

بیستمین سالگرد

زلزله رودبار و منجیل

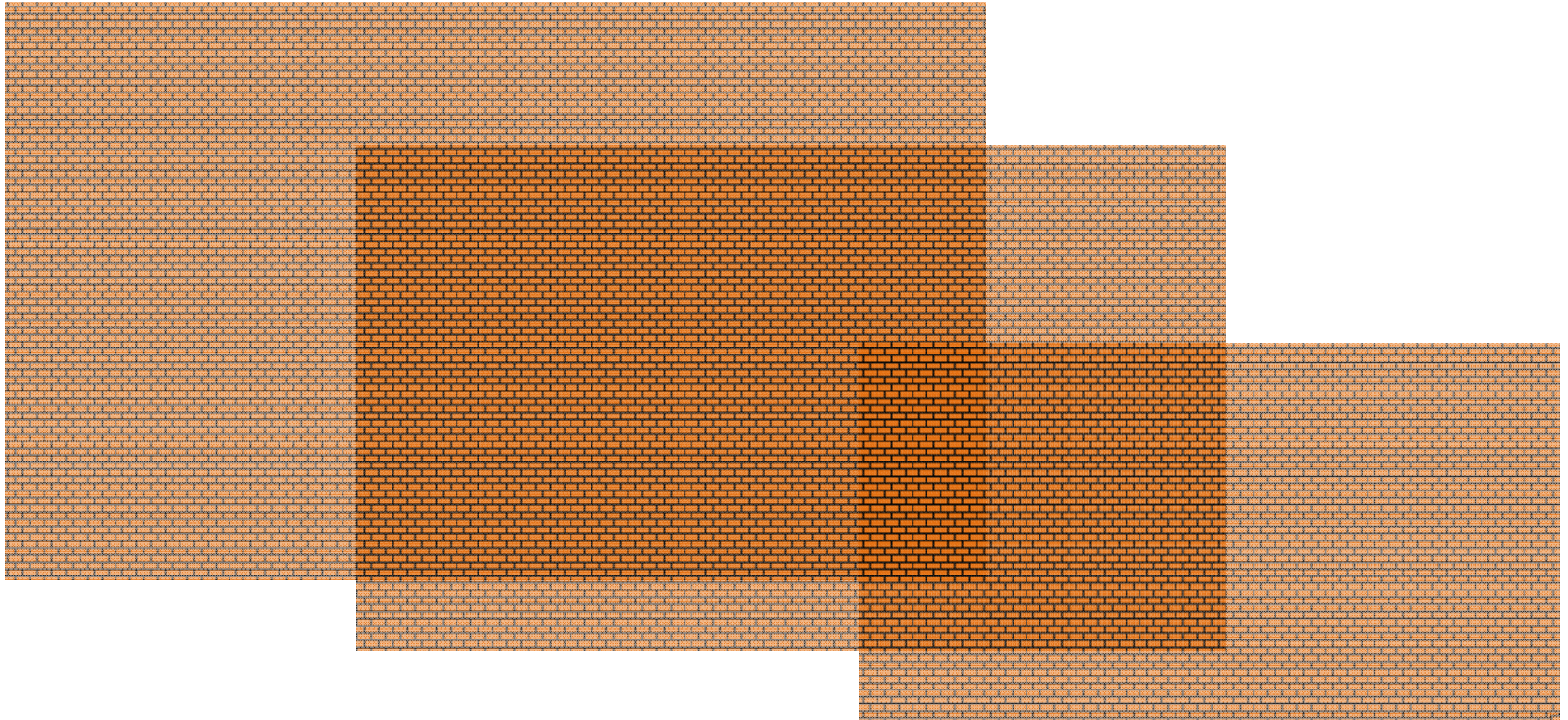
اولین سمینار بررسی سازه ای دیوارهای جداکننده

خرداد ۸۹

انجمن ایرانی مهندسان محاسب

چگونه اثر دیوار را در بارگذاری لرزه‌ای و طراحی در نظر بگیریم؟

تابش پور



بند «۱-۵-۶» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰:

عضای غیرسازه‌ای، مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه‌ای در زمان وقوع زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت، اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

جدول ۱.۱ اثرات مثبت و منفی دیوار پرکننده‌ی آجری

اثرات وجود دیوار پرکننده در قاب فولادی یا بتنی		
ردیف	اثرات منفی	اثرات مثبت
۱	نامنظمی سختی در ارتفاع (طبقه‌ی نرم)	افزایش سختی و کاهش تغییرمکان
۲	نامنظمی مقاومت در ارتفاع (طبقه‌ی ضعیف)	افزایش مقاومت
۳	نامنظمی سختی در پلان (پیچش)	کاهش شکل‌پذیری نیاز
۴	توزیع نامناسب نیرو بین ستون‌های یک قاب بتنی (ستون کوتاه بتنی)	بالا آمدن تراز پایه در شرایط خاص
۵	توزیع نامناسب نیرو در پلان (ستون کوتاه فولادی)	شکست برشی شکل‌پذیر در ستون کوتاه فولادی
۶	افزایش نیروی طراحی به‌علت کاهش پریود	طرح قاب برای نیروی جانبی اندک
۷	افزایش نیروی طراحی به‌علت کاهش ضریب رفتار سیستم توأم	ایجاد سیستم دوگانه با کنش محوری قاب

مدول یانگ مصالح بنایی

پراکندگی نتایج روابط

جدول ۲-۱ روابط مختلف برای مدول یانگ دیوار آجری

مدول یانگ	مدول یانگ	محقق (محققان)
$E_m (kg/cm^2)$ $f_m = 15 kg/cm^2$		
11000	$E_m = 750 f_m$	ساهلین (۱۹۷۱)
11000	$E_m = 750 f_m$	پاولی و پرستلی (۱۹۹۲)
7500 (min)	$E_m = 500 f_m$	سان بارتولومه (۱۹۹۰)
16000	$E_m = 1180 f_m^{0.83}$	سینها و پدرشچی (۱۹۸۳)
25000 (max)	$E_m = 2116 f_m^{0.5}$	هندری (۱۹۹۰)
15000	$E_m = 1000 f_m$	برخی دیگر از محققین
12000	$E_m = 800 f_m$	اثرات منفی (طبقه‌ی نرم، طبقه‌ی ضعیف، پیچش)
9000	$E_m = 600 f_m$	اثرات مثبت
		پیشنهاد کتاب حاضر

پهنای بادبند معادل

پراکندگی نتایج روابط

جدول ۲-۲- روابط مختلف برای پهنای مؤثر بادبند معادل دیوار پرکنندهی آجری

محقق (محققان)	پهنای مؤثر (b_w)	λh	b_w (cm) $d_w = 500$ cm
هولمز (۱۹۶۱)	$[0.33] d_w$	-	170 (max)
ماینتون (۱۹۷۱)	$[0.16(\lambda h)^{-0.3}] d_w$	5	50
کلینگنر و برترو (۱۹۷۰)	$[0.175(\lambda h)^{-0.4}] d_w$	5	45 (min)
لیاو و کوان (۱۹۸۴)	$[0.95(\lambda h)^{-0.5} \cos \theta] h_w$	5	90
پاولی و پریستلی	$[0.25] d_w$	-	125
دکانینی و فانتین (۱۹۸۶)	مراجعه به منحنی	5	80 ترک خورده 115 ترک نخورده
پیشنهاد کتاب حاضر	حد بالا (ترک نخورده، زلزله‌ی خفیف، اثرات منفی	-	100
	حد پایین (ترک خورده، زلزله‌ی شدید، اثرات مثبت	-	50

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4 E_c I_c h_w}}$$

مدلسازی در نرم افزار SAP-2000

اثرات محلی ناشی از اندرکنش بین قاب و دیوار در ساختمان های بتنی و فولادی به صورت زیر است:

➤ ساختمان بتنی:

- ✓ شکست ستون کوتاه به علت وجود بازشو (ستون کوتاه نوع ۱)
- ✓ شکست ستون در طول تماس بین دیوار و ستون پس از تغییر شکل (ستون کوتاه نوع ۲)
- ✓ شکست تیر در طول تماس بین دیوار و تیر پس از تغییر شکل

➤ ساختمان فولادی:

- ✓ شکست اتصال تیر به ستون
- ✓ شکست اتصال ستون به صفحه ستون

اثرات کلی در رفتار ساختمان به علت وجود دیوار پرکننده عبارتند از:

- ✓ طبقه ی نرم
- ✓ پیچش

مدل سازی دیوار پرکننده ی آجری در موارد زیر ضروری است:

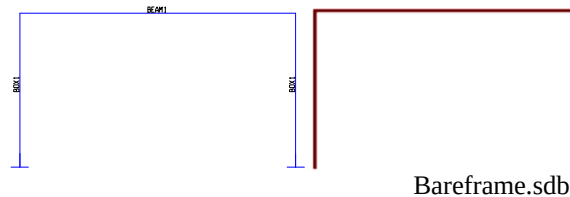
۱. آسیب پذیری لرزه ای سازه های موجود:

- ستون کوتاه (مدل یک عضوی یا دو عضوی معادل دیوار)
- بالا و پایین ستون بتنی (مدل یک عضوی یا دو عضوی ستون به ستون)
- اتصال تیر و ستون بتنی (مدل یک عضوی مورب اتصال به اتصال)
- تیر و ستون بتنی (مدل سه عضوی)
- ساختمان فولادی (مدل یک عضوی تیر به تیر برای بررسی اتصال تیر به ستون)
- ساختمان فولادی (مدل یک عضوی ستون به ستون برای بررسی اتصال ستون به صفحه ستون)
- کلیه ی ساختمان ها (مدل های یک یا دو یا سه عضوی دیوار معادل برای اثرات کلی: طبقه ی نرم، پیچش)

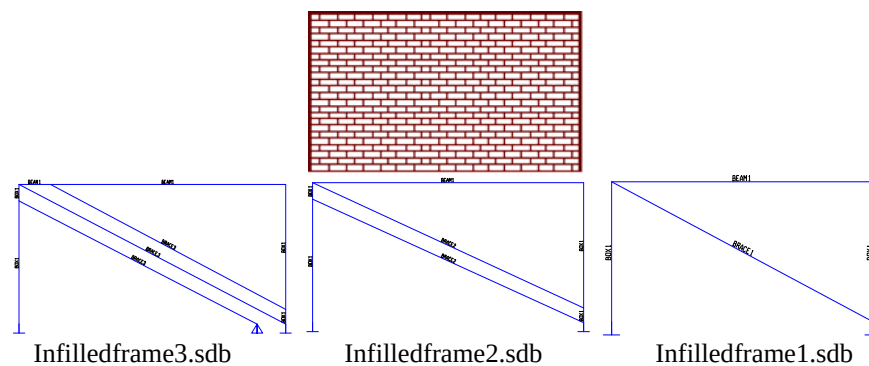
۲. طراحی سازه های نو:

- ساختمان های بتنی کوتاه و متوسط (مدل های یک یا دو عضوی دیوار معادل برای اثرات محلی)

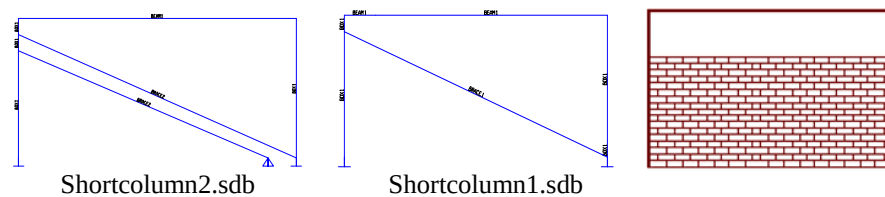
- ساختمان‌های فولادی کوتاه و متوسط (مدل‌های یک‌عضوی دیوار معادل برای اثرات محلی)
- کلیه‌ی ساختمان‌ها (مدل‌های یک‌عضوی دیوار معادل برای اثرات کلی: طبقه‌ی نرم، پیچش)



قاب خالی یک طبقه‌ی یک دهانه



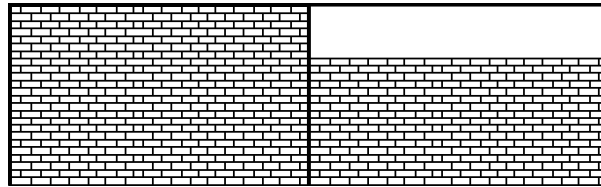
قاب یک طبقه‌ی یک دهانه، دارای دیوار پرکننده



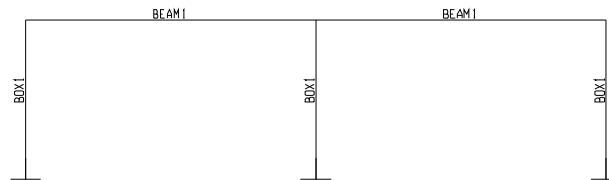
قاب یک طبقه‌ی یک دهانه، دارای ستون کوتاه



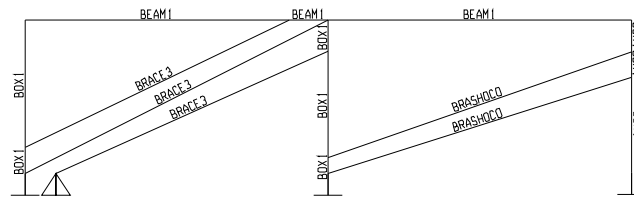
(الف)



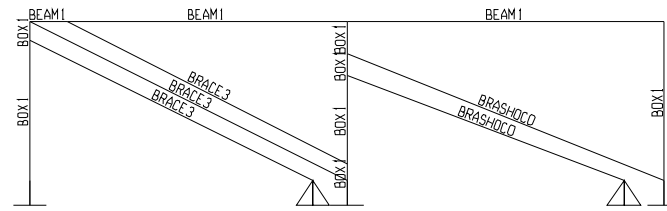
(ب)



(ج)

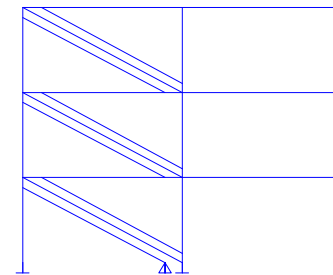
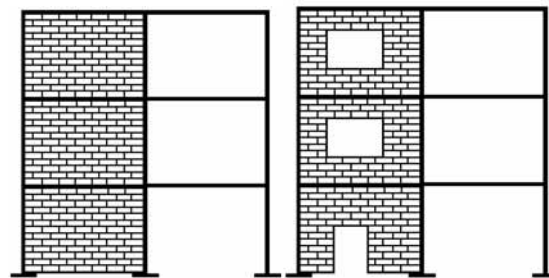
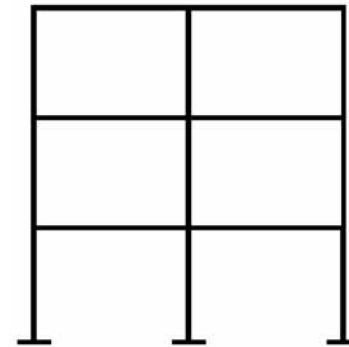
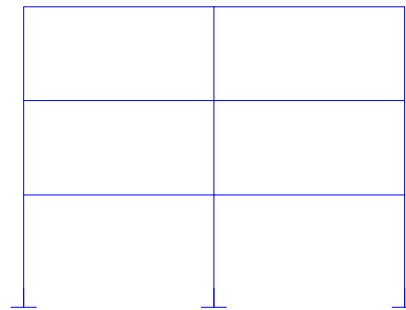


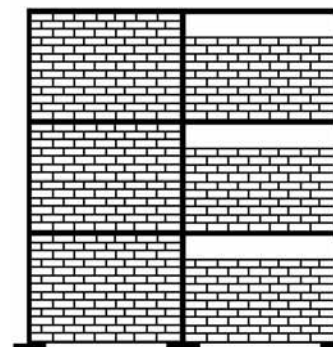
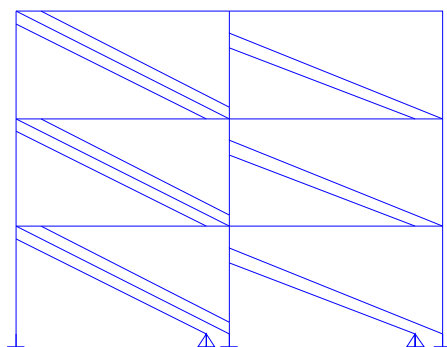
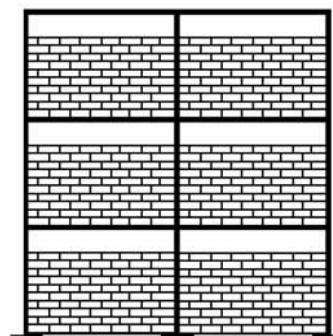
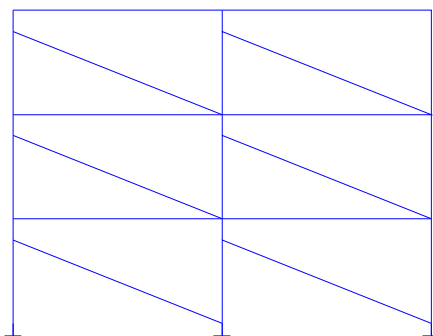
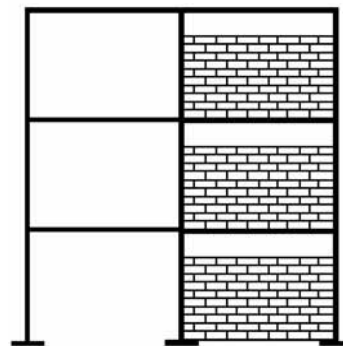
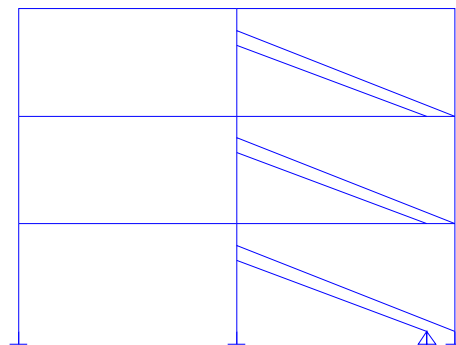
(د)



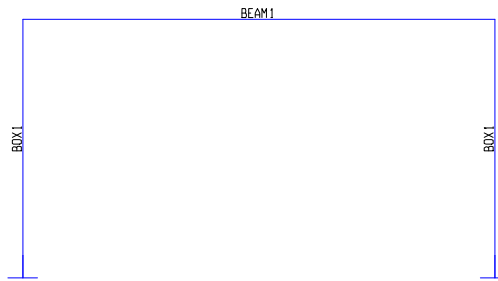
(هـ)

سه مدل قاب یک طبقه‌ی دودخانه





پنج مدل قاب سه طبقه‌ی دودخانه



قاب خالی و مقاطع اعضا

I/Wide Flange Section

Section Name:

Properties:

Material:

Dimensions

Outside height (t3)	20.
Top flange width (t2)	8.
Top flange thickness (tf)	0.8
Web thickness (tw)	0.6
Bottom flange width (t2b)	8.
Bottom flange thickness (tfb)	0.8

مقطع تیر

Box/Tube Section

Section Name BOX1

Properties

Section Properties Modification Factors

Material STEEL

Dimensions

Outside depth (t3) 12.

Outside width (t2) 12.

Flange thickness (tf) 0.8

Web thickness (tw) 0.8

OK Cancel

مقطع ستون

Material Property Data

Material Name MASONRY

Type of Material

☒ Isotropic ☐ Orthotropic ☐ Anisotropic

Type of Design

Design Other

Analysis Property Data

Mass per unit Volume 0.

Weight per unit Volume 0.

Modulus of Elasticity 10000.

Poisson's Ratio 0.3

Coeff of Thermal Expansion 1.170E-05

Shear Moduli 3846.1538

Design Property Data

OK Cancel

تعریف خصوصیات مصالح بنایی

Rectangular Section

Section Name BRACE1

Properties

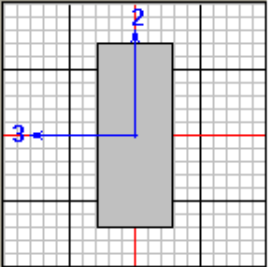
Section Properties Modification Factors

Material MASONRY

Dimensions

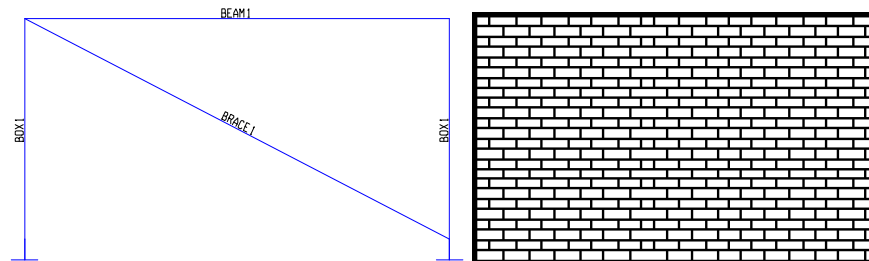
Depth (t3) 50.

Width (t2) 20.

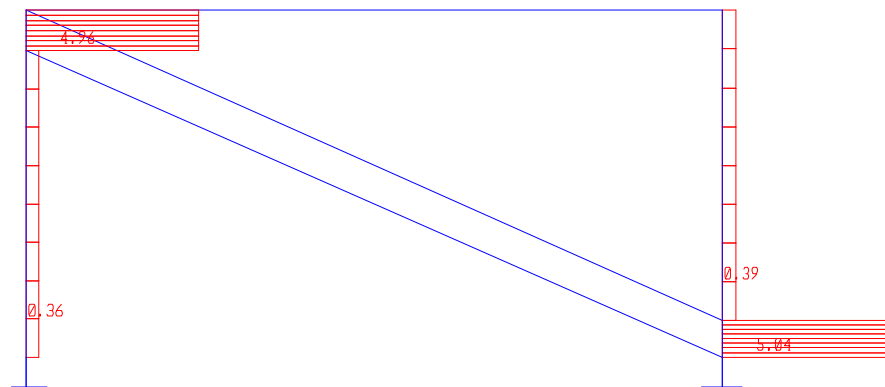


OK Cancel

تعریف هندسه‌ی مقطع بادبند معادل (BRACE1)



قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل و مقاطع اعضا

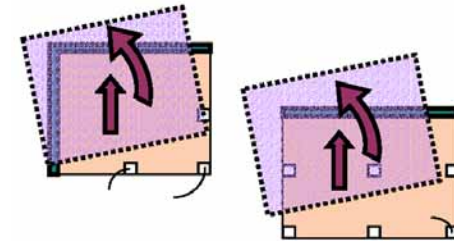
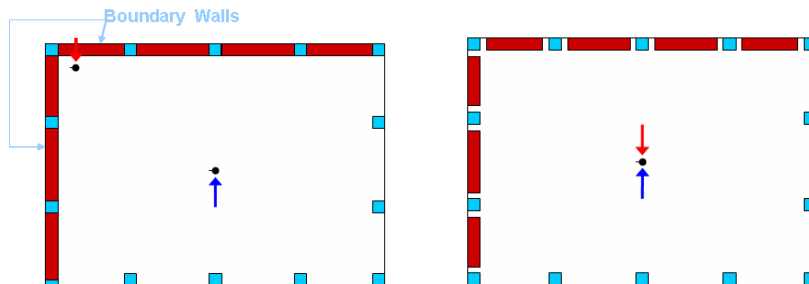


دیاگرام نیروی برشی

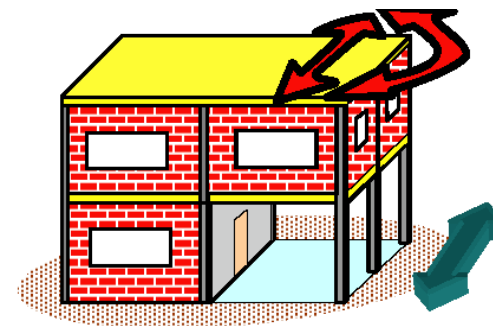
فصل اول ۲۸۰۰

بند «۱-۵-۳» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰

پیچش



شکل ۱.۱
چیدمان نامتقارن دیوار در پلان

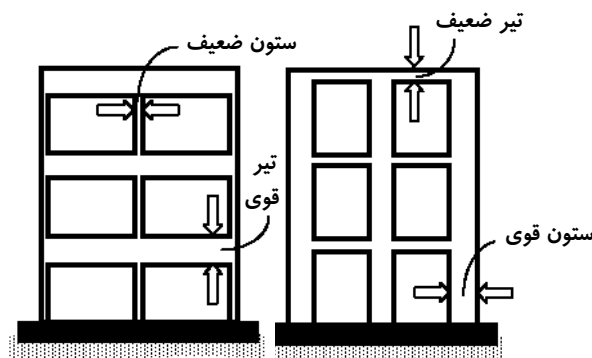


شکل ۲.۱
عدم تقارن در نما و پلان

بند «۵-۵-۱» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰

در ساختمان‌هایی که در آن‌ها از سیستم **قاب خمشی** برای بار جانبی استفاده می‌شود، طراحی باید به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان **ستون‌ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند** (شکل ۱-۳).

پرسش ۳: آیا وجود دیوار پرکننده‌ی آجری ممکن است باعث تغییر در نسبت بین مقاومت نیاز و مقاومت موجود در ستون‌های بتنی شود؟



دیگر قاب خمشی نداریم و سیستم دوگانه داریم و ستون باید از تمام اعضا (تیر و بادبند قویتر باشد)

بند «۱-۵-۶» آیین نامه‌ی ۲۸۰۰ (موضوع این مقاله)

پرسش ۴: در چه صورتی باید تقابل بین اعضای سازه‌ای با اعضای غیرسازه‌ای در نظر گرفته شود؟

پاسخ: اعضای غیرسازه‌ای، مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه‌ای در زمان وقوع زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت، اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

پرسش ۵: آیا می‌توان بدون شناخت رفتار برون صفحه و درون صفحه‌ی دیوار، تقابل بین اعضای سازه‌ای با دیوار را در نظر گرفت؟

اثرات دیوارهای پرکننده چه با قاب تقابل داشته باشند و چه از قاب جدا باشند جزء مسائل مهم در مهندسی زلزله است.

دسته بندی اجزاء به سازه ای و غیرسازه ای و بررسی این که آیا دیوار پرکننده جزء سازه ای به شمار می رود یا جزء غیرسازه ای محسوب می شود در فرایند طراحی و اجرا اهمیت دارد؟

آیا ممکن است شکست یک جزء غیرسازه ای مهم تر از شکست یک جزء سازه ای باشد؟

آیا کاربری ساختمان تاثیری در میزان اهمیت اجزای غیرسازه ای دارد؟

جزئیات اجرایی مناسب (ارزان و عملی و کارآمد) کدام است؟

آیا کنش قوسی (در صورتی که دیوار با قاب تماس داشته باشد) برای جلوگیری از شکست خارج از صفحه دیوار کفایت می کند؟

چند درصد از تیغه های ۱۰ سانتی متری یا نازک تر در زلزله های متوسط و شدید در ایران فرو ریخته اند؟

میزان توسعه و عمق اثرات منفی دیوارهایی که با قاب در تماس بوده اند در انواع زلزله های ایران چقدر است؟

انواع مختلف مصالح که در اجرای دیوارهای پرکننده در ایران به کار می رود چیست؟

کدام یک از دو رویکرد زیر در ایران مناسب تر است:

الف- برقراری تماس بین دیوار و قاب و درنظر گرفتن تقابل بین این دو (اثرات موضعی و نیروهای متمرکز در ابتدا و انتهای تیرها و بالا و پائین ستون ها، ستون کوتاه، طبقه ی نرم و پیچش)

ب- جدا کردن دیوارها از سازه و کنترل شکست خارج از صفحه ی دیوار

منافع رویکرد اول:

- افزایش سختی سازه و کاهش تغییر مکان
- امکان استفاده از باربری ثقیلی دیوار در صورت نیاز
- استفاده از ظرفیت بیشینه ی مصالح و رفتار مناسب و عدم فروریزش حتی در زلزله های بسیار شدید
- رفتار بسیار مناسب سازه در زلزله های شدید
- امکان استفاده از کنش قوسی در جلوگیری از شکست خارج از صفحه ی دیوار
- سهولت نسبی در جلوگیری از اثرات منفی موضعی و کلی ناشی از دیوار

مضرات رویکرد اول:

- امکان ایجاد ترک های شدید برشی در نقاط حساس ستون در صورت اشتباه در طراحی و اجرا
- امکان ایجاد طبقه ی نرم و پیچش در صورت اشتباه در طراحی و اجرا
- امکان شکست خارج از صفحه ی دیوار به علت عدم کفایت کنش قوسی در جلوگیری از شکست خارج از صفحه و نیاز به اجرای جزئیات مناسب به این منظور

منافع رویکرد دوم:

- عدم نیاز به لحاظ کردن تقابل دیوار با سازه و ساده شدن طراحی

مضرات رویکرد دوم:

- نیاز حتمی به وجود جزئیات اجرایی مناسب برای جلوگیری از شکست خارج از صفحه ی دیوارهای جداگر
- پیچیدگی طراحی و اجرای این جزئیات
- عدم استفاده از ظرفیت سختی و مقاومت در دیوارها
- افزایش مقاطع اعضا به علت کنترل جابه جایی

بند «۱-۵-۷» آیین نامه‌ی ۲۸۰۰

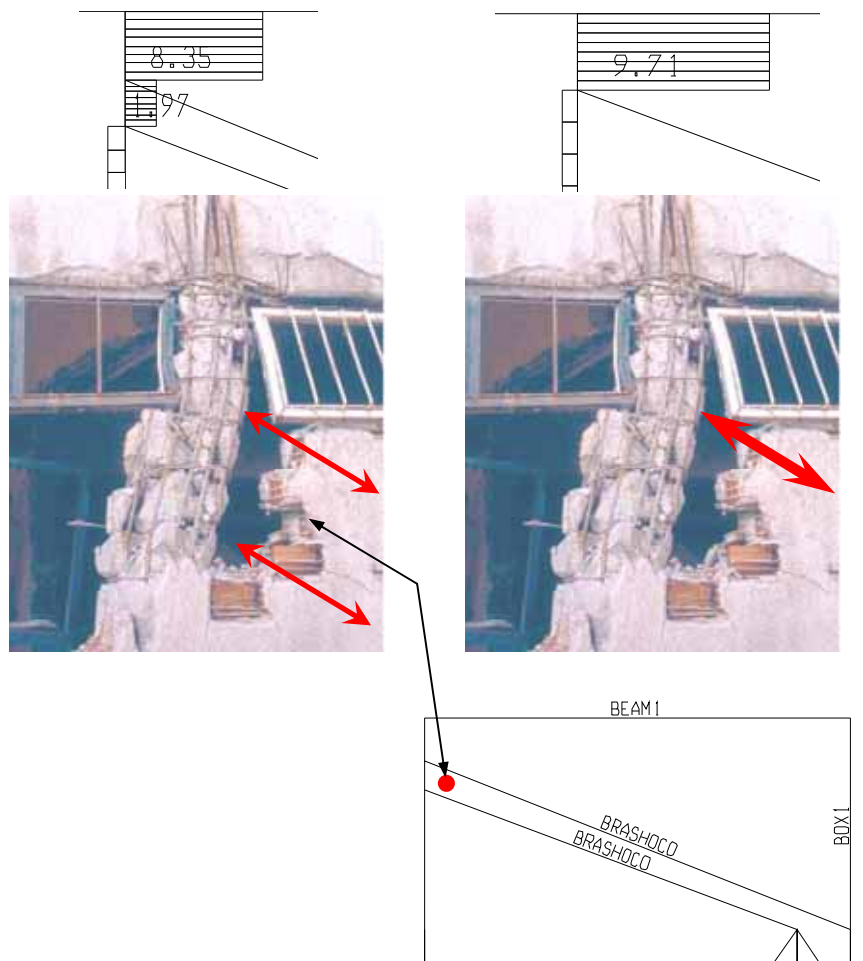
باید از ایجاد ستون های کوتاه به خصوص در زیر زمین ها، حتی الامکان خودداری شود.

پرسش ۶: پدیده‌ی ستون کوتاه چیست و چگونه می‌توان از آن جلوگیری کرد؟

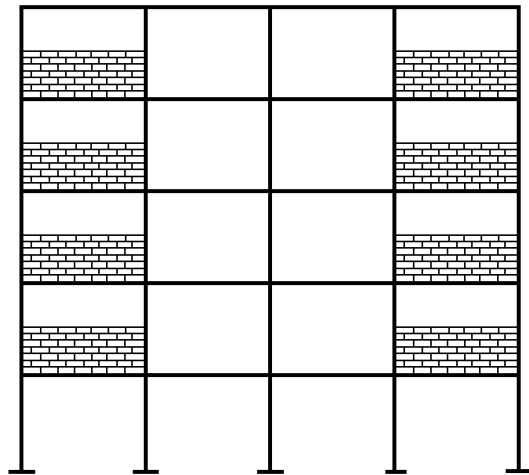
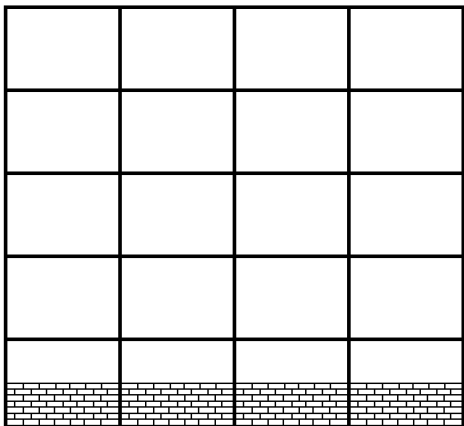
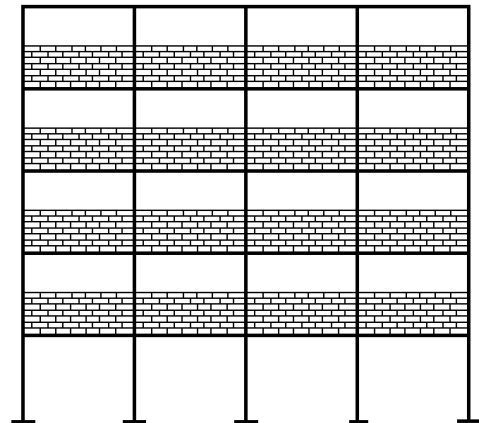
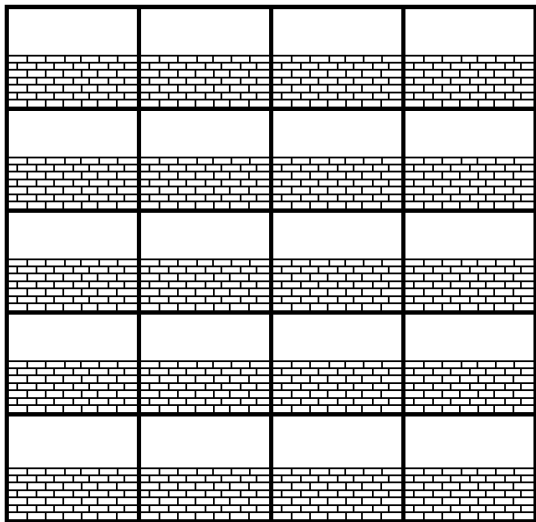


پرسش ۷: آیا بلوک‌های سفالی نیز باعث شکست ستون کوتاه می‌شوند؟

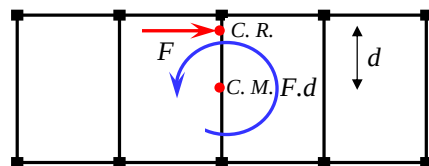
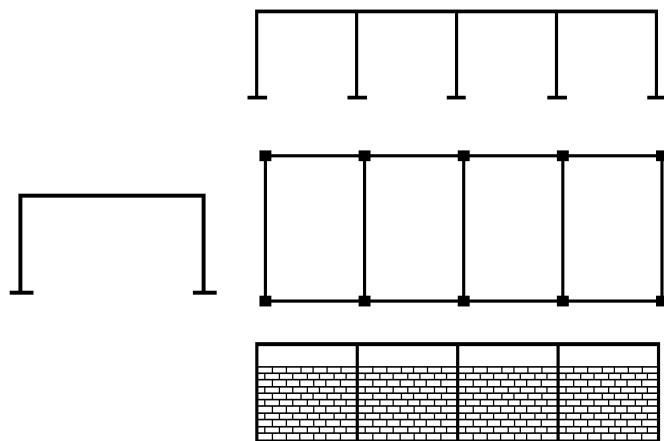




مدل دستک دوعضوی برای دیوار زیر بازشو (مربوط به ستون کوتاه) به برش مربوط به مدل‌های یک و دوعضوی توجه شود.



ستون کوتاه در ساختمان سه بعدی

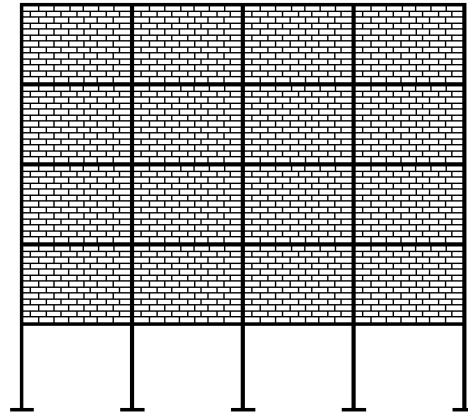
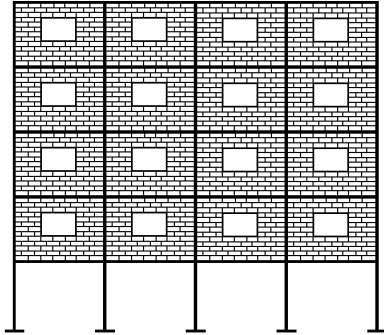


بند «۱-۸-۱-۲» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰: منظم بودن در ارتفاع

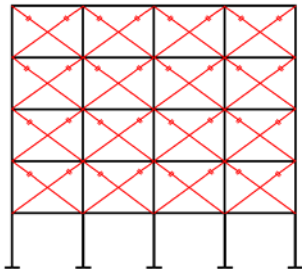
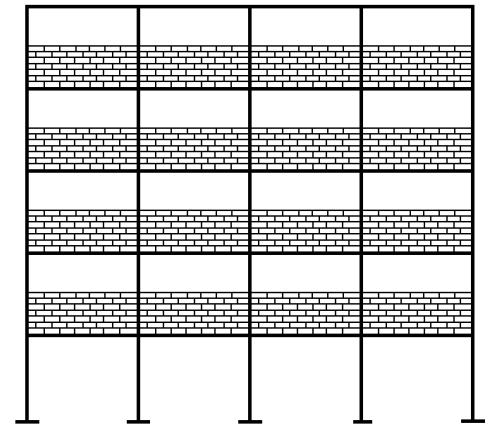
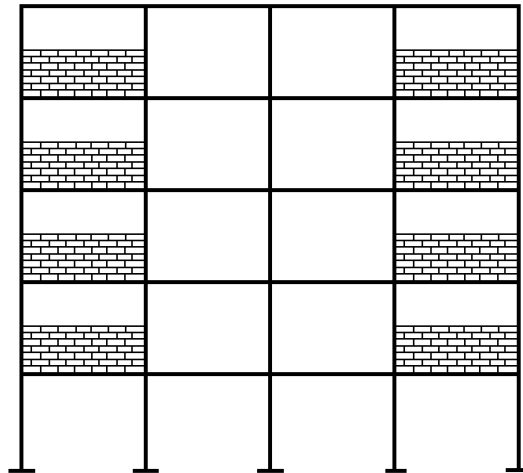
(بند ۲-۱۰ استاندارد ۲۸۰۰)



پرسش ۸: آیا می‌توان بدون اثر دیوار، منظمی در ارتفاع و پلان را کنترل کرد؟



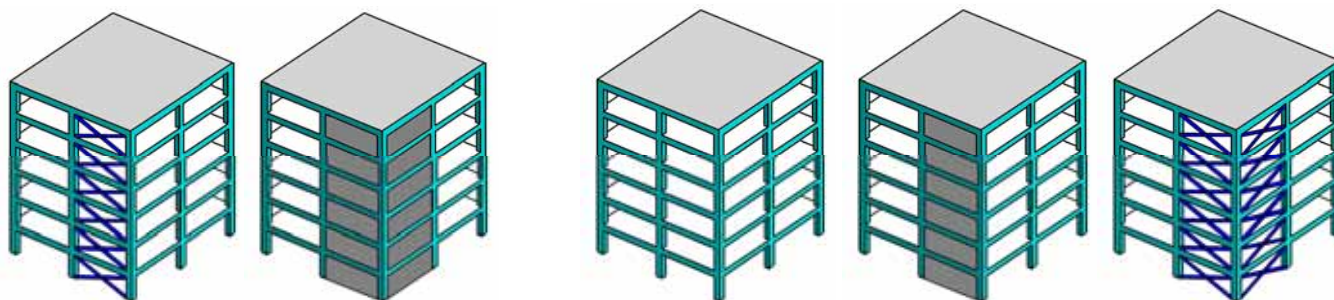
طبقه‌ی نرم و ضعیف (طبقه‌ی اول)



فصل دوم ۲۸۰۰

بند «۲-۱-۴» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰

پرسش ۹: با توجه به وجود دیوار پرکننده‌ی آجری، در چه مواردی باید اثر **زلزله در هر دو جهت** را در نظر گرفت؟
پاسخ: ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به‌طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود:
الف - ساختمان‌های نامنظم در پلان
ب - کلیه‌ی ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند (شکل ۱-۵).



بند «۲-۳-۶» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰: زمان تناوب اصلی نوسان، T

ساختمان ۲ طبقه:

سختی طبقات: k

سختی دیوارهای پرکننده در هر طبقه: $0.5k$

پریود قاب خالی: T ، پریود قاب دارای طبقه‌ی نرم: T' ، پریود قاب دارای دیوار در تمام طبقات: T''

قاب خالی:

$$\Delta = \frac{w}{k} + \frac{2w}{k} = \frac{3w}{k}$$

$$T = 2\sqrt{\Delta} = 2\sqrt{\frac{3w}{k}} = 3.464\sqrt{\frac{w}{k}}$$

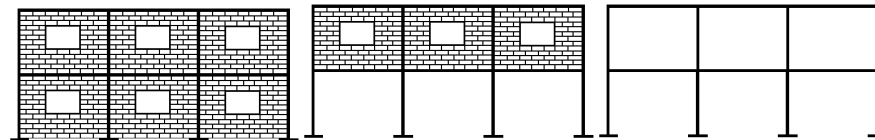
قاب دارای طبقه‌ی نرم:

$$\Delta' = \frac{w}{1.5k} + \frac{2w}{k} = \frac{8w}{3k}$$

$$T' = 2\sqrt{\Delta'} = 2\sqrt{\frac{8w}{3k}} = 3.266\sqrt{\frac{w}{k}} = 0.94T \cong T$$

قاب دارای دیوار پرکننده در تمام طبقات:

$$\Delta'' = \frac{w}{1.5k} + \frac{2w}{1.5k} = \frac{2w}{k}$$



چیدمان‌های مختلف دیوار در ارتفاع ساختمان دو طبقه

$$T'' = 2\sqrt{\Delta''} = 2\sqrt{\frac{2w}{k}} = 2.83\sqrt{\frac{w}{k}} = 0.81T$$

ملاحظه می‌شود که با فرضیات فوق برای سختی دیوار در مقایسه با سختی قاب، در حالت طبقه‌ی نرم، پریود سازه با قاب خالی تفاوت قابل ملاحظه‌ای ندارد، ولی در صورت وجود دیوار پرکننده در تمام طبقات، پریود سازه به مقدار ۲۰٪ کاهش می‌یابد.
قاب خالی:

$$\Delta = \frac{w}{k} + \frac{2w}{k} + \frac{3w}{k} + \frac{4w}{k} + \frac{5w}{k} + \frac{6w}{k} + \frac{7w}{k} = \frac{28w}{k}$$

$$T = 2\sqrt{\Delta} = 2\sqrt{\frac{28w}{k}} = 10.58\sqrt{\frac{w}{k}}$$

قاب دارای طبقه‌ی نرم:

$$\Delta' = \frac{w}{1.5k} + \frac{2w}{1.5k} + \frac{3w}{1.5k} + \frac{4w}{1.5k} + \frac{5w}{1.5k} + \frac{6w}{1.5k} + \frac{7w}{k} = \frac{21w}{k}$$

$$T' = 2\sqrt{\Delta'} = 2\sqrt{\frac{21w}{k}} = 9.165\sqrt{\frac{w}{k}} = 0.87T$$

قاب دارای دیوار پرکننده در تمام طبقات:

$$\Delta'' = \frac{w}{1.5k} + \frac{2w}{1.5k} + \frac{3w}{1.5k} + \frac{4w}{1.5k} + \frac{5w}{1.5k} + \frac{6w}{1.5k} + \frac{7w}{1.5k} = \frac{18.67w}{k}$$

$$T'' = 2\sqrt{\Delta''} = 2\sqrt{\frac{18.67w}{k}} = 8.64\sqrt{\frac{w}{k}} = 0.82T$$

۱. چنانچه جداگرهای میانقابی (دیوارهای پرکننده) مانعی برای حرکت قابها ایجاد نکنند:

- در قابهای فولادی

$$T = 0.08 H^{3/4}$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.07 H^{3/4}$$

۲. چنانچه جداگرهای میانقابی (دیوارهای پرکننده) مانعی برای حرکت قابها ایجاد کنند، مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود:

- در قابهای فولادی

$$T = 0.064 H^{3/4}$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.056 H^{3/4}$$

ب- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌ها، در تمام موارد وجود یا فقدان جداگرهای میانقابی،

$$T = 0.05 H^{3/4}$$

در روابط فوق، H ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه‌ی آن، ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور شود.

پرسش ۱۴: در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ چگونه اثر وجود دیوار بر پریود سازه ملاحظه شده است؟

پاسخ: بدون توجه به چیدمان و میزان دیوارهای پرکننده، فرض می‌شود که این دیوارها به مقدار ۵۶٪ سختی قاب، سختی دارند و در نتیجه پریود را به مقدار ۲۰٪ کاهش می‌دهند.

پرسش ۱۵: آیا این روش دارای دقت قابل قبول است؟

پرسش ۱۶: سایر آیین‌نامه‌ها چه روش‌هایی را برای تعیین پریود پیشنهاد داده‌اند؟

پرسش ۱۷: چگونه می‌توان به روش تحلیلی، پریود سازه‌ی دارای دیوار پرکننده را تعیین کرد؟

UBC-97

این معادله بر حسب ارتفاع ساختمان بوده و انواع ساختمان را از یکدیگر تفکیک می‌کند:

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۴)$$

که در آن C_t دارای مقادیر زیر است:

جدول ۱.۴ مقدار ضریب C_t

واحد ارتفاع: m		واحد ارتفاع: ft	نوع سازه
۲۸۰۰	UBC-97		
۰/۰۸	۰/۰۸۵	۰/۰۳۵	قاب خمشی فولادی
۰/۰۷	۰/۰۷۳	۰/۰۳	قاب خمشی بتنی
۰/۰۵	۰/۰۴۹	۰/۰۲	سایر

در صورت وجود دیوار برشی بتنی یا **دیوار برشی بنایی** C_t از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$C_t = \frac{0.1}{\sqrt{A_c}} \quad (۴-۴)$$

که در آن:

$$A_c = \sum A_e \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \quad (۵-۴)$$

که در آن A_e سطح مقطع برشی در طبقه‌ی اول (ft^2) و D_e طول دیوار برشی در طبقه‌ی اول و در جهت موردنظر است. همچنین باید:

$$\frac{D_e}{h_n} \leq 0.9 \quad (۶-۴)$$

اگر A_e سطح مقطع برشی در طبقه‌ی اول بر حسب m^2 باشد، آنگاه:

$$C_t = \frac{0.033}{\sqrt{A_c}} \quad (۷-۴)$$

جدول ۲.۴ مقایسه‌ی ضریب C_t در ۲۸۰۰ با UBC-97

آیین‌نامه		نوع سازه
۲۸۰۰	UBC-97	
۰/۰۶۴	$\frac{0.033}{\sqrt{A_c}}$	قاب خمشی فولادی دارای دیوار پرکننده‌ی آجری
۰/۰۵۶	$\frac{0.033}{\sqrt{A_c}}$	قاب خمشی بتنی دارای دیوار پرکننده‌ی آجری

آیین‌نامه‌های متعددی نظیر **هند** (2002) IS-1893، **نیپال** (1995) NBC-105، **کلمبیا** (1998) NSR-98، آیین‌نامه‌ی **مصر** (1988)، آیین‌نامه‌ی **ونزئلا** (1988)، آیین‌نامه‌ی **الجزیره** (1983)، **اتیوپی** (1983) ESCP-1، رابطه‌ی زیر را برای تعیین پریود طبیعی ساختمان‌های بتنی دارای دیوار آجری پیشنهاد می‌دهند:

$$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}} \quad \text{units} \left\{ \begin{matrix} T_a & : & s \\ h, d & : & m \end{matrix} \right\} \quad (1-8)$$

که در آن h ارتفاع ساختمان و d بعد ساختمان در جهت نیروی زلزله است.
مثال: $d = 12 \text{ m}$ ، $h = 21 \text{ m}$

$$T_a = \frac{0.09 \times 21}{\sqrt{12}} = 0.55 \text{ sec}$$

$$(\text{مطابق } 2800: T = 0.056 H^{\frac{3}{4}} = T = 0.056 \times 21^{\frac{3}{4}} = 0.55 \text{ sec})$$

برای تخمین T_a ، آیین‌نامه‌ی **فرانسه** (1990) AFPS-90 رابطه‌ی زیر را برای تعیین پریود این ساختمان‌ها پیشنهاد می‌کند:

$$T_a = 0.06 \frac{h}{\sqrt{d}} \sqrt{\frac{h}{2d+h}} \quad \text{units: } \{T : s\} \quad (2-8)$$

مثال:

$$T_a = 0.06 \frac{21}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{21}{2 \times 12 + 21}} = 0.25 \text{sec}$$

اشکالات معادلات (۱-۸) و (۲-۸) این است که به عنوان مثال برای ساختمان‌های نشان داده شده شکل (۲-۸)، پیوندهای یکسانی به دست می‌دهند. یعنی اثر مقدار دیوارها را در نظر نمی‌گیرند. مثلاً بهتر است برای شکل (۲-۸-ج) به جای d از d' استفاده شود. بنابراین معادلات (۱-۸) و (۲-۸) تخمین مطلوبی برای همه‌ی موارد نیست.

مثال: اگر در سازه مورد بررسی مطابق شکل (۲-۸-ج) فقط یکی از دهانه‌ها دارای دیوار پرکننده باشد آنگاه داریم:

$$T_a = \frac{0.09 \times 21}{\sqrt{4}} = 0.95 \text{sec}$$

$$T_a = 0.06 \frac{21}{\sqrt{4}} \sqrt{\frac{21}{2 \times 4 + 21}} = 0.54 \text{sec}$$

ملاحظه می‌شود که اگر در معادلات (۱-۸) و (۲-۸) به جای d از d' استفاده شود، معادله‌ی (۱-۸) تخمین خوبی به دست نمی‌دهد در عوض معادله‌ی (۲-۸) تخمین بهتری به دست می‌دهد.

کاستاریکا

آیین‌نامه‌ی **کاستاریکا (۱۹۸۶)** برای تعیین پیوند ساختمان‌های **بتنی دارای دیوار آجری**، رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌دهد:

$$T_a = 0.08 N \quad (۳-۸)$$

که در آن N تعداد طبقات ساختمان است. کاهش ۲۰ درصدی در مقدار پیوند در مقایسه با $T_a = 0.1 N$ برای در نظر گرفتن سختی دیوارها است.

الجزایر

بر اساس آیین‌نامه‌ی **الجزایر (۱۹۸۸)**، T_a برابر کمترین مقدار بین معادله‌ی (۱-۸) و معادله زیر است:

$$T_a = 0.05 h^{0.75} \quad (۴-۸)$$

$$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}} \quad units \left\{ \begin{array}{l} T_a : s \\ h, d : m \end{array} \right\} \quad (۱-۸)$$

با دقت در روابط (۱-۸) تا (۴-۸) از آیین‌نامه‌های مختلف مشاهده می‌شود که T_a ، تابعی از مقدار دیوار در طبقات مختلف و توزیع آن در ارتفاع نیست. در نتیجه هریک از آن‌ها حالت‌های نشان داده شده در شکل (۲-۸)، را یکسان فرض می‌کند.

برخی از آیین‌نامه‌ها نظیر EC 8, 2003، کلمبیا NSR-98 1998، فیلیپین NSCP 1992، روش‌های واقع‌بینانه‌ترین برای تعیین T_a پیشنهاد داده‌اند.

EC8

EC8 استفاده از رابطه‌ی زیر را برای ساختمان‌هایی با ارتفاع ۴۰ متر یا کمتر پیشنهاد می‌کند:

$$T_a = C_t h^{0.75} \quad (۵-۸)$$

که در آن

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (۶-۸)$$

و

$$A_c = \sum A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{h} \right); \frac{l_{wi}}{h} \leq 0.9 \quad units: \left\{ \begin{array}{ll} A_c, A_i & \text{in } m^2 \\ l_{wi} & \text{in } m \end{array} \right\} \quad (۷-۸)$$

که در آن C_t ضریب تصحیح برای دیوار آجری است. A_c اثر وجود دیوار آجری در طبقه‌ی اول را لحاظ می‌کند. A_i سطح مقطع مؤثر دیوار i در طبقه‌ی اول و l_{wi} طول دیوار i در طبقه‌ی اول در جهت موردنظر است.

مثال:

در مسأله مورد بررسی فرض کنید ضخامت دیوارها برابر 20 cm و طول دیوارها 3.5 m و پهنای ستون 0.5 m باشد در این صورت برای شکل (۲-۸-الف) داریم:

$$\frac{l_{w1}}{h} = \frac{l_{w2}}{h} = \frac{l_{w3}}{h} = \frac{4}{21} = 0.19 \leq 0.9$$

$$A_c = 3 \times (0.2 \times 4)(0.2 + 0.19) = 0.936$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{0.936}} = 0.078$$

$$T_a = 0.078 \times 21^{0.75} = 0.77 \text{ sec}$$

همچنین اگر مطابق شکل (۸-۲-ج) فقط یکی از دهانه‌ها دارای دیوار آجری باشد، آنگاه داریم:

$$\frac{l_{w1}}{h} = \frac{4}{21} = 0.19 \leq 0.9$$

$$A_c = (0.2 \times 4)(0.2 + 0.19) = 0.312$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{0.312}} = 0.134$$

$$T_a = 0.134 \times 21^{0.75} = 1.3 \text{ sec}$$

ملاحظه می‌شود که تأثیر میزان دیوارها بر پریود سازه بسیار زیاد است.

همچنین توجه شود که در شکل (۸-۲-ب) مقدار A_c برابر صفر شده و نمی‌توان از این معادله برای تعیین پریود استفاده کرد.

ویرایش قدیمی آیین نامه‌ی کلمبیا (NSR-84 1984) معادله‌ی (۸-۱) را برای تعیین T_a پیشنهاد کرده است که در آن d شامل اثر توزیع دیوار آجری در قاب است:

$$d = d_{s \max} \sum_{s=1}^{N_s} \left(\frac{d_s}{d_{s \max}} \right)^2 \quad \text{units: } \{d, d_s, d_{s \max} \text{ in } m\} \quad (۸-۸)$$

که در آن d_s طول قطعه دیوار، $d_{s \max}$ طول بزرگترین قطعه دیوار و N_s تعداد قطعات دیوار در جهت موردنظر است. انتظار می‌رود که با استفاده از رابطه‌ی (۸-۸)، مقدار T_a در مقایسه با معادله‌ی (۸-۱) دارای دقت بیشتری است. در نسخه‌ی بعدی آیین نامه‌ی کلمبیا (NSR-98 1998)، معادلات (۸-۵) و (۸-۶) برای تعیین T_a و C_t پیشنهاد شده است با این تفاوت که مقدار حد بالای C_t به 0.07 محدود شده و رابطه‌ی جدیدی برای تعیین A_c پیشنهاد شده است:

$$A_c = \sum A_i \left(0.02 + \left(\frac{l_{wi}}{h} \right)^2 \right); \quad \frac{l_{wi}}{h} \leq 0.9 \quad (۹-۸)$$

$$C_t \leq 0.07$$

مثال:

برای شکل (۸-۲-الف) مطابق آیین نامه‌ی کلمبیا مقدار پریرود را تعیین کنید.

$$\frac{l_{w1}}{h} = \frac{l_{w2}}{h} = \frac{l_{w3}}{h} = \frac{4}{21} = 0.19 \leq 0.9$$

$$A_c = 3 \times (0.2 \times 3.5) (0.02 + (0.19)^2) = 0.12$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{0.12}} = 0.217 > 0.07 \Rightarrow C_t = 0.07$$

$$T_a = 0.07 \times 21^{0.75} = 0.69 \text{ sec}$$

آیین نامه‌ی فیلیپین (NSCP 1992) نیز از معادله‌ی (۸-۵) برای تعیین T_a استفاده می‌کند که در آن C_t به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_t = \frac{0.03048}{\sqrt{A_c}} \quad (۸-۱۰)$$

و A_c از معادله‌ی زیر به دست می‌آید:

$$A_c = \sum A_i \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{h} \right)^2 \right); \quad \frac{l_{wi}}{h} \leq 0.9 \quad (۸-۱۱)$$

نسبت $\frac{l_{wi}}{h}$ ممکن است برای ساختمان‌های کوتاه که دارای کشیدگی طولی زیادی هستند، مقدار بزرگی به دست دهد. در نتیجه حد بالای آن برابر $۰/۹$ در نظر گرفته شده است.

مثال: برای شکل (۸-۲-الف) مطابق آیین نامه‌ی فیلیپین مقدار پریود را تعیین کنید.

$$A_c = 3 \times (0.2 \times 3.5)(0.2 + (0.19)^2) = 0.496$$

$$C_t = \frac{0.03048}{\sqrt{0.496}} = 0.043$$

$$T_a = 0.043 \times 21^{0.75} = 0.42 \text{ sec}$$

مقدار C_t در EC8 و آیین نامه‌ی فیلیپین به حد بالایی محدود نشده است. همچنین مطابق شکل (۸-۲-ب) اگر طبقه‌ی اول بدون دیوار باشد ($A_c = 0$)، C_t به طور غیرمنطقی زیاد می‌شود. هر چند در آیین نامه‌ی فیلیپین و EC8 وجود طبقه‌ی اول بدون دیوار (طبقه‌ی نرم) اجازه داده نشده، ولی این نکته به صراحت در متن این آیین نامه‌ها وجود ندارد.

وجود دیوار در طبقه‌ی اول، تأثیر مهمتری بر کاهش پریود در مقایسه با وجود دیوار در طبقات فوقانی دارد. زیرا اگر دیوار در طبقات بالایی باشد، علاوه بر افزایش سختی، باعث افزایش جرم ساختمان نیز شده و در نتیجه، تأثیر آن در کاهش پریود کمتر می‌شود ($T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$) تمام روابط تجربی که در این‌جا مورد بررسی قرار گرفت، دارای محدودیت‌هایی بود.

در نتیجه برخی از آیین‌نامه‌ها (EC8 2003، NSR-98 1998، کاستاریکا ۱۹۸۶، ونزوئلا ۱۹۸۸، NSCP 1992، الجزیره ۱۹۸۸) استفاده از معادله‌ی رایلی را توصیه می‌کنند:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i \delta_{ei}^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_{ei}}} \quad \text{units:} \left\{ \begin{array}{lll} W_i & \text{in} & \text{kg} \\ F_i & \text{in} & N \\ g & \text{in} & m/s^2 \\ \delta_{ei} & \text{in} & m \end{array} \right. \quad (12-8)$$

که W_i ، σ_{ei} ، F_i به ترتیب عبارتند از وزن لرزه‌ای، جابه‌جایی الاستیک و نیروی لرزه‌ای در طبقه‌ی i ، Δ_{ei} در اولین مرحله با استفاده از پریود حاصل از معادله (۸-۱) یا هر معادله تجربی دیگر، بدست می‌آید.

همچنین معادله‌ی اصلاح شده‌ی رایلی توسط EC8 و آیین‌نامه‌ی الجزایر به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$T_a = 2\sqrt{\Delta} \quad \text{units:} \{\Delta \text{ in } m\} \quad (13-8)$$

که Δ عبارت است از جابه‌جایی جانبی بام به علت اعمال بارهای ثقیل به طور افقی.

$$(\Delta = \frac{w}{k} \Rightarrow 2\sqrt{\Delta} = 2\sqrt{\frac{w}{k}} = 2\sqrt{\frac{mg}{k}} \approx 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = T \text{ برای ساختمان یک طبقه})$$

مثال: فرض کنید ساختمان ۷ طبقه‌ی مورد بررسی تحت بار جانبی برابر وزن طبقات به اندازه‌ی 16 cm تغییر مکان می‌دهد. براساس معادله‌ی (۱۳-۸) مقدار پریود را محاسبه کنید.

$$T_a = 2\sqrt{\Delta} = 2\sqrt{0.18} = 0.85 \text{ sec}$$

معمولاً آیین‌نامه‌ها مقرر می‌دارند که T_a حاصل از معادله‌ی رایلی به مقدار ۲۰٪ تا ۳۰٪ از مقادیر تجربی، بیشتر نباشد.

مقادیر تجربی پریود، کمتر از مقادیر تحلیلی بر اساس دینامیک سازه است. زیرا در روش تحلیلی عدم قطعیت‌های زیادی نظیر مدول الاستیسیته مصالح دیوار، ممان اینرسی اعضای قاب، اجزای غیرسازه‌ای، بار غیر زنده و وجود دارد. در نتیجه ممکن است مقادیر پریود، خیلی بیشتر از واقعیت به دست آید و نیروهای طراحی کمتری را به دست دهد. برای جلوگیری از چنین اشکالی، آیین‌نامه‌ها مقدار پریود حاصل از روش‌های تحلیلی را به حد بالایی برابر $1/2$ تا $1/3$ برابر پریود تجربی محدود می‌کنند.

بند «۲-۳-۸» آیین نامه ی ۲۸۰۰: ضریب رفتار ساختمان، R

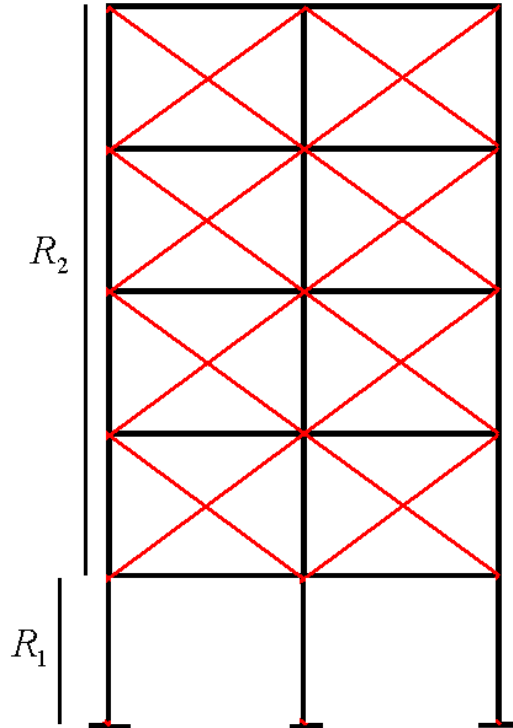
پرسش ۱۹: ضریب رفتار قاب دارای دیوار پرکننده چقدر است؟

ضریب کاهش نیروی طرح (R) در آیین نامه ها

مقدار R در حالت وجود دیوار عموماً کمتر از حالتی است که اثر وجود دیوار در نظر گرفته نمی شود. بنابراین نیروی طراحی در حالت وجود دیوار، بین $1/15$ تا 3 برابر افزایش می یابد. در $EC8$ (۲۰۰۳) ضریب رفتار برای سیستم های مختلف ساختمانی طوری تعیین شده است که اگر قاب ها در ارتفاع به صورت نامنظم باشند، باید برای نیرویی $1/2$ برابر نیروی طرح قاب منظم طراحی شوند. این آیین نامه برای هر دو حالت قاب بتنی با و بدون دیوار پرکننده ی آجری، ضریب رفتار یکسانی را پیشنهاد می دهد.

بند «۲-۳-۸-۹» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰: ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

پرسش ۲۰: در صورتی که در قاب خمشی، دیوارها در طبقه‌ی اول وجود نداشته باشند، ضریب رفتار در این نوع سیستم منقطع در ارتفاع چگونه تعیین می‌شود؟
پاسخ: ابتدا باید ضریب رفتار قاب دارای دیوار پرکننده‌ی آجری تعیین شود.



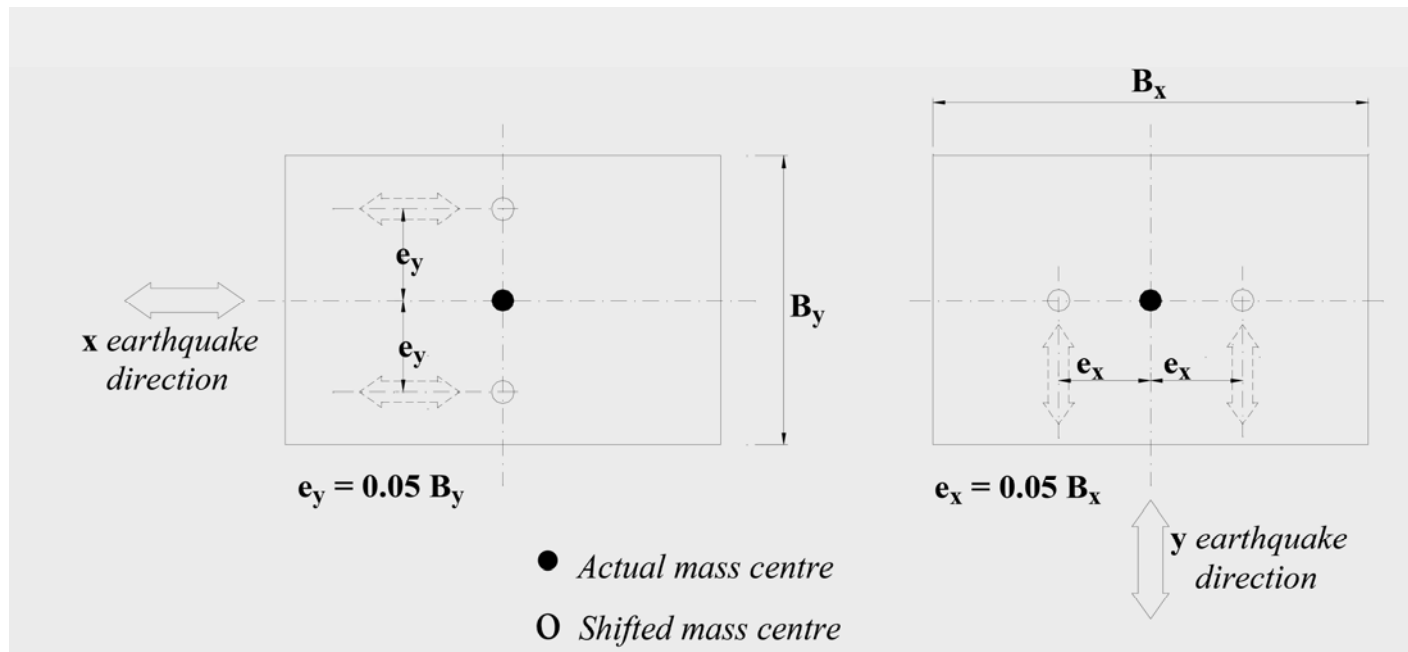
طبقه‌ی نرم به علت وجود دیوار پرکننده در طبقات فوقانی.

معلوم $R_1 = ?$ و $R = \min(R_1, R_2)$

بند «۳-۲-۱۰-۳» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰

پرسش ۲۱: برون مرکزی اتفاقی به چه منظوری و چگونه در نظر گرفته می‌شود؟

پاسخ: برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} برای به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه‌ی 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.



برون مرکزی اتفاقی

پرسش ۲۲: آیا می‌توان بدون اثر دیوار، پیچش یک سازه را به درستی بررسی کرد؟
پاسخ: خیر.

پرسش ۲۳: سازه‌ی شکل (۱-۱۲) به چه علتی خراب شده است؟

پاسخ: به علت پیچش، زیرا مانند شکل (۱-۱۳-ب) دیوارها در طبقه‌ی اول به ستون چسبیده بوده و بین مرکز جرم و مرکز سختی فاصله‌ی زیادی ایجاد شده است.

پرسش ۲۴: سازه شکل (۱-۱۴) به چه علتی خراب شده است؟ آیا می‌توان گفت فروریزش سازه پربادبند زیر بسیار دور از ذهن است؟

پاسخ: به علت ترکیب اثر پیچش و طبقه‌ی نرم. هر دو عامل پیچش و طبقه‌ی نرم به علت وجود دیوار پربادبند، تشدید شده‌اند.

در شکل (۱-۱۵) نیز احتمال ایجاد چنین شکستی وجود دارد.

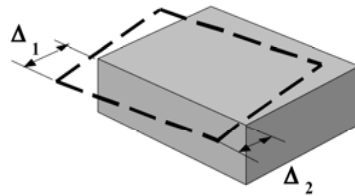
پرسش ۲۵: در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی بند «۱-۱-۸-۱-ث» استاندارد ۲۸۰۰ می‌شود، برون مرکزی اتفاقی چه تغییری می‌کند؟

پاسخ: در چنین مواردی برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j طبق رابطه‌ی زیر، ضرب شود:

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1.2 \Delta_{ave}} \right)^2, \quad 1 \leq A_j \leq 3$$

در این رابطه $\Delta_{\max}$ بیشینه‌ی تغییرمکان طبقه‌ی j و Δ_{ave} میانگین تغییرمکان دو انتهای ساختمان در طبقه‌ی j است:

$$\Delta_{ave} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$



جابه‌جایی گوشه‌های طبقه

نامنظمی در پلان در سایر آیین نامه ها

هرچند آیین نامه های لرزه ای به جلوگیری از نامنظمی پیچشی توجه دارند، فقط تعداد کمی از آن ها به صراحت به اثر دیوارهای پرکننده در ایجاد نامنظمی پیچشی می پردازند، مانند EC8، نپال (NBC-201) و کاستاریکا (۱۹۸۶).

EC8

بر اساس EC8 در صورتی که نامنظمی در پلان خفیف باشد آنگاه باید خروج از مرکزیت تصادفی را ۲ برابر کرد. همچنین اگر نامنظمی در پلان، به علت چیدمان نامتقارن دیوارهای پرکننده، شدید باشد باید ساختمان را به صورت سه بعدی با در نظر گرفتن سختی قاب و دیوارها تحلیل کرد. همچنین باید یک تحلیل حساسیت برای محل و خصوصیات دیوارهای پرکننده انجام داد. به این صورت که یکی از سه یا چهار پانل دیوار را حذف کرد.

نپال

در آیین نامه ی نپال (NBC-201 1995) فاصله ی بین مرکز سختی و مرکز جرم در هر راستا به اندازه ی حداکثر ۱۰٪ بعد ساختمان در آن راستا اجازه داده می شود. در محاسبه ی سختی باید اثر وجود دیوار نیز لحاظ شود.

کاستاریکا

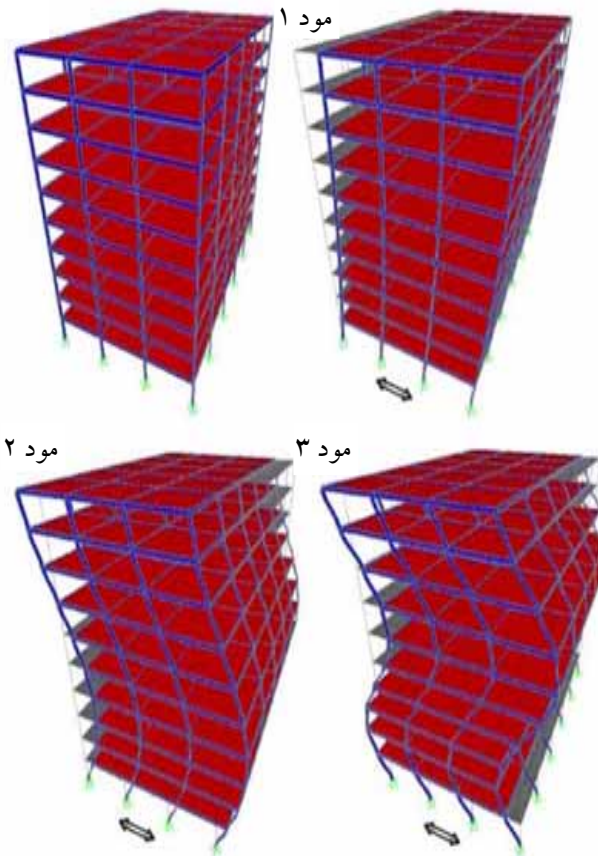
مطابق آیین نامه ی کاستاریکا (۱۹۸۶) خروج از مرکزیت در هر راستا نباید از ۵٪ بعد ساختمان در آن راستا بیشتر باشد. همچنین برای ساختمان های نامنظم این مقدار نباید بیشتر از ۳۰٪ باشد.

بند «۲-۴» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰: روش تحلیل دینامیکی طیفی

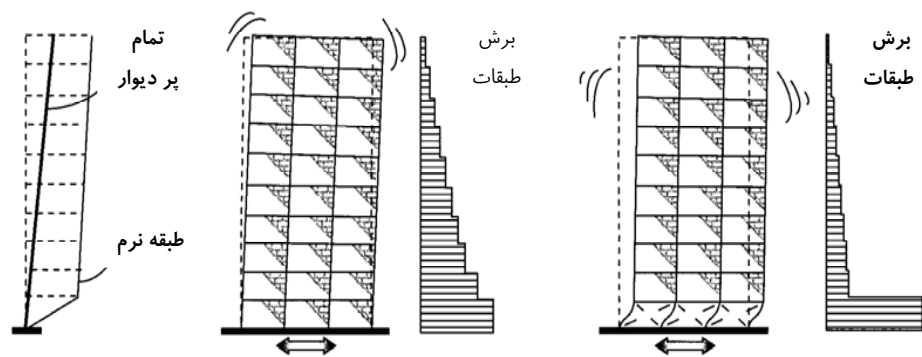
پرسش ۲۶: آیا بدون اثر دیوارهای پرکننده می‌توان تحلیل دینامیکی طیفی را به درستی انجام داد؟

تحلیل دینامیکی و طیفی

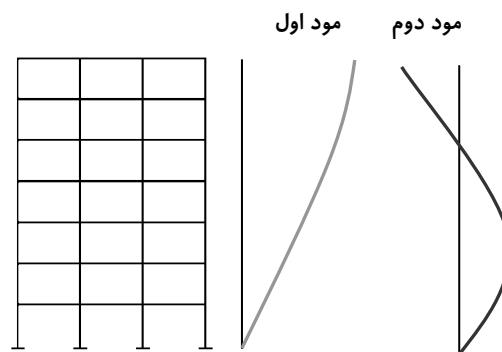
هندسه‌ی ساختمان



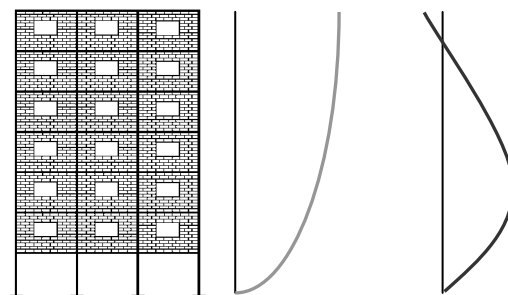
شکل ۲.۵ چند شکل مودی یک ساختمان ۱۰ طبقه



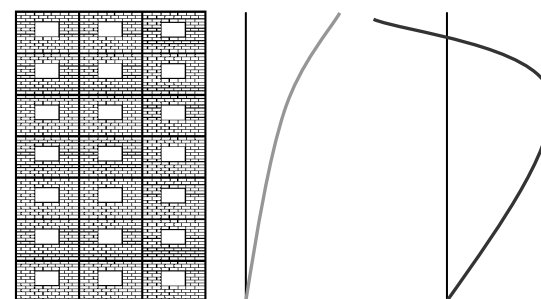
شکل ۳.۵ اثر طبقه‌ی نرم به علت فقدان دیوار بر شکل مود اول و توزیع برش در ارتفاع



شکل ۴.۵
قاب خالی (سهام مود اول: ۹۰٪، سهام مود دوم: ۷٪)



شکل ۵.۵
طبقه‌ی نرم (سهام مود اول: ۹۵٪، سهام مود دوم: ۳٪)



شکل ۶.۵
قاب با دیوار در تمام طبقات (سهام مود اول: ۹۱٪، سهام مود دوم: ۵٪)

جدول ۵-۱ شرایط لازم برای تحلیل استاتیکی معادل

کشور	بیشینه‌ی ارتفاع		لرزه‌خیزی	پروفیل خاک	پریود اصلی (T_1)
	منظم	نامنظم			
هند	۴۰	۱۲	زیاد	-	-
	۹۰	۴۰	کم	-	-
آمریکا	۲ تا ۳ طبقه	-	کم	-	$< 3.5T_c$
اروپا	-	-	-	-	$2 < T_1$ یا $4T_c$
کلمبیا	۶۰	-	-	غیر واقع بر روی رس نرم	< 0.7
	-	۱۸	-	-	-
فیلیپین	۷۰	۲۰	-	رس نرم با ضخامت کمتر از ۱۲ متر	< 0.7
نیوزیلند	۱۵	-	-	-	$2 < T_1$ (منظم)
	-	۱۵	-	-	(نامنظم) < 0.45
الجزیره	۶۵	-	کم	-	-
	۳۰	۸-۲۳	زیاد	-	-
	-	همه	بسیار کم	-	-
کاستاریکا	۳۰	-	-	-	-
ایران	۵۰	۱۸	-	-	-
نپال	۴۰	-	کم	-	-
ونزوئلا	-	۶۰	-	برای ساختمان با نامنظمی در پلان	-

بند «۲-۴-۳» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰: تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی

پرسش ۲۷: آیا بدون اثر دیوارهای پرکننده می‌توان تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی را به درستی انجام داد؟
پاسخ: خیر. باید رفتار چرخه‌ای دیوار پرکننده به‌طور مناسب مدل شود.

بند «۲-۵» آیین نامه ی ۲۸۰۰: تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

پرسش ۲۸: اثرات مثبت و منفی دیوار بر سازه چیست؟ کدام یک از این دو اثر، غالب است؟

پرسش ۲۹: در صورت وجود دیوار، مقدار تغییر مکان جانبی مجاز چقدر است؟

پرسش ۳۰: اثر وجود دیوار آجری در کنترل جابه جایی قاب های خمشی چند طبقه را بررسی کنید.

پاسخ: این مسأله به بندهای مقابل از آیین نامه ی ۲۸۰۰ مربوط است: «۲-۳-۶»، «۲-۵-۴». پیرو سیستم بدون اثر دیوار (m و k به ترتیب جرم و سختی تعمیم یافته ساختمان هستند) :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

پیرو سیستم با اثر دیوار:

$$T' = 0.8T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{\alpha k}} \Rightarrow \alpha = 1.56$$

کاهش ۲۰ درصدی در پیرو به معنای افزایش ۵۶ درصدی در سختی است. یعنی فرض شده است که وجود دیوار باعث شده که سختی ساختمان به مقدار ۵۶٪ زیاد شود.

$$T \rightarrow 0.8T \Rightarrow \begin{cases} V \uparrow & (V \rightarrow \beta V) \Rightarrow \Delta \uparrow & (\Delta \rightarrow \beta \Delta) \\ k \uparrow & (k \rightarrow \alpha k = k + k_{inf}) \Rightarrow \Delta \downarrow & (\Delta \rightarrow \Delta / \alpha) \end{cases}$$

در پرسش بعدی مقدار $\beta = 1.16$ به دست خواهد آمد. اگر مقدار افزایش تغییر مکان به علت افزایش برش پایه، کمتر از ۵۶٪ باشد، یعنی β کمتر از ۱/۵۶ باشد، آنگاه افزایش برش پایه به علت کاهش پیرو، منجر به افزایش جابه جایی جانبی سازه نخواهد شد. k_{inf} سختی دیوارهای پرکننده ی قاب ها است.

پرسش ۳۱: در چه صورتی وجود دیوار باعث می شود که برش پایه بیش از ۵۶٪ افزایش یابد؟

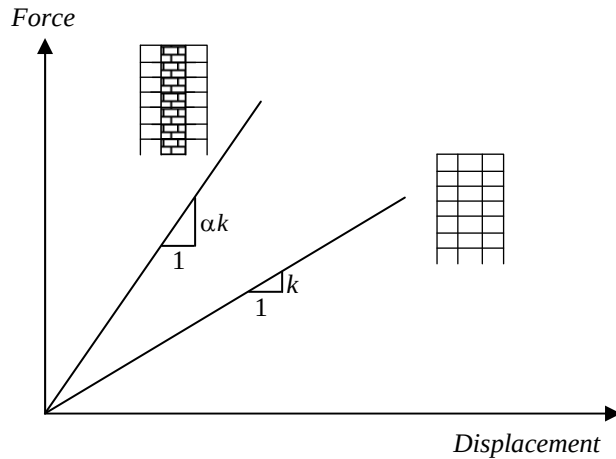
پاسخ:

$$B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

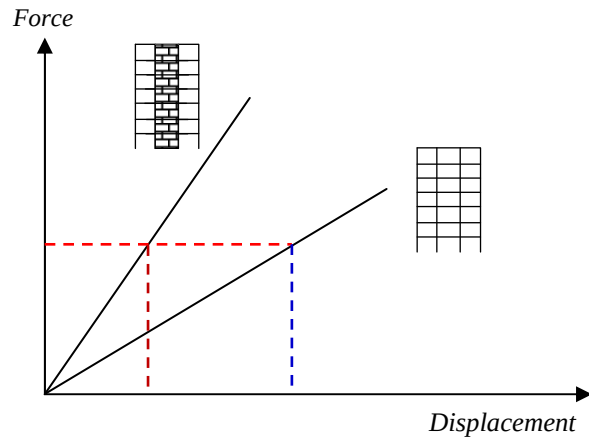
$$T' = 0.8T \quad B' = (S + 1) \left(\frac{T_s}{0.8T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{V'}{V} = \frac{B'}{B} = \left(\frac{1}{0.8}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.16 = \frac{\Delta'}{\Delta} = \beta < \alpha = 1.56$$

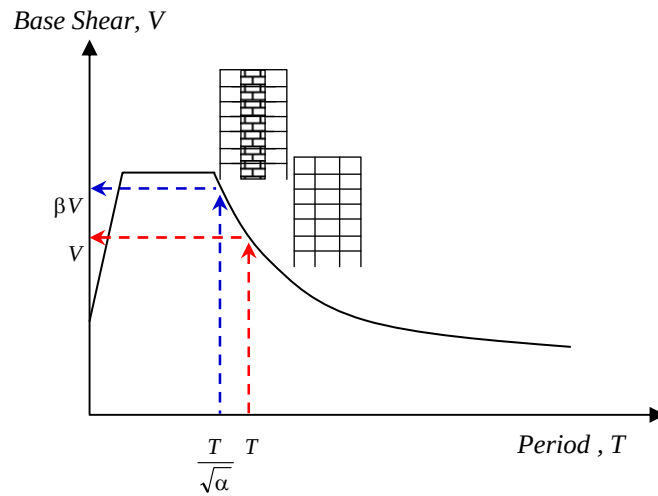
پس برش پایه به علت وجود دیوار بر اساس مقدار پریود پیشنهادی آیین نامه ی ۲۸۰۰ به مقدار ۱۶٪ افزایش می یابد. یعنی اگر قاب سازه ای بدون اثر دیوار برای تغییر مکان جانبی، کنترل شده است، دیگر نیازی به کنترل جابه جایی ساختمان دارای دیوار پرکننده نیست. این مطالب در شکل های (۱-۱۷) تا (۱-۱۹) به طور شماتیک نشان داده شده است.



افزایش سختی سازه به علت وجود دیوار



کاهش جابه جایی جانبی سازه به علت وجود دیوار



افزایش بار طراحی سازه به علت وجود دیوار

پس مطابق آیین نامه ی ۲۸۰۰ می توان گفت:

اثر مثبت دیوار پرکننده ی آجری در تقلیل تغییر مکان جانبی، بیشتر است از اثر منفی آن در افزایش برش پایه.

جابه‌جایی نسبی جانبی در آیین نامه ها

جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای در ترازهای مختلف ساختمان بتنی دارای دیوار پرکننده، به توزیع این دیوارها در ساختمان بستگی دارد. هرچه دیوارها در قسمت پایین ساختمان متمرکز شده باشند، توزیع تغییرمکان جانبی مطلوب‌تر خواهد بود.

چین

آیین‌نامه‌ی چین (GBJ-11-89 1989) برای کنترل تغییرشکل جانبی قاب‌های بتنی دارای دیوار پرکننده، ضوابطی ارائه کرده است. جابه‌جایی الاستیک نسبی طبقه، ΔU_e تحت زلزله‌ای که احتمال رخداد آن زیاد است، نباید از حد داده شده در معادله‌ی زیر تجاوز کند:

$$\Delta U_e \leq (\theta_e)H \quad \text{units:} \left\{ \begin{array}{ll} \Delta U_e, H & \text{in } m \\ \theta_e & \text{in } rad \end{array} \right\} \quad (15-8)$$

که در آن H ارتفاع طبقه، θ_e دریف‌ت الاستیک و برابر $\frac{1}{550}$ با در نظر گرفتن سختی دیوارها است. تغییرمکان جانبی واقعی غیرخطی، ΔU_p در تمامی طبقات باید از حد ارائه شده در معادله‌ی زیر کمتر باشد:

$$\Delta U_p \leq (\theta_p)H_w \quad \text{units:} \left\{ \begin{array}{ll} \Delta U_p, H_w & \text{in } m \\ \theta_p & \text{in } rad \end{array} \right\} \quad (16-8)$$

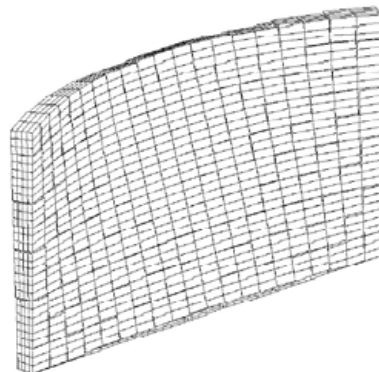
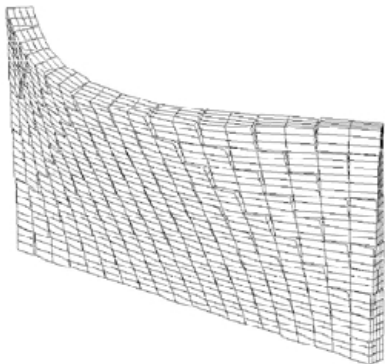
که در آن θ_p دریف‌ت در زلزله طرح و برابر $\frac{1}{50}$ است. در صورتی که ستون‌ها شکل‌پذیر باشند این مقدار ۲۰٪ افزایش می‌یابد. H_w ارتفاع طبقه است. چنین ساختمان‌هایی نباید دارای تغییرات شدید در سختی طبقات بوده و تعداد طبقات نیز نباید بیشتر از ۱۲ باشد.

تعداد اندکی از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند EC8، 1995 NBC-105، 1998 NSR-98 و آیین‌نامه‌ی کاستاریکا (۱۹۸۶) مقدار جابه‌جایی نسبی مجاز (در ساختمان‌های بتنی دارای پرکننده‌ی آجری) تحت زلزله طراحی را به ۱٪ ارتفاع طبقه محدود کرده‌اند.

(ATC1999) FEMA306 مقادیر زیر را برای دریف‌ت ساختمان دارای پرکننده‌ی آجری پیشنهاد می‌کند:

- دیوار آجری: ۱٪

۱۵.۱ بند «۲-۸» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰: نیروهای جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان



پرسش ۳۳: اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان برای چه نیرویی باید محاسبه شوند؟

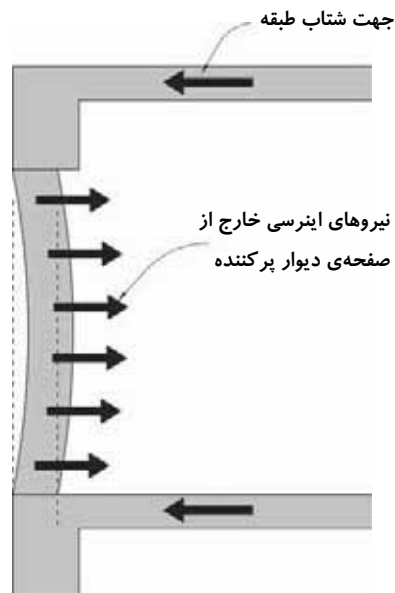
پاسخ: باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطهای زیر به دست می‌آید، محاسبه شوند:

$$F_p = AB_p I w_p$$

در این رابطه A و I مقادیر مندرج در بندهای «۳-۳-۳» و «۷-۳-۲» هستند که برای محاسبه‌ی نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده‌اند.

w_p : وزن جزء ساختمان‌های قطعه‌ی الحاقی موردنظر است. در مخازن و قفسه‌بندی انبارها و کتابخانه‌ها w_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آن‌ها در حالت کاملاً پر است.

B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول (۲-۱) داده شده است.



جدول ۲.۱ ضریب B_p

اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی	جهت نیروی افقی	B_p
دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداکننده	در امتداد عمود بر سطح دیوار	۰/۷
جان‌پناه‌ها و دیوارهای طره‌ای	در امتداد عمود بر سطح دیوار	۲/۰۰
اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمت‌های الحاقی به ساختمان	در هر امتداد	۲/۰۰
مخازن، برج‌ها، دودکش‌ها، وسایل و ماشین‌آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقف‌های کاذب	در هر امتداد	۱/۰۰
اتصالات عناصر سازه‌ای پیش‌ساخته	در هر امتداد	۱/۰۰

تبصره ۱

پرسش ۳۴: برای قطعات الحاقی که با مصالح بنایی و ملات ماسه سیمان ساخته می‌شوند، مقاومت کششی مجاز مصالح و ملات را چگونه در نظر می‌گیریم؟

پاسخ: می‌توان مقاومت کششی مجاز مصالح و ملات را تا مقدار بیشینه‌ی ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن‌ها، مندرج در استاندارد شماره ۵۱۹، در محاسبات منظور کرد. به‌عنوان مثال با توجه به جدول (پ-۴-۱) استاندارد ۵۱۹ برای حالتی که مقاومت فشاری آجر برابر ۸۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد و با فرض $m = 0.12$ که متناظر برای نسبت ارتفاع به ضخامت مساوی ۹ است، آنگاه مقاومت فشاری برابر ۱۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع به‌دست می‌آید و:

$$\tau_t = 0.15 \times 10 = 1.5 \text{ kg/cm}^2 = \text{مقاومت کششی}$$

پرسش ۳۵: در چه صورتی دیوار پرکننده‌ی آجری به‌عنوان قطعه‌ی الحاقی در نظر گرفته می‌شود؟

پاسخ: در صورتی که رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار رخ دهد.

پرسش ۳۶: روش محاسبه‌ی دیوار پرکننده برای شکست خارج از صفحه چگونه است؟

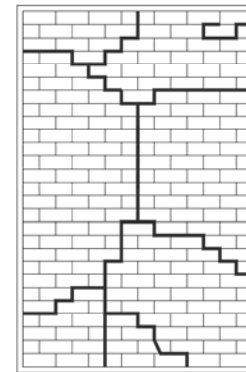
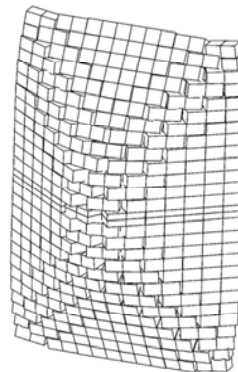
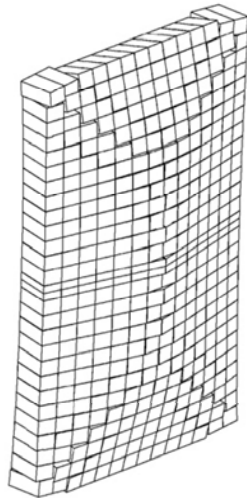
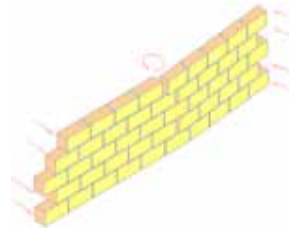
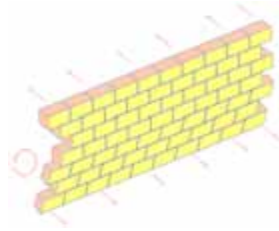
پاسخ: به دستنامه‌ی (۱۸) مراجعه شود.

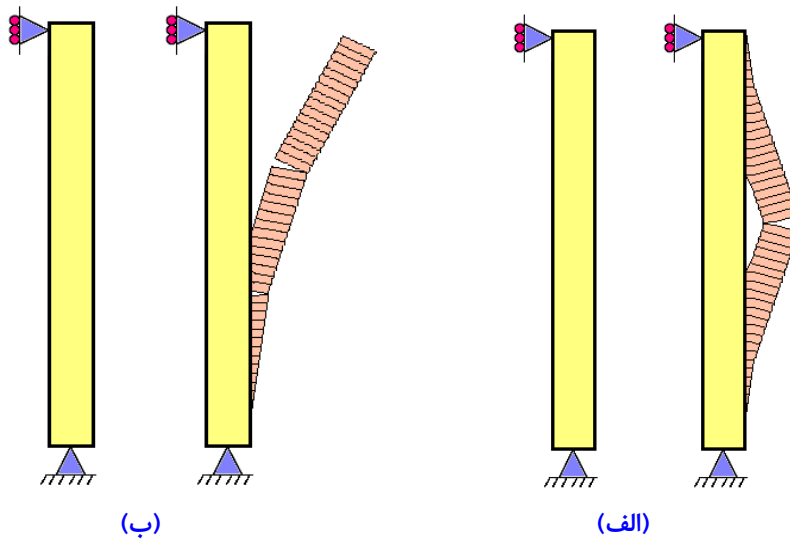
کنترل خمش عمود بر صفحه

نیروی اینرسی عمود بر دیوار براساس بند «۲-۶» استاندارد ۲۸۰۰ از رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

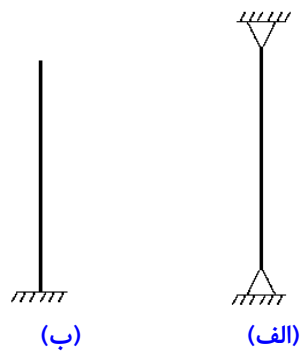
$$F_p = 0.7 AIW_p \quad (4-4)$$

که در آن، F_p = نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار، W_p = وزن دیوار و ملحقات آن است. مقاومت کششی دیوار را می‌توان براساس مباحث قبلی در نظر گرفت. برای کنترل مقاومت خمشی دیوار می‌توان آن را به‌صورت تیر دوسر مفصل مدل‌سازی کرد.





شکل ۲.۵ مودهای شکست برون صفحه‌ای دیوار پرکننده‌ی آجری، (الف): ترک افقی در میانه‌ی دیوار به علت انسجام مناسب دیوار با تیر فوقانی، (ب): شکست در اثر عدم انسجام دیوار به بالای قاب



شکل ۳.۵ مدل‌های مربوط به دیوار، الف: تیر دوسر مفصل، ب: تیر یک‌سر گیردار

بارگذاری زلزله‌ی برون صفحه‌ای دیوار

مطابق بند «۲-۸» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ نیروی جانبی عمود بر سطح دیوار به‌عنوان یک جزء غیرسازه‌ای مطابق زیر است:

$$F_P = AB_P IW_P = \begin{cases} 0.7 AIW_P \\ 2 AIW_P \end{cases}$$


موارد کاربرد مدل تیر دوسر مفصل:

- دیوار در ساختمان بنایی غیرمسلح اگر به سقف متصل شده باشد.
- دیوار پرکننده بین قاب‌های سازه‌ای اگر قسمت فوقانی دیوار به‌نحو مناسبی به تیر متصل شده باشد. به‌این منظور باید از چکش لاستیکی برای جازدن آجر استفاده کرد و یا مهار فولادی بین تیر و دیوار را اجرا کرد.
- موارد کاربرد مدل تیر طره‌ای:
- دیوار جان‌پناه بام
- دیوار در ساختمان بنایی غیرمسلح اگر به سقف متصل نشده باشد و امکان کنش قوسی وجود نداشته باشد.
- دیوار پرکننده بین قاب‌های سازه‌ای اگر قسمت فوقانی دیوار به‌نحو مناسبی به تیر متصل نشده باشد و امکان کنش قوسی وجود نداشته باشد.

بارگذاری باد برای شکست خارج از صفحه‌ی دیوار

مطابق ضوابط ارائه شده در مبحث ششم، مقدار بار باد وارده به سطح بادگیر A از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F = PA \quad (۱-۵-الف)$$

$$P = C_e C_q q \quad (۱-۵-ب)$$

$$F = C_e C_q q A \quad (۱-۵-ج)$$

C_e و C_q از جدول (۶-۶-۲) مبحث ششم و q از جدول (۶-۶-۱) مبحث ششم تعیین می‌شود.

سؤال: در تهران برای طرح خارج از صفحه‌ی دیوارها آیا بار باد حاکم بر طرح است یا بار زلزله؟

پاسخ: در قالب مثال زیر، پاسخ مربوطه ارائه می‌شود.

مثال: ساختمان ۵ طبقه

یک متر مربع دیوار

$$\text{بار زلزله: } F_p = 0.35 \times 0.7 \times 1 \times \gamma t_w = 0.245 \gamma t_w$$

$$\text{بار باد: } F_{wind} = C_e C_q q A = 1.9 \times 0.8 \times 50 \times 1 = 76 \text{ kg/m}^2$$

حالت اول: دیوار سبک ($\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3 = 1.2 \text{ gr/cm}^3$):

$$F_p = 0.245 \times 1200 t_w = 294 t_w \text{ kg/m}^2$$

$$F_{wind} = 76 \text{ kg/m}^2$$

در نتیجه:

اگر $t_w \leq 0.26 \text{ m}$ ، بار باد حاکم به طرح است ($F_{wind} > F_p$).

اگر $t_w > 0.26 \text{ m}$ ، بار زلزله حاکم به طرح است ($F_p > F_{wind}$).

حالت دوم: دیوار سنگین ($\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3 = 1.8 \text{ gr/cm}^3$):

$$F_p = 0.245 \times 1800 t_w = 441 t_w$$

$$F_{wind} = 76 \text{ kg/m}^2$$

در نتیجه:

اگر $t_w < 17 \text{ cm}$ ، بار باد حاکم به طرح است ($F_{wind} > F_p$).

اگر $t_w \geq 17 \text{ cm}$ ، بار زلزله حاکم به طرح است ($F_p > F_{wind}$).

در تعیین نیروی حاکم به طرح خمش خارج از صفحه‌ی دیوار آجری، پارامترهای زیر تأثیر دارند:

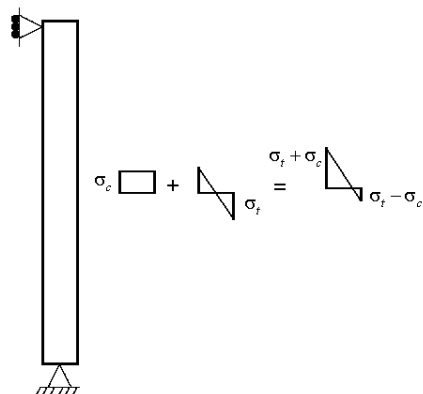
محل سازه (q و A)

نوع مصالح دیوار (در طرح دیوار سبک معمولاً بار باد حاکم است، ولی در طرح دیوار سنگین معمولاً زلزله حاکم است).
 ضخامت دیوار (معمولاً در ضخامتهای کم دیوار، بار باد حاکم به طرح است و اگر ضخامت دیوار زیاد باشد، بار زلزله حاکم خواهد بود).
 پس از تعیین بار طراحی (زلزله یا باد) ضخامت مورد نیاز را تعیین می‌نماییم.

تنش مجاز کششی: σ_{ta}

$$w = \max \{F_p, F_{wind}\}$$

در شکل (۴-۵) توزیع تنش در شکست خارج از صفحه‌ی دیوار، ناشی از وزن دیوار (σ_c) به‌علاوه بار جانبی زلزله (یا باد) نشان داده شده است.



شکل ۴.۵

توزیع تنش در شکست خارج از صفحه‌ی دیوار

σ_c در مورد دیوار پرکننده‌ی بین قاب‌ها فقط ناشی از وزن دیوار است ولی در مورد دیوار موجود در سازه‌ی بنایی شامل وزن دیوار به‌علاوه‌ی سربار سقف است. البته توجه شود که در سازه‌ی بنایی، بار زلزله به طراحی خمشی خارج از صفحه‌ی دیوار، حاکم می‌شود.

$$\sigma_t - \sigma_c \leq \sigma_{ta}$$

$$\frac{Mc}{I} - \frac{N}{A} \leq \sigma_{ta}$$

طول واحد از دیوار در نظر گرفته شود.

$$\frac{1 \times \frac{wh^2}{8} \times \frac{t_w}{2}}{1 \times \frac{t_w^3}{12}} - \frac{\gamma \frac{h}{2} t_w \times 1}{1 \times t_w} \leq \sigma_{ta} \Rightarrow \frac{3wh^2}{4t_w^2} - \frac{\gamma h}{2} \leq \sigma_{ta}$$

اکنون می‌توان ضخامت مورد نیاز دیوار را تعیین کرد.

$$t_w \geq h \sqrt{\frac{3w}{4\sigma_{ta} + 0.2\gamma h}}$$

مدل تیر طره‌ای:

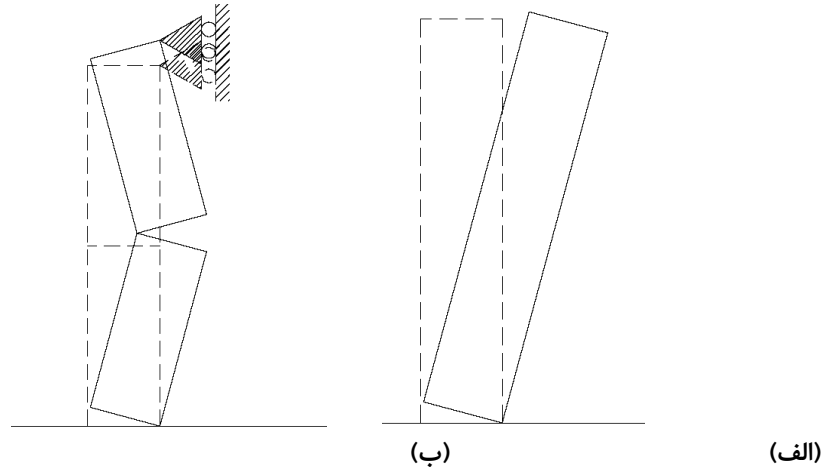
$$t_w \geq 2h \sqrt{\frac{3w}{4\sigma_{ta} + 0.2\gamma h}}$$

البته توجه شود که در این حالت مقدار شدت بار گسترده‌ی w به‌اندازه‌ی $\frac{2}{0.7} = 2.86$ برابر بیشتر از حالت تیر دوسر مفصل است. پس اگر بار زلزله حاکم به طراحی باشد، در یک ارتفاع یکسان، نسبت ضخامت مورد نیاز برای دیوار طره به دیوار دوسر مفصل به اندازه‌ی $2\sqrt{2.86} = 3.4$ است. یعنی اگر بار زلزله حاکم بر طراحی باشد و برای یک دیوار دو سر مفصل به ارتفاع مشخص، ضخامت ۱۵ سانتی‌متر نیاز باشد، برای اجرای دیوار طره‌ای با همین ارتفاع، ضخامت ۵۰ سانتی‌متر نیاز خواهد بود (نشان دهنده‌ی اهمیت مهار بالای دیوار).

البته توجه شود که طراحی خمش خارج از صفحه‌ی دیوار در سازه‌ی بنایی غیرمسلح با حالت دیوار پرکننده در قاب تفاوت دارد، زیرا دیوار در سازه‌ی بنایی، تنش فشاری سقف را نیز تحمل می‌کند در حالی که دیوار پرکننده‌ی قاب، فقط تحت تنش فشاری قائم ناشی از وزن خود قرار دارد.

مدل‌های دوخطی و سه‌خطی برای خمش خارج از صفحه

در صورت انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، به منحنی نیرو- تغییرمکان سیستم نیاز خواهد بود. علاوه بر این، منحنی نیرو- تغییرمکان برای خمش خارج از صفحه‌ی دیوار در مطالعه‌ی پایداری و مقاومت پیشینه مورد استفاده است. در این‌جا دیوار بنایی غیرمسلح به‌صورت طره‌ای و یا دوسرمفصل در نظر گرفته می‌شود. تغییرشکل ناشی از شکست خمشی به‌صورت شکل (۵-۵) است.



شکل ۵.۵ تغییرشکل ناشی از شکست خمشی، الف: دیوار طره‌ای (مانند جان‌پناه)، ب: دیوار دوسرمفصل

در این‌جا هدف این است که منحنی نیرو- تغییرمکان برای مود خمش خارج از صفحه رسم شود. مطابق شکل (۵-۶) نیروی جانبی زلزله به‌صورت مثلی وارونه در ارتفاع دیوار وارد می‌شود. مقدار نیروی F_0 که باعث شروع واژگونی دیوار می‌شود، از تعادل ممان حول نقطه‌ی چرخش دیوار تعیین می‌شود:

$$F_0 \times \frac{2h}{3} = W \times \frac{t}{2} \Rightarrow F_0 = \frac{3t}{4h} W$$

ممان $F_0 \times \frac{2h}{3}$ باعث واژگون شدن دیوار می‌شود (ممان مهاجم) و ممان $W \times \frac{t}{2}$ در برابر این واژگونی مقاومت می‌کند (ممان مقاوم). پس از رسیدن نیرو به مقدار F_0 واژگونی آغاز می‌شود. با چرخش دیوار حول نقطه‌ی چرخش و جابه‌جا شدن مرکز ثقل دیوار به‌سمت راست (این تغییرمکان نصف تغییرمکان جانبی بالای دیوار است) ممان مقاوم کاهش می‌یابد:

$$W \times \frac{(t - \Delta)}{2}$$

Δ : تغییرمکان جانبی بالای دیوار

در نتیجه پس از شروع چرخش دیوار، معادله‌ی تعادل ممان به‌صورت زیر درمی‌آید:

$$F \times \frac{2h}{3} = W \times \frac{(t-\Delta)}{2} \Rightarrow F = \frac{3(t-\Delta)}{4h} W$$

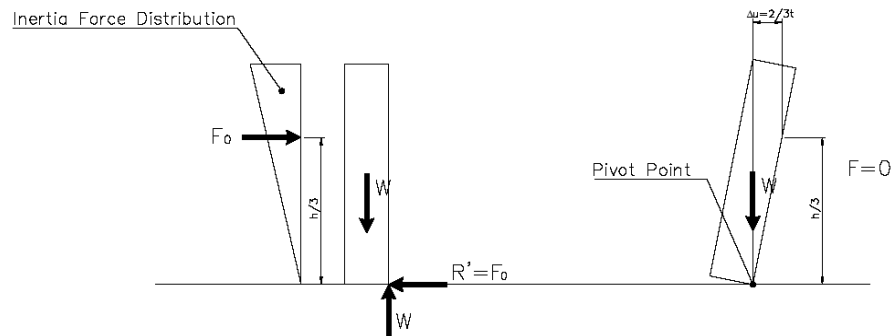
در نتیجه منحنی F بر حسب Δ به صورت دو خطی است:

$$\begin{cases} F \leq F_0 & \Rightarrow \Delta = 0 \\ F = \frac{3(t-\Delta)}{4h} W & \Rightarrow 0 < \Delta < t \end{cases}$$

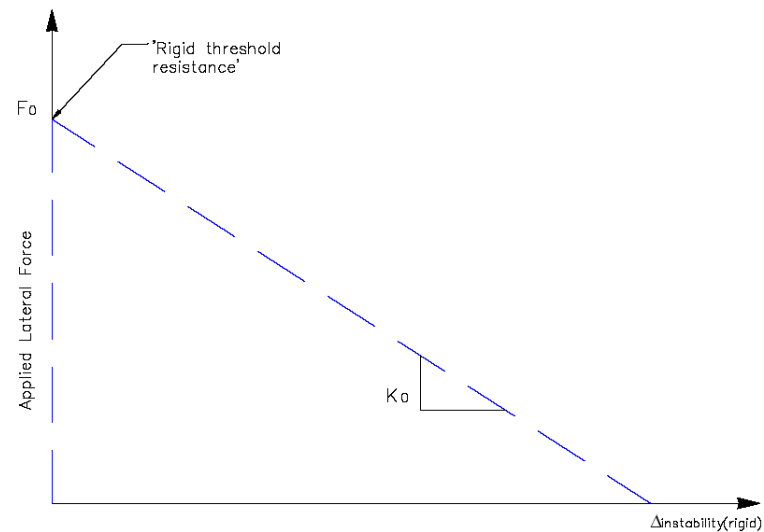
از تعادل در راستای محور افقی، عکس العمل افقی دیوار با تکیه گاه در لحظه‌ی شروع چرخش تعیین می‌شود:

$$R' = F_0$$

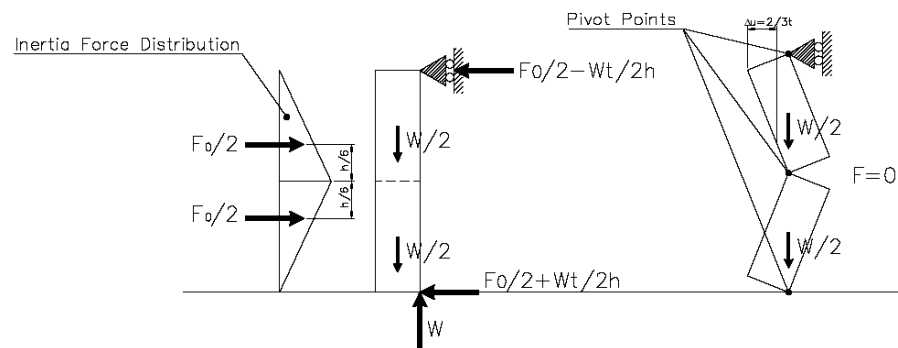
در لحظه‌ای که بالای دیوار به اندازه‌ی $\Delta = t$ جابه‌جا شده و محل اثر نیروی جانبی به اندازه‌ی $\Delta_u = \frac{2t}{3}$ تغییر مکان داده باشد، محور ثقل دیوار مطابق شکل (۵-۶) در امتداد خط قائم گذرا از مرکز چرخش عبور می‌کند، در نتیجه پس از آن سیستم ناپایدار خواهد بود، زیرا ممان مقاوم وجود نخواهد داشت. بلکه ممان ناشی از وزن، خود به صورت عامل واژگونی عمل خواهد کرد. در نتیجه منحنی نیرو-تغییر مکان به صورت شکل (۵-۷) خواهد بود. اکنون حالت دیوار دو سر مفصل مورد بررسی قرار می‌گیرد. با فرض ایجاد شکست خمشی از وسط دیوار، شکل بارگذاری و مود شکست دیوار به صورت شکل (۵-۸) درمی‌آید.



شکل ۶.۵ چرخش دیوار طره‌ای



شکل ۷.۵ منحنی نیرو- تغییر مکان



شکل ۸.۵ نیروی خمشی خارج از صفحه و مود شکست

نیروی عکس العمل بین دیوار و تکیه گاه فوقانی برابر R فرض می شود. معادله ی تعادل ممان حول نقطه ی چرخش میانی دیوار برای دیاگرام آزاد نیمه ی فوقانی دیوار به صورت زیر است:

$$\frac{W}{2} \times \frac{t}{2} + \frac{F_0}{2} \times \frac{h}{6} - R \times \frac{h}{2} = 0 \Rightarrow R = \frac{Wt}{2h} + \frac{F_0}{6}$$

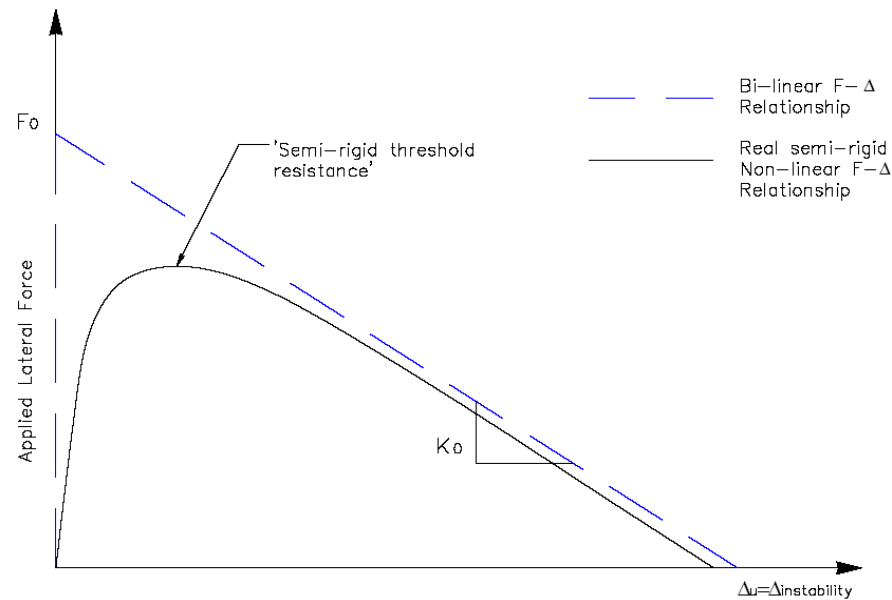
همچنین معادله ی تعادل ممان برای کل دیوار در چرخش حول نقطه ی پایین سمت راست دیوار به صورت زیر است:

$$W \times \frac{t}{2} + R \times h - \frac{F_0}{2} \times \frac{h}{3} - \frac{F_0}{2} \times \left(\frac{h}{2} + \frac{h}{6} \right) = 0$$

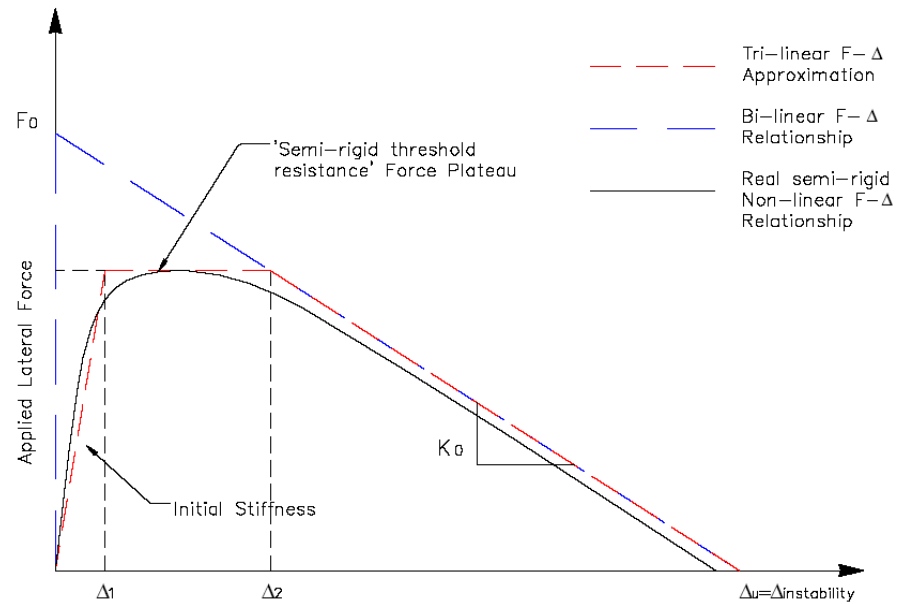
$$W \times \frac{t}{2} + R \times h - \frac{F_0 h}{2} = 0 \Rightarrow R = \frac{F_0}{2} - \frac{Wt}{2h}$$

$$\frac{F_0}{2} - \frac{Wt}{2h} = \frac{Wt}{2h} + \frac{F_0}{6} \Rightarrow F_0 = 3 \frac{Wt}{h} \Rightarrow R = \frac{Wt}{h}$$

در مورد سیستم واقعی که رفتار آن به صورت نیمه صلب است، منحنی نیرو-تغییرمکان مانند شکل (۹-۵) است. یعنی با شروع بار جانبی، تغییرمکان جانبی نیز آغاز می شود و با افزایش بار مقدار این تغییرمکان نیز افزایش می یابد. همچنین مقدار مقاومت جانبی قبل از شروع چرخش، کمتر از حالت صلب است. سختی K_0 را می توان به سادگی تعیین کرد. اکنون می توان رفتار واقعی دیوار را مانند شکل (۱۰-۵) به صورت سه خطی نشان داد.



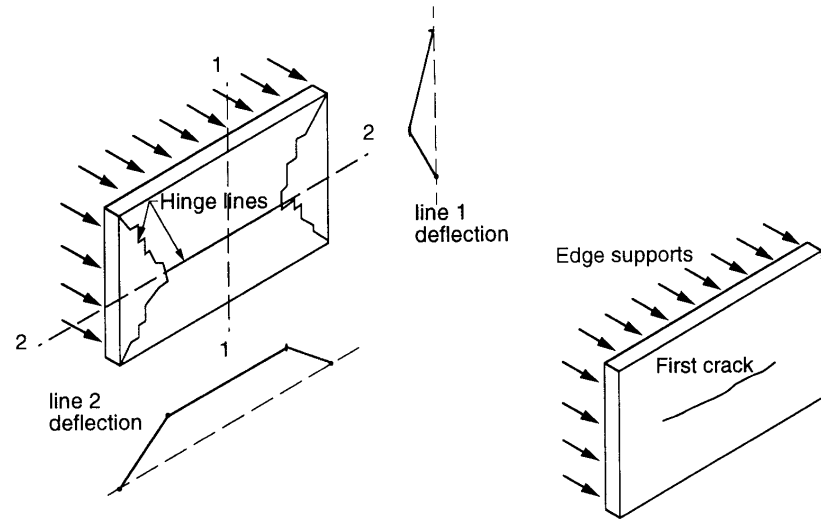
شکل ۹.۵ منحنی دوخطی دیوار صلب و رفتار واقعی دیوار



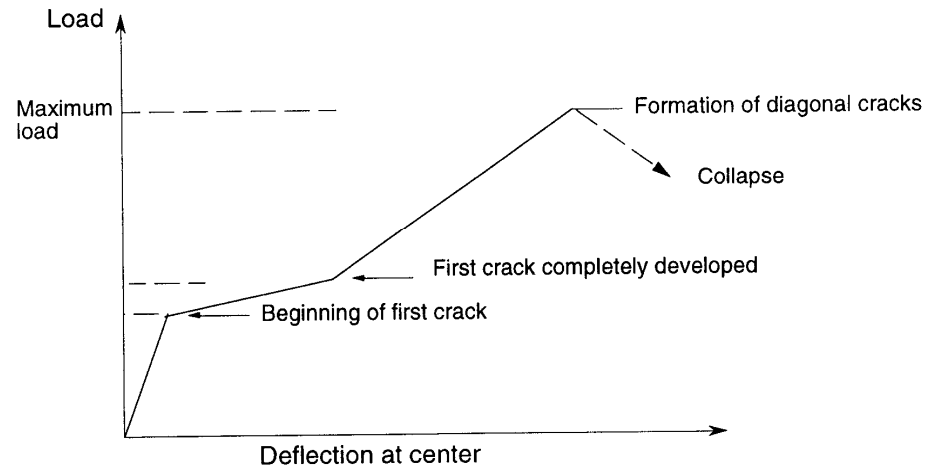
شکل ۱۰.۵ مدل سه خطی برای رفتار واقعی دیوار

برای تشکیل منحنی سه خطی، ابتدا منحنی دوطبقی بر اساس مقادیر F_0 و K_0 ایجاد می‌شود. در محدوده‌ی بین تغییرشکل‌های Δ_1 و Δ_2 مقدار مقاومت جانبی، ثابت فرض می‌شود. نسبت‌های $\frac{\Delta_1}{\Delta_u}$ و $\frac{\Delta_2}{\Delta_u}$ به خصوصیات مصالح و درجه‌ی زوال ملات بین بندها در دیوار و به‌ویژه در نقاط چرخش بستگی دارد. به‌عنوان مثال در جدول (۵-۱) برای سه حالت دیوار جدید، نسبتاً زوال یافته و شدیداً زوال یافته، نسبت‌های لازم برای تشکیل منحنی سه خطی ارائه شده‌است.

کنش قوسی (Arching action)



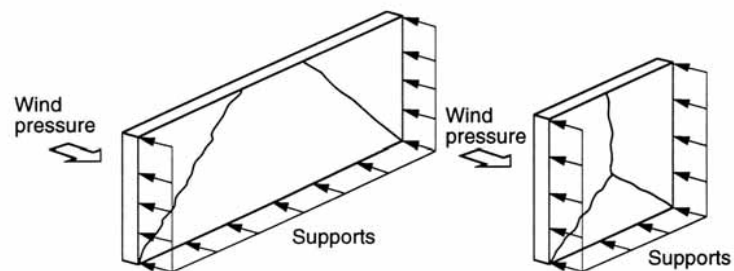
شکل ۱۱.۵ روند شکست خارج از صفحه‌ی دیوار در صورت وجود تکیه‌گاه در تمام جهات



شکل ۱۲.۵ رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار بنایی

در حالتی که فقط قسمت بالای دیوار، به صورت آزاد باشد، با توجه به نسبت ارتفاع به طول، یکی از حالت‌های شکست شکل (۵-۱۳) رخ خواهد داد.

مدل‌سازی کنش قوسی صلب



شکل ۱۳.۵ الگوی ترک خوردگی برای دیوار دارای سه تکیه‌گاه (کناره‌ها و پایین دیوار)

بند «۲-۱۰» آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰: افزایش بار طراحی در ستون‌های خاص

پرسش ۳۷: در موارد ضروری که یکی از اعضای جانبی باربر، مانند دیوار برشی یا قاب بادبندی شده تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌هایی که این عضو را تحمل می‌کنند باید برای چه مقاومتی طراحی شوند؟

پاسخ: این ستون‌ها باید مقاومتی حداقل برابر با بارهای به دست آمده از ترکیبات زیر باشند، این ترکیبات اضافه بر ترکیباتی هستند که در طراحی سازه به‌طور معمول به‌کاربرده می‌شوند:

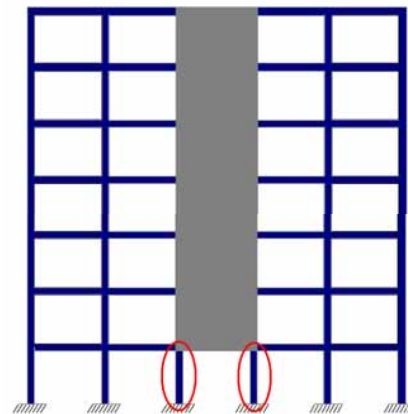
$$D + 0.8L \pm 2.8E$$

$$0.85D \pm 2.8E$$

پرسش ۳۸: آیا در صورت انقطاع دیوار آجری در ارتفاع ساختمان نیز باید ترکیب بار فوق مورد استفاده قرار گیرد؟

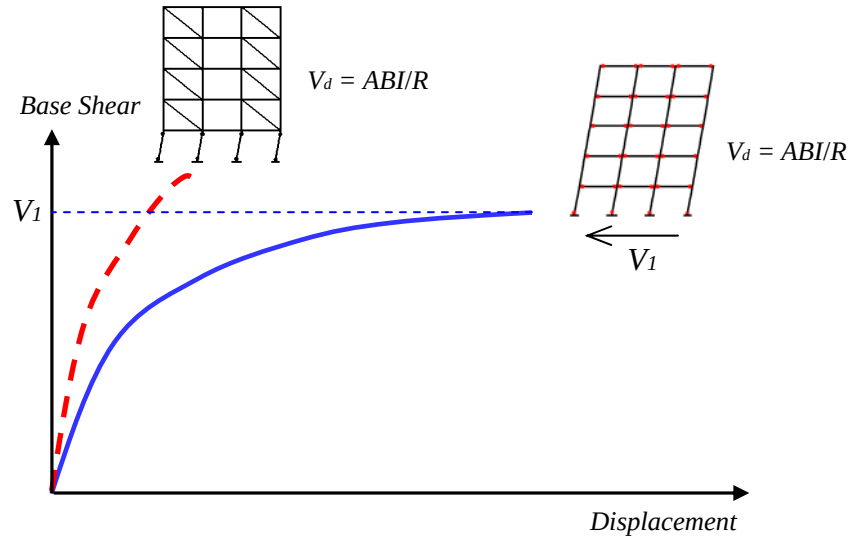
پاسخ: بله، زیرا در غیر این صورت مطابق شکل (۱-۲۱) شکست طبقه‌ی نرم رخ خواهد داد. به فصول (۶) و (۸) مراجعه شود.

پرسش ۳۹: در صورت وجود دیوار، آیا می‌توان مقدار ۲/۸ را اصلاح کرد؟



عدم امتداد دیوار برشی و بادبند

پرسش ۴۲: چرا با وجود افزایش در سختی و مقاومت ساختمان در حالت شکست طبقه‌ی نرم، باز هم این شکست، بسیار نامطلوب است.
پاسخ: زیرا مقدار این افزایش‌ها آن قدر نیست که منجر به کاهش شکل‌پذیری نیاز تا حدی کمتر از شکل‌پذیری موجود در سازه با طبقه‌ی نرم شود.



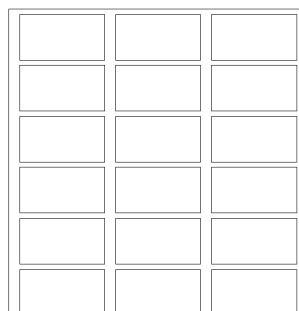
مقایسه‌ی منحنی ظرفیت در دو حالت شکست معمولی و شکست طبقه‌ی نرم. به میزان اختلاف در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری دو حالت توجه شود. به علت شکست طبقه‌ی نرم، درجه‌ی افزونگی (redundancy) سازه شدیداً کاهش می‌یابد در نتیجه، شکل‌پذیری کم می‌شود. در حالتی که طبقه‌ی نرم برای نیروهای افزایش یافته، طراحی نشده باشد، در دیوارهای پرکننده‌ی طبقات فوقانی شکستی ایجاد نمی‌شود.

پرسش ۴۳: برای جلوگیری از شکست طبقه‌ی نرم چه اقدامی باید در طراحی انجام شود؟

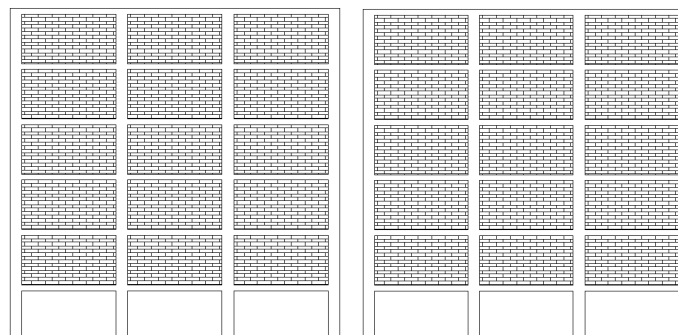
پاسخ: افزایش مقاومت و سختی طبقه‌ی نرم (یا ضعیف) به نحوی که باعث کاهش شکل‌پذیری نیاز تا حد لازم شود. توجه شود که شکست دیوارهای پرکننده‌ی طبقات فوقانی نیز در شکل‌پذیری پایین رخ می‌دهد.

مطالعات متداول طبقه‌ی نرم

در این جا به عنوان جمع‌بندی بخشی از کارهای تحقیقاتی در خصوص میزان افزایش نیروی طرح طبقه‌ی نرم در مقایسه با نیروی مربوط به حالت معمولی، نتیجه‌ی یکی از این کارهای تحقیقاتی ارائه می‌شود. حالت‌های مختلف دیوار پرکننده مطابق شکل (۶-۱) در نظر گرفته شده است.

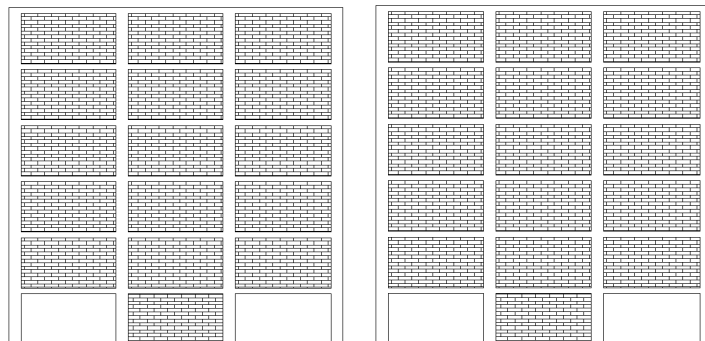


مدل I (قاب خالی)



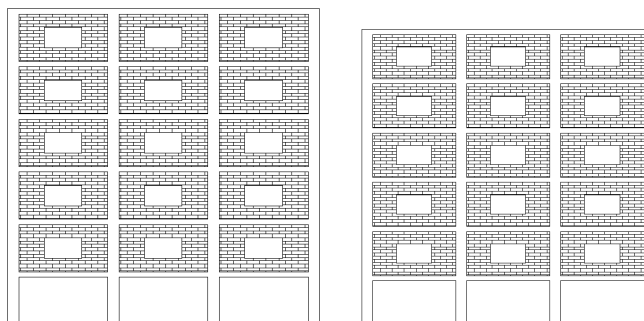
مدل III (دیوار ۱۱ سانتی‌متر)

مدل II (دیوار ۲۳ سانتی‌متر)

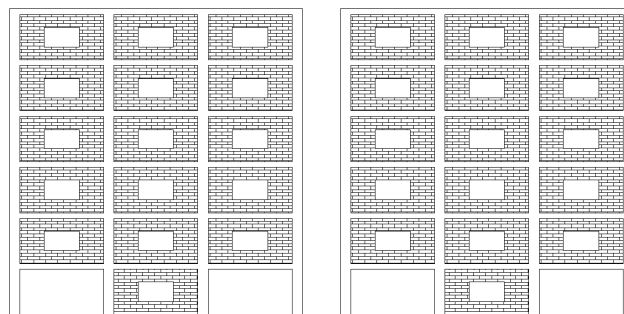


مدل IV (دیوار ۲۳ سانتی‌متر) مدل V (دیوار ۱۱ سانتی‌متر)

شکل ۱.۶ حالت‌های مختلف طبقه‌ی نرم در مقایسه با قاب بدون دیوار (ادامه دارد)



مدل VI (دیوار ۲۳ سانتی‌متر، ۳۰٪ بازشو) مدل VII (دیوار ۱۱ سانتی‌متر، ۳۰٪ بازشو)



مدل VIII (دیوار ۲۳ سانتی‌متر، ۳۰٪ بازشو) مدل IX (دیوار ۱۱ سانتی‌متر، ۳۰٪ بازشو)

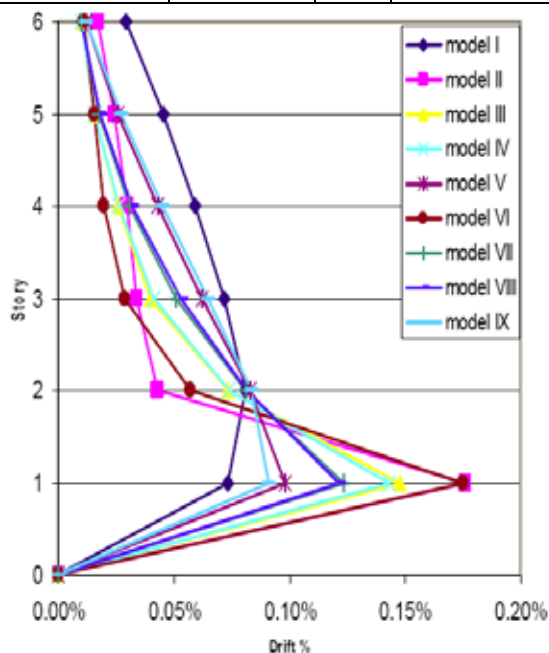
شکل ۱.۶ حالت‌های مختلف طبقه‌ی نرم در مقایسه با قاب بدون دیوار (ادامه)

با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، ضریب افزایش مقاومت تعیین شده است. ابتدا تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب خالی تا تغییر مکان جانبی ۲٪ (ایمنی جانی) انجام شده است. به طور مشابه برای قاب‌های دارای دیوار پرکننده نیز تحلیل غیرخطی انجام شده است. در تمام حالت‌های طبقه‌ی نرم، ظرفیت لرزه‌ای کمتر از نیاز لرزه-ای است، در نتیجه ابعاد ستون‌های نرم و میلگرد آن‌ها به تدریج و گام به گام طوری افزایش یافته است که ظرفیت موجود با نیاز لرزه‌ای برابر شود. در نتیجه ضریب افزایش مقاومت (۱۱) عبارت است از نسبت مقاومت جانبی طبقه‌ی نرم در سازه‌ی تقویت‌شده به مقاومت جانبی طبقه‌ی مزبور در قاب خالی. ضریب افزایش مقاومت تابعی از نسبت سختی حالت تقویت شده به قاب خالی است. در جدول (۵-۶) ضریب افزایش مقاومت و نسبت سختی در حالت‌های مختلف طبقه‌ی نرم نشان داده شده است. جابه‌جایی نسبی طبقات در حالت‌های مختلف در شکل (۲-۶) نشان داده شده است.

با دقت در جدول (۷-۶) ضریب افزایش مقاومت بین ۱/۳۶ تا ۲ وابسته به میزان و ضخامت دیوارها و مقدار بازشو در نوسان است. البته این مقادیر به تعداد دهانه و طبقات ساختمان، نوع سازه و ضریب رفتار مورد استفاده در طراحی نیز بستگی دارد.

جدول ۵.۶ مقادیر نسبت سختی قاب مورد بررسی به قاب خالی و ضریب اضافه مقاومت

مدل	نسبت سختی	ضریب افزایش مقاومت	مدل	نسبت سختی	ضریب افزایش مقاومت
I	۱	۱/۱	VI	۱/۷۵	۱/۷۵
II	۲/۸	۲	VII	۱/۵	۱/۴۴
III	۲	۱/۵۶	VIII	۱/۴	۱/۴۲
IV	۱/۸	۱/۵	IX	۱/۲۵	۱/۳۶
V	۱/۴	۱/۴			



شکل ۲.۶ جابه‌جایی نسبی طبقات

بدین ترتیب این ضریب بین ۱/۲ تا ۳/۲ در نوسان خواهد بود. البته برای این ضریب در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ برای تمام موارد، مقدار ۲/۸ پیشنهاد شده است. پارامترهای مؤثر بر این ضریب عبارتند از:

- ضخامت دیوارها
- میزان دیوارها
- مقدار بازشوها
- تعداد دهانه‌ها
- تعداد طبقات
- ضریب افزونگی سازه (تعداد مسیرهای لرزه‌بر)
- ضریب رفتار سازه
- نوع سازه (فولادی، بتنی)
- نوع سیستم باربر جانبی (دیوار برشی، بادبندی، قاب خمشی)

نامنظمی در نما (ارتفاع) در سایر آیین نامه ها (بند ۲-۱۰ در ۲۸۰۰)

تعداد اندکی از آیین نامه های لرزه ای، اعضای طبقات نامنظم را برای تحمل بارهای بیشتر زلزله، جریمه می کنند تا

حذف یا کاهش دیوارها در آن طبقه لحاظ شود.

هند

مطابق آیین نامه ی هند (IS-1893 2002) باید اعضای **طبقه ی نرم** (که سختی آن کمتر از ۷۰٪ سختی طبقه ی فوقانی یا کمتر از ۸۰٪ میانگین سختی سه طبقه ی فوقانی است) برای **۲/۵ برابر نیروی زلزله (بدون اثر دیوار)** طراحی شوند.
گزینه دیگر عبارت است از تعبیه ی دیوارهای برشی بتنی متقارن که برای ۱/۵ برابر نیروی برشی طراحی طبقه، در هر دو جهت ساختمان و در دورترین فاصله از وسط ساختمان طراحی می شوند.

$$(1/5 + 1 = 2/5)$$

قاب+دیوار

در این مورد ستون ها را می توان برای برش و لنگر طبقات محاسبه شده بدون در نظر گرفتن اثرات دیوارهای پرکننده طراحی کرد. همچنین این آیین نامه مقرر می دارد که به جای این کار می توان از تحلیل دینامیکی غیرخطی چنین ساختمان هایی با در نظر گرفتن جرم و سختی دیوارهای پرکننده و تغییر شکل های غیرالاستیک تمام اعضای سازه ای استفاده کرد.

۲/۵ برابر

EC8 (۲۰۰۳) توصیه می کند که مقاومت ستون ها در طبقه ای که دارای دیوار کمتری است، به اندازه ی مابه التفاوت مقاومت دیوارهای آن طبقه با طبقه ای که دیوار بیشتری دارد، افزوده شود.

در ویرایش قدیمی تر EC8 (۱۹۹۶) مقاومت ستون ها و تیرهای طبقه ی موردنظر افزایش می یافت. ولی **مطالعات** (Fardis and Panagiotakos , 1997) نشان داد که افزایش مقاومت تیرها منجر به افزایش نیاز لرزه ای ستون ها می شود، بنابراین نیروهای طرح لرزه ای فقط در ستون ها و به نسبت ضریب زیر است:

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\sum V_{Ed}} \leq q \quad \text{units:} \left\{ \frac{\Delta V_{RW} \text{ in } N}{V_{Ed} \text{ in } N} \right\} \quad (14-8)$$

که ΔV_{RW} عبارت است از کاهش مقاومت جانبی دیوار پرکننده در یک طبقه در مقایسه با طبقه ی بالایی $\sum V_{Ed}$ عبارت است از مجموع نیروهای برشی زلزله که به اعضای سازه ای قائم در طبقه ی موردنظر عمل می کند ضریب رفتار (q) که ظرفیت جذب انرژی سازه را نشان می دهد، بین مقادیر $1/5$ تا $4/68$ وابسته به سیستم های ساختمانی، شکل پذیری و منظم بودن در پلان تغییر می کند.

در صورتی که η کمتر از $1/1$ باشد، نیاز به افزایش نیروهای طراحی نیست.

بیشینه ی نامنظمی مجاز در ارتفاع در EC8 (۲۰۰۳) در ساختمان ها طوری است که مقدار η هرگز بیشتر از $4/68$ نشود این مقدار از ضریب $2/5$ پیشنهاد شده توسط آیین نامه ی هند (IS-1893 2002)، بیشتر است. همچنین ضریب η فقط برای طراحی ستون های طبقه ی نرم به کار می روند. توجه شود که مطابق EC8 (۲۰۰۳) به طور واضح مشخص نیست که آیا بازبودن طبقه ی اول مجاز است یا خیر؟ EC8 (۲۰۰۳) مقرر می دارد که در تمام ارتفاع ستون های طبقه ی اول، محصوریت کافی توسط خاموت های برشی، ایجاد شود. این ضابطه به علت آسیب پذیری شدید ستون های طبقه ی اول به علت وجود دیوارهای آجری است

همچنین در صورت وجود ستون کوتاه به علت کامل نبودن ارتفاع، باید تمام ارتفاع ستون های طبقه ی موردنظر، توسط خاموت های برشی کافی تسلیح شوند. چنین خاموت های برشی در حالتی که فقط یک طرف ستون متصل به دیوار آجری باشد، نیز لازم است.

بلغارستان

براساس آیین‌نامه‌ی بلغارستان (۱۹۸۷) اعضای طبقه‌ی نرم (طبقه‌ای که سختی آن کمتر از نصف طبقات مجاور باشد) باید برای نیروی افزایش یافته طراحی شوند. مقدار ضریب برای قاب‌های بتن مسلح منظم با دیوار آجری برابر 0.3 در مقایسه با مقدار 0.2 برای قاب‌های بدون دیوار است این ضریب برای قاب‌های بتن مسلح با طبقه‌ی نرم برابر 0.6 است بنابراین اعضای طبقه‌ی نرم برای نیرویی به اندازه‌ی سه برابر نیروهای قاب منظم بدون دیوار طراحی می‌شوند.

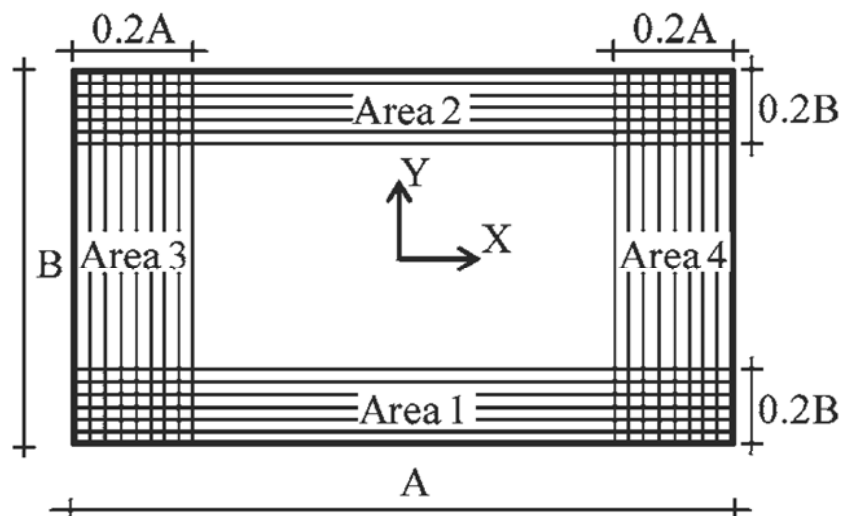
۳ برابر

نپال

مطابق آیین‌نامه‌ی **نپال** (NBC-201 1995) باید حداقل دو دیوار باربر جانبی در هر یک از جهتهای اصلی ساختمان در هر طبقه وجود داشته باشد. **حداقل ۲۰٪**

طول کل دیوارها در جهت x در هر یک از سطحهای Area 1 و Area 2 و در جهت y در سطحهای Area 3 و Area 4

قرار داده شود. در هر جهت اصلی، نسبت جرم متمرکز هر طبقه به مجموع ضخامت‌های دیوارها با در نظر گرفتن نماد پوشش دیوار در طبقه نباید از ۱۲۵٪ همین نسبت برای هر یک از طبقات بالاتر (غیر از بام) بیشتر باشد. این ضابطه برای اطمینان از جلوگیری از نامنظمی در پلان و ارتفاع ساختمان به‌علت چیدمان نامتقارن دیوارها است.



شکل ۳.۸ پلان تیپ ساختمان، حداقل ۲۰٪ از طول کل دیوارهای پرکننده در هر راستا باید در محل هاشور واقع شوند. (NBC-201 1995)

۲- ۱۲ قطعات نما و سایر قطعات غیرسازه‌ای متصل به ساختمان

۲-۱۲-۱ در ساختمان‌های با «اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و ساختمان‌های بلندتر از هشت طبقه در صورتی که دیوارهای جداکننده داخلی و یا دیوارهای نما جزو سیستم سازه‌ای باربر جانبی نباشند، باید به طریقی به سازه متصل شوند که محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد ننمایند. اتصالات این دیوارها به سازه باید توانایی انتقال نیروی زلزله ایجاد شده بر اثر جرم دیوار را به سازه دارا باشند. این قبیل دیوارها بهتر است از جنس سبک و انعطاف پذیر انتخاب شوند.

در مقاله بعدی

مراجع

تشکر

از

حضار و هیأت رئیسه

دست اندرکاران سمینار: دبیر، سایر سخنرانان

