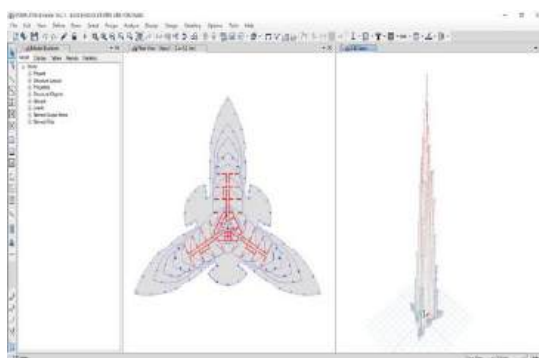


کاربرد کامپیوتر در مهندسی عمران



سید سجاد مقدسی

دانشجوی دکتری سازه

ویرایش سوم مهر ۱۴۰۴

۱-۱- مروری بر فصل دوم بحث ششم سال ۱۳۹۸ : کلیات

۶-۱-۶ گروه بندی ساختمان ها و سایر سیستم های سازه ای

۱-۶-۱-۶ گروه بندی خطر پذیری

ساختمان ها و سایر سازه ها باید بنا بر میزان خطر پذیری جانی و خدمات رسانی که بر اساس میزان آسیب یا خرابی و با توجه به کاربری آن ها مطابق جدول ۶-۱-۱ تعیین می شود برای اعمال بار زلزله- باد- برف و یخ دسته بندی گردند. اگر بخش هایی از یک ساختمان دارای کاربری های متفاوت باشند بالاترین گروه خطر پذیری باید به آن ساختمان اختصاص یابد.

بناها و تاسیسات ضروری: ساختمان ها یا سایر سازه هایی که باید در شرایط وقوع حوادث شدید و بحرانی محیطی مانند سیل- باد - برف و زلزله قابلیت بهره برداری و استفاده به وقفه را داشته باشند.

ضرر ب اهمیت: به ضربه، اطلاق می گردد که برای در نظر گرفتن گروه خطر پذیری ساختمان استفاده می شود.

گروه خطر پذیری: گروه بندی ساختمان ها و ساير سازه ها براي در نظر گرفتن ميزان خطر پذيري آن ها در برابر پارهاي محيطي.

گروه خطر پذیری مطابق جدول ۶-۱	ضریب اهمیت بار زلزله	ضریب اهمیت بار باد	ضریب اهمیت بار یخ
۱	۱/۴	۱/۲	۱/۲
۲	۱/۳	۱/۱	۱/۱
۳	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد و یخ و زلزله

جدول ۱-۶ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

گروه	نوع کاربری	خطر پذیری
۱	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که به عنوان تأسیسات ضروری طراحی می‌گردند و وقفه در بهره‌برداری از آن‌ها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی و مراکز تأسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در امداد و نجات مؤثر باشد.	ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آن‌ها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه‌مدت یا درازمدت خواهد گردید. هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که محل ساخت یا نگهداری مقادیری از مواد شیمیایی یا زباله‌های بسیار خطرناک باشند که انتشار این مواد منجر به خطری برای عموم شود، مشمول این گروه خطرپذیری می‌باشد.
۲	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد.	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لکن خرابی آن‌ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار ارزش نگهداری می‌شود.
۳	ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لیکن خرابی آن‌ها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، مراکز گازرسانی، انبارهای سوخت یا هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که محل ساخت یا نگهداری مقادیری از موادی مانند سوخت‌های خطرناک یا مواد شیمیایی یا زباله خطرناک یا مواد متفجره باشند.	کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های مشمول این میحث که جزو ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند، مانند ساختمان‌های مسکونی، اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.
۴	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی و خسارات مالی نسبتاً کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغداری.	ساختمان‌ها و سایر سازه‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.

۱-۲-۲ مرور بر فصل دوم مبحث ششم ۱۳۹۸: ترکیب بارهای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی یک سازه، مهمترین هدف، تامین ایمنی در هنگام اعمال بارهای نهایی و تضمین عملکرد سازه در زمان بهره‌برداری از آن می‌باشد. برای تامین این هدف، در گام نخست باید مقاومت اعضای سازه و همچنین بارهای وارد بر آن را تعیین کنیم. مقاومت سازه، R ، و بار وارد بر آن، Q ، طبیعتی احتمالاتی دارند. در روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت سازه با ضریب‌های کاهش مقاومت کاسته می‌شود تا به مقاومت طراحی برسیم. از سوی دیگر با کمک ضریب‌های داده شده در ترکیبات بارگذاری، بارهای وارده به بارهای نهایی طراحی تبدیل می‌گردد. در ادامه ترکیب بارهای مبحث ششم بررسی می‌شود.

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

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء 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) $0/9D + E$



A_k : بار یا اثر ناشی از حادثه غیرعادی	R : بار باران
D : بار مرده	S : بار برف
D_i : وزن یخ	T : بار خودکرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما، نشست پایه‌ها و وارفنگی
E : بار زلزله طرح	W : بار باد
E_{ser} : بار زلزله سطح بهره‌برداری	W_i : بار باد وارد بر اعضا با وجود یخ
F : بار ناشی از سیال با فشار و ارتفاع حداکثر مشخص	W_{ser} : بار باد سطح بهره‌برداری
F_a : بار سیل	
H : بار ناشی از فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا فشار مواد انباشته	
L : بار زنده طبقات به جز بام	
L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت	
L_r : بار زنده بام	

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_0 (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

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.

ث) اگر طبق فصل ۶-۶ این مبحث در نظر گرفتن بار سیل برای سازه لازم باشد، علاوه بر ترکیب‌های ارائه شده، باید دو ترکیب بار اضافی با جایگزینی $1/6W + 2/0 F_a$ به جای $1/6W$ در ترکیب‌های ۴ و ۶ نیز در نظر گرفته شود.

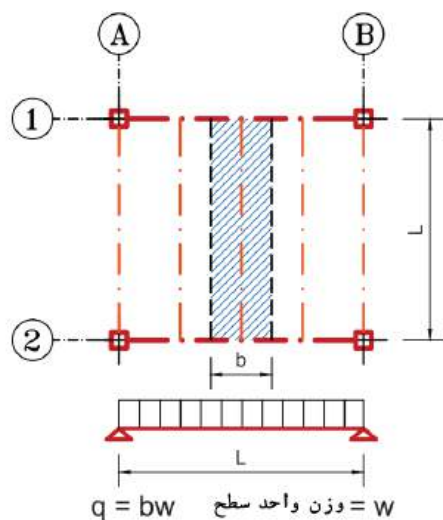
ج) در مواردی که بر طبق ضوابط بند ۶-۱۱-۱۴ این مبحث، کنترل سازه برای زلزله سطح بهره‌برداری الزامی باشد، مقاومت سازه، اعضا و اجزای آن باید برای ترکیب بار زیر نیز بررسی شود. در این حالت در محاسبه مقاومت طراحی اعضا، ضوابط بند فوق‌الذکر و استاندارد ۲۸۰۰ ایران باید رعایت گردد.

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

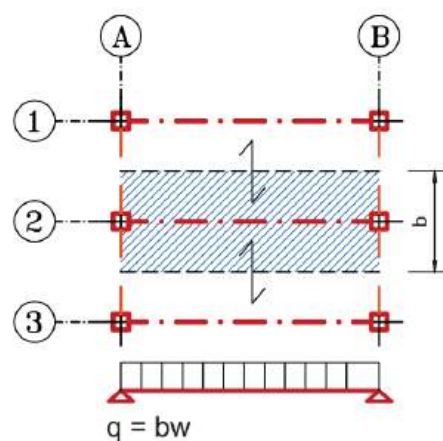
خ) در ترکیب بار شماره ۳، باید هر دو حالت اثر بار زنده و باد بررسی شده و نامساعدترین حالت در طراحی منظور شود.

۳-۱ ترکیب بارهای متعارف برای طراحی ساختمان به روش ضرایب بار و مقاومت

۴-۱ سطح بارگیر اعضای سازه (تیر، ستون، دال)

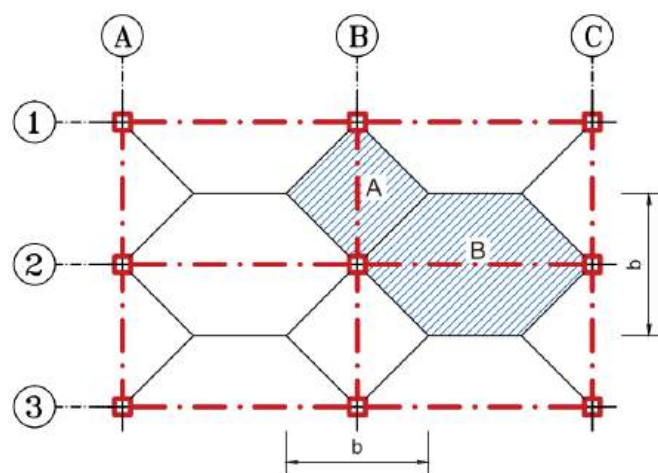


الف- سطح بارگیر تیرچه ها

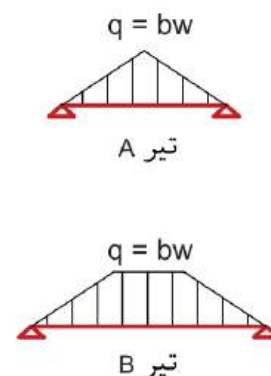


ب- سطح بارگیر شاتیرها : شاتیر بار را

از دال یکطرفه می گیرد



پ- سطح بارگیر شاتیرها : شاتیر بار را از دال دو طرفه می گیرد



۵-۱ توضیحات تکمیلی سقف های رایج در سازه های فولادی و بتنی :

۱-۶-۶ مروری بر فصل سوم مبحث ششم سال ۱۳۹۸ : بار مرده

۱-۳-۶ کلیات

بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان‌ها مانند: تیر و ستون‌ها، دیوارها، کف‌ها، بام، سقف، راه‌پله، نازک‌کاری، پوشش‌ها و دیگر بخش‌های سهمیم در اجزاء سازه‌ای و معماری. همچنین وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت شامل وزن جراثقال ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می‌شود.

۲-۳-۶ وزن اجزای ساختمان و مصالح مصرفی

در محاسبه بارهای مرده، باید وزن واقعی مصالح مصرفی و اجزای ساختمان مورد استفاده قرار گیرد. برای انجام محاسبه، در صورت عدم وجود اطلاعات معتبر، جرم واحد حجم یا جرم واحد سطح اجزای ساختمانی، باید به شرح مندرج در جداول ارائه‌شده در پیوست شماره ۶-۲ در نظر گرفته شوند.

۳-۳-۶ وزن تیغه‌ها و دیوارها

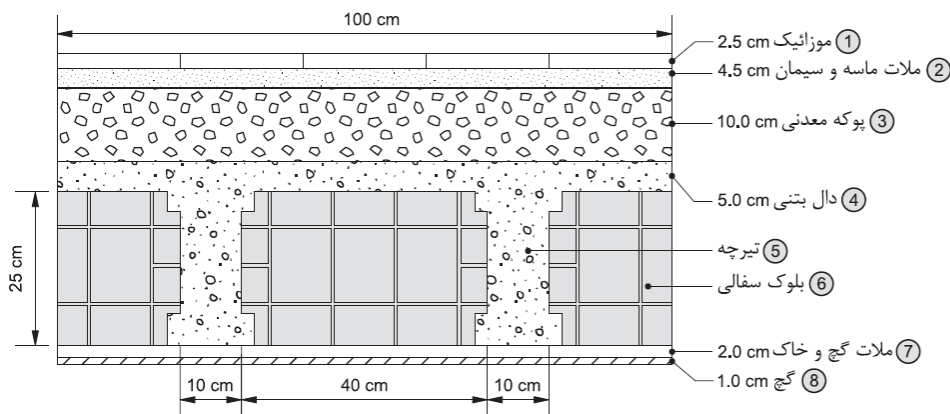
کلیه تیغه‌ها و دیوارها با وزن هر مترمربع سطح بیش از یک کیلونیوتن بر مترمربع به عنوان بار مرده در محاسبات منظور می‌شوند. در صورتی که هر مترمربع تیغه یا دیوار بین ۱ تا ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، بار معادل تیغه را می‌توان به صورت بار گسترده یکنواخت بر مساحت کف اعمال نمود. وزن معادل بار مرده تیغه‌ها که بر مساحت هر فضا اعمال می‌شود از تقسیم وزن کل تیغه‌ها بر مساحت فضای موردنظر به دست می‌آید. اما در هر صورت نباید کمتر از یک کیلونیوتن بر مترمربع منظور شود. چنانچه وزن تیغه با دیوار بیشتر از ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد لازم است بار مرده تیغه یا دیوار در محل واقعی خود اعمال شود. وزن سایر جداکننده‌های سبک مطابق ضوابط بند ۶-۵-۲ در محاسبات منظور می‌شود.

۴-۳-۶ وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت

وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت از قبیل لوله‌های شبکه آب و فاضلاب، تجهیزات برقی، گرمایشی، تجهیزات تهویه‌ای و سیستم تهویه مطبوع باید به نحو مناسبی برآورد شده و در محاسبه بارهای مرده منظور شود. چنانچه احتمال اضافه‌شدن این نوع تجهیزات در آینده وجود داشته باشد وزن آن‌ها نیز باید در نظر گرفته شود.



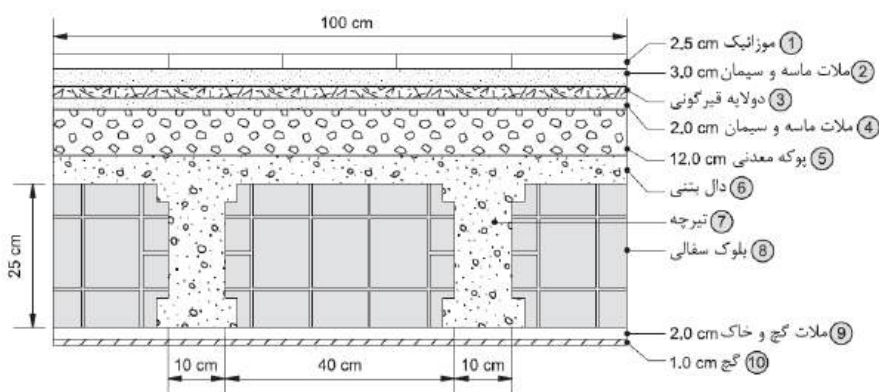
۷-۱ بار مرده سقف های رایج



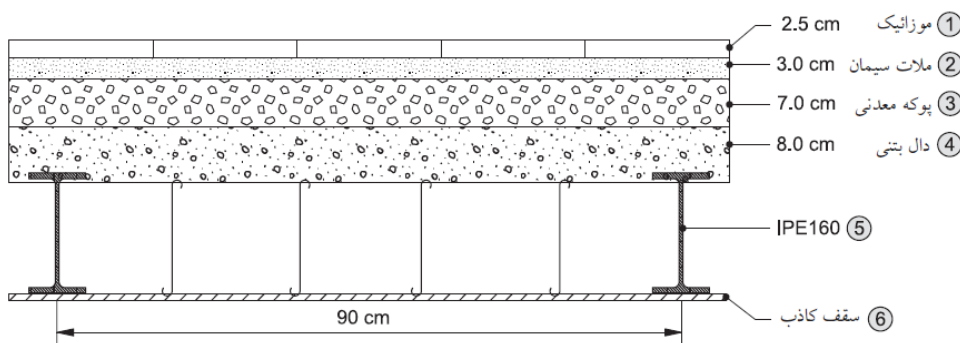
- ① $(0.025)(2250) = 56.25$
- ② $(0.045)(2100) = 94.50$
- ③ $(0.10)(600) = 60.00$
- ④ $(0.05)(2500) = 125.00$
- ⑤ $(\frac{100}{50})(0.10)(0.25)(2500) = 125.00$
- ⑥ $(8)(8) = 64.00$
- ⑦ $(0.02)(1600) = 32.00$
- ⑧ $(0.01)(1300) = 13.00$

$$\Sigma = 569.75 \text{ kg/m}^2 \approx 507 \text{ kg/m}^2$$

سقف تیرچه بلوک در طبقات



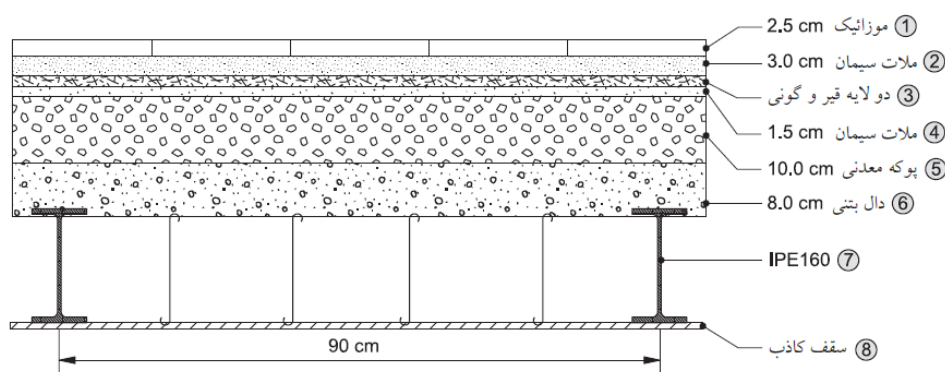
سقف تیرچه بلوک در بام



- ① $(0.025)(2250) = 56.25$
- ② $(0.03)(2100) = 63.00$
- ③ $(0.07)(600) = 42.00$
- ④ $(0.08)(2500) = 200.00$
- ⑤ $(\frac{1}{0.9})(15.8) = 17.56$
- ⑥ 40.00

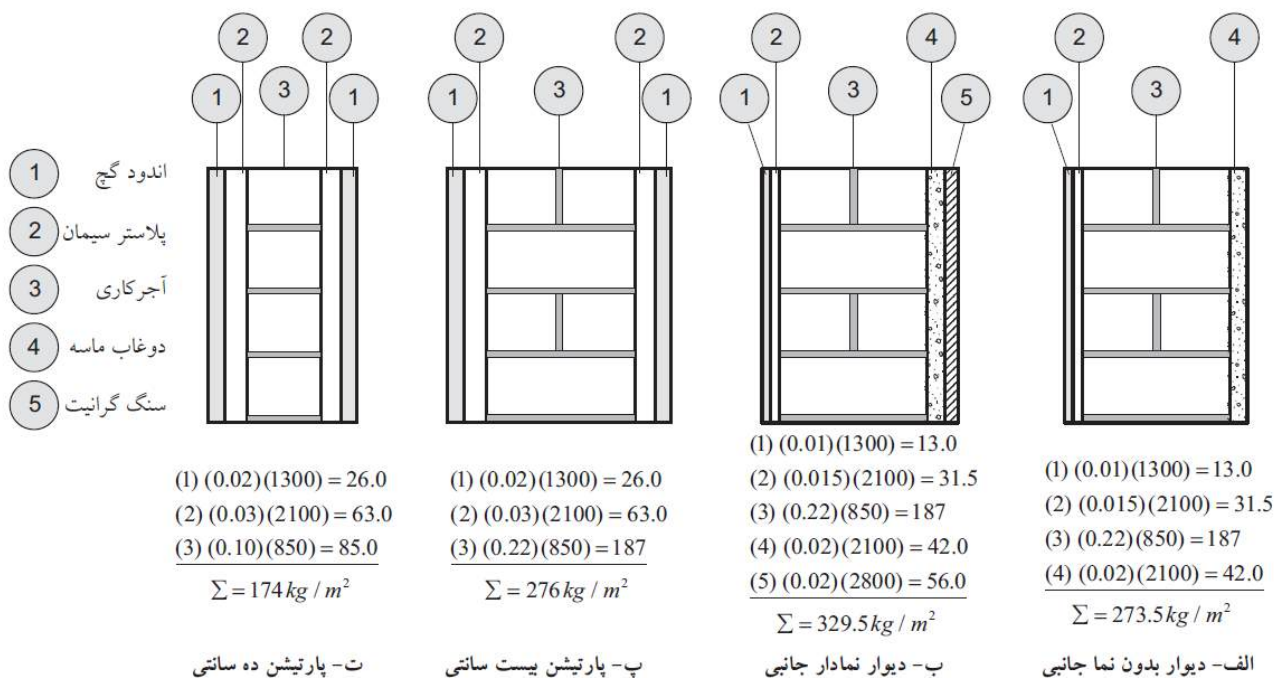
$$\Sigma = 418.81 \approx 420 \text{ kg/m}^2$$

سقف کامپوزیت در طبقات

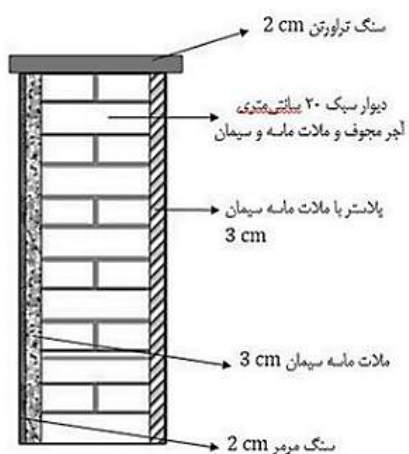


سقف کامپوزیت در بام

۸-۱ بار مرده دیوارهای ساختمان و دیوار جان پناه به ارتفاع 1.2 m



دیوارهای ساختمان



نوع مصالح	وزن مخصوص (Kg/m ³)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (Kg/m ²)
سنگ مرمر	2700	0.02	54
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
آجر مجوف با ملات ماسه سیمان	850	0.2	170
پلاستر با ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
سنگ فوقانی تراورتن	2400	0.35*0.02	17
جمع کل برای 1.2 m دیوار جان پناه	$(54+63+170+63)*1.2+17=437$		
باری که در ETABS وارد می شود	440 kg/m		

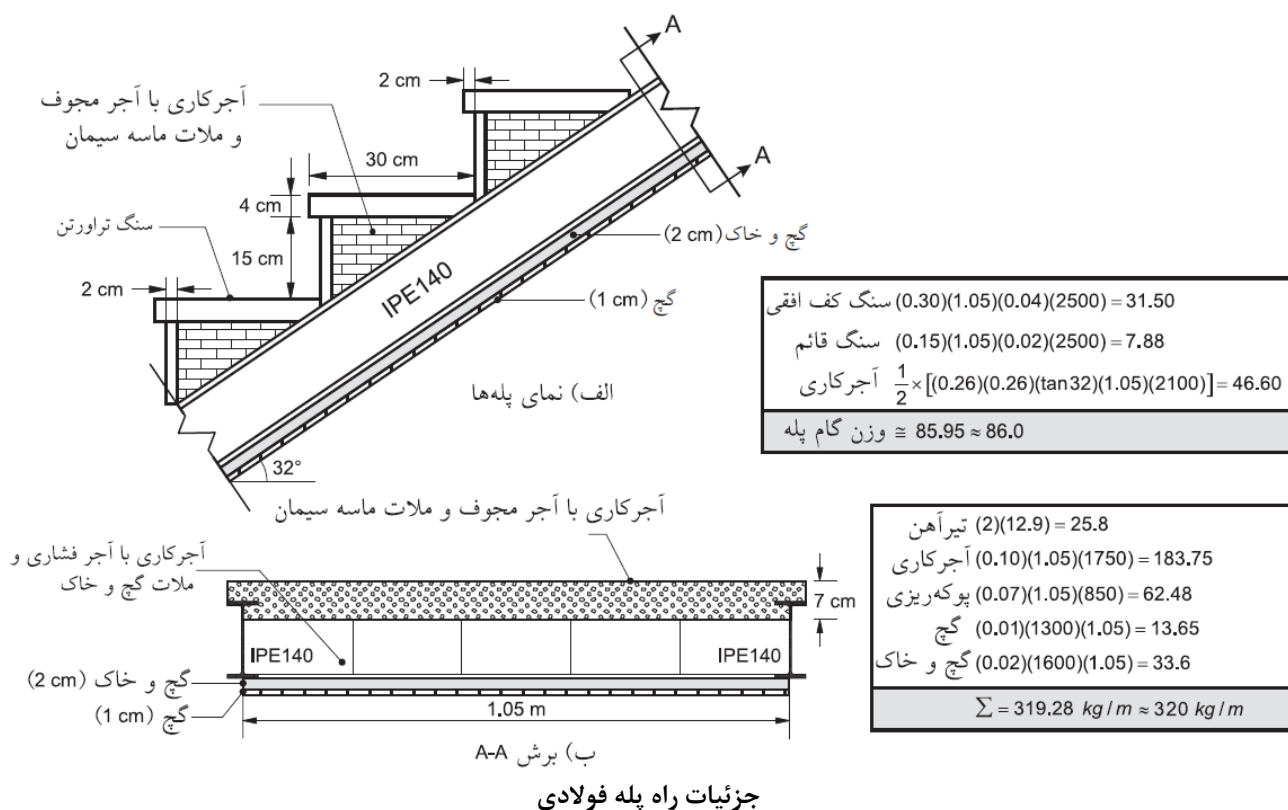
دیوار جان پناه

خلاصه بار دیوارها :

ردیف	نوع دیوار	نوع بار	محل اعمال	مقدار	واحد

نکته :

بار مرده راه پله با جزئیات نحوه اعمال آن در ETABS



بار زنده بام: باری غیردائمی است بر روی بام که در حین بهره‌برداری یا انجام تعمیرات به آن وارد شده یا توسط اشیاء متحرکی چون گلدان و لوازم دیگر که ارتباطی با استفاده از ساختمان در طول عمر بهره‌برداری آن ندارند، به آن اعمال شود. این بار شامل بارهای حین ساخت یا بارهای محیطی مانند برف و باران نمی‌شود.

۱-۹-۱ بار جداکننده های داخلی:

۶-۵-۲-۲ ضوابط مربوط به جداکننده‌ها

در ساختمان‌های اداری یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از جداکننده‌های داخلی با وزن هر مترمربع ۱ کیلونیوتون بر مترمربع، با یا بدون جابجایی موقعیت آن‌ها وجود دارد، باید وزن آن‌ها بدون توجه به اینکه در نقشه‌ها نشان داده شده یا نشده باشند، منظور گردند.

در ساختمان‌هایی که جداکننده‌های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از $0/4$ کیلونیوتون بر مترمربع دیوار به کار برده می‌شوند، بار گسترده معادل وارد بر کف را باید حداقل $0/5$ کیلونیوتون بر مترمربع در نظر گرفت. در سایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده‌ها و تیغه‌ها بر کف را نباید کمتر از ۱ کیلونیوتون بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده‌ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می‌گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای به بار مرده اضافه شوند.

استثناء: اگر حداقل بار زنده، L_0 ، از ۴ کیلونیوتون بر مترمربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده جدا کننده‌ها نیست.

خلاصه روند محاسبه بار جداکننده های داخلی و نحوه اعمال در ETABS:

۶-۵-۲ بار زنده گسترده یکنواخت کفها و بامها

۶-۵-۲-۱ بار زنده طراحی

بار زنده‌ای که در طراحی ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها به کار می‌رود، باید بیشترین بار مورد انتظار برای کاربری موردنظر بوده و در هیچ حالتی از حداقل بار زنده گسترده یکنواخت، L_0 ، داده شده در جدول ۶-۵-۱ با در نظر گرفتن میزان کاهش‌های مجاز کمتر نباشد.

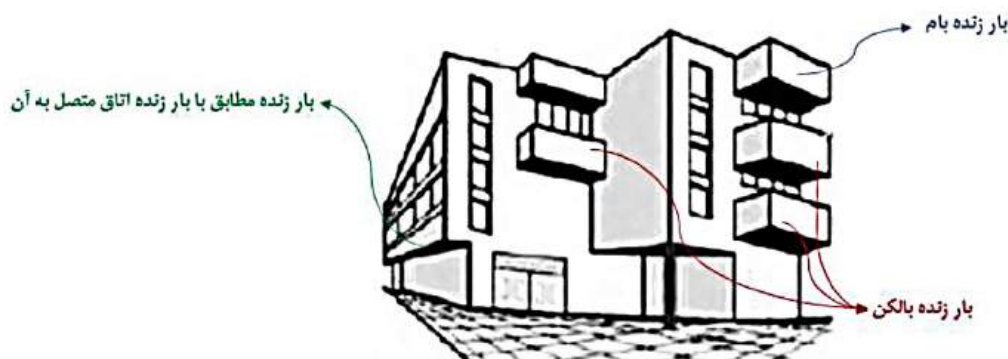
جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	۱٫۵ ^(۱)	۱٫۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۱	بام یاغ (بام دارای باغچه و گلخانه)	۵	—
۴-۱	بام از نوع پوشش پارچه‌ای با سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیرقابل کاهش)	۱٫۳
۵-۱	بام با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۶-۱	قاب نگهدارنده فضا بند	۰٫۲۵ (غیرقابل کاهش، فقط به اعضای قاب‌ها وارد می‌شود)	۱
۳	راهروها، راه‌پله‌ها ^(۲) و بالکن‌ها در انواع ساختمان‌ها		
۱-۳	راهرو در معرض تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—
۲-۳	راهرو در معرض تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—
۳-۳	راه‌پله و راهرو منتهی به درب‌های خروجی	۵ (۴)	۱٫۳ ^(۱۴)
۴-۳	راه‌پله اضطراری	۵	۱٫۳
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تأسیسات	۲	۱٫۳
۶-۳	بالکن	۱/۵ برابر بار زنده کف اتاق متصل به آن. (لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.)	—
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-انبار-راهروها)	۲	—
۵	هتل‌ها - فروشگاه‌ها		
۱-۵	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاه‌ها	۲	—
۲-۵	فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی - طبقه همکف (ورودی)	۵	۴/۵
۳-۵	فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی - کف سایر طبقات	۳/۵	۴/۵
۴-۵	فروشگاه عمده‌فروشی - همه طبقات	۶ ^(۱۵) (۳)	۴/۵

تذکر : آیا بار زنده بالکن که $1/5$ برابر بار زنده کفهای متصل به آن است، به همه طره‌ها اعمال خواهد شد؟

خیر، منظور از بالکن، طره بودن نیست. در واقع بالکن چه طره باشد و چه نباشد، بار زنده آن $1/5$ برابر بار زنده کفهای متصل به آن خواهد بود.

از طرفی هر طره‌ای بالکن نیست. برای مثال پیشامدگی‌های ساختمان روی گذر ممکن است طره باشند، اما کاربری بالکن را ندارند. همچنین طره موجود در طبقه بام نیز بالکن محسوب نمی‌شود و بار زنده طره بام، مشابه بار زنده بام اعمال خواهد شد.



۶	ساختمان‌های آموزشی - فرهنگی و کتابخانه‌ها	۲/۵	۴/۵
۱-۶	کلاس درس، آزمایشگاه‌های سبک	۳	۴/۵
۲-۶	اتاق مطالعه	۲/۵ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۷/۵	۴/۵
۳-۶	مخزن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه‌های ثابت	۴ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۱۰	۴/۵
۴-۶	مخزن کتاب یا محل بایگانی با قفسه‌های متحرک	۵	۴/۵
۵-۶	راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴	۴/۵
۶-۶	راهروهای سایر طبقات		
۱۰	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی	۲	۴/۵
۱-۱۰	اتاق بیمار	۳	۴/۵
۲-۱۰	اتاق عمل، آزمایشگاه‌ها	۵	۴/۵
۳-۱۰	راهرو طبقه همکف	۴	۴/۵
۴-۱۰	راهرو سایر طبقات		
۱۱	محل‌های عبور و پارک خودروها	۳ (۲) (۳) (۴)	۱۵ (۳)
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلو نیوتن	۶ (۲) (۳) (۴) (۵)	۳۰ (۳)
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلو نیوتن	۸ (۳)	— (۸)
۳-۱۱	معابر و بخش‌هایی از محوطه با امکان عبور کامیون		
۱۲	سایر موارد	۶ (۳)	—
۱-۱۲	آشپزخانه صنعتی و رختشویی‌خانه‌ها	۳/۶	۱/۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰ × ۵۰ میلی‌متر وارد شود)
۲-۱۲	اتاق آسانسور	۵ (۳)	—
۳-۱۲	اتاق هواساز - پمپ و نظایر آن	۱	—
۴-۱۲	انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۵ (۳) (۴)	—
۵-۱۲	انبارها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید، حداقل ۱۵	۹
۶-۱۲	سردخانه‌ها	۵	۹
۷-۱۲	کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر	۲/۵	—
۸-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۳ (۱۱) (۱۲) (۱۳)	—
۹-۱۲	محل فرود پالگرد	۸/۵ (۳)	—
۱۰-۱۲	موتورخانه		

۶-۵-۵-۲ بارهای زنده سنگین

کاهش بارهای زنده دارای مقدار بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع مجاز نمی‌باشد.
استثناء: کاهش بارهای زنده اعضائی که بار دو طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

۶-۵-۵-۳ محل عبور یا پارک خودروهای سواری

کاهش بارهای زنده محل عبور یا پارک خودروهای سواری مجاز نمی‌باشد.
استثناء: کاهش بارهای زنده اعضائی که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده طبقات

مقادیر حداقل بارهای زنده گسترده (L_o) طبقات راکه در جدول ۵-۵-۶ داده شده ، می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۵-۵-۶ الی ۵-۵-۵-۶ برای محاسبه بار زنده طراحی (L) کاهش داد. ضوابط مربوط به کاهش بار زنده بامها در بند ۶-۵-۶ ارائه شده است.

۵-۵-۶-۱ کاهش در بارهای زنده گسترده یکنواخت

بار زنده گسترده اعضای راکه برای آنها، مقدار $K_{LL} A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، می‌توان با در نظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۵-۵-۶ تا ۵-۵-۵-۶ طبق رابطه (۵-۶-۱) کاهش داد:

$$L = L_o \left[0.25 + \frac{4/57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (5-6-1)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، وارد شده بر عضو

L_o : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت در هر مترمربع، وارد شده بر عضو (از جدول ۵-۶-۱)

K_{LL} : ضریب موقعیت عضو (از جدول ۶-۵-۲)

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضای که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $L_o/5$ و برای اعضای که بار دو طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند از $L_o/4$ کمتر باشد.

۵-۵-۶-۴ محل اجتماع و ازدحام

کاهش بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام مجاز نمی‌باشد.

۵-۵-۵-۶ محدودیت‌های مربوط به دال‌های یکطرفه

حداکثر سطح بارگیر A_T برای دال‌های یکطرفه برابر حاصل ضرب دهانه دال در عرضی برابر با $1/5$ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) می‌باشد.

جدول ۵-۱ تعیین ضریب K_{LL}

حالت	شرایط	K_{LL}
۱	تیر کناری با دال طره‌ای، تیر طره‌ای، دال یک طرفه، دال دو طرفه	1
۲	ستون گوشه‌ای با دال طره‌ای، تیر داخلی، تیر کناری بدون دال طره‌ای	2
۳	ستون کناری با دال طره‌ای	3
۴	ستون داخلی، ستون خارجی بدون دال طره‌ای	4

۶-۵-۶ کاهش بارهای زنده بام

حداقل بار زنده گسترده یکنواخت بام، L_0 ، در جدول ۱-۵-۶ را می‌توان برای محاسبه بار زنده طراحی بام (L_r) طبق ضوابط بندهای ۱-۶-۵-۶ و ۲-۶-۵-۶ کاهش داد.

۱-۶-۵-۶ بام‌های تخت، شیب دار و قوسی

بار زنده بام‌های معمولی تخت، شیب دار و قوسی و سایبان‌ها را می‌توان با استفاده از رابطه ۲-۵-۶ کاهش داد. در سازه‌هایی مانند گلخانه نیز که در آن از داربست‌های مخصوص عبور کارگران و حمل مصالح در زمان نگهداری و تعمیر استفاده می‌شود، مقادیر بار زنده بام نباید کمتر از مقدار داده شده توسط رابطه ۲-۵-۶ باشد.

$$L_r = L_0 R_1 R_2 \quad 0.6 \text{ kN/m}^2 \leq L_r \leq 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad (2-5-6)$$

که در این رابطه:

L_r : بار زنده طراحی کاهش یافته بام در هر مترمربع تصویر افقی سطح نگهداری شده توسط عضو

L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت کاهش نیافته بام در هر مترمربع تصویر افقی سطح نگهداری شده توسط عضو (جدول ۱-۵-۶)

ضرایب کاهش R_1 و R_2 مطابق روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{برای } A_T \leq 18 \text{ m}^2 \\ 1/2 - 0.111 A_T & \text{برای } 18 \text{ m}^2 < A_T \leq 54 \text{ m}^2 \\ 0.16 & \text{برای } A_T > 54 \text{ m}^2 \end{cases} \quad (3-5-6)$$

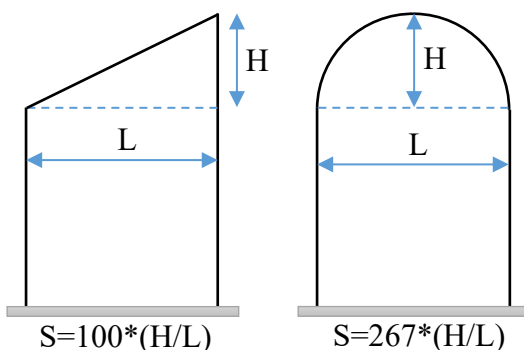
که در آن A_T سطح بارگیر عضو (بر حسب مترمربع) می‌باشد.

ضریب R_2 از رابطه ۴-۵-۶ محاسبه می‌شود.

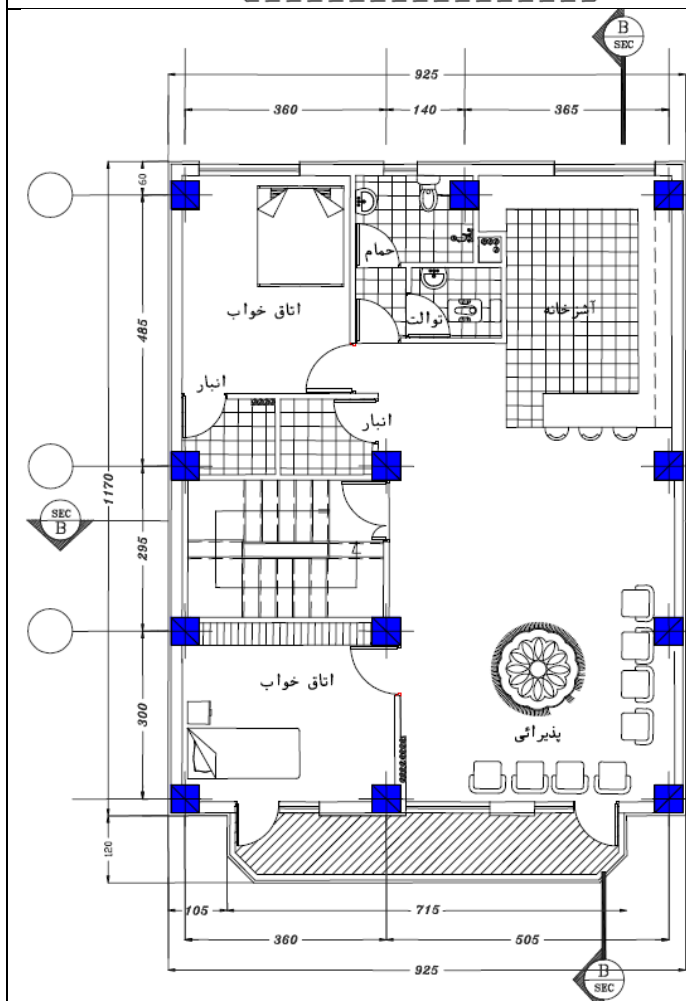
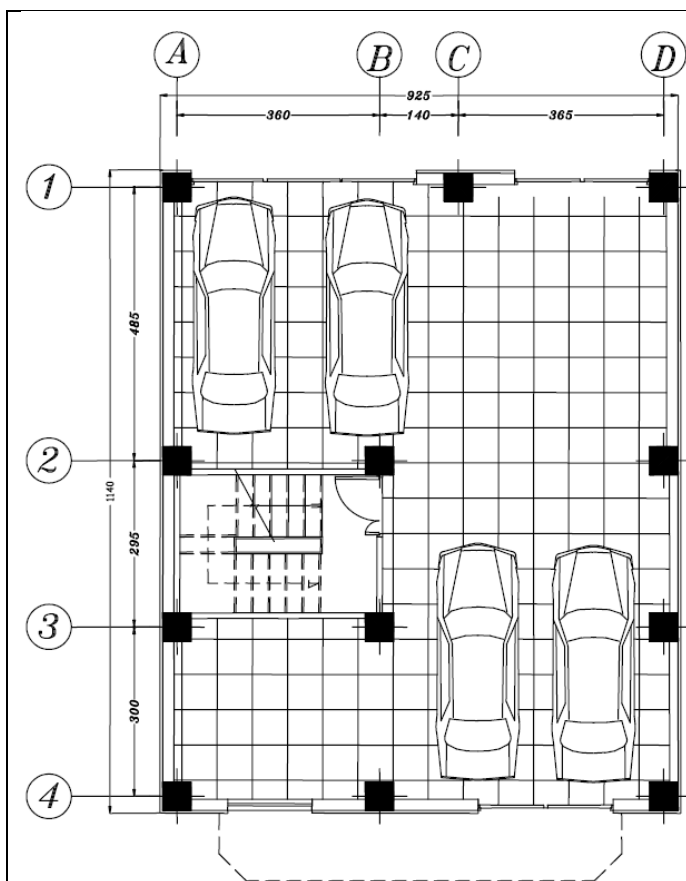
$$R_2 = \begin{cases} 1 & \text{برای } S \leq 33 \\ 1/2 - 0.006 S & \text{برای } 33 < S < 100 \\ 0.16 & \text{برای } S \geq 100 \end{cases} \quad (4-5-6)$$

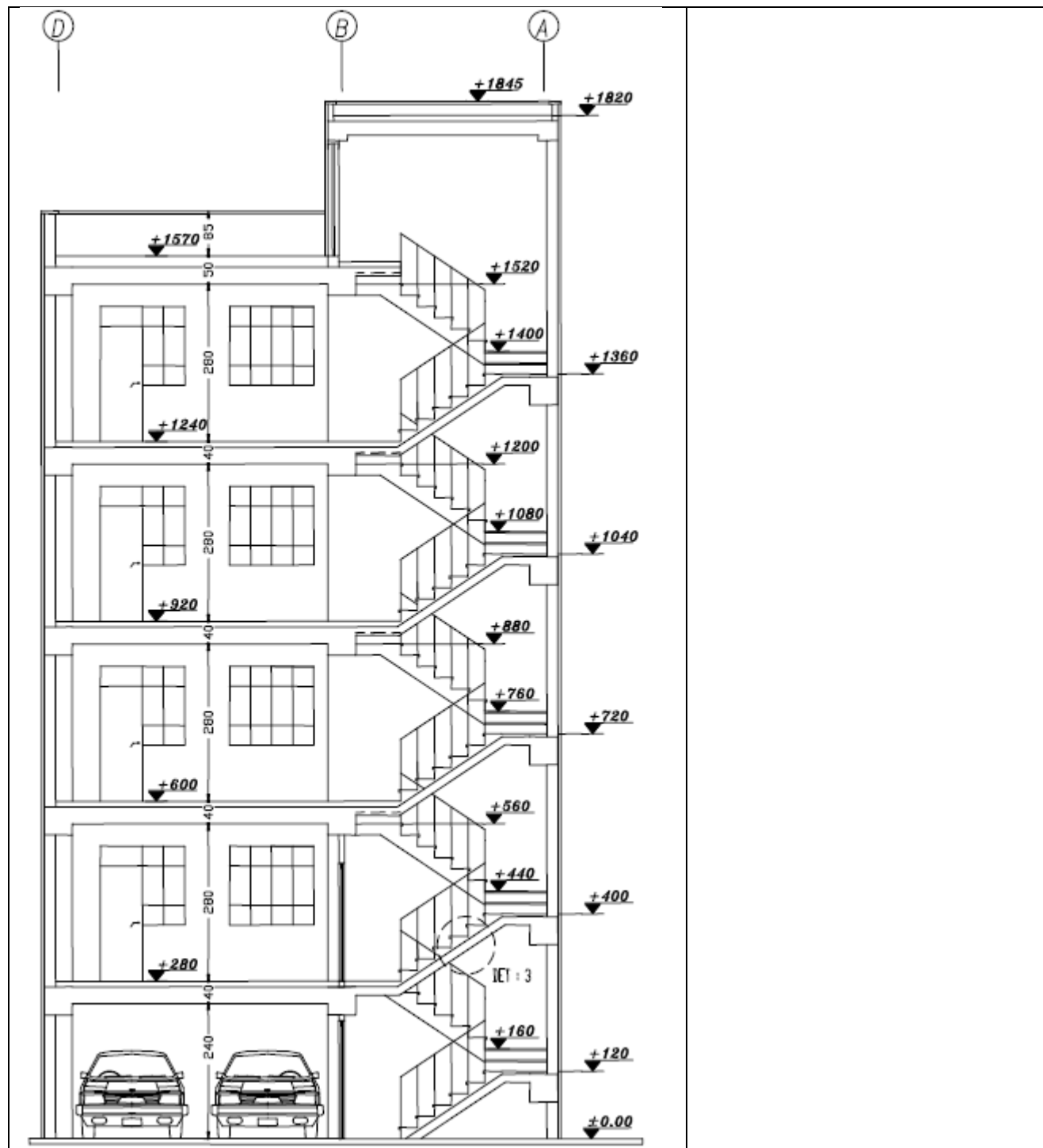
که در آن، برای بام‌های شیب دار، S شیب سقف (به درصد)، و در بام‌های قوسی و گنبدی، S معادل

۲۶۷ برابر نسبت ارتفاع به طول دهانه قوس است.



نکاتی در مورد پارکینگ، ستون گذاری و ...





مشخصات پروژه :

خواسته‌ها:

پیوست فصل اول : جرم واحد حجم برخی مصالح مهم در ساختمان براساس پیوست ۶-۲ مبحث ششم چاپ ۱۳۹۸

جدول شماره پ ۶-۲-۲ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان

جرم واحد حجم (کیلوگرم بر مترمکعب)	شرح
۱۷۰۰	۱- آجرها و بلوک‌های ساختمانی
۱۳۰۰	آجر توپر پخته رسی معمولی (آجر فشاری)
۱۴۵۰	آجر سوراخدار پخته رسی (آجر سفال)
۱۸۰۰	آجر ماسه آهکی متخلخل
۱۸۵۰	آجر ماسه آهکی توپر
۲۰۰۰	آجر نسوز
۱۲۵۰	آجر ضد اسید
۶۰۰	آجر شیشه‌ای مجوف
۹۰۰ تا ۱۳۰۰ (متناسب با شکل)	آجر مجوف
	بلوک سیمانی
۱۸۵	۲- ملات‌ها
۲۰۰۰	ملات ماسه آهک
۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان و آهک (با تارد)
۱۳۰۰	ملات ماسه سیمان
۱۹۰۰	ملات گچ
۱۶۰۰	ملات خاک نسوز
۱۶۰۰	کاهگل
۲۰۰۰	ملات گچ و خاک
	ملات گل
۲۴۰۰	۳- بتن‌ها
۲۵۰۰	بتن با شن و ماسه معمولی
۱۷۵۰	بتن آرمه و بتن پیش‌تنیده با شن و ماسه معمولی
۶۰۰	بتن با سرباره کوره آهن‌گدازی
۱۰۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)	بتن‌های سبک هوادهار و گازی
۵۰۰ تا ۹۰۰ (بسته به نوع)	بتن با سنگ‌دانه سبک
	بتن اسفنجی
۱۷۰۰	بتن با خرده آجر
۱۳۰۰	بتن با پوکه معدنی و سیمان
۱۰۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)	بتن با پوکه صنعتی و سیمان

❖ در محاسبه وزن دیوار با مصالح بنایی می‌توان ۷۰ درصد وزن هر مترمکعب دیوار را مصالح آجری یا بلوکی و ۳۰ درصد بقیه را ملات به حساب آورد.

۲-۱- مروری بر فصل اول استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۹۲ : کلیات

۱-۱ هدف

هدف این آیین نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است، به طوری که با رعایت آن انتظار می رود:

- ۱- ساختمان های با "اهمیت متوسط" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده سازه ای و غیر سازه ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.
- ۲- ساختمان های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.
- ۳- ساختمان های با "اهمیت خیلی زیاد"، در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه ای و غیرسازه ای نداشته باشند، به طوری که بهره برداری از آنها امکان پذیر باشد.
- ۴- کلیه ساختمان های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه و نیز کلیه ساختمان های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در اثر زلزله بهره برداری آسیمی نبینند و قابلیت بهره برداری خود را حفظ نمایند.

۲-۱ زلزله های مبنای طراحی

زلزله های مبنای طراحی در این آیین نامه به شرح زیر می باشند:

- الف- "زلزله طرح" زلزله ای است که احتمال فرا گذشت آن در ۵۰ سال ده درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است.
- ب- "زلزله بهره برداری" زلزله ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله حدود ۱۰ سال است.

اگر تعداد متوسط سالیانه ی زلزله ها با بزرگی M و بیشتر برابر N باشد، احتمال وقوع زلزله ای با این بزرگی در طول t سال چنین است :

۳-۱ حدود کاربرد

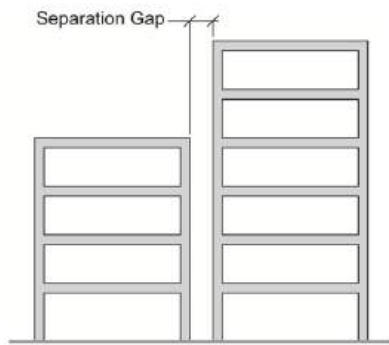
- ۱-۳-۱ این آیین نامه برای طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه، فولادی، چوبی و ساختمان های با مصالح بنایی به کار می رود.

۴-۱ ملاحظات معماری

- ۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان های مجاور به یکدیگر، ساختمان ها باید با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.
- فاصله درز انقطاع را می توان با مصالح کم مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می شوند، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

- ۲-۴-۱ پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی المقدور احتراز شود.

- ۳-۴-۱ از احداث طره های بزرگ تر از ۱/۵ متر حتی المقدور احتراز شود.



۴-۱ ملاحظات معماری

۴-۱-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تامین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

۵-۱ ملاحظات کلی سازه‌ای

۱-۵-۲ ساختمان باید حداقل در هر دو امتداد افقی عمود بر هم و قائم قادر به تحمل نیروهای زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها انتقال نیروها به شالوده به‌طور مناسب صورت گیرد.

۱-۵-۳ عناصری که در طبقات مختلف بارهای قائم را تحمل می‌نمایند، تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۱-۵-۴ عناصری که نیروهای افقی زلزله را تحمل می‌کنند تا حد امکان به‌صورتی در نظر گرفته شوند، که انتقال نیروها به سمت شالوده به‌طور مستقیم انجام شود و عناصری که باهم کار می‌کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۱-۵-۵ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به‌صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در هر طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد باشد.

۱-۵-۹ از ایجاد ستون‌های کوتاه، بخصوص در نورگیرهای زیرزمین‌ها، حتی‌الامکان خودداری شود.

۱-۵-۱۰ از به‌کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی‌المقدور خودداری شود.

۱-۶ گروه بندی ساختمان ها برحسب اهمیت

ساختمان ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می شوند:

گروه ۱- ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان های ضروری:

این گروه شامل ساختمان هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می شود؛ مانند بیمارستان ها و درمانگاه ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان های نیروگاه ها و تأسیسات برق رسانی، برج های مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می باشد.

ب- ساختمان های خطرناک:

این گروه شامل ساختمان ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و درازمدت برای محیط زیست می شوند، مانند کارخانه های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص.

گروه ۲- ساختمان های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم ها، سینما و تئاترها، سالن های اجتماعات، فروشگاه های بزرگ، ترمینال های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمان هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می گردد، مانند موزه ها، کتابخانه ها، و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می شود.

پ- ساختمان ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می شود مانند پالایشگاه ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

گروه ۳- ساختمان های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان ها شامل کلیه ساختمان های مشمول این آیین نامه، بجز ساختمان های عنوان شده در سه گروه دیگر می باشند، مانند ساختمان های مسکونی و اداری و تجاری، هتل ها، پارکینگ های چندطبقه، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی

گروه ۴- ساختمان های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن های نگهداری دام.

ب- ساختمان های موقتی که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

۷-۱ گروه بندی ساختمان ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند "نامنظم" و در غیر این صورت "منظم" محسوب می شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

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

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

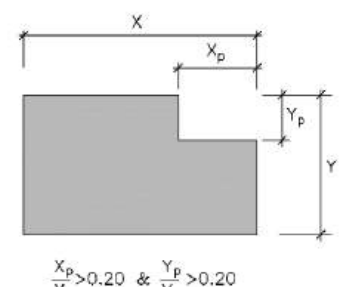
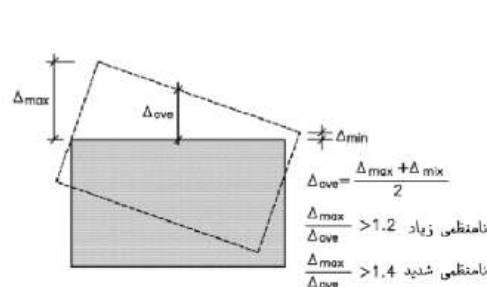
بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود.

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

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.

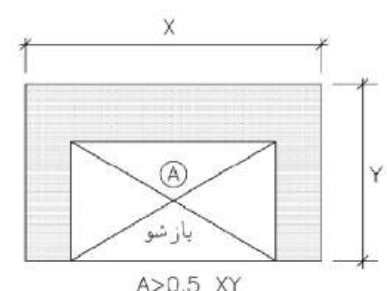
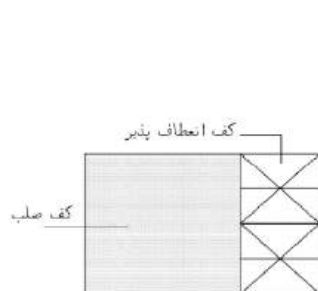
ت- نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد.

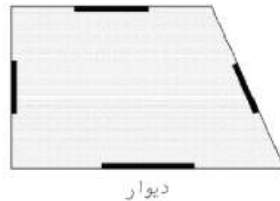
ث- نامنظمی سیستم های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



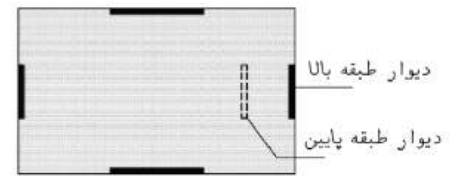
ب- نامنظمی پیچشی

الف - نامنظمی هندسی





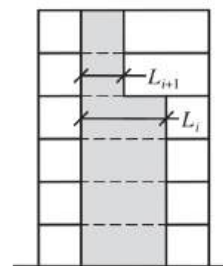
ت - نامنظمی سیستم‌های غیرموازی



ت - نامنظمی خارج از صفحه

۲-۷-۱ نامنظمی در ارتفاع

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم برابر جانی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.



Type 3. Geometric

Irregular:

$$L_i > 1.3 L_{i+1}$$

پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانی در ارتفاع قطع شده باشد، به‌طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.

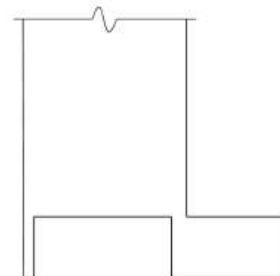


Figure C12.3-4. Vertical in-plane discontinuity irregularity from walls with significant offsets (Type 3).

ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

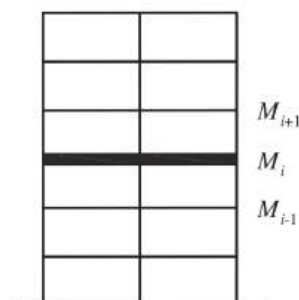
طبقات بام و خریشته از این تعریف مستثنا هستند.

Irregular:

$$M_i > 1.5 M_{i+1}$$

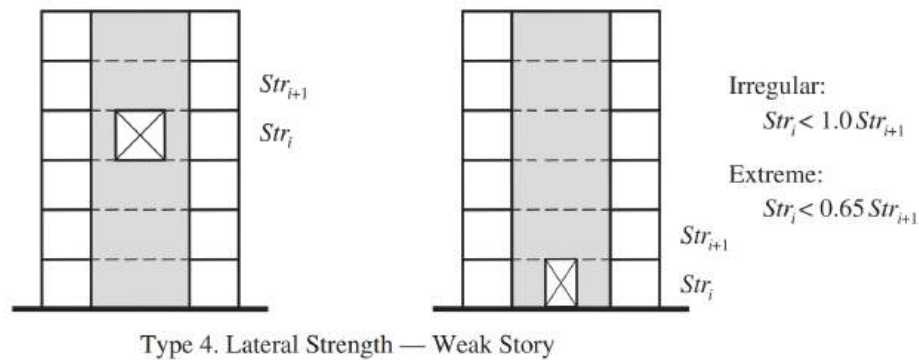
or

$$M_i > 1.5 M_{i-1}$$



Type 2. Weight (Mass)

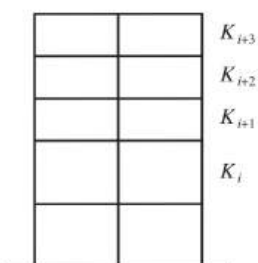
ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.



مثال ۱-۲ وزن طبقات یک ساختمان پنج طبقه بتنی از طبقه اول تا بام به ترتیب برابر ۲۰۰ ، ۱۷۰ ، ۲۴۰ ، ۱۴۰ و ۱۶۰ تن می‌باشد. نامنظمی جرمی را کنترل کنید.

مثال ۲-۲ مقاومت طبقات یک ساختمان پنج طبقه فولادی از طبقه اول تا بام به ترتیب برابر ۲۰۰ ، ۱۷۰ ، ۲۴۰ ، ۱۴۰ و ۱۶۰ تن می‌باشد. نامنظمی مقاومت جانبی را کنترل کنید.

ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می‌شود.

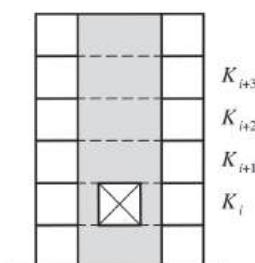
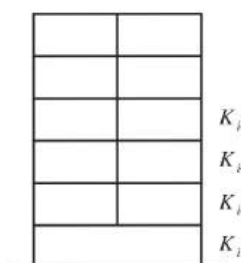


Irregular:

$$K_i < 0.7K_{i+1}$$

or

$$K_i < \frac{0.8}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$



Extreme:

$$K_i < 0.6K_{i+1}$$

or

$$K_i < \frac{0.7}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$

Type 1. Stiffness — Soft Story

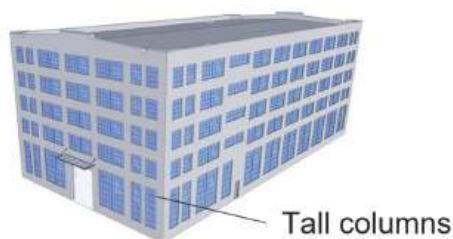
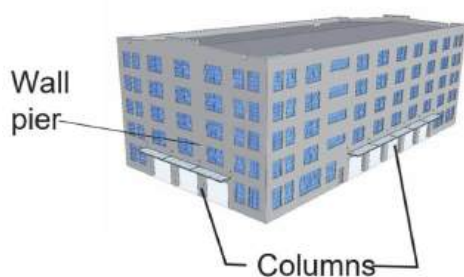
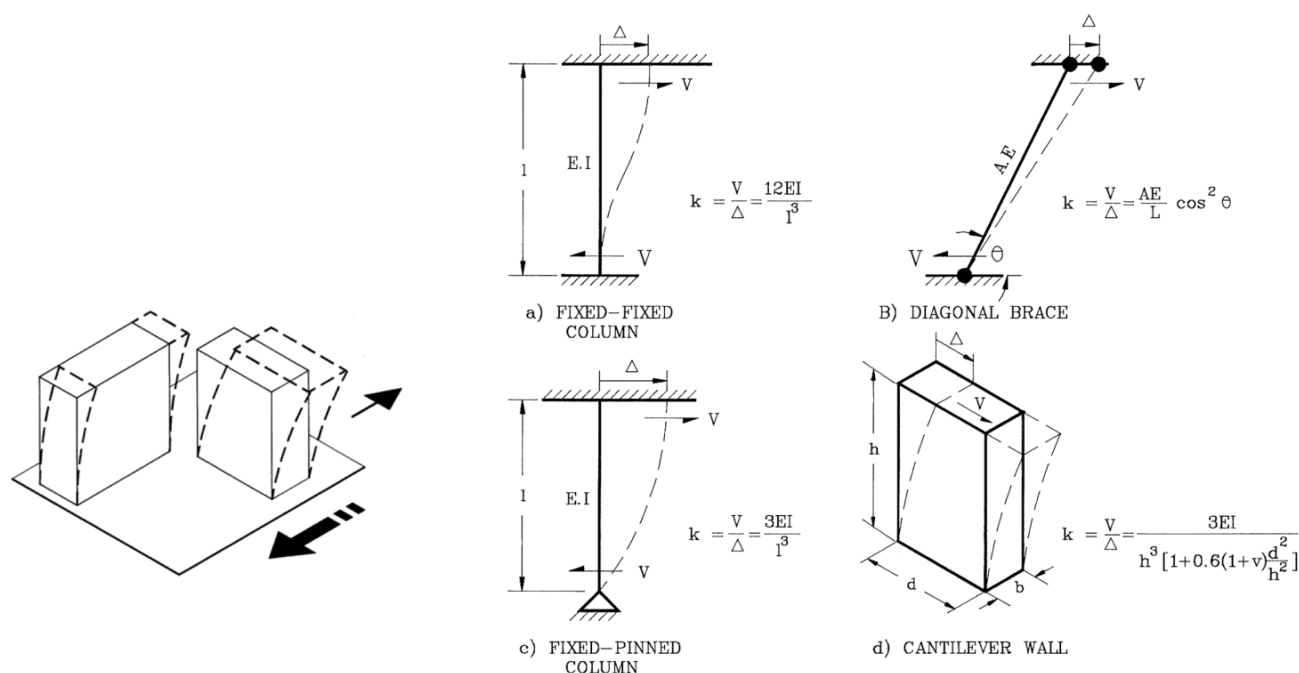


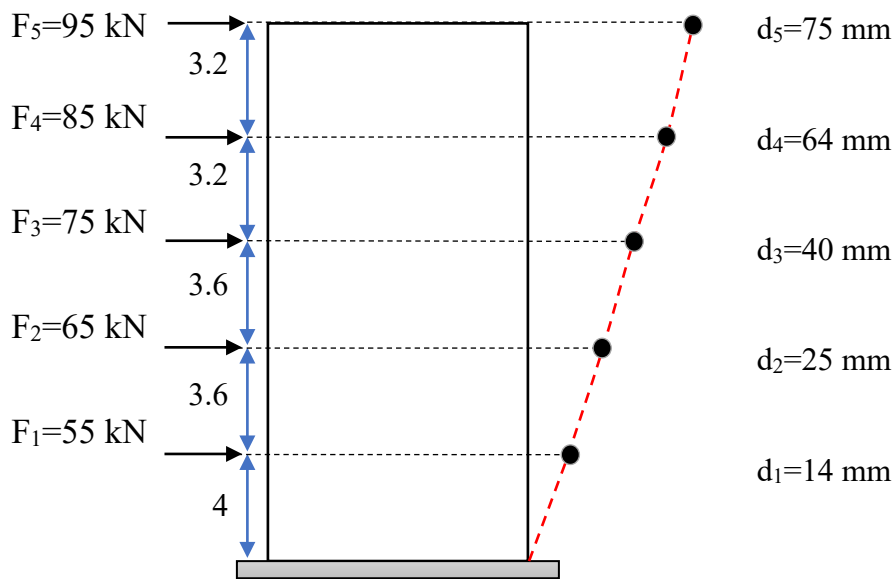
Figure 4-9 Two examples of buildings with weak/soft stories (from FEMA P-154).

یادآوری محاسبه سختی جانبی سیستم‌های متداول:



مثال ۲-۳ یک ساختمان پنج طبقه فولادی مطابق شکل در نظر بگیرید. نامنظمی سختی جانبی را کنترل کنید. نیروی جانبی

طبقات و تغییر مکان متناظر کل هر طبقه داده شده است.



۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.

۸-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای به شش گروه طبقه‌بندی می‌شوند:

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۲-۸-۱ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر $P-\Delta$ باشند.

۳-۸-۱ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، و سازه‌های با قاب‌های خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب‌های با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان نیز در این گروه جای دارند.

۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره ۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.



تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقلع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده الزام بند فوق را اقلع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظر گرفته شود.

۱-۸-۵ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها به صورت کنسولی تحمل می‌شوند.

زلزله های مهم ایران



۲-۲ مروری بر فصل دوم استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۹۲: حرکت زمین

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$B=B_1N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پربودهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می گردد.

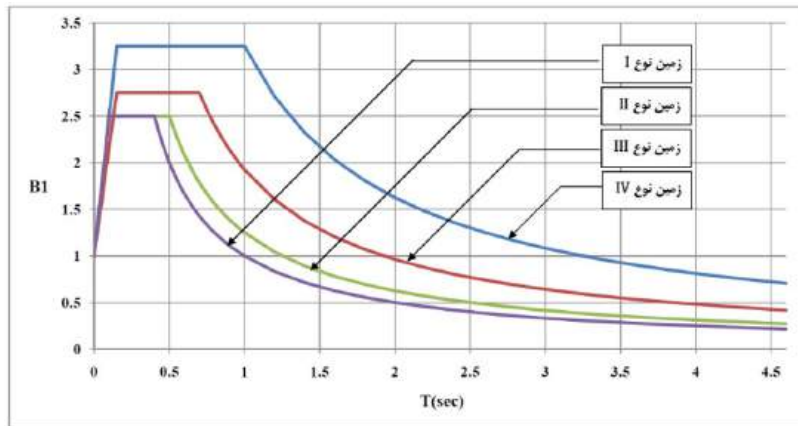
$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

در این روابط:

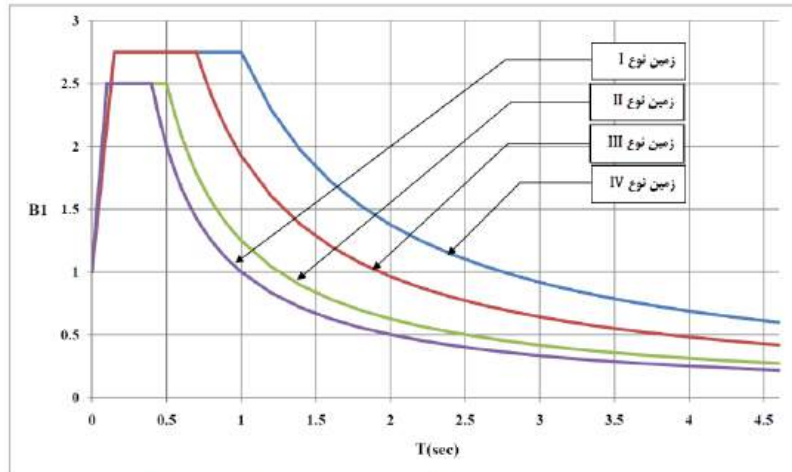
T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می شود.
 S_0 و S ، T_s ، T_0 پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین ها در بند (۴-۲) مشخص شده اند.

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



شکل ۲-۱- الف- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۲-۱- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N=1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2)$$

$$N=1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N=1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2)$$

$$N=1.4$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

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

۲-۴ طبقه بندی نوع زمین

۲-۴-۱ زمین ساختگاه ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۲-۳) طبقه بندی می شوند. در این جدول:

$\bar{v}_s$: متوسط سرعت موج برشی در لایه های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

۲-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، $\bar{v}_s$ می توان از رابطه (۲-۵) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (2-5)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

جدول ۲-۳ طبقه بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک های سیمانه بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف تر تا سطح زمین	-	-	> 750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	> 250	> 50	$375 - 750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70 - 250$	$15 - 50$	$175 - 375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم	< 70	< 15	< 175

مثال ۲-۴: اگر سرعت موج برشی در لایه های به ضخامت ۸ m، ۱۵ m و ۲۲ m از سطح زمین به داخل خاک به ترتیب

۳۶۰ m/s، ۴۵۰ m/s و ۴۲۰ m/s باشد، نوع خاک را تعیین کنید.

۳-۱- مروری بر فصل سوم استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۹۲: ضوابط طرح لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۳-۱-۱ ملاحظات کلی

۳-۱-۱-۱ کلیه ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه، بجز آن دسته از ساختمان‌های با مصالح بنایی که مقررات مندرج در فصل هفتم در آنها رعایت شده باشد، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۳-۱-۱-۲ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضاء الزامی است.

۳-۱-۱-۳ بجز مؤلفه‌های افقی نیروی زلزله که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند (۳-۳-۹) ذکر شده است، باید منظور گردد.

۳-۱-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بarmحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۳-۱-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

۳-۱-۱-۷ نیروی جانبی زلزله، که با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه می‌گردد، در شرایط خاصی از سازه‌ها باید افزایش داده شود. در این ارتباط باید به موارد زیر توجه شود:

الف- ضریب نامعینی سازه، ρ ، موضوع بند (۳-۳-۲)

ب- ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 ، موضوع بند (۳-۳-۱۰)

۲-۳ روش‌های تحلیل سازه

۱-۲-۳ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به کار گرفت:

- الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان‌های 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

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان شده در بند (۳-۲-۳) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف بر طبق بندهای (۳-۱-۴) و (۳-۱-۵) به سازه اعمال می‌گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود.

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 می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۱) به دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \quad (۳-۱)$$

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

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

C : ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۳-۲)$$

در این رابطه:

A : نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B : ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۳)

I : ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (۳-۳)$$

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

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

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول (۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۳
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۳-۳-۱-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

- ۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.
- ۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (3-3)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (4-3)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (5-3)$$

در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن‌آرمه

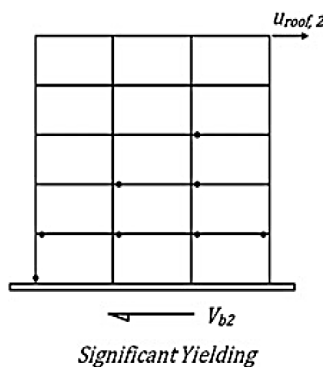
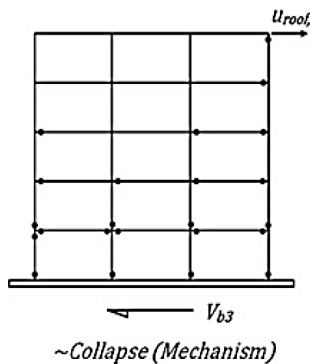
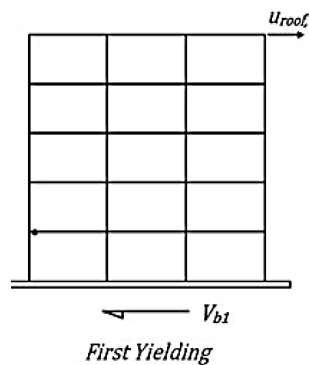
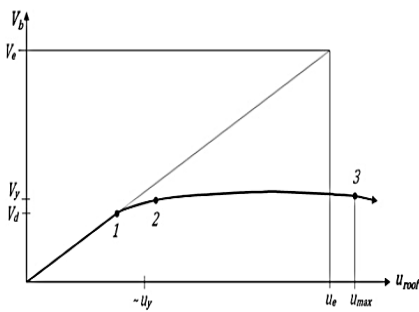
در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن‌آرمه اثر ترک‌خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

$$I_e = 0.5I_g \quad \text{- در تیرها}$$

$$I_e = I_g \quad \text{- در ستون‌ها و دیوارها}$$

در این روابط I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. توجه شود مقادیر فوق تنها در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان کاربرد دارد.

R : Response Modification Coefficient



$$\frac{V_e}{V_y} = R_\mu : \text{Ductility reduction factor}$$

$$\frac{V_y}{V_d} = R_{ov} : \text{Overstrength reduction factor}$$

$$R_\mu \times R_{ov} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} = \frac{V_e}{V_d} = R$$

۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگرنده خصوصیتی مانند شکل پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل پذیر کردن آن به کار برده شده است، با رعایت محدودیت های بندهای (۳-۵-۲) تا (۳-۵-۷)، از جدول (۳-۴) تعیین می گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به دست می دهد. H_m : حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان شده ساخته می شود. این ارتفاع از تراز پایه تعیین می گردد.

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن است. به بند (۳-۵) مراجعه شود.

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می گیرد. به بند (۳-۱۰) مراجعه شود.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (تر)
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 بتابی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سببندی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتابی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی و اگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کماتش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
ب- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۱] و [۴]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی و اگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی و اگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه های فولادی یا بتن آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

[۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه، با مهاربندهای واگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی که شرایط زیر موجود باشد، می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:

الف- زمین ساختگاه از نوع I، II یا III جدول (۲-۴) باشد.

ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.

پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

[۳] در سیستم‌های قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، چنانچه در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، ضریب رفتار برابر با ۷ و چنانچه رفتار خمشی حاکم باشد، این ضریب باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.

[۴] در این جدول قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد عنوان شده در آیین‌نامه بتن ایران "آبا" با عناوین معمولی، متوسط و ویژه معرفی شده‌اند. ضمناً در این سازه‌ها فاصله خاموت‌ها از یکدیگر در ناحیه ویژه دو انتهای ستون‌ها، مطابق تعریف آبا، نباید بیش از ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

۳-۵-۳-۲ ساخت ساختمان‌های با ارتفاع بیش از H_m در جدول (۳-۴) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان‌های خاص که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مدنظر باشد، تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه الزامی است.

۳-۵-۳-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

۳-۵-۳-۴ در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه، به استثناء موارد تصریح شده در یادداشت [۲] مربوط به جدول (۳-۴)، الزامی است. در این ساختمان‌ها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرأ به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده اکتفا نمود.

۳-۵-۳-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصرأ در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های بتن‌آرمه که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقف‌ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند (۳-۵-۵) می‌شود.

۳-۵-۷ قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده بر طبق نشریه شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی همراه با دیوار برشی یا مهاربندی، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می‌گیرند. قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار بر طبق ضوابط آن نشریه، قاب خمشی فولادی متوسط محسوب می‌شوند. حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان‌هایی که در آنها تنها از قاب‌های خمشی با این نوع اتصالات استفاده می‌شود به ۳۰ متر تقلیل می‌یابد.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۳-۳-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۳-۶)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۳-۷)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

۷-۳-۳ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۷-۳-۳-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۳-۳-۷-۲)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجاد شده در کف‌ها نیز منظور شود.

۷-۳-۳-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i ، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_{ui} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj} \quad (۸-۳)$$

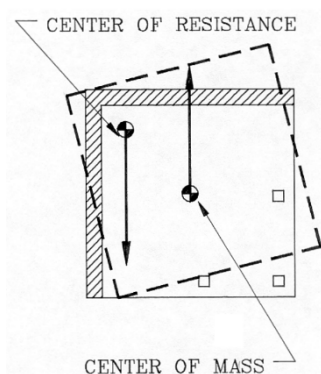
در این رابطه:

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز

جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

F_{uj} : نیروی جانبی در تراز طبقه j



۷-۳-۳-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (۹-۳)$$

در این رابطه:

$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

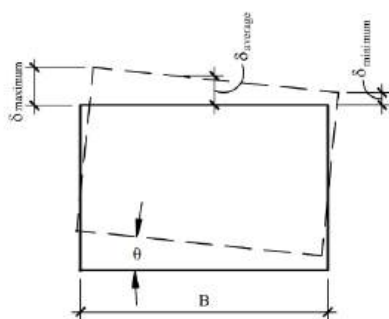


Figure 3.1-7 Amplification of accidental torsion.

۷-۳-۸ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که برای تعیین نیروی جانبی به کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن مؤثر لرزه‌ای اضافه می‌شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

مثال ۲-۵: لنگر پیچشی طبقه اول را تعیین کنید.

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 ا 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.

۳-۳-۹-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.

۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به کار برده می‌شود. در این اعضا، اثرهای ناشی از

بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه‌های با سیستم‌های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هر حال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می‌توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود.

۳-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

روش‌های تحلیل دینامیکی خطی شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخیچه زمانی" اند و در کاربرد آنها باید ضوابط بندهای (۳-۴-۱) و (۳-۴-۲) رعایت شوند. کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره در این روش‌ها همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل‌اند. در این روش‌ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده است، نیز الزامی است:

- ضریب نامعینی سازه ρ ، موضوع بند (۳-۳-۲)
- محاسبه ساختمان‌ها در برابر واژگونی موضوع بند (۳-۳-۸)
- نیروی قائم زلزله موضوع بند (۳-۳-۹)
- ضریب اضافه مقاومت Ω_0 موضوع بند (۳-۳-۱۰)

۳-۴-۱ روش تحلیل طیفی

۳-۴-۱-۱ در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه شده است، انجام شده و مشخصات مدهای طبیعی نوسان آن تعیین می‌گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح به‌دست آورده شده و با ترکیب آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می‌گردد. در این روش تحلیل، الزامات بندهای (۳-۴-۱-۲) تا (۳-۴-۱-۶) باید رعایت شود.

۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

۳-۴-۱-۳ ترکیب اثر مدها

حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگزیده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت

برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر در نظر گرفته شود.

۳-۴-۵ اثر پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثر پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطه بند (۳-۳-۷) منظور نمود. در مواردی که از مدل‌های سه‌بعدی برای آنالیز سازه استفاده می‌شود، اثر پیچش اتفاقی را می‌توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون‌مرکزی اتفاقی منظور نمود.

۳-۴-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقناع ضابطه بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی، مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می‌باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

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 به‌دست 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 به‌دست 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 به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۱-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{en} ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها $I_g 0.35$ ، برای ستون‌ها $I_g 0.7$ ، و برای دیوارها $I_g 0.35$ یا $I_g 0.7$ نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر $P-\Delta$ نیز صرف‌نظر کرد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

۳-۵-۷ در زلزله سطح بهره‌برداری، تغییر مکان نسبی باید الزامات بند (۳-۱۱-۲) را اکتان نماید.

۳-۶-۱ اثر $P-\Delta$

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر $P-\Delta$ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i ، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_{ui} \Delta_{eni}}{V_{ui} h_i} \right] \quad (۳-۱۲)$$

در این رابطه:

P_{ui} = مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n ، طبقه آخر، در حد مقاومت

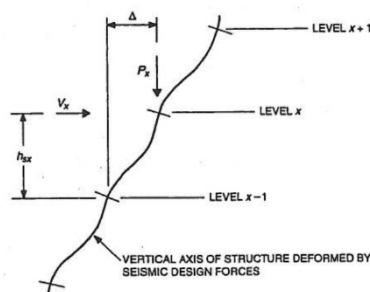
Δ_{eni} = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی

V_{ui} = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i = ارتفاع طبقه i

شاخص پایداری θ_i در سازه‌ها نباید از θ_{max} در رابطه (۳-۱۲) بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

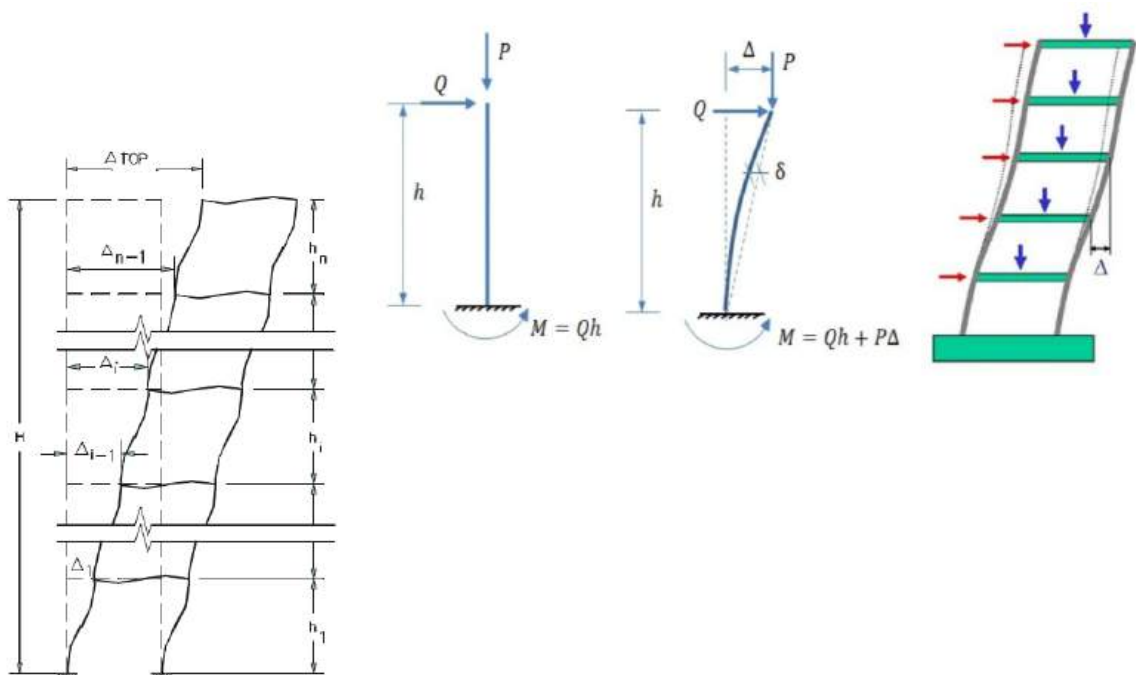
$$\theta_{max} = \frac{0.65}{c_d} \leq 0.25 \quad (۳-۱۳)$$



برای منظور کردن اثر $P-\Delta$ در طراحی سازه‌ها یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضاء را به‌دست آورد و یا می‌توان روش‌های تقریبی عنوان شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمود. همچنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (۳) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییر مکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به‌کار برده می‌شوند باید تغییر مکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، $\bar{\Delta}_i$ باشند. تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ ، را می‌توان از رابطه (۱۴-۳) محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{ei} = \frac{\Delta_{ei}}{1 - \theta_i} \quad (14-3)$$

بررسی اثرات غیرخطی در سازه‌ها :



$$\text{OVERALL DRIFT} = \Delta_{TOP}$$

$$\text{INTER-STORY DRIFT} = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

$$\text{OVERALL DRIFT INDEX} = \frac{\Delta_{TOP}}{H}$$

$$\text{INTER-STORY DRIFT INDEX} = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$$

Example 4.1 As shown in Figure 4.8, a two-layer shear-type frame structure, each layer of mass is known, which is $m_1 = 60t$, $m_2 = 50t$, the first layer's lateral stiffness is $k_1 = 5 \times 10^4 \text{ kN/m}$, the second floor of the lateral stiffness is $k_2 = 3 \times 10^4 \text{ kN/m}$. Solve the problem of the system's natural frequency and vibration of the structure, and verify the orthogonality of its main mode.

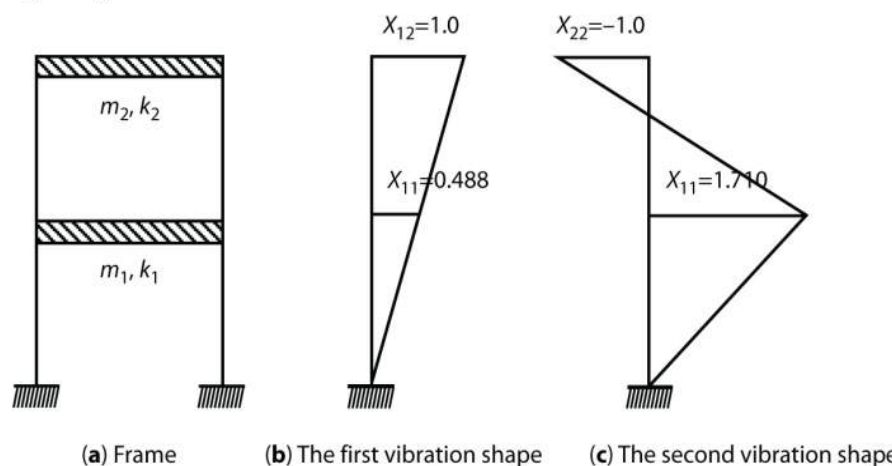


Figure 4.8 Two-layer shear frame structure and vibration mode.

Solution: According to (4.8), the inter-layer stiffness coefficients of the frame layers can be obtained respectively:

$$k_{11} = k_1 + k_2 = 5 \times 10^4 + 3 \times 10^4 = 8 \times 10^4 \text{ kN/m}$$

$$k_{12} = k_{21} = -k_2 = -3 \times 10^4 \text{ kN/m}$$

$$k_{22} = k_2 = 3 \times 10^4 \text{ kN/m}$$

From equation (4-12), the frequency equation is given as follows

$$\begin{vmatrix} 8 \times 10^4 - 60\omega^2 & -3 \times 10^4 \\ -3 \times 10^4 & -3 \times 10^4 - 50\omega^2 \end{vmatrix} = 0$$

Expanding the above equation, there are $0.00003\omega_n^4 - 0.058\omega_n^2 + 15 = 0$

Solving the above equation, there are $\omega_{n1} = 17.54 \text{ rad/s}$, $\omega_{n2} = 40.32 \text{ rad/s}$.

Now, the corresponding periods are respectively:

$$T_1 = 2\pi / \omega_{n1} = 2\pi / 17.54 = 0.358 \text{ s}, \quad T_2 = 0.156 \text{ s}$$

According to equation (4-17):

$$\text{For the first vibration shape: } \frac{X_{12}}{X_{11}} = \frac{m_1 \omega_{n1}^2 - k_{11}}{k_{12}} = \frac{60 \times 17.54^2 - 8 \times 10^4}{-3 \times 10^4} = \frac{1}{0.488}$$

For the second vibration shape:

$$\frac{X_{22}}{X_{21}} = \frac{m_1 \omega_{n2}^2 - k_{11}}{k_{12}} = \frac{60 \times 40.32^2 - 8 \times 10^4}{-3 \times 10^4} = \frac{1}{1.710}$$

The above modes are shown in Figures 4.8(b) and (c), respectively.

Next, the orthogonality of the main mode will be checked, for the mass matrix and stiffness matrix, according to equation (4.26) and equation (4.27), it can be obtained that:

$$\{X\}_i^T [M] \{X\}_k = \{X\}_1^T [M] \{X\}_2 = \{0.488 \quad 1\} \begin{bmatrix} 60 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.710 \\ -1 \end{bmatrix} = 0$$

$$\{X\}_i^T [M] \{X\}_k = \{X\}_1^T [M] \{X\}_2 = \{0.488 \quad 1\}$$

$$\begin{bmatrix} 60 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.710 \\ -1 \end{Bmatrix} = 0$$

$$\{X\}_i^T [K] \{X\}_k = \{X\}_1^T [K] \{X\}_2 = \{0.488 \quad 1\}$$

$$\begin{bmatrix} 8 & -3 \\ -3 & 3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1.710 \\ -1 \end{Bmatrix} = 0$$

The generalized mass and generalized stiffness are given by (4.47) and (4.48) as follows:

$$\{X\}_i^T [M] \{X\}_i = M_1 = 64.29t$$

$$\{X\}_i^T [K] \{X\}_i = K_1 = 1.977 \text{ kN/m}$$

$$\{X\}_2^T [M] \{X\}_2 = M_2 = 225.45t$$

$$\{X\}_2^T [K] \{X\}_2 = K_2 = 36.65 \text{ kN/m}$$

4.4.2 Damping Assumptions

For viscous damping, it is assumed that the magnitude of the damping force is proportional to the velocity of the particle vibration. The direction of the damping force is opposite to the velocity. In the multi-degree of freedom system, each particle is vibrating, and the damping force acting on the particle i is affected not only by the vibration velocity $\dot{u}_i$ of this point, but also by the vibration velocity $\dot{u}_j$ of the point j . Therefore, the damping of the multi-degree of freedom system gives the matrix $[C]$ as:

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2n} \\ c_{i1} & c_{i2} & c_{ij} & c_{in} \\ c_{n1} & c_{n2} & \cdots & c_{nn} \end{bmatrix} \quad (4.104)$$

In which, c_{ij} is the damping force of point i generated by the j -point unit velocity.

Through the above analysis, it can be indicated that the mode of the system is orthogonal to the mass and stiffness, but the damping matrix does not satisfy the orthogonal condition. Therefore, at normal circumstances, it can only obtain a set of mutual coupling differential equations about the mode coordinate. In order to facilitate the decoupling of the equations group, the modes should be orthogonal to the damping matrix. The damping assumption of the two degrees of freedom systems will be presented next.

(1) Rayleigh Damp

Assume that the damping matrix $[C]$ is a linear combination of the mass matrix and the stiffness matrix, thus, the system is a proportional damping or Rayleigh damping, that is:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.105)$$

In which, α, β are proportional constants. Meanwhile, the modes of the system are orthogonal to the damping matrix, therefore:

$$\begin{aligned} \{X\}_j^T [C] \{X\}_i &= \{X\}_j^T (\alpha[M] + \beta[K]) \{X\}_i \\ &= \alpha \{X\}_j^T [M] \{X\}_i + \beta \{X\}_j^T [K] \{X\}_i \\ &= \begin{cases} 0 & i \neq j \\ c_j^* = (\alpha + \beta \omega_{nj}^2) M_j & i = j \end{cases} \end{aligned} \quad (4.106)$$

in which, c_j^* is the generalized damping coefficient of the j -th order mode. The damping ratio of the j -th mode can be obtained from the below equation.

$$\zeta_j = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_{nj}} + \beta \omega_{nj} \right) \quad (4.107)$$

In addition, if the first and second order frequencies of the system and the corresponding damping ratio are known, the proportional constant α, β can be obtained by using the following equations.

$$\begin{cases} \alpha + \beta \omega_{n1}^2 = 2\zeta_1 \omega_{n1} \\ \alpha + \beta \omega_{n2}^2 = 2\zeta_2 \omega_{n2} \end{cases} \quad (4.108)$$

Solving it:

$$\alpha = \frac{2\omega_{n1}\omega_{n2}(\zeta_1\omega_{n2} - \zeta_2\omega_{n1})}{\omega_{n2}^2 - \omega_{n1}^2}, \quad \beta = \frac{2(\zeta_2\omega_{n2} - \zeta_1\omega_{n1})}{\omega_{n2}^2 - \omega_{n1}^2} \quad (4.109)$$

After both α, β have been determined, substituting them back into equation (4-107) will obtain the natural frequency and damping ratio of the higher order mode according to the each-order natural frequency.

(2) Cauchy Damp

Cauchy Damp is also known as the extended Rayleigh damp. By comparing the above Rayleigh damping, it can be known that the proportional constant α, β are determined by the first and second order frequencies and the damping ratio. The higher order damping ratio is determined by [equation \(4.107\)](#), which means that Rayleigh damp may only satisfy equaling to a given damping ratio at two natural frequency points, whereas higher order damping is generally not consistent with the actual measured results. In addition, the higher the order of chosen vibration modes is, the greater the error is, which is an inadequacy of Rayleigh damp hypothesis. Therefore, if it is required to satisfy equaling a given damping ratio at more frequency points, it is necessary to construct a linear combination with more items. The damping matrix constructed by the following form can realize this aim, which suppose the damping matrix is the matrix that is proportional to Cauchy matrix series, thus, the damping matrix can be taken as follows:

$$[C] = \alpha_0[M] + \alpha_1[K] + \alpha_2[K][M]^{-1}[K] + \dots = [M] \sum_{m=0}^{n-1} \alpha_m ([M]^{-1}[K]^m) \quad (4.110)$$

In which, $\alpha_0, \alpha_1, \dots, \alpha_{n-1}$ are n undetermined constants. By using the generalized orthogonality, it can prove that the Cauchy damping matrix satisfies the orthogonality, thus, the following formula is established when $i \neq j$:

$$\{X\}_j^T [C] \{X\}_i = \{X\}_j^T [M] \sum_{m=0}^{n-1} \alpha_m ([M]^{-1}[K]^m) \{X\}_i = 0 \quad (4.111)$$

When $i = j$, the general diagonal elements c_j^* in the generalized damping matrix $[C]$ is:

$$c_j^* = \sum_{e=0}^{n-1} \alpha_e \omega_{nj}^{2e} M_j \quad (4.112)$$

It can be obtained by the above equation that:

$$\varsigma_j = \frac{1}{2} \sum_{e=0}^{n-1} \alpha_e \omega_{nj}^{2e-1} \quad (4.113)$$

Substituting the known n -order natural frequency and the measured n -order damping ratio into the above equation, n linear equations and n undetermined constants can be obtained by simultaneous solution of those equations. This demonstrates that the assumed damping ratio and the actual measurement results are completely consistent.

Example 4.9 The damping ratio of the first three order modes ratio of a three degrees of freedom system have been known, $\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta_3 = 0.05$, and the mass matrix of the structure and the stiffness matrix are as follows. Solve out the damping matrix.

$$[M] = \begin{bmatrix} 180 & 0 & 0 \\ 0 & 270 & 0 \\ 0 & 0 & 270 \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} 98 & -98 & 0 \\ -98 & 294 & -196 \\ 0 & -196 & 441 \end{bmatrix} \times 10^3,$$

Solution:

The first three order frequencies of the structure are obtained by using the equation: $[K] - \omega_n^2[M] = 0$,

$$\omega_{n1}, \omega_{n2}, \omega_{n3} = 13.445, 30.144, 46.661 (\text{rad/s})$$

(1) Assuming to be Rayleigh damping

According to [\(4.109\)](#):

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{2\omega_{n1}\omega_{n2}(\zeta_1\omega_{n2} - \zeta_2\omega_{n1})}{\omega_{n2}^2 - \omega_{n1}^2} \\ &= \frac{2 \times 13.445 \times 30.144 \times (0.05 \times 30.144 - 0.05 \times 13.445)}{30.144^2 - 13.445^2} = 0.93 \end{aligned}$$

So, substituting it into the [equation \(4.105\)](#):

$$[C] = \begin{bmatrix} 392.80 & -225.40 & 0 \\ -225.40 & 927.30 & -450.80 \\ 0 & -450.80 & 1265.40 \end{bmatrix} \text{ kN}\cdot\text{s/m}$$

Using [equation \(4.107\)](#), it can obtain the third order mode ratio

$$\zeta_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{0.93}{46.661} + 0.0023 \times 46.661 \right) = 0.0636$$

It can be seen that there is a large difference (27.20%) between the third vibration damping ratio (basic damping 0.0636) and the actual measured value (0.05) obtained by the damping ratios of the first and the second vibration mode.

(2) Assuming to be Cauchy damping

Applying the [equation \(4.113\)](#), it can obtain equations group as following

$$\begin{cases} 0.05 = 0.5 \times (\alpha_0 / 13.445 + 13.445\alpha_1 + 13.445^3\alpha_2) \\ 0.05 = 0.5 \times (\alpha_0 / 30.144 + 30.144\alpha_1 + 30.144^3\alpha_2) \\ 0.05 = 0.5 \times (\alpha_0 / 46.661 + 46.661\alpha_1 + 46.661^3\alpha_2) \end{cases}$$

Solution $\alpha_0 = 0.847$, $\alpha_1 = 0.00284$, $\alpha_2 = -4.96 \times 10^{-7}$ and then, according to [equation \(4.110\)](#):

$$[C] = \alpha_0[M] + \alpha_1[K] + \alpha_2[K][M]^{-1}[K]$$

Substituting the known conditions into it can obtain:

$$[C] = \begin{bmatrix} 386.497 & -198.801 & -35.236 \\ -198.801 & 807.952 & -292.371 \\ -35.236 & -292.371 & 1054.014 \end{bmatrix} \text{ kN}\cdot\text{s/m}$$

۳-۸ دیافراگم ها و جمع کننده ها

دیافراگم ها که معمولاً کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم ها باید در برابر تغییر شکل های افقی که در آنها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

۳-۸-۱ در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.

الف- در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بند (۳-۳-۶)، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می شود. دیافراگم های از نوع چوبی یا ورق های فلزی تقویت نشده بدون پوشش بتن در سازه های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده ممکن است در این دسته قرار گیرند.

در سازه های دارای دیافراگم های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می شود.

ب- در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می شود. دیافراگم های از نوع دال بتنی یا ورق های فلزی همراه با بتن آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ یک از نامنظمی های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

پ- سایر دیافراگم ها نیمه صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید با مدل کردن دیافراگم ها، در نظر گرفته شود.

۳-۸-۲ در سازه های دارای دیافراگم های صلب و نیمه صلب در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) الزامی است.

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n F_{uj}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) W_i \quad (۳-۱۵)$$

در این رابطه:

F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i
 W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۳-۳-۱-۱)

W_j و F_{uj} : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶) در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

۳-۸-۴ در مواردی که دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل می‌نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به‌دست آمده از رابطه (۳-۱۵) اضافه شود. در این موارد اثر ضریب نامعینی ρ سازه باید طبق ضوابط بند (۳-۳-۲) برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز در محاسبات منظور شود.

۳-۸-۵ تلاش‌های داخلی و نیز تغییرشکل‌های ایجاد شده در دیافراگم‌ها باید با استفاده از روش‌های شناخته‌شده تحلیل سازه‌ها تعیین گردند. در دیافراگم‌های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند، این تلاش‌ها و تغییرشکل‌ها را می‌توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه‌ای که بر روی تکیه‌گاه‌های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. کنترل مقاومت دیافراگم‌های

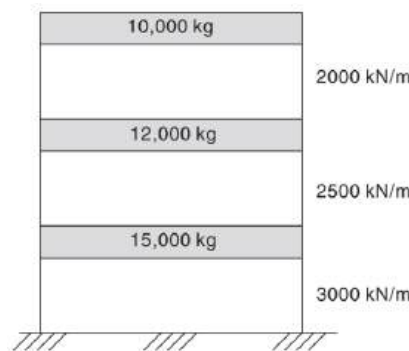
بتن‌آرمه براساس ضوابط آیین‌نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم‌های ساخته‌شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط تعیین می‌گردد.

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۳-۸-۷ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم باربر جانبی بند (۱-۷-۲) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

تمرین های فصل دوم

۱-۲ اشکال مودی قاب خمشی ویژه فولادی ۳ طبقه در شهر تهران بر روی خاک نوع III را تعیین کنید. سپس به روش تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل طیفی به کمک طیف استاندارد ۲۸۰۰، تغییرمکان و برش حداکثر طبقات را محاسبه نمایید. ارتفاع طبقه اول ۳.۶ m و سایر طبقات ۳.۲ m است.



۲-۲ پلان یک بیمارستان ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه در شهر مشهد به صورت زیر است. ارتفاع طبقه اول ۵.۵ m، طبقه دوم ۵ m و سایر طبقات ۴.۵ m می باشد. طبقه همکف پارکینگ است و کاربری طبقه اول آزمایشگاه، طبقه دوم اتاق عمل و طبقات سوم تا پنجم اتاق بیمار می باشد. مرکز جرم را در وسط پلان در قرار دارد. سرعت موج برشی در خاک و در لایه اول، دوم و سوم از سطح زمین به ترتیب ۲۰۰ m/s، ۳۰۰ m/s و ۴۰۰ m/s اندازه گیری شده است. ضخامت لایه های خاک نیز به ترتیب ۱۰ m، ۱۵ m و ۲۰ m می باشد. بار مرده (با احتساب بار پارتیشن بندی) در طبقات ۱۲ kN/m² و در بام (با احتساب وزن تاسیسات و ...) ۱۵ kN/m² است. وزن دیوارهای محیطی ساختمان ۸ kN/m و ضخامت سقف ۰.۴ m می باشد. سقف ها را صلب فرض کنید. ستون ها مربعی و به بعد ۶۰۰ mm می باشند.

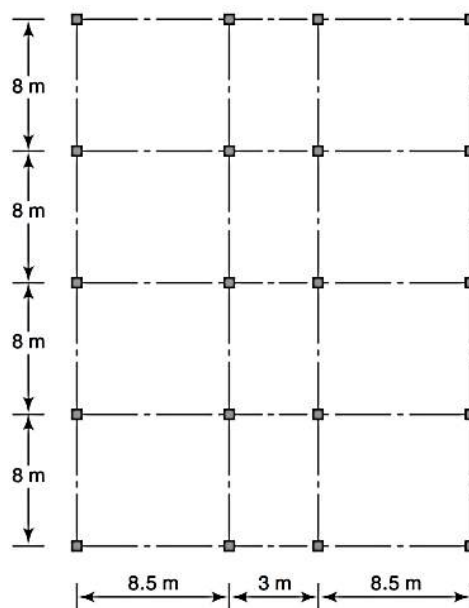
الف) نیروی وارد بر طبقات را به روش استاتیکی معادل تعیین نمایید.

ب) دیاگرام لنگر واژگونی طبقات را رسم کنید. سپس واژگونی ساختمان را کنترل نمایید.

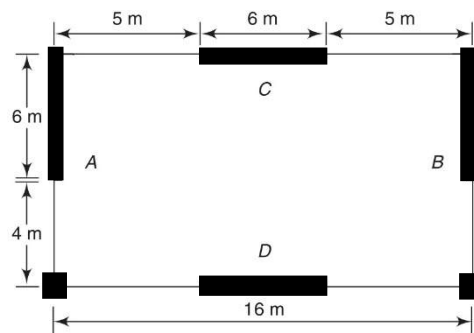
پ) شاخص پایداری طبقات را به دست آورید و در خصوص پایداری آن ها اظهار نظر کنید.

ت) تغییرمکان جانبی طبقات را تحت بار استاتیکی به دست آورید و با مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه کنید. فرض شود تغییرمکان های به دست آمده از تحلیل استاتیکی، تحت اثر $P - \Delta$ به میزان ۳۰ درصد افزایش می یابد.

ث) اگر مرکز جرم در وسط پلان باشد، برش وارد بر یکی از ستون های گوشه، محیطی و داخلی را تعیین کنید.



۲-۳ پلان یک سالن ورزشی یک طبقه به ارتفاع 5 m با سیستم دیوار باربر در دو جهت به شکل زیر است. اگر برش پایه به دست آمده طبق استاندارد ۲۸۰۰ برابر 360 kN باشد، نیروی وارد بر هر دیوار را محاسبه نمایید. ستون‌ها مربعی به بعد 500 mm است. ضخامت دیوار A و B را به ترتیب برابر 300 mm و 500 mm و ضخامت دیوارهای C و D برابر 400 mm می‌باشد. مرکز جرم را نقطه (7,4) نسبت به مرکز ستون گوشه و سمت چپ پلان فرض کنید. بتن مصرفی C25 می‌باشد ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$).

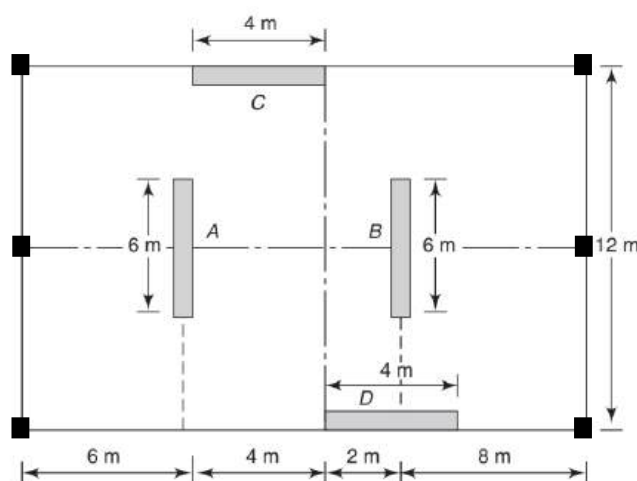


۲-۴ پلان داده شده مربوط به یک ساختمان ۸ طبقه فولادی با سیستم دوگانه (قاب فولادی متوسط + دیوار برشی ویژه) در دو جهت با ارتفاع طبقات 3.5 m است. ستون‌ها دارای مقطع BOX 400x25 است. سقف از نوع کامپوزیت و صلب فرض می‌شود. مرکز جرم در وسط پلان قرار دارد. ضخامت دیوارهای برشی 300 mm است. بتن مصرفی ستون‌ها، تیرها و سقف C25 می‌باشد ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$). از تحلیل ساختمان در برنامه ETABS ضریب تشدید $A_z=1.2$ به دست آمده است.

الف) حداکثر تغییرمکان مجاز بام (با لحاظ نمودن اثر $P - \Delta$) در نرم افزار ETABS چقدر می‌تواند باشد؟

ب) اگر در سمت راست این ساختمان یک ساختمان ۷ طبقه فولادی با سیستم مهاربندی واگرای ویژه و در سمت چپ آن زمین فاقد بنا باشد، حداقل درز انقطاع که باید در طرفین رعایت گردد چقدر است؟

پ) اگر برش پایه 1200 kN باشد، نیروی وارد بر هر دیوار برشی در طبقه همکف را محاسبه نمایید.



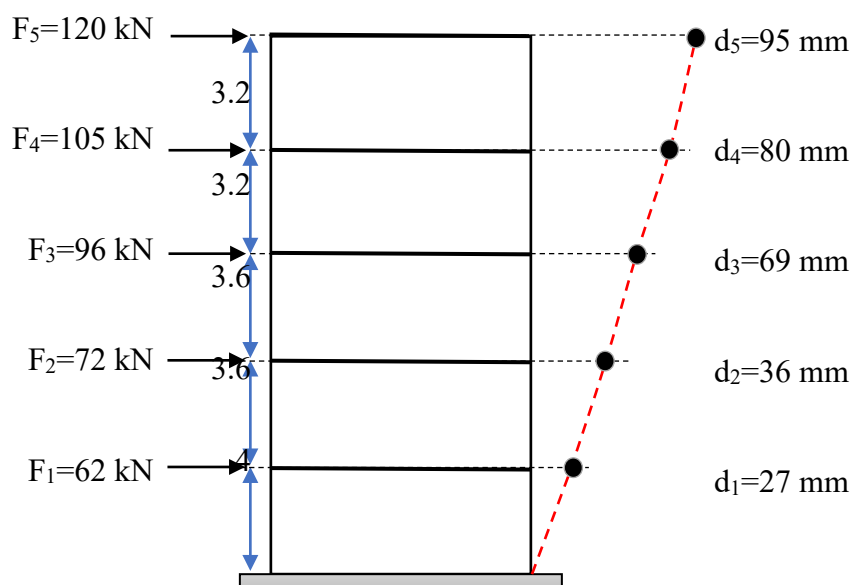
۲-۵ قاب خمشی بتنی ویژه زیر را در شهر مشهد در نظر بگیرید. توزیع نیروی جانبی ناشی از تحلیل استاتیکی معادل و تغییرمکان نظیر آن بدون اثر $P - \Delta$ داده شده است. بار مرده و زنده بهره‌برداری (بار بدون ضریب) هر طبقه به ترتیب برابر 1600 kN و 400 kN می‌باشد. فرض کنید سقف صلب است.

الف) کنترل کنید کدام طبقات نیاز به در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$ دارد؟

ب) برش و تغییر مکان نسبی طراحی طبقات را به دست آورید.

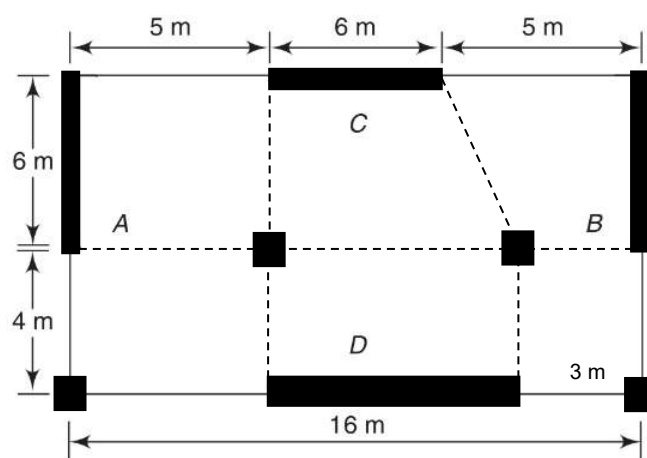
پ) تغییر مکان نسبی طراحی کدام طبقات در محدوده مجاز است؟

ت) اگر ضخامت فونداسیون 80 cm و از نوع نواری به عرض 1 m باشد، واژگونی را کنترل کنید.

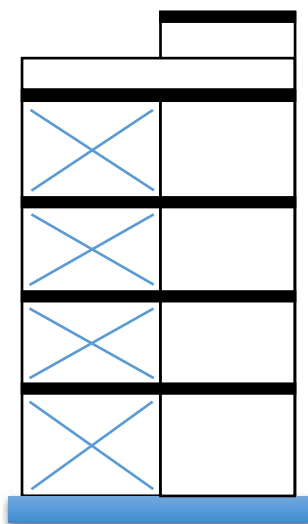
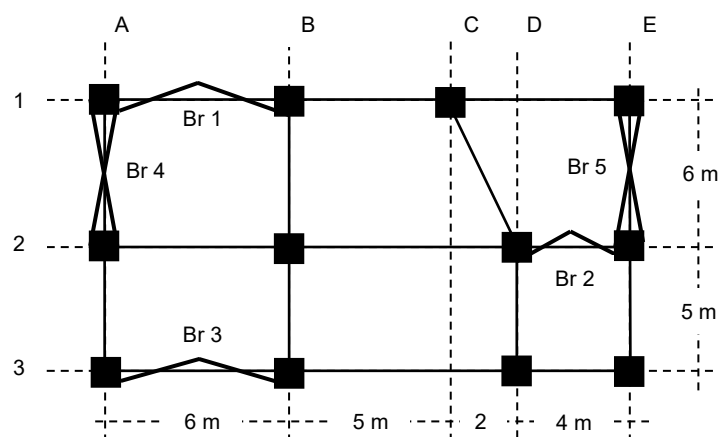
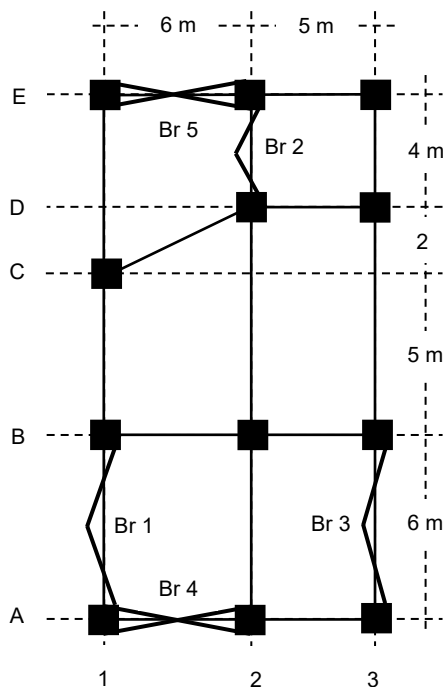


۶-۲ پلان یک ساختمان اداری یک طبقه با سیستم دوگانه (قاب خمشی بتنی متوسط + دیوار برشی بتنی متوسط) در دو جهت به شکل زیر است. اگر برش پایه در جهت محور X برابر 360 kN باشد، نیروی وارد بر هر دیوار را محاسبه نمایید. سختی دیوارهای A، B، C و D را به ترتیب 5k، 7k، 6k و 12k فرض کنید. همچنین سختی هر ستون گوشه k و سختی ستون‌های میانی 2k است. مرکز جرم در نقطه (7,4) نسبت به مرکز ستون گوشه در سمت چپ پلان قرار دارد.

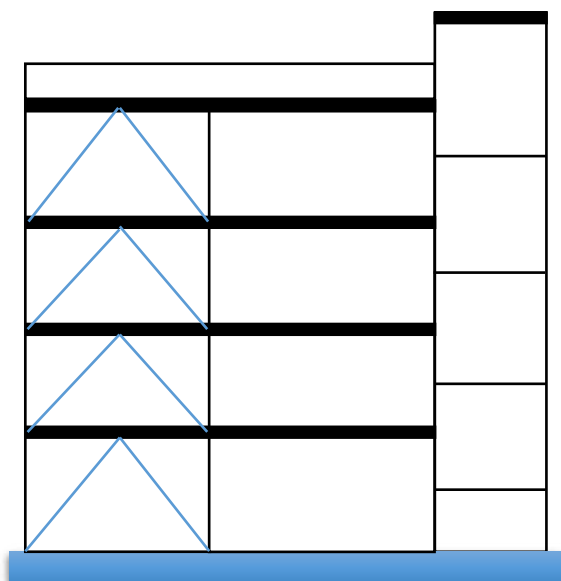
برش مستقیم ناشی از نیروی زلزله و برش ناشی از لنگر پیچشی طبقه را در دیوارها و ستون‌ها تعیین کنید.



۷-۲ پلان یک کتابخانه محلی چهار طبقه به شکل زیر است. سیستم سازه در جهت X قاب ساده فولادی + مهاربند همگرای معمولی به شکل V معکوس و در جهت Y قاب ساده فولادی + مهاربند همگرای ویژه به شکل X می باشد. در طرح اولیه، ستون ها Box 400x20 ، بادبندها در طبقه همکف و اول 2UNP120F با ورق لقمه 12 mm و در سایر طبقات 2UNP100F با ورق لقمه 10 mm پیشنهاد شده است. بار مرده (با احتساب بار پارتیشن بندی) در طبقات 10 kN/m^2 و در بام (با احتساب وزن تاسیسات و ...) 12 kN/m^2 است. وزن دیوارهای محیطی ساختمان 8 kN/m و ضخامت سقف 0.4 m می باشد. ارتفاع طبقه اول 5.5 m و سایر طبقات 4.5 m می باشد. ارتفاع خرپشته نیز 2.8 m است. ارتفاع دیوارهای جان پناه 1.2 m در محیط بام و با وزن 150 kg/m^2 می باشد. سقف ها را از نوع مرکب و با عملکرد صلب فرض کنید. قسمت AB-23 کاربری مخزن کتاب با قفسه های ثابت تا زیر سقف و قسمت BD-23 مخزن کتاب با قفسه های متحرک به ارتفاع 3.5 m است. قسمت DE-23 نیز راه پله می باشد. سایر قسمت ها را سالن مطالعه فرض کنید. تیغه های داخلی دارای طول 24 m و وزن 150 kg/m^2 می باشند. سازه در شهر مشهد و بر روی خاک نوع سه (IV) احداث شده است. فونداسیون از نوع پی نواری به ضخامت 0.8 m است ($W_c=2500 \text{ kg/m}^2$).



نمای محور A



نمای محور 1

تمام موارد زیر را به صورت دستی محاسبه کنید. سپس سازه را در ETABS مدل نموده و محاسبات دستی را کنترل نمایید.

الف) تعیین بارهای زنده با توجه به کاربری و محاسبه کاهش بار زنده برای ستون‌ها.

ب) تعیین مرکز جرم، مرکز سختی و برون محوری آن‌ها در طبقات.

پ) کنترل نامنظمی جرمی و سختی.

ت) تحلیل تقریبی سازه تحت بار ثقلی.

ث) طراحی سقف مرکب.

ج) تعیین نیروی زلزله در هر دو جهت و توزیع آن بین طبقات.

چ) توزیع برش طبقات بین عناصر باربر جانبی با در نظر داشتن قاعده 30-100.

ح) کنترل بادبندها و ستون‌های داده شده در طرح اولیه.

خ) کنترل واژگونی سازه.

د) تعیین تغییرمکان ارتجاعی طبقات و لزوم در نظر گرفتن تحلیل $P - \Delta$.

ذ) تحلیل مودال سازه و تعیین جرم و سختی موثر طبقات و ضرایب مشارکت مودی.

ر) تحلیل طیفی سازه طبق استاندارد ۲۸۰۰ و تعیین تمام پاسخ‌های طیفی (برش، تغییرمکان و لنگر طبقات).

ز) اصلاح برش پایه و پاسخ‌ها در صورت لزوم.

۲-۸ قاب مهاربندی ساده همگرای معمولی فولادی زیر، قاب میانی یک ساختمان مسکونی در شهر تهران است. وزن لرزه‌ای

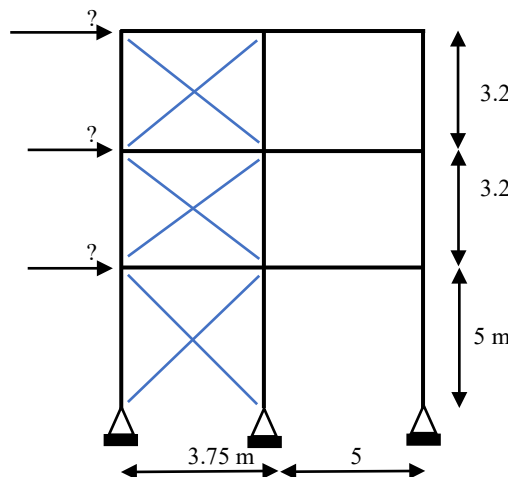
طبقات از پایین به بالا به ترتیب 800 kN ، 700 kN و 600 kN محاسبه شده است. فرض کنید سقف صلب است و اتصال تمام

تیرها و بادبندها به ستون، مفصلی می‌باشد. الف) اگر سرعت موج برشی در لایه‌های خاک به ضخامت 8 m ، 15 m و 22 m از

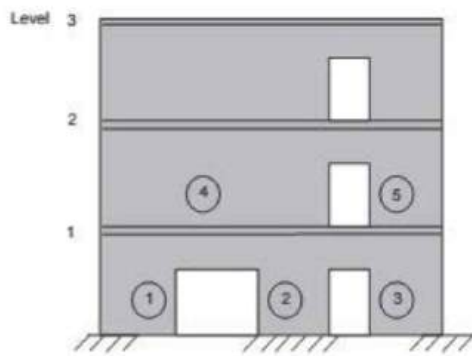
سطح زمین به داخل خاک به ترتیب 360 m/s ، 450 m/s و 420 m/s باشد، نوع خاک را تعیین کنید.

ب) نیروی وارد بر طبقات را به روش استاتیکی معادل بیابید. از زمان تناوب محاسباتی استفاده شود.

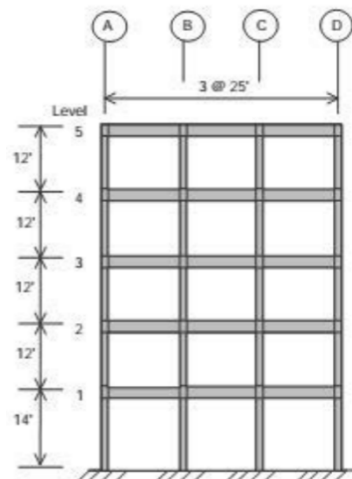
پ) با فرض اینکه بادبندها فشاری طراحی شده باشند، نیروی طراحی بادبند طبقه اول چقدر است؟



۹-۲ در یک سازه بتنی با سیستم دیوار باربر، مقاومت برشی V_n هر یک از اجزا (Piers) براساس آیین نامه ACI 318 محاسبه شده است. نامنظمی طبقه ضعیف یا خیلی ضعیف را بررسی کنید.



۱۰-۲ در یک سازه فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه (SRMF)، مقطع تیرها و ستون‌ها به ترتیب IPE 600 و IPB 360 می‌باشد. در طبقه ۱ و ۲ ظرفیت اسمی تیرها برابر $M_b=340 \text{ kN}$ ، ظرفیت ستون‌ها برابر $M_c=270 \text{ kN}$ و ظرفیت ستون در محل تکیه‌گاه‌ها برابر $M_{cg}=135 \text{ kN}$ است. فرض کنید ستون‌ها براساس قاعده ستون قوی-تیر ضعیف طراحی شده اند. V_n هر یک از اجزا (Piers) براساس آیین نامه ACI 318 محاسبه شده است. نامنظمی طبقه ضعیف یا خیلی ضعیف را بررسی کنید.



Pier	V_n (kN)
1	90
2	135
3	45
4	360
5	40