
		Bottom	0.550	0.550	86.529	87.113	12.215	0.525
TEJARI3-1	P2	Top	0.400	0.400	0.000	0.000	6.250	Not Needed
		Bottom	0.400	0.400	3.392	3.265	6.250	Not Needed
TEJARI3	P2	Top	0.400	0.400	0.000	0.000	6.250	Not Needed
		Bottom	0.400	0.400	16.275	16.279	6.250	Not Needed
TEJARI2	P2	Top	0.400	0.400	10.555	10.955	6.250	Not Needed
		Bottom	0.400	0.400	41.469	41.670	7.956	Not Needed
TEJARI1	P2	Top	0.500	0.500	36.059	36.657	8.201	0.525
		Bottom	0.500	0.500	61.302	61.644	10.337	0.525
PARKING	P2	Top	0.550	0.550	58.424	59.145	11.073	0.525
		Bottom	0.550	0.550	61.529	87.113	12.215	0.525

خروجی ساده طراحی دیوارها-ساختمان 1

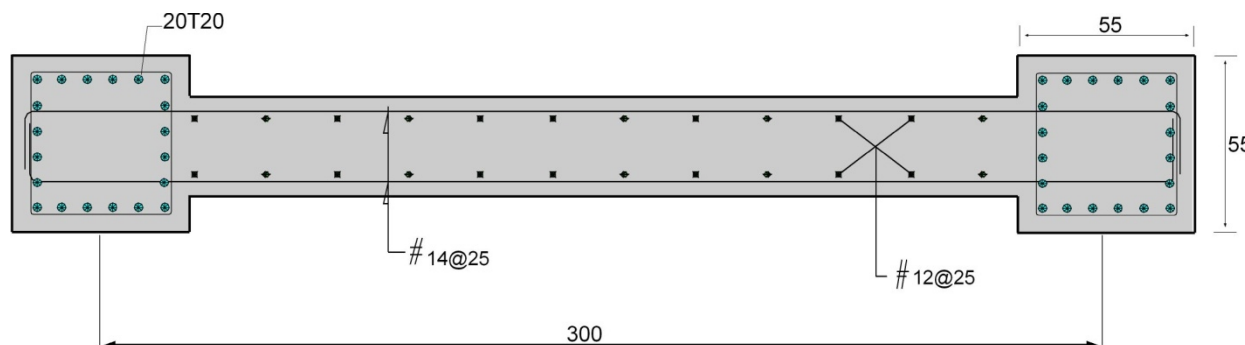
## طراحی دیوار برشی تیپ 1 در طبقه اول :

با توجه به نتایج بالا در طراحی دیوار داریم :

ابعاد المان مرزی : 55X55

حداکثر میلگرد مورد نیاز در المان مرزی :  $86.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 20\Phi 20$

میلگرد برشی مورد نیاز :  $12.21 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 14@25$



برای میلگردهای طولی دیوار از  $\Phi 12@20$  استفاده می شود که تامین کننده حداقل  $0.0025$  نسبت میلگرد در دیوارها است. این میلگردها در جان مقطع قرار می گیرند.

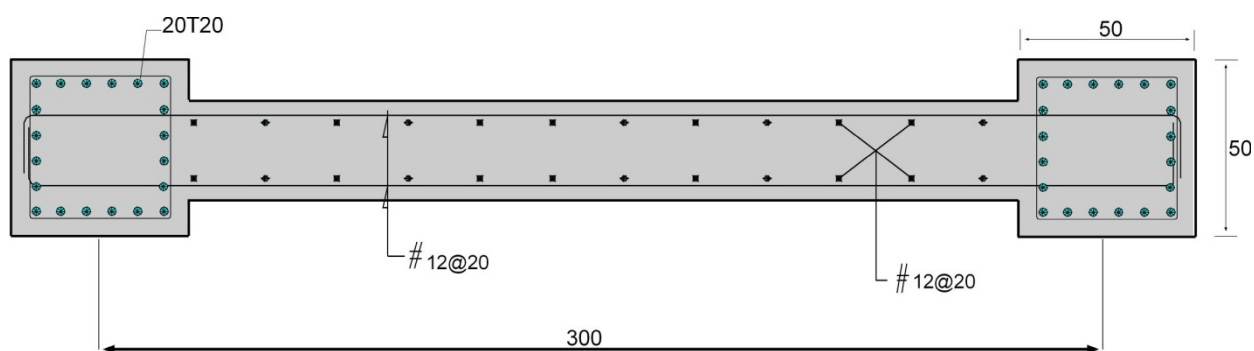
### طراحی دیوار برشی تیپ 2 در طبقه دوم :

ابعاد المان مرزی :  $50 \times 50$

حداکثر میلگرد مورد نیاز در المان مرزی :  $61.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 20\Phi 20$

میلگرد برشی مورد نیاز :  $10.33 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12@20$

میلگرد طولی مورد نیاز :  $\Phi 12@20$



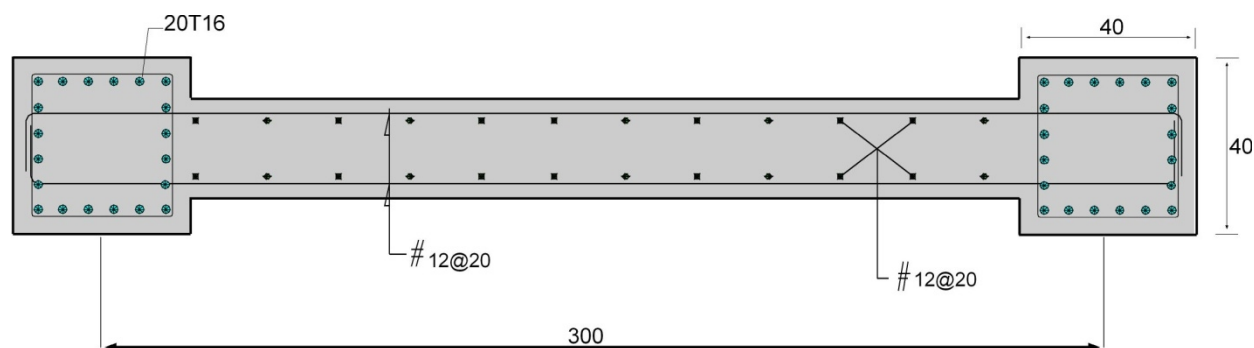
### طراحی دیوار برشی تیپ 3 در طبقه سوم :

ابعاد المان مرزی :  $40 \times 40$

حداکثر میلگرد مورد نیاز در المان مرزی :  $41.67 \text{ cm}^2 \rightarrow 20\Phi 16$

میلگرد برشی مورد نیاز :  $7.95 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12@25$

میلگرد طولی مورد نیاز :  $\Phi 12@25$



## نیروهای داخلی دیوار برشی ساختمان شماره 1 :

ETABS v9.0.0 File:0.1 Units:Ton-m ۷:۴۱ ۲۰۰۸ ۸:۰۰ PAGE 1

### PIER FORCES

STORY	PIER	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
TEJARI3-1	P1	DEAD	Top	-11.07	0.19	1.80	-0.037	-4.069	-0.460
			Bottom	-20.27	0.19	1.80	-0.037	3.130	0.295
TEJARI3-1	P1	LIVE	Top	-3.03	0.02	0.62	-0.011	-1.541	-0.064
			Bottom	-3.03	0.02	0.62	-0.011	0.923	0.015
TEJARI3-1	P1	EY	Top	0.12	11.26	0.00	-0.835	-0.001	-6.548
			Bottom	0.12	11.26	0.00	-0.835	0.001	38.621
TEJARI3-1	P2	DEAD	Top	-11.07	0.19	-1.80	0.037	4.069	-0.460
			Bottom	-20.27	0.19	-1.80	0.037	-3.130	0.295
TEJARI3-1	P2	LIVE	Top	-3.03	0.02	-0.62	0.011	1.541	-0.064
			Bottom	-3.03	0.02	-0.62	0.011	-0.923	0.015
TEJARI3-1	P2	EY	Top	0.12	11.26	0.00	0.835	0.001	-6.548
			Bottom	0.12	11.26	0.00	0.835	-0.001	38.621
TEJARI3	P1	DEAD	Top	-39.24	0.30	1.42	-0.036	-2.905	-2.158
			Bottom	-48.44	0.30	1.42	-0.036	2.784	-0.962
TEJARI3	P1	LIVE	Top	-5.72	0.04	0.28	-0.007	-0.535	-0.297
			Bottom	-5.72	0.04	0.28	-0.007	0.600	-0.137
TEJARI3	P1	EY	Top	0.39	29.17	0.00	-0.933	-0.002	23.971
			Bottom	0.39	29.17	0.00	-0.933	0.002	141.003
TEJARI3	P2	DEAD	Top	-39.24	0.30	-1.42	0.036	2.905	-2.158
			Bottom	-48.44	0.30	-1.42	0.036	-2.784	-0.962
TEJARI3	P2	LIVE	Top	-5.72	0.04	-0.28	0.007	0.535	-0.297
			Bottom	-5.72	0.04	-0.28	0.007	-0.600	-0.137
TEJARI3	P2	EY	Top	0.39	29.17	0.00	0.933	0.002	23.971
			Bottom	0.39	29.17	0.00	0.933	-0.002	141.003
TEJARI2	P1	DEAD	Top	-67.55	0.23	1.26	-0.025	-2.834	-3.414
			Bottom	-76.75	0.23	1.26	-0.025	2.194	-2.492
TEJARI2	P1	LIVE	Top	-8.29	0.03	0.26	-0.004	-0.632	-0.430
			Bottom	-8.29	0.03	0.26	-0.004	0.421	-0.316
TEJARI2	P1	EY	Top	0.65	47.15	0.00	-0.684	-0.002	126.717
			Bottom	0.65	47.15	0.00	-0.684	0.001	315.766
TEJARI2	P2	DEAD	Top	-67.55	0.23	-1.26	0.025	2.834	-3.414
			Bottom	-76.75	0.23	-1.26	0.025	-2.194	-2.492
TEJARI2	P2	LIVE	Top	-8.29	0.03	-0.26	0.004	0.632	-0.430
			Bottom	-8.29	0.03	-0.26	0.004	-0.421	-0.316
TEJARI2	P2	EY	Top	0.65	47.15	0.00	0.684	0.002	126.717
			Bottom	0.65	47.15	0.00	0.684	-0.001	315.766
TEJARI11	P1	DEAD	Top	-96.55	0.43	2.35	-0.059	-3.873	-4.898
			Bottom	-104.63	0.43	2.35	-0.059	2.700	-3.705
TEJARI11	P1	LIVE	Top	-10.92	0.08	0.76	-0.021	-0.987	-0.543
			Bottom	-10.92	0.08	0.76	-0.021	1.141	-0.320
TEJARI11	P1	EY	Top	0.89	55.12	0.00	-1.155	-0.001	303.954
			Bottom	0.89	55.12	0.00	-1.155	0.000	458.591
TEJARI11	P2	DEAD	Top	-96.55	0.43	-2.35	0.059	3.873	-4.898
			Bottom	-104.63	0.43	-2.35	0.059	-2.700	-3.705
TEJARI11	P2	LIVE	Top	-10.92	0.08	-0.76	0.021	0.987	-0.543
			Bottom	-10.92	0.08	-0.76	0.021	-1.141	-0.320
TEJARI11	P2	EY	Top	0.89	55.12	0.00	1.155	0.001	303.954
			Bottom	0.89	55.12	0.00	1.155	0.000	458.591
PARKING	P1	DEAD	Top	-121.87	0.22	1.18	-0.035	-2.239	-5.749
			Bottom	-129.57	0.22	1.18	-0.035	1.057	-5.124
PARKING	P1	LIVE	Top	-17.06	0.09	0.92	-0.021	-1.753	-1.130
			Bottom	-17.06	0.09	0.92	-0.021	0.827	-0.892
PARKING	P1	EY	Top	1.05	60.12	0.00	-0.460	0.000	451.475
			Bottom	1.05	60.12	0.00	-0.460	0.000	619.990
PARKING	P2	DEAD							



		Top	-121.87	0.22	-1.18	0.035	2.239	-5.749
		Bottom	-129.57	0.22	-1.18	0.035	-1.057	-5.124
PARKING	P2	LIVE						
		Top	-17.06	0.09	-0.92	0.021	1.753	-1.130
		Bottom	-17.06	0.09	-0.92	0.021	-0.827	-0.892
PARKING	P2	EY						
		Top	1.05	60.12	0.00	0.460	0.000	451.475
		Bottom	1.05	60.12	0.00	0.460	0.000	619.990

پاسخ طراحی برنامه را در طبقه اول کنترل می کنیم:

برای طراحی فشاری ترکیب بار 1 و برای طراحی کششی ترکیب بار 2 بحرانی است . برای طراحی برشی نیز باید ترکیب بار  $1.05DL+1.275LL+1.4025EL$  منظور شود .

اکنون پاسخ های طراحی برنامه را در طبقه اول کنترل می کنیم برای دیوار P3 در ساختمان 2 :

نیروی داخلی	EY	LIVE	DEAD	$1.05DL+1.275LL+1.4025EL$	$0.9D+1.43E$
$P(TON)$	1.05	-17.06	-129.57	-157.07	-156.32
$M(TM)$	620	-1.13	-5.75	862	881.42
$V(TON)$	60.12	0.1	0.22	84.67	86.17

طراحی کششی :

$$T_U = \frac{881.42}{3.6} - \frac{115.11}{2} = 166.83 \text{ ton}$$

$$T_U = A_s \cdot f_y = 3100 A_s$$

$$(0.9)(3100 A_s) = 187.28 \times 10^3 \rightarrow A_s = 60 \text{ cm}^2$$

طراحی فشاری :

$$P_U = \frac{1589.38}{4.5} - \frac{233.65}{2} = 236.37 \text{ ton}$$

$$\phi \rho_{max} = (0.8)(\phi)[0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y]$$

$$\phi \rho_{max} = (0.8)(0.7)[0.85(210)[(60 \times 60) - A_s] + 3100 A_s] = 236.37 \times 10^3$$

$$\rightarrow A_s = 18.61 \text{ cm}^2$$

## خروجی های نرم افزار برای دیوار برشی ساختمان 2 و طراحی نهایی آنها :

در این مرحله با توجه به خروجی های نرم افزار اقدام به طراحی تیپهای مختلف دیوار در این ساختمان می کنیم . طبق آنچه که قبل توضیح داده شد در این روش میلگردهای طولی دیوار در لبه های آن متمرکز شده و در میانه دیوار از میلگرد حد اقل استفاده می شود .

ETABS v9.0.0 File:02 Units:Kgf-cm Çæ 6, 2008 23:34 PAGE 1

SUMMARY OUTPUT DATA - SIMPLIFIED PIER SECTION DESIGN (ACI 318-99)

Story Label	Pier Label	Station Location	Edge Memb Left	Edge Memb Right	As Left cm <sup>2</sup>	As Right cm <sup>2</sup>	Av Shear cm <sup>2</sup> /m	B-Zone Length
ROOF	P3	Top	40.000	40.000	0.000	0.000	6.250	73.500
		Bottom	40.000	40.000	0.000	0.000	6.250	73.500
EDARI-3	P3	Top	40.000	40.000	0.000	0.000	6.250	Not Needed
		Bottom	40.000	40.000	0.414	0.000	6.250	Not Needed
EDARI-2	P3	Top	40.000	40.000	0.000	0.000	6.250	73.500
		Bottom	40.000	40.000	7.612	1.201	6.250	73.500
EDARI-1	P3	Top	50.000	50.000	6.753	0.000	6.250	75.000
		Bottom	50.000	50.000	21.292	10.978	6.250	75.000
TEJARI-3	P3	Top	50.000	50.000	20.481	4.277	6.250	75.000
		Bottom	50.000	50.000	40.457	25.207	6.250	75.000
TEJARI-2	P3	Top	55.000	55.000	39.717	18.668	6.250	76.200
		Bottom	55.000	55.000	63.193	42.749	6.250	79.027
TEJARI-1	P3	Top	55.000	55.000	62.567	36.953	6.662	83.699
		Bottom	55.000	55.000	79.697	54.938	7.134	85.340
PARKING	P3	Top	60.000	60.000	79.131	49.764	10.250	76.500
		Bottom	60.000	60.000	97.628	69.239	7.291	90.836

خروجی ساده طراحی دیوارها

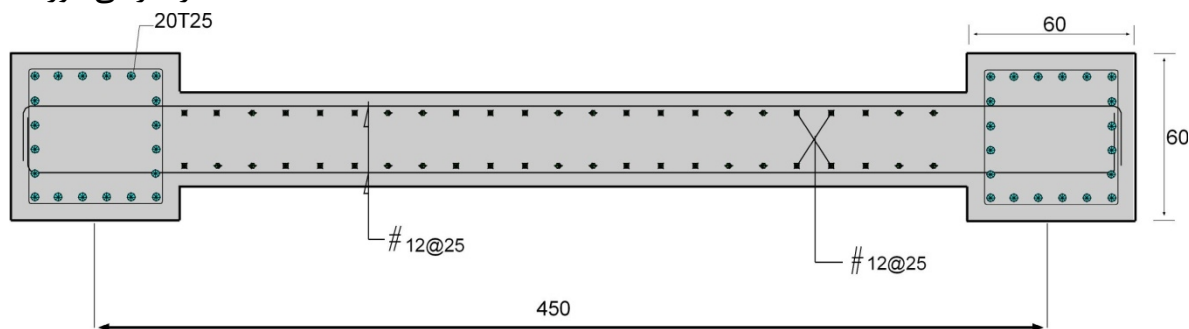
## طراحی دیوار برشی تیپ 1 در طبقه اول :

با توجه به نتایج بالا در طراحی دیوار داریم :

ابعاد المان مرزی : 60X60

20Φ25 → 97.6 cm<sup>2</sup> : حداکثر میلگرد مورد نیاز در المان مرزی

Φ12@25 → 7.29 cm<sup>2</sup> : میلگرد برشی مورد نیاز



برای میلگردهای طولی دیوار از Φ12@25 استفاده می شود که تامین کننده حداقل 0.0025 نسبت میلگرد در دیوارها است . این میلگردها در جان مقطع قرار می گیرند .

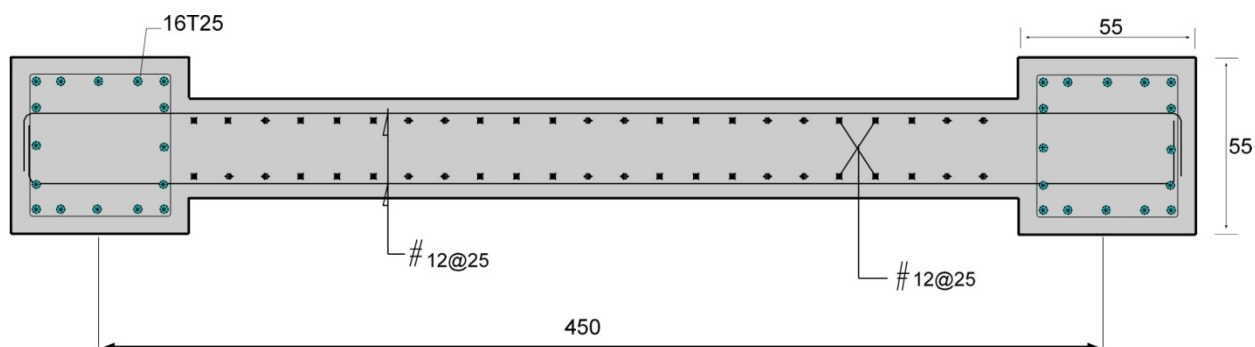
## طراحی دیوار برشی تیپ 2 در طبقه دوم :

ابعاد المان مرزی : 55X55

حداکثر میلگرد مورد نیاز در المان مرزی :  $79.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 16\Phi 25$

میلگرد برشی مورد نیاز :  $7.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12@25$

میلگرد طولی مورد نیاز :  $\Phi 12@25$



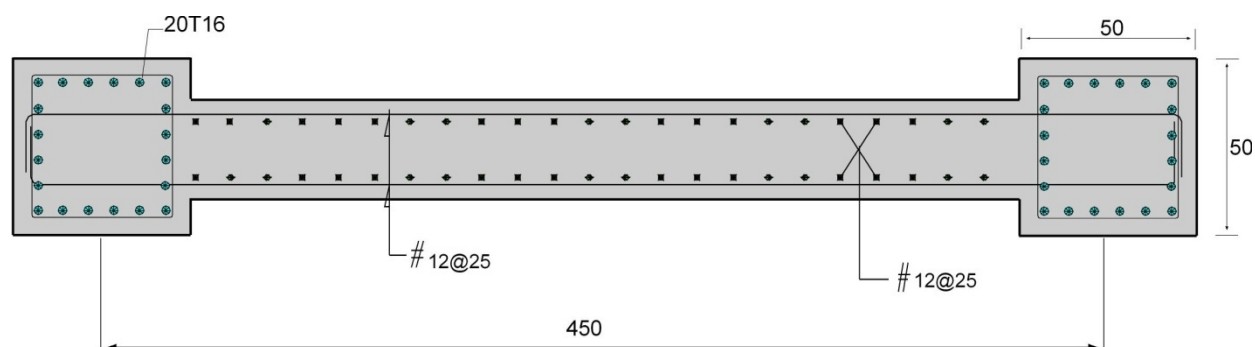
## طراحی دیوار برشی تیپ 3 در طبقه چهارم :

ابعاد المان مرزی : 50X50

حداکثر میلگرد مورد نیاز در المان مرزی :  $40.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 20\Phi 16$

میلگرد برشی مورد نیاز :  $6.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12@25$

میلگرد طولی مورد نیاز :  $\Phi 12@25$



## نیروهای داخلی دیوار برشی ساختمان شماره 2 :

ETABS v9.0.0 File:02 Units:Ton-m ۰۰۰۰ ۲۰۰۸ , ۸ اوت PAGE 1

### PIER FORCES

STORY	PIER	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
ROOF	P3	DEAD	Top	-18.56	-1.85	-1.04	-0.264	1.107	19.972
			Bottom	-33.85	-1.85	-1.35	0.422	-0.781	5.626
ROOF	P3	LIVE	Top	-1.61	-0.03	-0.25	-0.053	0.229	2.013
			Bottom	-2.83	-0.02	-0.36	0.172	-0.194	-0.813
ROOF	P3	EY	Top	1.65	7.75	0.23	1.281	-1.318	-11.164
			Bottom	1.46	7.88	0.83	-0.278	0.673	13.867
EDARI-3	P3	DEAD	Top	-44.70	-2.23	-1.19	0.714	0.874	25.152
			Bottom	-59.87	-2.25	-1.06	0.426	-0.728	9.793
EDARI-3	P3	LIVE	Top	-3.51	-0.30	-0.34	0.197	0.245	1.430
			Bottom	-4.76	-0.31	-0.31	0.126	-0.199	-2.383
EDARI-3	P3	EY	Top	3.93	19.99	0.96	-0.284	-1.867	5.783
			Bottom	4.48	20.12	1.43	-1.628	1.221	72.180
EDARI-2	P3	DEAD	Top	-70.67	-1.76	-1.04	0.449	0.800	29.089
			Bottom	-85.73	-1.75	-1.09	0.559	-0.750	15.608
EDARI-2	P3	LIVE	Top	-5.44	-0.09	-0.30	0.130	0.231	-0.182
			Bottom	-6.67	-0.09	-0.37	0.284	-0.265	-3.242
EDARI-2	P3	EY	Top	7.17	28.91	1.42	-1.725	-1.778	64.068
			Bottom	8.14	28.97	1.58	-2.253	1.762	160.083
EDARI-1	P3	DEAD	Top	-98.35	-1.95	-1.26	0.192	1.371	37.976
			Bottom	-118.29	-1.96	-1.12	-0.113	-1.232	21.867
EDARI-1	P3	LIVE	Top	-7.52	-0.25	-0.45	0.139	0.389	-0.630
			Bottom	-9.28	-0.24	-0.38	-0.012	-0.404	-5.587
EDARI-1	P3	EY	Top	12.56	39.30	1.60	-2.988	-3.308	146.397
			Bottom	14.01	39.53	2.27	-4.995	2.918	309.161
TEJARI-3	P3	DEAD	Top	-132.48	-2.02	-0.94	0.309	0.775	47.128
			Bottom	-152.86	-2.03	-1.00	0.446	-0.835	29.666
TEJARI-3	P3	LIVE	Top	-10.62	-0.53	-0.33	0.108	0.267	-0.846
			Bottom	-12.39	-0.55	-0.36	0.195	-0.301	-7.039
TEJARI-3	P3	EY	Top	18.43	49.69	2.08	-5.742	-2.662	296.279
			Bottom	21.46	49.77	2.83	-7.669	3.376	504.720
TEJARI-2	P3	DEAD	Top	-167.42	-1.86	-1.01	0.360	1.038	55.323
			Bottom	-188.85	-1.87	-0.99	0.319	-0.754	38.536
TEJARI-2	P3	LIVE	Top	-13.71	-0.39	-0.37	0.169	0.337	-2.438
			Bottom	-15.46	-0.40	-0.33	0.097	-0.237	-8.015
TEJARI-2	P3	EY	Top	25.59	57.19	2.45	-8.788	-2.322	493.378
			Bottom	29.11	56.99	2.82	-9.357	3.691	732.494
TEJARI-1	P3	DEAD	Top	-203.24	-2.36	-1.15	-0.072	0.962	63.670
			Bottom	-219.33	-2.29	-1.30	0.163	-0.465	48.158
TEJARI-1	P3	LIVE	Top	-16.69	-0.65	-0.36	0.020	0.303	-3.709
			Bottom	-17.91	-0.64	-0.36	-0.001	-0.144	-8.297
TEJARI-1	P3	EY	Top	32.16	60.59	3.07	-7.955	-0.904	724.685
			Bottom	34.84	60.14	3.07	-7.283	4.082	901.610
PARKING	P3	DEAD	Top	-232.63	-2.00	-1.03	0.709	1.168	71.426

		Bottom	-250.66	-2.03	-1.44	1.675	-0.829	56.792
PARKING	P3	LIVE						
		Top	-19.08	-0.55	-0.28	0.156	0.322	-4.058
		Bottom	-20.28	-0.57	-0.45	0.552	-0.267	-8.514
PARKING	P3	EY						
		Top	37.32	60.38	2.67	-7.509	0.290	895.257
		Bottom	39.50	59.57	4.58	-10.607	8.405	1087.480

پاسخ طراحی برنامه را در طبقه اول کنترل می کنیم:

برای طراحی فشاری ترکیب بار 1 و برای طراحی کششی ترکیب بار 2 بحرانی است . برای طراحی برشی نیز باید ترکیب بار  $1.05DL+1.275LL-1.4025EL$  منظور شود .

اکنون پاسخ های طراحی برنامه را در طبقه اول کنترل می کنیم برای دیوار P3 در ساختمان 2 :

0.9D+1.43E	1.05DL+1.275LL+1.4025EL	DEAD	LIVE	EY	نیروی داخلی
-186.09	-233.65	-250.66	-20.28	39.5	$P(TON)$
1619.4	1589.38	71.43	-8.5	1087.5	$M(TM)$
58.58	81.85	-2.0	-0.57	60.38	$V(TON)$

طراحی کششی :

$$T_U = \frac{1619.4}{4.5} - \frac{186.09}{2} = 266.81 \text{ ton}$$

$$T_U = A_s \cdot f_y = 3100 A_s$$

$$(0.9)(3000 A_s) = 266.81 \times 10^3 \rightarrow A_s = 95.6 \text{ cm}^2$$

طراحی فشاری :

$$P_U = \frac{1589.38}{4.5} - \frac{233.65}{2} = 236.37 \text{ ton}$$

$$\phi \rho_{max} = (0.8)(\phi)[0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y]$$

$$\phi \rho_{max} = (0.8)(0.7)[0.85(210)[(60 \times 60) - A_s] + 3100 A_s] = 236.37 \times 10^3$$

$$\rightarrow A_s 21.1 \text{ cm}^2$$

چنانچه ملاحظه می شود نتایج دستی و نرم افزار یکسان هستند .

## کنترل واژگونی :

با توجه به نتایج نرم افزار داریم :

ETABS v9.0.0 File:0.1 Units:Ton-m ۹:۵۵ ۲۰۰۸ ۹/۱۱ PAGE 2

### S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
TEJARI3-1	EX	Top	0.00	-38.56	0.00	342.576	0.000	0.000
		Bottom	0.00	-38.56	0.00	342.573	0.000	-157.655
TEJARI3-1	EY	Top	0.00	0.00	-33.75	-168.733	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-33.75	-168.733	136.356	0.000
TEJARI3	EX	Top	0.00	-88.18	0.00	783.463	0.000	-157.655
		Bottom	0.00	-88.18	0.00	783.455	0.000	-521.290
TEJARI3	EY	Top	0.00	0.00	-77.18	-385.897	136.356	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-77.18	-385.897	448.355	0.000
TEJARI2	EX	Top	0.00	-124.35	0.00	1104.700	0.000	-521.290
		Bottom	0.00	-124.35	0.00	1104.692	0.000	-1039.357
TEJARI2	EY	Top	0.00	0.00	-108.83	-544.165	448.355	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-108.83	-544.165	888.093	0.000
TEJARI1	EX	Top	0.00	-145.47	0.00	1292.440	0.000	-1039.357
		Bottom	0.00	-145.47	0.00	1292.430	0.000	-1461.287
TEJARI1	EY	Top	0.00	0.00	-127.31	-636.567	888.093	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-127.31	-636.567	1247.392	0.000
PARKING	EX	Top	0.00	-154.97	0.00	1377.047	0.000	-1461.287
		Bottom	0.00	-154.97	0.00	1377.044	0.000	-1905.300
PARKING	EY	Top	0.00	0.00	-135.63	-678.171	1247.392	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-135.63	-678.171	1628.870	0.000

کنترل واژگونی برای ساختمان شماره 1 :

واژگونی در جهت X به جهت کوتاهتر بودن ساختمان بحرانی تر است بر این اساس با توجه به نتایج نرم افزار داریم :

برش پایه.....  $V_x = 154.97 \text{ ton}$

لنگر پیچشی.....  $T = 678.17 \text{ ton}$

لنگر واژگونی.....  $M_y = 1461.28 \text{ ton}$

وزن سازه.....  $W = 1315.47 \text{ ton}$

مرکز جرم تجمعی طبقات.....  $X_m = 5.0 \text{ m}$

لنگر مقاوم واژگونی.....  $M = (1315.47) \min[(10 - 5), 5.87] \cong 6577.35 \text{ T.m}$

ضریب اطمینان در برابر واژگونی.....  $6577.35/1461.28 = 4.5 > 1.75$

## کنترل واژگونی برای ساختمان شماره 2 :

ETABS v9.0.0 File:02 Units:Ton-m ۰:۲۹ ۲۰۰۸ ۱۰ انت PAGE 2

### S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
PRNT	EX	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	0.000	0.002	-0.064
ROOF	EX	Top	0.00	-19.87	0.00	98.956	0.002	-0.064
		Bottom	0.00	-19.87	0.00	98.974	0.044	-64.767
EDARI-3	EX	Top	0.00	-38.62	0.00	188.457	0.043	-64.766
		Bottom	0.00	-38.62	0.00	188.490	0.112	-191.587
EDARI-2	EX	Top	0.00	-54.94	0.00	266.966	0.111	-191.587
		Bottom	0.00	-54.94	0.00	266.993	0.174	-372.958
EDARI-1	EX	Top	0.00	-71.64	0.00	347.218	0.173	-372.958
		Bottom	0.00	-71.64	0.00	347.265	0.229	-670.472
TEJARI-3	EX	Top	0.00	-86.21	0.00	418.373	0.228	-670.472
		Bottom	0.00	-86.21	0.00	418.433	0.341	-1030.937
TEJARI-2	EX	Top	0.00	-97.03	0.00	470.927	0.340	-1030.937
		Bottom	0.00	-97.03	0.00	470.970	0.525	-1436.948
TEJARI-1	EX	Top	0.00	-102.86	0.00	499.365	0.524	-1436.948
		Bottom	0.00	-102.86	0.00	499.391	0.575	-1735.404
PARKING	EX	Top	0.00	-105.81	0.00	513.605	0.574	-1735.404
		Bottom	0.00	-105.81	0.00	513.617	0.620	-1789.688

در این ساختمان نیز واژگونی در جهت X بحرانی تر است :

$V_x = 105.81 \text{ ton}$  ..... برش پایه

$T = 513.67 \text{ ton}$  ..... لنگر پیچشی

$M_y = 1789.68 \text{ ton}$  ..... لنگر واژگونی

$W = 898.21 \text{ ton}$  ..... وزن سازه

$X_m = 3 \text{ m}$  ..... مرکز جرم تجمعی طبقات

$M = (898.21) \min[(6 - 3), 3] \cong 2694.63 \text{ T.m}$  ..... لنگر مقاوم واژگونی

$2694.63/1789.68 = 1.5 < 1.75$  ..... ضریب اطمینان در برابر واژگونی

ضریب اطمینان واژگونی در ساختمان شماره 2 از مقدار مجاز آیین نامه کمتر است و اعضای سازه ای باید تقویت شوند . در این پروژه به دلیل ناچیز بودن این اختلاف صرف نظر می شود .

## کنترل جابجایی :

در این مرحله جابجایی مرکز جرم طبقات را کنترل خواهیم کرد . مطابق آیین نامه 2800 باید از رابطه زیر برای محاسبه نهایی جابجایی استفاده کرد .

$$\Delta_m = 0.7R\Delta_w$$

مقدار جابجایی نهایی تحت یک تحلیل الاستیک با در نظر گرفتن اثرات ترک خوردگی و  $\Delta - P$  است .  
تغییر مکان  $\Delta_m$  در محل مرکز جرم نباید از مقادیر زیر بیشتر شود :

برای ساختمان با زمان تناوب اصلی کمتر از  $0.7 s$  : ارتفاع طبقه  $\Delta_m \leq 0.025 \times$

برای ساختمان با زمان تناوب اصلی بیشتر از  $0.7 s$  : ارتفاع طبقه  $\Delta_m \leq 0.020 \times$

در این پروژه برای ساختمان 1 کمتر از  $0.7 s$  است . بنا بر این جابجایی نسبی (ارتفاع طبقه  $\Delta_m$ ) باید کمتر از  $0.025$  باشد . باتوجه به خروجی نرم افزار داریم :

## کنترل جابجایی برای ساختمان شماره 1 :

ETABS v9.0.0 File:0.1 Units:Kgf-cm انت ۹، ۲۰۰۸ ۱۰:۲۱ PAGE 2

### DISPLACEMENTS AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	POINT	X	Y	UX	UY	RZ
TEJARI3-1	D1	EX	63	500.000	888.468	5.4879	0.0000	-0.00009
TEJARI3-1	D1	EY	63	500.000	888.468	0.0000	1.4314	0.00000
TEJARI3	D1	EX	64	500.000	888.435	4.3826	0.0000	-0.00006
TEJARI3	D1	EY	64	500.000	888.435	0.0000	0.9988	0.00000
TEJARI2	D1	EX	65	500.000	888.230	2.9659	0.0000	-0.00004
TEJARI2	D1	EY	65	500.000	888.230	0.0000	0.5822	0.00000
TEJARI1	D1	EX	66	500.000	889.152	1.3034	0.0000	-0.00002
TEJARI1	D1	EY	66	500.000	889.152	0.0000	0.2358	0.00000
PARKING	D1	EX	67	500.000	890.023	0.4524	0.0000	-0.00001
PARKING	D1	EY	67	500.000	890.023	0.0000	0.0752	0.00000

نمایش جابجایی مرکز جرم طبقات (ساختمان 1)

کنترل جابجایی جانبی سازه شماره 1 :

Control	$[(\Delta_m)_i - (\Delta_m)_{i-1}] / h$	$h = (cm)$	$\Delta_m = (cm)$	$\Delta_w = UX(cm)$	طبقه
OK	0.0179	400	26.85	5.48	T-3
OK	0.0159	400	19.66	4.38	T-2
OK	0.0186	400	13.29	2.96	T-1
OK	0.0120	280	5.837	1.30	PARKING
OK	0.0651	310	2.02	0.45	PARKING

در این سازه به دلیل وجود دیوار برشی در جهت  $y$  مشکلی از لحاظ جابجایی وجود ندارد و جهت  $x$  بحرانی است و کنترل این جهت کفایت می کند.



## کنترل جابجایی برای ساختمان شماره 2 :

ETABS v9.0.0 File:02 Units:Kgf-cm انت ۹, ۲۰۰۸ ۱۰:۰۰ PAGE 2

### DISPLACEMENTS AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	POINT	X	Y	UX	UY	RZ
ROOF	D1	EX	105	226.274	560.683	9.6043	0.1092	0.00003
ROOF	D1	EY	105	226.274	560.683	0.4731	3.9702	-0.00522
EDARI-3	D1	EX	106	228.991	559.176	8.8421	0.0771	0.00006
EDARI-3	D1	EY	106	228.991	559.176	0.4232	3.5183	-0.00489
EDARI-2	D1	EX	107	229.657	560.865	7.7495	0.0532	0.00008
EDARI-2	D1	EY	107	229.657	560.865	0.3780	2.9878	-0.00433
EDARI-1	D1	EX	108	228.292	559.764	6.5102	0.0409	0.00006
EDARI-1	D1	EY	108	228.292	559.764	0.3116	2.4358	-0.00366
TEJARI-3	D1	EX	109	227.921	565.671	4.7522	0.0362	0.00001
TEJARI-3	D1	EY	109	227.921	565.671	0.2470	1.7318	-0.00273
TEJARI-2	D1	EX	110	227.996	563.279	2.8964	0.0246	-0.00001
TEJARI-2	D1	EY	110	227.996	563.279	0.1494	1.0305	-0.00169
TEJARI-1	D1	EX	111	228.491	562.357	1.2239	0.0065	0.00001
TEJARI-1	D1	EY	111	228.491	562.357	0.0614	0.4328	-0.00073
PARKING	D1	EX	112	229.852	557.279	0.4195	0.0032	0.00000
PARKING	D1	EY	112	229.852	557.279	0.0203	0.1458	-0.00025

نمایش جابجایی مرکز جرم طبقات (ساختمان 1)

کنترل جابجایی جانبی سازه شماره 2 :

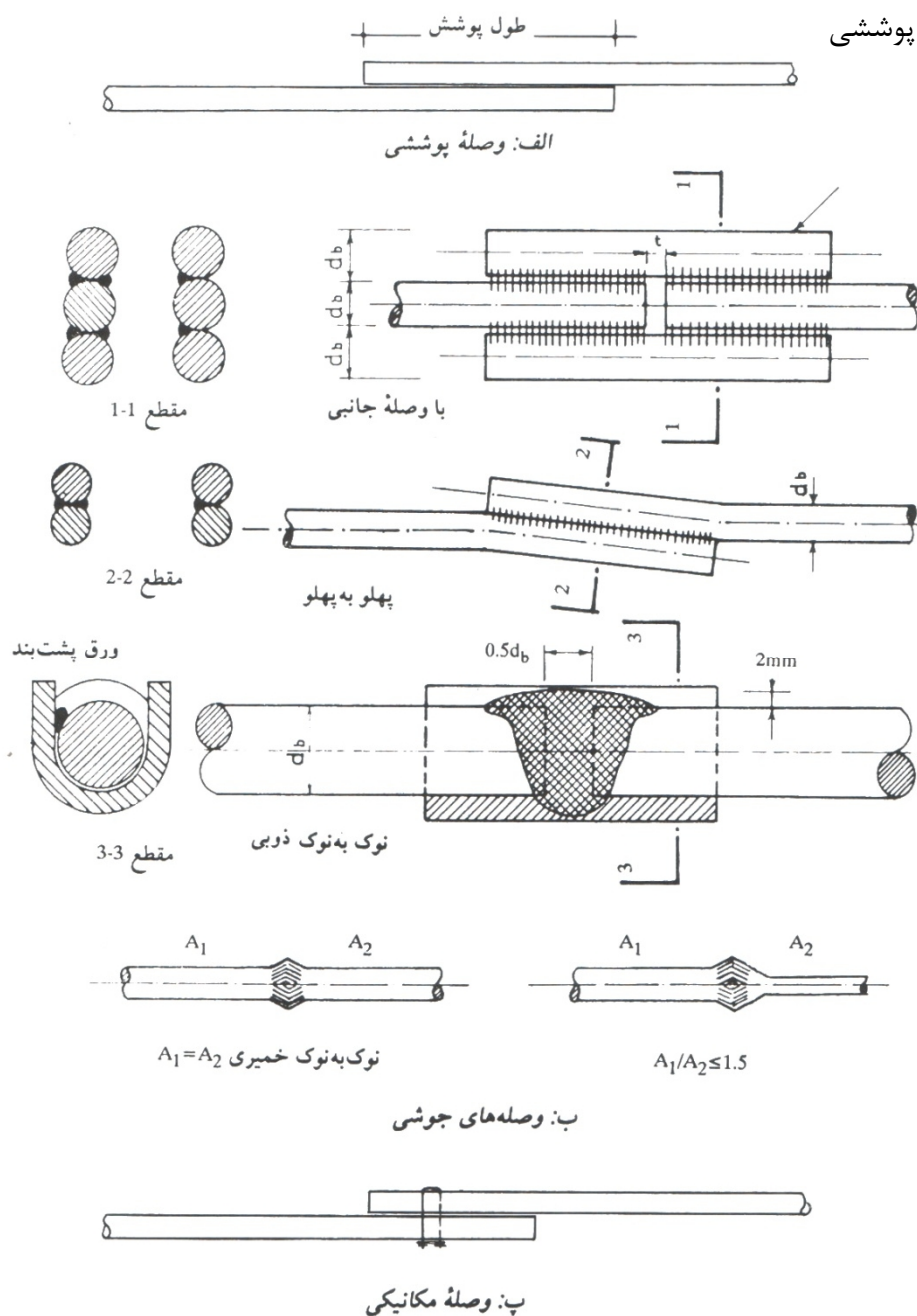
Control	$[(\Delta_m)_i - (\Delta_m)_{i-1}] / h$	$h = (cm)$	$\Delta_m = (cm)$	$\Delta_w = UX(cm)$	طبقه
OK	0.0116	320	47.04	9.60	ROOF
OK	0.0166	320	43.31	8.84	E-3
OK	0.0190	320	37.97	7.75	E-2
OK	0.0210	400	31.89	6.51	E-1
OK	0.0227	400	23.27	4.75	T-3
OK	0.0204	400	14.16	2.89	T-2
OK	0.0140	280	5.978	1.22	T-1
OK	0.0638	310	2.058	0.42	PARKING

مشاهده می شود در تمامی طبقات دو سازه موجود پروژه جابجایی از مقدار مجاز آیین نامه کمتر است و مشکلی از این لحاظ وجود ندارد .

## محاسبه وصله میلگردها :

وصله در نتیجه محدود بودن طول میلگردها ظاهر می شود . وصله ها انواع مختلفی دارند که عبارتند از :

- وصله جوشی
- وصله مکانیکی
- وصله اتکایی
- وصله پوششی



انواع وصله میلگرد

با توجه به جدول زیر بر اساس آیین نامه ACI خواهیم داشت :

لازم $A_s$ / موجود $A_s$	50 درصد میلگردها وصله شود	100 درصد میلگردها وصله شود
$\geq 2$	CLASS A	CLASS B
$< 2$	CLASS B	CLASS B

$$CLAAS A \rightarrow L_{SP} = 1.0 L_d \text{ (طول مهار)}$$

$$CLAAS B \rightarrow L_{SP} = 1.3 L_d \text{ (طول مهار)}$$

برای حالتی که پوشش بتن از قطر میلگرد بیشتر باشد برای  $d_b > 2$  رابطه طول مهار برابر است با :

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5.3 \sqrt{f_c}}$$

در این رابطه برای میلگردهای فوقانی  $\alpha = 1.3$  و برای میلگردهای تحتانی  $\alpha = 1.0$  می باشد .

$\beta$  ضریب اپوکسی می باشد که برای حالت عادی برابر یک است .

$\lambda$  ضریب بتن سبک معمولی است که برابر یک است .

$$L_d = \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda \cdot d_b}{5.3 \sqrt{f_c}} = \frac{3100 \times 2}{5.3 \times \sqrt{210}} = 80.72 \rightarrow \text{for } \phi 25$$

در جهت اطمینان فرض می شود که  $A_s$  موجود به  $A_s$  لازم کوچکتر از 2 باشد پس در دو حالت 50 درصد و 100 درصد قطع میلگردها کلاس آرماتور از نوع B می باشد پس طول وصله محاسبه شده باید 30 درصد افزایش پیدا کند .

$$L_{sp} = 1.3 \times 80.72 = 105$$

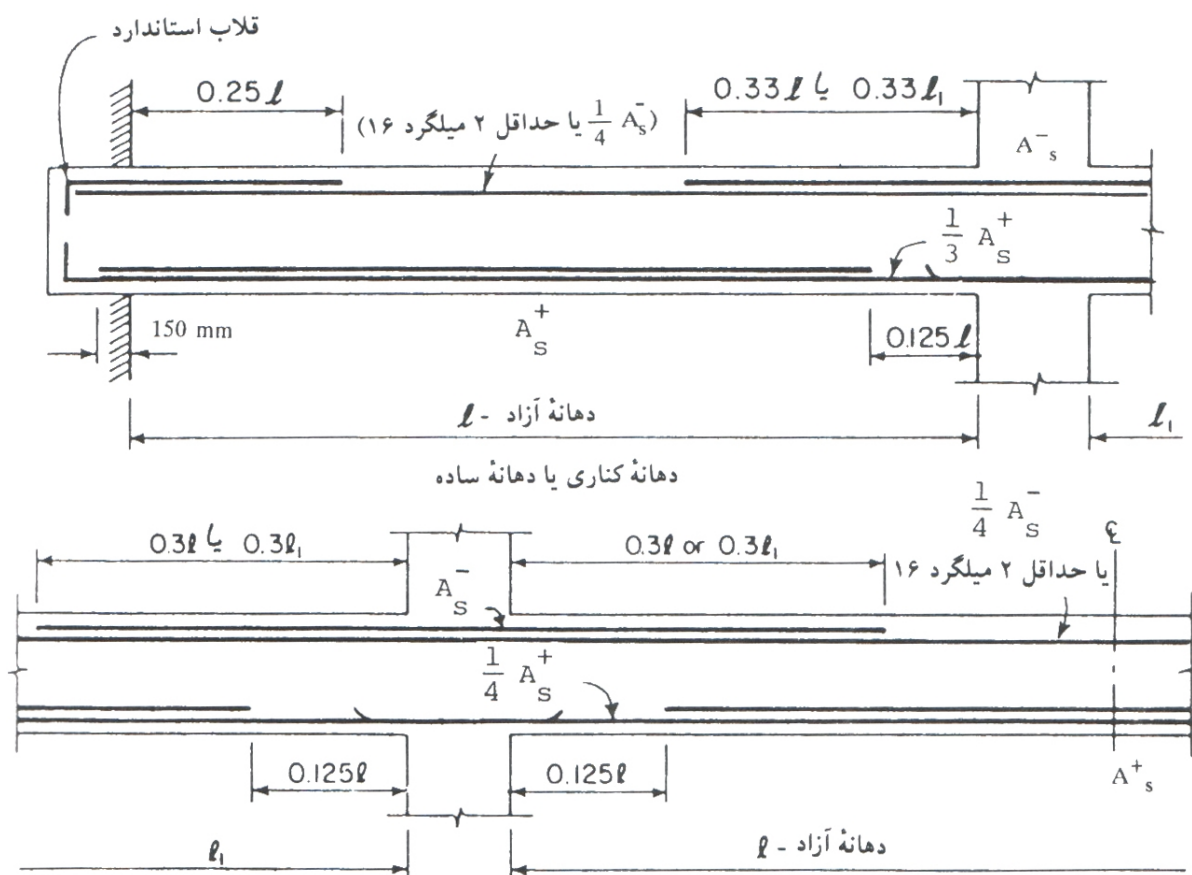
## مهاری آرماتورها :

1- آرماتورهای طولی تیرها که به ستون ختم می شوند باید تا انتهای دیگر هسته محصور شده ستون ادامه یابند.

2- در تیرهایی که آرماتور طولی آنها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی کند ، در صورتی که این آرماتورها توسط تیر دیگری که به اتصال می رسد محصور نشده باشند ، باید در سرتاسر طول آرماتور طولی که در خارج از هسته ستون قرار دارند آرماتور گذاری عرضی ویژه انجام شود .

## قوانین و روش قطع میلگردهای طولی در اعضای خمشی :

یکی از حساس ترین مراحل طراحی ، طرح جزئیات آرماتور بندی می باشد که اگر این عمل به درستی انجام نشود، حتی اگر دقت زیادی در آنالیز و طراحی سازه به کارگرفته شده باشد باعث حوادث ناگوار خواهد شد. به خاطر وقت گیر بودن استفاده از قوانین آیین نامه برای قطع میلگردها ، جزئیات سادهای برای قطع میلگردهای تیرهای ساختمانهای معمولی حمل می کنند ، در بعضی از کتب طراحی پیشنهاد شده است . در شکل زیر این دستورات برای تیرها نشان داده شده است.



## تحلیل و طراحی پی :

در این بخش به تحلیل و طراحی پی می پردازیم برای طراحی پی از نرم افزار SAFE استفاده می شود. در بخش معرفی مصالح مقاومت مجاز و ضریب بستر خاک به ترتیب برابر  $1.8kg/m^3$  معرفی شده اند . با توجه به سنگین بودن سازه و وجود دیوارهای برشی و کم بودن مقاومت خاک برای کاهش تنش خاک زیر پی از شمع های فشاری استفاده خواهیم کرد برای این پروژه از پی گسترده استفاده می شود . ضخامت پی حدودا  $70\text{ cm}$  بر آورد می شود پوشش بتن تا روی میلگردها  $5\text{ cm}$  فرض می شود . در پی از میلگرد  $\Phi 20$  استفاده می شود . در برنامه SAFE می توان پوشش میلگردهای جهت X و Y را متفاوت فرض کرد معمولا با توجه به اینکه در اجرا ممکن است این میلگردها روی هم قرار نگیرند ترجیح می دهیم در جهت اطمینان از پوشش  $8\text{ cm}$  استفاده کنیم ، در پی ها به جهت تماس با خاک باید پوشش خالص بیشتری نسبت به تیرها و ستونها لحاظ کرد .

## اختصاص سختی شمع ها :

شمع ها با سختی محوری در مقابل بارهای وارده مقابله می کنند ، برای محاسبه سختی هر شمع کافی است مساحت پای شمع محاسبه شده و در ضریب بست خاک زیر آن ضرب شود قابل توجه است که ضریب بستر خاک زیر شمع ها  $3kg/m^3$  فرض می شود . در این پروژه سه نوع شمع به کار رفته در پی در جدول زیر مشاهده می شود.

شمع	مساحت ( $cm^2$ )	سختی شمع ( $kg/m^3$ )
P1	24543	3.0
P2	12272	3.0
P3	8836	3.0

## ترکیبات بارگذاری برای کنترل تنش خاک :

**SPC1: DEAD + LIVE**

**SPC2: 0.75DEAD + 0.75LIVE + 0.75EX**

**SPC3: 0.75DEAD + 0.75LIVE - 0.75EY**

**SPC4: 0.75DEAD + 0.75LIVE + 0.75EY**

**SPC4: 0.75DEAD + 0.75LIVE - 0.75EY**

ترکیبات بار طراحی توسط خود نرم افزار لحاظ می شوند و احتیاجی به معرفی آنها نیست .

ردیف	نام محصول	تعداد	قیمت ( تومان )
<b>فیلم های مهندسی عمران</b>			
۱	مجموعه ۱۲ فیلم آموزشی مهندسی عمران دوبله	4 DVD	۸۰۰۰
۲	مهندسی بینهایت , مجموعه ۵۴ مستند آموزشی	6 DVD	۹۵۰۰
۳	۵۱ فیلم آموزشی مهندسی عمران - ابر سازه ها	6 DVD	۱۰۰۰۰
۴	مجموعه اشتباهات مهندسی	4 DVD	۱۰۰۰۰
۵	مستند برج دبی	1 DVD	۲۵۰۰
۶	مقالات چهارمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD	۳۵۰۰
۷	مقالات هفتمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD	۳۵۰۰
۸	فیلم مراحل ساخت برج ماریچ در اسپانیا	1 CD	۲۵۰۰
۹	مستند آموزشی بررسی ساخت برترین آسمانخراشها	1 CD	۲۵۰۰
۱۰	فیلم مستند گسترش مسجد النبی	2 CD	۳۰۰۰
۱۱	فیلم آموزشی آشنایی و بررسی جزئیات برج بلند سیرز در شیکاگو آمریکا	1 CD	۲۵۰۰
۱۲	فیلم آموزشی ساخت فرودگاه کانسای ژاپن	1 CD	۲۵۰۰
۱۳	فیلم آموزشی مراحل ساخت سد کارون ۳	2 CD	۴۵۰۰
۱۴	فیلم آموزشی مراحل ساخت پل های کارون ۳	1 CD	۲۷۰۰
۱۵	مجموعه فیلم های مستند عظیم تر بسازید	3 DVD	۴۰۰۰
۱۶	مستند آموزشی زلزله های عظیم	1 DVD	۲۵۰۰
<b>محصولات مربوط به معماری</b>			
۱۷	ماجرای جویی در معماری (دوبله فارسی)	2 DVD	۴۵۰۰
۱۸	مجموعه مجلات و کتابهای مهندسی معماری و دکراسیون داخلی تا سال ۲۰۱۰	5 DVD	۱۰۰۰۰
۱۹	مجموعه فیلمهای برترین آثار بهترین معماران جهان	2 DVD	۴۵۰۰
۲۰	Help فارسی نرم افزار اتوکد به همراه کتاب الکترونیکی آموزشی ۶۲۰ صفحه ای	1 CD	۴۰۰۰
۲۱	جدیدترین آبجکتهای سه بعدی معماری برای D Max ۳	1 DVD	۳۵۰۰
<b>مجموعه نقشه های اتوکد</b>			
۲۲	سمبلهای اتوکد	1 CD	۲۵۰۰
۲۳	۳۴۰ نقشه ساختمانهای اداری تجاری و فرهنگی و ...	1 CD	۳۰۰۰
۲۴	بیش از ۱۰۰ نقشه معماری ساختمان	1 CD	۳۰۰۰
۲۵	مجموعه نقشه اتوکد طرح هادی و ثبتي	1 CD	۳۰۰۰
۲۶	مجموعه نقشه های اتوکد معماری و سازه	1 CD	۳۰۰۰
۲۷	۸۰۰ نقشه سازه ساختمان در محیط اتوکد	1 CD	۳۰۰۰
۲۸	بیش از ۱۰۰ نقشه سه بعدی	1 CD	۳۰۰۰
<b>آموزش نرم افزار های عمران و معماری</b>			
۲۹	آموزش ETABS	1 DVD	۷۵۰۰
۳۰	آموزش SAFE	1 DVD	۶۵۰۰
۳۱	آموزش AOUTOCAD ۲۰۱۰	1 DVD	۶۵۰۰
۳۲	آموزش 3D HOME	1 DVD	۶۵۰۰
۳۳	آموزش ARCHICAD	1 DVD	۶۵۰۰
۳۴	آموزش SAP	1 DVD	۸۵۰۰
۳۵	آموزش TEKLA STRUCTURES	1 DVD	۶۵۰۰

ردیف	نام محصول	تعداد	قیمت ( تومان )
<b>فیلم ها و محصولات آموزش زبان انگلیسی ( ویژه )</b>			
۳۶	مجموعه کامل آموزش زبان انگلیسی English For You ( به همراه نسخه قابل نمایش در موبایل ) مجموعه English For You و یا به اختصار، EFU برترین مجموعه ویدئویی آموزش زبان انگلیسی است که حقیقتاً نیاز به اسناد و کلاس را به طور کامل برطرف می کند. در این مجموعه شما انگلیسی را از اساتید انگلیسی زبان یاد می گیرید و مطمئناً تفاوت آن را با مؤسسات ایران که اکثراً اساتیدی دانشگاهی دارند متوجه خواهید شد.	6 DVD	۷۵۰۰
۳۷	سریال آموزشی زبان انگلیسی EXTRA ( به همراه نسخه قابل نمایش در موبایل و فایل ورد متن ) سریال آموزش زبان EXTR@-TV مجموعه ای است ویدئوی که در قالب طنز و با روشی بسیار ساده و قوی بیننده را در مسیری ویژه جهت یادگیری زبان انگلیسی قرار می دهد.	3 DVD	۴۸۰۰
۳۸	جامع ترین دوره ی آموزشی IELTS	2 DVD	۳۵۰۰
۳۹	آموزش گرامر زبان انگلیسی بصورت فیلم - Complete English Grammar Series	1 DVD	۴۰۰۰
۴۰	انگلیسی به روش اعجاب انگیز X.L.C	1 DVD	۳۵۰۰
۴۱	دوره آموزش زبان NEW Interchange Intro	1 DVD	۳۵۰۰
۴۲	بسته آموزش مکالمه Fluent English	1 CD	۳۰۰۰
۴۳	آموزش زبان انگلیسی در خواب	1 CD	۲۰۰۰
۴۴	آموزش زبان نصرت ۲ همراه با تقویت حافظه نصرت	1 DVD	۳۵۰۰

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری افتخار دارد که در راستای بالا بردن توان علمی شما دانشجویان و مهندسين عزيز محصولات متنوع آموزشی را برای شما به عنوان اولین فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری مهیا کرده است

شما دوست گرامی میتوانید برای سفارش هر یک از محصولات به یکی از سه روش زیر اقدام فرمایید

#### ۱ - سفارش از طریق سایت ( خرید پستی - تحویل و تصویه درب منزل )

برای سفارش به این روش به سایت [WWW.OMRANSHOP.IR](http://WWW.OMRANSHOP.IR) رفته و روی دکمه خرید پستی محصول مورد نظر کلیک کنید و مشخصات خود را در فرم وارد نموده و منتظر بمانید تا بسته پستی شما توسط پستی درب منزل تحویل شما شود و همانجا طبق فاکتور مبلغ مورد نظر را به پستی تحویل دهید

#### ۲ - سفارش تلفنی یا از طریق ایمیل

اگر به اینترنت دسترسی ندارید یا در مرحله ثبت سفارش به مشکلی برخوردید میتوانید محصولات درخواستی خود را همراه با آدرس دقیق و کد پستی و نام گیرنده به شماره همراه ۰۹۱۵۳۲۳۱۵۵۰ پیامک کنید یا با تماس تلفنی این موضوع را با همکاران ما درمیان بگذارید و یا از طریق ایمیل [info@icivil.ir](mailto:info@icivil.ir) موارد بالا را ایمیل بزنید تا همکاران ما در فروشگاه راسا اقدام به ثبت سفارش برای شما کنند

#### ۳ - خرید نقدی

مزیت خرید نقدی بر آنست که بسته شما زودتر به دست شما خواهد رسید و شما از هزینه پستی معاف هستید برای ثبت سفارش مبلغ محصولات درخواستی را به شماره حساب های اعلام شده در سایت واریز نموده و فرم خرید پستی را تکمیل کنید در صورتی که به اینترنت دسترسی ندارید با همکاران ما با شماره تماس ۰۹۱۵۳۲۳۱۵۵۰ تماس حاصل فرمایید تا شما را راهنمایی کنند

با تشکر از شما

هدف اصلی ما بالا بردن توان مهندسی و سطح علمی شماست

با آرزوی موفقیت برای شما

[www.omranshop.ir](http://www.omranshop.ir)

[www.icivil.ir](http://www.icivil.ir)

[info@icivil.ir](mailto:info@icivil.ir)

09153231550