



دفترچه محاسبات سازه بتنی ۵ طبقه مسکونی

تهیه کننده: مهندس علیرضا المکچی

کانال آموزش های مهندسی عمران



مشخصات پروژه

➤ اسکلت سازه از نوع بتن آرمه می باشد.
➤ سیستم مقاوم جانبی سازه: در هر دو جهت قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشد.
➤ دیافراگم صلب طبقات، دال یکطرفه از نوع تیرچه و بلوک می باشد.
➤ پروژه شامل ۵ طبقه سازه ای می باشد که کاربری طبقه همکف پارکینگ بوده و بقیه طبقات مسکونی می باشد.
➤ برای کف سازی طبقات به همراه ارتفاع سقف مجموعاً ۴۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.



مشخصات مصالح مصرفی

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	➤ مقاومت مشخصه بتن مصرفی سازه
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	➤ مقاومت مشخصه بتن مصرفی فونداسیون
$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 (\text{AIII})$	➤ مقاومت نظیر حد تسلیم میلگردهای طولی
$F_y = 3000 \text{ kg/cm}^2 (\text{AII})$	➤ مقاومت نظیر حد تسلیم میلگردهای عرضی
$E_c = 2.35 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	➤ مدول الاستیسیته بتن مصرفی
$E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	➤ مدول الاستیسیته فولاد مصرفی



معیارهای طراحی (مراجع و آئین نامه‌ها)

آئین نامه‌های بارگذاری

➤ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان - بارهای وارد بر ساختمان ویرایش ۱۳۹۸
➤ آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم

آئین نامه‌های طراحی

➤ آئین نامه طراحی سازه‌های بتن آرمه آمریکا ، ACI318-19
➤ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان - طرح و اجرای سازه‌های بتن آرمه ویرایش ۱۳۹۹
➤ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان - پی و پی سازی ویرایش ۱۳۹۲



انتخاب سیستم سقف و تیرریزی کفها

یکی از اجزای اصلی تشکیل دهنده ی انواع ساختمان ها، سقف ها و از آن جمله سقف های بتنی می باشند که نقش اساسی آنها انتقال نیروهای قائم و افقی ناشی از بارهای ثقلی و نیروهای جانبی شامل بارهای باد و زلزله به سایر اعضای باربر است. سقف های سازه ای علاوه بر اینکه تحمل کننده ی بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند، براساس میزان صلبیت در هنگام زلزله وظیفه ی توزیع و انتقال نیروهای ایجاد شده در دیافراگم ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. همچنین این عناصر باید در برابر تغییرشکل های افقی که در میان صفحه آنها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند. برای سازه های بتن آرمه رایج ترین سیستم های باربر ثقلی عبارتند از:

(۱) تیرچه و بلوک بتنی
(۲) دال بتنی
(۳) دال بتنی مجوف
(۴) یوبوت
(۵) کوبیاکس
(۶) دال پیش تنیده

انتخاب مناسب ترین سیستم برای سقف به عوامل مختلفی از جمله بیشترین دهانه موجود در پلان، کاربری ساختمان، بارهای وارده به ساختمان، اقتضای اقتصادی پروژه و مسائل اجرایی پروژه بستگی دارد که می توان گفت مهمترین عامل بیشترین دهانه موجود در پلان می باشد که برای ما به نوعی تعیین کننده ترین عامل خواهد بود که در عرف مهندسی معمولا برای سقف های مذکور دهانه های زیر مناسب می باشند:

➤ سقف تیرچه و بلوک: تا دهانه ۷ متر مناسب می باشد.

➤ سقف دال بتنی: معمولا تا دهانه ۹ متر یا ۱۰ متر مناسب می باشد.

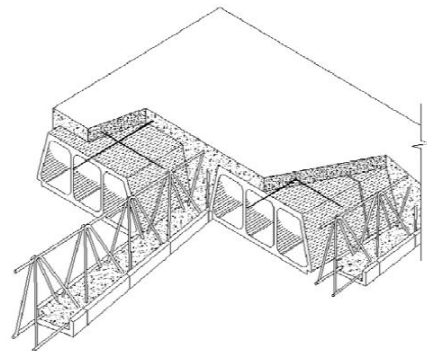
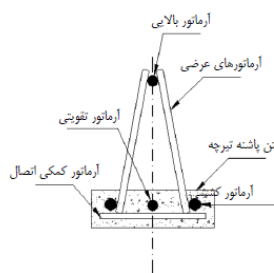
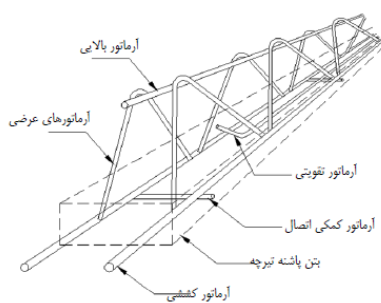


➤ سقف دال بتنی پیش تنیده: معمولا برای دهانه های بزرگ حتی دهانه های ۱۵ متر طبق سازوکار

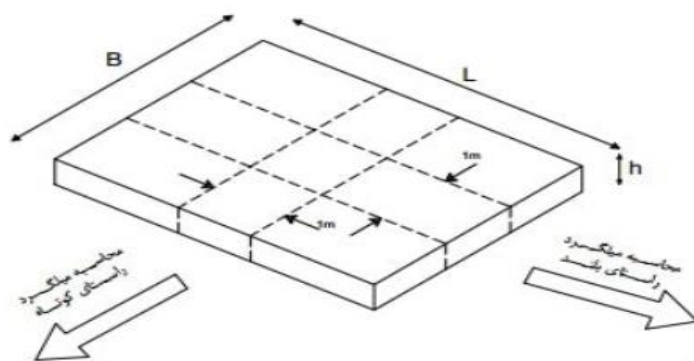
خاصی مناسب می باشد.

➤ سقف های یوبوت و کوبیاکس: سقف های نسل جدیدی هستند که با ضوابط خاصی بایستی طراحی

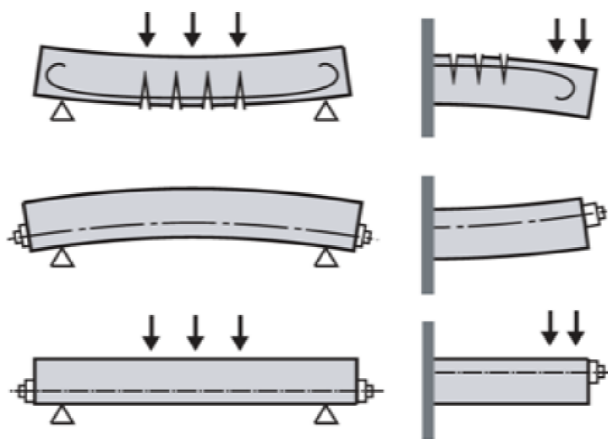
و اجرا گردد که اگر بصورت درست طراحی و اجرا شوند ممکن است در دهانه های تا ۱۵ متر نیز استفاده شوند.



سقف تیرچه و بلوک بتنی



سقف دال بتنی



سقف دال بتنی پیش تنیده



سقف دال بتنی مجوف (یوبوت و کوبیاکس)

✓ سقف انتخابی برای پروژه از نوع تیرچه و بلوک یونولیتی خواهد بود و برای کف بالکن و فیلتر جلوی آسانسور از دال بتنی استفاده شده است.



محاسبه ضخامت بخش سازه ای سقف

می دانیم که به منظور تعیین بار مرده ناشی از سقف در مراحل بعدی طراحی این سازه، به ضخامت سقف نیاز داریم. اصولاً ضخامت سقف باید به گونه ای محاسبه شود که در طول مدت بهره برداری از ساختمان، خیز (تغییر شکل) بیش از حد مجاز در آن ایجاد نشده و همچنین مقاومت کافی برای تحمل و انتقال بار های وارد بر آن را داشته باشد. بنابراین در اولین مرحله، باید پس از تعیین مقدار بار های مرده و زنده وارد بر سقف ها، مقدار خیز ایجاد شده در تیرچه ها تحت این بار ها محاسبه شده و این مقدار با مقدار خیز مجاز آیین نامه کنترل گردد. به منظور ساده سازی روش کنترل خیز در سقف ها، در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مقادیر حداقلی برای ضخامت سقف ارائه شده است، به گونه ای که اگر ضخامت سقف بیش از این مقادیر در نظر گرفته شود، کنترل خیز قطعاً پاسخگو بوده و نیازی به محاسبه خیز سقف نمی باشد. برای تعیین ضخامت سقف در مراحل اولیه محاسبات (به دست آوردن یک حد دست بالا برای ضخامت سقف) و برآورد بار مرده ناشی از آن استفاده می شود و بدیهی است که در انتهای طراحی می توان با محاسبات دقیق تر ضخامت سقف را محاسبه نمود. در مورد این مجوز آیین نامه برای عدم کنترل خیز سقف ها، دو شرط زیر بیان شده است:

شرط اول: ساختمان از نوع متعارف بوده و تحت بارگذاری هایی معمول وارد بر دال های یک طرفه (و تیرها) باشد. به طور مصل در ساختمان هایی که بار دستگاه های مرتعش به کف ها وارد می شود، بهتر است از این بند آیین نامه استفاده نکنیم.

شرط دوم: سقف مورد نظر نباید به قطعات غیرسازه ای (نظیر دیوار های تقسیم کننده یا همان پارتیشن ها) متصل باشد که تغییر شکل زیاد در آن ها خساراتی ایجاد می کند. به طور نمونه در فضا هایی از یک بیمارستان که دستگاه های حساسی به دیوار و کف ها متصل هستند، توصیه می شود مجوز این بند را نادیده بگیریم.

از سقف با ضخامت ۳۰ سانتیمتر استفاده خواهد شد.



مشخصات مصالح

- بتن مصرفی

برای معرفی بتن در نرم افزار بایستی مشخصاتی نظیر وزن مخصوص، مدول الاستیسیته، نسبت پوآسون، ضریب انبساط حرارتی، مقاومت فشاری (مقاومت مشخصه) را وارد نمائیم که این مشخصات عبارتند از:

➤ وزن مخصوص

وزن مخصوص انواع بتن طبق مبحث ۶ بصورت زیر خواهد بود:

۳- بتن ها	
بتن با شن و ماسه معمولی	۲۴۰۰
بتن آرمه و بتن پیش تنیده با شن و ماسه معمولی	۲۵۰۰
بتن با سرباره کوره آهن گدازی	۱۷۵۰
بتن های سبک هوادار و گازی	۶۰۰
بتن با سنگ دانه سبک	۱۰۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)
بتن اسفنجی	۵۰۰ تا ۹۰۰ (بسته به نوع)
بتن با خرده آجر	۱۷۰۰
بتن با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰
بتن با پوکه صنعتی و سیمان	۱۰۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)

$$w_c = 2500 \text{ kgf/m}^3$$

➤ مدول الاستیسیته

۶-۳-۹ مدول الاستیسیته ی بتن، E_c	
۱-۶-۳-۹ مدول الاستیسیته بتن را می توان از یکی از دو رابطه ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:	
- ضریب الاستیسیته بتن های با چگالی بتن w_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب:	
$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$	(الف-۹-۳-۲)
- رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می شود:	
$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$	(ب-۹-۳-۲)

$$E_c = 4700 \times \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$



➤ نسبت پواسون

۷-۳-۹ ضریب پواسون بتن، ν

۱-۷-۳-۹ در بتن معمولی، ضریب پواسون را میتوان یا برابر با 0.2 فرض نمود؛ و یا مقدار آن را از طریق آزمایش‌های معتبر به دست آورد.

۲-۷-۳-۹ در بتنهای سبک، ضریب پواسون باید بر اساس آزمایش تعیین شود.

$$U = \nu = 0.2$$

➤ ضریب انبساط حرارتی

۸-۳-۹ ضریب انبساط حرارتی بتن

۱-۸-۳-۹ در بتنهای معمولی، ضریب انبساط حرارتی را میتوان با توجه به نوع سنگ دانه‌ها و با تقریب ۲۰ درصد برابر با 10×10^{-6} در هر درجه‌ی سلسیوس منظور نمود.

۲-۸-۳-۹ در بتنهای سبک، ضریب انبساط حرارتی را باید با توجه به نوع بتن سبک از طریق آزمایش به دست آورد.

$$A = 10^{-5} 1/^{\circ}C$$

➤ مقاومت فشاری (مشخصه)

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$



Material Property Data

General Data

Material Name: C25

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2500 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 254.929 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2350000000 kgf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C

Shear Modulus, G: 979166666.67 kgf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: C25

Material Type: Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'_c: 2500000 kgf/m²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

اطلاعات بتن مصرفی در نرم افزار



- میلگرد مصرفی

برای میلگردهای مصرفی از دو نوع میلگرد S400 و S300 استفاده خواهیم نمود که مشخصات آن بصورت زیر خواهند بود:

۹-۴-۵ ویژگی‌های کششی آرماتورها

۹-۴-۵-۱ ویژگی‌های کششی آرماتورها باید مطابق با مقادیر کششی یکی از رده‌های ارائه شده در جدول ۹-۴-۲ باشند.

جدول ۹-۴-۲ ویژگی‌های کششی آرماتورها

رده	علامت مشخصه	طبقه بندی از نظر شکل رویه	طبقه‌بندی از نظر شکل پذیری	مقاومت کششی حداقل، مگاپاسکال	تنش حد تسلیم، f_y مگاپاسکال		کرنش کسب‌کنندگی [۱]	
					حداقل	حداکثر	حداقل A_5	حداقل A_{10}
S240	س ۲۴۰	ساده	نرم	۳۶۰	۲۴۰	-	۲۵	۱۸
S340	آ ج ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	-	۱۸	۱۵
S350	آ ج ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷ ^[۲]	-
S400	آ ج ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	-	۱۶	۱۲
S420	آ ج ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۴۵	۱۶ ^[۲]	-
S500	آ ج ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	-	۱۰	۸
S500 C	آ ج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	-	۱۲	-
S520	آ ج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳	-

در ایران به صورت سنتی از نامگذاری متفاوتی (AI, AII, AIII) برای میلگردها استفاده میشود:

رده میلگرد	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)
A-II	300	500
A-III	400	600

- مشخصات میلگرد AII مشابه میلگرد S340 می باشد. مهندسین عموماً در جهت اطمینان تنش تسلیم آرماتورهای عرضی را برابر 300MPa تعریف می کنند.
- مشخصات میلگرد AIII مشابه میلگرد S400 می باشد.



➤ وزن مخصوص میلگرد

همانند فولاد نرمه ساختمانی می باشد.

شرح	جرم مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)
۱- فلزات	
آلومینیم	۲۷۰۰
آهن خام خاکستری	۷۲۰۰
آهن خام سفید	۷۷۰۰
چدن	۷۲۰۰
فولاد نرم	۷۸۵۰

$$W = 7850 \text{ kgf/m}^3$$

➤ مدول الاستیسیته

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$



➤ مقاومت تسلیم و گسیختگی مورد انتظار

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، که به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب R_y در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب R_y از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \quad (10-3-2-3)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها



Material Property Data

General Data

Material Name: S400

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 800.477 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20000000000 kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: S400

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 40000000 kgf/m²

Minimum Tensile Strength, Fu: 60000000 kgf/m²

Expected Yield Strength, Fye: 50000000 kgf/m²

Expected Tensile Strength, Fue: 75000000 kgf/m²

OK Cancel

اطلاعات میلگرد مصرفی S400 در نرم افزار



Material Property Data

General Data

Material Name: S300

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 800.477 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20000000000 kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: S300

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 30000000 kgf/m²

Minimum Tensile Strength, Fu: 50000000 kgf/m²

Expected Yield Strength, Fye: 37500000 kgf/m²

Expected Tensile Strength, Fue: 62500000 kgf/m²

OK Cancel

اطلاعات میلگرد مصرفی S300 در نرم افزار



- محل و نوع ساختگاه

ایران از نظر لرزه خیزی به ۴ قسمت مناطق با لرزه خیزی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم تقسیم بندی می شوند که در این پروژه شهر انتخابی ارومیه انتخاب شده است که جزء مناطق با لرزه خیزی زیاد به حساب می آید و از نظر نوع خاک ۴ دسته وجود دارد که در این پروژه خاک انتخابی نوع ۲ انتخاب شده است که مشخصات آن نیز بصورت زیر می باشد:

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)						
نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۱/۳	۲/۲۵	۱/۱	۱/۷۵

انتخاب سیستم باربر جانبی و جانمایی آن در پلان

در این قسمت به معرفی سیستم های سازه ای قید شده در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران می پردازیم:



انواع سیستم باربر جانبی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم

✓ دیافراگم استفاده شده در سازه دارای این سیستم ها نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ جزئی از سیستم

باربر جانبی خواهد بود.



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۹۵

۱- تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده ها و نهایتاً به زمین منتقل می نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به اختصار «دیافراگم» گفته می شود. در ساختمان های متعارف دیافراگم ها شامل کف ها و سقف ها (افقی و یا با شیب کم) می باشند. در چنین ساختمان هایی دیافراگم ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را هم زمان بر عهده دارند. در ساختمان های صنعتی به طور کلی بادبندی های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب ها) را عهده دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می گردند.

نقش دیافراگم در باربری جانبی ساختمان

انتخاب سیستم باربر جانبی به عوامل مختلفی از جمله لرزه خیزی منطقه، کاربری ساختمان، مساحت زیربنای ساختمان، ارتفاع ساختمان، اقتضای اقتصادی ساختمان، شکل پذیری ساختمان و محدودیت های معماری ساختمان بستگی دارد و انتخاب آن به عهده طراح سازه می باشد که بایستی بهینه ترین سیستم را انتخاب نماید که در ادامه به معرفی آنها خواهیم پرداخت.

۱- سیستم دیوار باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که فاقد قاب‌های ساختمانی برای باربری قائم می‌باشد. در این سیستم، دیوارهای باربر و یا قاب‌های مهاربندی شده عمده‌تاً بارهای قائم را تحمل نموده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز به وسیله دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند و یا قاب‌های مهاربندی شده تامین می‌شود.



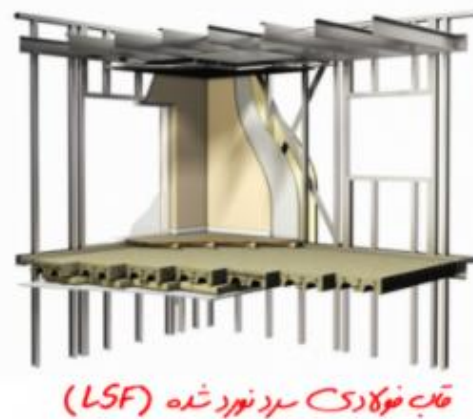
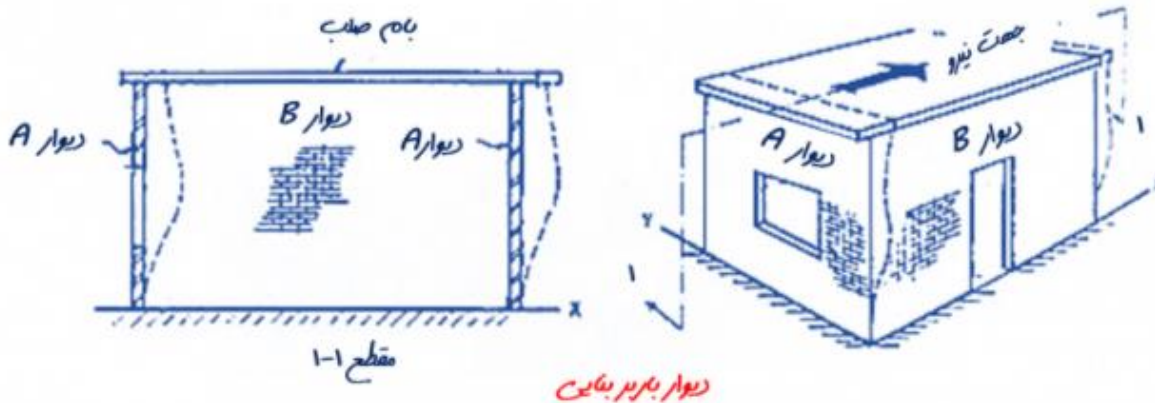
شکل ۳، سیستم دیوار باربر



شکل ۴، دو نوع سیستم دیوار باربر به عنوان سیستم‌های باربر جانبی سازه (قاب فولادی سبک و دیوار باربر بتنی)

سیستم های دیوار باربر عبارتند از:

- دیوارهای متشکل از قاب های فولادی سرد نورد (مانند LSF) که با تسمه های فولادی یا صفحات پوشش فولادی مهار شده اند.
- دیوارهای برشی بنایی مسلح
- دیوار برشی بتن آرمه



سیستم دیوارهای باربر



سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف - سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰

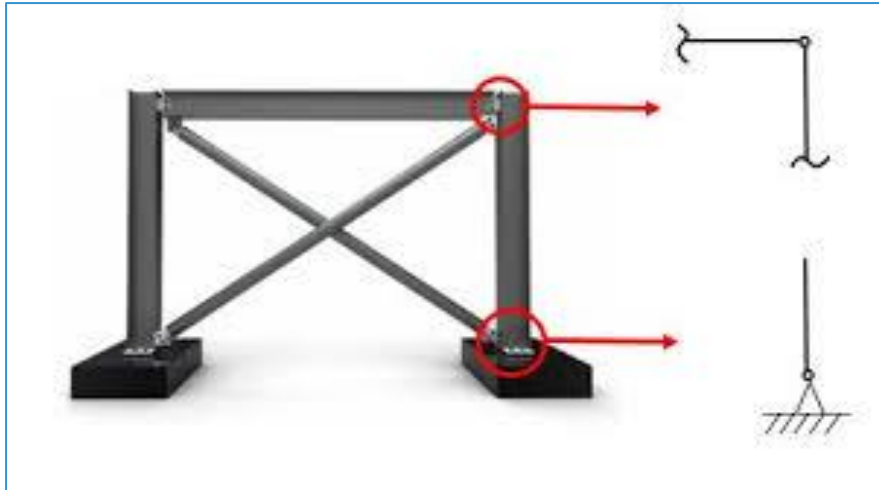
محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای سیستم دیوارهای باربر

این نوع سیستم انواع مختلفی دارد که آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم ارتفاع مجاز هر یک از این نوع سیستم‌ها را مشخص نموده است.

نتیجه‌گیری: با توجه به محدودیت‌های زیاد این نوع سیستم و محدود نمودن فضای معماری بیشتر و تحمل عمده نیروها توسط دیوارها این نوع سیستم معمولاً با استقبال کمتری مواجه بوده و به ندرت در سازه‌ها جدید استفاده می‌شود.

۲- قاب ساختمانی ساده

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی با اتصالات ساده تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا بادبند تامین می‌شود. نمونه رایج این نوع سیستم قاب‌های فولادی با اتصالات مفصلی می‌باشد که در آنها برای مقابله با زلزله از بادبند استفاده می‌شود. در این سیستم بارهای ثقیلی را قاب‌ها (شامل تیر و ستون) تحمل می‌کنند. برای تحمل نیروی جانبی در این قاب‌ها یا باید از بادبند فولادی استفاده شود و یا از دیوار برشی بتنی و یا دیوار برشی بنایی مسلح.

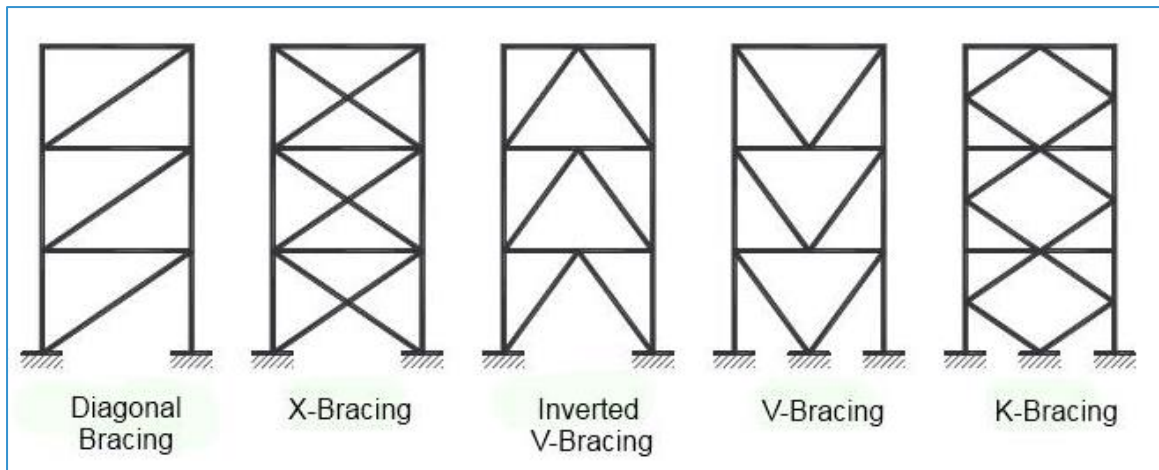


شکل ۷، سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند

یکی از متداول ترین راهکارهایی که برای انتقال بار های جانبی وارد بر سازه به فونداسیون بکار می‌رود، استفاده از بادبند در قاب می‌باشد. به طور کلی مهاربندهای فولادی بر اساس محل تقاطع محور طولی بادبند با محور طولی تیر و یا ستون به دو دسته مهاربند های همگرا و مهاربند های واگرا تقسیم بندی می‌شوند.

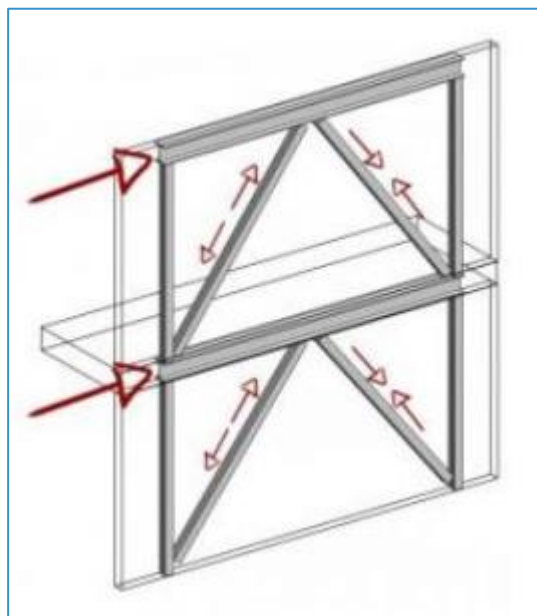
عملکرد سیستم های مهاربندی همگرا

در یک مهاربند ضربداری با تحریک سازه، سازه دچار تغییر مکان جانبی شده و به تبع آن یکی از المان های قطری به فشار و دیگری به کشش می‌افتد. در طول جریان زلزله با افزایش نیروی رفت و برگشتی زلزله عضو فشاری دچار کمانش شده و به واسطه این کمانش و تغییر شکل ایجاد شده در عضو، لنگری ایجاد خواهد شد که از تلفیق این لنگر با نیروی محوری سطح تنش بزرگی در المان ایجاد می‌شود که منجر به تشکیل مفصل پلاستیک و تسلیم موضعی می‌گردد. در سیکل های بعدی زلزله فرآیند فوق برای هردو المان ایجاد شده و منجر به کاهش شدید سختی و مقاومت در کلیه اعضا نظیر تیر و ستون ها و بادبندها می‌گردند که در اصطلاح خرابی پیش‌رونده نامیده می‌شود.



انواع مهاربند

در این سیستم مقاوم اعضای قطری به همراه تیر و ستون‌ها تشکیل یک هسته خرابایی مقاوم می‌دهند.



عملکرد خرابایی بادبند همگرا

در مباحث طراحی لرزه ای اصطلاحاً گفته می‌شود اگرچه مهاربند های همگرا در تنش های نه چندان بزرگ و در حوزه عملکرد خطی، سختی و مقاومت مناسبی دارد ولی تحت تنش های بزرگ و در ناحیه عملکرد فوق الاستیک این بادبند ها استعداد زیادی برای کمزش و ناپایداری دارند و یا به تعبیری اعتماد پذیری لرزه ای مناسبی ندارند.

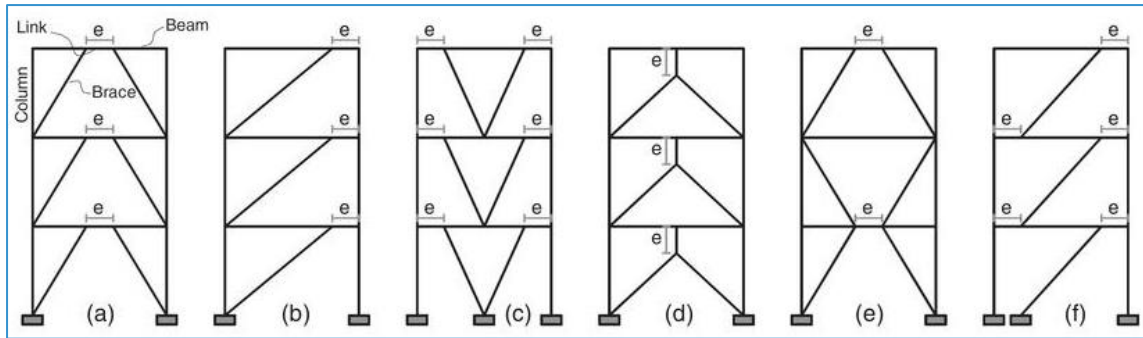


خرابی‌های مهاربند همگرا در زلزله

یعنی اگر تعداد طبقات بالا باشد بهتر است از این سیستم استفاده نشود؛ زیرا در این شرایط به دلیل سختی بالای این مهاربند نیروی زیادی جذب خود کرده و احتمال کماتش آن بسیار بالا می‌باشد ولی با این وجود، این مهاربند ها نسبت به مهاربندهای واگرا برای کنترل دررفت مؤثرتر می باشند که علت آن استفاده حداکثری از ظرفیت محوری مهاربند است در حالی که در مهاربند واگرا به علت وجود ناحیه تیر پیوند شکل پذیری و تغییر مکان بیشتر بوده و ضریب رفتار بیشتر و در نتیجه نیروی زلزله کمتری خواهیم داشت.

عملکرد سیستم‌های مهاربندی واگرا

ایده اصلی این مهاربند ها اولین بار توسط پوپوف ارائه گردید. اصل در استفاده از این مهاربند، تأمین شکل‌پذیری بهتر اتلاف انرژی زلزله توسط سازه می‌باشد و نه الزامات معماری و غیره... در سیستم های واگرا هدف آن است که از تشکیل مفصل پلاستیک روی ستون ها و خود مهاربندها جلوگیری شده و مفصل پلاستیک در روی تیر و در ناحیه‌ی تیر پیوند تشکیل شود. در ضوابط طرح لرزه ای سعی می‌شود تا با اعمال آن ضوابط در طراحی هدف فوق محقق گردد. اساس کار در سیستم‌های برون محور تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه تیر پیوند است. تغییر شکل تیر پیوند عامل اصلی اتلاف انرژی است. به طور کلی با توجه به حضور المان های رابط (تیر پیوند)، بحث اتلاف انرژی به نسبت بادبند های همگرا بهتر و بیشتر اتفاق می افتد و ضریب رفتار بزرگ تری دارد.



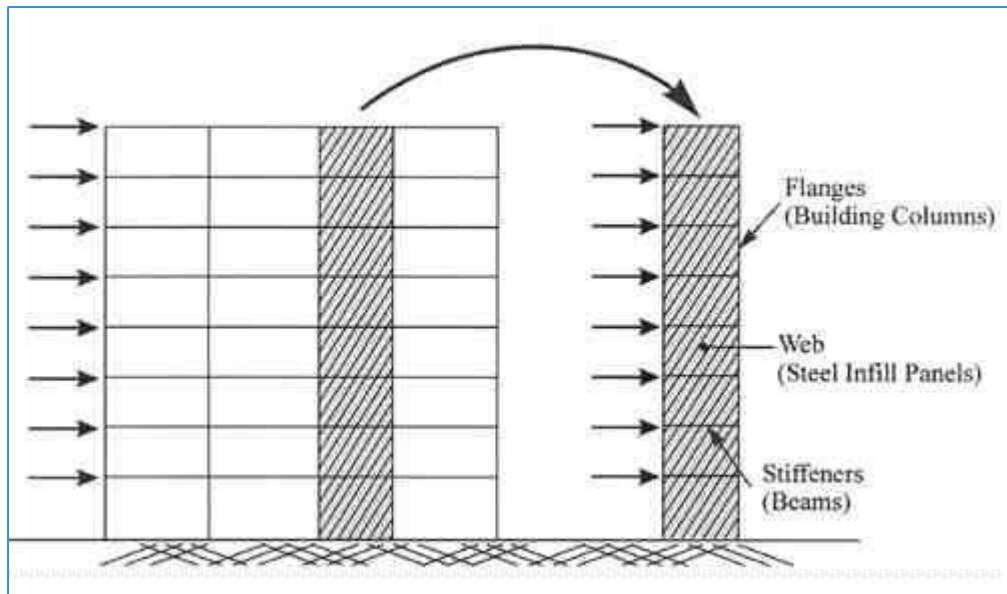
انواع مهاربند واگرا

سیستم دیوار برشی بتن آرمه

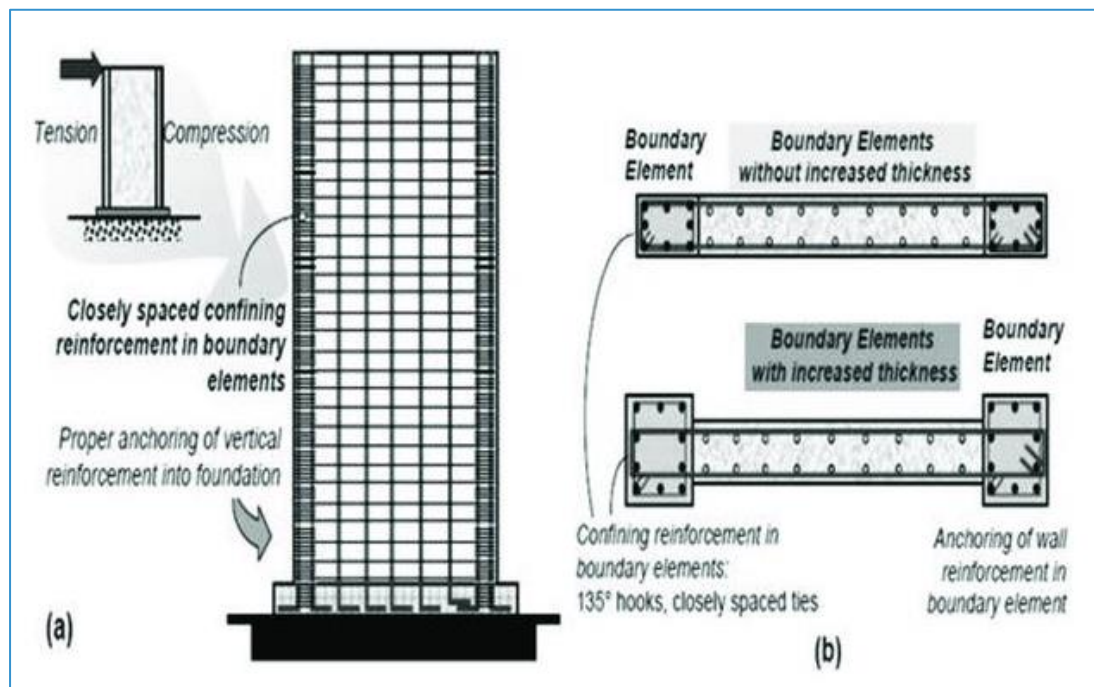
مارک فینتل (مهندس مشاور معروف آمریکایی): «می‌توان ساختمان بتنی مقاوم در برابر زلزله‌های شدید بدون استفاده از دیوار برشی ساخت.» در این سیستم، دیوارهای برشی در قاب‌های داخلی یا پیرامونی ساختمان قرار می‌گیرند. این دیوارها شامل دو گروه آرماتور گذاری اصلی به صورت قائم و افقی برای مسلح کردن بتن می‌باشند. البته در جهت افزایش مقاومت خمشی و شکل پذیری، در دو انتهای دیوار آرماتور گذاری متمرکز انجام می‌گیرد که به آن المان مرزی گفته می‌شود. دیوارهای برشی در واقع طره های قائمی هستند که با قبول تغییر شکل های خمشی، تحمل برش می‌کنند.



دیوار برشی بتنی یک سیستم باربر جانبی بتنی

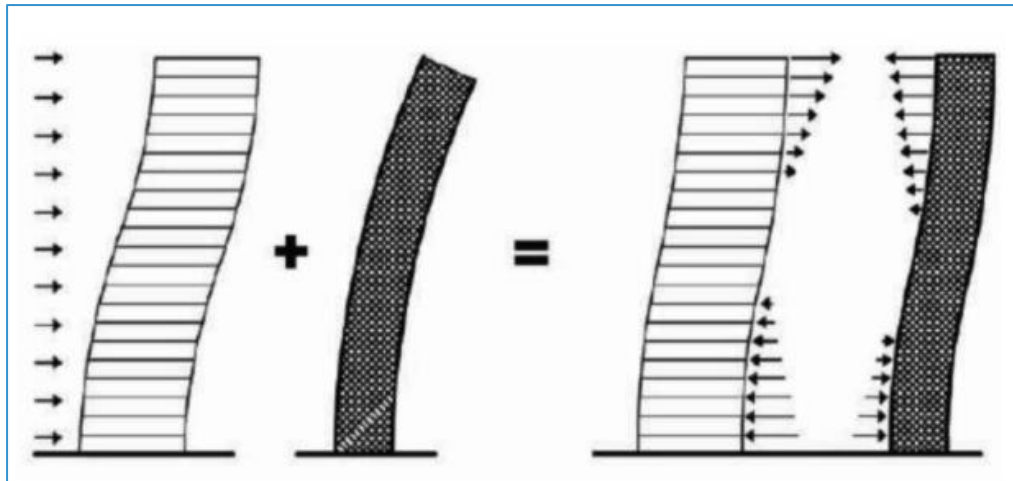


تحمل کامل بارهای جانبی توسط دیوار برشی در قاب مفصلی



مقطع دیوار برشی با المان های مرزی

دیوارهای برشی در مقایسه با سیستم قاب های خمشی بسیار سخت تر هستند و به دلیل همین سختی بالا نیروی بیشتری جذب می کنند. در مقابل تغییر مکان جانبی ساختمان های با دیوار برشی به مراتب کمتر از قاب های صلب خواهد بود (به ویژه در ارتفاع های کوتاه و متوسط).



اندرکنش سیستم قاب خمشی و دیوار برشی

همان گونه که در اشکال اندرکنش قاب و دیوار مشاهده می کنید، در پایین سازه قاب تمایل به تغییر شکل زیادی از نوع برشی دارد که دیوار از تغییر مکان آن ممانعت می کند، و در قسمت فوقانی سازه دیوار تمایل به تغییر شکل خمشی بالا دارد که در اینجا قاب مانع این تغییر شکل می شود و این عامل باعث بهبود رفتار قاب دیوار شده و این سیستم را بر سایر سیستم های سازه ای برتری می دهد.

در کل رفتار لرزه ای سازه های دارای دیوار برشی از قاب های خمشی اطمینان بخش تر است و علت آن دو نکته است:

در قاب های خمشی مفصل پلاستیک معمولاً در انتهای تیرها تشکیل می شود ولی در سازه هایی که دیوار برشی دارند، به علت اینکه تیر و ستون ها کاملاً مهار جانبی شده اند، محل تشکیل مفصل پلاستیک در پای دیوار می باشد.

وجود میان قاب ها در قاب خمشی موجب افزایش ابهام در رفتار لرزه ای می شوند، زیرا نظم و توزیع مناسب سختی را در سازه دچار اختلال می کنند.



مزایا و معایب دیوار برشی بتنی

مزایای سیستم دیوار برشی بتنی:

- صلبیت زیاد و کاهش اثرات ثانویه در سازه
- حذف کمانش فشاری و کاهش لاغری ستون‌ها به دلیل تأمین مهار جانبی
- ممانعت از انتشار خرابی به کل سازه

معایب دیوار برشی بتنی:

- وزن زیاد و جذب نیروی جانبی بیشتر
- نیاز به فونداسیون بزرگ‌تر و ضخیم‌تر

سیستم دیوار برشی فولادی

در چند دهه اخیر ایده استفاده از دیوارهای برشی فولادی در بسیاری از کشورهای پیشرفته مورد توجه قرار گرفته است. در این سیستم سازه ای ورق های فولادی که معمولاً ضخامتی بین ۳ تا ۱۲ میلی‌متر دارند در چشمه هایی از قاب بین تیر و ستون های فولادی قرار گرفته و دهانه ای مقاوم در برابر زلزله تشکیل می‌دهند. که به انواع مقید و غیر مقید و با بازشو و بدون بازشو تقسیم بندی می‌شوند. در مقایسه با سیستم دیوار برشی بتنی، برای مقاوم سازی ساختمان های موجود دیوار برشی فولادی می‌تواند راحت تر و سریع تر نصب شود. از معایب دیوار برشی فولادی می‌توان به کمانش موضعی ورق فولادی و کاهش مقاومت در برابر حرارت اشاره کرد. از مزایای دیوار برشی فولادی می‌توان به سبکی و در نتیجه کاهش ابعاد اعضا اشاره نمود.



سیستم دیوار برشی فولادی

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

محدودیت‌های آئین نامه‌ای سیستم قاب ساختمانی

قبل این نوع سیستم انواع مختلفی دارد که آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم ارتفاع مجاز هر یک از این نوع سیستم ها را مشخص نموده است و برای برخی سیستم ها محدودیت های دیگری نیز مشخص نموده که در ادامه مطرح خواهد شد.

نتیجه گیری: بحث مهم در استفاده از این سیستم این است که اتصالات تیر به ستون از نوع مفصلی باشد که اتصال مفصلی به راحتی در سازه فولادی امکان پذیر بوده و از این نوع سیستم به وفور استفاده شده است اما در سازه بتن آرمه اجرای اتصال مفصلی در حاضر با مشکل مواجه بود و تقریباً امکان پذیر نمی باشد بنابراین استفاده از این سیستم در حال حاضر محدود به سازه های فولادی می شود و در سازه های بتن آرمه کاربردی نخواهد داشت. (مگر در شرایط خاص و برای بهسازی سازه ها)



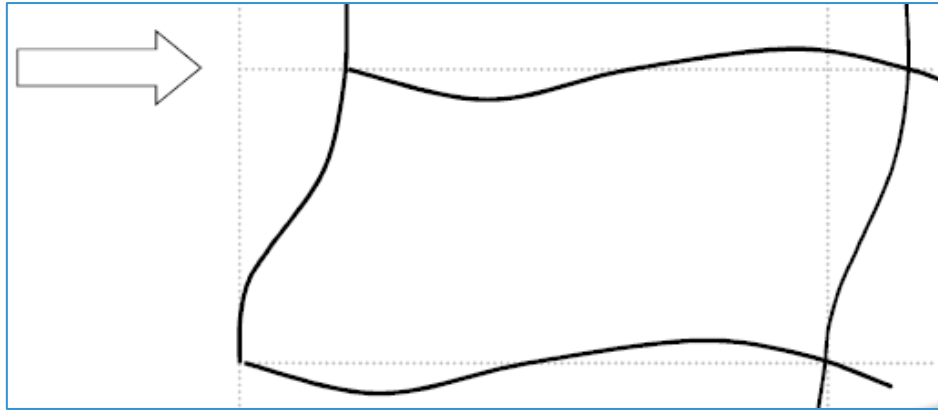
استفاده از مهاربند در سازه بتنی به منظور مقاوم سازی سازه

۳- سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب های ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قاب های خمشی تامین می شود.

این نوع سیستم از نظر معماری مناسب تر از سیستم قاب ساده مهاربندی شده می باشد. وجود بادبند ها یا دیوار برشی مانع قرار دادن بازشو در قاب می شود در حالیکه در سیستم قاب خمشی در تمامی دهانه ها امکان ایجاد بازشو وجود دارد.

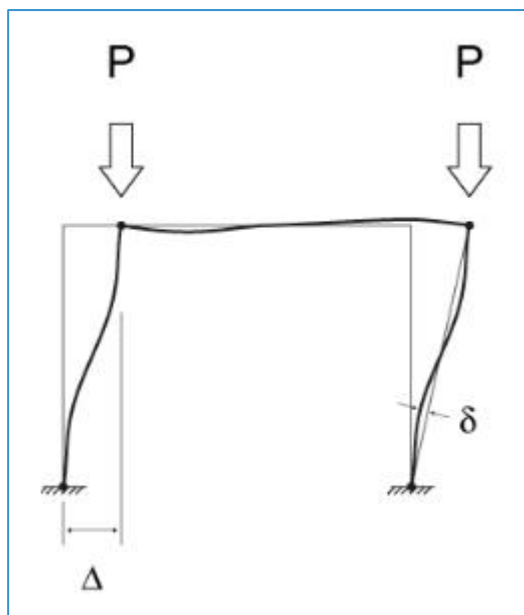
در این سیستم اتصالات تیر به ستون از نوع گیردار بوده و در هنگام تغییرشکل زاویه بین تیر و ستون ثابت باقی می ماند.



تغییر شکل قاب خمشی

یکی از سیستم های رایج در سازه های فولادی و بتنی است که در آن ها برای رفع مشکل قاب های ساده ساختمانی برای تحمل بارهای جانبی، بجای اتصال مفصلی از اتصال صلب تیر به ستون استفاده می شود. در واقع سختی خمشی تیر در جذب بارهای جانبی مشارکت دارد. سازه های با قاب خمشی کامل و سازه های با قاب خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب های با اتصالات ساده در سایر قسمت های پلان نیز در این گروه جای دارند. در یک سیستم باربر جانبی قاب خمشی به دلیل استفاده نکردن از مهاربند یا دیوار برشی در قاب ها، فضای بین چشمه های قاب ها محدود نشده و امکان مناسبی برای ارائه طرح های معماری متنوع در اختیار طراح قرار می دهد. این نوع سیستم سازه ای با توجه به داشتن جزئیات اجرایی بیشتر نسبت به سایر سیستم های اجرایی دارای هزینه ساخت بالاتری است.

ویژگی اصلی سیستم قاب خمشی اتصال صلب تیر به ستون می باشد که در نتیجه عملکرد این اتصالات، نیرو های جانبی ناشی از زلزله به صورت رفتار خمشی-برشی در ستون ها و تیرها تحمل می شوند. در این سیستم می بایست اثرات p - δ در نظر گرفته شوند.



اثر پی دلتا در قاب خمشی

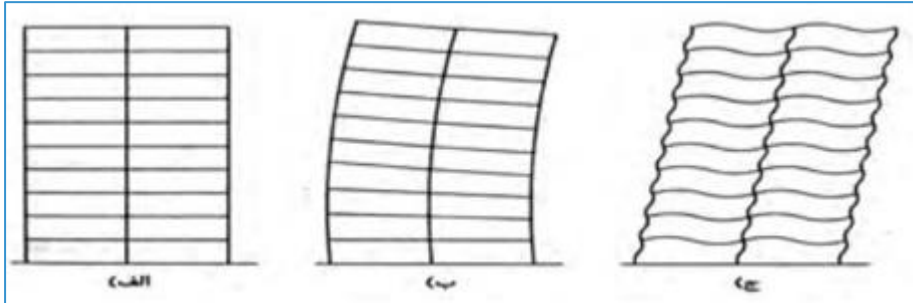
طبق بند ۱-۵-۷ استاندارد ۲۸۰۰ «در ساختمان هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی (ویژه) برای مقابله با بار جانبی زلزله استفاده می شود، طراحی به نحوی انجام پذیرد که تا حد امکان ستون ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.» بنابراین در کنترل های پس از طراحی سازه ها نسبت سختی تیرها به ستون ها کنترل می شود.

از لحاظ سازه ای قاب های خمشی به عنوان سیستم مقاوم جانبی دارای شکل پذیری مناسبی می باشند. تغییر شکل قاب خمشی باعث جذب انرژی در قاب شده و در نتیجه مقاومت در برابر نیروهای برشی افزایش می یابد. به همین دلیل نیروی لرزه ای در این قاب ها به خصوص اگر قاب دارای شکل پذیری بالایی باشد (ضریب رفتار بالا باشد)، نیروی زلزله به مقدار قابل ملاحظه ای کاهش می یابد. تغییر شکل جانبی قاب های خمشی بر اثر دو عامل به وجود می آید:

تغییر شکل جانبی ناشی از خمش طره ای: این پدیده که به نام رانش وتری نیز خوانده می شود، بر اثر کوتاه و بلند شدن طول ستون ها و تغییر شکل محوری ستون ها ایجاد می شود. این حالت تغییر شکل حدود ۲۰ درصد از تغییر شکل جانبی کل سازه را تشکیل می دهد.

تغییر شکل ناشی از خمش تیرها و ستون ها: در این پدیده که مرسوم به لنگر برشی نیز می باشد. نیروهای برشی افقی و قائم به ترتیب بر ستون ها و تیرها وارد شده و در این اعضا لنگرهای خمشی ایجاد می کنند.

نهایتاً در اثر تغییر شکل های خمشی تیرها و ستون ها تمام قاب تغییر شکل می دهد. این حالت تغییر شکل حدود ۸۰ درصد از تغییر شکل های جانبی سازه (کل سازه) را تشکیل می دهد که از این مقدار حدود ۶۵ درصد ناشی از خمش تیرها و ۱۵ درصد ناشی از خمش ستون ها است.



انواع تغییر شکل قاب خمشی؛ الف) قاب خمشی ب) تغییر شکل قطری ج) تغییر شکل لنگی برشی قاب های خمشی در مقایسه با سیستم مهاربندی از لحاظ مسائل معماری از سهولت و آزادی عمل زیادی برخوردار هستند. در این گونه قاب ها به دلیل عدم وجود اعضای قطری (بادبندها) و دیوارهای برشی تقسیم بندی های فضا های داخلی به راحتی انجام می شود.

البته بعضی از ویژگی های منفی قاب های فوق الذکر استفاده از آن ها را محدود می کند که عبارت اند

از:

تغییر شکل جانبی و یا تغییر شکل نسبی بین طبقات مشکلاتی را در سازه به وجود می آورد. بنابراین برای حل این مشکلات جهت محدود کردن تغییر شکل سازه سختی قاب و تعداد ستون ها را باید افزایش داد. اتصالات صلب گیردار به خصوص در قالب های فولادی (سیستم قاب های فولادی سبک) باید به طور دقیق اجرا و طراحی شوند. در ساختمان های فولادی طرح اتصالات گیردار به طور معمول پر هزینه تر و مشکل تر از اتصالات مفصلی است.



۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

محدودیت‌های آئین نامه‌ای سیستم قاب خمشی

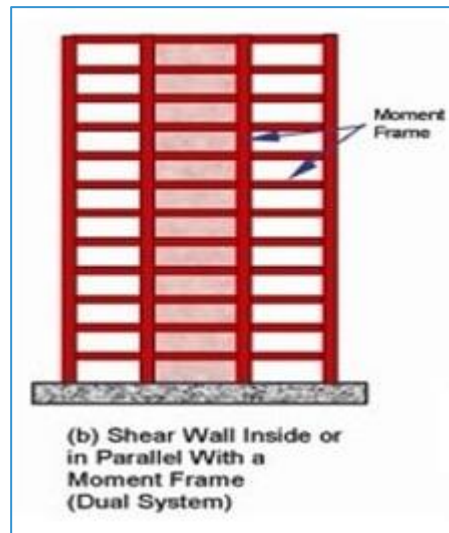
نتیجه گیری: بحث مهم در استفاده از این سیستم این است که اتصالات تیر به ستون از نوع گیردار می باشد که امروزه تقریباً در اکثر پروژه ها از سیستم قاب خمشی استفاده می شود که هم فضای معماری مطلوب تری داشته هم اجرای نسبتاً آسانی دارد فقط از معایب بزرگ این نوع سیستم می توان به این مورد اشاره کرد که با توجه به سختی کم این سیستم نسبت به قاب های مهاربندی در هنگام کنترل تغییر مکان نسبی طبقات (دریفت) در سازه های بلند با مشکل مواجه بوده و ممکن است ابعاد مقاطع بزرگتر درآید بنابراین این سیستم معمولاً بسته به ابعاد و کاربری پروژه و منظم بودن پلان در سازه ها تا ۸ طبقه جوابگو باشد.

۴- سیستم باربر جانبی دوگانه یا ترکیبی

این سیستم بیشتر در سازه های فولادی و بتنی متشکل از قاب های خمشی به همراه دیوار برشی یا مهاربند می باشند. در این نوع از سیستم سازه ای، بارهای ثقلی عموماً توسط قاب های ساختمانی تحمل شده و دیوار برشی یا قاب های مهاربندی شده عمده ی سختی و مقاومت جانبی سازه را در برابر بار های جانبی ایجاد می کنند.

طبق کنترل ۲۵-۵۰ درصد استاندارد ۲۸۰۰ (قاب های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند) و با توجه به تبصره ۲ بند پ ۱-۸-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم اگر قاب های خمشی نتوانند مستقلاً ۲۵ درصد نیروی جانبی را تحمل کنند، سیستم سازه از

نوع دوگانه محسوب نشده و به عنوان قاب ساختمانی ساده با مهاربند (یا دیوار برشی) در نظر گرفته می‌شوند. در حالت دیگری که مهاربندها یا دیوارهای برشی نتوانند مستقلاً ۵۰ درصد نیروهای جانبی را تحمل کنند، سیستم سازه از نوع دوگانه محسوب نشده و به عنوان سیستم قاب خمشی در نظر گرفته می‌شود.



سیستم دوگانه

تبصره: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از ۸ طبقه یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر طبقه به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموع قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم:

در سیستم‌های دوگانه بارهای جانبی توسط عملکرد هم‌زمان مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده به همراه مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تحمل می‌شوند. به بیان بهتر باید گفت که سهم هر یک از این دو مجموعه از کل نیروی برشی وارد بر یک طبقه از سازه، متناسب با سختی جانبی هر کدام از آن‌ها می‌باشد و از آنجاکه سختی مجموعه اول (دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده) غالباً بیشتر از سختی مجموعه دوم (قاب‌های خمشی) است، مجموعه اول عمده سختی و جذب نیروی جانبی را در یک سیستم دوگانه بر عهده می‌گیرد.



۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	

محدودیت‌های آئین نامه‌ای سیستم دوگانه یا ترکیبی

نتیجه گیری: این نوع سیستم به دلیل وجود دیوار برشی یا مهاربند در سازه دارای سختی بیشتری می باشد و معمولاً از این سیستم می توان در سازه های نسبتاً بلند نیز استفاده نمود و بزرگترین عیب این نوع سیستم در محدود کردن فضاهای معماری هست که بعضاً جایگذاری دیوار برشی در پلان به دلایل معماری و ضوابط لرزه ای مشکل بوده و معمولاً استفاده از این نوع سیستم در پلان های معمولاً بزرگ مناسب بوده و عملکرد بهینه تری خواهد داشت.

۵- سیستم‌های با کاربرد خاص

سیستم ستون کنسولی:

نوعی سیستم باربر سازه است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون به صورت کنسولی تحمل می‌شوند. سازه های کنسولی با استفاده از این ایده طراحی می‌شوند و در آن‌ها ستون‌ها عملکردی مشابه یک ستون طره دارند و به عنوان تنها عنصر باربر بارهای جانبی ناشی از زلزله و باد را تحمل می‌کنند. به عبارت دیگر در این سیستم ها نیروهای جانبی ناشی از زلزله مستقیماً از سقف به ستون منتقل می‌شوند. در واقع این سازه ها یک ستون یکسر گیردار هستند و عملکرد خمشی دارند. حداکثر ارتفاع مجاز این سیستم سازه که بیش از ۱۰ متر می‌باشد و دارای ویژگی‌هایی نظیر شکل پذیر کم و سختی زیاد است. سازه های پارکینگ و سایبان ماشین‌ها از مصادیق این سیستم هستند.



یک نوع سیستم سازه‌ای کنسولی در پمپ بنزین‌ها



سیستم سقف سازه فضاکار با ستون‌های کنسولی



سیستم کنیولی به عنوان سایبان

۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتن آرمه ویژه	ث- سیستم کنسولی
----	---	-----	---	-------------------------------------	--------------------

محدودیت های آئین نامه ای سیستم کنسولی

نتیجه گیری: این نوع سیستم به دلیل وجود محدودیت های زیاد و ارتفاع محدود ۱۰ متر معمولاً در ساختمان مورد استفاده قرار نمی گیرند و از لحاظ ضوابط لرزه ای نیز مطلوب نمی باشند و برای سازه های خاص نظیر جایگاه های سوخت مورد استفاده قرار می گیرند.

✓ در این پروژه از سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط استفاده شده است.

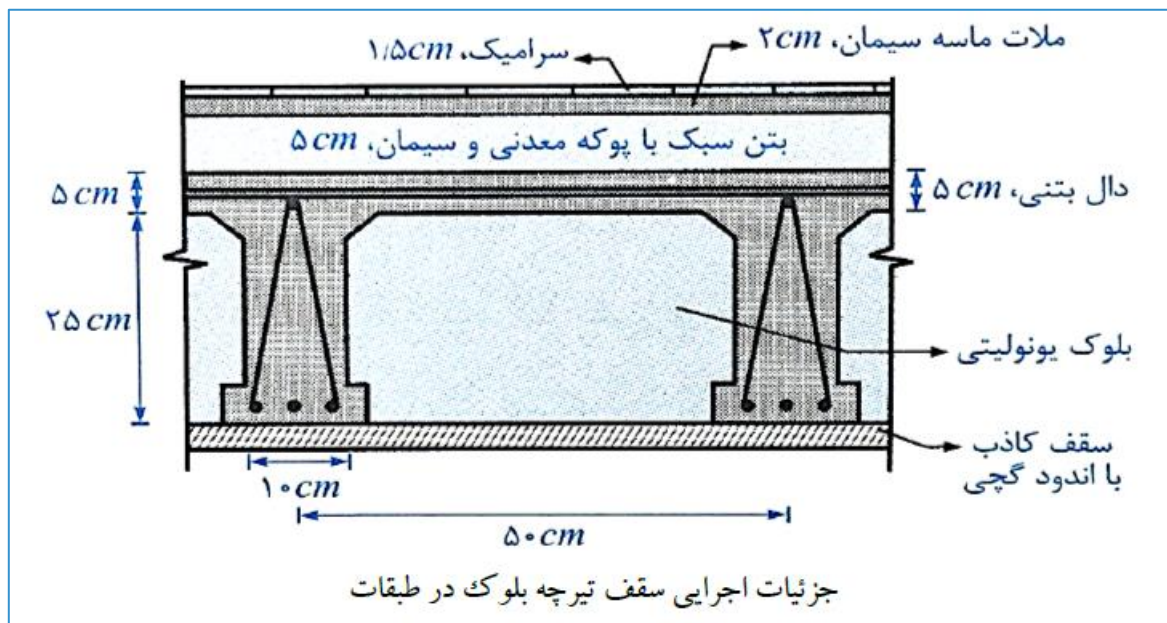
محاسبات بارگذاری

انتخاب جزئیات سقفها، دیوارها و پلهها

سقف انتخاب شده از نوع تیرچه و بلوک بتنی می باشد و دیوارها از نوع دیوارهای آجری و راهپله از نوع بتنی می باشد.

محاسبات بار مرده سقف، دیوار، راهپله

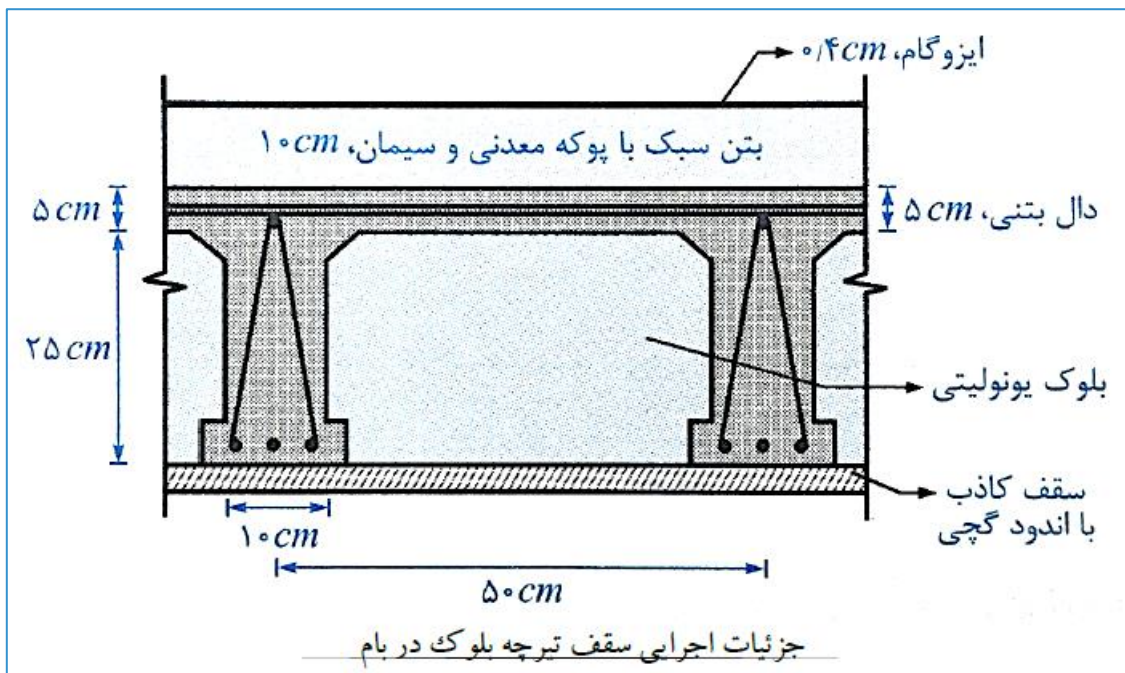
بار محاسباتی سقف طبقات



محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در طبقات

نوع مصالح	وزن واحد حجم (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
سرامیک	2100	0.015	31.5
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
بتن سبک	1300	0.05	65
دال بتنی	2500	0.05	125
تیرچه های بتنی	2500	$2 \times (0.1 \times 0.25)$	125
بلوک یونولیتی	...	...	2
سقف کاذب با اندود گچی	...	...	50
مجموع $\cong 440 kgf/m^2$			

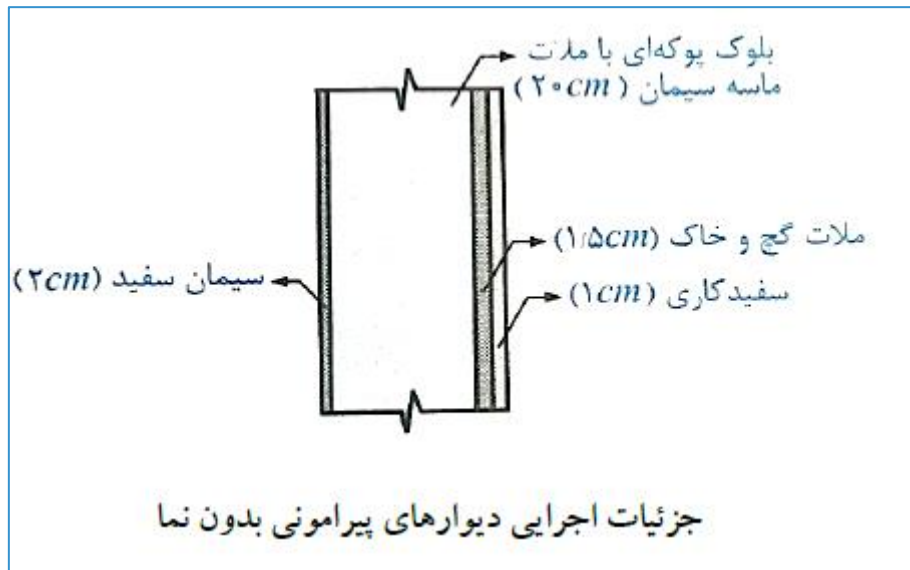
بار محاسباتی سقف بام



محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در بام

نوع مصالح	وزن واحد حجم (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
ایزوگام (قبر)	1200	0.004	4.8
بتن سبک	1300	0.1	130
دال بتنی	2500	0.05	125
تیرچه های بتنی	2500	$2 \times (0.1 \times 0.25)$	125
بلوک یونولیتی	...	...	2
سقف کاذب با اندود گچی	...	...	50
مجموع $\cong 440 kgf/m^2$			

بار محاسباتی دیوارهای پیرامونی و اطراف راه پله (فاقد نماکاری)

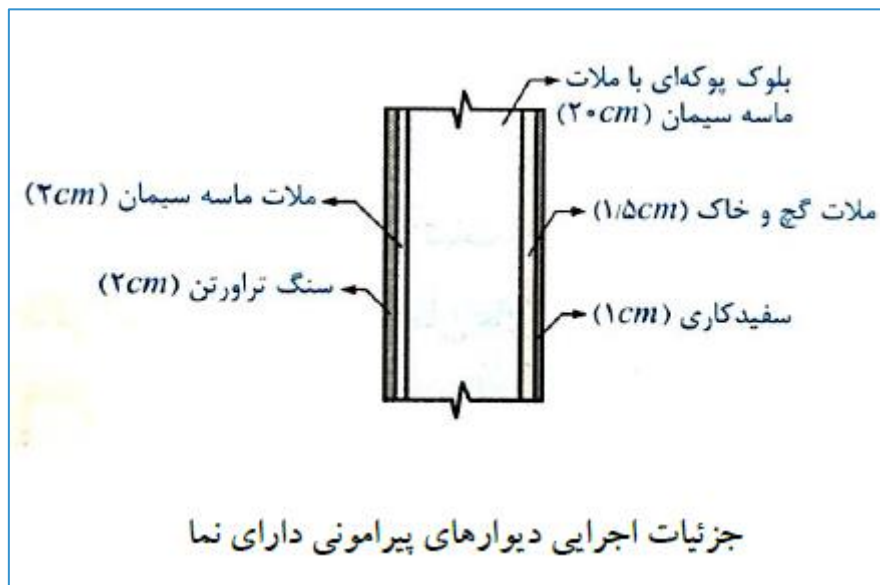


محاسبات وزن واحد سطح برای دیوارهای پیرامونی بدون نما

نوع مصالح	وزن واحد حجم (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
سیمان سفید	2100	0.02	42
بلوک پوکه ای با ملاط ماسه سیمان	700	0.2	140
ملاط گچ و خاک	1600	0.015	24
سیمان کاری	1300	0.01	13
مجموع $\cong 220 kgf/m^2$			



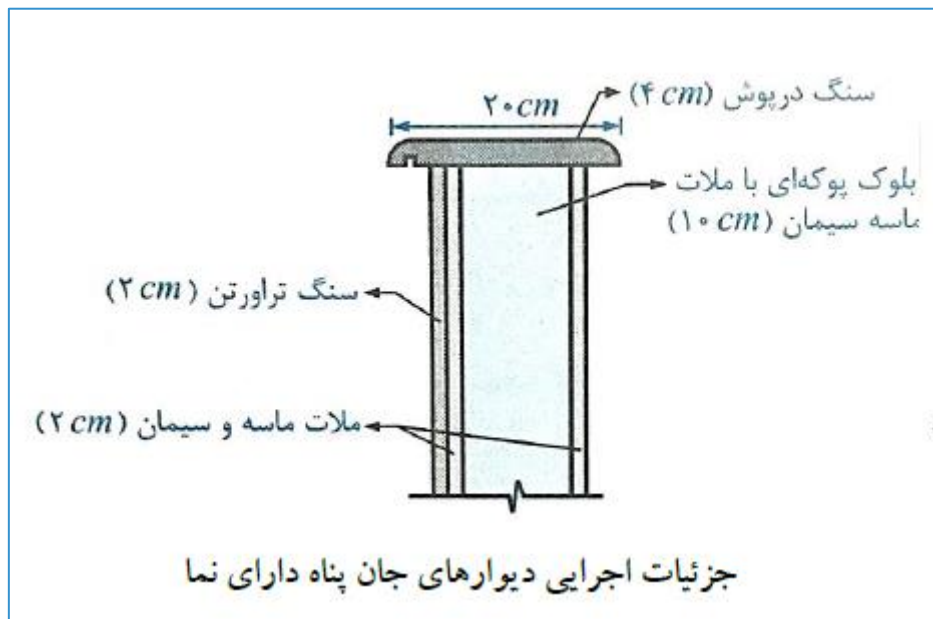
بار محاسباتی دیوارهای پیرامونی (دارای نماکاری)



محاسبات وزن واحد سطح برای دیوارهای پیرامونی دارای نما

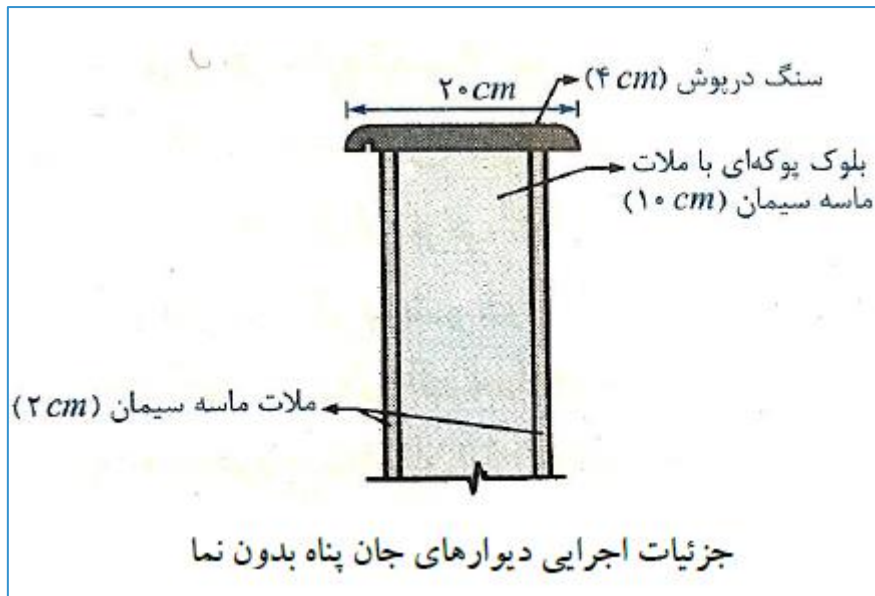
نوع مصالح	وزن واحد حجم (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
بلوک پوکه ای با ملات ماسه سیمان	700	0.2	140
ملات گچ و خاک	1600	0.015	24
سفیدکاری	1300	0.01	13
			مجموع $\cong 270 kgf/m^2$

بار محاسباتی جان پناه



محاسبات وزن واحد سطح برای دیوارهای جان پناه بام (دارای نما)

نوع مصالح	وزن واحد حجم (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
بلوک پوکه ای با ملات ماسه سیمان	700	0.1	70
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
مجموع $\cong 205 kgf/m^2$			

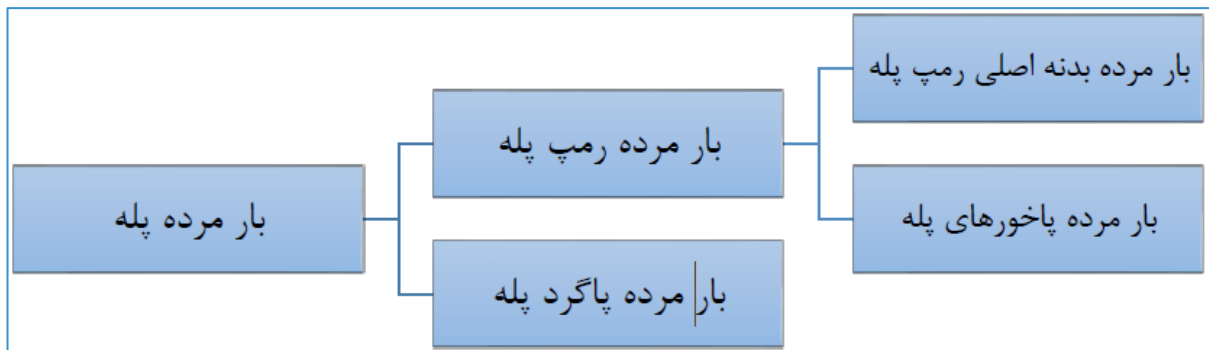


محاسبات وزن واحد سطح برای دیوارهای جان پناه بام بدون نما

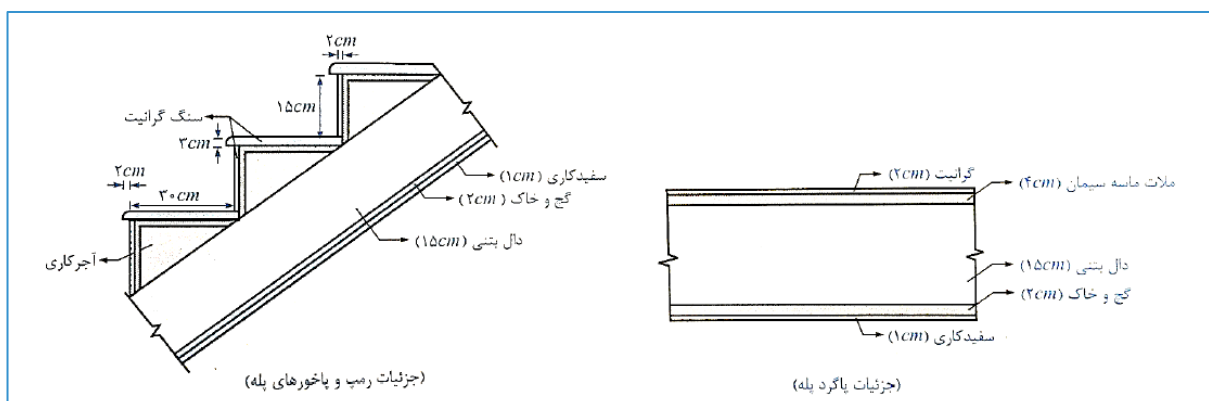
نوع مصالح	وزن واحد حجم (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
بلوک پوکه‌ای با ملات ماسه سیمان	700	0.1	70
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
مجموع $\cong 155 kgf/m^2$			

بار محاسباتی راه پله

بار مرده پله ناشی از عوامل زیر می باشد:



در شکل های زیر، جزئیات هر یک از قسمت های فوق در راه پله ساختمان پروژه نشان داده شده است. با استفاده از این جزئیات می توانیم بار مرده واحد سطح هر یک از قسمت های پله مورد نظر را محاسبه کنیم که به صورت حاصل ضرب وزن مخصوص مصالح در ضخامت آن ها می باشد.



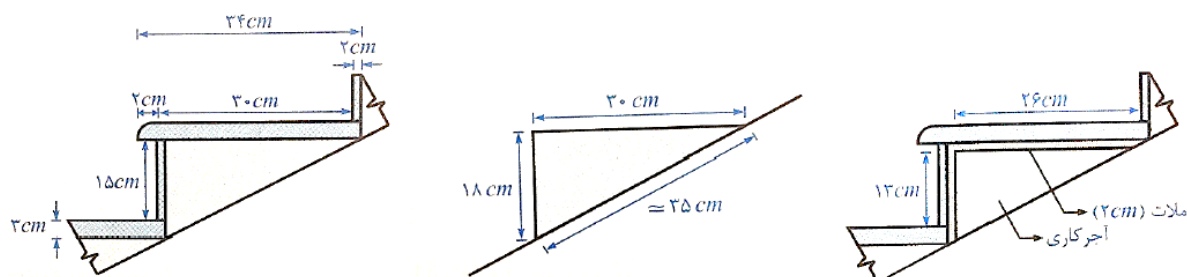
جزئیات اجرایی پله

در ادامه وزن یک متر مربع از رمپ پله و قسمت پاگرد آن را در چهار مرحله محاسبه می کنیم.

مرحله اول) محاسبه بار مرده بدنه رمپ پله: (با توجه به جزئیات ارائه شده در شکل های فوق، محاسبات بار مرده یک مترمربع از بدنه رمپ پله در جدول زیر ارائه شده است:

مرحله دوم) محاسبه بار مرده پاخور های پله: (پاخور های پله معمولاً با اسفاده از آجرکاری بر روی رمپ پله اجرا می شوند. هر یک از این پاخورها را می توان با یک مثلث ساده سازی نموده که ارتفاع آن برابر ارتفاع پله

و قاعده این مثلث بر اساس عرض پاخور پله تعبیه می شود. با توجه به این موضوع، به سادگی می توان شیب رمپ پله و مساحت ناحیه آجری را محاسبه کرد.



$$\text{شیب رمپ} : \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{18}{30}\right) = 31^\circ$$

جزئیات اجرایی پاخور پله

با توجه به جزئیات فوق، وزن هر یک از پاخور ها برابر است با:

محاسبات وزن پاخور پله برای یک متر عرض پله

وزن برای یک متر عرض پله (kgf/m)	مساحت (m ²)	وزن واحد حجم (kgf/m ³)	نوع مصالح
28.6	0.03 × 0.34	2800	سنگ کف (گرانیت)
4.2	0.01 × 0.15	2800	سنگ پیشانی (گرانیت)
20.2	= 0.02 × (0.3 + 0.18)	2100	مالات ماسه سیمان
31.3	= $\frac{1}{2} \times (0.26 \times 0.13)$	1850	آجرکاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان
مجموع $\cong 85 \text{ kgf/m}^2$			

در محاسبات ارائه شده وزن ناشی از یک پاخور پله (برای یک متر عرض پله) را به دست آوردیم که باید برای ادامه محاسبات، این وزن را به یک بار گسترده معادل در کل قسمت رمپ تبدیل کنیم. هر یک از پاخور های پله ۸۵ کیلوگرم وزن داشته که در طول ۳۵ سانتی متر از رمپ پله قرار گرفته اند. بنابراین بار معادل پاخورها در امتداد شیب برابر است با:

$$\text{وزن پاخورها در یک مترمربع} = 243 \text{ kgf/m}^2$$

مرحله سوم (محاسبه کل بار رمپ پله): بار مرده رمپ پله، مجموع بار بدنه پله ۴۲۰ و پاخورهای پله ۲۴۳ بوده و برابر ۶۶۳ در امتداد سطح شیب پله می باشد.



در محاسبات انجام شده در مراحل اول تا سوم، بار محاسبه شده برای رمپ پله در راستای سطح شیب دار می باشد که این مسئله کمی محاسبات بارگذاری در مراحل بعدی را دشوار می کند. برای ساده تر شدن روند محاسبات، می توان با تقسیم بار مرده قسمت شیب دار بر $\cos \alpha$ تصویر افقی این بار را به دست آورد. در این پروژه مقدار بار مرده تصویر شده در افق برای رمپ پله برابر است با:

$$q_{D'_2} = \frac{q_{D_2}}{\cos \alpha} = \frac{663}{\cos 31} \cong 775 \text{ kgf/m}^2$$

بار مرده کل وارده بر پله = ۷۷۵

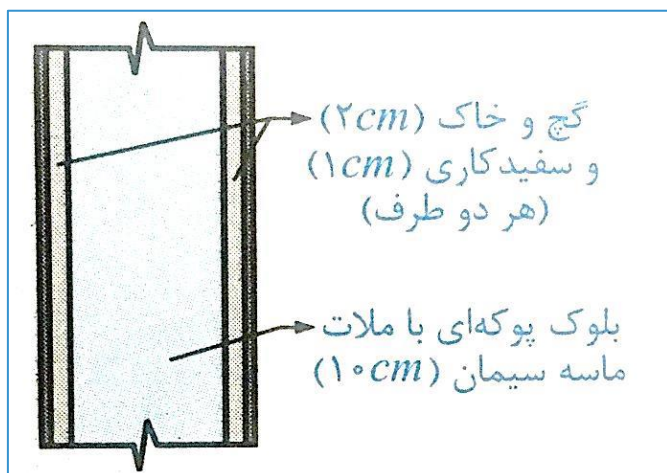
بار زنده کل وارده بر پله = ۵۰۰

محاسبه بار اعمالی راه پله در نرم افزار:

$$\begin{aligned} \text{بار مرده پله} &= 775 \times 3.65 \times 2.40 \times \frac{1}{4 \times 1.05} \\ &= 1616 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{بار زنده پله} &= 500 \times 3.65 \times 2.40 \times \frac{1}{4 \times 1.05} \\ &= 1043 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

بار محاسباتی جدا گرهای داخلی (تیغه بندی های داخلی)



محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار های داخلی (تیغه ها)

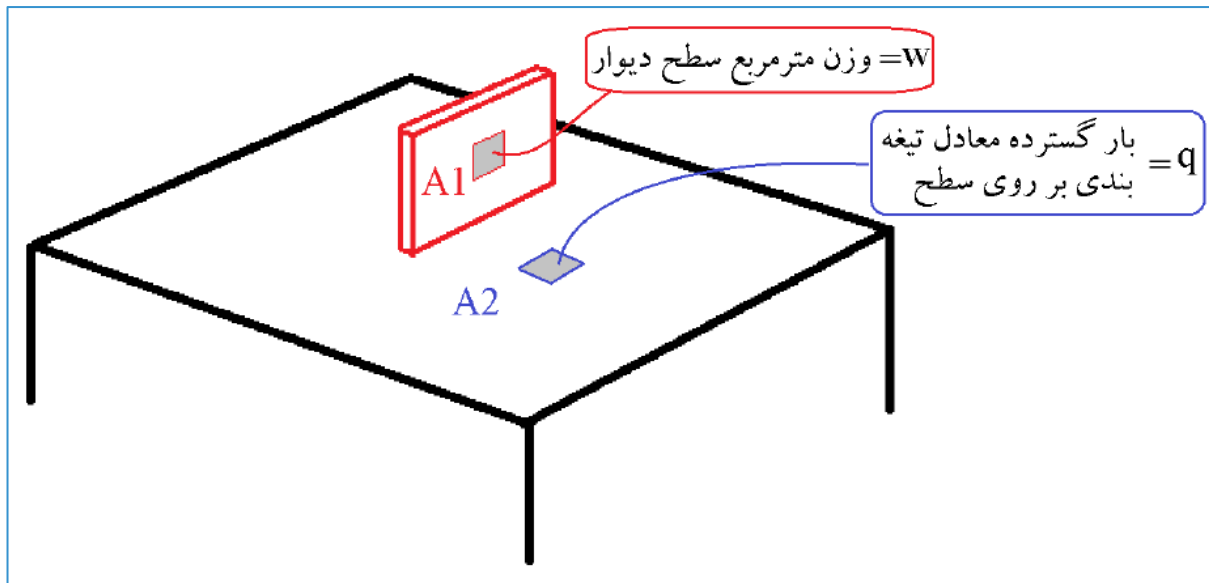
نوع مصالح	وزن واحد حجم (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
سفیدکاری	1300	0.01	13
گچ و خاک	1600	0.02	32
بلوک پوکه ای با ملات ماسه سیمان	700	0.1	70
گچ و خاک	1600	0.02	32
سفیدکاری	1300	0.01	13
مجموع $\cong 160 kgf/m^2$			

$$q = \frac{\text{مجموع طول تیغه ها} \times \text{ارتفاع} \times \text{وزن یک متر مربع}}{\text{مساحت راه پله} - \text{مساحت کل}}$$

$$q = 100 Kg/m^2$$

۱۱-۵ بار تیغه بندی

- بار تیغه بندی (با وزن رایج در ساخت و ساز مرسوم در ایران) طبق مبحث ششم ویرایش ۹۲ از نوع **زنده** محسوب میشود.
- بار تیغه بندی (با وزن رایج در ساخت و ساز مرسوم در ایران) طبق مبحث ششم ویرایش ۹۸ از نوع **مرده** محسوب میشود.
- با توجه به اینکه هر دو ویرایش ۹۲ و ۹۸ تا پایان آذر ماه ۱۴۰۰ معتبر هستند، محاسبین میتوانند از هر دو ویرایش استفاده کنند.



$$0 \frac{kN}{m^2} \leq w < 0.4 \frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left(0.5 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \left(\frac{w \times A1}{A2} \right) \end{array} \right. \quad \text{از نوع بار زنده}$$

$$0.4 \frac{kN}{m^2} \leq w \leq 1 \frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left(1 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \left(\frac{w \times A1}{A2} \right) \end{array} \right. \quad \text{از نوع بار زنده}$$

$$1 \frac{kN}{m^2} < w < 2 \frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left(1 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \left(\frac{w \times A1}{A2} \right) \end{array} \right. \quad \text{از نوع بار مرده}$$

$$2 \frac{kN}{m^2} < w \quad \rightarrow \quad \text{بار مرده دیوار در محل واقعی اعمال شود (مانند دیوارهای پیرامونی سازه)}$$

- وزن متر مربع سطح تیغه های متعارف در سازه های مسکونی در ایران بین $1 \frac{kN}{m^2}$ الی $2 \frac{kN}{m^2}$ می باشد. در این حالت بار تیغه بندی باید از نوع مرده در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است که در شرایط متعارف در مبحث ششم ویرایش قبلی (ویرایش ۹۲) بار تیغه بندی از نوع زنده محسوب میشد.



محاسبات بار زنده و کاهش سربار زنده

۶-۵-۷ کاهش بارهای زنده طبقات

۶-۵-۷-۱ کلیات

به جز بارهای زنده یکنواخت بام، سایر بارهای زنده توزیع شده یکنواخت حداقل، L_o ، داده شده در جدول ۶-۵-۱ را می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۶-۵-۲ الی ۶-۵-۶ کاهش داد.

۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۶-۵-۳ الی ۶-۵-۶، اعضایی که برای آن‌ها مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، را می‌توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_o \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (6-5-1)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو

L_o : بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۶-۵-۱)

K_{LL} : ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۶-۵-۲)

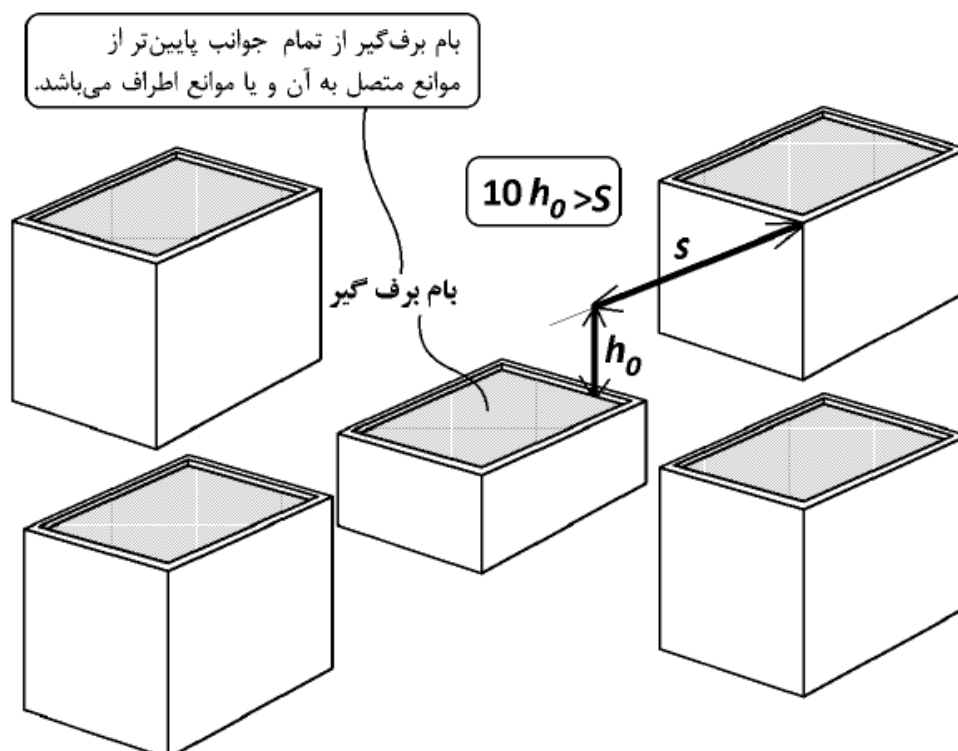
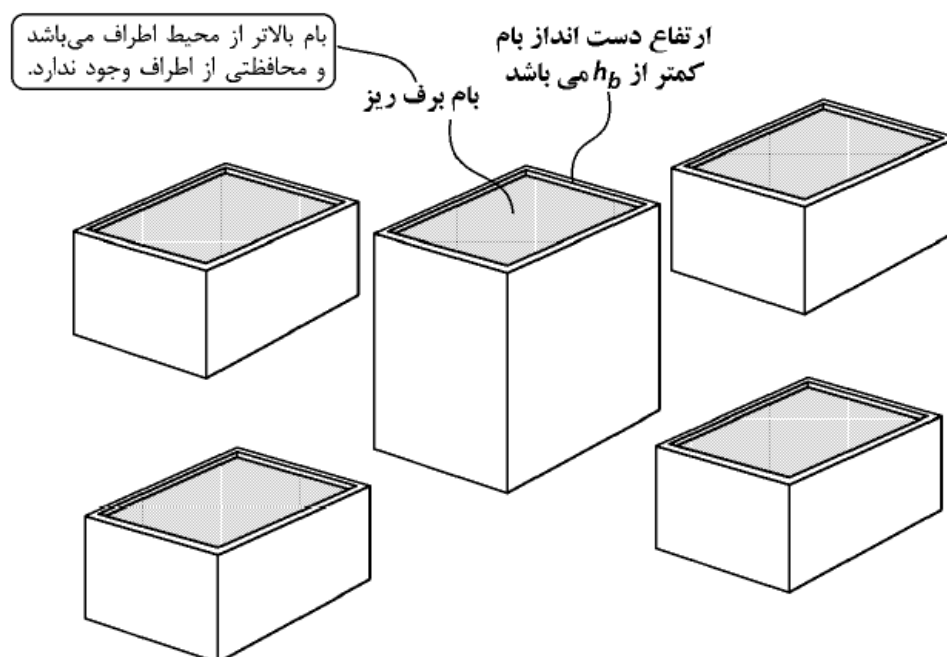
A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

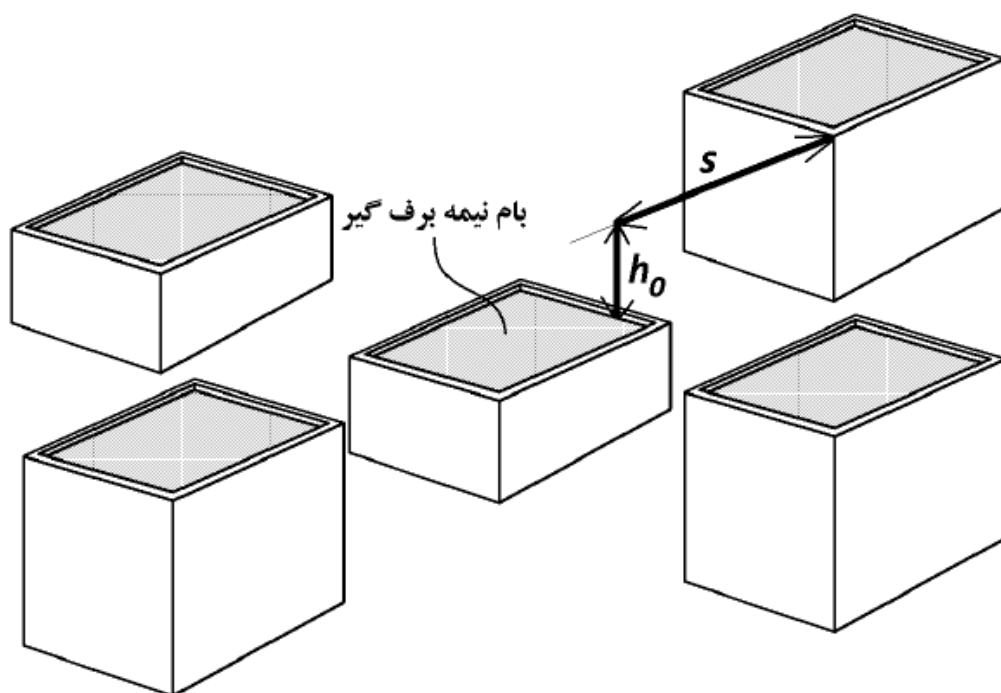
L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $0.5L_o$ ، برای اعضایی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند، نباید از $0.4L_o$ کمتر باشد.

از کاهش سربار آئین نامه ASCE استفاده شده است.

محاسبات بار برف

در مبحث ششم، بام‌ها به سه دسته: ۱- برف ریز، ۲- نیمه برف ریز، و ۳- برف گیر طبقه بندی می شوند:







۲-۷-۶ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به بار برف مبنا، شیب و دمای بام، برف‌گیری و اهمیت سازه برای هر مترمربع تصویر افقی سطح آن، از رابطه ۱-۷-۶ تعیین می‌شود:

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

که در آن:

$$P_s = \text{بار برف مبنا طبق بخش ۳-۷-۶} \quad C_n = \text{ضریب برف‌گیری طبق بخش ۴-۷-۶}$$

$$I_s = \text{ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۲-۱-۶} \quad C_h = \text{ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۵-۷-۶}$$

$$C_s = \text{ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶}$$

جدول ۲-۷-۶ ضریب برف‌گیری، C_n

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

جدول ۳-۷-۶ ضریب شرایط دمایی، C_h

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

۶-۷-۶ ضریب شیب

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

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

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

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

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

$$P_r = C_n C_h C_s I_s P_g = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.5 \frac{kN}{m^2}$$



بارگذاری آسانسور

نحوه اعمال بار آسانسور:

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

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

$$2500 \times 0.2 \times (1.6 \times 2.5) : \text{بار مرده سکوی بتنی}$$

$$= 2000 \text{ kgf}$$

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

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

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

$$1500 \times 2 = 3000 \text{ kgf} : \text{بار مرده تجهیزات آسانسور}$$

ضریب ضربه طبق بند زیر مبحث ششم برابر ۲ می‌باشد.

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

$$\frac{2000+3000}{4} = 1250 \text{ kgf} : \text{بار مرده هر تکیه گاه}$$



1050 kgf : بار زنده ناشی از ظرفیت آسانسور

200 × (1.6 × 2.5) = 800 kgf : بار زنده ناشی از تردد افراد در موتورخانه

1050 + 800 = 1850 kgf : بار زنده وارد بر کف

$\frac{1850}{4} = 462.5 \text{ kgf}$: بار زنده هر تکیه گاه در طرفین سکوی آسانسور

بارگذاری زلزله

۲-۲-۳ روش های تحلیل خطی روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت: الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای: - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد		
سه طبقه $h \leq 50m$ ✓ استاتیکی مجاز است ✓ دینامیکی مجاز است	$h < 50m$ سه طبقه $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.2$ ✓ استاتیکی مجاز است ✓ دینامیکی مجاز است نامنظمی جرمی نباشد نامنظمی طبقه نرم نباشد	$h < 50m$ سه طبقه $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.2$ X استاتیکی مجاز نیست ✓ دینامیکی مجاز است نامنظمی جرمی باشد نامنظمی طبقه نرم باشد
		$h \geq 50m$ X استاتیکی مجاز نیست ✓ دینامیکی مجاز است

۱-۱-۷ ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله

نیروی زلزله به صورت $V_u = \frac{ABI}{R_u} W$ محاسبه می شود. بنابراین برای تعریف نیروی زلزله استاتیکی، باید چهار پارامتر R و A ، B ، I را محاسبه کنیم.

۱-۳-۳ نیروهای جانبی زلزله

۱-۱-۳-۳ نیروی برشی پایه V_u

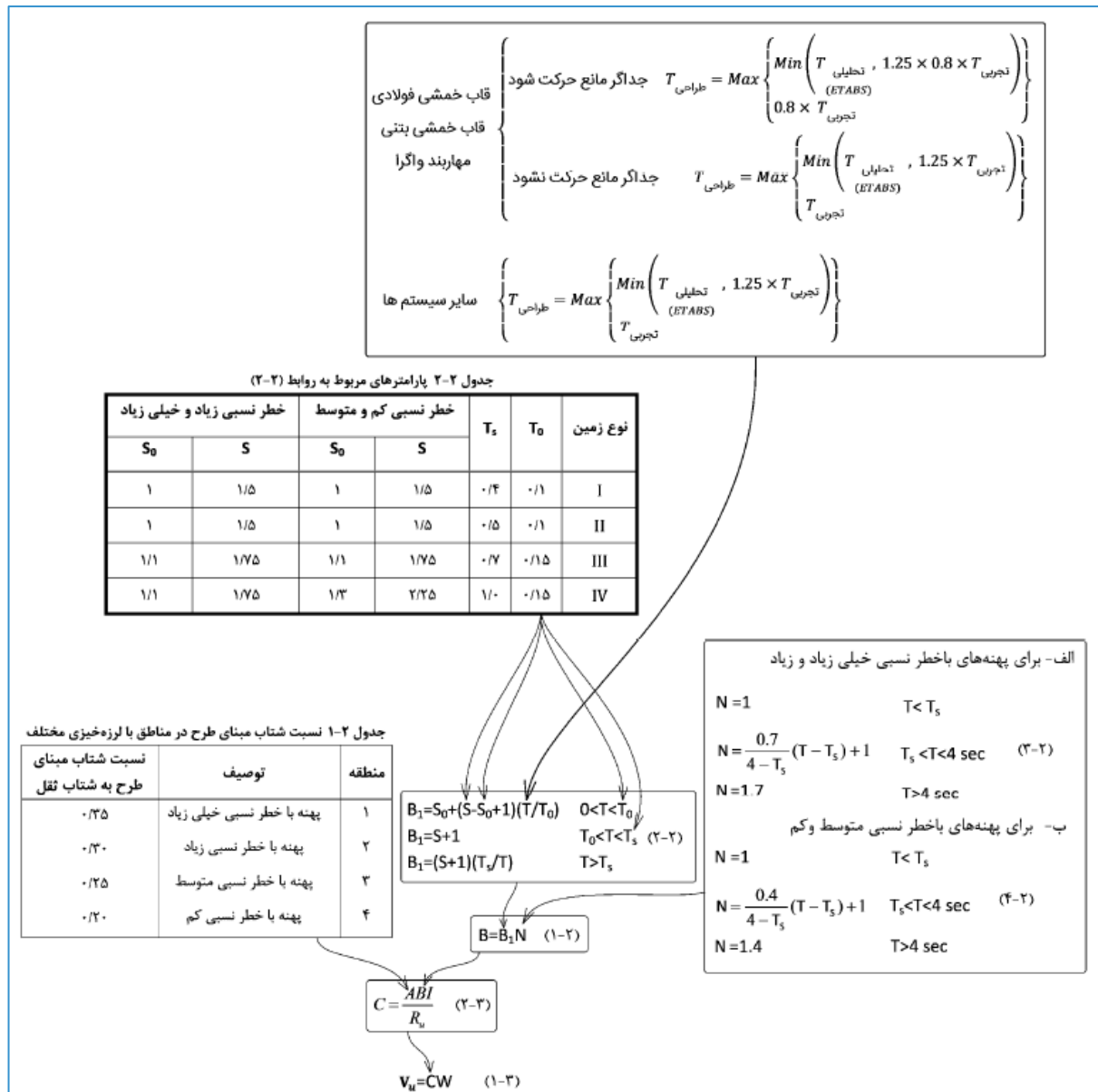
نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می شود که در تراز پایه، موضوع بند (۱-۳-۳)، به ساختمان اعمال می گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۱-۳) به دست آورده می شود:

$$V_u = CW \quad (1-3)$$

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (2-3)$$

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (3-3)$$





محاسبه ضریب زلزله در جهت X

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل	استان	مرکز جمعیتی	
	آذربایجان غربی	ارومیه	
	پهنه با خطر نسبی زیاد	منطقه ۲	$A = 0.3$
ضریب اهمیت ساختمان	ساختمان با اهمیت متوسط		$I = 1.0$

ضریب رفتار سازه			
سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی		R_u
قاب خمشی	قاب خمشی بتن آرمه متوسط		5
$H_m = 35 \text{ m}$		$C_d = 4.5$	$\Omega_0 = 3$

B ضریب بازتاب سازه				
$H =$ ارتفاع ساختمان از تراز پایه		16 m	نوع زمین	II
سازه میانقاب دارد؟		خیر	نوع سیستم	قاب خمشی بتنی
$T_0 =$	0.1	زمان تناوب اصلی با استفاده از روابط تجربی $T=0.05 \times H^{0.9 \times (1)} = 0.606$		
$T_s =$	0.5			
$S =$	1.5	$T = \text{Min (تحلیلی، ۱.۲۵ تجربی)} = 0.758$		
$S_0 =$	1			
T_{ETABS} زمان تناوب نرم افزار				
ضریب اصلاح طیف		$N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=$	1.052	$B = B_1 N = 1.73445$
ضریب شکل طیف		$B1=(S+1)(Ts/T)=$	1.649	

$C_{\min} = 0.12 AI =$	0.0360	$K = 0.5T + 0.75 =$	1.129
$C_{DRIFT} =$	0.0488	$K_{DRIFT} =$	1.750

$$C_x = \frac{A \times B \times I}{R_u} \Rightarrow C_x = 0.1041$$



محاسبه ضریب زلزله در جهت Y

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل	استان	مرکز جمعیتی	
	آذربایجان غربی	ارومیه	
	پهنه با خطر نسبی زیاد	منطقه ۲	$A = 0.3$
ضریب اهمیت ساختمان	ساختمان با اهمیت متوسط		$I = 1.0$

ضریب رفتار سازه			
سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی		R_u
قاب خمشی	قاب خمشی بتن آرمه متوسط		5
$H_m = 35 \text{ m}$		$C_d = 4.5$	$\Omega_0 = 3$

B ضریب بازتاب سازه					
$H =$ ارتفاع ساختمان از تراز پایه		16 m	نوع زمین	II	
سازه میانقاب دارد؟	خیر	نوع سیستم		قاب خمشی بتنی	
$T_0 =$	0.1	زمان تناوب اصلی با استفاده از روابط تجربی		$T = 0.05 \times H^{0.9} \times (1) = 0.606$	
$T_s =$	0.5				
$S =$	1.5	$T = \text{Min (تحلیلی، ۱.۲۵ تجربی)} = 0.758$			
$S_0 =$	1				
T_{ETABS}	زمان تناوب نرم افزار				
ضریب اصلاح طیف	$N = 0.7 / (4 - TS) * (T - TS) + 1 =$	1.052	$B = B_1 N =$		1.73445
ضریب شکل طیف	$B1 = (S + 1) (Ts / T) =$	1.649			

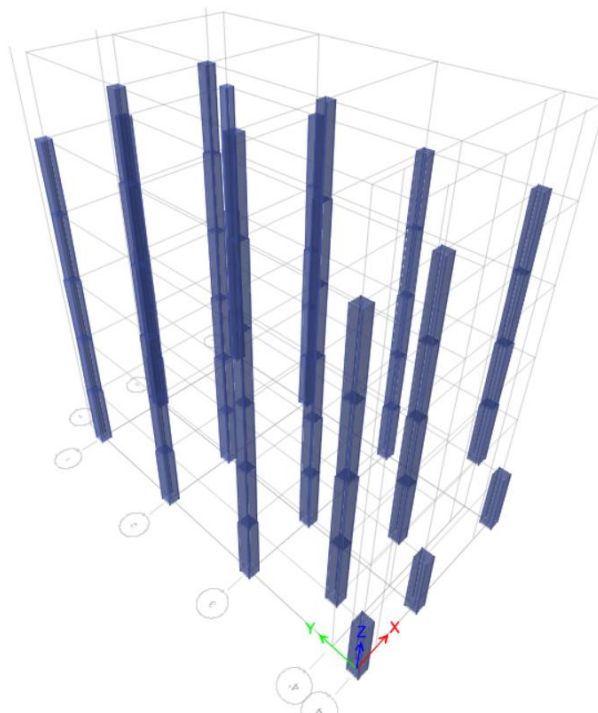
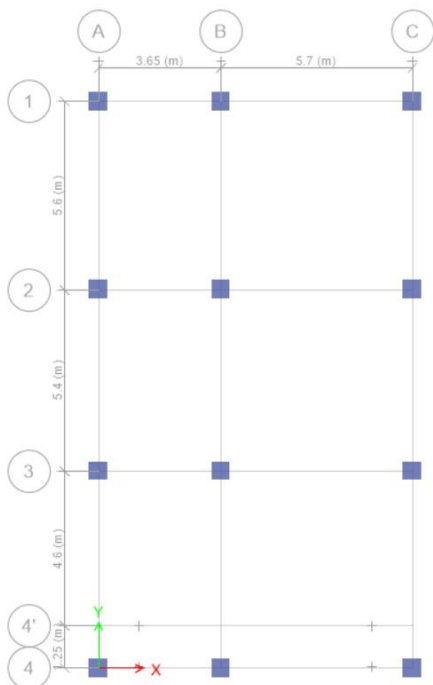
$C_{min} = 0.12 AI =$	0.0360	$K = 0.5T + 0.75 =$	1.129
$C_{DRIFT} =$	0.0488	$K_{DRIFT} =$	1.750

$$C_y = \frac{A \times B \times I}{R_u} \Rightarrow C_y = 0.1041$$

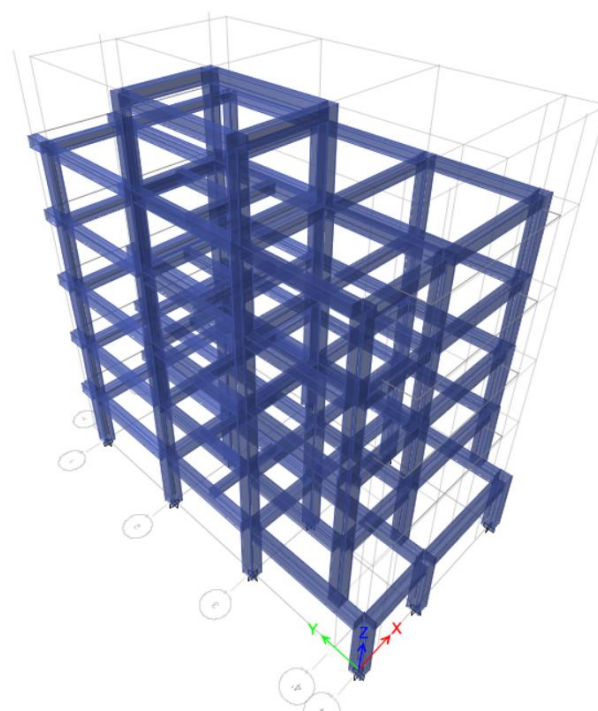
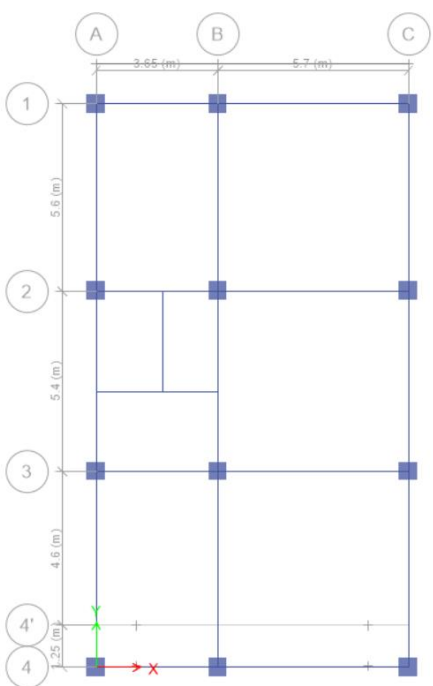


انجام مدل‌سازی، تحلیل و طراحی کامپیوتری

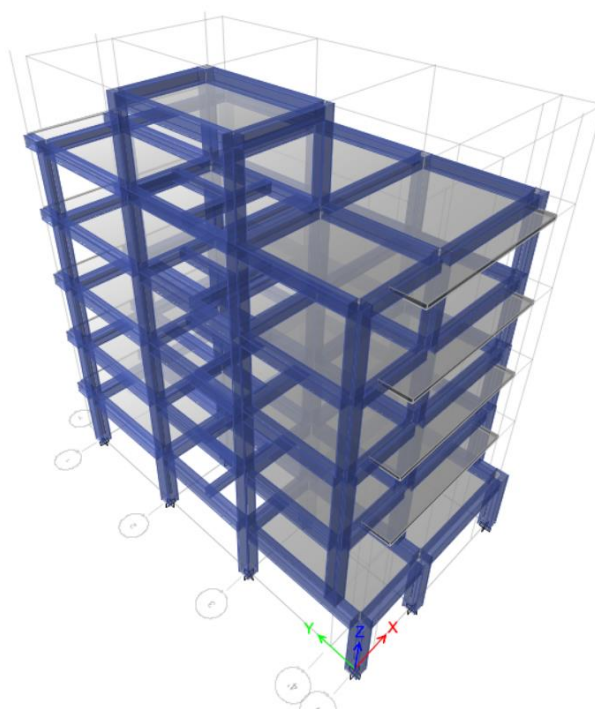
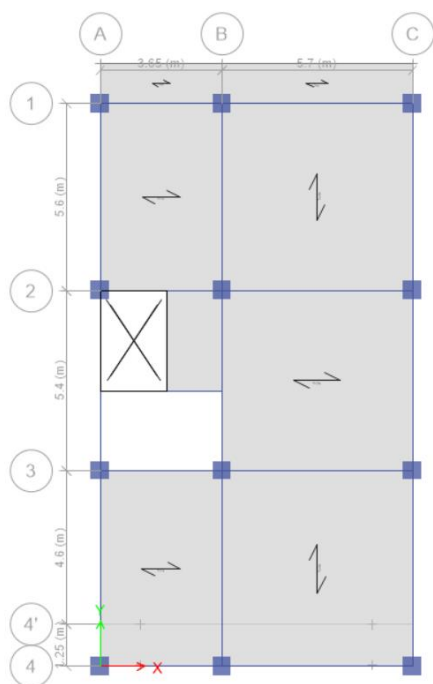
- مدل‌سازی



مدلسازی ستونها



مدلسازی تیرها



مدلسازی کفها



- معرفی وزن لرزه ای سازه

۹ وزن لرزه ای (Mass Source)

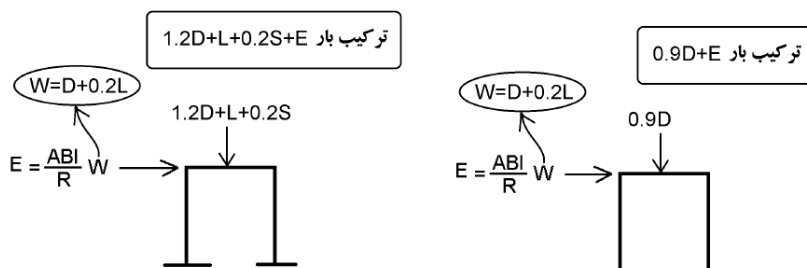
برای راحتی محاسبات می توان برآیند نیروی جانبی طبقه را به صورت یک بار متمرکز نمایش داد. این بار متمرکز به مرکز جرم طبقه وارد می شود. اگر توزیع بارهای مرده و زنده طبقه به صورت یکنواخت باشد مرکز جرم همان مرکز سطح هندسی طبقه خواهد بود. سوال: آیا در محاسبه جرم طبقه و مرکز جرم بارهای زنده نیز باید منظور شوند یا تنها بارهای مرده منظور می شوند؟ پاسخ: هنگام زلزله تنها درصدی از بار زنده دخالت دارد. ماهیت بار زنده به گونه ای است که هنگام حرکت طبقه، به صورت "معلق" در می آید. مثلاً اگر یک کمد یا میلمان داشته باشیم، هنگام زلزله شروع به حرکت می کند و متصل به طبقه باقی نمی ماند (روی زمین سر می خورد). تنها بارهای زنده ای که به صورت متصل به کف هستند به سازه نیروی وارد می کنند. به همین دلیل در آیین نامه های مختلف تنها درصد کمی از این بار در محاسبه نیروی زلزله منظور می شود.

نیروی زلزله نیز در آیین نامه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F = a \times m = \frac{ABI}{R} \times g \times M = \frac{ABI}{R} \times W$$

که در آن W "وزن مؤثر لرزه ای" نامیده می شود.

به شکل زیر توجه نمایید. بار ثقلی اعمال شده به سازه برابر 1.2D+L+0.2S می باشد. ولی در محاسبه نیروی زلزله "وزن لرزه ای" بر اساس D+0.2L محاسبه می شود.



تعریف وزن لرزه ای در استاندارد ۲۸۰۰:

جدول ۱-۳ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله	
درصد میزان بار زنده	محل بار زنده
۲۰	بامهای ساختمانها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین
-	بامهای ساختمانها در سایر مناطق
۲۰	ساختمانهای مسکونی، اداری، هتلها و پارکینگها
۲۰	بیمارستانها، مدارس، فروشگاهها، ساختمانهای محل اجتماع یا ازدحام
حدافل ۴۰	کتابخانهها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)
۱۰۰	مخازن آب و یا سایر مایعات

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

When a building vibrates during an earthquake, only that portion of the mass or weight that is physically tied to the structure needs to be considered as effective. Hence, live loads (e.g., loose furniture, loose equipment, and human occupants) need not be included. However, certain types of live loads, such as storage loads, may develop inertial forces, particularly where they are densely packed

The full snow load need not be considered because maximum snow load and maximum earthquake load are unlikely to occur simultaneously and loose snow does not move with the roof.



Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Live	0.2
Snow	0.2
Mass	1

معرفی وزن موثر لرزه ای به نرم افزار

- معرفی اثر P-Delta

۱۴ اثر P-Δ

ترکیب بار اثر P-delta برای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. در صورتی که ترکیب بار لرزه ای حاکم باشد، می توان ترکیب بار P-delta را به صورت $1.2DEAD+Live+0.2SNOW$ وارد کرد. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده بام (LROOF) وجود ندارد.

Load Pattern	Scale Factor
Dead	1.2
L-RED	1
L-RED-0.5	0.5
Live	1
Live-0.5	1
PARTITION	1
S-DEAD	1.2
SNOW	0.2

- طبق مبحث شش ویرایش ۹۸، تعریف بار L-RED-0.5 مجاز نیست و از لیست فوق باید حذف شود.
- طبق مبحث شش ویرایش ۹۸، بار تیغه های (با وزن رایج در ایران) باید از نوع مرده تعریف شود. در این صورت بار PARTITION را میتوان از تعریف بارها حذف کرد.
- تا آخر سال ۱۴۰۰ استفاده همزمان از مبحث شش ویرایش ۹۲ و ۹۸ مجاز است.
- در شهرهایی که $A=0.35$ می باشد، اثر زلزله قائم مربوط به کل سازه نیز باید در ترکیب بار منظور شود. برای مثال اگر ضریب اهمیت سازه برابر $I=1$ فرض شود، ترکیب بار فوق به صورت $1.41DEAD+LIVE+0.2SNOW$ خواهد بود.

- ۱) $1/4D$
- ۲) $1/2D+1/6L+0.5(L_r یا S یا R)$
- ۳) $1/2D+1/6(L_r یا S یا R)+[L یا 0.5(1/4W)]$
- ۴) $1/2D+1/6(1/4W)+L+0.5(L_r یا S یا R)$
- ۵) $1/2D+1/6E+L+0.2S \leftarrow$
- ۶) $0.8D+1/6(1/4W)$
- ۷) $0.8D+1/6E$
- ۸) $1/2D+0.5L+0.5(L_r یا S)+1/2T$
- ۹) $1/2D+1/6L+1/6(L_r یا S)+1/2T$

- متن زیر مربوط به راهنمای نرم افزار ETABS می باشد که نحوه انتخاب ترکیب بار برای اثر P-delta را تشریح می کند:

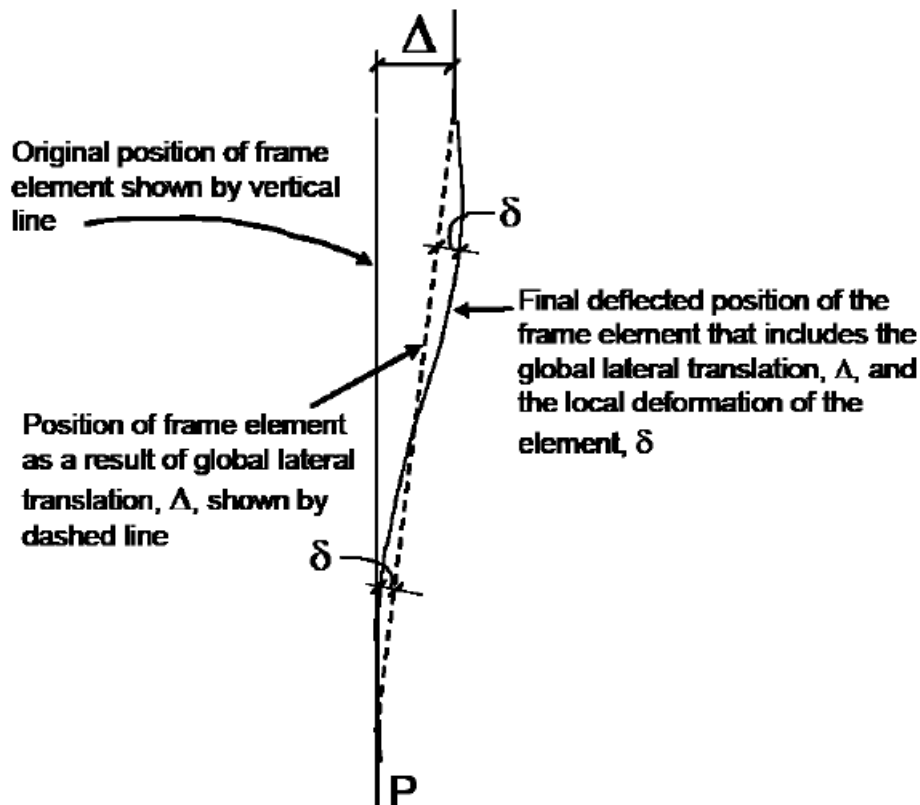


Figure A-1 P- Δ and P- δ effects



Preset P-Delta Options

Automation Method

☐ None

☐ Non-iterative - Based on Mass

☒ Iterative - Based on Loads

Iterative P-Delta Load Case

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

Add

Modify

Delete

Relative Convergence Tolerance 0.0001

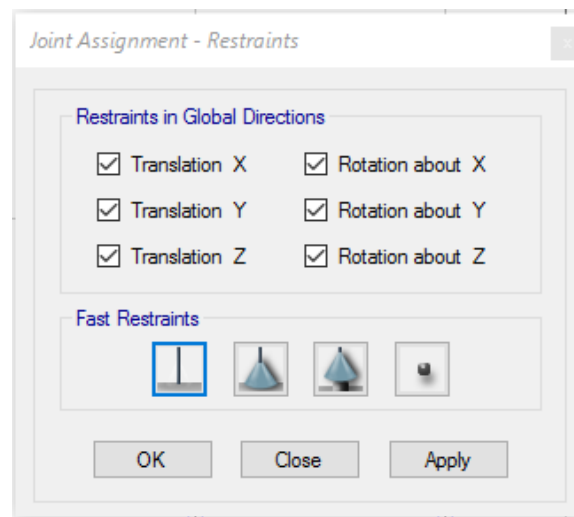
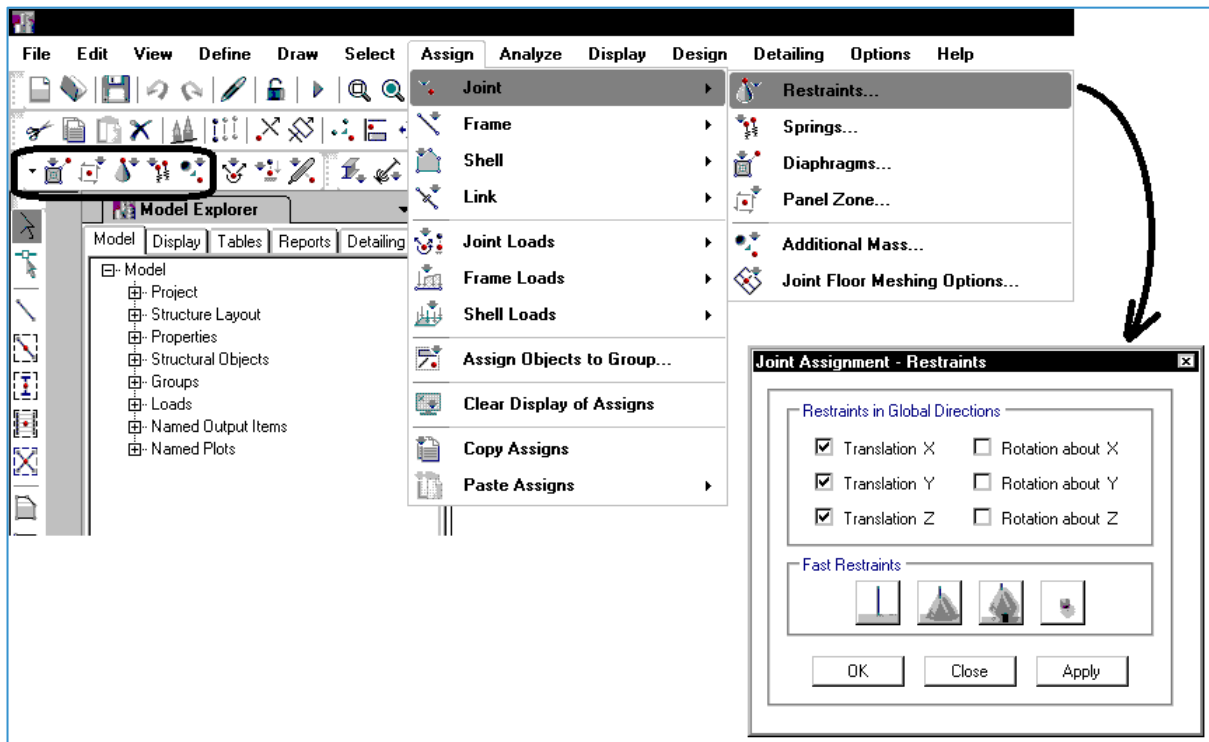
OK Cancel

معرفی اثر P-Delta به نرم افزار

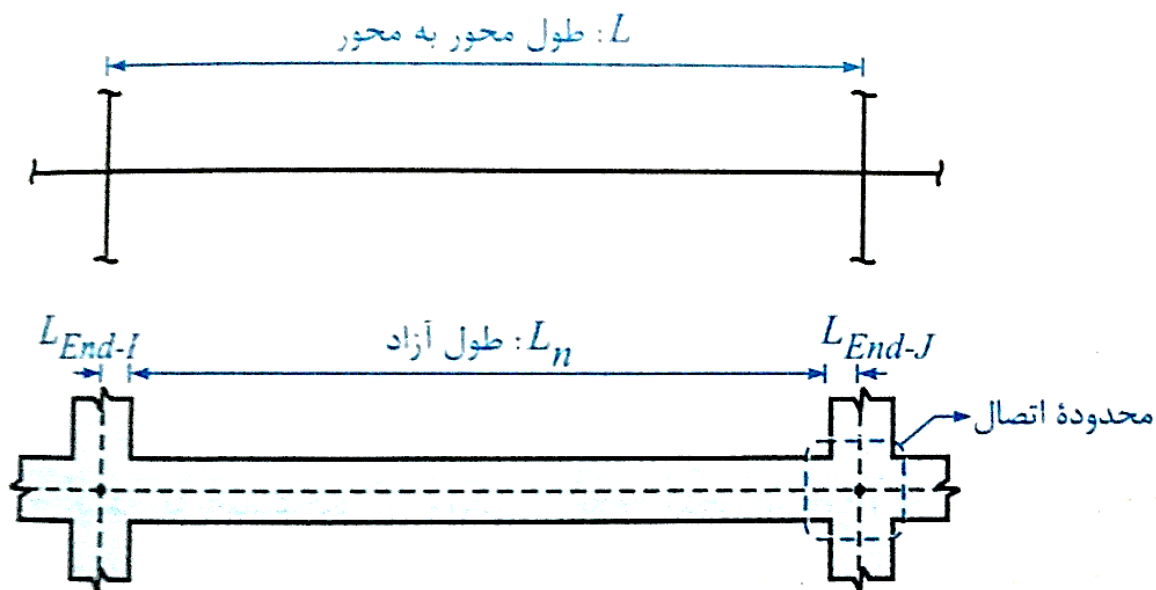


- اختصاص اصلاحات مدل سازی

- اختصاص تکیه گاه گیردار پای ستون ها

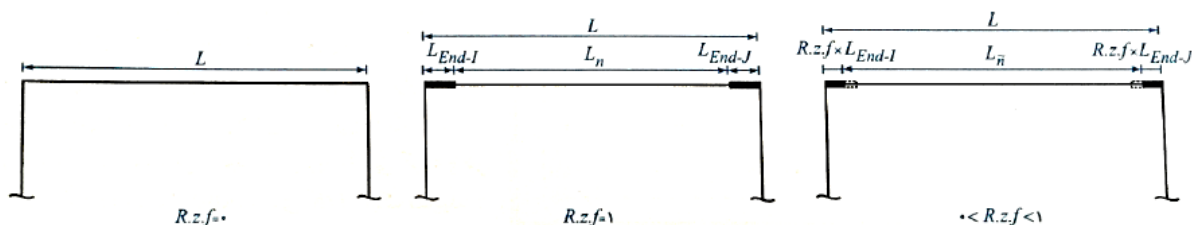


- اختصاص نواحی انتهایی صلب



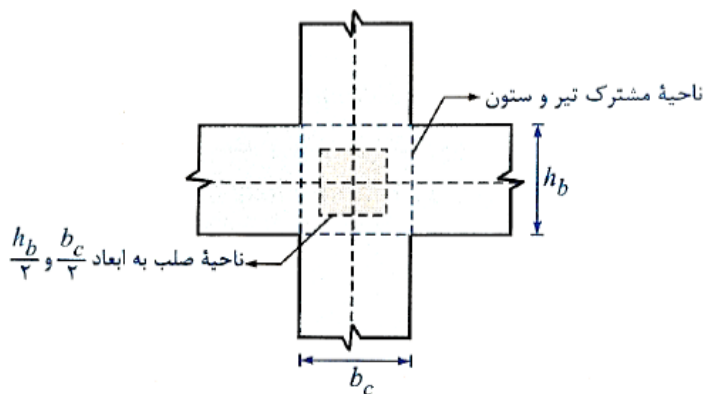
۱- طول واقعی تیر و ستون کمتر از مقدار مدل شده در نرم افزار است:

همان طور که در شکل فوق مشاهده می شود، محدوده ناحیه اتصال، هم برای محاسبه طول تیر و هم به عنوان طول ستون در نظر گرفته می شود. این درحالی است که در واقعیت، طول انعطاف پذیر تیر و ستون کوچک تر از طول محور به محور آن ها بوده و باید در آنالیز مدل طول آزاد این اعضا کمتر از طول محور به محور آن ها در نظر گرفته شود. نرم افزار ETABS برای در نظر گرفتن این



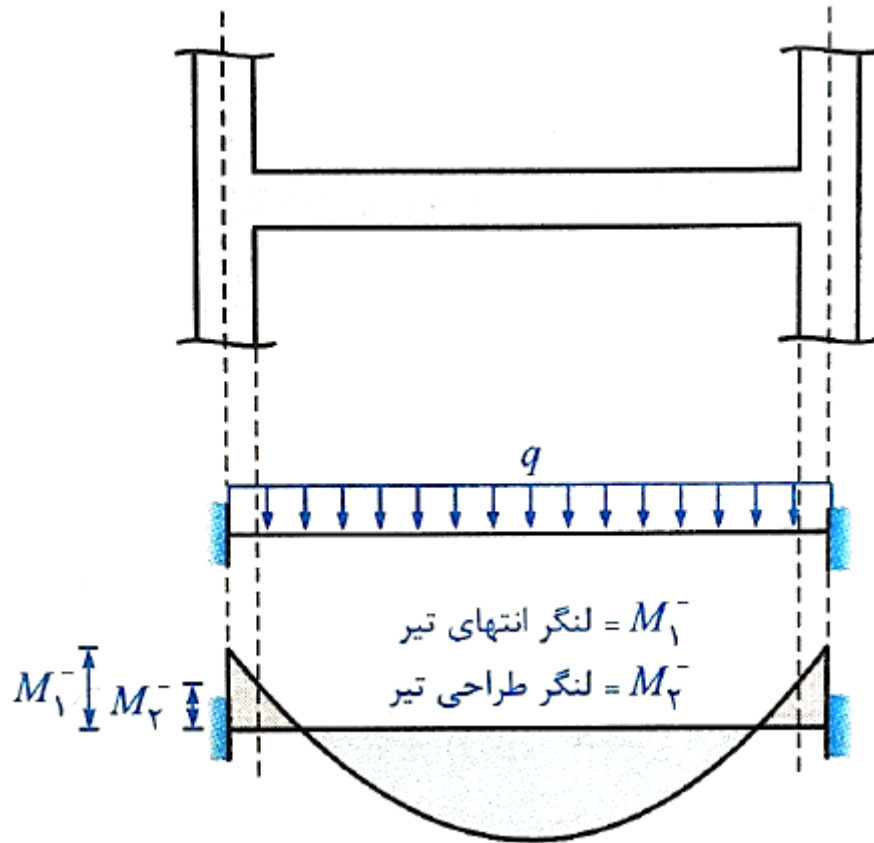
موضوع از ضریبی به نام *Rigid - zone factor* (به طور خلاصه $R \cdot z \cdot f$) استفاده می کند که مقدار آن می تواند بین صفر تا یک قرار گیرد. به عنوان مثال در شکل زیر، سه حالت کلی برای مقدار $R \cdot z \cdot f$ امکان پذیر است.

در حقیقت نرم افزار ETABS با استفاده از پارامتر $R \cdot z \cdot f$ قسمتی از ناحیه مشترک تیر و ستون را صلب در نظر گرفته و طول باقیمانده به عنوان طول عضو در هنگام تحلیل سازه استفاده می شود. با توجه به این موضوع می توان اینگونه نتیجه گرفت در صورتی که $R \cdot z \cdot f = 1$ باشد این نواحی کاملاً صلب فرض شده و از تغییر شکل های نواحی مشترک بین المان ها به طور کامل صرف



نظر می شود و اگر $R \cdot z \cdot f = 0$ باشد، این نواحی کاملاً انعطاف پذیر تلقی می شوند. در نظر گرفتن $R \cdot z \cdot f = 1$ شاید چندان منطقی نباشد، زیرا به دلیل مسائلی نظیر ترک خوردگی بتن و لنگر خمشی زیاد تیر در بر ستون، سختی ناحیه مشترک تیر و ستون را نمی توان بینهایت فرض کرد. از طرفی $R \cdot z \cdot f = 0$ به نظر دور از واقعیت می رسد زیرا سختی نواحی مشترک تیر و ستون که نزدیک به مرکز اتصال است، نوعی از صلبیت را در ذهن مهندس عمران القا می کند. بر این مبنا اغلب مهندسان حرفه ای توصیه می کنند که ۵۰ درصد ناحیه مشترک تیر و ستون به صورت صلب فرض گردد ($R \cdot z \cdot f = 0.5$) که مفهوم آن در شکل زیر قابل مشاهده است.

۲- محل محاسبه لنگر طراحی تیر باید در بر ستون قرار گیرد: در روند تحلیل سازه در ETABS لنگر خمشی اعضا نظیر تیرها در همه طول آن ها محاسبه می شود. از طرفی نرم افزار در هنگام طراحی اعضا مقدار لنگر خمشی در برخی نقاط از طول آن ها را ملاک قرار می دهد. به طور مثال در حالت عادی نرم افزار ETABS مقدار لنگر خمشی تیرها در محل آکس ستون ها را ملاک طراحی ابتدا و انتهای تیر قرار می دهد. این درحالی است که مطابق بند (۹-۱۳-۸-۲) مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، تیرها می توانند برای لنگر خمشی در محل بر ستون طراحی شوند. وقتی در ETABS طول همپوشانی در محل اتصال چند عضو تعریف می شود، به طور خودکار محل محاسبه لنگر خمشی طراحی تیر به اولین ایستگاه طراحی تیر در بر ستون منتقل شده و خواسته مورد (۲) برآورده می گردد. در این حال اگر پارامتر $R \cdot z \cdot f$ هر مقداری داشته باشد، روی محل محاسبه لنگر طراحی اثری ندارد و فقط به دلیل تغییر میزان صلبیت نواحی مشترک، توزیع لنگر در طول تیر تغییر می کند.



۳- وزن قسمت مشترک تیر و ستون باید به صورت صحیح در نظر گرفته شود:

برای محاسبه بار مرده ناشی از وزن اعضا، طول آن ها باید به گونه ای در نظر گرفته شود که وزن قسمت مشترک آن ها به درستی محاسبه گردد. به همین منظور در ورژن های جدید نرم افزار ETABS، حالات مختلفی برای محاسبه وزن اعضا در نظر گرفته شده است. که با استفاده از آن ها می توانیم به نرم افزار بفهمانیم که در هنگام محاسبه وزن اعضای سازه، چگونه با ناحیه مشترک بین المان ها برخورد کند.



Frame Assignment - End Length Offsets

End Offset Along Length

☒ Automatic from Connectivity

☐ Define Lengths

End-I m

End-J m

Rigid-zone factor

Frame Self Weight Option

☒ Auto

☐ Weight Based on Full Length

☐ Weight Based on Clear Length

OK Close Apply

- اختصاص ضرایب ترک خوردگی

یکی از تفاوت های اساسی بین سازه های بتنی و فولادی بحث ترک خوردگی اعضای بتنی است که باید تاثیر آن در تحلیل و طراحی سازه در نظر گرفته شود. در یک سازه بتن آرمه که تحت اثر بارهای ثقیلی و جانبی قرار می گیرد، در بخش هایی از مقطع اعضا تنش های کششی ایجاد شده که این تنش ها باعث ترک خوردن مقطع می شوند. واضح است که به وجود آمدن این ترک ها در مقطع سبب بروز رفتار غیرخطی در سازه خواهد شد، در حالی که در تحلیل و طراحی سازه ها، رفتار اعضا را خطی در نظر می گیریم. با توجه به اینکه ترک خوردن مقطع باعث حذف عملکرد قسمتی از آن می شود، بنابراین با یک فرض ساده کننده مهندسی، می توان برای محاسبه سختی عضو تاثیر قسمت ترک خورده را در نظر نگرفت.

اوصولا برای یک عضو بتنی سه نوع سختی شامل سختی محوری (EA)، سختی خمشی (EI) و سختی پیچشی (GJ) می توان در نظر گرفت که در ادامه اثر ترک خوردن مقطع بر روی هر یک از این سختی ها را بررسی می کنیم:

سختی محوری (EA): پارامتر E مدول ارتجاعی بتن بوده و به خواص ماده وابسته است. به عبارت دیگر، ترک خوردن مقطع تاثیر خاصی بر روی این ضریب ندارد. بنابراین باید اثر ترک خوردگی را تنها بر روی مساحت مقطع (پارامتر A) بررسی کنیم. از طرفی از آن جا که ترک خوردگی خمشی ارتباط مستقیمی با رفتار محوری مقطع ندارد، نیازی به کاهش سطح مقطع عضو نیست. بنابراین ضرایب ترک خوردگی به سختی محوری عضو اعمال نمی شود.



سختی خمشی مقطع (EI): در توضیحات بالا گفته شد که مدول ارتجاعی مقطع (E) به مشخصات ماده وابسته بوده و با ترک خوردن مقطع تغییری نمی کند. بنابراین باید نحوه تاثیر ترک خوردن بر روی ممان اینرسی را بررسی کنیم. قبل از ترک خوردن بتن در ناحیه کششی مقطع، سختی خمشی با استفاده از ممان اینرسی کل مقطع (I_g) به دست می آید. حال اگر این مقطع تحت تاثیر لنگر خمشی قرار گیرد، بر اثر ترک های ایجاد شده در ناحیه کششی، عملکرد بخش قابل توجهی از آن حذف شده و ممان اینرسی مؤثر (I_e) برابر ممان اینرسی قسمت فشاری (ترک نخورده) خواهد شد. بنابراین در تحلیل و طراحی سازه باید ممان اینرسی کل مقطع (I_g) به ممان اینرسی مؤثر (I_e) تبدیل شود. برای در نظر گرفتن این موضوع آیین نامه های طراحی از ضریب ترک خوردگی استفاده می کنند که به صورت زیر تعریف می شود:

$$\text{ضریب ترک خوردگی} = \frac{(I_e)}{(I_g)}$$

واضح است که میزان ترک خوردن مقطع در طول یک عضو متغیر بوده و به عواملی نظیر مقدار آرماتور و تلاش های ایجاد شده در هر قسمت از عضو بستگی دارد. با توجه به این که در نظر گرفتن این مسائل در تحلیل و طراحی بسیار مشکل و زمانبر است، آیین نامه ها برای ساده سازی از یک ضریب متوسط و محافظه کارانه برای کل عضو استفاده می کنند.

سختی پیچشی مقطع (GJ): سختی پیچشی عضو به دو پارامتر مدول برشی (G) و ممان اینرسی پیچشی (J) مقطع وابسته می باشد. مدول برشی نیز مانند مدول الاستیسیته به خواص بتن وابسته بوده و با ترک خوردن مقطع، مقدار آن تغییر نمی کند. بنابراین باید اثر ترک خوردگی مقطع را بر روی ممان اینرسی پیچشی که موضوعی نسبتاً پیچیده است بررسی کنیم.

با توجه به توضیحات ارائه شده در بالا می توان اینگونه نتیجه گرفت که مقدار سختی یک عضو بتن آرمه که باید در مدل سازی در نظر گرفته شود، تابعی از میزان ترک خوردگی عضو می باشد. به همین دلیل آیین نامه های طراحی سازه های بتنی، ضرایبی را برای کاهش سختی اعضای بتنی معرفی می کنند. این ضرایب باید در مراحل نظیر طراحی سازه در برابر زلزله، کنترل تغییر مکان های جانبی ناشی از زلزله،

تعیین زمان تناوب سازه، کنترل خیز و ارتعاش اعضای سازه و نیز سایر مقاصد طراحی مورد استفاده قرار گیرند. قابل ذکر است که ضرایب کاهش سختی اعضای بتنی در آیین نامه ممکن است در هر یک از مراحل مذکور، مقادیر متفاوت داشته باشند.

بی شک دقیق ترین رویکردی که برای در نظر گرفتن تاثیر ترک خوردگی در سازه های بتن آرمه می توان متصور شد، استفاده از تحلیل های غیر خطی است. با این حال از آن جا که در اغلب پروژه های مهندسی از تحلیل های خطی استفاده می شود، به طور محافظه کارانه تاثیر ترک خوردگی را با کاربرد ضرایب کاهش سختی اعمال می کنیم. در این جا مقدار ضرایب ترک خوردگی که در آیین نامه های مختلف بیان شده است در جدول زیر ارائه شده است:

با توجه به توضیحاتی که تا اینجا ارائه گردید، قبل از آغاز تحلیل سازه لازم است در مورد ضرایب ترک خوردگی اعضای سیستم باربر جانبی تصمیم گیری شده و ضرایب مناسب به اعضا اعمال شود و در ادامه پس از تحلیل و طراحی سازه، فرض های در نظر گرفته شده نظیر وضعیت مهارشدگی قاب ها و همچنین وضعیت ترک خوردگی دیوارها کنترل گردد. این ضرایب در مراحل مختلف طراحی و کنترل سازه دارای مقادیر مختلفی هستند که در ادامه به جمع بندی آن ها می پردازیم:

ضرایب ترک خوردگی در مرحله طراحی سازه (تعیین مقاومت اعضا): در این حالت لازم است ضرایب ترک خوردگی در لحظه مقاومت نهایی در نظر گرفته شوند. بنابراین ضرایب مورد استفاده کمترین مقدار را خواهند داشت. در جدول زیر ضرایب ارائه شده در این پروژه و در این مرحله ارائه شده است.



جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای
ضریب‌دار

عضو و شرایط آن	ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها	$0.7I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
دیوارها	$0.7I_g$		
	$0.35I_g$		
تیرها	$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$		



Frame Assignment - Property Modifiers

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Close Apply

معرفی ضریب ترک خوردگی ستون ها در نرم افزار

Frame Assignment - Property Modifiers

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.35
Mass	1
Weight	1

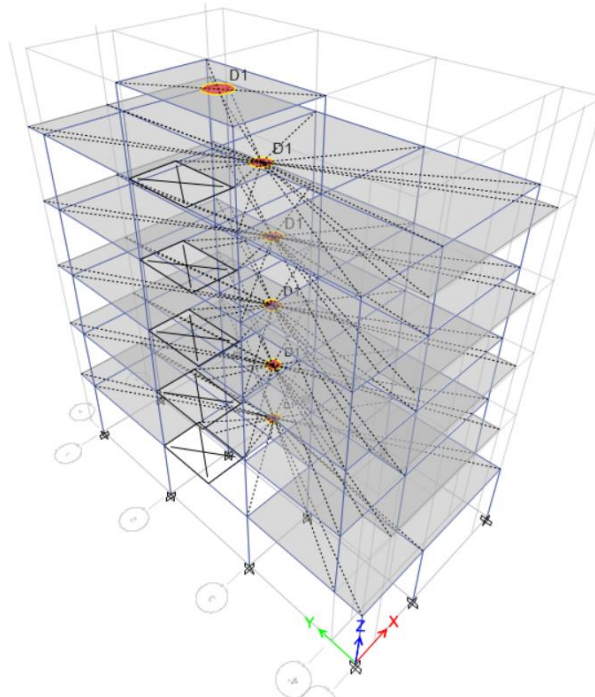
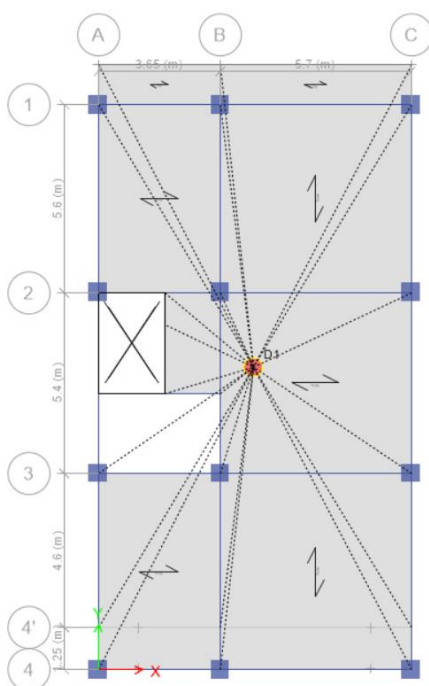
OK Close Apply

معرفی ضریب ترک خوردگی تیرها در نرم افزار

- اختصاص دیافراگم

سقف های تیرچه بلوک با ابعاد متداول دهانه و ضخامت، دارای صلبیت درون صفحه کافی بوده و اغلب می توان از تغییر شکل های درون صفحه ای آن ها نسبت به تغییر شکل های جانبی سازه صرف نظر نمود. با توجه به این موضوع در هنگام تحلیل سازه می توان به این کف ها دیافراگم صلب اختصاص داد. این ویژگی باعث کاهش درجات آزادی سقف و افزایش سرعت تحلیل سازه خواهد شد و از نظر ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ نیز مجاز می باشد.

به طور کلی می دانیم که عمده نیروهای جانبی ناشی از زلزله به سقف های سازه وارد می شوند و سپس توسط سقف های بین المان های باربر جانبی نظیر قاب های خمشی توزیع خواهند شد. بنابراین نسبت سختی سقف به سختی المان های باربر جانبی می تواند بر توزیع نیروهای جانبی و تغییر شکل های ایجاد شده در المان های باربر جانبی مؤثر باشد. بر اساس ضوابط بند (۳-۸) از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در صورتی که تغییر شکل درون صفحه دیافراگم کمتر از ۵۰ درصد تغییر شکل جانبی طبقه باشد، می توان سختی درون صفحه سقف را بی نهایت در نظر گرفته و از تغییر شکل های درون صفحه دیافراگم نسبت به تغییر شکل های جانبی سازه صرف نظر نمود. به عبارت دیگر می توان در هنگام مدل سازی نرم افزاری، دیافراگم کف را به صورت صلب در نظر گرفت.



اعمال دیافراگم



- ترکیبات بارگذاری

۲-۶ ترکیب بارها

۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی در برابر بارهای ثقلی و محیطی

۲-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضا و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

- ۱) $1/4D$
- ۲) $1/2D + 1/6L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$
- ۴) $1/2D + 1/6W + L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2D + E + L + 0/2S$
- ۶) $0/9D + 1/6W$
- ۷) $0/9D + E$

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها (ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب $1/6$ در ترکیب بارها منظور شود،

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب $0/9$ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف‌نظر گردد.

ج) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بر ترکیب بارهای ارائه شده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

- ۱) $1/2D + 0/5L + 0/5(L_r \text{ یا } S) + 1/2T$
- ۲) $1/2D + 1/6L + 1/6(L_r \text{ یا } S) + T$

ح) در مواردی که بر طبق ضوابط بند ۶-۱۱-۱۴ این میحث، کنترل سازه برای زلزله سطح بهره‌برداری الزامی باشد، مقاومت سازه، اعضا و اجزای آن باید برای ترکیب بار زیر نیز بررسی شود. در این حالت در محاسبه مقاومت طراحی اعضا، ضوابط بند فوق‌الذکر و استاندارد ۲۸۰۰ ایران باید رعایت گردد.

$$D + 0/5L + 0/5(L_r \text{ یا } S) + E_{ser}$$

ترکیبات بارگذاری سازه‌های بتن آرمه طبق ترکیبات بار آئین نامه **ACI 318** به نرم افزار معرفی می‌گردد

که بایستی برای استفاده از حالت پیش فرض نرم افزار و فراخوانی ترکیبات بار بایستی الگوهای بارگذاری را به

نرم افزار معرفی نموده و با اصلاحات زیر اقدام به فراخوانی ترکیبات بار از نرم افزار نمائیم:

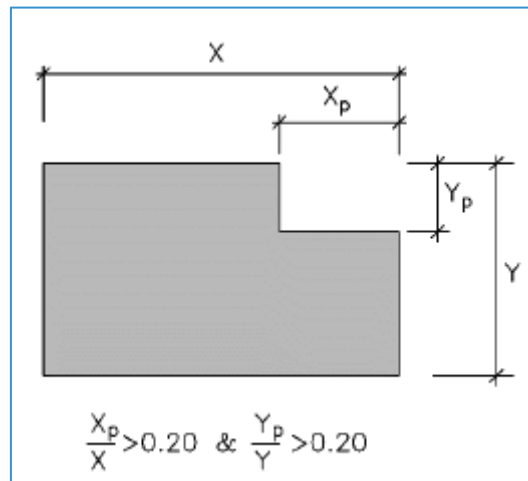
- اصلاح اول؛ اعمال قاعده ۱۰۰-۳۰

بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در صورتیکه ساختمان یکی از شرایط زیر را داشته باشد باید اثر همزمانی زلزله در دو راستای متعامد ساختمان در نظر گرفته شود.

الف - ساختمان های نامنظم در پلان

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف-نامنظمی هندسی: در مواردی که پس رفتگی همزمان در دو جهت در یکی از گوشه های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

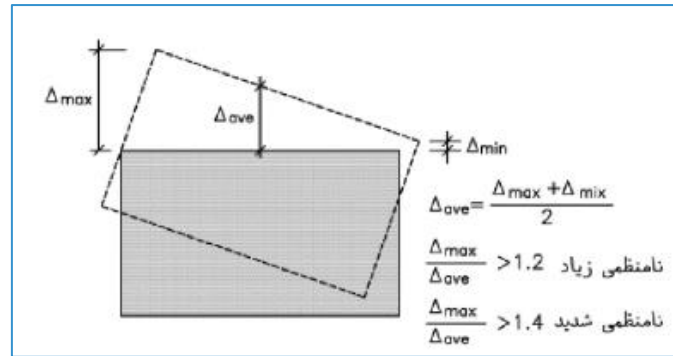


✓ در پلان این پروژه فرورفتگی یا برجستگی نداریم پس این نامنظمی موجود نخواهد بود.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$

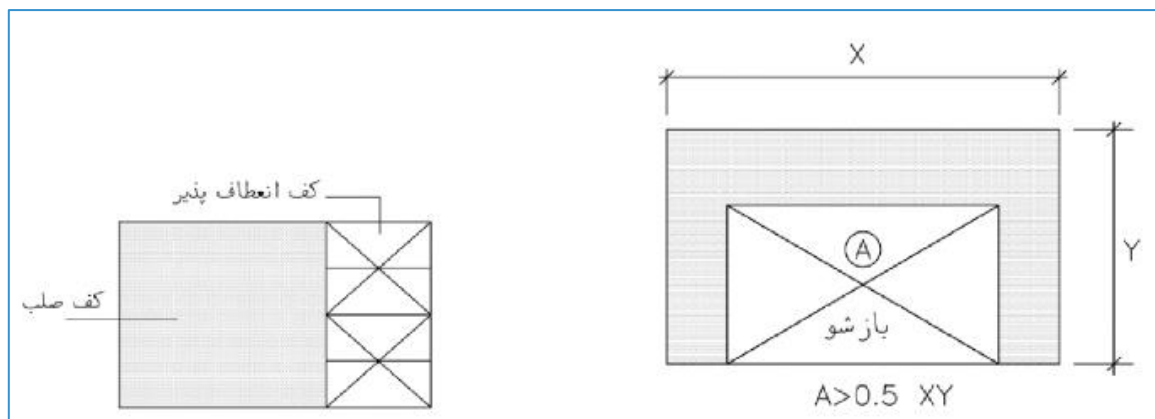
بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود.

نامنظمی های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کفها صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می کند.



✓ این کنترل را بعد از تحلیل سازه می‌توانیم از نتایج نرم افزار کنترل نمائیم.

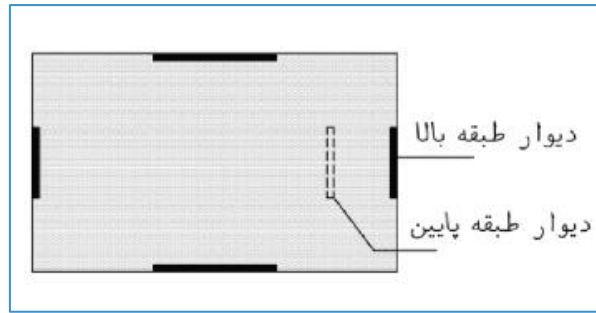
پ-نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.



✓ هیچ یک از حالات فوق در پلان ما موجود نمی‌باشد بنابراین این نامنظمی نیز موجود

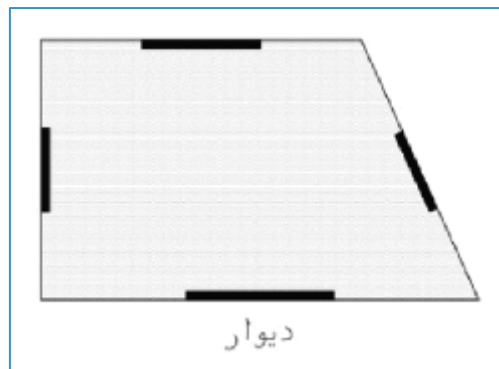
نخواهد بود.

ت-نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربرجانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد.



✓ حالت فوق در پلان ما موجود نمی‌باشد.

ث - نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.

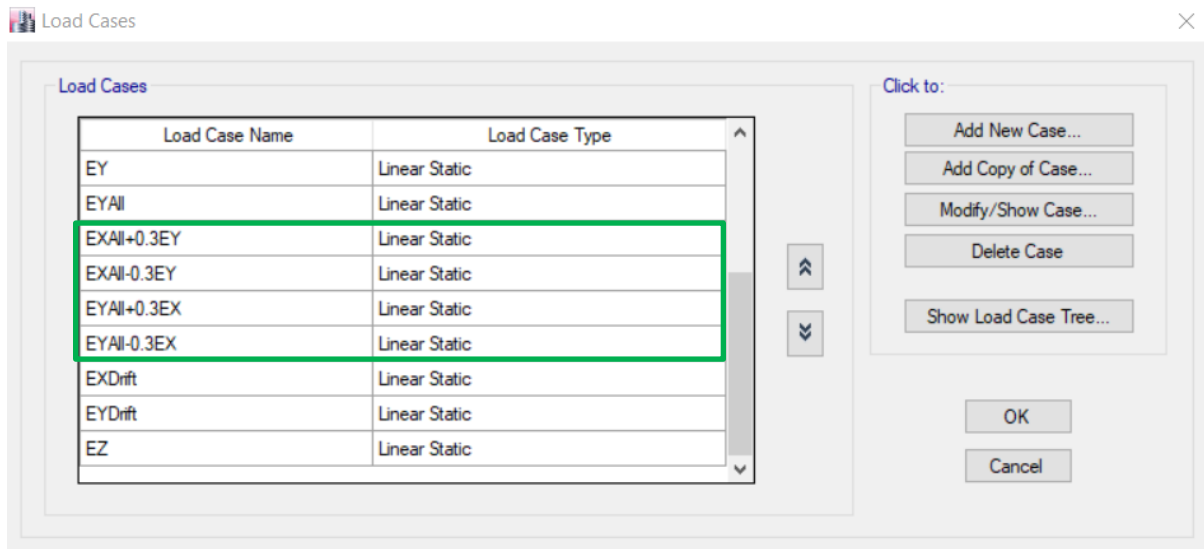


✓ حالت فوق در پلان ما موجود نمی‌باشد.

➤ بنابراین سازه ما منظم در پلان بوده و شرط الف را دارا نمی‌باشد.

ب - کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم جانبی قرار دارند.

با توجه به سیستم باربر جانبی پروژه که سیستم قاب خمشی می‌باشد تمامی اتصالات تیر به ستون از نوع گیردار می‌باشد که به همه ستون‌ها حداقل ۲ تیر (تیرها سیستم مقاوم جانبی به حساب می‌آیند) متصل شده است پس سازه شرط ب را دارا بوده و بایستی اثر همزمانی زلزله متعامد را در نظر بگیریم.



اعمال قاعده ۳۰-۱۰۰ در نرم افزار



اصلاح دوم؛ اعمال بار قائم زلزله

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{VU}=0.6 A I W_p \quad (3-10)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

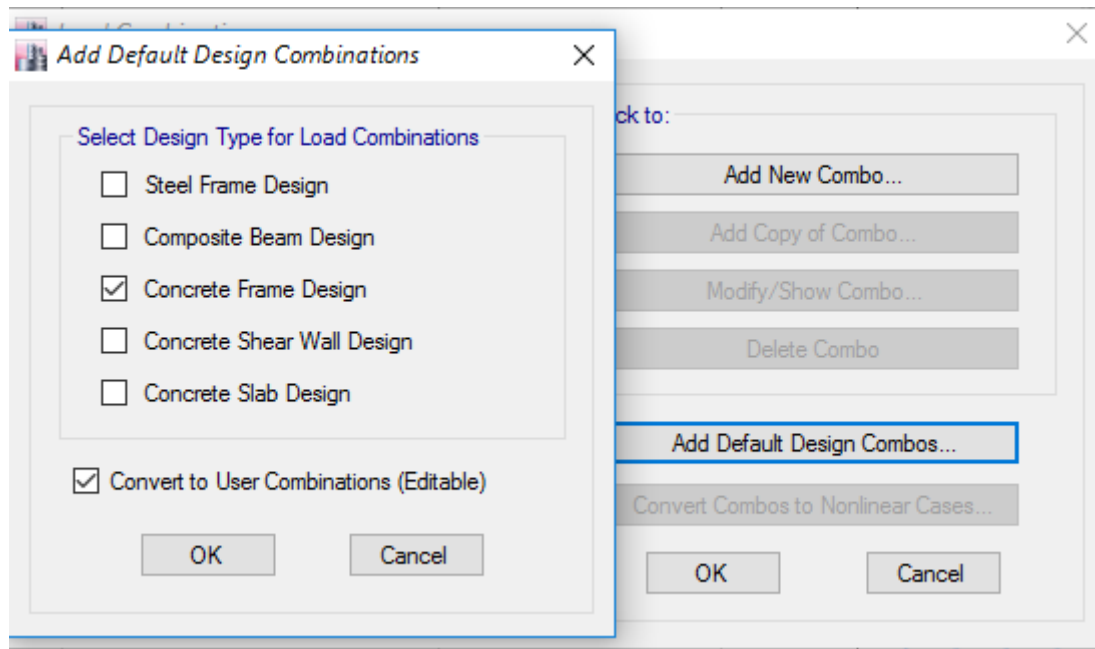
نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.

در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

توضیحات آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در خصوص بار قائم زلزله

✓ با توجه به بند فوق از ۴ حالت ممکن برای بار قائم زلزله حالت چهار موجود بوده و بایستی بار قائم

زلزله را به قسمت بالکن و طره اعمال نمود.



فراخوانی ترکیبات بارگذاری در نرم افزار

TABLE: Load Combinations			
Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type
UDCon1	Dead	1.4	Linear Add
UDCon2	Dead	1.2	Linear Add
UDCon2	Live	1.6	
UDCon2	Snow	0.5	
UDCon3	Dead	1.2	Linear Add
UDCon3	Live	1.6	
UDCon3	Lroof	0.5	
UDCon4	Dead	1.2	Linear Add
UDCon4	Live	1	
UDCon4	Snow	1.6	
UDCon5	Dead	1.2	Linear Add
UDCon5	Live	1	
UDCon5	Lroof	1.6	
UDCon6	Dead	1.2	Linear Add
UDCon6	Live	1	
UDCon6	Snow	0.2	
UDCon6	EX	1	
UDCon6	EZ	1	
UDCon7	Dead	1.2	Linear Add
UDCon7	Live	1	
UDCon7	Snow	0.2	
UDCon7	EX	-1	
UDCon7	EZ	1	
UDCon8	Dead	1.2	Linear Add



UDCon8	Live	1	
UDCon8	Snow	0.2	
UDCon8	EXAll	1	
UDCon8	EZ	1	
UDCon9	Dead	1.2	Linear Add
UDCon9	Live	1	
UDCon9	Snow	0.2	
UDCon9	EXAll	-1	
UDCon9	EZ	1	
UDCon10	Dead	1.2	Linear Add
UDCon10	Live	1	
UDCon10	Snow	0.2	
UDCon10	EY	1	
UDCon10	EZ	1	
UDCon11	Dead	1.2	Linear Add
UDCon11	Live	1	
UDCon11	Snow	0.2	
UDCon11	EY	-1	
UDCon11	EZ	1	
UDCon12	Dead	1.2	Linear Add
UDCon12	Live	1	
UDCon12	Snow	0.2	
UDCon12	EYAll	1	
UDCon12	EZ	1	
UDCon13	Dead	1.2	Linear Add
UDCon13	Live	1	
UDCon13	Snow	0.2	
UDCon13	EYAll	-1	
UDCon13	EZ	1	
UDCon14	Dead	1.2	Linear Add
UDCon14	Live	1	
UDCon14	Snow	0.2	
UDCon14	EXAll+0.3EY	1	
UDCon14	EZ	1	
UDCon15	Dead	1.2	Linear Add
UDCon15	Live	1	
UDCon15	Snow	0.2	
UDCon15	EXAll+0.3EY	-1	
UDCon15	EZ	1	
UDCon16	Dead	1.2	Linear Add
UDCon16	Live	1	
UDCon16	Snow	0.2	
UDCon16	EXAll-0.3EY	1	
UDCon16	EZ	1	
UDCon17	Dead	1.2	Linear Add
UDCon17	Live	1	



UDCon17	Snow	0.2	
UDCon17	EXAll-0.3EY	-1	
UDCon17	EZ	1	
UDCon18	Dead	1.2	Linear Add
UDCon18	Live	1	
UDCon18	Snow	0.2	
UDCon18	EYAll+0.3EX	1	
UDCon18	EZ	1	
UDCon19	Dead	1.2	Linear Add
UDCon19	Live	1	
UDCon19	Snow	0.2	
UDCon19	EYAll+0.3EX	-1	
UDCon19	EZ	1	
UDCon20	Dead	1.2	Linear Add
UDCon20	Live	1	
UDCon20	Snow	0.2	
UDCon20	EYAll-0.3EX	1	
UDCon20	EZ	1	
UDCon21	Dead	1.2	Linear Add
UDCon21	Live	1	
UDCon21	Snow	0.2	
UDCon21	EYAll-0.3EX	-1	
UDCon21	EZ	1	
UDCon22	Dead	0.9	Linear Add
UDCon22	EX	1	
UDCon22	EZ	-1	
UDCon23	Dead	0.9	Linear Add
UDCon23	EX	-1	
UDCon23	EZ	-1	
UDCon24	Dead	0.9	Linear Add
UDCon24	EXAll	1	
UDCon24	EZ	-1	
UDCon25	Dead	0.9	Linear Add
UDCon25	EXAll	-1	
UDCon25	EZ	-1	
UDCon26	Dead	0.9	Linear Add
UDCon26	EY	1	
UDCon26	EZ	-1	
UDCon27	Dead	0.9	Linear Add
UDCon27	EY	-1	
UDCon27	EZ	-1	
UDCon28	Dead	0.9	Linear Add
UDCon28	EYAll	1	
UDCon28	EZ	-1	
UDCon29	Dead	0.9	Linear Add
UDCon29	EYAll	-1	



UDCon29	EZ	-1	
UDCon30	Dead	0.9	Linear Add
UDCon30	EXAll+0.3EY	1	
UDCon30	EZ	-1	
UDCon31	Dead	0.9	Linear Add
UDCon31	EXAll+0.3EY	-1	
UDCon31	EZ	-1	
UDCon32	Dead	0.9	Linear Add
UDCon32	EXAll-0.3EY	1	
UDCon32	EZ	-1	
UDCon33	Dead	0.9	Linear Add
UDCon33	EXAll-0.3EY	-1	
UDCon33	EZ	-1	
UDCon34	Dead	0.9	Linear Add
UDCon34	EYAll+0.3EX	1	
UDCon34	EZ	-1	
UDCon35	Dead	0.9	Linear Add
UDCon35	EYAll+0.3EX	-1	
UDCon35	EZ	-1	
UDCon36	Dead	0.9	Linear Add
UDCon36	EYAll-0.3EX	1	
UDCon36	EZ	-1	
UDCon37	Dead	0.9	Linear Add
UDCon37	EYAll-0.3EX	-1	
UDCon37	EZ	-1	



- ضریب نامعینی

ضریب درجه نامعینی سازه، یکی از پارامترهای جدیدی است که در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ معرفی شده است. در این آیین نامه به منظور تامین درجه نامعینی کافی برای تحمل نیروهای جانبی در سازه، از مفهوم ضریب درجه نامعینی استفاده می شود. به همین دلیل در صورتی که در یک سازه تعداد عناصر برابر جانبی کم باشد، درجه نامعینی مورد نظر آیین نامه تامین نشده و در هنگام زلزله توانایی سازه برای رسیدن به عملکرد مطلوب در جذب انرژی و دستیابی به شکل پذیری کاهش می یابد. با توجه به این موضوع، مطابق بند (۳-۳-۲) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آن ها در دو جهت عمود بر هم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این موارد لازم است برش پایه ساختمان با ضریب $\rho = 1.2$ افزایش داده شود. از طرفی ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آن ها دارای یکی از خصوصیات (الف) یا (ب) زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آن ها ضریب $\rho = 1$ در نظر گرفته می شود:

(الف) - ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ساختمان در آن ها ایجاد می شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. از طرفی دقت می کنیم که در سیستم های دارای دیوار برشی، برای تعیین تعداد دهانه ها باید طول دیوار را بر ارتفاع طبقه تقسیم کنیم.

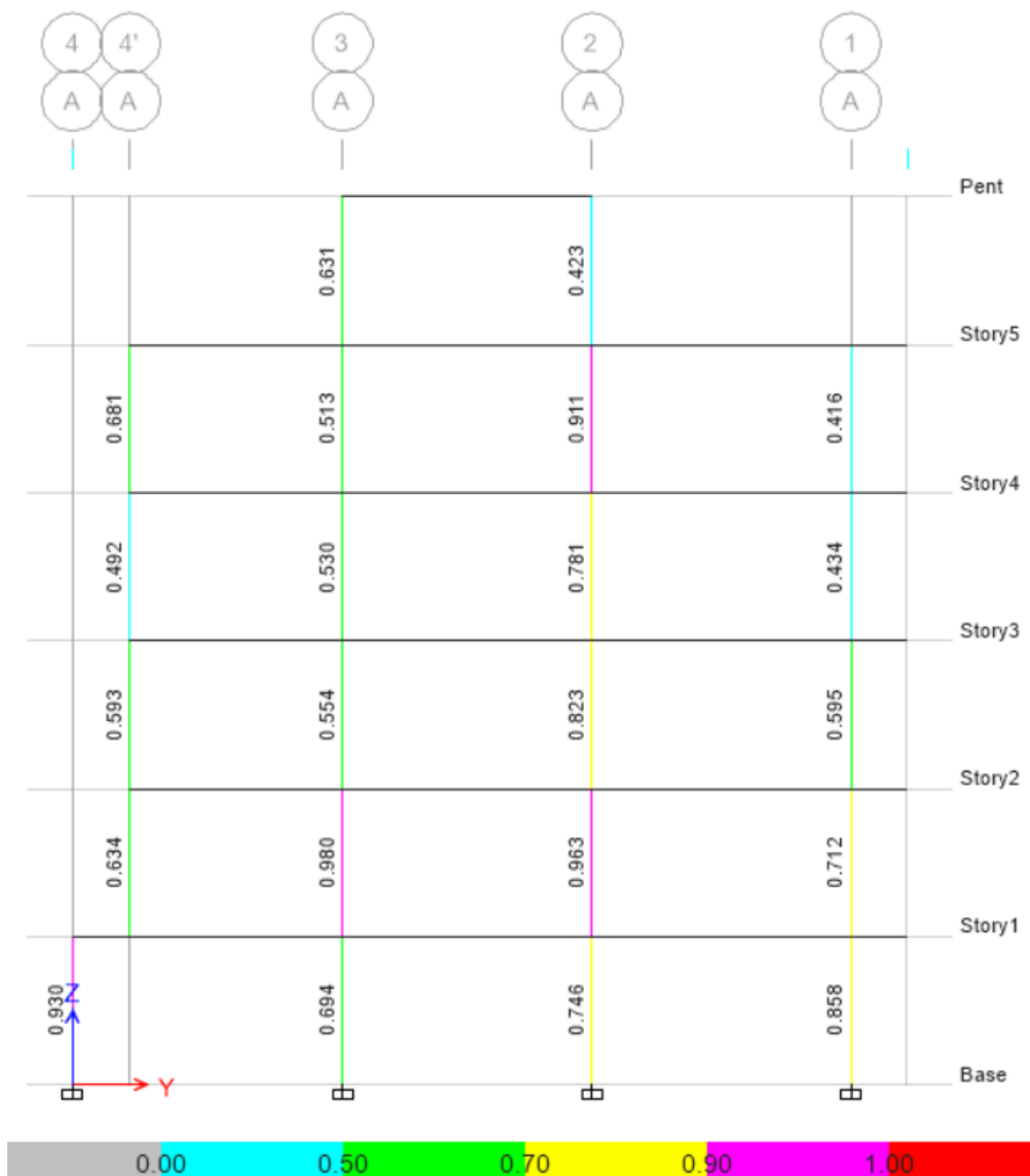
(ب) - هر طبقه ای از ساختمان که در آن بیش از ۳۵٪ نیروی برش پایه ایجاد شود، باید با توجه به نوع سیستم سازه ای، ضوابط جدول زیر را دارا باشد:

ضوابط استفاده از $\rho = 1$ برای مواردی که بیش از ۳۵٪ نیروی برش پایه در طبقه ای از ساختمان ایجاد می شود

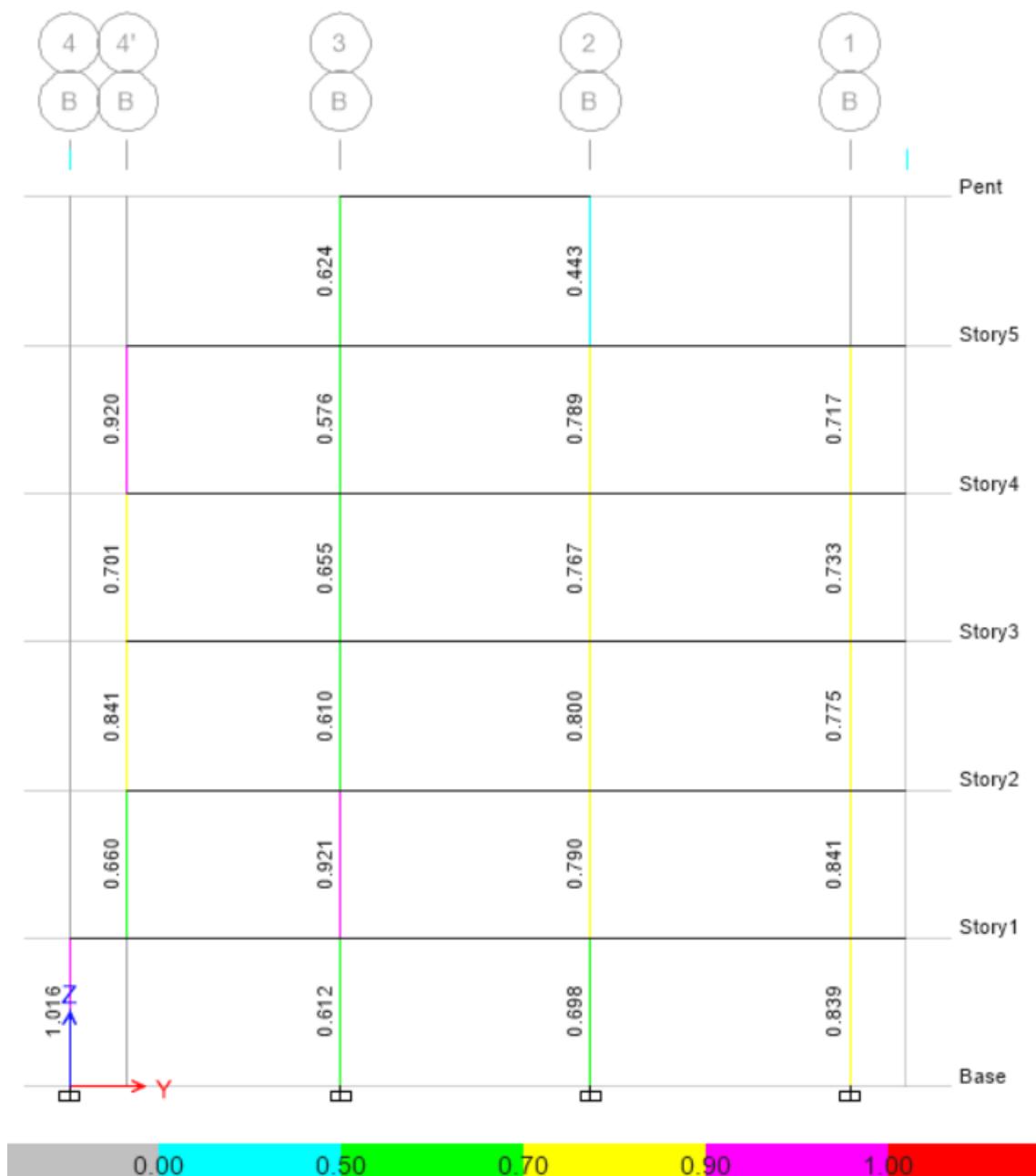
نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	ضوابط
قاب ساده مهار بندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن، باعث از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت جانبی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از یک	حذف یک دهانه دیوار برشی یا یک پایه و یا اتصالات جمع کننده آن ها، موجب از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت جانبی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.
قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر، باعث از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت جانبی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون ها، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیش از ۳۳٪ نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نگردد.

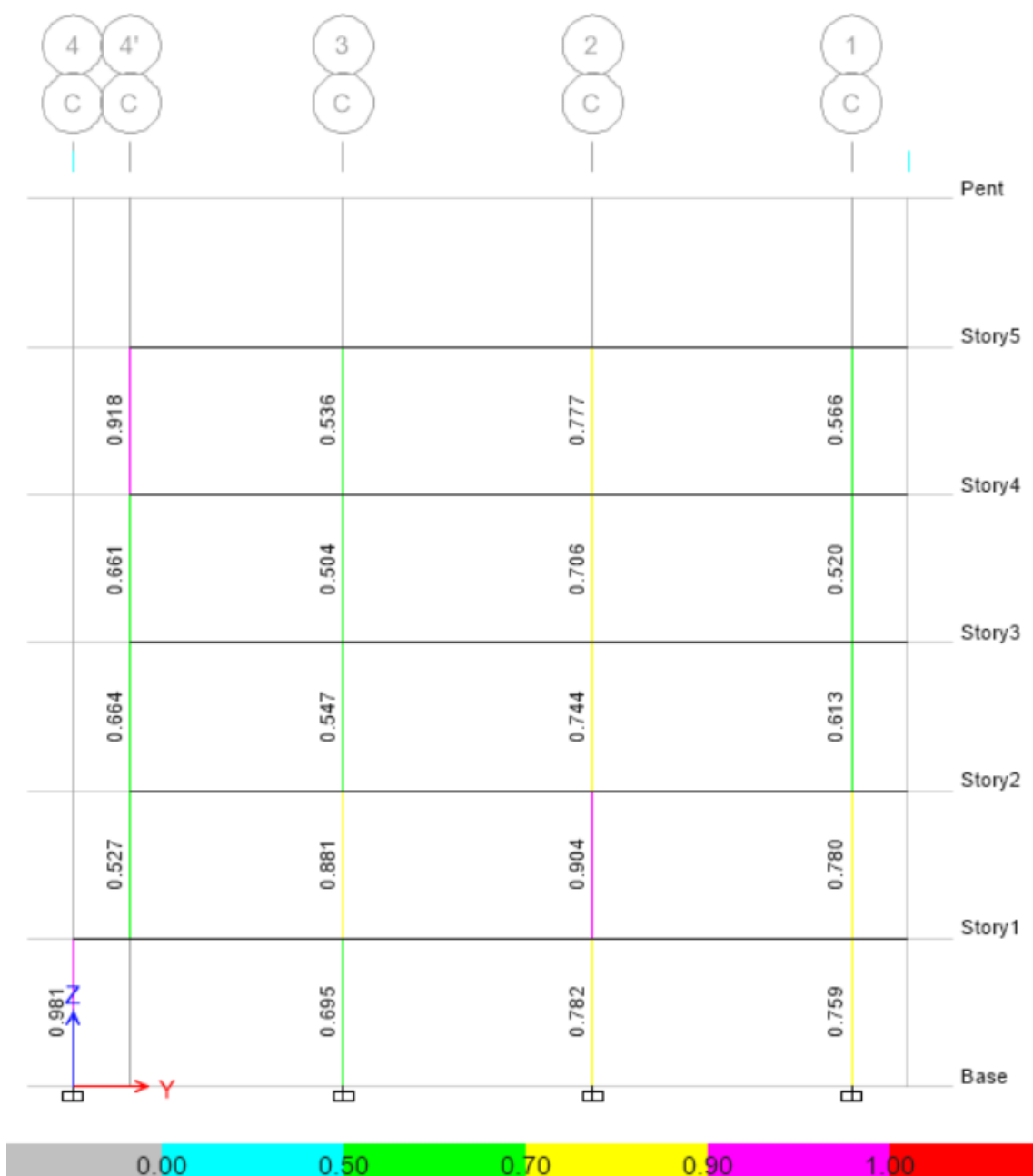


نتایج طراحی



نسبت نیرو به ظرفیت - قاب A





نسبت نیرو به ظرفیت - قاب C



- کنترل زمان تناوب تحلیلی (مقایسه با ۱/۲۵ برابر زمان تناوب تجربی)

برای آنکه زمان تناوب تحلیلی سازه را محاسبه نمائیم از فایل اصلی یک کپی گرفته که بنام ETABS-Period Time موجود می باشد و در این فایل با اصلاح ضرایب ترک خوردگی ستون ها و دیوارها از ۰/۷ به ۱ و تیرها از ۰/۳۵ به ۰/۵ طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم زمان تناوب تحلیلی را استخراج می نمائیم:

۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن آرمه

در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان های بتن آرمه اثر ترک خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

$$I_e = 0.5I_g$$

- در تیرها

$$I_e = I_g$$

- در ستون ها و دیوارها

ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در مورد ضرایب ترک خوردگی تیرها و ستون ها

بصورت گام بندی زیر این کنترل را انجام می دهیم:

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

(۲) اصلاح ضرایب ترک خوردگی

(۳) تنظیم تعداد مدهای نوسانی

(۴) تحلیل سازه

(۵) برداشت زمان تناوب تحلیلی

(۶) کنترل زمان تناوب



TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1.378	0.7265	0.00001317	0.7265	0.00001317
Modal	2	1.328	0.0001	0.699	0.7265	0.699
Modal	3	1.167	0.0012	0.0122	0.7277	0.7112
Modal	4	0.438	0.0014	0.1518	0.7291	0.863
Modal	5	0.431	0.1379	0.0019	0.8671	0.8649
Modal	6	0.371	0.0007	0.0026	0.8677	0.8675
Modal	7	0.238	0.0003	0.0388	0.868	0.9063
Modal	8	0.227	0.0408	0.0003	0.9088	0.9066
Modal	9	0.204	0.0001	0.0005	0.9088	0.907
Modal	10	0.18	0.001	0.0353	0.9098	0.9423
Modal	11	0.171	0.0303	0.0085	0.9401	0.9508
Modal	12	0.165	0.0134	0.0071	0.9536	0.9579
Modal	13	0.116	0.0042	0.0163	0.9578	0.9742
Modal	14	0.113	0.0267	0.0051	0.9845	0.9793
Modal	15	0.11	0.0016	0.0077	0.986	0.9869

زمان تناوب تحلیلی جهت $X = 1/3.78$ ثانیه

زمان تناوب تحلیلی جهت $Y = 1/3.28$ ثانیه

در هر دو جهت زمان تناوب تحلیلی به دست آمده از $1/2.5$ برابر زمان تناوب تجربی بیشتر بوده و فرض اولیه مبنی بر استفاده از $1/2.5$ برابر زمان تناوب تجربی صحیح بوده و از زمان تناوب تحلیلی برای کنترل دریافت استفاده خواهیم کرد که برای این منظور دو الگوی بار بنام EXDrift و EYDrift تعریف نموده و ضریب C و K را برحسب زمان تناوب تحلیلی محاسبه خواهیم نمود.



- کنترل دریفت

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

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

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

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

در این رابطه:

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

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

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

$$\Delta_a = 0.025h \quad \text{- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه}$$

$$\Delta_a = 0.020h \quad \text{- در سایر ساختمان‌ها}$$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در خصوص دریفت



کنترل دررفت با مقادیر مجاز:

❖ برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه

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

❖ برای سایر ساختمان‌ها

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

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

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

باید کنترل دررفت برای لبه‌های کناری انجام شود.

$$\frac{\Delta_{eu}}{h} = Avg\ Drift < \frac{0.025}{C_d} = \frac{0.025}{4.5} = 0.00555$$

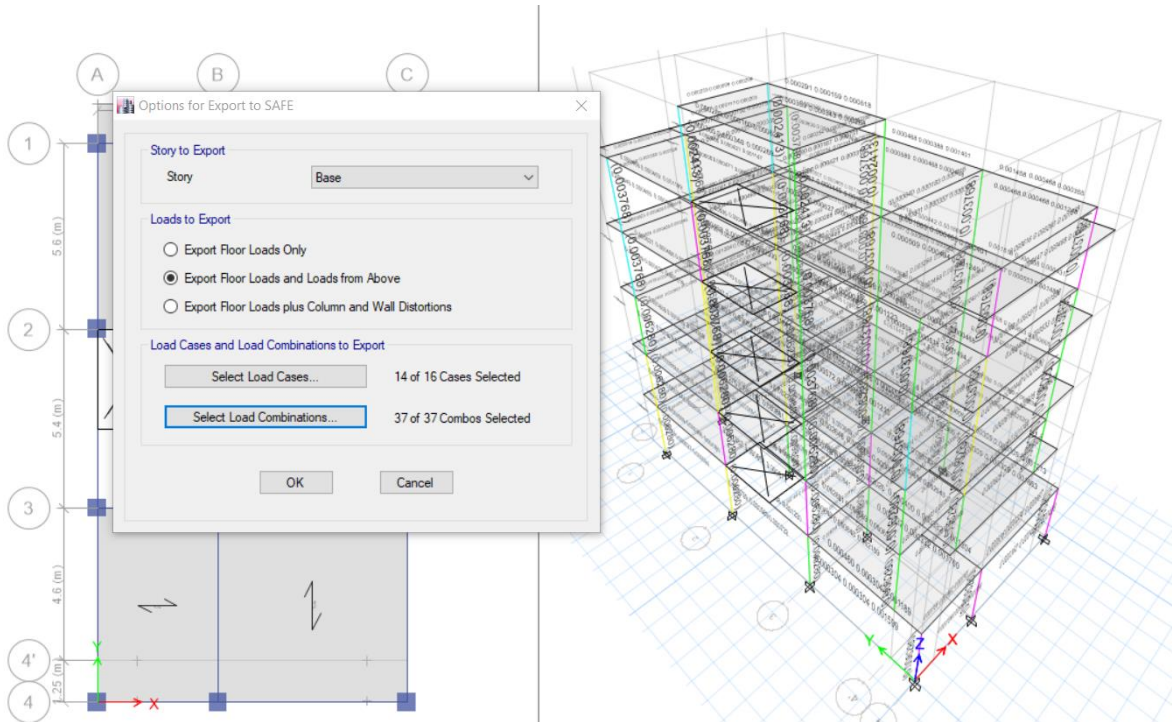
TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts				
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift
Story5	EXDrift	Diaph D1 X	0.003281	0.003197
Story5	EYDrift	Diaph D1 Y	0.003242	0.003215
Story4	EXDrift	Diaph D1 X	0.004129	0.004043
Story4	EYDrift	Diaph D1 Y	0.004079	0.004056
Story3	EXDrift	Diaph D1 X	0.004051	0.004041
Story3	EYDrift	Diaph D1 Y	0.003947	0.003939
Story2	EXDrift	Diaph D1 X	0.003806	0.003518
Story2	EYDrift	Diaph D1 Y	0.003089	0.003089
Story1	EXDrift	Diaph D1 X	0.00154	0.001428
Story1	EYDrift	Diaph D1 Y	0.001285	0.001284

✓ سازه از طبقه اول تا پنجم برای کنترل دررفت جوابگو می‌باشد.



آماده‌سازی ورودی‌های برنامه SAFE جهت مدلسازی، تحلیل و طراحی فونداسیون

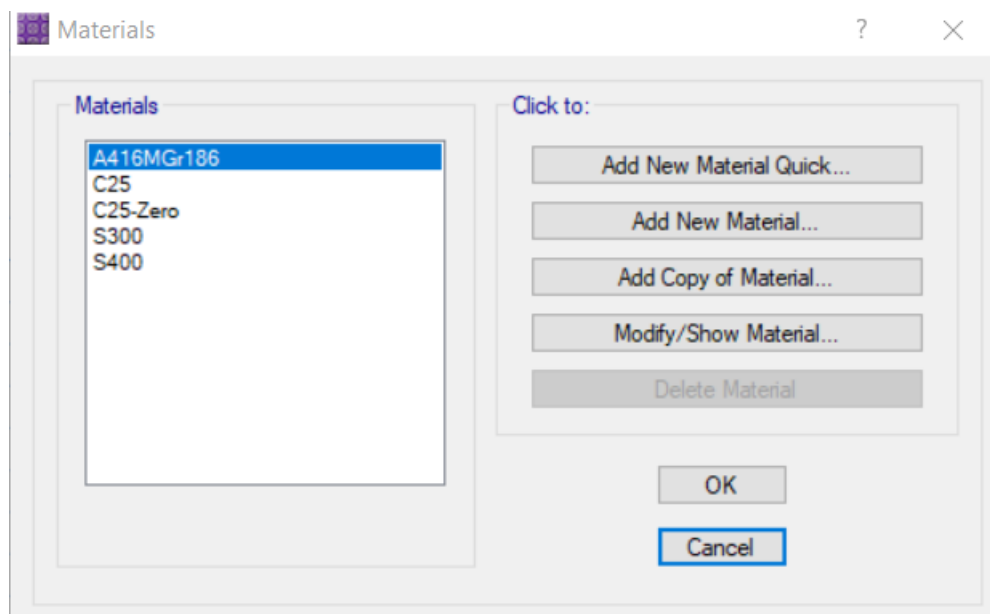
در ابتدا از نیروهای سازه در ایتبس خروجی گرفته و آنرا به نرم افزار سیف انتقال می‌دهیم:



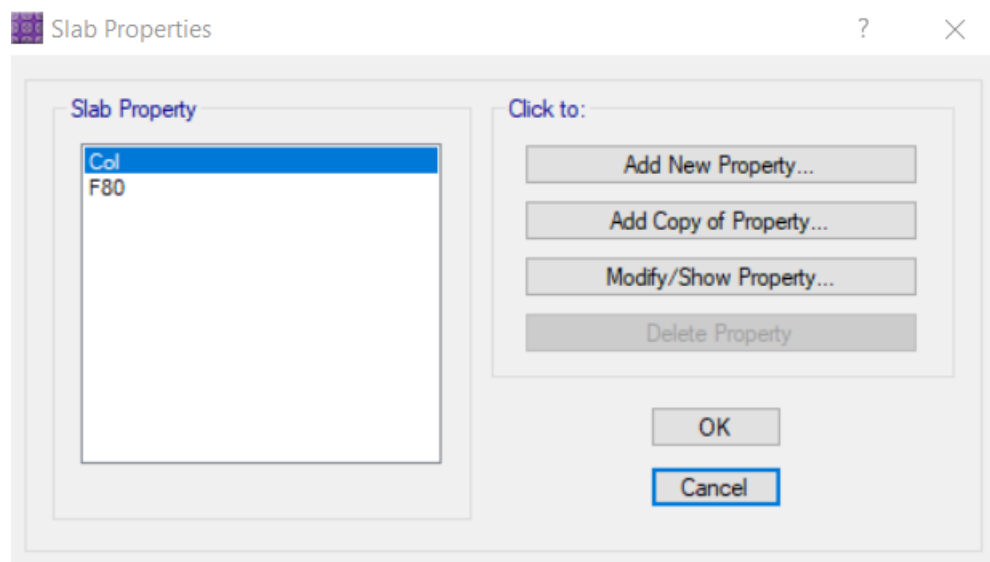
انتقال نیروها از ایتبس به سیف



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



- تعریف مقطع فونداسیون و سختی معادل ستون ها





- ترکیبات بار کنترل نشست و تنش

P01: 1.0DEAD+1.0LIVE

P02: 0.75DEAD+0.75LIVE+0.75(EX/1.4)

P03: 0.75DEAD+0.75LIVE-0.75(EX/1.4)

P04: 0.75DEAD+0.75LIVE+0.75(EY/1.4)

P05: 0.75DEAD+0.75LIVE-0.75(EY/1.4)

ترکیبات بار کنترل فشار زیر خاک

- معرفی پوشش بتنی روی میلگردها به نرم افزار

Design Preferences ? X

Code	Min. Cover Slabs	Min. Cover Beams	P/T Stress Check
Non-Prestressed Reinforcement			
Clear Cover Top (cm)	6		
Clear Cover Bottom (cm)	6		
Preferred Bar Size	20		
Inner Slab Rebar Layer	Layer B		
Post-Tensioning			
CGS of Tendon Top (cm)	2.5		
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay (cm)	4		
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay (cm)	2.5		
Minimum Reinforcing			
Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way		

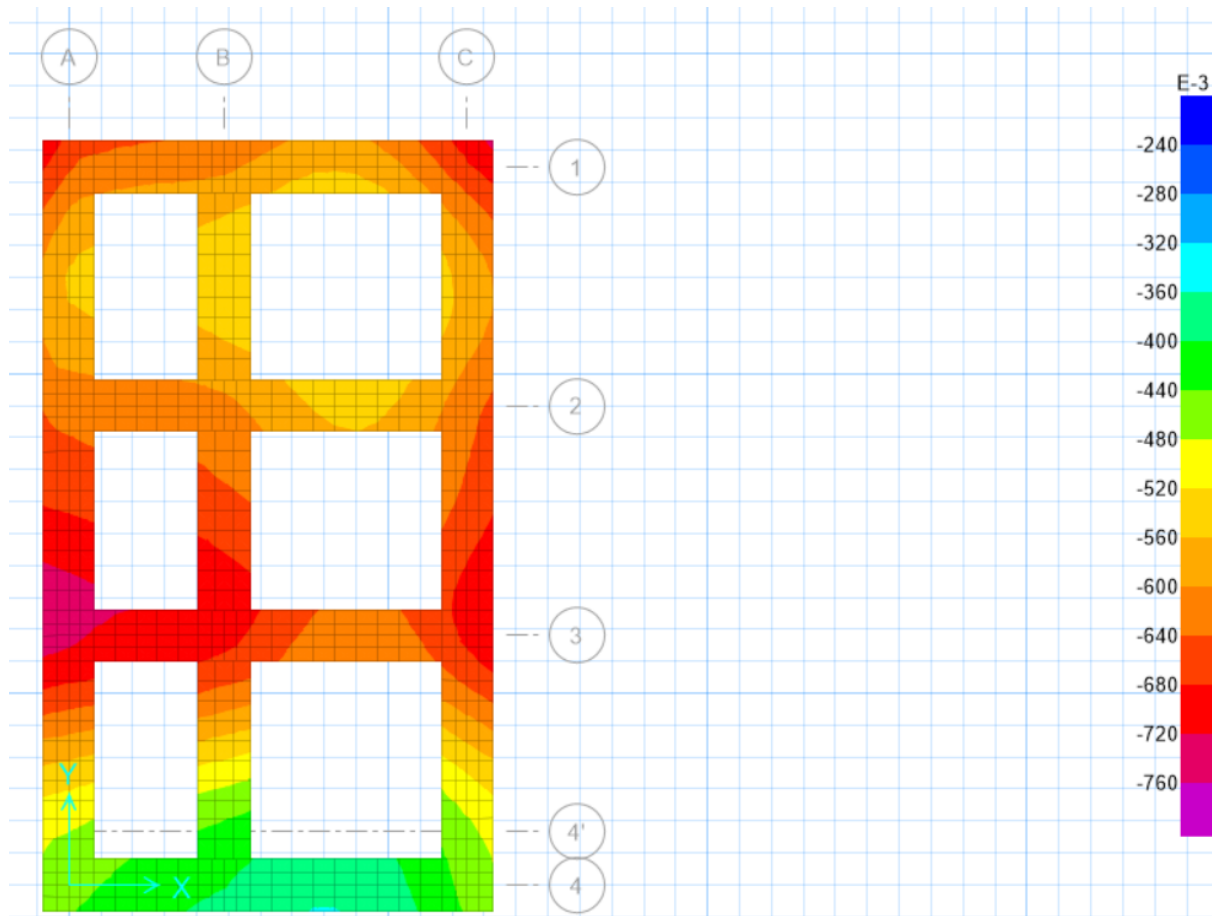
Reset Tab Defaults

OK Cancel



- نتایج تحلیل و طراحی سازه

- نشست حداکثر پی

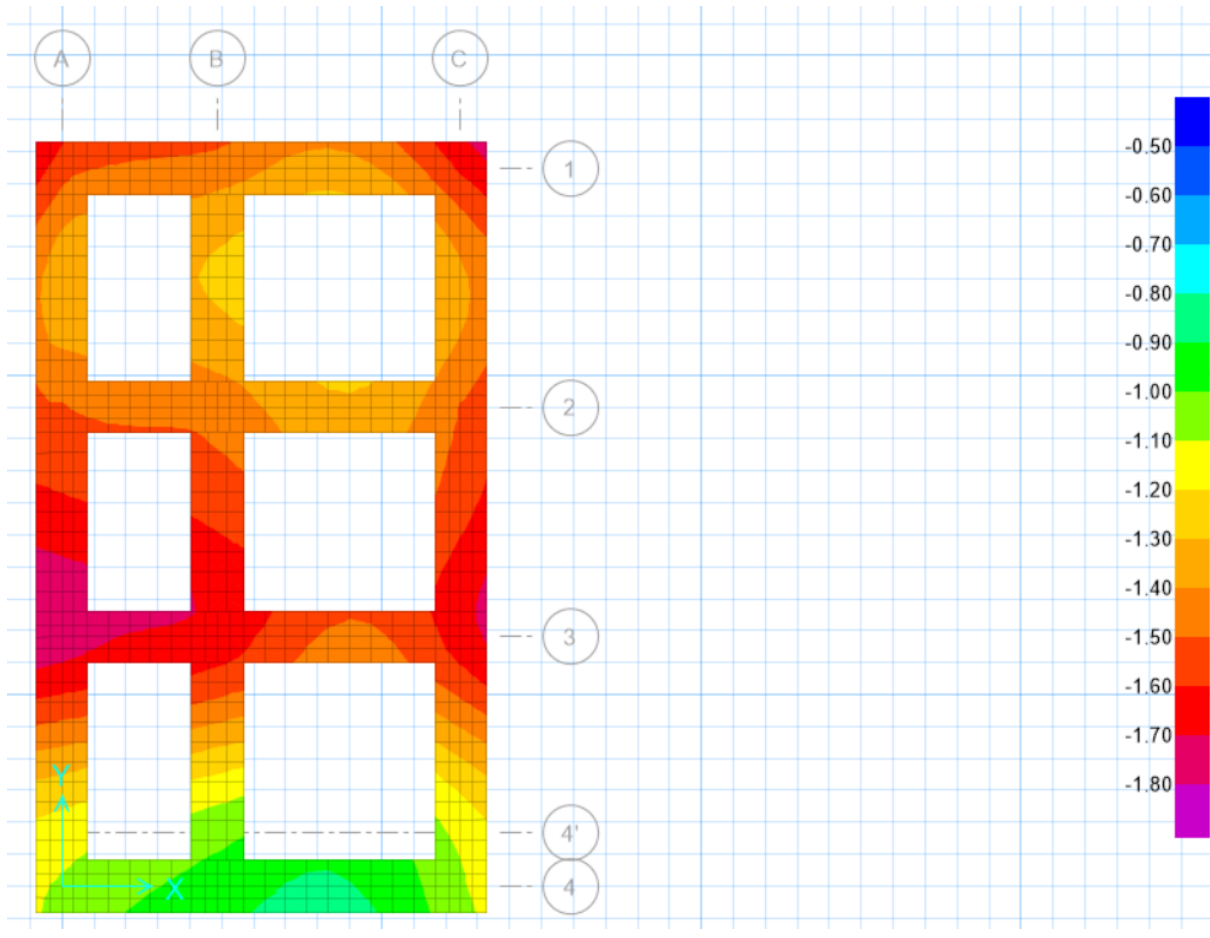


نشست مجاز فونداسیون های نواری برابر ۲/۵ سانتیمتر می باشد که برای این پی نشست مجاز

می باشد.



- حداکثر فشار خاک زیر فونداسیون



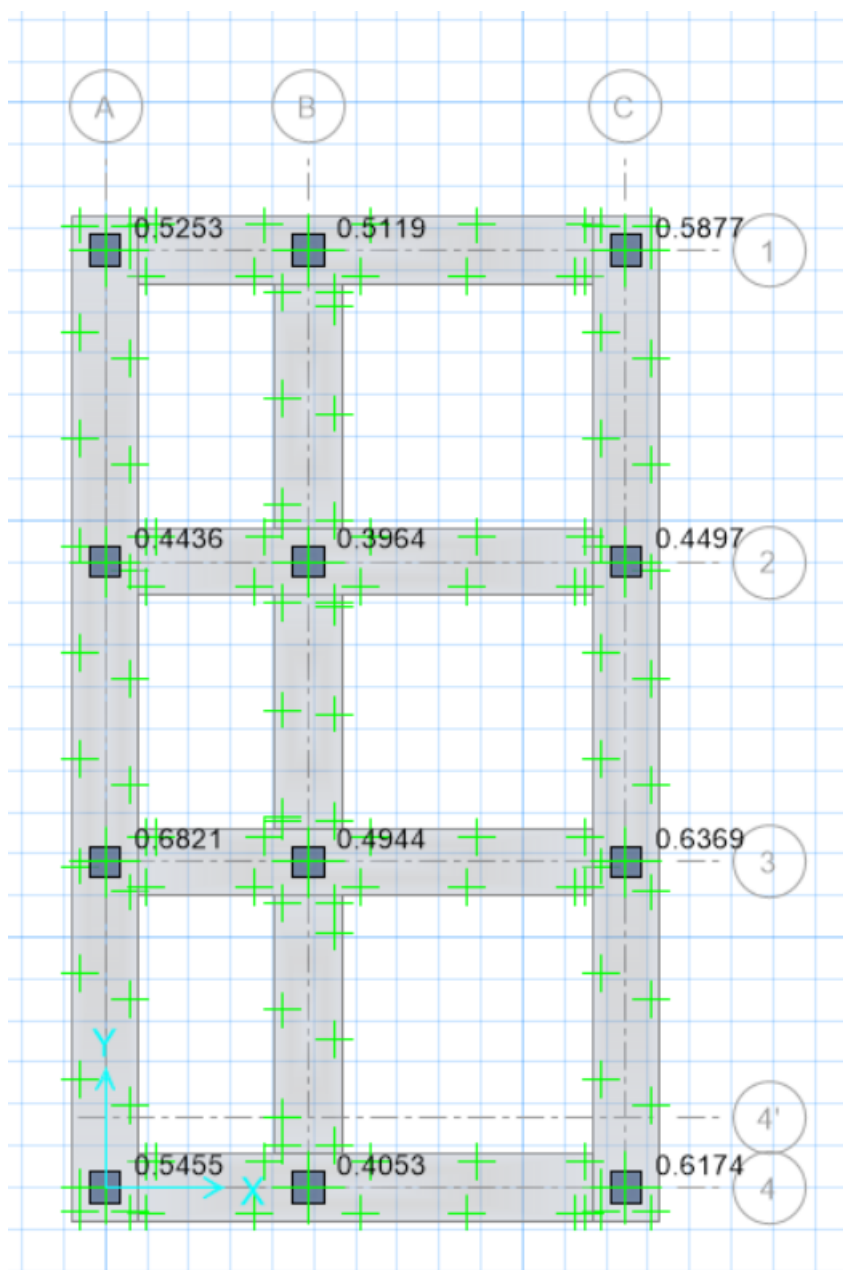
با توجه به حداکثر تنش مجاز که برابر $2/0$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد که مشاهده می شود

تنش وارده حداکثر برابر $1/8$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در گوشه های پی می باشد پس فونداسیون

از نظر فشار خاک زیر فونداسیون نیز مشکلی نخواهد داشت.

- برش پانچینگ فونداسیون

مهمترین و تعیین کننده ترین کنترل ضخامت فونداسیون برش پانچینگ می باشد که بایستی فونداسیون بگونه ای طراحی گردد که نیروهای وارده از طرف ستون ها به فونداسیون کمتر بوده و باعث آسیب دیدن و پانچینگ فونداسیون نگردد.



مشاهده می شود که فونداسیون در تمامی محل های اتصال ستون به فونداسیون از ظرفیت کافی برخوردار بوده و از نظر برش پانچینگ نیز مناسب می باشد.



دفترچه محاسبات سازه بتنی ۵ طبقه مسکونی

تهیه کننده: مهندس علیرضا المکچی

کانال آموزش های مهندسی عمران